

**CENTRO EDUCACIONAL DO SUL DE MINAS – UNIS/MG**

**ENGENHARIA CIVIL**

**CATHLEEN BUENO DOMINGUETI**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE  
CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS  
PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

**Varginha**

**2017**

**CATHLEEN BUENO DOMINGUETI**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE  
CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS  
PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)  
apresentado ao curso de Engenharia Civil do  
Centro Universitário do Sul de Minas como pré-  
requisito para obtenção do grau de bacharelado,  
sob orientação do Mestre Armando Belato  
Pereira.

**Varginha**

**2017**

**CATHLEEN BUENO DOMINGUETI**

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE  
CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ESTACAS  
PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Trabalho de conclusão de curso apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG), como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado pela banca examinadora compostas pelos membros:

Aprovado em / /

---

Me. Armando Belato Pereira

---

---

---

OBS.:

## **DEDICATÓRIA**

Dedico esse trabalho a todas pessoas que eu amo e a todos que contribuíram para a realização do mesmo.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus por tudo que Ele me proporcionou até hoje. A minha família, meus pais e minhas irmãs que tanto me apoiam, me dão forças e estão comigo pro que der e vier. Ao meu orientador que me apoiou e ajudou para que o trabalho ficasse da melhor forma possível e a todos meus amigos e pessoas que contribuíram de alguma forma e torceram por mim.

## **EPÍGRAFE**

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.”

Charles Chaplin

## RESUMO

O seguinte trabalho propõe um estudo de caso de uma fundação profunda com estaca pré-moldada de concreto. Tal projeto foi obtido a partir da dissertação de Santos Jr., O. F (1988, apud Fernandes Alves, Rubens Diego, 2014), em que o mesmo estudou 8 provas de carga estática do tipo SML e 8 ensaios de sondagem do tipo SPT, localizados o mais próximo possível das provas de carga analisadas. Esses dados foram disponibilizados pelo Departamento de Geotecnia da EESC-USP. Diante desse projeto foram exemplificados diversos métodos semiempíricos de capacidade de carga como Meyerhof (1976), Aoki-Velloso (1975), Décourt Quaresma (1978), Teixeira (1996), Alonso (1996), Vorcaro e Velloso (2000), Velloso (1981), Antunes e Cabral (1996) e o método teórico proposto por Terzaghi (1943). Para um melhor estudo de viabilidade técnica, ao se definir a carga de ruptura do estudo de caso, pode acontecer de extrapolar a curva-recalque, através disso, achou-se necessário apresentar o método de extrapolação da curva-recalque obtida em provas de carga de Van der Veen (1953). Foi proposto então a aplicação nas oito estacas apresentadas, os oito métodos semiempíricos, para assim realizar uma comparação entre os mesmos. Será também apresentado os resultados de Santos (1988), que foi realizado por extrapolação. Através da comparação dos resultados pode-se conhecer melhor os métodos, suas características e ser possível entender o motivo dos que se aproximaram e os que mais se distanciaram-se.

**Palavras-Chave:** Fundação profunda. Estaca pré-moldada. Métodos semiempíricos. Provas de carga.

## **ABSTRACT**

*The following work proposes a case study of a deep foundation with precast concrete pile. This project was obtained from the dissertation of Santos Jr., O. F (1988, apud Fernandes Alves, Rubens Diego, 2014), in which he studied 8 static load tests of the SML type and 8 SPT type probing tests, located as close as possible to the load tests analyzed. These data were made available by the Geotechnical Department of EESC-USP. In this project, several semiempirical methods of load capacity were exemplified: Meyerhof (1976), Aoki-Velloso (1975), Décourt Quaresma (1978), Teixeira (1996), Alonso (1996), Vorcaro and Velloso (1981), Antunes and Cabral (1996) and the theoretical method proposed by Terzaghi (1943). For a better study of technical feasibility, when defining the load of rupture of the case study, it may happen to extrapolate the curve-settling, through this, it was necessary to present the extrapolation method of the curve-setback obtained in load tests of Van der Veen (1953). It was then proposed to apply the eight semiempirical methods to the eight stakes presented, in order to make a comparison between them. The results of Santos (1988), which was performed by extrapolation, will also be presented. By comparing the results, one can better understand the methods, their characteristics and be able to understand the motive of those who have approached and those who have distanced themselves the most.*

**Keywords:** *Deep foundation. Precast casting. Semiempirical methods. Load tests.*



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.3: Estaca pré-moldada de concreto.....	21
Figura 2.3.1: Confeccção das estacas pré-moldadas de concreto.....	22
Figura 2.3.2: Emenda das estacas pré-moldadas de concreto.....	23
Figura 2.3.3: Cravação das estacas pré-moldadas de concreto.....	26
Figura 2.4: Requisitos básicos para um projeto de fundação (a) Deformações Excessivas, Colapso do solo, (c) Tombamento, (d) Deslizamento e (e) Colapso estrutural, resultante de projetos deficientes.....	27
Figura 2.4.2: Ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	30
Figura 2.5.2: Ângulo de atrito interno.....	33
Figura 2.6.1: Mobilização progressiva da resistência do elemento de fundação.....	35
Figura 2.9.1: Representação da obtenção da carga de ruptura por Van der Veen.....	40
Figura 3.1.1: Critério de ruptura de Terzaghi.....	41
Figura 3.1.1.1: Valores de $N_q$ de vários autores.....	42
Figura 3.1.2: Critério de Meyerhof.....	44
Figura 5: Perfil de sondagem e prova de carga PC1A.....	59
Figura 5.1: Perfil de sondagem e prova de carga PC3A.....	60
Figura 5.2: Perfil de sondagem e prova de carga PC6A.....	61
Figura 5.3: Perfil de sondagem e prova de carga PC7A.....	62
Figura 5.4: Perfil de sondagem e prova de carga PC3B.....	63
Figura 5.5: Perfil de sondagem e prova de carga PC4B.....	64
Figura 5.6: Perfil de sondagem e prova de carga PC17B.....	65
Figura 5.7: Perfil de sondagem e prova de carga PC18B.....	66
Figura 5.8: Gráfico comparativo de capacidade de carga.....	72

Figura 6: Capacidade de carga da estaca PC1A.....	74
Figura 6.1: Desvio-Padrão estaca PC1A – Geral.....	75
Figura 6.2: Desvio-Padrão estaca PC1A – Específico.....	75
Figura 6.3: Estaca PC1A – Santos.....	76

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.4.4: Tabela dos estados de compactidade e de consistência a resistência a penetração.....	32
Tabela 2.5.3: Peso específico de solos argilosos.....	34
Tabela 2.5.3.1: Peso específico de solos arenosos.....	34
Tabela 2.6.1.1: Valores limites de $N_{spt}$ para a parada das estacas.....	37
Tabela 3.1.3: Coeficiente K e razão de atrito $\alpha$ .....	45
Tabela 3.1.3.1: Fatores de correção F1 e F2.....	46
Tabela 3.1.4: Coeficiente característico do solo C.....	46
Tabela 3.1.4.1: Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	47
Tabela 3.1.4.1.1: Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	47
Tabela 3.1.5: Valores do parâmetro $\alpha$ relativo a resistência de ponta.....	48
Tabela 3.1.5.1: Valores do parâmetro $\beta$ relativo a resistência de atrito lateral.....	48
Tabela 3.1.5.1.1: Valores do atrito lateral $r_l$ .....	49
Tabela 3.1.6: Limites de $r_l$ e valores de $\alpha_{Al}$ .....	50
Tabela 3.1.6.1: Valores de $\beta_{Al}$ .....	52
Tabela 3.1.8: Valores aproximados de a, b, a' e b'.....	54
Tabela 3.1.9: Parâmetros $\beta_1$ e $\beta_2$ .....	55
Tabela 3.1.9.1: Resumo dos métodos estudados.....	56
Tabela 5: Valores de capacidade de carga obtidos por extrapolação pelo método de Van der Veen (1953).....	71
Tabela 5.1: Capacidade de carga geral dos métodos.....	71

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

NBR - Norma Brasileira Regulamentadora

ABEF - Associação Brasileira de Engenharia de Fundações

SPT – Standard Penetrations Test

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

$\Phi$  - Ângulo de atrito

$\sigma_v$  – Tensão vertical efetiva

$\gamma$  – Peso específico

P - Força de compressão

B - Largura

D - Profundidade

C - Coesão do solo

$N_c$  - Coeficiente adimensional de capacidade de carga

$N_q$  - Coeficiente adimensional de capacidade de carga

$N_\gamma$  - Coeficiente adimensional de capacidade de carga

N - número de golpes

$\Delta l$  - espessura

$q_0$  - resistência limite na camada fraca inferior

$q_1$  - resistência limite na camada resistente

$N_p$  - índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca

$N_l$  - índice de resistência à penetração médio da camada de solo

$R_p$  - resistência de ponta

$R_l$  - resistência lateral

$r_p$  – incógnitas geotécnicas

$r_l$  - incógnitas geotécnicas

F1 - coeficiente de correção da resistência de ponta

F2 - coeficiente de correção da resistência lateral

R - Capacidade de carga

$A_p$  - Área da projeção da ponta da estaca

U - Perímetro da seção transversal

L - Comprimento da estaca

$\alpha_{Al}$  - Coeficiente de correção do atrito lateral

$f_s$  - Adesão calculada a partir do torque máximo

$T_{\max}$  - Torque máximo expresso

h - Penetração total do amostrador

$\Delta l_t$  - Trecho onde se admite atrito lateral unitário  $r_l$  constante

$\alpha$  - Fator da execução da estaca

$\lambda$  - Fator de carregamento

$\beta$  - Fator da dimensão da base

b - Diâmetro da ponta de cone

$\emptyset$  – diâmetro

$N_{spt}$  - Índice de resistência à penetração do ensaio SPT

$\beta_1$  - Coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo

$\beta_2$  - Parâmetro para o cálculo da resistência de ponta que depende do tipo de solo.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
1.1 Justificativa .....	17
1.2 Objetivo Geral.....	17
1.3 Objetivos Específicos.....	17
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>19</b>
2.1 Fundações.....	19
2.2 Fundações Profundas.....	20
2.3 Estaca Pré-moldada de Concreto.....	20
2.3.1 Confeção das Estacas .....	21
2.3.2 Emenda das Estacas .....	22
2.3.3 Execução do Serviço de Cravação .....	24
2.3.4 Cota de Arrasamento.....	26
2.3.5 Blocos de Coroamento .....	27
2.4 Requisitos para um projeto de fundação .....	27
2.4.1 Verificação da segurança ao colapso.....	28
2.4.2 Investigação geotécnica.....	28
2.4.3 Locação da sondagem .....	30
2.4.4 Processo de execução .....	31
2.5 Parâmetros de resistência do solo.....	32
2.5.1 Coesão .....	32
2.5.2 Ângulo de atrito ( $\phi$ ).....	33
2.5.3 Peso Específico ( $\gamma$ ) .....	33
2.6 Metodologias de Projeto.....	34
2.6.1 Capacidade de Carga Geotécnica .....	34
2.6.2 Primeira Metodologia.....	37
2.6.3 Segunda Metodologia.....	37
2.6.4 Terceira Metodologia .....	38
2.7 Métodos Semiempíricos.....	38
2.8 Provas de Carga.....	38
2.9 Extrapolação da curva carga-recalque.....	39
2.9.1 Van der Veen.....	39
<b>3. METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA</b> .....	<b>41</b>
3.1 Metodologias de Cálculo.....	41

3.1.1 Teoria de Terzaghi .....	41
3.1.2 Método de Meyerhof.....	43
3.1.3 Método do Aoki-Velloso.....	44
3.1.4 Método Décourt-Quaresma .....	46
3.1.5 Método Teixeira .....	47
3.1.6 Método Alonso.....	49
3.1.7 Método de Vorcaro e Velloso .....	52
3.1.8 Método de Velloso .....	53
3.1.9 Método de Antunes e Cabral .....	54
<b>4. MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>57</b>
<b>5. ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>58</b>
5.1 Método de Meyerhof.....	67
5.2 Método Aoki-Velloso.....	67
5.3 Método Décourt-Quaresma .....	68
5.4 Método Teixeira .....	68
5.5 Método Alonso.....	69
5.6 Método Vorcaro e Velloso .....	69
5.7 Método Velloso.....	70
5.8 Método Antunes e Cabral.....	70
<b>6. DISCUSSÕES E RESULTADOS .....</b>	<b>73</b>
<b>7. CONCLUSÃO .....</b>	<b>77</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>78</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Nas fundações, por ser uma área que envolve uma parcela de elementos da natureza, os solos, sua imprecisão e o cuidado a se tomar na realização de um projeto devem ser bastante grandes. As estacas, parte do conteúdo das fundações, são responsáveis por transmitir ao solo em camadas mais profundas e resistentes, as cargas provenientes das estruturas. Essa transferência deve-se dar de forma segura, para que não haja o rompimento do solo ou do material da própria estaca, e ainda, evitar que os recalques produzidos não danifiquem a estrutura de modo a comprometer a estabilidade.

A interação do elemento de fundação por estaca com o solo é uma variável muito importante, tornando o seu domínio indispensável a fim de determinar a resistência do conjunto e estabelecer critérios de dimensionamento de projeto para cada caso de aplicação da estaca.

Diversos estudiosos têm pesquisado essa interação e desenvolvido métodos de dimensionamento para estimativa da carga de ruptura da fundação. Esses métodos visam proporcionar maior confiabilidade na estimativa da resistência do conjunto solo-estaca, favorecer uma maior economia no consumo de materiais, diminuir as incertezas depositadas nos coeficientes de segurança, e dominar o conhecimento do comportamento das fundações.

Sendo assim, nesse trabalho inicialmente serão abordados os conceitos iniciais de fundações, a caracterização e utilização das estacas pré-moldadas de concreto, como também o parâmetro de resistência dos solos. Após especificado tais informações, o trabalho também abordará as metodologias de cálculo utilizadas para o cálculo de capacidade de carga das fundações, e conseqüentemente, a carga admissível da fundação, analisando o conjunto solo-estrutura, com objetivo de fazer com que justifique a sua utilização no estudo de caso no qual foi obtido a partir da dissertação de Santos Jr., O. F (1988, apud Fernandes Alves, Rubens Diego, 2014), em que se verificará a viabilidade técnica do projeto. Para tal justificativa será aplicada em oito estacas, denominadas PC1A, PC3A, PC6A, PC7A, PC3B, PC4B, PC17B e PC18B, os oito métodos semiempíricos, realizando uma comparação entre eles para uma análise dos métodos de capacidade de carga e caracterização dos mesmos para justificar divergências.

Esta dissertação apresenta os diversos métodos empregados para estimativa da capacidade de carga, sejam eles teóricos, Teoria de Terzaghi (1943), ou semiempíricos, Meyerhof (1976), Aoki-Velloso (1975), Décourt Quaresma (1978), Teixeira (1996),



Alonso (1996), Vorcaro e Velloso (2000), Velloso (1981), Antunes e Cabral (1996), como também apresenta o método das extrapolações das provas de carga conforme proposto por Van der Veen (1953).

Pretende-se estabelecer comparações dos métodos semiempíricos e através de gráficos comparativos, poder justificar os resultados dos demais.

### 1.1 Justificativa

A utilização de estacas como fundação ainda é uma área em desenvolvimento devido a diversos avanços tecnológicos. O seu estudo se faz necessário para um maior domínio dos métodos empregados, entender a finalidade dos mesmos, de forma a atingir valores de capacidade de carga cada vez mais próximos da situação real, para que não venha ocorrer um superdimensionamento ou subdimensionamento da fundação a ser utilizada.

### 1.2 Objetivo Geral

A fim de se calcular a capacidade de carga em um projeto de fundação, existe uma grande possibilidade de métodos para se utilizar. Portanto, pretende-se realizar um estudo comparativo entre alguns métodos semiempíricos, reunir essas metodologias existentes e aplicar nos resultados de provas de carga do estudo de caso de estaca pré-moldada de concreto. Desta forma pode-se analisar a coerência das fórmulas de cálculo e avaliar a eficácia e aplicabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga de acordo com sua viabilidade técnica.

### 1.3 Objetivos Específicos

- a) Conhecer as provas de carga das fundações;
- b) Conhecer as características e o processo executivo da estaca pré-moldada de concreto;
- c) Conhecer algum dos métodos existentes para o cálculo de capacidade de carga geotécnica das estacas;
- d) Comparar os métodos entre si;
- e) Aplicar os métodos estudados no estudo de caso de estaca pré-moldada de concreto;

- f) Comparar os resultados obtidos dos diversos métodos;
- g) Discutir a importância dessa análise.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Fundações

Fundação é a parcela da estrutura, caracterizada como infraestrutura, que recebe todos esforços solicitantes da superestrutura e transmite as cargas e o seu peso próprio para o solo. Tem como função fazer essa transmissão com segurança sem que ocorra deformação ou o rompimento do solo.

A estrutura de uma edificação é considerada um subsistema estrutural, que inclui a infraestrutura, embutida no subsistema geotécnico, assim esses dois subsistemas compõem um único sistema que está sujeito a ações. (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

O tipo do solo é onde se encontra maior dificuldade de prever com exatidão seu comportamento. Faz-se então necessário o uso de prudência do profissional responsável, pois as falhas geradas na superestrutura por consequência de erros na fundação podem ser graves e quando se percebe somente após a finalização da construção os custos são altos. Por isso, para se ter uma fundação segura, o solo tem que ser rígido para receber todos esforços verticais, horizontais assim como os momentos gerados pela estrutura e sustentar sem que ocorra deformações e recalques.

Para Alonso, U. R (2011), a fundação, assim como outro elemento estrutural, deve assegurar, sob ações de cargas em serviço, as exigências mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade.

As fundações se dividem em superficiais (rasas) e profundas. De acordo com a NBR 6122/2010 fundações rasas é um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Já as fundações profundas é um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m.

## 2.2 Fundações Profundas

São utilizadas quando fundações rasas não suportam os esforços gerados pela superestrutura, já que ela, por atingir maiores profundidades suporta maiores cargas sem que ocorram deformações. As cargas das fundações profundas são transmitidas ao solo por atrito lateral à estaca. Também são caracterizadas por terem grande comprimento em relação à seção transversal.

A fundação profunda é composta por um elemento estrutural em que o seu comprimento deve ser maior do que a sua largura ou diâmetro, de modo que a ponta atinja camadas mais profundas do solo, havendo a possibilidade desta ponta ser simples ou alargada, com o intuito de se obter uma maior resistência neste ponto da fundação. Esse tipo de fundação é executada, normalmente, utilizando-se equipamentos e mão de obra especializada.

## 2.3 Estaca Pré-moldada de Concreto

A estaca pré-moldada é um elemento de fundação profunda que se enquadra na categoria das estacas de deslocamento por não precisar retirar o solo para sua introdução. Podem ser constituídas por um único elemento estrutural (madeira, aço, concreto armado ou protendido) ou pela associação de dois desses elementos, quando será denominada estaca mista.

De acordo com ABEF - Associação Brasileira de Engenharia de Fundações (1998), o concreto é um dos melhores materiais de construção para a execução de estacas, principalmente tratando-se das pré-moldadas, devido ao controle de qualidade que pode ser obtido na confecção e também na cravação das estacas. Embora seja armada, é apenas para resistir seu peso próprio durante o transporte.

As estacas pré-moldadas de concreto compreendem o fornecimento de materiais, equipamentos e mão de obra especializada. Podem ser pré-fabricadas em firmas especializadas ou no próprio canteiro.

Apesar de todo controle de qualidade, as estacas pré-moldadas de concreto apresentam algumas desvantagens como: Sobras e/ou quebras, gerando perdas significativas, vibrações e ruídos em excesso e baixa produtividade.

Figura 2.3: Estaca pré-moldada de concreto



Fonte: Sete Engenharia <sup>1</sup>

### 2.3.1 Confeção das Estacas

Para o dimensionamento das estacas pré-moldadas de concreto, a determinação da seção transversal, o comprimento relacionado a profundidade que pretende atingir, bem como as seções de aço, é responsabilidade do engenheiro calculista e deve constar no projeto de fundação.

Já a fabricação, segundo Rebello (2008) e em conformidade com ABEF – Associação Brasileira de Engenharia de Fundações (1998), a confecção das estacas é industrial e executada através de moldes em fôrmas de metal. Há duas formas de adensamento do concreto, que podem ser por centrifugação ou por vibração, sendo a segunda a mais usada.

Na centrifugação, a qual a fôrma é posta a girar, faz com que o concreto adense regularmente, se posicionando na face interna da fôrma e gerando uma seção vazada. Porém deve-se tomar cuidado com o tempo de rotação, que deve ser controlado para que

---

<sup>1</sup> Disponível em < <http://sete.eng.br/>> Acesso em mar.2017.

os agregados do concreto não separem. Embora menos usada, esta estaca é executada com melhor qualidade do que as vibradas por apresentarem seção circular vazada.

As estacas vibradas são geralmente confeccionadas com seção transversal maciça quadrada ou circular. Deve ser feita de maneira contínua, perfeitamente vibrada para não ocorrer o aparecimento de vazios, nichos de agregados graúdos e outros defeitos de concretagem. Durante a concretagem, deve-se evitar que a armadura seja deslocada. Após a concretagem, a superfície exposta deverá ser regularizada e as formas não deverão ser retiradas antes dos três dias do término da concretagem. Prazo podendo ser reduzido com a adição de aditivos.

Figura 2.3.1: Confeção das estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: Sotef Engenharia <sup>2</sup>

### 2.3.2 Emenda das Estacas

As estacas são executadas com peças de quatro até doze metros de comprimento devido à limitação para transportá-las. Caso seja necessário maior comprimento de cravação de estaca, as estacas devem ser corretamente emendadas no canteiro.

Há dois tipos de emendas mais comuns. São elas as emendas por luvas de encaixe ou anel metálico soldado. Também há a possibilidade de aproveitamento de estacas cortadas. Para cada caso específico deve ser determinado, pelo engenheiro projetista, o

---

<sup>2</sup> Disponível em < <http://www.sotef.com.br/> > Acesso em mar.2017.

encaixe mais adequado analisando os requisitos estabelecidos pela norma ABNT, NBR 6122 (2010).

No caso de emenda soldada de dois anéis, adiciona-se a peça a ser soldada sobre a estaca já cravada. Deve-se garantir o assentamento no perímetro dos anéis de chapa das estacas. A seguir os anéis são limpos com escova metálica apropriada para retirar qualquer sujeira que eventualmente possa existir, como terra, óleos ou graxas. Finalmente inicia-se o processo de solda, no perímetro dos anéis de emenda garantindo uma continuidade estrutural da estaca.

Caso a emenda seja do tipo luvas de aço, basta encaixar a luva na estaca cravada e posicionar a nova peça acima, encaixando-a na outra extremidade da luva criando uma “rótula” no local da emenda, e tomando o cuidado para que fique na mesma inclinação da peça inferior e garantindo bom assentamento no eixo dos elementos.

Figura 2.3.2: Emenda das estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: Incopre – Pré-fabricados de concreto<sup>3</sup>

---

<sup>3</sup> Disponível em < <http://incopre.com.br/> > Acesso em mar.2017.

### 2.3.3 Execução do Serviço de Cravação

A cravação de estacas pré-moldadas de concreto pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração. Para escolher o tipo de equipamento a ser utilizado deve-se antes analisar o relatório de sondagem para ver as características do solo, o projeto de fundação observando a locação, vizinhança, capacidade de carga, características e claro a dimensão da estaca que pretende-se utilizar. Depois de toda essa análise inicia o processo de cravação.

Na cravação por percussão deve ser dimensionada de forma a levar a estaca até a profundidade prevista para sua capacidade de carga sem danificá-la. Deve-se então montar a torre na base do bate-estaca. Em seguida o equipamento é posicionado próximo ao piquete de locação do centro da estaca, de frente, deslocado sobre esteira ou rolos metálicos apoiados em madeira. A máquina é então nivelada. A etapa seguinte é trazer a estaca para perto da torre, esse processo pode ser feito mais facilmente através de um guincho instalado no bate-estaca. Coloca-se a caixa de proteção da cabeça da estaca. Começa-se a levantar a estaca através de um cabo de aço amarrado aproximadamente a um terço da cabeça da estaca, o levantamento é cuidadosamente lento e gradual, deixando a estaca na posição vertical. O cabo de aço é solto após o encaixe da extremidade superior da estaca no capacete (o capacete serve para amortecer os golpes do pilão e transmitir as tensões de forma uniforme para a estaca). Coloca-se o pé da estaca em cima do piquete verificando seu prumo. Inicia-se finalmente o processo de cravação da estaca pela queda de um martelo (pilão) sobre a cabeça da estaca. A NBR 6122 (2010) alerta que o uso de martelo mais pesado, com menos altura de queda é mais eficiente do que martelo leve com maior altura de queda, considerando o mesmo amortecimento.

Esse processo deve ser repetido quantas vezes forem necessárias até que se atinja a profundidade estimada no projeto, sem danificar a estaca. Caso a nega ocorra antes da cota prevista, deve-se consultar o engenheiro projetista para ver se a resistência naquela profundidade irá suportar os esforços solicitantes. É importante lembrar que há também a possibilidade de cravar as estacas com um pequeno ângulo de inclinação (de até 14°) melhorando a sua capacidade de absorção de cargas horizontais.

Após o término da cravação é feito o preparo da cabeça das estacas para a ancoragem do bloco demolindo o restante da estaca acima da cota de arrasamento assim



como a parte do topo danificada durante a cravação e deve ser feito com o auxílio de ponteiros ou martelos leves, executando o serviço com uma pequena inclinação em relação à direção horizontal. Quando o topo da estaca resultar abaixo da cota de arrasamento prevista, deve-se realizar a recomposição da estaca com concreto de resistência igual ou superior à do concreto original da estaca e, se necessário, prolongar a armadura, para que atinja um comprimento suficiente para penetrar no bloco, com a finalidade de transmitir os esforços.

Na cravação por vibração usa-se um martelo com garras com função de fixar a estaca. São produzidas vibrações de alta frequência e transmitidos para estaca. O martelo pode ser usado tanto para cravação quanto para remoção da mesma. Devido às elevadas vibrações que esse método produz no solo e podendo afetar obras vizinhas, torna-se inviável o uso por ser muito restrito.

Na cravação por prensagem é uma boa alternativa de fundação em locais onde devem ser evitados barulhos e vibrações. É realizada com o auxílio de macacos hidráulicos necessitando de um elemento que sirva como carga de reação à carga aplicada na estaca, pode ser uma plataforma com sobrecarga ou a própria estrutura. A vantagem desse método é a possibilidade de efetuar na estaca uma prova de carga de até uma vez e meia a sua capacidade, simultaneamente com a cravação. O que resulta num estaqueamento com controle de qualidade superior a outros tipos de fundações.

O impacto ambiental causado na obra é bem pequeno, pois ao final da cravação tem-se uma obra limpa, sem resíduos de escavação e nem sobras excessivas de concreto e aço.

Figura 2.3.3: Cravação das estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: Sete Engenharia <sup>4</sup>

#### 2.3.4 Cota de Arrasamento

Cota de arrasamento é o nível que deve ser deixado no topo da estaca com o objetivo de deixar que a estaca e sua armadura entrem no bloco garantindo a transferência de esforços do bloco para a estaca.

O comprimento da cravação real às vezes difere do previsto pela sondagem, necessitando de emendas ou de corte. Nas estacas com concreto danificado abaixo da cota de arrasamento, deve-se fazer a demolição do trecho, de maneira adequada no sentido de evitar danos à estaca, e recompô-lo até a cota. Estacas cujo topo resulte abaixo da cota de arrasamento prevista devem ser feitas emendas utilizando um material com uma resistência não inferior à do concreto da estaca.

---

<sup>4</sup> Disponível em < <http://sete.eng.br/> > Acesso em mar.2017.

### 2.3.5 Blocos de Coroamento

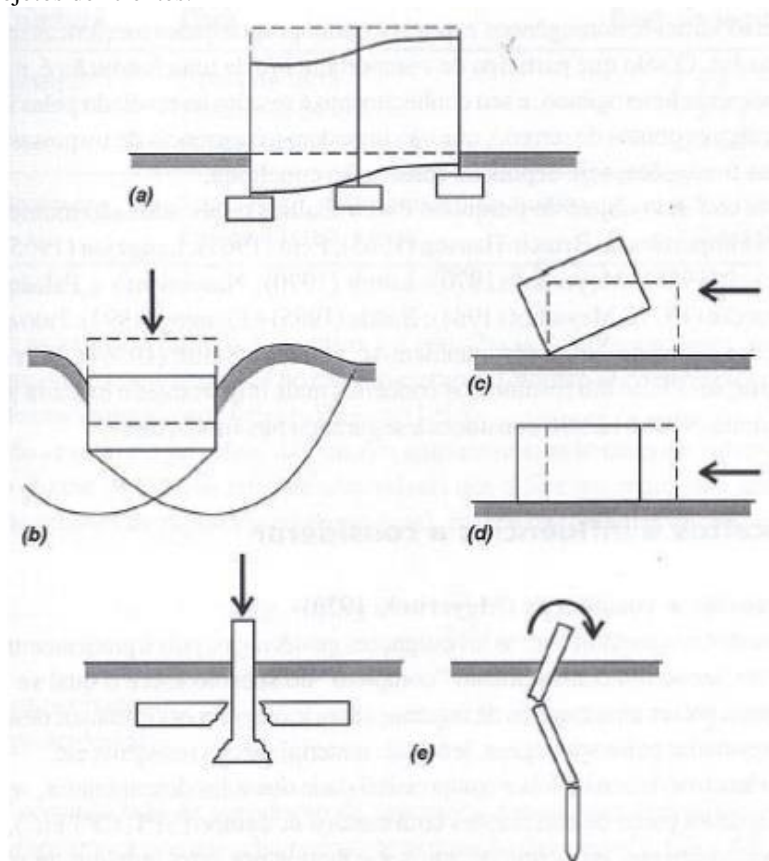
As extremidades superiores das estacas serão ligadas entre si por vigas e blocos de fundação de coroamento, de concreto armado. Na concretagem do bloco de coroamento, o concreto das estacas acima da cota de arrasamento deve ser removido.

### 2.4 Requisitos para um projeto de fundação

Segundo Velloso e Lopes (2004, p. 15) os requisitos básicos de um projeto de fundação são:

- (A) Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- (B) Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (estabilidade "externa");
- (C) Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (estabilidade "interna").

Figura 2.4: Requisitos básicos para um projeto de fundação (a) Deformações Excessivas, (b) Colapso do solo, (c) Tombamento, (d) Deslizamento e (e) Colapso estrutural, resultante de projetos deficientes.



Fonte: Velloso e Lopes (2004, p. 15)

#### 2.4.1 Verificação da segurança ao colapso

O solo de uma fundação é, na maioria dos casos, extremamente heterogêneo e o seu conhecimento é restrito pelo pressuposto de que as investigações realizadas são feitas em alguns pontos, o que possibilita a ocorrência de problemas durante a execução ou depois da construção concluída. Devido a tais incertezas, no método de cálculo, nos valores de parâmetros e/ou nas cargas a suportar há a necessidade de introdução de coeficientes de segurança (fatores de segurança).

“As incertezas começam com as investigações geotécnicas, pois é praticamente impossível, como já foi dito, ter um conhecimento “completo” do subsolo, sobre o qual se vai construir. Deve-se, portanto, prever uma margem de segurança para levar em conta eventuais descontinuidades nas camadas reveladas pelas sondagens, lentes de material menos resistentes.”  
(VELLOSO E LOPES, 2010)

Na elaboração e execução de um projeto de fundação é essencial que o responsável conheça os tipos de fundações existentes, seus aspectos e suas particularidades, para que possa escolher a mais apropriada que supra as características técnicas e as necessidades reais da obra.

Conforme NBR6122/2010, o projeto deve garantir que as fundações apresentem segurança quanto aos:

- a) Estado-limite último (associados a colapso parcial ou total da obra);
- b) Estado-limite de serviço (quando ocorrem deformações, fissuras, etc. que comprometem o uso da obra).

#### 2.4.2 Investigação geotécnica

Para a elaboração de projetos de fundações, é necessário conhecer as diversas camadas do subsolo e determinar as suas propriedades mecânicas para que haja o reconhecimento dos perfis do solo, suas respectivas características geotécnicas existentes e analisar qual será o tipo de fundação mais adequada para a obra. É através da sondagem que se consegue descrições e índices obtidos para as diversas camadas existentes, determinando a variação da resistência do solo com a profundidade.

Além disso, a investigação geotécnica permite a identificação de características geométricas e estruturais e fornece parâmetros para projetos. Quando a investigação geotécnica não é realizada ou quando os dados coletados são mal interpretados, os projetos podem atrasar ou saírem inadequados, os custos aumentam, pode ocorrer problemas ambientais, rupturas e até mesmo patologias estruturais. Sendo assim, a investigação geotécnica minimiza os riscos e custos e, ainda, respeita a sociedade e a natureza. Algumas investigações devem ser feitas sobre as características dos solos, como a averiguação das oscilações das camadas e suas respectivas profundidades, a existência de camadas resistentes ou adensáveis, a verificação da resistência do solo e sua compressibilidade e se há existência de nível d'água e qual sua cota. Também devem conter informações das construções vizinhas, para analisar se possui a existência de um subsolo, a probabilidade de escavações e vibrações futuras, falhas já existentes e o comportamento das fundações.

Existem vários ensaios de campo, O SPT (Standard Penetration Test), também chamado de sondagem a percussão ou de simples reconhecimento, é o ensaio mais realizado na grande maioria dos países, inclusive no Brasil, sendo este uma ferramenta de investigação do solo econômica.

A programação de sondagens deve satisfazer às exigências mínimas que garantam o conhecimento das condições do subsolo. O número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura e das características específicas do subsolo, sendo normalizadas pela NBR 8036.

Segundo a NBR 8036, deve ser realizada, no mínimo, uma sondagem para cada 200 m<sup>2</sup> de área da projeção, até 1200 m<sup>2</sup>. Para áreas entre 1200 m<sup>2</sup> e 2400 m<sup>2</sup> deve ser feita uma sondagem para cada 400 m<sup>2</sup> que excederem 1200 m<sup>2</sup>. Acima de 2400 m<sup>2</sup>, deve ser estabelecido um critério para o estabelecimento do número de sondagens em funções das características próprias da obra. Além disso, a norma recomenda que sob quaisquer circunstâncias devam ser realizadas no mínimo duas sondagens para área inferior a 200 m<sup>2</sup>, e três, para área entre 200m<sup>2</sup> e 400m<sup>2</sup>.

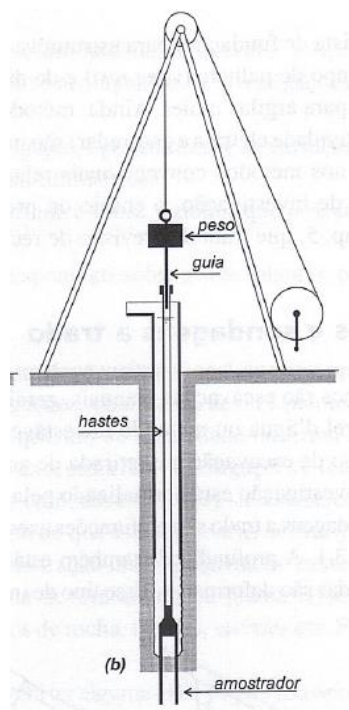
Os furos devem ser realizados de forma a cobrir toda a área da construção que esteja sob carregamento, devendo ser conduzidos, de acordo com as condições geológicas locais, até as profundidades de assentamento das fundações ou de influência dos bulbos de tensões produzidos pelas mesmas.

Durante a realização do ensaio de penetração também devem ser coletadas amostras de solo, conforme recomendado pela NBR 6484. Segundo esta norma, as amostras dos solos devem ser coletadas pelo amostrador-padrão, a cada metro de perfuração, a partir do primeiro metro de profundidade, ou quando houver mudança de material, procedendo-se também à medida de resistência à penetração.

Os elementos obtidos nas sondagens são apresentados em desenho denominado de perfil geotécnico, o qual é elaborado para cada furo de sondagem, ou em seções do subsolo, conforme o caso.

Conforme a figura 2.4.2 a seguir, pode-se identificar como é realizada uma sondagem de percussão. Demonstra-se a colocação do tripé, o local de posição do martelo e haste.

Figura 2.4.2: Ensaio de penetração dinâmica (SPT)



Fonte: Velloso e Lopes (2004, p. 36)

### 2.4.3 Locação da sondagem

O número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo.

Conforme a ABNT NBR 6484/01, dada a localização, é feita a marcação de cada furo da sondagem, cravando um piquete de madeira ou outro de material adequado. O piquete deve conter a identificação do furo e estar fixado no solo, ele será o referencial de nível para a realização da sondagem e depois determinação de cota por meio de nivelamento topográfico.

A sondagem deve cumprir um número mínimo de furos de acordo com o tamanho do terreno. O número deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. (NBR 6484/01, p. 1).

De acordo com Milito (2009 apud LEITE, 2014 p. 22) os furos de sondagem devem obedecer a uma distância de 15 a 25m, e os mesmos não devem ficar no mesmo alinhamento e sempre no limite da área de estudo.

#### 2.4.4 Processo de execução

Na realização da sondagem conta-se o número de golpes necessários à cravação da parte de um amostrador no solo, realizada pela queda livre de um martelo de massa e altura de queda padronizada. A resistência à penetração dinâmica no solo medida é denominada SPT (Standart Penetration Test).

Para se iniciar a execução da sondagem prepara-se o tripé, coloca-se o amostrador a zero metro, e o mesmo deve penetrar 45 cm no solo, dividindo igualmente em três conjuntos de golpes de 15 cm anotando-se os resultados. A base é marcada com um giz e a cravação é feita subindo o martelo de 650N e realizando golpes caindo de 75 cm em queda livre sobre a haste. No final da sondagem há uma planta do local da obra com as posições das sondagens executadas e seu perfil individual, indicando a resistência do solo a cada metro perfurado, a posição do nível da água, quando encontrado nas perfurações, a espessura e o tipo do material.

Tabela 2.4.4: Tabela dos estados de compactidade e de consistência a resistência a penetração

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação <sup>1</sup>
Areais e siltes arenosos	$\leq 4$	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	$> 40$	Muito compacta (o)
Areais e siltes argilosos	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	$> 19$	Dura (o)
<sup>1</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: ABNT NBR 6484/01

## 2.5 Parâmetros de resistência do solo

### 2.5.1 Coesão

Segundo a ABNT NBR6502/95, coesão é a parte resistente ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal atuante provocada pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas.

Uma vez que não se dispõe de ensaios de laboratórios, para uma estimativa do valor da coesão não drenada, Cintra, Aoki e Albiero (2014, apud TEIXEIRA e GODOY, 1996), indicam como sugestão a seguinte correção com o índice de resistência à penetração  $N_{spt}$ :

$$C = 10N_{spt} \text{ (kPa)} \quad (01)$$

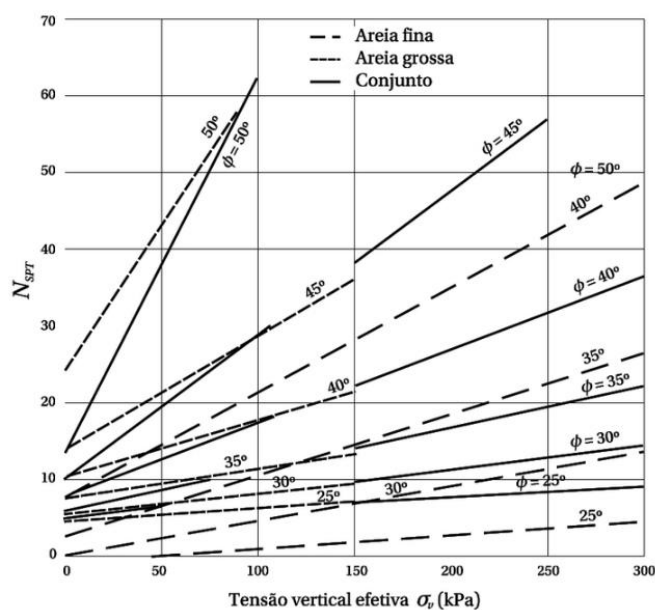


### 2.5.2 Ângulo de atrito ( $\phi$ )

Segundo a ABNT NBR6502/95, ângulo de atrito é o ângulo correspondente a inclinação da tangente à curva envoltória, que representa a resistência entre o cisalhamento e a tensão normal atuante na superfície de contato de um solo com outro tipo de material.

Conforme figura 2.5.2, podemos adotar o ângulo de atrito da areia, que mostra correlação estatística entre os pares de valores ( $\sigma_v$ ;  $N_{spt}$ ), e os prováveis valores do ângulo de atrito, onde  $\sigma_v$  é a tensão vertical efetiva à cota de obtenção de  $N_{spt}$ .

Figura 2.5.2: Ângulo de atrito interno



Fonte: (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014)

Para sua estimativa, na condição não drenada, temos duas correlações empíricas como índice de resistência à penetração do SPT: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014).

- De Godoy (1983):  $\phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt}$  (02)
- De Teixeira (1996):  $\phi = \sqrt{20 N_{spt}} + 15^\circ$  (03)

### 2.5.3 Peso Específico ( $\gamma$ )

É a relação entre o peso total de solo sobre seu volume total. Sendo que na falta de ensaios laboratoriais, pode-se utilizar valores aproximados de acordo com as tabelas 2.5.3 e 2.5.3.1.

(CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014 apud Godoy, 1972), em função da consistência da argila e da capacidade da areia, nesta ordem. A consistência de solos finos e de compactidade de solos grossos é dada em função do índice de resistência à penetração (Nspt), conforme ABNT NBR6484/01. A areia saturada representa o peso específico submerso, e para cálculo é preciso, sempre, o peso específico efetivo, sendo necessário descontar o peso específico da água.

Tabela 2.5.3: Peso específico de solos argilosos

Nspt	Consistência	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014 (apud: Godoy,1972)

Tabela 2.5.3.1: Peso específico de solos arenosos

Nspt	Consistência	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
< 2	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 20	Muito compacta			

Fonte: CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014 (apud: Godoy,1972)

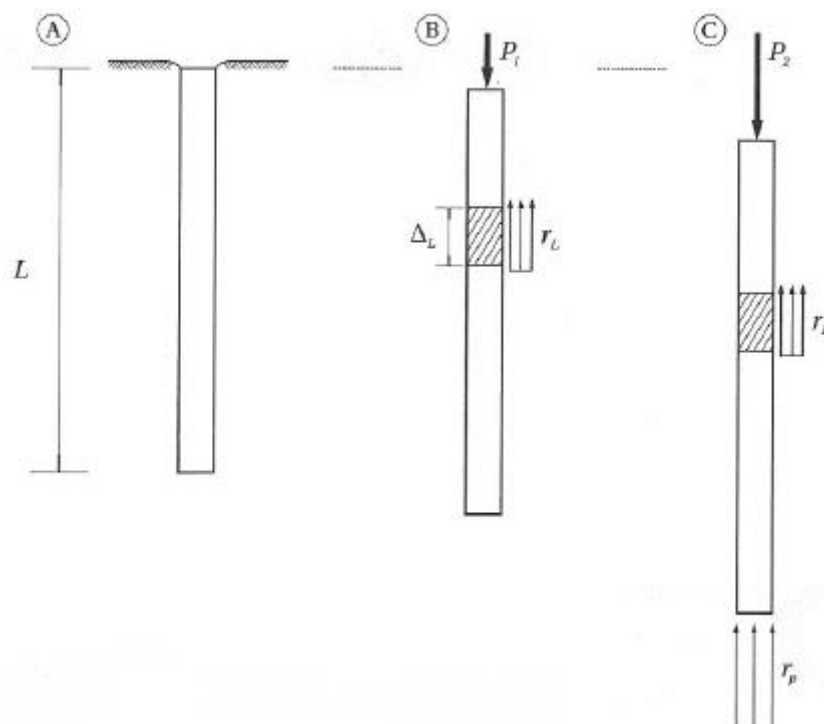
## 2.6 Metodologias de Projeto

### 2.6.1 Capacidade de Carga Geotécnica

Para compreensão do conceito de capacidade de carga, consideremos uma estaca de comprimento L instalada no solo. No topo é aplicada uma força P, de compressão. Progressivamente essa força aumenta e surge P1 e P2, conforme figura 2.6.1. Com o aumento gradativo desse carregamento, o atrito lateral (adesão) entre o solo e o fuste é mobilizado e também as tensões de ponta, normais à base da estaca.

Considera-se que primeiro haja o atrito lateral até sua mobilização máxima possível, para depois iniciar a mobilização da resistência de ponta. Com a evolução do carregamento, os recalques aumentarão. No início, com  $P < P_1$ , ocorre uma mobilização parcial do atrito lateral ao longo do fuste. Imaginando-se a estaca subdividida em segmentos verticais, em cada um deles atua um atrito lateral local que também varia ao longo da estaca em função das características geotécnicas das diferentes camadas de acordo com a sua profundidade.

Figura 2.6.1: Mobilização progressiva da resistência do elemento de fundação.



Fonte: (José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, 2010)

Ocorrendo somente a resistência lateral do solo, chegaria em um momento em que este seria o máximo possível. Aumentando-se o carregamento um pouco mais, haveria o colapso do elemento de fundação. Essa resistência lateral máxima é o que chamamos de atrito lateral unitário ( $r_l$ , em unidades de tensão).

Uma vez que o atrito lateral foi vencido e há o aumento do carregamento ( $P = P_2$ ), a resistência de ponta também atinge sua máxima mobilização possível ( $r_p$ , em unidades de tensão). Tal situação é a iminência da estaca deslocar-se incessantemente para baixo.

Vencido o atrito lateral e a resistência de ponta pela carga  $P_2$  ocorre a ruptura nítida do elemento de fundação por estaca, marcado pelo recalque incessante.  $P_2$  passa a

ser chamado de R e é denominado capacidade de carga do elemento de fundação por estaca. Portanto a capacidade de carga (R) representa o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer. R (maiúscula) indica unidades de força e r (minúscula) indica unidades de tensão.

Existem dois tipos de modos de ruptura de uma estaca, em princípios de projeto aplicamos o menor dos dois casos:

- a) Quando ocorre o recalque incessante do elemento de fundação;
- b) Quando a capacidade de carga é superior à resistência à compressão da estaca.

Através do equilíbrio de forças temos:

$$R = R_l + R_p \quad (04)$$

Sendo:

R= Capacidade de carga;

R<sub>l</sub>= Resistência lateral;

R<sub>p</sub>= Resistência de ponta.

Para obter a parcela da ponta (R<sub>p</sub>), basta multiplicar a resistência da ponta, em unidades de tensão (r<sub>p</sub>), pela área da seção transversal da ponta ou base da estaca (A<sub>p</sub>):

$$R_p = r_p \times A_p \quad (05)$$

Já para a parcela de atrito (R<sub>l</sub>), representando por U o perímetro do fuste e fazendo o somatório das forças resistentes por atrito lateral nos diversos segmentos da estaca temos:

$$R_l = U \sum (r_l \times \Delta l) \quad (06)$$

Por fim temos:

$$R = U \sum (r_l \times \Delta l) + r_p \times A_p \quad (07)$$

Nos termos geotécnicos, todo projeto de fundações por estacas culmina com a previsão da cota de parada das estacas e a fixação da carga admissível. Como podemos ver na figura 2.6.1.1.

Tabela 2.6.1.1: Valores limites de N<sub>spt</sub> para a parada das estacas

Tipo de Estaca		N <sub>lim</sub>
Pré-moldada de concreto	Ø < 30cm	15 < N <sub>spt</sub> < 25
		∑ N <sub>spt</sub> = 80
	Ø ≥ 30cm	25 < N <sub>spt</sub> ≤ 35
Perfil metálico		25 < N <sub>spt</sub> ≤ 55
Tubada (oca, ponta fechada)		20 < N <sub>spt</sub> ≤ 40
Strauss		10 < N <sub>spt</sub> ≤ 25
Franki	em solos arenosos	8 < N <sub>spt</sub> ≤ 15
	em solos argilosos	20 < N <sub>spt</sub> ≤ 40
Estação e diafragma, com lama bentonítica		30 < N <sub>spt</sub> ≤ 80
Hélice contínua		20 < N <sub>spt</sub> ≤ 45
Ômega		20 < N <sub>spt</sub> ≤ 40
Raiz		N <sub>spt</sub> ≥ 60 (penetra na rocha sã)

Fonte: (José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, 2010)

Para a determinação da carga admissível existem 3 metodologias de projeto. Pode-se utilizar qualquer uma delas ou simplesmente iniciar com uma metodologia e terminar com outra.

### 2.6.2 Primeira Metodologia

A partir da escolha do tipo da estaca e o diâmetro ou seção transversal do fuste, tem-se a correspondente carga catálogo. Assim utiliza-se a própria como carga admissível e multiplicando pelo fator de segurança se tem a capacidade de carga. Através de tentativas e utilizando métodos semiempíricos, procura-se o comprimento da estaca compatível com essa capacidade de carga.

Essa metodologia otimiza o aproveitamento da estaca, porém é imperioso que a carga admissível seja inferior do que a carga do catálogo.

$$P_a = P_e \rightarrow R = P_a \times F_s \rightarrow L \quad (08)$$

### 2.6.3 Segunda Metodologia

Através da limitação do equipamento é imposto para estaca um comprimento máximo. A posição do nível d'água pode caracterizar uma profundidade máxima dependendo do tipo da estaca.

Portanto adota-se o comprimento máximo como sendo o valor máximo e calcula-se a capacidade de carga por um dos métodos semiempíricos e aplicando o fator de segurança chega-se à carga admissível.

$$L = L_{\text{máx}} \rightarrow R \rightarrow Pa = \frac{R}{F_s} \quad (09)$$

#### 2.6.4 Terceira Metodologia

Como visto na figura 2.6.1.1, os valores de  $N_{spt}$  provocam parada na estaca por causa da ineficiência dos equipamentos.

Na sondagem contemplamos os valores de  $N_{spt}$  que estão dentro dos limites nos quais indicam as prováveis cotas de parada da estaca ou os seus prováveis comprimentos. Para cada comprimento calcula-se a capacidade de carga e a carga admissível.

$$N_{\text{lim}} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow Pa = \frac{R}{F_s} \quad (10)$$

#### 2.7 Métodos Semiempíricos

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

De acordo com a NBR 6122/2010, métodos semiempíricos são métodos que relacionam resultados de ensaios com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

Podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas já acrescentadas com o estabelecimento das tensões máximas de atrito de ponta, obtido a partir de correlações empíricas com ensaios de campo. Assim, os ensaios de campo, ou sondagens são parte essencial.

#### 2.8 Provas de Carga

Prova de carga é o método que representa de forma real o comportamento de uma fundação, pode ser realizada por ensaios de carga estática ou dinâmica.

A prova de carga estática representa melhor, de maneira geral, a forma de carregamento a qual a fundação será solicitada, pois consiste em aplicar esforços estáticos

crecentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração, compressão ou transversais. Porém exige um grande sistema de reação, o que pode elevar o custo da sua execução.

Segundo Alonso (2000), a prova de carga estática é o único ensaio que reproduz as condições de trabalho de uma estaca, já que os ensaios dinâmicos não possuem correlações. O mesmo cita que infelizmente a prova de carga estática vem sendo substituídas pelos ensaios dinâmicos.

Prova de carga dinâmica, também chamada de ensaio de carregamento dinâmico, é um método de teste rápido e com um menor custo quando comparado com as provas de carga estática. É um ensaio que objetiva determinar a capacidade de ruptura da interação estaca-solo, ele difere das tradicionais provas de carga estáticas pelo fato do carregamento ser aplicado dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão adequado utilizando-se um equipamento portátil de fácil transporte e movimentação em obra.

As provas de carga em geral são atividades extremamente importantes, pois servem para medir as características e resistências das fundações, da estrutura de uma obra, bem como para avaliar se as mesmas estão adequadas ao projeto. A realização de provas de carga significa mais segurança para a obra, evitando riscos e prejuízos indesejáveis.

Ao se definir a carga de ruptura nesses casos, pode acontecer de extrapolar a curva-recalque, para isso pode-se utilizar um dos diversos métodos de extrapolação da curva-recalque obtida em provas de carga chamado de Método de Van der Veen (1953).

## 2.9 Extrapolação da curva carga-recalque

### 2.9.1 Van der Veen

Van der Veen (1953) estabeleceu um método de extrapolação da curva carga-recalque aproximando esta curva a uma função exponencial, dado que para uma pequena variação da carga aplicada teríamos um deslocamento elevado.

Dessa forma a curva pode ser ajustada através da equação:

$$P = Pr(1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (11)$$

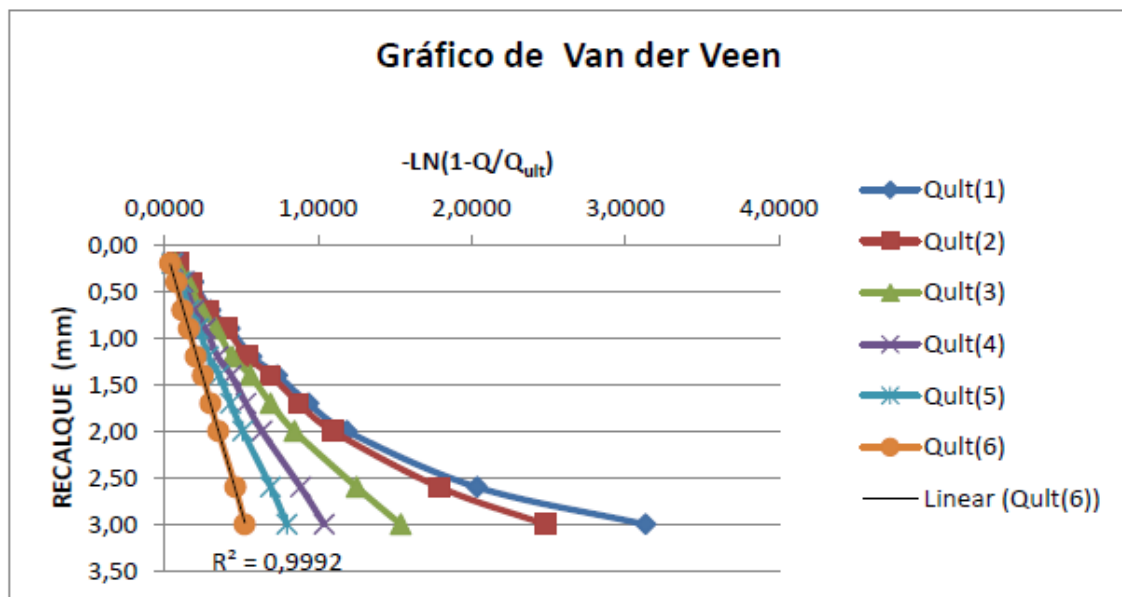
Isolando  $\rho$  (recalque) tem-se:

$$\alpha \rho = -\ln\left(1 - \frac{P}{Pr}\right) \quad (12)$$

Onde,  $P$  a carga correspondente ao recalque  $\rho$ ,  $P_r$  a carga de ruptura a ser encontrada e  $\alpha$  uma constante.

A partir dos valores da prova de carga traçam-se curvas  $-\ln\left(1 - \frac{P}{P_r}\right) \times \rho$ , em que atribui-se valor a  $P_r$  superiores aos da prova de carga e para cada valor de  $P_r$  são obtidas curvas semi-logarítmicas, a que apresentar melhor regressão linear, ou seja, se aproximar mais de uma reta, indica a carga de ruptura encontrada. A Figura 2.9.1 ilustra o método proposto.

Figura 2.9.1: Representação da obtenção da carga de ruptura por Van der Veen.



Fonte: Van der Veen, 1953.



### 3. METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA

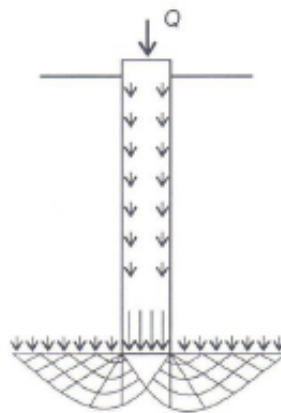
#### 3.1 Metodologias de Cálculo

Existem várias fórmulas para o cálculo da capacidade de carga dos solos, todas elas aproximadas, porém de grande utilidade e conduzem a resultados satisfatórios para o uso geral. Muitos autores propõem métodos baseados em correlações empíricas com resultados *in situ*, assim os calculistas de fundações têm a preocupação de estabelecer métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens à percussão. A seguir são apresentados alguns métodos que são aplicáveis para previsão de capacidade de carga em estacas.

##### 3.1.1 Teoria de Terzaghi

Terzaghi (1943) considerou que a ruptura abaixo da base da estaca não pode ocorrer sem o deslocamento de solo para os lados e para cima, resultando no esquema de ruptura conforme representado abaixo:

Figura 3.1.1: Critério de ruptura de Terzaghi.



Fonte: Terzaghi (1943)

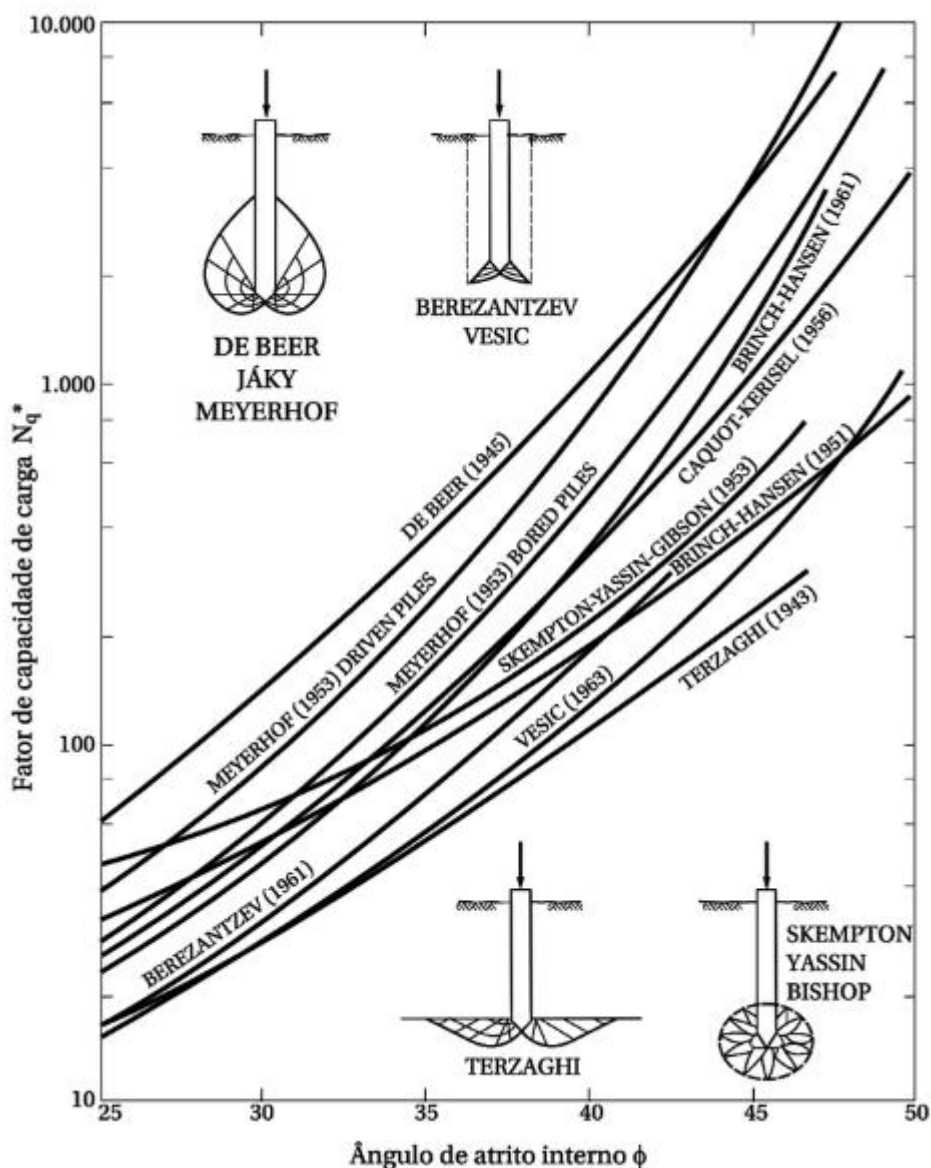
Este autor propôs a seguinte formulação para uma sapata contínua de largura  $B$  e situada a uma profundidade  $D$  abaixo da superfície do terreno:

$$r_p = B \left( cN_c + \gamma D N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \right) \quad (13)$$

Onde  $c$ , é a coesão do solo e  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são coeficientes adimensionais de capacidade de carga, função do ângulo de atrito  $\Phi$  do solo. Mas como as estacas são peças tridimensionais, não há interesse em sua análise bidimensional.

Na figura abaixo pode-se observar que há diferenças apreciáveis nas várias proposições de  $N_q$  (fator de capacidade de carga). Por exemplo, para  $\phi = 40^\circ$ ,  $N_q$  varia de 100 a 1000, dependendo do autor. Uma discrepância dessa ordem leva ao descrédito a utilização de fórmulas teóricas para o cálculo de capacidade de carga de elementos de fundação por estaca. Outra limitação dos métodos teóricos é a consideração exclusiva de solo coesivo ou granular, enquanto na natureza é frequente a existência de solos  $c-\Phi$ , os que têm coesão e atrito.

Figura 3.1.1.1: Valores de  $N_q$  de vários autores.



Fonte: Vesic (1967)

Em razão disso, os métodos teóricos de capacidade de carga de fundações por estaca têm pouca utilização em projetos, sendo preteridos em prol dos métodos semiempíricos.

### 3.1.2 Método de Meyerhof

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

Para estacas cravadas até uma profundidade  $D$  em solo arenoso, a resistência unitária de ponta (em  $\text{kgf/cm}^2$ ) é dada pela equação:

$$r_p = \frac{0,4ND}{B} \leq 4N \quad (14)$$

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  $\text{kgf/cm}^2$ ) é dada pela equação:

$$r_l = \frac{N}{50} \quad (15)$$

Onde:

$N$  = é a média dos  $N$  ao longo do fuste.

Para siltes não plásticos, pode-se adotar como limite superior da resistência de ponta a equação, exposta em  $\text{kgf/cm}^2$ :

$$r_p = 3N \quad (16)$$

Para estacas escavadas em solo não coesivo, a resistência de ponta é da ordem de um terço dos valores obtidos pela primeira e terceira equação, e a resistência lateral, da ordem da metade do valor dado pela segunda equação.

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 ( $\Delta l$ ) 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:

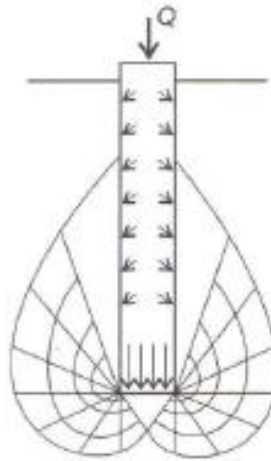
$$r_p = q_0 + \frac{(q_1 - q_0) \times \Delta l}{10B} \leq q_1 \quad (17)$$

Onde:

$q_0$  = resistência limite na camada fraca inferior;

$q_1$  = resistência limite na camada resistente.

Figura 3.1.2: Critério de Meyerhof.



Fonte: Meyerhof (1976)

### 3.1.3 Método do Aoki-Velloso

Para a avaliação da capacidade de carga das estacas pelo método de penetração estática, é necessário utilizar o coeficiente K para poder estimar a capacidade de carga com os resultados do SPT. (LEITE, 2014).

Pelo método do Aoki-Velloso, as incógnitas  $r_p$  e  $r_l$  da equação de capacidade de carga são dadas respectivamente por:

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (18)$$

$$r_l = \frac{\alpha \times K \times N_l}{F_2} \quad (19)$$

$N_p$  e  $N_l$  são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio da camada de solo de espessura  $\Delta l$ . Os demais coeficientes são obtidos através das tabelas 3.1.3 e 3.1.3.1, sendo  $F_1$  o coeficiente de correção da resistência de ponta e  $F_2$  o coeficiente de correção da resistência lateral. Portanto, a capacidade de carga ( $R$ ) pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \sum (\alpha \times K \times N_l \times \Delta l) \quad (20)$$

Tabela 3.1.3: Coeficiente K e razão de atrito  $\alpha$

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

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Tabela 3.1.3.1: Fatores de correção F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1 + D/0,8	2F1
Escavada	3,00	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2F1

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

### 3.1.4 Método Décourt-Quaresma

Nesse método a estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral ( $r_l$ ) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste ( $N_l$ ), sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. No cálculo de  $N_l$ , adotam os limites  $N_l \geq 3$  e  $N_l \leq 15$  e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta. Através disso,  $r_p$  e  $r_l$  são estimados através das equações:

$$r_p = C \times N_p \quad (21)$$

$$r_l = 10 \times \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad (22)$$

Tabela 3.1.4: Coeficiente característico do solo C

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Décourt (1996) introduziu fatores  $\alpha$  e  $\beta$ , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga em:

$$R = \alpha \times C \times N_p \times A_p + \beta \times 10 \times \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \times U \times L \quad (23)$$

Tabela 3.1.4.1: Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

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

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 3.1.4.1.1: Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

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

Fonte: Décourt (1996).

### 3.1.5 Método Teixeira

Teixeira propõe uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros,  $\alpha$  e  $\beta$ :

$$R = R_p + R_l = \alpha \times N_p \times A_p + \beta \times N_l \times U \times L \quad (24)$$

Onde:

$N_p$ = Valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo.

$N_l$ = Valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Tabela 3.1.5: Valores do parâmetro  $\alpha$  relativo a resistência de ponta

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

Fonte: Teixeira (1996).

Tabela 3.1.5.1: Valores do parâmetro  $\beta$  relativo a resistência de atrito lateral

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

Fonte: Teixeira (1996).



Tabela 3.1.5.1.1: Valores do atrito lateral  $r_l$ 

Sedimento	$r_l$ (kPa)
Argila fluviolagunar (SFL)*	20 a 30
Argila transicional (AT)**	60 a 80
* SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênicas - camadas situadas até cerca de 20 a 25 m de profundidade, com valores de $N_{spt}$ inferiores a 3, de coloração cinza-escura, ligeiramente pré-adensada.	
** AT: argilas transicionais, pleistocênicas - camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de $N_{spt}$ de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores do que aquelas da SFL.	

Fonte: Teixeira (1996).

### 3.1.6 Método Alonso

Método semiempírico desenvolvido para a previsão da capacidade de carga última, utilizando os resultados do ensaio SPT-T, proposto inicialmente, em 1996, para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, posteriormente reavaliado (2000) para duas novas regiões geotécnicas, formação Guabirota e os solos da cidade de Serra-ES. Para a determinação do atrito lateral na carga última, Alonso (1996) correlaciona o atrito lateral  $f_s$  e a carga de ponta, com os valores de  $T_{máx}$  e  $T_{mín}$ , obtidos nos resultados do ensaio SPT-T. A carga última é definida através da seguinte expressão:

$$R = R_l + R_p \quad (25)$$

Parcela do atrito lateral:

$$R_l = \sum(U \times \Delta l \times r_l) \quad (26)$$

Onde:

$U$  = Perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

$\Delta l_t$  = Trecho onde se admite atrito lateral unitário  $r_l$  constante;

$r_l = \alpha_{AI} \times f_s$  (adesão média na carga última ao longo do fuste da estaca);

$\alpha_{AI}$  = Coeficiente de correção do atrito lateral  $f_s$ , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última;

$f_s$  = Adesão calculada a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio SPT-T.

Tabela 3.1.6: Limites de  $r_l$  e valores de  $\alpha_{AI}$

Região	Limite de $r_l$	$\alpha_{AI}$
Bacia sedimentar de São Paulo	$\leq 200$ kPa	0,65
Formação Guabirota	$\leq 80$ kPa	0,65
Cidade de Serra - ES	$\leq 200$ kPa	0,76

Fonte: (Alonso, 1996)

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

Para a obtenção do valor de  $f_s$ , utiliza-se a equação proposta pelo idealizador do ensaio SPT-T, Ranzini (ALONSO, 1996), conforme abaixo:

$$f_s = \frac{100 \times T_{\text{máx}}}{0,41 \times H - 0,032} \quad (27)$$

Onde:

$T_{\text{máx}}$  = Torque máximo expresso em kfg.m;

$H$  = Penetração total do amostrador, em cm (geralmente 45 cm);

$f_s$  = Adesão máxima, em kPa.

Para a penetração total do amostrador igual a 45 cm, a expressão acima resulta em:

$$f_s = \frac{T_{\text{máx}}}{0,18} \quad (\text{kPa}) \quad (28)$$

O autor sugere as seguintes 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 do ensaio SPT:

$$T_{\text{máx}} = 1,2 \times N \quad \text{e} \quad T_{\text{min}} = 1,0 \times N$$

Para a formação Guabirotuba, as correlações são:

$$T_{\text{máx}} = 1,13 \times N \quad \text{e} \quad T_{\text{min}} = 0,98 \times N$$

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

Parcela da ponta:

$$R_p = A_p \times r_p \quad (29)$$

Onde:

$A_p$  = Área da projeção da ponta da estaca sobre um plano perpendicular ao eixo da mesma;

$$r_p = \beta_{AI} \times \frac{T_{\text{min}(1)} + T_{\text{min}(2)}}{2} \quad (30)$$

Onde:

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

$T_{\text{mín}(2)}$  = 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  $T_{\text{mín}}$  adotado, sejam no máximo 40 kgf.m.

Alonso (1996, 2000b) determinou os valores para  $\beta_{AI}$  (em kPa/kgf.m) conforme a Tabela 3.1.6.1 nas regiões analisadas.

Tabela 3.1.6.1: Valores de  $\beta_{AI}$ 

Região	$\beta_{AI}$	$\beta_{AI}$	$\beta_{AI}$
	(areia)	(silte)	(argila)
Bacia sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra - ES	260	195	130

Fonte: (Alonso, 1996)

### 3.1.7 Método de Vorcaro e Velloso

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, partiram dos princípios 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  $N_{spt}$  ao longo do fuste em 50 golpes e na ponta da estaca em 75 golpes. A seguir, a expressão para o cálculo da carga última em estaca hélice contínua, proposta:

$$R_{últ} = e^{1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_p \ln x_l + 1,36 \ln x_l \pm 0,29} \quad (31)$$

Sendo que:

$$x_p = A_p \times N_{spt} \text{ (ponta);}$$

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

$$R_{últ} = \text{Carga última (kN);}$$

$$A_p = \text{Área da ponta da estaca (m}^2\text{);}$$

$$U = \text{Perímetro da estaca (m).}$$

### 3.1.8 Método de Velloso

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

Resistência da ponta:

$$R_p = A_b \alpha \beta r_p \quad (32)$$

Resistência por atrito lateral:

$$R_l = U \alpha \lambda \sum r_l \Delta l_i \quad (33)$$

Onde:

$U$  = Perímetro da seção transversal do fuste;

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

$\alpha$  = Fator da execução da estaca;

$\alpha = 1$  (estacas cravadas);

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

$\lambda$  = Fator de carregamento;

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

$$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{D_b}{b} \quad (34)$$

Onde:

$\beta$  = Fator da dimensão da base.

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

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

$$r_l = a' N^b \quad (35)$$

$$r_p = aN^b \quad (36)$$

Onde a, b, a', b' são parâmetros de correlação a serem definidos para os solos típicos de cada região, e que constam na tabela 3.1.7.

Tabela 3.1.8: Valores aproximados de a, b, a' e b'

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

Fonte: Velloso (1981)

### 3.1.9 Método de Antunes e Cabral

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 semiempíricos tradicionais, Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Os autores propuseram as expressões:

Resistência por atrito lateral:

$$r_l = \pi \times \varnothing \times \sum (N_{spt}\beta_1)l \quad (37)$$

Onde:

$\varnothing$  = Diâmetro da estaca;

l = Comprimento da estaca;

$N_{spt}$  = Índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

$\beta_1$  = Coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo (em kgf/cm<sup>2</sup>).

Resistência de ponta:

$$r_p = \beta_2 \times N_{spt} \times \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \quad ; \quad \beta_2 \times N_{spt} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2 \quad (38)$$

Onde:

$N_{spt}$  = Índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

$\beta_2$  = Parâmetro para o cálculo da resistência de ponta que depende do tipo de solo.

Tabela 3.1.9: Parâmetros  $\beta_1$  e  $\beta_2$

Solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
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

Fonte: Antunes e Cabral, 1996

Tabela 3.1.9.1: Resumo dos métodos estudados

Método	Atrito Lateral	Resistência de Ponta	Observação
Meyerhof (1976)	$rl, ult = \frac{N}{50}$	$rp, ult = \frac{0,4ND}{B} \leq 4N$	$rp, ult = q_0 + \frac{(q_1 - q_0)x\Delta l}{10B} \leq q_1$
Aoki-Velloso (1975)	$rl = \frac{\alpha \times K \times Nl}{F2}$	$rp = \frac{K \times Np}{F1}$	$R = \frac{K \times Np}{F1} \times Ap + \frac{U}{F2} \sum(\alpha \times K \times Nl \times \Delta l)$
Décourt-Quaresma (1978)	$rl = 10 \times \left(\frac{Nl}{3} + 1\right)$	$rp = C \times Np$	$R = \alpha \times C \times Np \times Ap + \beta \times 10 \times \left(\frac{Nl}{3} + 1\right) \times U \times L$
Teixeira (1996)			$R = Rp + Rl = \alpha \times Np \times Ap + \beta \times Nl \times U \times L$
Alonso (1996)	$rl = \alpha Al \times fs$	$rp = \beta Al \times \frac{Tmin(1) + Tmin(2)}{2}$	$fs = \frac{100 \times Tmáx}{0,41 \times H - 0,032}$
Vorcaro e Velloso (2000)			$R_{ult} = e^{1,96 \ln xp - 0,34 \ln xp \ln xl + 1,36 \ln xl \pm 0,29}$
Velloso (1981)	$rl, ult = U \alpha \lambda \sum \tau_{l, ult} \Delta li$	$rp, ult = Ab \propto \beta qp, ult$	$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{Db}{b}$
Antunes e Cabral (1996)	$rl, ult = \pi \times \emptyset \times \sum (Nspt \beta_1) l$	$rp, ult = \beta_2 \times Nspt \times \frac{\pi \times \emptyset^2}{4}$	$\beta_2 \times Nspt \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$

Fonte: Autor



#### 4. MATERIAIS E MÉTODOS

O seguinte trabalho propõe um estudo de caso de uma fundação profunda com estaca pré-moldada de concreto. Tal projeto foi obtido a partir da dissertação de Santos Jr., O. F (1988, apud Fernandes Alves, Rubens Diego, 2014), em que o mesmo estudou 8 provas de carga estática do tipo SML e 8 ensaios de sondagem do tipo SPT, localizados o mais próximo possível das provas de carga analisadas. Esses dados foram disponibilizados pelo Departamento de Geotecnia da EESC-USP. Diante desse projeto foram exemplificados diversos métodos semiempíricos de capacidade de carga como Meyerhof (1976), Aoki-Velloso (1975), Décourt Quaresma (1978), Teixeira (1996), Alonso (1996), Vorcaro e Velloso (2000), Velloso (1981), Antunes e Cabral (1996) e o método teórico proposto por Terzaghi (1943). Para um melhor estudo de viabilidade técnica, ao se definir a carga de ruptura do estudo de caso, pode acontecer de extrapolar a curva-recalque, através disso, achou-se necessário apresentar o método de extrapolação da curva-recalque obtida em provas de carga de Van der Veen (1953). Foi proposto então a aplicação nas oito estacas apresentadas, os oito métodos semiempíricos, para assim realizar uma comparação entre os mesmos. Será também apresentado os resultados de Santos (1988), que foi realizado por extrapolação. Através da comparação dos resultados pode-se conhecer melhor os métodos, suas características e ser possível entender o motivo dos que se aproximaram e os que mais se distanciaram-se., sendo eles: Meyerhof, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira, Alonso, Vorcaro e Velloso, Velloso e Antunes e Cabral. Através disso, será comparado os resultados entre métodos buscando uma análise comparativa entre eles.

Será apresentada a extrapolação da curva carga-recalque obtida pela prova de carga da estaca do estudo de caso de Santos (1988), em que se encontra as cargas de ruptura pelo método de Van der Veen (1953).

Por fim, verifica-se a influência separada de cada método para cada estaca. Esse estudo será feito a fim de comparar o comportamento da estaca analisado por diferentes métodos e procurar justificar as divergências.

## 5. ESTUDO DE CASO

Esta pesquisa se baseou na dissertação de Santos Jr., O. F (1988, apud Fernandes Alves, Rubens Diego, 2014), em que o mesmo estudou 8 provas de carga estática do tipo SML e 8 ensaios de sondagem do tipo SPT, localizados os mais próximos possíveis das provas de carga analisadas. A distância máxima da sondagem para a prova de carga foi de no máximo 34,6 m, de forma a minimizar os inevitáveis erros devido às variações das propriedades geotécnicas do solo onde a estaca foi cravada, conforme relatado por Santos (1988). Esses dados foram disponibilizados pelo Departamento de Geotecnia da EESC-USP.

Foram utilizadas 8 provas de carga do tipo SML, as mesmas utilizadas anteriormente por Santos (1988). Elas foram executadas em dois tipos de solos: um de comportamento granular (areia siltosa e silte arenoso) e outro de comportamento coesivo (argila siltosa). A aplicação da carga sobre a estaca ensaiada se deu através do uso de macacos hidráulicos, em estágios, com cargas de 20% da carga de trabalho, sendo anotadas as deformações até a estabilização.

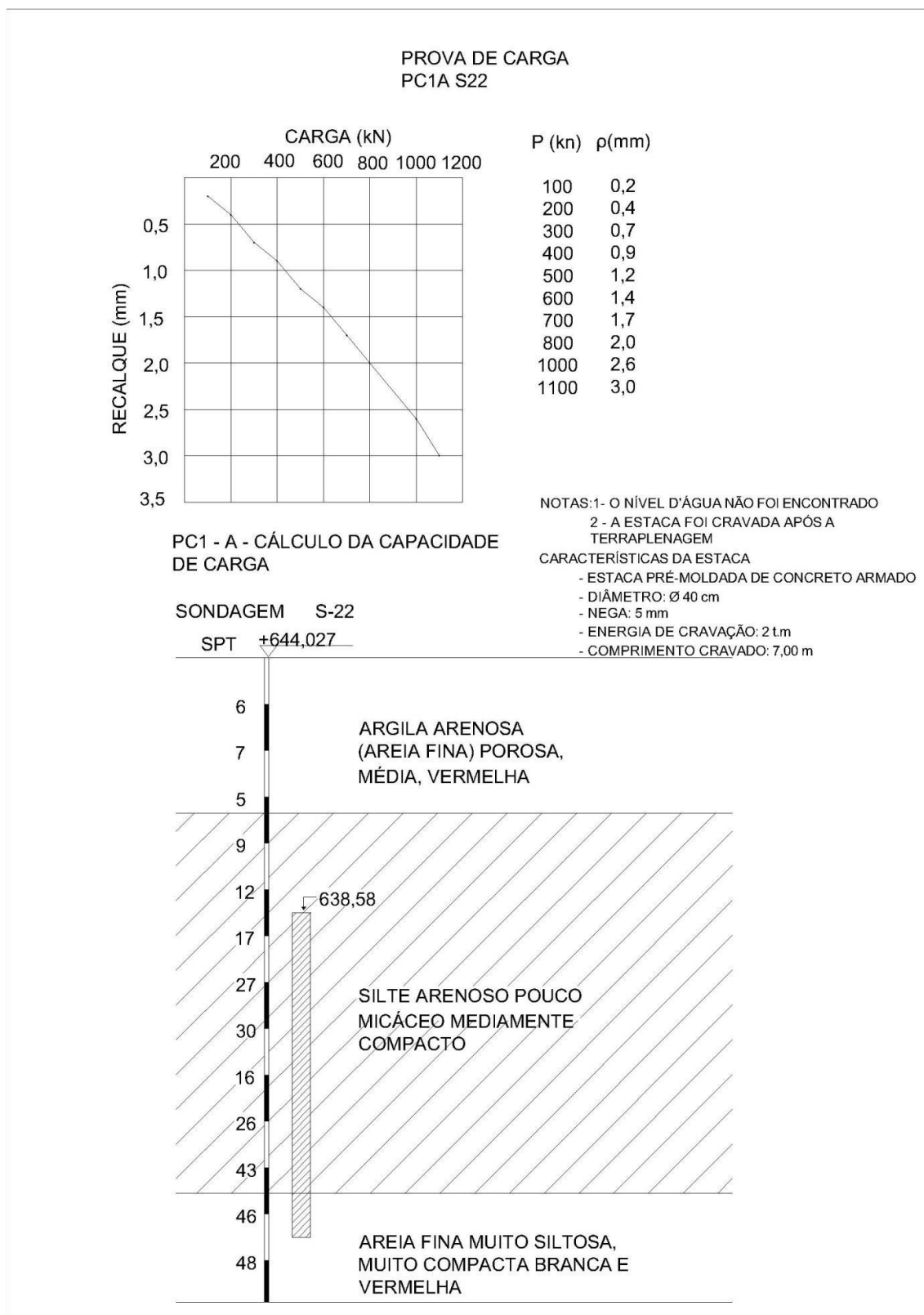
A carga máxima aplicada correspondeu a um valor de 1,5 vezes a carga de trabalho, e o tempo de atuação desta carga foi de no mínimo 12 horas.

O descarregamento foi realizado em estágios com 25% da carga total aplicada e suas deformações foram medidas até a estabilização.

O número limitado de provas de carga utilizadas deve-se ao fato de seu elevado custo para sua execução e restrições apresentadas pelas empresas que executam os ensaios para fornecimento dos dados.

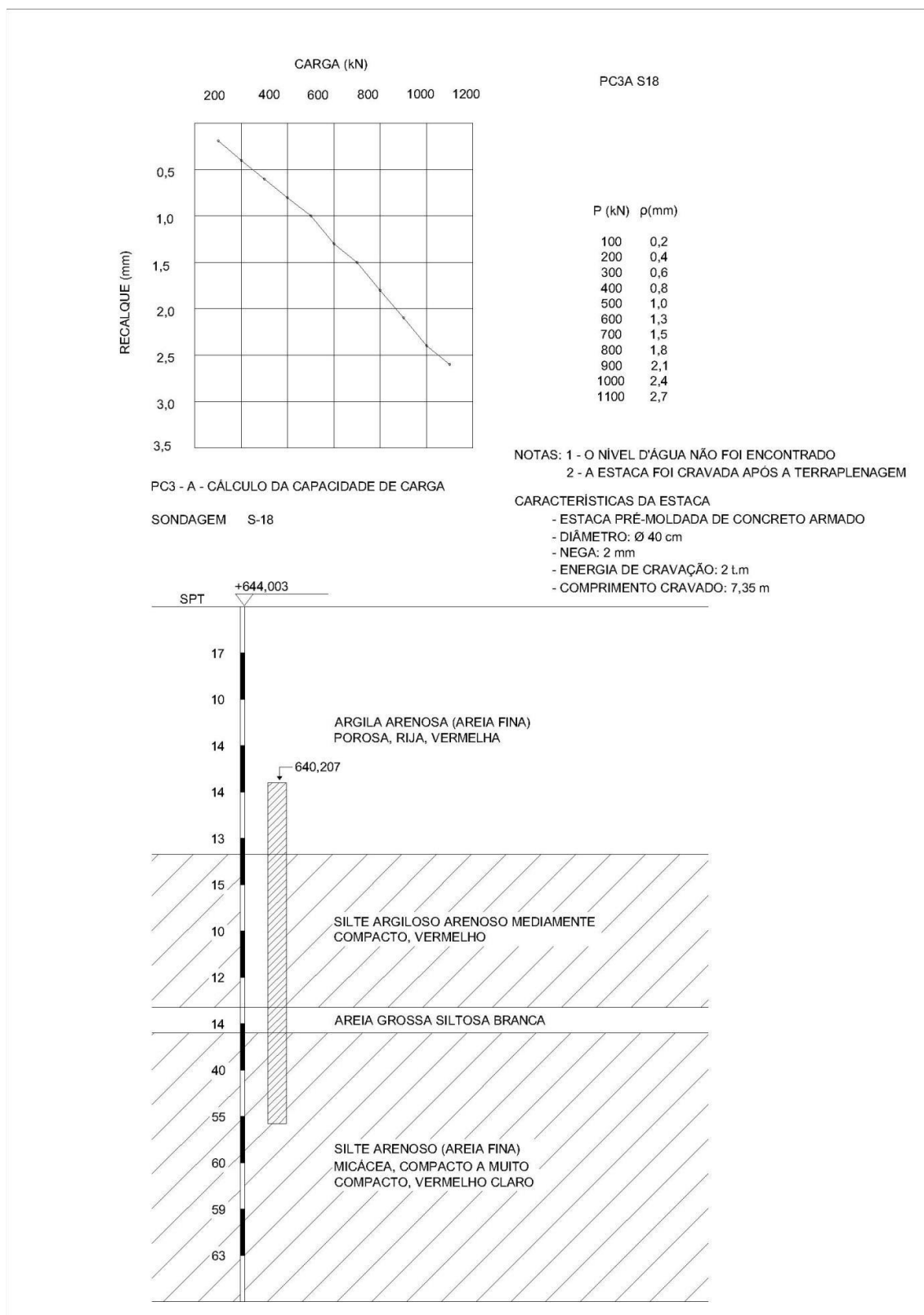
As estacas são todas cilíndricas, pré-moldadas de concreto armado, variando o seu diâmetro e comprimento. Elas foram executadas em dois tipos de solos: 4 em um solo de comportamento granular (areia siltosa e silte arenoso) denominadas por PC-A e as outras 4 em solo de comportamento coesivo (argila siltosa) designada por PC-B.

Figura 5: Perfil de sondagem e prova de carga PC1A



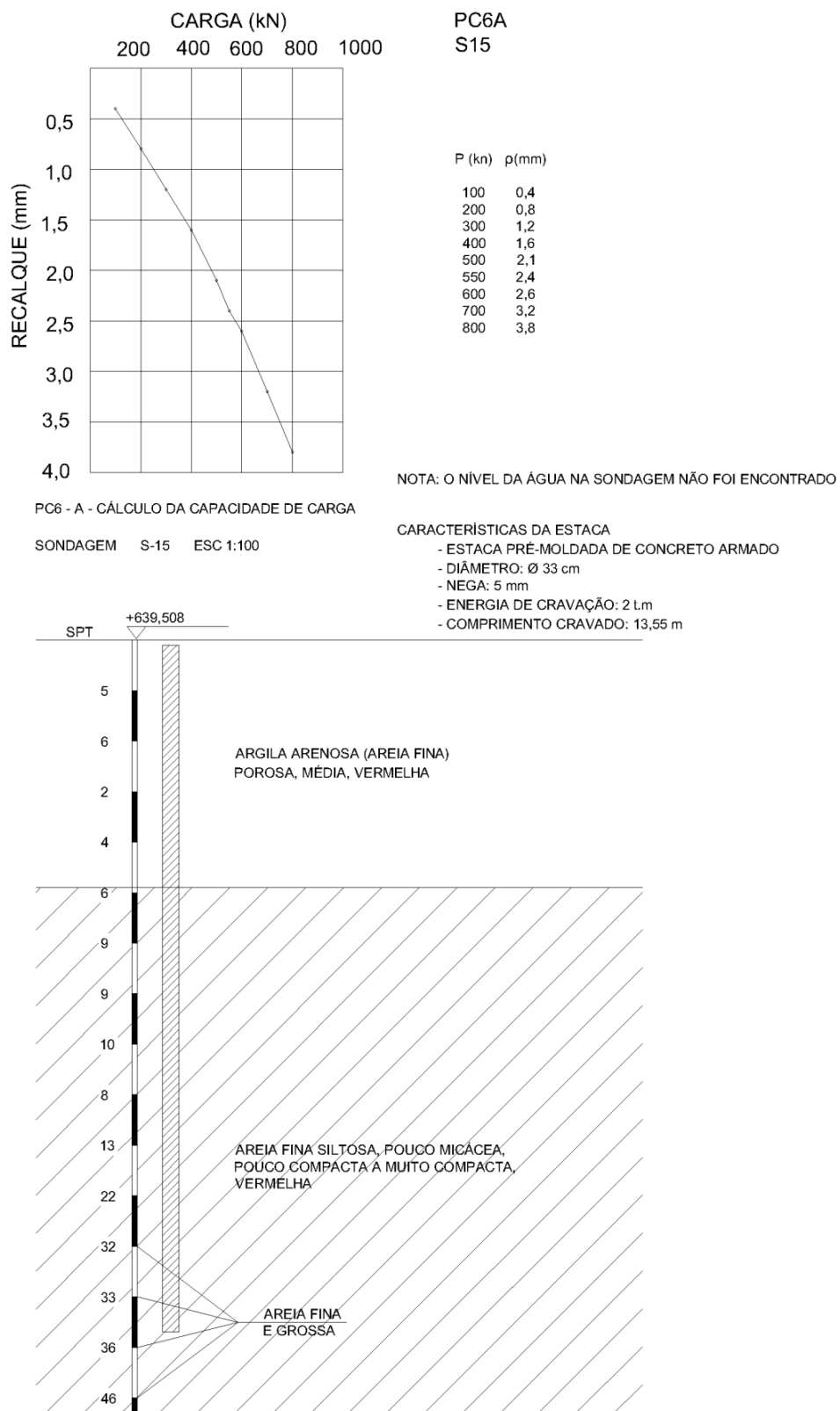
Fonte: Santos (1988)

Figura 5.1: Perfil de sondagem e prova de carga PC3A



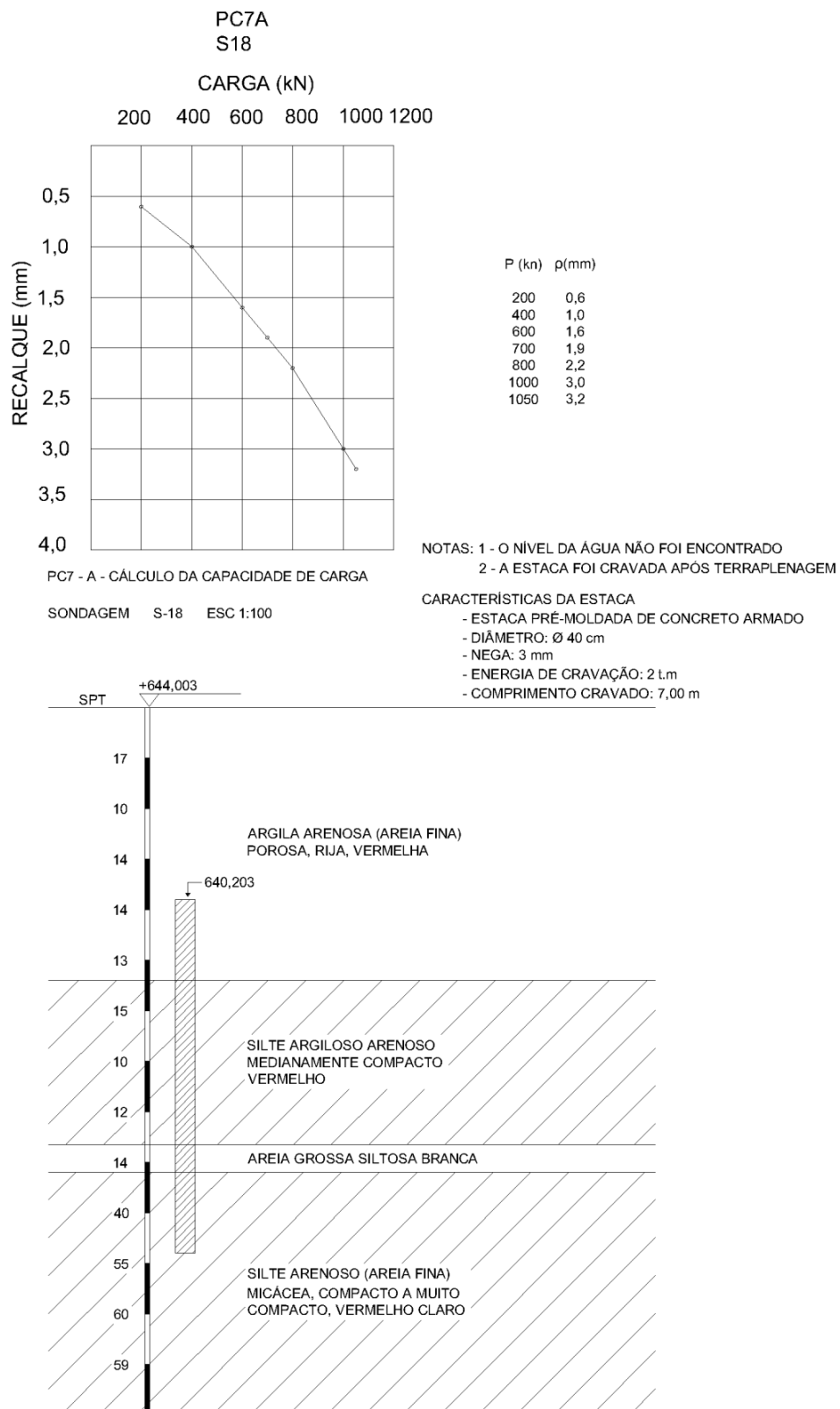
Fonte: Santos (1988)

Figura 5.2: Perfil de sondagem e prova de carga PC6A



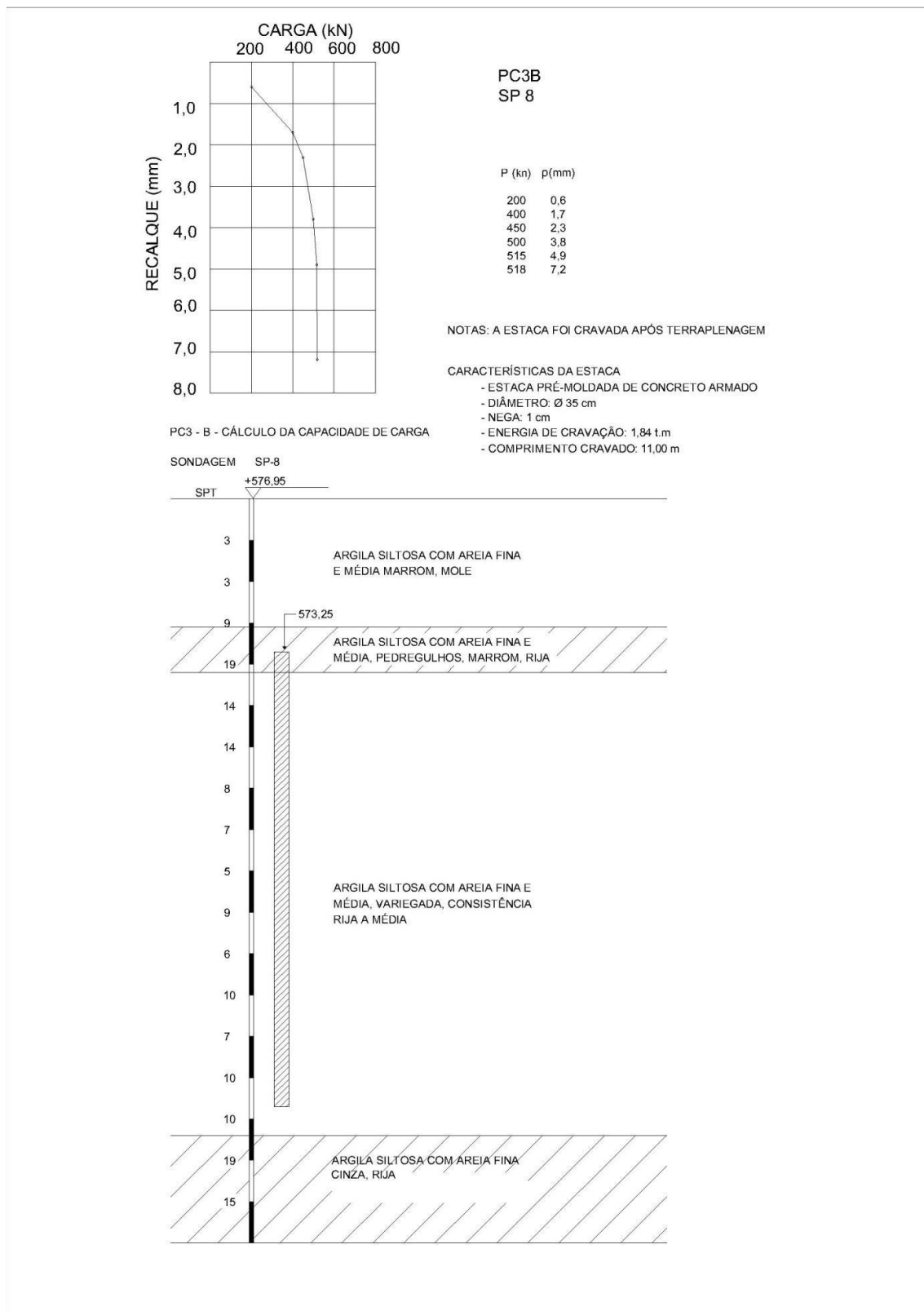
Fonte: Santos (1988)

Figura 5.3: Perfil de sondagem e prova de carga PC7A



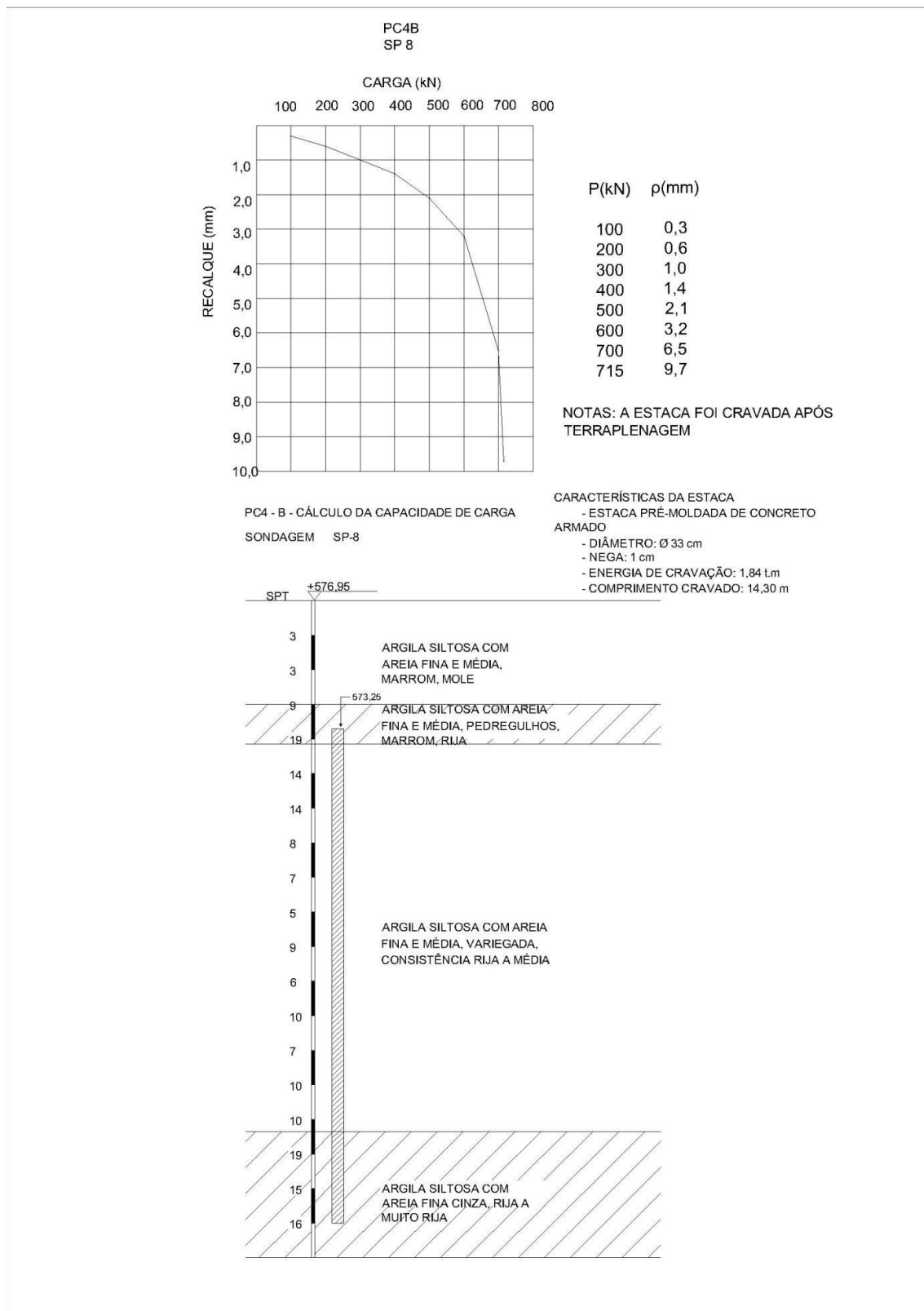
Fonte: Santos (1988)

Figura 5.4: Perfil de sondagem e prova de carga PC3B



Fonte: Santos (1988)

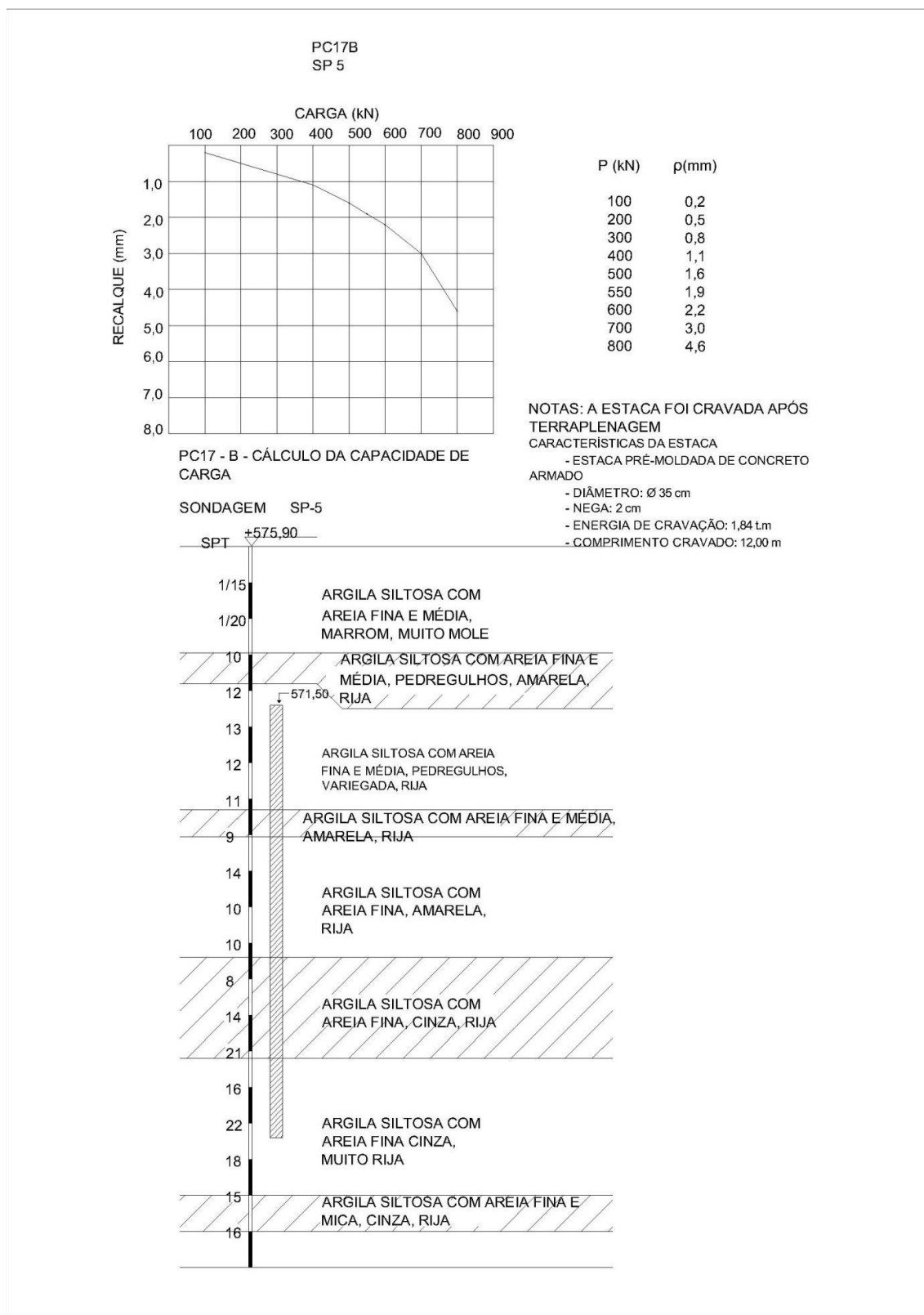
Figura 5.5: Perfil de sondagem e prova de carga PC4B



Fonte: Santos (1988)

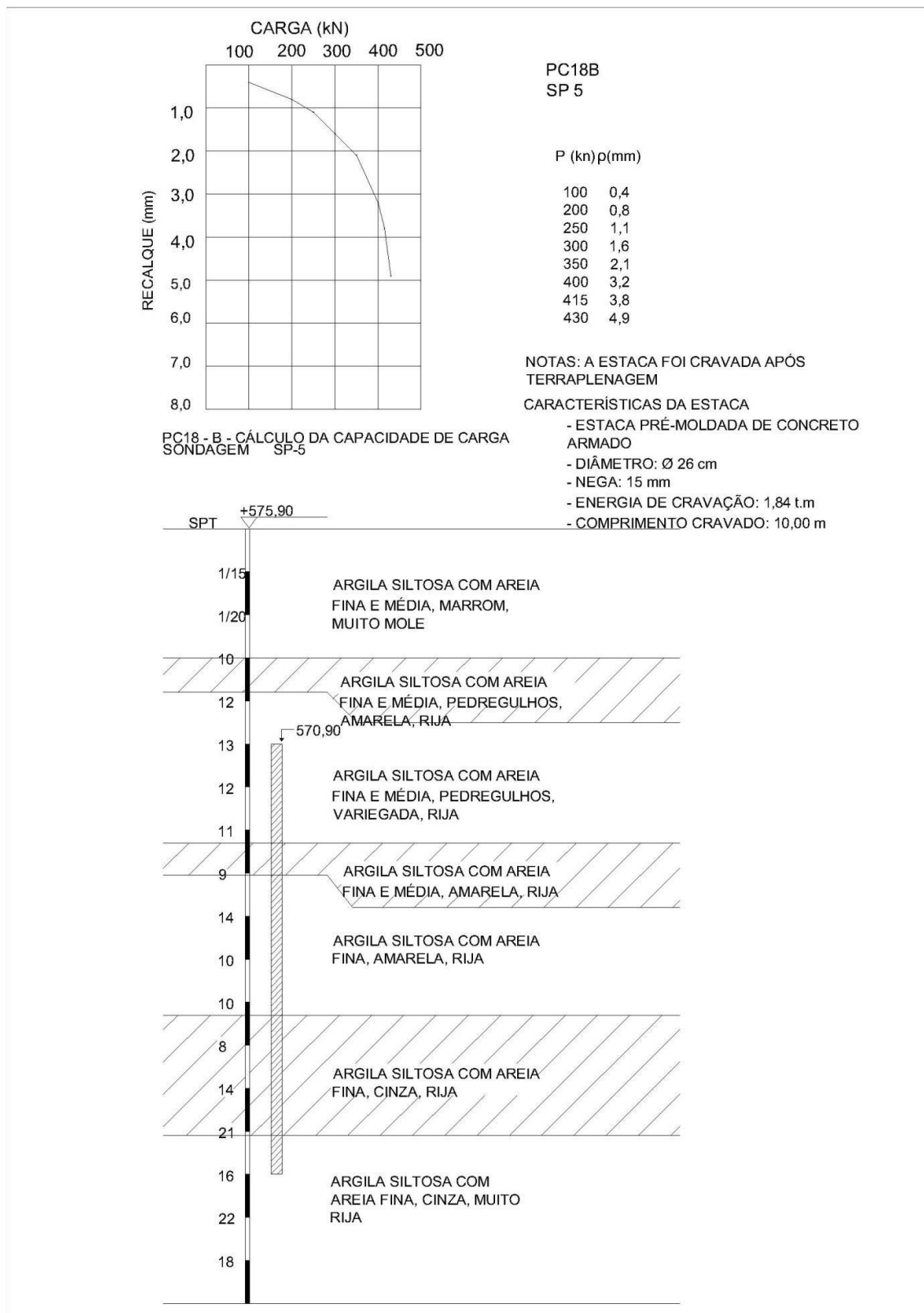


Figura 5.6: Perfil de sondagem e prova de carga PC17B



Fonte: Santos (1988)

Figura 5.7: Perfil de sondagem e prova de carga PC18B



Fonte: Santos (1988)

De posse dos dados apresentados acima foi realizado a aplicação de todos métodos semiempíricos de capacidade de carga, também apresentados anteriormente, em cada uma das oito estacas demonstradas.

### 5.1 Método de Meyerhof

Foi provavelmente Meyerhof quem primeiro propôs um método para determinar a capacidade de carga de estacas a partir do SPT. E é através das equações (14) e (15) que é possível chegar na capacidade de carga.

$$r_p = \frac{0,4 \times 205 \times 7}{0,4} = 1435$$

$$r_l = \frac{29,28}{50} = 0,5856$$

$$R = 1435 + 0,5856 = 1435,58$$

$$P_a = \frac{1435,58}{2} = 717,79 \text{ kN}$$

### 5.2 Método Aoki-Velloso

Começando pelo método do Aoki-Velloso, o primeiro passo foi calcular as incógnitas geotécnicas  $r_p$  e  $r_l$  de acordo com as equações (18) e (19) apresentadas anteriormente. Na incógnita  $r_p$  foi utilizado 0,8 como o valor de  $K$  (tabela 3.1.3), já que na ponta da estaca o solo é uma areia siltosa (figura 5). No  $N_p$ , o valor do fim da cota de apoio da estaca é correspondido por 46 e no fator de correção foi determinado de acordo com o tipo da estaca sendo a mesma pré-moldada utilizando o diâmetro de 0,4m da estaca.

Já na incógnita  $r_l$  foi usado 2,0 na razão de atrito para areia siltosa e 2,2 para silte arenoso. No coeficiente  $K$  levando em consideração o tipo de solo, foi usado 0,8 para areia siltosa e 0,55 para silte arenoso. O fator de correção  $F_2$  (tabela 3.1.3.1) é diretamente relacionado com o tipo de estaca realizada, sendo duas vezes o  $F_1$  e o  $N_I$  o índice de penetração médio por camada de solo.

$$r_p = \frac{800 \times 46}{1,50} = 24533,33$$

$$r_l = \frac{0,022 \times 550 \times 26,5}{2 \times 1,50} \times 6 + \frac{0,02 \times 800 \times 46}{2 \times 1,50} \times 1 = 886,63$$

A partir desses resultados é possível de se obter a capacidade de carga através da equação (20).

$$R = 24533,33 \times 0,1256 + 1,256 \times 886,63 = 4194,99 \text{ kN}$$

Foi utilizado a segunda metodologia de projeto, equação (09), a partir do pressuposto que o comprimento máximo foi estabelecido no projeto. Sendo assim chega-se na carga admissível.

$$P_a = \frac{4194,99}{2} = 2097,49 \text{ kN}$$

### 5.3 Método Décourt-Quaresma

No método de Décourt-Quaresma, primeiramente é realizado as incógnitas geotécnicas a partir das equações (21) e (22), em que, em  $r_p$  se usa o coeficiente característico do solo que multiplica pelo valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca. Em  $r_l$  é realizado um valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, adotando os limites de  $N_{l \geq 3}$  e  $N_{l \leq 15}$ .

$$r_p = 400 \times 45,66 = 18264$$

$$r_l = 10 \times \left( \frac{15}{3} + 1 \right) = 60$$

Através das incógnitas geotécnicas  $r_p$  e  $r_l$ , é possível calcular a capacidade de carga, equação (23), em que, os dois fatores em função do tipo da estaca são iguais a um, devido a ser uma estaca pré-moldada e os demais valores são aplicados iguais o método anterior, e também será calculado a partir da capacidade de carga uma carga admissível.

$$R = 1 \times 18264 \times 0,1256 + 1 \times 60 \times 1,2566 \times 7 = 2821,73 \text{ kN}$$

$$P_a = \frac{2821,73}{2} = 1410,86 \text{ kN}$$

### 5.4 Método Teixeira

Pelo método de Teixeira, o mesmo, por propor uma equação unificada para capacidade de carga, equação (24), já se começa calculando as resistências de ponta e lateral. Na resistência de ponta, o parâmetro  $\alpha$  é determinado de acordo com o tipo da estaca e o solo, ou seja, pré-moldada e areia siltosa. Esse valor é multiplicado pelo valor

médio do índice de resistência a penetração e pela área de ponta da estaca. Na resistência lateral, o parâmetro  $\beta$  é determinado através do tipo de estaca e esse valor multiplica pelo perímetro, comprimento da estaca e pelo valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca. Assim, é possível chegar a capacidade de carga e poder determinar a carga admissível da mesma.

$$R = R_p + R_l = (360 \times 32,60) \times 0,1256 + 4 \times 29,28 \times 1,2566 \times 7 = 2504,25 \text{ kN}$$

$$P_a = \frac{2504,25}{2} = 1252,13 \text{ kN}$$

### 5.5 Método Alonso

O método do Alonso foi criado inicialmente para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, posteriormente reavaliado (2000) para duas novas regiões geotécnicas. Através das equações (29) e (26) pode-se obter as resistências de ponta e lateral. A partir delas é possível chegar na capacidade de carga total (25) e posteriormente na carga admissível.

$$R_p = 200 \times \frac{(1 \times 46) + (1,2 \times 46)}{2} \times 0,1256 = 1271,07$$

$$R_l = 0,65 \times \frac{1,2 \times 46}{0,18} \times 1,2566 \times 7 = 1753,38$$

$$R = 1271,07 + 1753,38 = 3024,45$$

$$P_a = \frac{3024,45}{2} = 1512,22 \text{ kN}$$

### 5.6 Método Vorcaro e Velloso

No método de Vorcaro e Velloso, o mesmo partiu dos princípios da Regressão Linear Múltipla, solucionando, por mínimos quadrados. Através da equação (31) é possível encontrar a capacidade de carga e a partir daí a carga admissível.

$$\begin{aligned} R_{\text{últ}} &= e^{1,96 \ln(0,1256 \times 46) - 0,34 \ln(0,1256 \times 46) \ln(1,2566 \times 29,28 \times 7) + 1,36 \ln(1,2566 \times 29,28 \times 7) \pm 0,29} \\ &= 2884,19 \end{aligned}$$

$$P_a = \frac{2884,19}{2} = 1442,09 \text{ kN}$$

### 5.7 Método Velloso

Velloso determinou um critério para o cálculo de capacidade de carga e recalques de estaca e grupos de estacas, sendo assim, a partir das equações (32) e (33) pode-se encontrar a resistência de ponta e lateral. Com a somatória dos resultados das mesmas encontrar a capacidade de carga e conseqüentemente a carga admissível.

$$R_p = 0,1256 \times 1 \times \left( 1,016 - 0,016 \times \frac{0,40}{0,036} \right) \times 500 \times 46^1 = 2421,45$$

$$R_l = 1,2566 \times 1 \times 1 \times \left( (8,5 \times 26,5 \times 6) + (8 \times 46 \times 1) \right)^1 = 2160,72$$

$$R = 2421,45 + 2160,72 = 4582,18$$

$$P_a = \frac{4582,18}{2} = 2291,09 \text{ kN}$$

### 5.8 Método Antunes e Cabral

Os autores propuseram as expressões que são calculadas através das equações (37) e (38).

$$r_l = \pi \times 0,4 \times \left( (26,5 \times 6 \times 3) + (46 \times 1 \times 4,5) \right) = 859,53$$

$$r_p = 225 \times 46 \times \frac{\pi \times 0,4^2}{4} = 1300,61$$

$$R = 859,53 + 1300,61 = 2160,1$$

$$P_a = \frac{2160,1}{2} = 1080,05 \text{ kN}$$

De acordo com a dissertação de Santos (1988) foi realizado a extrapolação da curva carga-recalque pelo método de Van der Veen considerando valores mais aproximados do comprimento real da estaca. Abaixo a relação dos valores de capacidade de carga de carga por estaca.

Tabela 5: Valores de capacidade de carga obtidos por extrapolação pelo método de Van der Veen (1953).

Van der Veen	
Estacas	Pr (kN)
PC3A SP18	2400
PC1A SP22	2700
PC6A SP15	1800
PC7A SP18	1800
PC3B SP8	519
PC4B SP8	720
PC18B SP5	440
PC17B SP5	880

Fonte: Santos (1988)

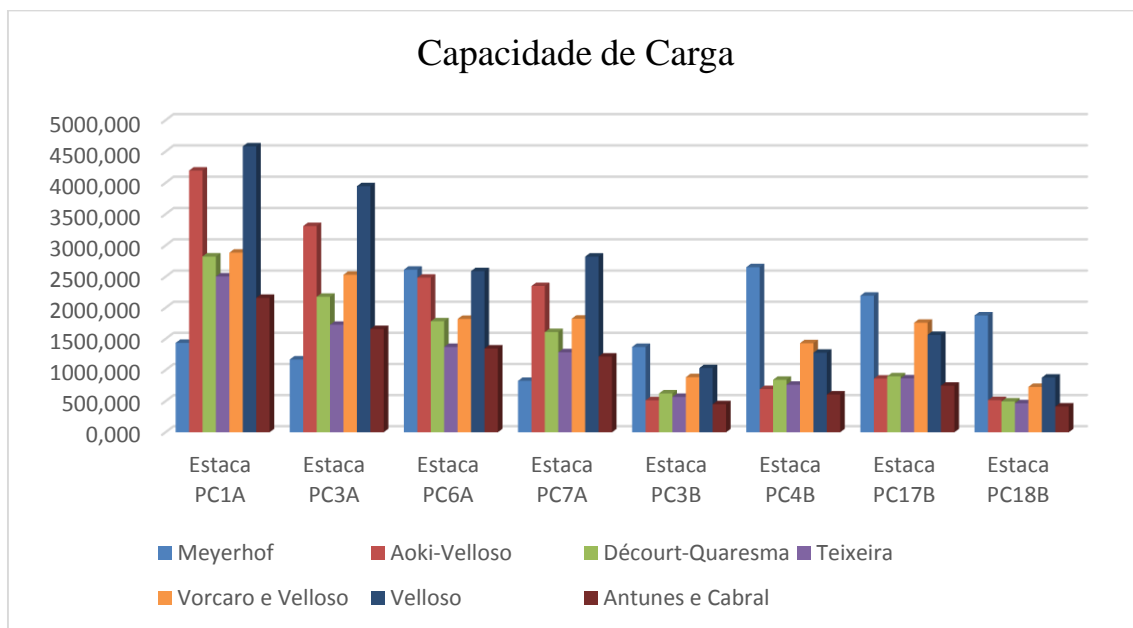
Através dos resultados obtidos, foi realizado um gráfico comparativo englobando todos métodos e todas as estacas, com o objetivo de demonstrar a variabilidade dos métodos entre si e a importância de calcular e demonstrar o quão distintos cada um é com suas respectivas características. É importante ressaltar também, que cada estaca possui um estudo de caso específico.

Tabela 5.1: Capacidade de carga geral dos métodos

	Meyerhof	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Alonso	Vorcaro e Velloso	Velloso	Antunes e Cabral
Estaca PC1A	1435,586	4194,998	2821,730	2504,253	3024,448	2884,191	4582,180	2160,095
Estaca PC3A	1169,104	3308,932	2176,285	1727,242	3341,069	2530,064	3944,754	1658,360
Estaca PC6A	2611,699	2483,774	1783,300	1370,509	2629,492	1820,743	2588,123	1345,628
Estaca PC7A	826,337	2349,652	1609,893	1285,171	2353,635	1824,388	2821,196	1216,665
Estaca PC3B	1370,484	513,723	623,960	567,831	629,915	884,480	1031,232	449,873
Estaca PC4B	2652,218	693,458	843,484	764,170	1104,688	1430,815	1278,136	605,958
Estaca PC17B	2194,552	862,268	898,860	866,467	1490,632	1759,878	1563,280	748,243
Estaca PC18B	1877,167	515,712	495,283	466,226	865,718	728,509	878,341	413,398

Fonte: Autor

Figura 5.8: Gráfico comparativo de capacidade de carga



Fonte: Autor



## 6. DISCUSSÕES E RESULTADOS

Através do gráfico comparativo dos resultados obtidos do cálculo da capacidade de carga dos oito métodos semiempíricos nas oito estacas, percebe-se que existem diversos fatores que influenciam no resultado e que é complexo definir e encontrar cada detalhe específico.

Cada estaca tem sua situação de solo específica, o comprimento de cravação, o tipo de solo, e outros fatores que influenciam na eficiência de atuação de cada método, pois cada método tem sua equação que pode valorizar ou desvalorizar um determinado valor.

Existem também os critérios em que foram criados os métodos, a região em que foram criados, o objetivo para que foram criados, as vezes até destinados para um determinado tipo de estaca em um determinado tipo de região, que, aplicados em outra região em um outro formato de estaca gera uma divergência significativa.

Os métodos que mais se distanciaram dos demais foram os métodos de Meyerhof, do Aoki Velloso e o do Velloso. O destaque do método do Aoki Velloso é devido ao fato de que cada autor ter a sua particularidade. Com objetivo de criar o próprio método, cada autor toma como base de projeto de pesquisa uma determinada região, e sabe-se que cada região tem suas próprias características. Devido a tais particularidades de diferentes regiões, os valores de capacidade de carga podem se exaltar demasiadamente. Já o do método de Velloso, também partindo do mesmo princípio de região diferente, trabalha com solos submersos, o que aplicado em um solo que não tem a presença de água, já exalta um pouco. O caso de Meyerhof é que, o mesmo foi um dos pioneiros a criar o método de capacidade de carga, sendo assim, depois dele, os outros especificaram e aprofundaram cada vez mais, objetivando tornar os números os mais próximos possíveis da real situação.

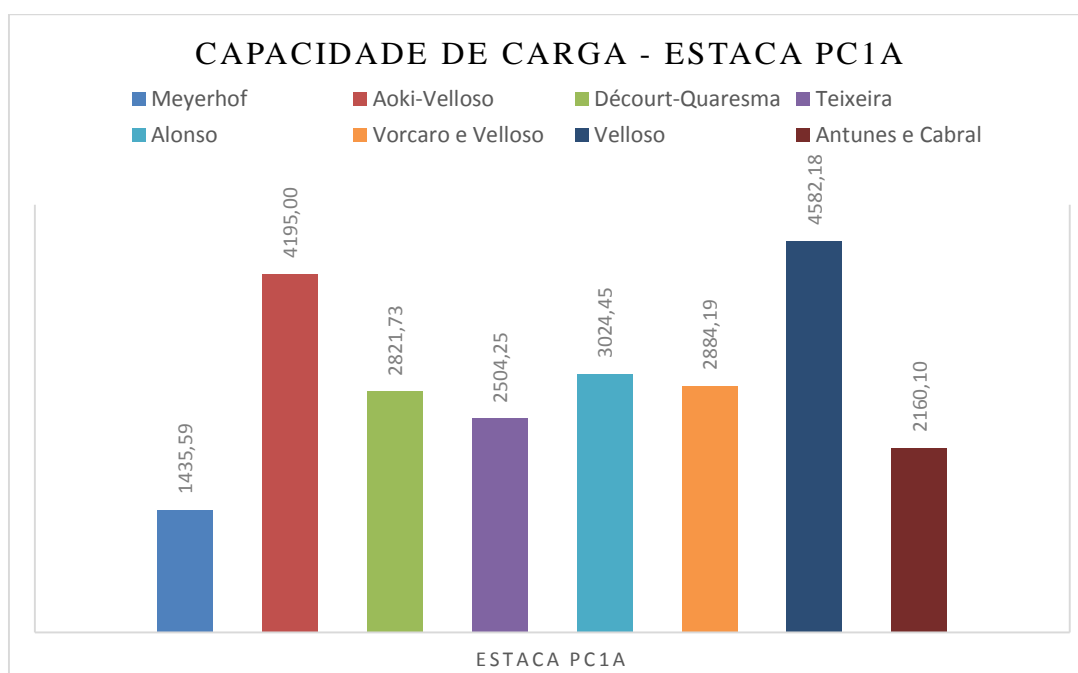
O método de Antunes e Cabral, como os que se distanciaram, não seria de legal aplicação nesse estudo de caso, pois o mesmo foi criado destinado a estacas hélice, o que não é o caso de aplicação, por isso acaba ficando abaixo se comparado com os demais.

Os demais métodos poderiam ser utilizados nas estacas estudadas, pois em média mantém os mesmos padrões apesar de cada um, como já citado, terem suas diversidades. Vale ressaltar que tudo dito são hipóteses baseadas no estudo realizado, sendo assim, não

teria um método específico para apontar, visto que existe uma variação significativa de método para método, sendo mais viável realizar sempre pelo menos o cálculo de três métodos e a escolha dos mesmos deve-se basear nas características e especificidades da criação de cada um.

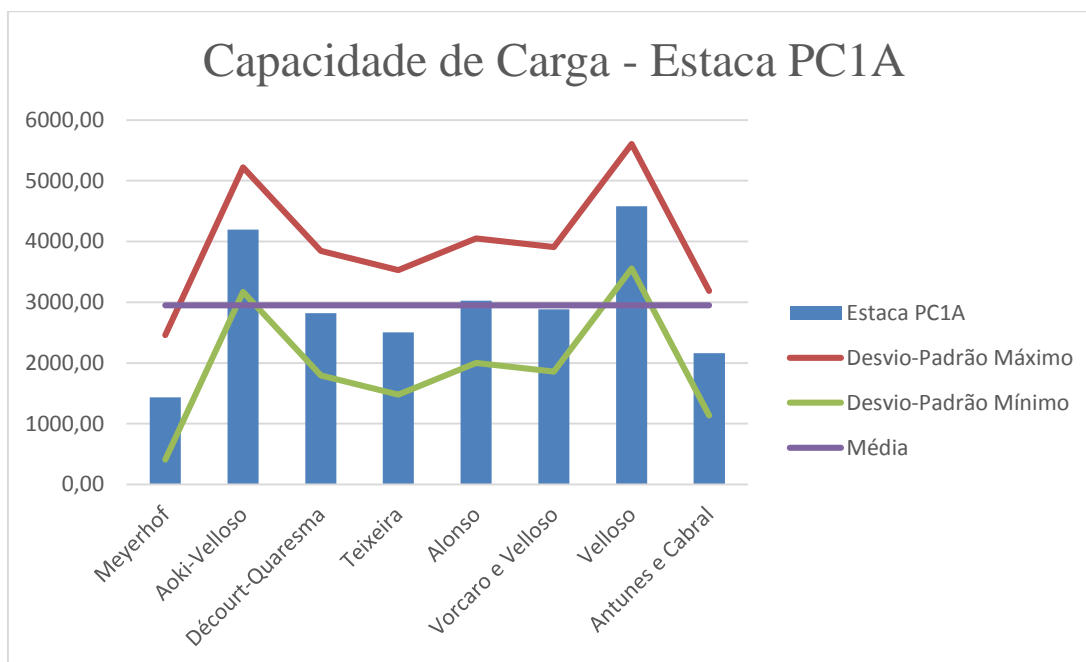
Para demonstrar tal divergência, foi pegado como exemplo a estaca PC1A, a partir dela realizado um desvio-padrão, e após isso, é retirado os métodos com maior discrepância e realizado novamente o desvio-padrão, para mostrar o quão melhora o desvio e fica mais uniforme a variação da mesma. Para uma melhor visualização foi colocada a média das capacidades de carga dos métodos apresentados nos gráficos, com objetivo de conseguir enxergar como que, após a retirada dos métodos que se diferem substancialmente, o desvio-padrão, ou seja, a dispersão em torno da média, diminui e se aproximam da média, como esperado.

Figura 6: Capacidade de carga da estaca PC1A



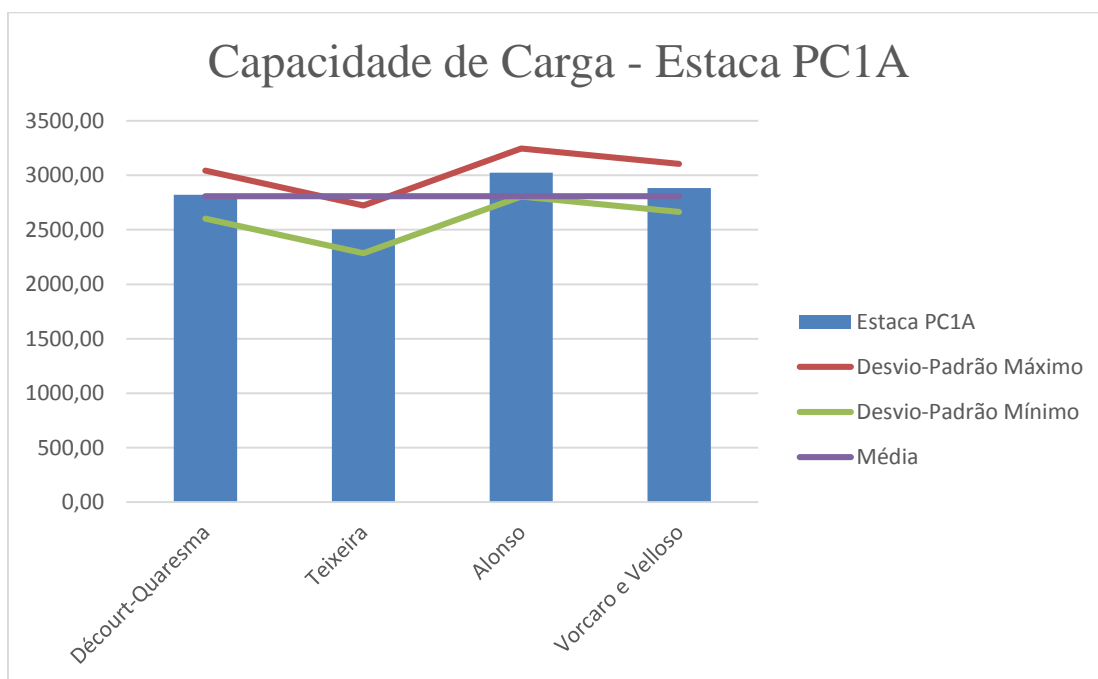
Fonte: Autor

Figura 6.1: Desvio-Padrão estaca PC1A - Geral



Fonte: Autor

Figura 6.2: Desvio-Padrão estaca PC1A - Específico

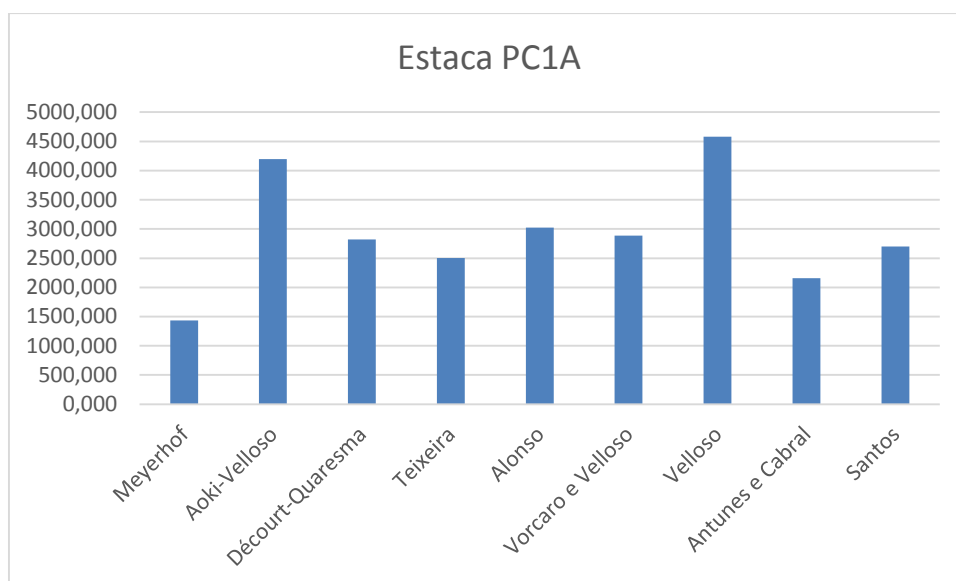


Fonte: Autor

Ao obter esses resultados, foi correlacionado, através da figura apresentada abaixo, a capacidade de carga da estaca PC1A de Santos (1988) com a calculada através dos métodos semiempíricos para se analisar a divergência do estudo de Santos obtidos através de estudos práticos com o dos métodos baseado em teorias de estudos dos próprios

atores. Percebe-se que o mesmo não se distancia muito dos demais, ou seja, os métodos podem ser utilizados no estudo de caso.

Figura 6.3: Estaca PC1A - Santos



Fonte: Autor

## 7. CONCLUSÃO

As análises feitas foram realizadas a partir dos dados obtidos em ensaios de sondagens do tipo SPT nos solos, onde foram executadas as estacas e as provas de carga estática sobre as mesmas, e os demais parâmetros necessários foram obtidos a partir de correlações empíricas. Isso agilizou bastante a pesquisa e se torna um meio facilitador quando não se dispõe de dados suficientes para obtenção dos parâmetros necessários à aplicação dos métodos de estimativa de carga de ruptura das estacas, entretanto, os dados ideais seriam aqueles obtidos por meio de ensaios de laboratório.

Ao exemplificar os métodos e conseqüentemente melhor entendê-los, fica fácil a caracterização, porém, como demonstrado no estudo, para a escolha de aplicação no projeto não se pode escolher apenas um, pois como se pôde observar, vários se adequariam. Como hipótese, baseada nos estudos realizados, o melhor seria utilizar pelo menos três métodos, de acordo com a região de atuação correlacionado com as características dos mesmos, para assim ter mais segurança no cálculo de capacidade de carga.

Baseado nos resultados obtidos, o objetivo desse trabalho foi alcançado, foi exposto o quão importante é o cálculo da capacidade de carga de uma fundação e o quão complexo é o cálculo, visto que há muitas variedades de métodos que podem atender ou não a necessidade de um projeto. Portanto é de imensa importância se atentar nas características do seu projeto antes de escolher os métodos que melhor pode atender o mesmo.

Após apresentado como o estudo da pesquisa foi realizado, fica nítido a importância do comparativo entre as diversas possibilidades de métodos de capacidade de carga para fundações e que é indispensável conhecer o perfil geotécnico do local onde se irá construir, pois a fundação trabalha como um conjunto entre solo e estrutura, em que a capacidade de carga geotécnica se difere da capacidade de carga estrutural da estaca. Tendo em posse o conhecimento do perfil geológico e geotécnico do local é possível determinar qual a menor capacidade de carga entre as duas e assim dimensionar a fundação mais adequada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. Previsão e controle das fundações. 1 ed. Edgard Blucher, 1991, 152 p.

AOKI, N; VELLOSO, D. A. (1975) Um Método Aproximado para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas. In: Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, V, 1975, Buenos Aires, Anais, p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2006). Estacas – Prova de carga estática – NBR 12131

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT (2007). Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico – NBR 13208

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1983). Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – NBR 8036

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2010). Projeto e Execução de Fundações – NBR 6122

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1995). Rochas e Solos – NBR 6502

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio – NBR 6484

CABRAL, D. A. Fatores que influenciam o desempenho das estacas. Engenharia de Fundações: Passado recente e perspectivas – Homenagem ao Prof. Nelson Aoki, Rio de Janeiro, novembro de 2009.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A.; NELSON AOKI. Fundações por estacas: projeto geotécnico, São Paulo: Oficina de texto, 2011. 142p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R., Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. Anais VI COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 45-53, 1978.

DÉCOURT. L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. (1998) Análise e Projeto de Fundações Profundas. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 63 pág, 1998.

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

SANTOS JR., O. F (1988) Previsão do comportamento carga-recalque de estacas pré-moldadas de concreto. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. 114p.

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.

VAN DER VEEN, C. (1953) The Bearing Capacity of a Pile. In. Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, n°3, Zurich, Proceedings, v.2, p.84-90.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais. Vol. I e II. São Paulo: Oficina De Textos, 2004, 708 p. il. Inclui Bibliografia

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.