



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Rubens Diego Fernandes Alves

**ESTUDO DA PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA DE
ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Natal

2014

Rubens Diego Fernandes Alves

**ESTUDO DA PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA DE
ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como um dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior

Natal

2014

A474e Alves, Rubens Diego Fernandes.
Estudo da previsão da carga de ruptura de estacas pré-moldadas de concreto. / Rubens Diego Fernandes Alves. – 2014.
81 f. : il.

Orientador: Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2014.

1. Estacas de concreto. 2. Cargas de ruptura – Estacas. 3. Curva carga-recalque. 4. Provas de carga. 5. Standard Penetration Test (SPT). I. Santos Junior, Olavo Francisco dos. II. Título.

CDU 624.155.113

Ficha elaborada pela Seção de Processamento Técnico da Biblioteca Sebastião Fernandes do IFRN.

RUBENS DIEGO FERNANDES ALVES

**ESTUDO DA PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA DE
ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como um dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior – Orientador

Prof. Dr. Leonardo Flamarion Marques Chaves – Examinador

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra – Examinador (externo)

Natal, 28 de Fevereiro de 2014.

ESTUDO DA PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

Rubens Diego Fernandes Alves

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior

RESUMO

As estacas se constituem há algum tempo um dos mais importantes tipos de solução adotada para fundação de construções. Elas são responsáveis por transmitir ao solo em camadas mais profundas e resistentes, as cargas provenientes das estruturas. 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. Nessa pesquisa foram feitas análises a partir de ensaios de provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto e sondagens do tipo SPT, realizou-se um estudo da obtenção da carga de ruptura da fundação através de métodos semiempíricos, teórico e de extrapolação da curva carga-recalque. Após isso, realizaram-se comparações entre os diversos métodos utilizados para dois tipos de solo, um de comportamento granular e outro coesivo. Para obtenção dos parâmetros do solo a serem utilizados nos métodos estabeleceu-se correlações empíricas com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}). As curvas carga-recalque das estacas também são analisadas. Diante das comparações estabelecidas indica-se o método semiempírico de Décourt-Quaresma como o mais confiável para estimativa de carga de ruptura para solos granulares e coesivos. Enquanto, dentre os métodos de extrapolação estudados recomenda-se o método de Van der Veen como o mais adequado para previsão da carga de ruptura.

Palavras-chave: Estacas; provas de carga; SPT; carga de ruptura; curva carga-recalque.

STUDY OF PREDICTING ULTIMATE LOAD CAPACITY OF PRECAST CONCRETE PILE

Rubens Diego Fernandes Alves

Adviser: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior

ABSTRACT

The piles are one of the most important types of solution adopted for the foundation of buildings. They are responsible for transmitting to the soil in deeper and resistant layers loads from structures. The interaction of the foundation element with the soil is a very important variable, making indispensable your domain in order to determine the strength of the assembly and establish design criteria for each case of application of the pile. In this research analyzes were performed from experiments load tests for precast concrete piles and investigations of soil of type SPT, a study was performed for obtaining the ultimate load capacity of the foundation through methods extrapolation of load-settlement curve, semi-empirical and theoretic. After that, were realized comparisons between the different methods used for two types of soil a granular behavior and other cohesive. For obtaining soil parameters to be used in the methods were established empirical correlations with the standard penetration number (NSPT). The charge-settlement curves of the piles are also analyzed. In the face of established comparisons was indicated the most reliable semiempirical method Décourt-Quaresma as the most reliable for estimating the tensile strength for granular and cohesive soils. Meanwhile, among the methods studied extrapolation is recommended method of Van der Veen as the most appropriate for predicting the tensile strength.

Key-words:

Piles; experiments load tests; SPT; ultimate load capacity; load-settlement curve

Aos meus pais Evanildo e Fátima,
aos meus irmãos Dennes, Girlane e Darlan,
dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado forças para persistir e nunca desistir dos meus objetivos.

Aos meus pais, Evanildo e Fátima, e meus irmãos Dennes, Girlane e Darlan por todo o apoio incondicional durante toda a minha vida.

A Helena pelo carinho e compreensão durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu orientador, professor Olavo Francisco dos Santos Junior, pela paciência, disponibilidade e atenção demonstradas ao longo de todo este período.

Aos amigos Paulo Henrique, Arthur Gomes, pela amizade, incentivo, solidariedade e sentimentos comuns compartilhados nesta caminhada.

Aos colegas de turma Carlindo Avelino, Carlos Junior, Fabiana Alves, Luciano Moreira pelos conhecimentos compartilhados ao longo de todo o mestrado.

Ao técnico do laboratório de mecânica dos solos, Paulo Leite, pela atenção demonstrada em ajudar quando solicitado.

A todos que participaram diretamente ou indiretamente desta caminhada para chegar até este momento tão crucial na minha vida.

Aos professores que me ajudaram na aprendizagem de todos os conhecimentos necessários para que eu pudesse chegar à conclusão deste mestrado.

Aos funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela dedicação ao programa e fornecimento de todo o suporte necessário para a conclusão desta dissertação.

SUMÁRIO

Lista de figuras.....	x
Lista de tabelas.....	xiv
Lista de abreviaturas e siglas.....	xv
Lista de símbolos.....	xvi
CAPÍTULO 1	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Justificativa.....	2
1.3 Objetivos	2
1.3.1 Objetivo geral	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4 Organização da dissertação.....	3
CAPÍTULO 2	4
2.1 Introdução	4
2.2 Capacidade de carga	4
2.2.1 Métodos empíricos	7
2.2.2 Métodos teóricos ou racionais	8
2.2.3 Métodos semiempíricos.....	16
2.3 Grupos de estacas	20
2.4 Provas de Carga	21
2.5 Extrapolação da Curva carga-recalque	25
2.5.1 Van der Veen (1953)	25
2.5.2 Mazurkiewicz (1972).....	26
2.5.3 Décourt (1996).....	27
2.5.4 Extrapolação da curva carga-recalque pela NBR 6122/2010	28

2.6	Elaboração da curva carga-recalque pelo método simplificado de Poulos e Davis (1980).....	29
	CAPÍTULO 3	36
	MATERIAIS E MÉTODOS.....	36
3.1	Correlações empíricas	37
	CAPÍTULO 4	49
	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	49
4.1	Introdução	49
	CAPÍTULO 5	75
	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	78

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 Equilíbrio estático de uma estaca submetida à carga de ruptura.....	6
Figura 2-2 Gráfico com critério de Mohr-Coulomb (Amann, 2010).....	8
Figura 2-3 Fatores de Adesão por diversos autores (McClelland, 1974 apud Poulos e Davis,1980).....	9
Figura 2-4 Relação Z_c/d adaptado de Poulos e Davis ,1980.....	10
Figura 2-5 Critério de ruptura de Terzaghi.....	11
Figura 2-6 Critério de Meyerhorf.....	11
Figura 2-7 $K_s \tan \phi'$ para estacas cravadas, Poulo e Davis 1980.....	14
Figura 2-8 Valores de N_q em função de ϕ por diversos autores (Vesic, 1967).....	15
Figura 2-9 Esquema de montagem de uma prova de carga.....	23
Figura 2-10 Planta baixa do esquema de montagem da prova de carga.....	23
Figura 2-11 Foto ilustrativa de uma situação real de aplicação de prova de carga.....	24
Figura 2-12 Representação da obtenção da carga de ruptura por Van der Veen.	26
Figura 2-13 Ilustração do método de Mazurkiewicz.....	27
Figura 2-14 Ilustração do método de rigidez de Décourt.....	28
Figura 2-15 Critério de ruptura NBR 6122 (NBR 6122/2010).....	29
Figura 2-16 Curva carga-recalque simplificada (Poulos e Davis 1980).....	31
Figura 2-17 Fator de correção para a compressibilidade da e da estaca (Poulos e Davis 1980).....	32
Figura 2-18 Fator de correção para a presença de uma base rígida (Poulos e Davis 1980).....	32
Figura 2-19 Fator de influência de recalque (Poulos e Davis 1980).....	32
Figura 2-20 Fator de correção para o coeficiente de Poisson (Poulos e Davis 1980).....	32
Figura 2-21 Fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca a), b), c), d) e e) (Poulos e Davis 1980).....	33
Figura 2-22 Proporção da carga transferida para a ponta de uma estaca incompressiva num meio com $\nu = 0,5$, (Poulos e Davis 1980).....	34

Figura 2-23 Fator de correção para compressibilidade da estaca, (Poulos e Davis 1980).....	34
Figura 2-24 Fator de correção para o coeficiente de Poisson, (Poulos e Davis 1980).....	34
Figura 2-25 Fator de correção para a rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca, (Poulos e Davis 1980).....	34
Figura 2-26 Fatores de correção para a rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca, (Poulos e Davis 1980).....	35
Figura 3-1 Perfil de sondagem e prova de carga PC1A.....	40
Figura 3-2 Perfil de sondagem e prova de carga PC3A.....	41
Figura 3-3 Perfil de sondagem e prova de carga PC6A.....	42
Figura 3-4 Perfil de sondagem e prova de carga PC7A.....	43
Figura 3-5 Perfil de sondagem e prova de carga PC3B.....	44
Figura 3-6 Perfil de sondagem e prova de carga PC4B.....	45
Figura 3-7 Perfil de sondagem e prova de carga PC17B.....	46
Figura 3-8 Perfil de sondagem e prova de carga PC18B.....	47
Figura 4-1 Gráfico dos valores de estimativa da capacidade de carga por diferentes métodos.....	50
Figura 4-2 Prova de carga da estaca PC1A versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	52
Figura 4-3 Prova de carga da estaca PC3A versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	52
Figura 4-4 Prova de carga da estaca PC7A versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	53
Figura 4-5 Prova de carga da estaca PC6A versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	53
Figura 4-6 Prova de carga da estaca PC3B versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	54
Figura 4-7 Prova de carga da estaca PC4B versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	54

Figura 4-8 Prova de carga da estaca PC18B versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	55
Figura 4-9 Prova de carga da estaca PC17B versus extrapolação da NBR 6122/2010.....	55
Figura 4-10 Gráfico de comparação entre os valores obtidos por Aoki-Velloso versus Van der Veen.....	56
Figura 4-11 Gráfico de comparação entre os valores obtidos por Van der Veen versus Elasticidade	57
Figura 4-12 Gráfico de comparação entre os valores obtidos por Van der Veen versus Décourt-Quaresma.....	58
Figura 4-13 Critério de ruptura de rigidez Décourt versus Van der Veen.....	60
Figura 4-14 Critério de ruptura de rigidez Décourt versus Aoki-Velloso.....	60
Figura 4-15 Critério de ruptura de rigidez Décourt versus Décourt - Quaresma.....	61
Figura 4-16 Extrapolação por Mazurkiewisz versus Van der Veen.....	62
Figura 4-17 Mazurkiewisz versus Aoki-Velloso.....	63
Figura 4-18 Mazurkiewisz versus Décourt-Quaresma.....	64
Figura 4-19 Mazurkiewisz versus Elasticidade.....	65
Figura 4-20 Carga de ruptura das estacas obtidas por diversos métodos.....	66
Figura 4-21 Resistência lateral das estacas por diversos métodos.....	68
Figura 4-22 Resistência de ponta das estacas por diversos métodos.....	69
Figura 4-23 Gráfico da curva-recalque da estaca PC3A e extrapolação por diversos métodos.....	70
Figura 4-24 Gráfico da curva-recalque da estaca PC1A e extrapolação por diversos métodos.....	71
Figura 4-25 Gráfico da curva-recalque da estaca PC6A e extrapolação por diversos métodos.....	72
Figura 4-26 Gráfico da curva-recalque da estaca PC7A e extrapolação por diversos métodos.....	72
Figura 4-27 Gráfico da curva-recalque da estaca PC3B e extrapolação por diversos métodos.....	73

Figura 4-28 Gráfico da curva-recalque da estaca PC4B e extrapolação por diversos métodos.....	73
Figura 4-29 Gráfico da curva-recalque da estaca PC18B e extrapolação por diversos métodos.....	74
Figura 4-30 Gráfico da curva-recalque da estaca PC17B e extrapolação por diversos métodos.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 Fatores de correção F_1 e F_2 (Cintra e Aoki, 2010 adaptados de Aoki e Velloso,1975)	18
Tabela 2-2 Coeficientes K e α (Aoki-Velloso,1975)	18
Tabela 2-3 Coeficiente característico do solo (Décourt e Quaresma, 1978)...	19
Tabela 2-4 Valor do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	20
Tabela 2-5 Valor do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	20
Tabela 2-6 Peso específico de solos arenosos, Godoy (1972).....	38
Tabela 2-7 Peso específico de solos argilosos, Godoy (1972).....	38
Tabela 2-8 Valores de α	38
Tabela 2-9 Valores de K	39
Tabela 4-1 Valores de capacidade de carga obtidos por diferentes métodos	50
Tabela 4-2 Valores de capacidade de carga obtidos por extrapolação pelo método de Van der Veen (1953)	56
Tabela 4-3 Valores de capacidade de carga obtidos de acordo com o critério de Rigidez de Décourt (1996).....	59
Tabela 4-4 Valores obtidos pela extrapolação da curva carga-recalque por Mazurkiewisz.....	62
Tabela 4-5 Porcentagens dos métodos em relação a média das estimativas	67
Tabela 4-6 Porcentagens das extrapolações em relação a sua média	67

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

NBR – *Norma Brasileira Registrada*

PCE – *Prova de Carga Estática*

CPT – Cone Penetration Test

SML – Slow Maintained Load Test

QML – Quick Maintained Load Test

CRP – Constant Rate of Penetration

CLT ou SCT – Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test

SPT – *Standard Penetration Test*

LISTA DE SÍMBOLOS

E_p - módulo de elasticidade longitudinal da estaca

k_h - coeficiente de reação horizontal do solo

P_r - carga de ruptura

PR- carga de ruptura

Q_U - carga última

P_{ult} -carga última

Q_{ult} - carga última

W - peso próprio da estaca

q_{pu} - resistência de ponta (unitária)

q - tensão horizontal

D - diâmetro ou largura da estaca

z - profundidade

A_p - área de ponta ou base da estaca

q_{lu} - resistência lateral (unitária)

U - perímetro da estaca

c_a -coeficiente de adesão

φ_a - ângulo de atrito fuste-solo

K_h - coeficiente de empuxo lateral

σ_h - tensão horizontal (ou normal) aplicada pelo solo no fuste

σ_v - tensão vertical

γ - peso específico do solo

D - diâmetro da estaca

S_u - resistência não drenada

σ_{VP} - tensão vertical na ponta

K – constante do método de Aoki-Velloso

F_1 e F_2 – fatores do método de Aoki-Velloso

N_{SPT} – índice de resistência à penetração obtido no standard penetration test

α - razão de atrito

C – coeficiente característico do solo do método de Décourt

ρ -recalque

Δ_r -é o recalque de ruptura convencional

E_s -é o módulo de elasticidade do solo

I_0 - é o fator de influência do recalque para estaca incompressível numa massa semi-infinita com $\nu_s = 0,5$;

R_k – é o fator de correção para a compressibilidade da estaca;

R_v – é o fator de correção para o coeficiente de Poisson;

R_h – é o fator de correção para a presença de uma base rígida à profundidade h ;

R_b – é o fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca.

β_0 - P_p/P porcentagem da carga de ponta para estaca incompressível num semi-espaço com $\nu = 0,5$;

C_k – é o fator de correção para a compressibilidade da estaca;

C_v – é o fator de correção para o coeficiente de Poisson;

C_b – é o fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca.

R – rigidez de uma fundação

L – comprimento da estaca

c - coesão do solo na profundidade z

φ' - ângulo de atrito interno do solo

γ – peso específico do solo

f_{ck} - resistência característica do concreto

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 Considerações Iniciais

As estacas se constituem há algum tempo um dos mais importantes tipos de solução adotada para fundação de construções. Elas 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, de tal forma que não haja o rompimento do solo ou do material da própria estaca, ou ainda, evitar que os recalques produzidos não danifiquem a estrutura de modo a comprometer a sua estabilidade.

Dependendo do tipo de carga aplicada à estaca, a mesma pode trabalhar à tração, compressão ou à flexão. Nos casos mais comuns a estaca está submetida a solicitações axiais de compressão.

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.

Esta dissertação pretende estabelecer comparações entre os diversos métodos empregados para estimativa da capacidade de carga, sejam eles teóricos, ou semi-empíricos, a fim de comparar com os resultados das extrapolações das provas de carga conforme proposto pela NBR 6122 (2010), e pelos métodos desenvolvidos por Mazurkiewicz (1972), Van der Veen (1953) e Décourt (1996) para obtenção da carga de ruptura da fundação.

1.2 Justificativa

A utilização de estacas como fundação ainda é uma área em desenvolvimento, o seu estudo se faz necessário para um maior domínio dos métodos empregados, 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 e se obtenha fundações mais seguras e econômicas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

A presente pesquisa tem por objetivo geral avaliar o comportamento de estacas pré-moldadas de concreto armado executadas em dois tipos de solo: um granular e o outro coesivo, através dos dados de provas de carga e sondagens à percussão. Pretende-se, com isso, disseminar o conhecimento de métodos para dimensionamento de tais estruturas, favorecendo o uso de métodos mais confiáveis em prol de obras mais seguras e econômicas.

1.3.2 Objetivos específicos

- Obter valores de carga de ruptura para todas as estacas por diferentes métodos;
- Estabelecer comparações entre os métodos para obtenção de carga de ruptura estimados versus métodos de extrapolação da curva carga-recalque;
- Analisar o comportamento da curva carga-recalque das estacas estudadas;

- Definir o método mais confiável para cada tipo de solo.

1.4 Organização da dissertação

O texto da presente dissertação está organizado em 5 capítulos. No Capítulo 1, apresenta-se uma introdução sobre o estudo a ser desenvolvido.

Em seguida, no Capítulo 2, desenvolve-se uma breve revisão sobre os principais temas envolvidos com o estudo e, no Capítulo 3, os dados das provas de carga e sondagens são exibidos, assim como os materiais e métodos utilizados são detalhados.

No Capítulo 4, é feita a apresentação e discussão dos resultados, já no Capítulo 5, as principais conclusões são descritas e sugeridos temas para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

Revisão da literatura

2.1 Introdução

Neste capítulo, procura-se discutir os trabalhos mais relevantes desenvolvidos a cerca do tema, destacando os pontos mais importantes a serem considerados nesta pesquisa.

Inicialmente, pretende-se definir o conceito de capacidade de carga de estaca e demonstrar as principais variáveis envolvidas no processo de sua determinação. Em seguida, são apresentados os métodos mais empregados na obtenção da carga de ruptura, estimadas a partir de sondagens ou extrapoladas com base em curvas carga-recalque obtidas das provas de carga.

2.2 Capacidade de carga

As estacas são elementos de fundação que transmitem as cargas provenientes da estrutura ao solo por atrito lateral e/ou pela ponta, em alguns casos ocorre somente um ou outro tipo de transferência de carga ao solo, ou ainda uma das partes pode ser considerada desprezível, como acontece nos casos de estacas cravadas em solos argilosos, perfis metálicos cravados e estacas escavadas, nos quais há preponderância da transferência de carga por atrito lateral, denominadas de estacas de atrito ou estacas flutuantes. Por outro lado quando predomina a transferência de carga pela ponta, temos a estaca de ponta, como, por exemplo, estacas cravadas, estacas apoiadas em rocha sã e estacas Franki.

Quando a estaca está sob a ação de uma carga ocorre a mobilização do atrito lateral e da resistência de ponta do elemento de fundação. À medida que aumentamos progressivamente o valor da carga aplicada, haverá um momento em que ocorrerá a mobilização máxima dessas duas parcelas (atrito lateral e resistência

de ponta). A partir desse ponto, o sistema não resistirá a nenhum acréscimo de força aplicada sobre ele, nesse instante a estaca estaria na iminência de deslocar-se para baixo mantido a carga constante. Essa condição de recalque incessante mantida a carga aplicada constante, caracteriza um tipo de ruptura, conhecida como ruptura nítida da estaca, existem ainda outros dois tipos de ruptura: ruptura física e a ruptura convencional.

A ruptura física Q_{uu} é definida como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca (Δs_B) pelo acréscimo de carga (ΔQ), tendendo ao infinito, conforme equação abaixo:

$$Q_{uu} = Q \text{ para } \frac{\Delta s_B}{\Delta Q} = \infty \quad 2.1$$

A ruptura convencional Q_{uc} equivale a uma carga aplicada na estaca que produza uma deformação (da ponta ou do topo) de 10% de seu diâmetro no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila, e de 30% de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares.

Diante dos tipos de ruptura apresentados, a capacidade de carga do sistema estaca-solo pode ser definida como a carga máxima suportada pelo sistema sem que ele sofra ruptura ou valores considerados significativos da ruptura do sistema, em termos geotécnicos. Na literatura encontramos outros termos para expressão capacidade de carga, tais como: capacidade de suporte, carga de ruptura, carga última e capacidade de carga última ou capacidade de carga na ruptura. E como símbolos gráficos, temos: P_r , PR , Q_U , P_{ult} , Q_{ult} , etc.

A ruptura considerada nesses casos não trata de uma quebra ou o despedaçar do elemento de fundação, mas sim de uma conceituação de capacidade de carga em termos geotécnicos em que o material da estaca é considerado suficientemente resistente para que não haja ruptura da própria estaca. Caso isso ocorra, deve prevalecer como valor limite a resistência da própria estaca.

Fisicamente falando de capacidade de carga, em termos de forças e tensões, para uma estaca de diâmetro D , comprimento L , submetida à carga de ruptura, tem-se:

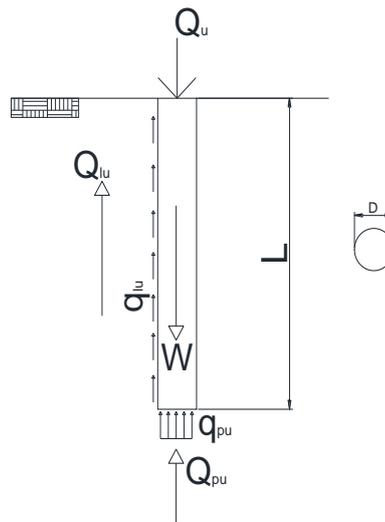


Figura 2-1 Equilíbrio estático de uma estaca submetida à carga de ruptura.

Considerando o equilíbrio estático entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo (Figura 2-1), obtém-se a equação:

$$Q_u + W = Q_{pu} + Q_{lu} \quad 2.2$$

Onde:

Q_u = capacidade de carga total da estaca

W = peso próprio da estaca;

Q_{pu} = capacidade de carga da ponta ou base;

Q_{lu} = capacidade de carga do fuste.

Diante das cargas envolvidas, o peso próprio da estaca é desprezado e a Equação 2.2 pode ser reescrita em termos de tensões unitárias:

$$Q_u = A_p q_{pu} + U \sum q_{lu} \Delta l \quad 2.3$$

A_p = área de ponta ou base da estaca;

q_{pu} = resistência de ponta (unitária);

U = perímetro da estaca, suposto constante;

q_{lu} = resistência lateral (unitária)

Δl = trecho do comprimento da estaca ao qual q_{lu} se aplica.

A Equação 2.3 apresentada acima serve de base para elaboração dos métodos teóricos, na qual U , A_p e Δl são variáveis geométricas e as variáveis geotécnicas são q_{pu} e q_{lu} . Os métodos de cálculo de capacidade de carga se diferenciam entre si na obtenção dos valores destas variáveis, as quais podem ser obtidas através de processos diretos ou indiretos.

Enquanto nos processos diretos as variáveis q_{pu} e q_{lu} são determinadas através de correlações empíricas e/ou semiempírica de ensaios realizados no local, nos processos indiretos obtém-se as principais características de resistência e rigidez dos solos por meio de ensaios de campo e/ou de laboratório e a capacidade de carga é determinada através de formulação teórica ou experimental.

Existem diversos tipos de métodos utilizados para cálculo da capacidade de carga de uma estaca, eles estão subdivididos em:

- empíricos;
- métodos teóricos ou racionais;
- semiempíricos.

2.2.1 Métodos empíricos

Nos métodos empíricos, a capacidade de carga da estaca é estimada com base apenas na classificação das camadas ao longo do fuste. Esses métodos servem apenas para uma estimativa grosseira. São obtidos valores aproximados a partir de observações e correlações com outras estacas executadas de forma semelhante sem nenhum raciocínio intelectual prévio.

A partir dessas experiências são estimadas as capacidades de carga para uma estaca semelhante executada em um tipo de solo também semelhante e analisa-se o comportamento da interação estaca-solo de forma a obter um comportamento aproximado, conforme execuções anteriores com as mesmas características.

2.2.2 Métodos teóricos ou racionais

Os métodos teóricos ou racionais baseiam-se em equações de equilíbrio estático e na teoria da plasticidade para resistência de ponta, enquanto para a resistência lateral adota-se o deslizamento de um corpo rígido. Existem inúmeras fórmulas desenvolvidas para o tema e diversos pesquisadores têm contribuído para solucionar o problema de dimensionamento da capacidade de carga de estacas nas suas mais diversas situações. O cálculo pode ser dividido em duas etapas: cálculo da resistência lateral e o cálculo da resistência de ponta.

2.2.2.1 Resistência lateral

No cálculo da resistência lateral o critério de ruptura geralmente adotado para a interação solo-fuste é o de Mohr-Coulomb, representado na Figura 2-2, no qual a tensão de atrito máxima (q_l) no contato entre fuste e o solo depende do ângulo de atrito fuste-solo (ϕ_a), da adesão inicial entre fuste e solo (c_a) e da tensão horizontal (ou normal) aplicada pelo solo no fuste (σ_h), a qual se relaciona com a tensão vertical (σ_v) através do coeficiente de empuxo horizontal (K_h).

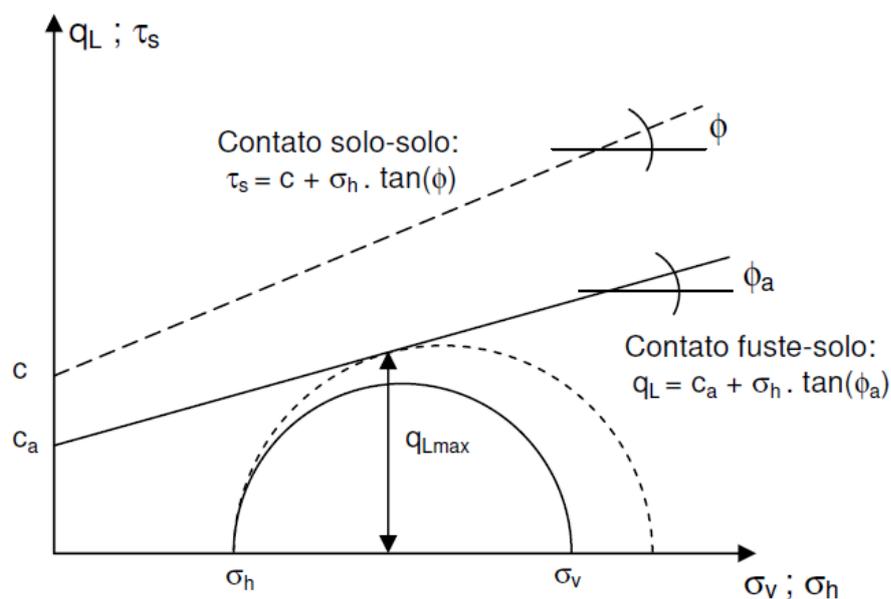


Figura 2-2 Gráfico com critério de Mohr-Coulomb (Amann, 2010)

A resistência lateral, em termos de força, para uma estaca em argila ($\phi_a=0$), em camadas com valores distintos de coesão pode ser escrita da seguinte forma:

$$Q_{lu} = U \sum (\alpha c \Delta l) \quad 2.4$$

Onde U é o perímetro da estaca, α é o fator de adesão entre a estaca e o solo que pode ser obtido por um dos autores abaixo, destacando-se a utilização dos fatores obtidos por Tomlinson (1957) para estaca pré-moldadas.

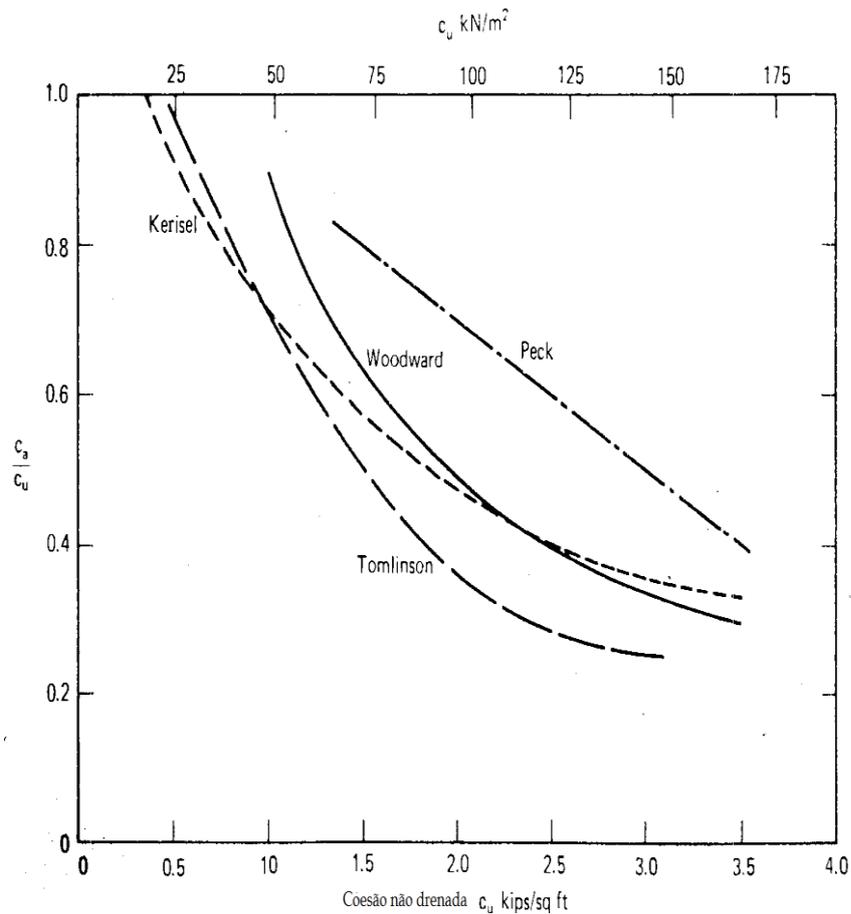


Figura 2-3 Fatores de Adesão por diversos autores (McClelland, 1974 apud Poulos e Davis, 1980)

Já para estacas em areia ($c_a=0$), a resistência lateral pode ser obtida através da equação abaixo:

$$q_l = K_h \gamma z \operatorname{tg} \phi_a \quad 2.5$$

Essa resistência lateral não cresce indefinidamente com a profundidade, Vesic (1967) e Kerisel (1961) descobriram em suas pesquisas que a resistência lateral e a resistência de ponta da estaca não necessariamente aumentam

linearmente com a profundidade, mas em vez disso chega a valores quase constantes a partir de uma certa profundidade, de acordo com Moretto (1972) apud Cintra e Aoki (2010), ela atinge um valor crítico na profundidade de 10 ou 20 vezes o diâmetro da estaca, adotando-se um valor médio de 15 vezes o diâmetro, logo:

$$q_l = K_h \gamma 15D \operatorname{tg} \phi_a \quad 2.6$$

A partir do conceito de profundidade crítica (Z_c), na qual a tensão efetiva lateral passa a ser constante, pode-se encontrar essa profundidade entrando no gráfico sugerido por Poulos e Davis (1980) com o ângulo de atrito e obter o valor Z_c/d :

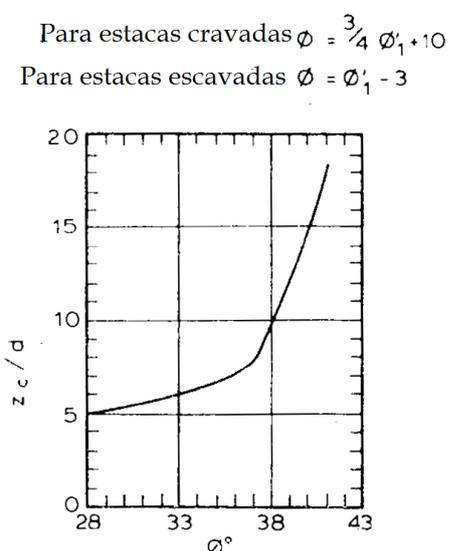


Figura 2-4 Relação Z_c/d adaptado de Poulos e Davis ,1980.

Em que, Φ_1 , é o ângulo de atrito antes da instalação da estaca.

2.2.2.2 Resistência de ponta

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:

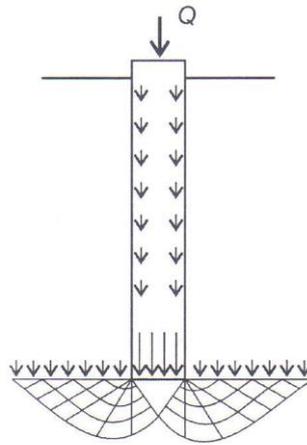


Figura 2-5 Critério de ruptura de Terzaghi.

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

$$q_{pu} = B(cN_c + \gamma DN_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma) \quad 2.7$$

onde c , é a coesão do solo e N_c , N_q e N_γ são coeficientes adimensionais de capacidade de carga, função do ângulo de atrito ϕ do solo. Mas como as estacas são peças tridimensionais, não há interesse em sua análise bidimensional. Meyerhof

Diante disso, Meyerhof (1953) introduziu na Equação 2-7 fatores de correção de forma S_c , S_q e S_γ e propôs o seguinte modelo de ruptura em contraponto ao apresentado por Terzaghi, em que considera o solo acima do nível da base da fundação como uma sobrecarga γL :

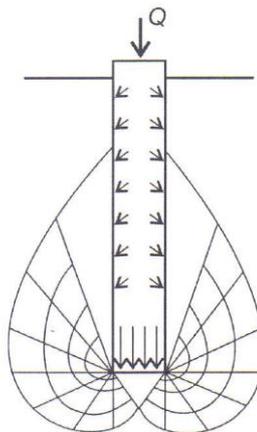


Figura 2-6 Critério de Meyerhof.

Resulta na seguinte expressão para solução do modelo proposto pelo autor:

$$q_{pu} = cN_cS_c + K_s\gamma LN_qS_q + \gamma \frac{D}{2} N_\gamma S_\gamma \quad 2.8$$

onde:

K_s = coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta;

N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga, que dependem de ϕ e da relação L/B.

Para valores elevados de L/D despreza-se a última parcela da equação 2.8.

Skempton (1951) equacionou o problema de capacidade de carga para um solo argiloso saturado ($\phi = 0$), reescrevendo a equação 2.5 da seguinte forma:

$$q_{pu} = 9,5c_u + \gamma L \quad 2.9$$

Tendo em vista que, para $\phi = 0$, N_c está compreendido entre 9 e 10, de acordo com a Teoria da Plasticidade e, conforme suas pesquisas, $N_q = 1$ e K_s é aproximadamente igual à unidade.

Já para solos granulares tem-se $c=0$ e a expressão 2.8 será:

$$q_{pu} = K_s\gamma LN_q \quad 2.10$$

Entretanto, sabe-se que a maioria das estacas são executadas em locais que apresentam mais de um tipo de solo. A solução para capacidade de carga de estacas executadas em um solo estratificado é subdividir o cálculo do atrito lateral para cada camada e o resultado final será a soma das parcelas referentes a cada camada. A resistência de ponta será determinada pela camada em que a ponta da estaca se localiza.

Berezantzev et al. (1961) demonstraram um método de cálculo da resistência de ponta em areia, conforme Equação 2.11:

$$q_{pu} = \alpha\gamma_s LN_q + \gamma_p DN_\gamma \quad 2.11$$

em que B é a parcela referente à dimensão da estaca, α é um fator redutor da tensão vertical devido ao peso do solo ($\gamma_s L$) em função do embutimento relativo da fundação L/D e do ângulo de atrito do solo ao longo do fuste da estaca, ϕ_s .

Vesic (1972) levou em consideração a rigidez do solo e sugeriu para o cálculo da capacidade de carga a seguinte expressão:

$$q_{pu} = cN_c + \sigma_o N_\sigma \quad 2.12$$

$$\text{onde: } \sigma_o = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v;$$

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso;

σ'_v = tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca;

N_c e N_σ = fatores de capacidade de carga, relacionados pela expressão:

$$N_c = (N_\sigma - 1) \cot \phi \quad 2.13$$

Poulos e Davis (1980) propuseram como uma solução a associação da solução da resistência de ponta proposta por Terzaghi (Equação 2.7) e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para a resistência por atrito lateral, resultando na seguinte expressão geral para cálculo da capacidade de carga:

$$Q_u = U \int_0^L (c_a + K_s \sigma_v \tan \phi_a) dz + A_p (cN_c + \sigma_{VP} N_q + 0,5\gamma D N_\gamma) - W \quad 2.14$$

onde, U é o perímetro, σ_{VP} tensão vertical na ponta e W o peso próprio da estaca. Valores de $K_s \tan \phi_a$, para estacas cravadas, podem ser obtidos na Figura 2-7.

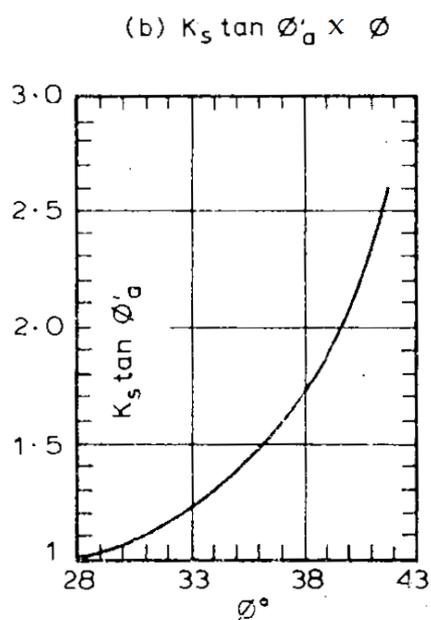


Figura 2-7 $K_s \tan \phi'_a$ para estacas cravadas, Poulo e Davis 1980.

Pode-se perceber a existência de uma variedade enorme de equações para cálculo capacidade de ponta de estacas, essas buscam uma solução matemática para um modelo físico adotado, entretanto, não foi comprovada a eficácia destas equações para solucionar o problema.

A Figura 2-4 mostra um gráfico com os valores de N_q , que é o mais importante coeficiente de capacidade de carga, em função de ϕ , obtidos por diversos autores:

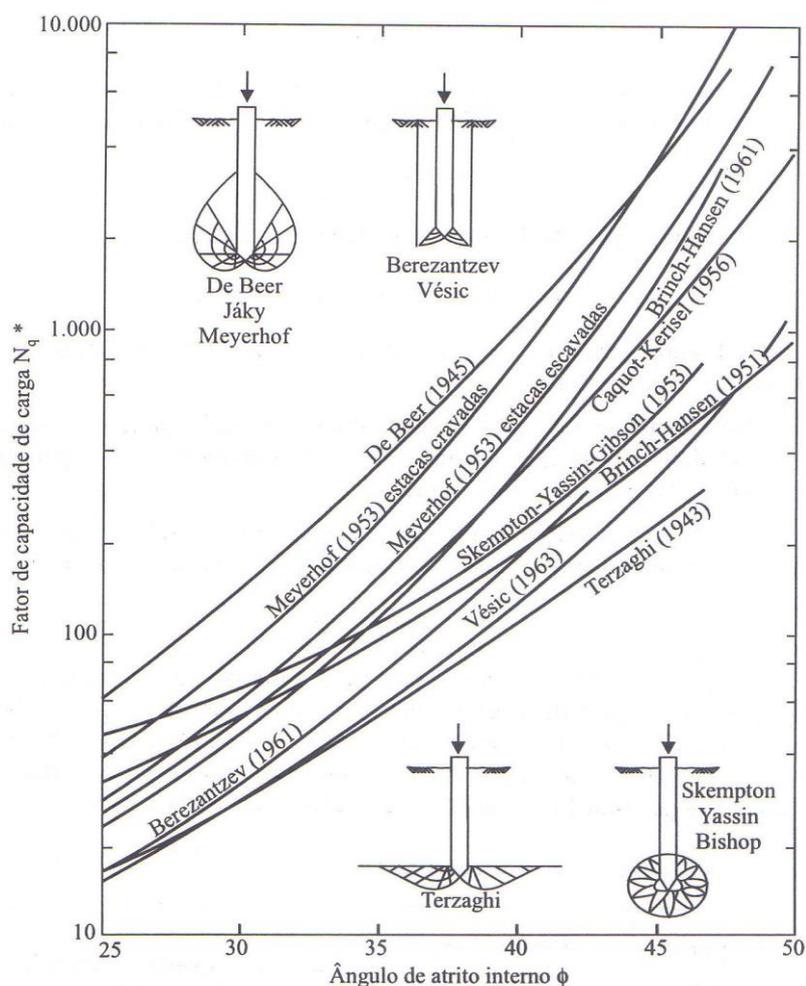


Figura 2-8 Valores de N_q em função de ϕ por diversos autores (Vesic, 1967).

Nesse gráfico observa-se a discrepância entre os valores obtidos pelas diversas teorias. Conforme observado por Décourt (1998), o valor de N_q varia de 5 a 10 vezes para $\phi=30^\circ$ e 40° respectivamente.

Diante desse fato, há uma insegurança em relação à utilização dos métodos teóricos para dimensionamento de fundações, de forma que no Brasil adotou-se uma cultura pelos projetistas em utilizar os métodos semiempíricos. O uso de correlações empíricas com ensaios de campo (SPT e CPT) é o meio mais utilizado para se estimar as resistências lateral e de ponta, uma vez que o SPT é mais utilizado comumente do que o CPT, e são adotados fatores de correção para correlacionar este ensaio com aquele.

2.2.3 Métodos semiempíricos

Considerando o fato dos métodos teóricos não conduzirem a resultados tão satisfatórios, devido à complexidade na formulação de modelos matemáticos precisos que reproduzam fielmente o comportamento físico para os diversos tipos de solos existentes, os métodos semiempíricos ganharam força e muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios realizados em campo e ajustados com provas de carga. Dentre estes métodos destacam-se:

- Método de Aoki-Velloso (1975);
- Método de Décourt-Quaresma (1978).

2.2.3.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

Partindo da Equação 2.3:

$$Q_u = A_p q_{pu} + U \sum q_{lu} \Delta l \quad 2.15$$

Em q_{pu} e q_{pl} são as variáveis geotécnicas a serem determinadas. No método de Aoki-Velloso essas duas variáveis são correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT, através da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s) e são designadas por q_p e q_L :

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad 2.16$$

$$q_L = \frac{f_s}{F_2} \quad 2.17$$

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta a diferença na proporção entre a estaca e o cone do CPT, e também a diferença no método executivo de cada tipo de estaca. Tendo em vista que o CPT é normalmente empregado em obras de grande vulto, sendo o SPT de uso mais corrente no País os autores estabeleceram uma correlação entre a resistência de ponta q_c e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) obtido pelo SPT:

$$q_c = K N_{SPT} \quad 2.18$$

Em que o coeficiente K depende do tipo de solo.

Pode-se exprimir também o atrito lateral em função do N_{SPT} , utilizando a razão de atrito (α) existente entre a resistência por atrito lateral local da luva de atrito (f_s) e a resistência de ponta (q_c), relação esta que assume um determinado valor médio para cada tipo de solo:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad 2.19$$

Logo:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad 2.20$$

As expressões de q_L e q_p podem ser reescritas em função do N_{SPT} :

$$q_p = \frac{K N_p}{F_1} \quad 2.21$$

$$q_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad 2.22$$

Portanto a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação pode ser estimado pela fórmula semiempírica:

$$R = \frac{K N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n \alpha K N_L \Delta l \quad 2.23$$

Onde:

K é o coeficiente que correlaciona a resistência de ponta do cone (q_c) com o N_{SPT} obtido no SPT, esse coeficiente pode ser obtido conforme Tabela 2-2;

N_p é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca obtido a partir da sondagem mais próxima à estaca;

F_1 e F_2 são fatores de correção obtidos na Tabela 2.1;

N_L é o índice de resistência à penetração médio referente à camada de solo de espessura Δl obtido a partir da sondagem mais próxima a estaca;

A_p é a área da ponta da estaca;

U é o perímetro da estaca;

α é a razão de atrito obtida na Tabela 2-2

Δl é a espessura da camada de solo atravessada pela estaca.

Tabela 2-1 Fatores de correção F_1 e F_2 (Cintra e Aoki, 2010 adaptados de Aoki e Velloso,1975)

Tipos de estacas	F1	F2
Franki	2,5	5
Metalica	1,75	3,5
Pré-moldada	1+D/0,8	2F1
Escavada	3	6
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	4

Tabela 2-2 Coeficientes K e α (Aoki-Velloso,1975)

Tipo de solo	K(MPa)	α (%)
Areia	1	1,4
Areia siltosa	0,8	2
Areia silto-argilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3
Areia argilo-siltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3
Argila	0,2	6
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,22	4
Argila silto-arenosa	0,33	3

2.2.3.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Inicialmente o método foi desenvolvido para avaliação da capacidade de carga de estacas cravadas com base no N_{SPT} do ensaio SPT. Posteriormente foram feitas algumas adaptações com intuito de adequá-lo a outros tipos de estacas como também ao novo ensaio SPT-T, através do N_{eq} . De maneira que o N indicado nas fórmulas abaixo pode ser tanto o N_{SPT} quanto o N_{eq} do SPT-T. O N_{eq} pode ser obtido pela divisão do torque T em kgf.m por 1,2.

A resistência de ponta pelo método é dada por:

$$q_p = CN_p \quad 2.24$$

Em que:

C é função do tipo de solo, Tabela 2-3.

N_p - valor médio do N_{SPT} obtido a partir da média de três valores: N_{SPT} ao nível de ponta da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 2-3 Coeficiente característico do solo (Décourt e Quaresma, 1978).

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

O coeficiente C foi obtido a partir do ajuste de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto e nas provas de carga que não atingiram a ruptura foi adotado o critério de ruptura convencional correspondente a um recalque de 10% do diâmetro da estaca.

A tensão de adesão ou de atrito lateral é dada por:

$$q_l = 10\left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \quad 2.25$$

N_L - corresponde ao valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca. Em que $N_L \leq 50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, e $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

Para aplicação do método em outros tipos de estacas os autores introduziram dois coeficientes α e β . O primeiro de minoração da resistência de ponta e o segundo de majoração ou minoração da resistência lateral, resultando na seguinte equação de cálculo da capacidade de carga:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad 2.26$$

α e β podem ser obtidos pelas Tabelas 2-4 e 2-5 respectivamente.

Tabela 2-4 Valor do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Tabela 2-5 Valor do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

2.3 Grupos de estacas

Os métodos descritos acima são para se estimar a capacidade de carga de uma estaca, porém na maioria dos casos encontramos as mesmas dispostas em grupos para suportar as cargas sobre elas aplicadas.

Geralmente a resistência do grupo é igual ou superior a do elemento isolado, entretanto a maioria dos projetistas não leva em consideração esse ganho de

resistência, pois esse aumento de resistência também implica em maiores recalques (Cintra e Aoki, 2010).

2.4 Provas de Carga

As provas de carga consistem em aplicar cargas (estáticas ou dinâmicas), semelhantes às quais o elemento de fundação será submetido e analisar o seu comportamento, este ensaio se constitui um dos mais adequados para avaliar o comportamento do sistema estaca-solo por simular exatamente as cargas aplicadas à fundação e perceber o desempenho dessa, frente às diversas solicitações.

Além disso, as provas de carga podem ser divididas em:

- Estáticas
- Dinâmicas

Nesta dissertação será detalhado apenas as provas de carga estáticas, tendo em vista que foi a metodologia empregada nas provas de carga utilizadas.

A NBR 6122/2010 recomenda que a carga de ruptura pode ser determinada por provas de carga estáticas executadas de acordo com a NBR 12131. Esta norma estabelece diretrizes para execução de prova de carga estática em estacas.

Os métodos de ensaio conforme prescrições da NBR 12131 e relatado por Santos (1988), a serem empregados na execução de provas de carga, podem ser divididos em 4 tipos básicos:

1. carregamento lento com carga mantida ou SML (“slow maintained load test”): os carregamentos e descarregamentos são feitos em estágios iguais e sucessivos e a carga aplicada deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos. A carga no carregamento de cada estágio é de no máximo 20% da carga de trabalho prevista para estaca ensaiada e mantida por no mínimo 30 min em cada estágio. O descarregamento é feito em 4 estágios de no mínimo 15 min.
2. carregamento rápido com carga mantida ou QML (“quick maintained load test”): é feito em estágios iguais e sucessivos, de 5 min, independente da estabilização dos deslocamentos, aplicando uma carga não superior a 10% da carga de trabalho prevista para estaca

ensaiada. O descarregamento é feito em 4 estágios de 5 min. Ao final, após 10 min do descarregamento total é feita uma última leitura.

3. carregamento cíclico sob velocidade constante de penetração ou CRP (“constant rate of penetration”): a estaca é comprimida de forma a recalcar a uma velocidade constante, da ordem de 0,5 mm/min, registrando-se os valores da força necessária para manter a cravação até um limite da ordem de 50 a 75mm.
4. carregamento cíclico CLT ou SCT (“cyclic load test” ou “swedish cyclic test”): neste ensaio é aplicado inicialmente uma carga de aproximadamente 33% da carga de trabalho sobre a estaca ensaiada, logo em seguida realiza-se o descarregamento até 50% dessa carga, sendo este ciclo repetido por 20 vezes com duração de 20 min para cada ciclo. No próximo ciclo aplica-se uma carga de 1,5 vezes o valor da carga máxima do ciclo anterior e o novo descarregamento até 50% dessa nova carga, repete-se o procedimento até atingir a ruptura ou carga máxima prevista.

A seguir uma representação de um tipo de esquema de como pode ser realizada uma prova de carga do tipo estática, através de estacas de reação e um bloco para distribuição das tensões sobre a estaca. As cargas são aplicadas com o auxílio de um cilindro hidráulico alimentado por uma bomba manual, e medidas por meio de uma célula de carga. Os recalques são medidos através de quatro relógios comparadores mecânicos, instalados diametralmente opostos com o auxílio de bases magnéticas articuláveis fixadas em vigas de referência rígidas metálicas, dispostas transversalmente à cava. O sistema de reação aos carregamentos é constituído por três perfis metálicos.

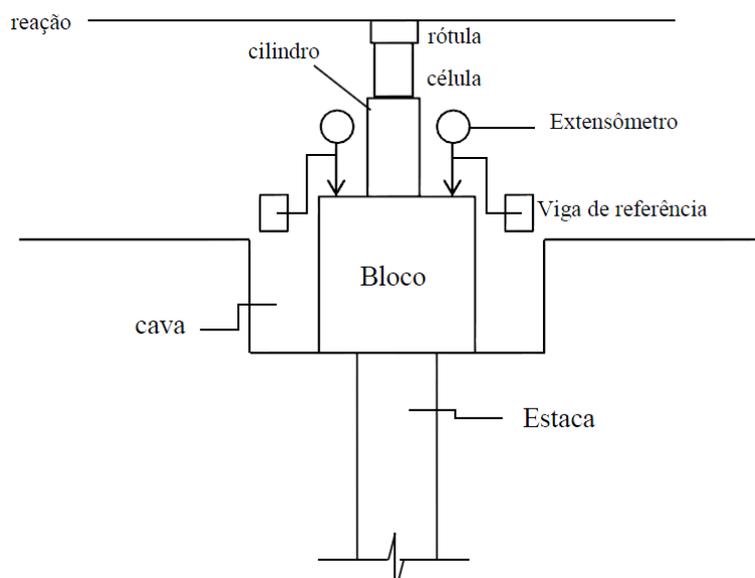


Figura 2-9 Esquema de montagem de uma prova de carga.

A figura 2-10 mostra a disposição das vigas de reação vistas em planta.

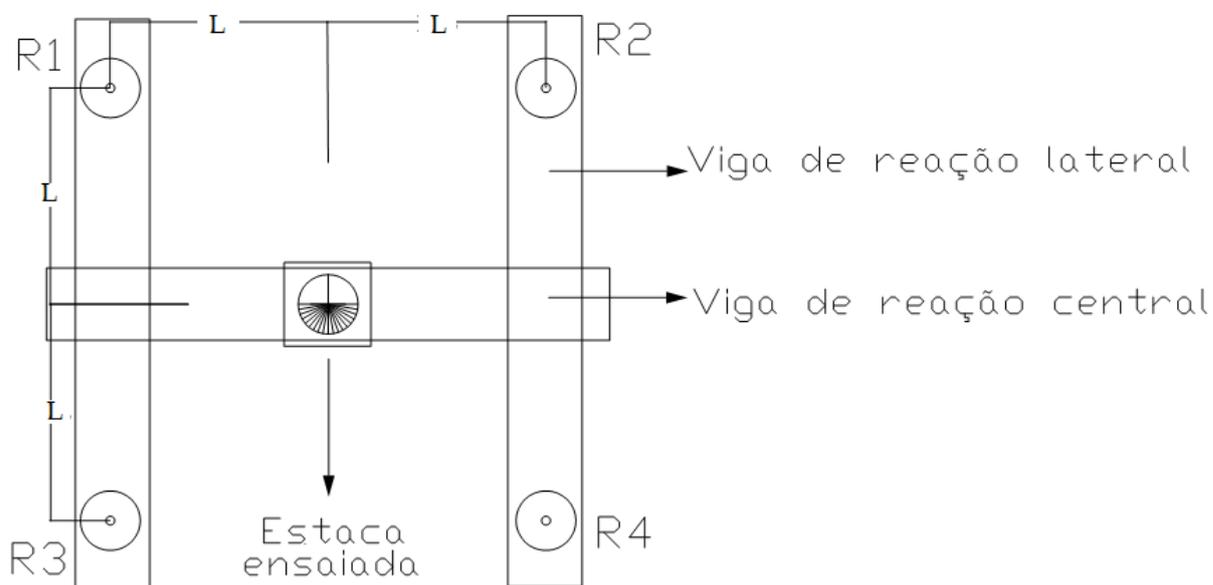


Figura 2-10 Planta baixa do esquema de montagem da prova de carga.

A seguir a Figura 2-11 ilustra um caso real do sistema citado.



Figura 2-11 Foto ilustrativa de uma situação real de aplicação de prova de carga.

As provas de carga estáticas consistem em aplicar cargas estáticas crescentes à estaca e anotar os respectivos recalques obtidos. Elas se constituem em uma forma de obtenção da carga de ruptura da fundação. Para se obter a carga admissível (ou carga resistente de projeto) de estacas a partir de provas de carga, é necessário aplicar, no início da obra, sobre as estacas uma carga no mínimo duas vezes a carga admissível prevista em projeto (NBR 6122/2010). Entretanto, vale salientar, que essas provas de carga foram realizadas por volta da década de 80, estando em vigência outra norma na época.

Em alguns casos o elemento de fundação pode não apresentar a ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Esse fato pode ocorrer em duas situações:

- a) quando a capacidade de carga da estaca é superior à carga que se pretende aplicar (por limitação de reação);
- b) quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas não configurem ruptura nítida.

Nesses casos pode-se extrapolar a curva carga-recalque para se definir a carga de ruptura, para tanto pode-se utilizar um dos diversos métodos presentes na Engenharia Geotécnica de extrapolação da curva carga-recalque obtida em provas de carga. Entre os mais empregados estão: Método de Van der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972), NBR 6122/2010 e Décourt (1996).

2.5 Extrapolação da Curva carga-recalque

2.5.1 Van der Veen (1953)

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:

$$P = P_r(1 - e^{-\alpha\rho}) \quad 2.27$$

Isolando ρ (recalque) tem-se:

$$\alpha\rho = -\ln\left(1 - \frac{P}{P_r}\right) \quad 2.28$$

Onde, P a carga correspondente ao recalque ρ , P_r a carga de ruptura a ser encontrada e α 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 2-12 ilustra o método proposto.

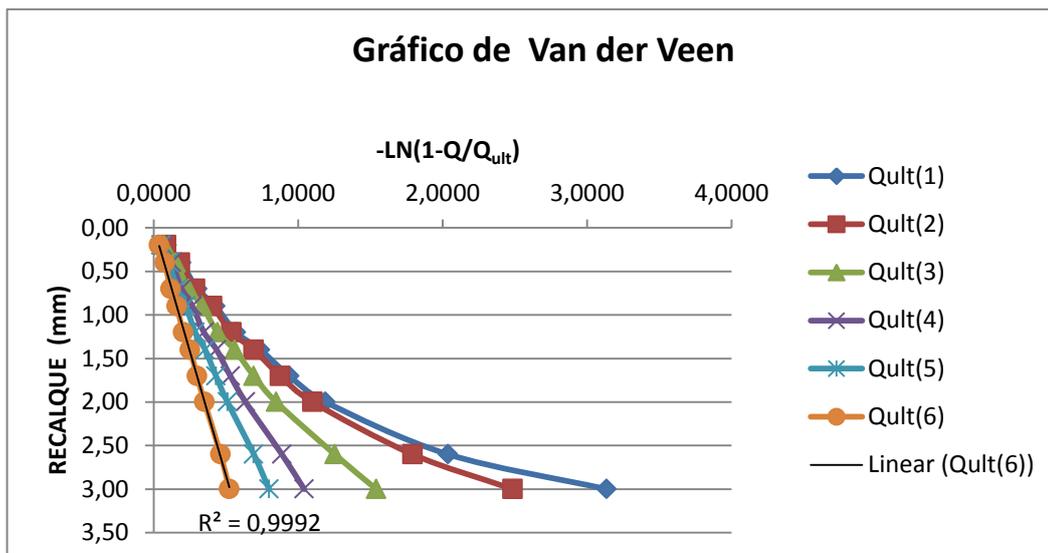


Figura 2-12 Representação da obtenção da carga de ruptura por Van der Veen.

2.5.2 Mazurkiewicz (1972)

O método proposto por Mazurkiewicz admite que a curva carga-recalque seja uma parábola, e a determinação da carga de ruptura consiste em um procedimento gráfico, seguindo os seguintes passos:

- inicialmente deve-se plotar a curva carga-recalque obtida da prova de carga;
- traçar uma série de linhas paralelas ao eixo das cargas e equidistantes entre si.
- nos pontos de interseção das paralelas com a curva traçam-se linhas verticais até tocar o eixo das cargas;
- nos pontos de interseções das linhas verticais, traçam-se retas com inclinação de 45° em relação o eixo horizontal até interceptar a linha vertical seguinte;
- a interligação dos pontos de encontro das retas inclinadas a 45° com as linhas verticais irá resultar numa reta que deve ser prolongada até interceptar o eixo das cargas, encontrando assim a carga de ruptura.

O processo pode ser ilustrado, conforme Figura 2-13, abaixo.

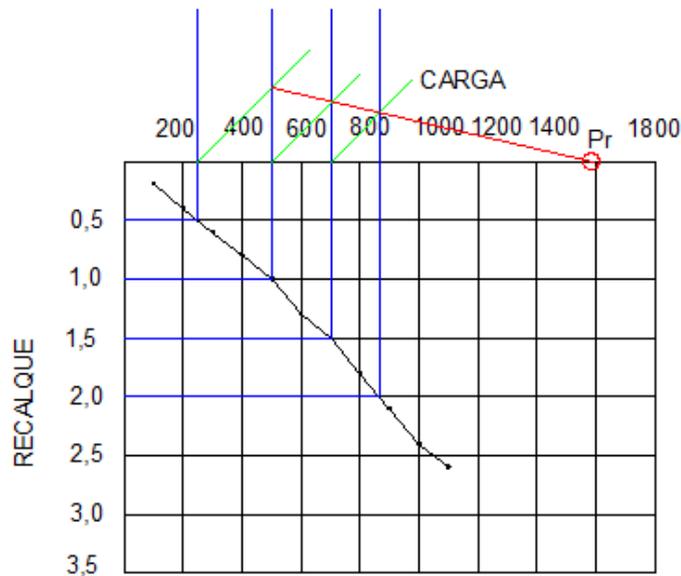


Figura 2-13 Ilustração do método de Mazurkiewicz.

2.5.3 Décourt (1996)

A partir do conceito de rigidez, em que a rigidez de uma fundação é definida pela relação entre a carga a ela aplicada e o recalque correspondente, ou seja:

$$R = \frac{Q}{s} \quad 2.29$$

A ruptura física pode ser definida como o valor da carga correspondente a um valor nulo de rigidez. À medida que o recalque aumenta, diminui a rigidez. De tal forma que podemos definir a carga de ruptura como sendo:

$$Q_{uu} = \lim \left(\frac{Q}{s} \right) \text{ quando } s \rightarrow \infty \therefore R = \left(\frac{Q}{s} \right) \rightarrow 0 \quad 2.30$$

Diante disso, a determinação da carga de ruptura conforme o critério de Décourt consiste em traçar um gráfico QxR e realizar uma extrapolação linear, ou uma que melhor se ajuste ao gráfico, até o valor nulo de R.

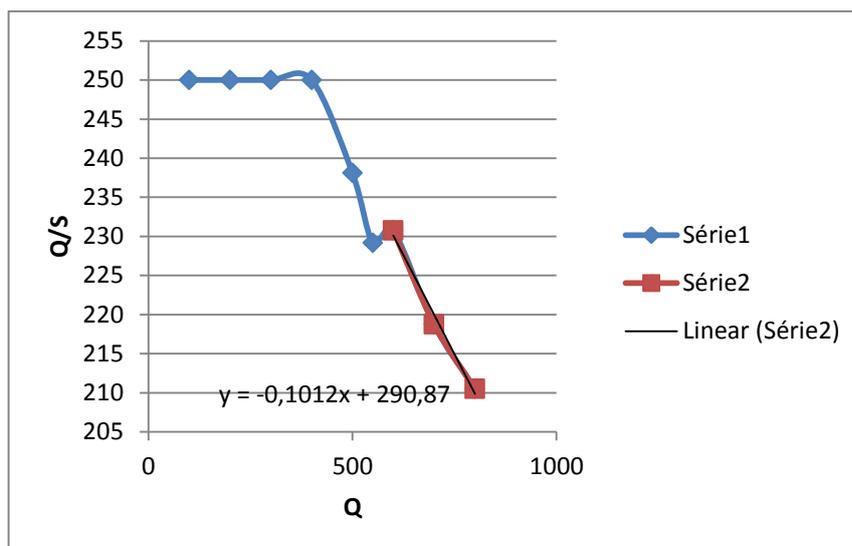


Figura 2-14 Ilustração do método de rigidez de Décourt.

2.5.4 Extrapolação da curva carga-recalque pela NBR 6122/2010

O critério de ruptura da Norma é um procedimento gráfico por meio do qual traça-se uma reta correspondente a Equação 2.31 na curva carga-recalque; onde essa reta interceptar a curva será obtida a carga de ruptura a ser adotada.

$$\Delta_r = \frac{PL}{EA} + \frac{D}{30} \quad 2.31$$

Onde

Δ_r é o recalque de ruptura convencional;

P é a carga de ruptura convencional;

L é o comprimento da estaca;

A é a área da seção transversal da estaca;

E é o módulo de elasticidade do material da estaca;

D é o diâmetro da estaca.

Pode-se visualizar melhor o procedimento conforme Figura 2.14, a seguir.

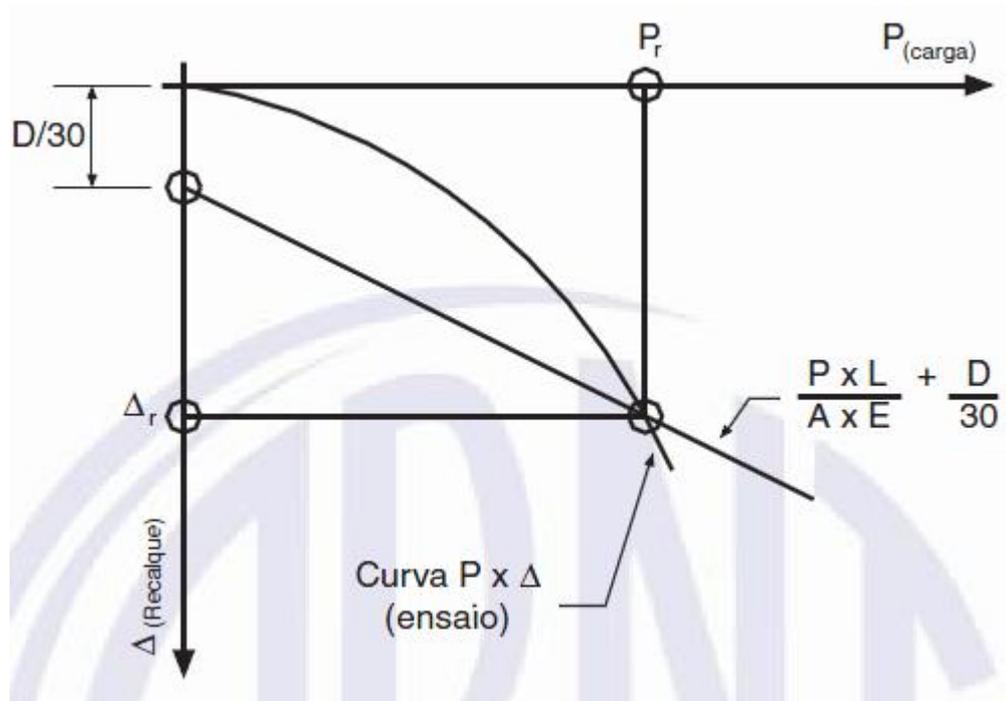


Figura 2-15 Critério de ruptura NBR 6122 (NBR 6122/2010).

2.6 Elaboração da curva carga-recalque pelo método simplificado de Poulos e Davis (1980)

O método permite estimar o comportamento carga-recalque de uma estaca isolada até a ruptura utilizando soluções elásticas dos deslocamentos. Ele considera a estaca dividida em um número de elementos uniformemente carregados e a solução é obtida impondo condições de compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e do solo adjacente para cada elemento da estaca. Os deslocamentos são obtidos considerando a compressibilidade da estaca sob a carga axial e os deslocamentos do solo são obtidos através da solução das equações de Mindlin (1936).

São introduzidos fatores de correção para se considerar os efeitos da compressibilidade da estaca, da presença de uma camada rígida e do coeficiente de Poisson diferente de 0,5, a fim de tornar a solução adotada mais próxima da situação real e minimizar os efeitos das hipóteses simplificadoras.

Com isso, o recalque é dado por:

$$\rho = \frac{PI}{E_s D} \quad 2.32$$

Onde:

ρ é o recalque, P a carga aplicada no topo da estaca, E_s é o módulo de elasticidade do solo, D o diâmetro e $l = l_0 R_k R_v R_h$, para estaca de atrito ou $l = l_0 R_k R_v R_b$ para estacas de ponta.

l_0 - é o fator de influência do recalque para estaca incompressível numa massa semi-infinita com $\nu_s = 0,5$;

R_k - é o fator de correção para a compressibilidade da estaca;

R_v - é o fator de correção para o coeficiente de Poisson;

R_h - é o fator de correção para a presença de uma base rígida à profundidade h ;

R_b - é o fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca.

Os valores de l_0 R_k R_v R_h e R_b são obtidos nas Figuras 2-16 a 2-20 abaixo.

Para levar em consideração a porcentagem de transferência de carga aplicada no topo de uma estaca incompressível, em um meio semi-infinito, elástico-linear e com coeficiente de Poisson igual a 0,5 que é transferida ao solo pela ponta, utiliza-se o parâmetro β obtido de forma análoga a utilizada para o recalque. Em que $\beta = \beta_0 C_k C_v$, para estaca de atrito ou $\beta = \beta_0 C_k C_v C_b$ para estacas de ponta.

Onde:

$\beta_0 = P_p/P$ porcentagem da carga de ponta para estaca incompressível num semi-espaço com $\nu = 0,5$;

C_k - é o fator de correção para a compressibilidade da estaca;

C_v - é o fator de correção para o coeficiente de Poisson;

C_b - é o fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca.

Os valores de β_0 C_k C_v e C_b são obtidos nas Figuras 2-21 a 2-25 abaixo.

Normalmente a estaca quando instalada em determinado local atravessa diferentes tipos de solo. Com intuito de levar em consideração essa não-uniformidade do solo e ao mesmo tempo atender aos critérios da teoria da elasticidade, aplica-se um módulo de elasticidade equivalente representativo dos diversos módulos ao longo da estaca, obtido pela equação abaixo:

$$E_p = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n E_i h_i \quad 2.33$$

Onde: E_i é o módulo de deformabilidade da camada i ;

h_i é a espessura da camada i ;

n é o número de camadas de solo ao longo do comprimento da estaca.

Diante disso, a curva carga-recalque é construída pela superposição das curvas carga lateral-recalque e carga de ponta-recalque.

Admitindo-se um comportamento linear até a ruptura, tanto da carga lateral quanto da carga de ponta, obtém-se a curva carga total-recalque como sendo constituída por trechos lineares conforme Figura 2-15.

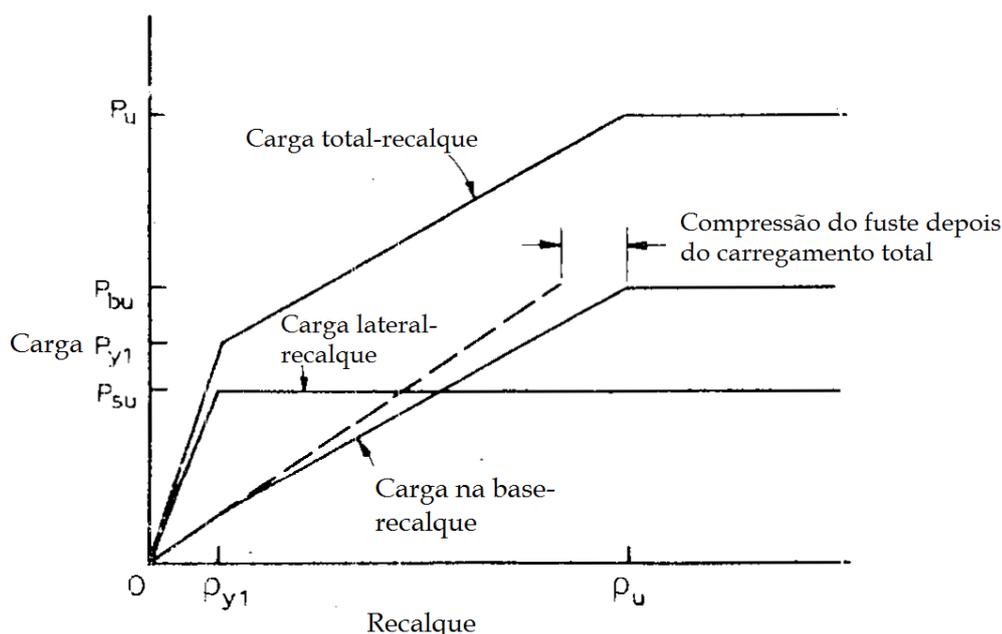


Figura 2-16 Curva carga-recalque simplificada (Poulos e Davis 1980).

O Ponto (Q_{y1}, ρ_{y1}) corresponde à mobilização total do atrito estaca-solo, sendo obtido pela equação:

$$Q_{y1} = \frac{Q_s}{1 - \beta} \quad 2.34$$

$$\rho_{y1} = \frac{I}{E_s d} Q_{y1} \quad 2.35$$

Em que Q_s é a carga de ruptura da interface estaca-solo.

O segundo ponto refere-se à capacidade de carga total da estaca, Q_u , e o recalque dado por:

$$\rho_u = \frac{I}{E_s d} \frac{Q_p}{\beta} + \left[Q_p - \frac{Q_s}{(1 - \beta)} \right] \frac{L}{A_p E_p} \quad 2.36$$

Onde: Q_p é a carga de ruptura da ponta da estaca.

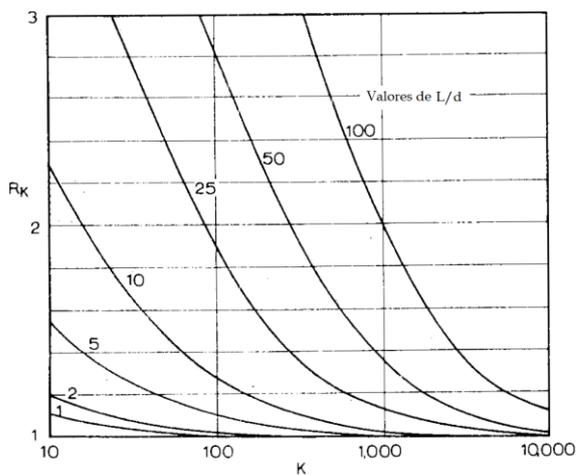


Figura 2-17 Fator de correção para a compressibilidade da e da estaca (Poulos e Davis 1980).

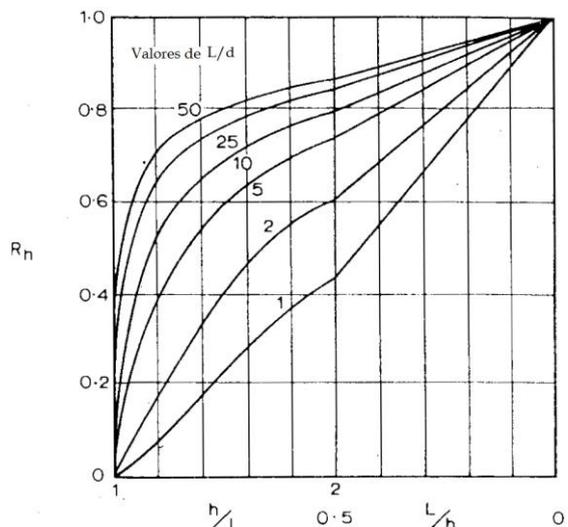


Figura 2-18 Fator de correção para a presença de uma base rígida (Poulos e Davis 1980).

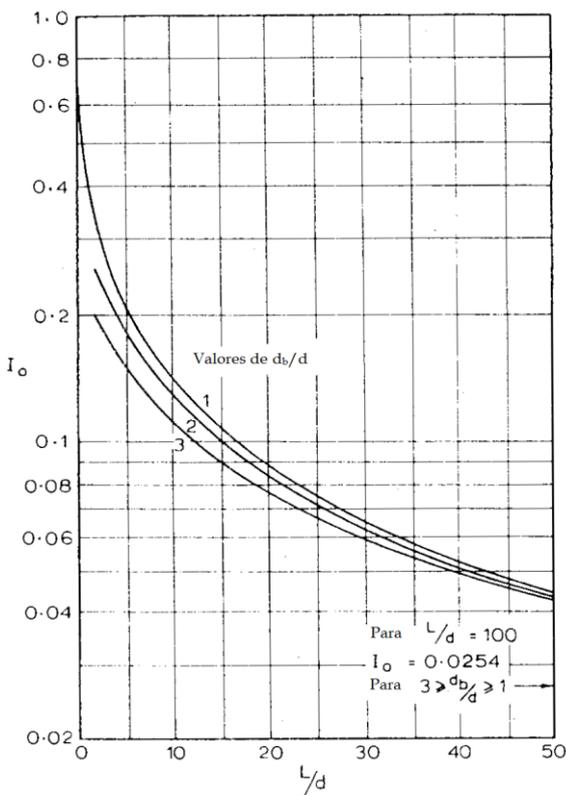


Figura 2-19 Fator de influência de recalque (Poulos e Davis 1980).

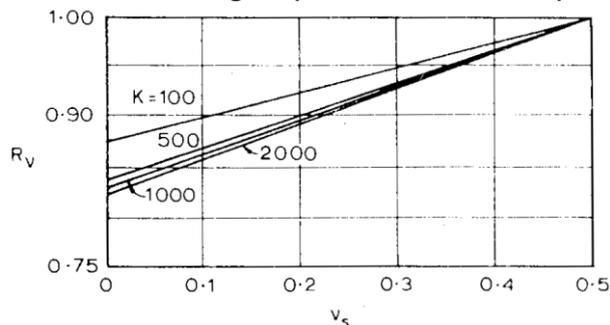


Figura 2-20 Fator de correção para o coeficiente de Poisson (Poulos e Davis 1980).

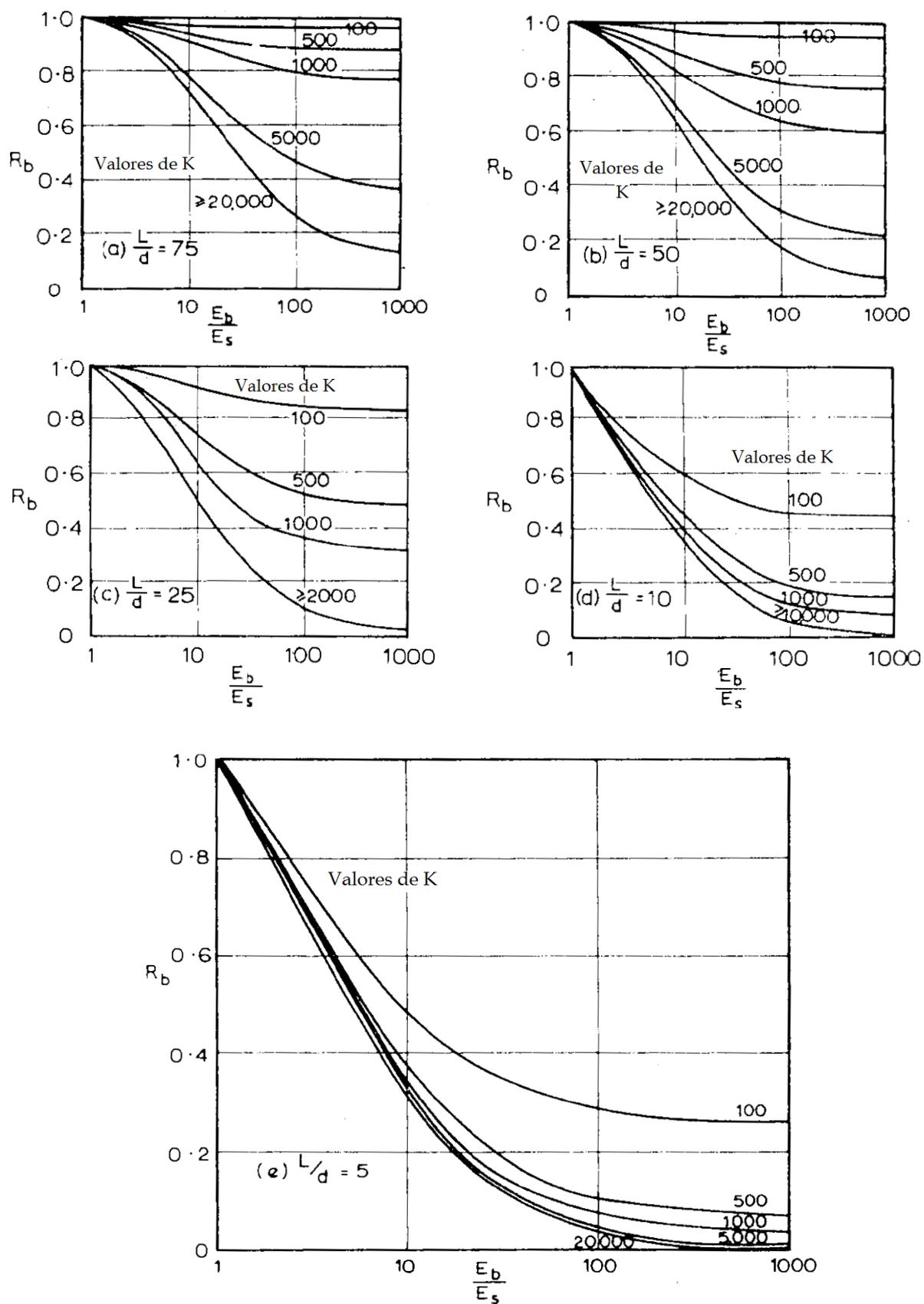


Figura 2-21 Fator de correção para rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca a), b), c), d) e e) (Poulos e Davis 1980).

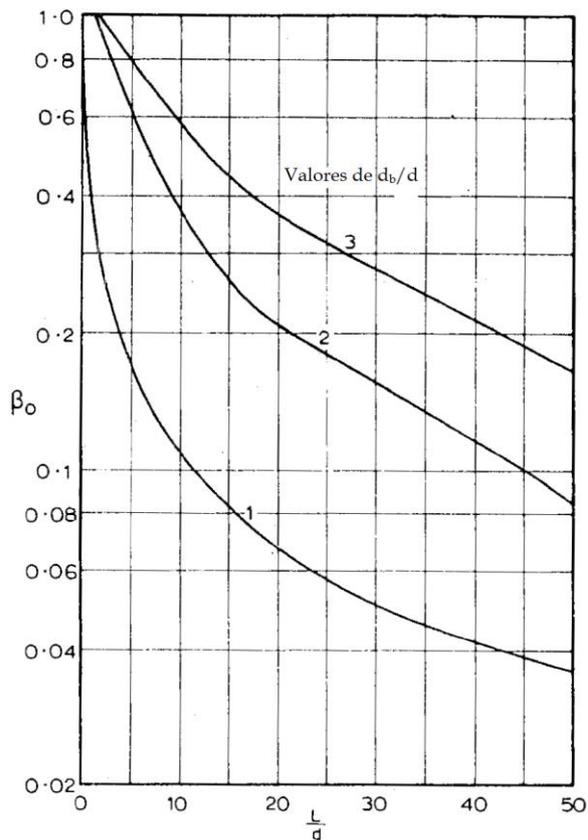


Figura 2-22 Proporção da carga transferida para a ponta de uma estaca incompressiva num meio com $\nu = 0,5$, (Poulos e Davis 1980).

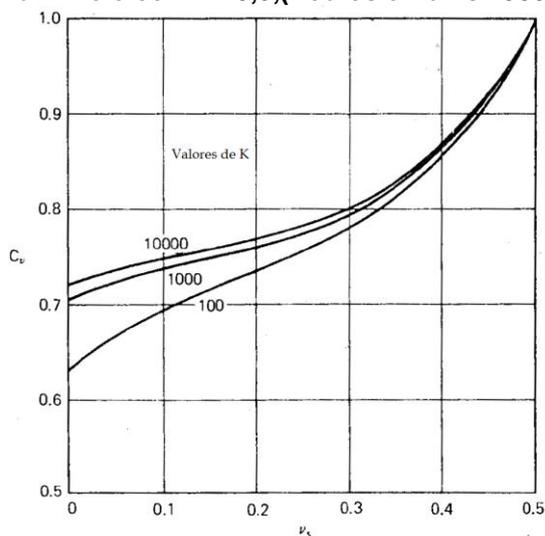


Figura 2-24 Fator de correção para o coeficiente de Poisson, (Poulos e Davis 1980).

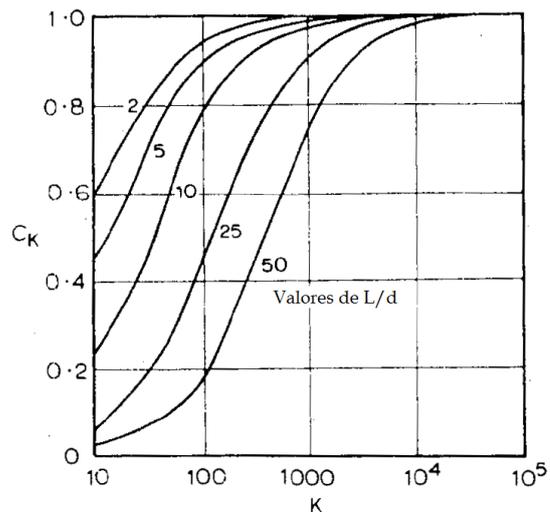


Figura 2-23 Fator de correção para compressibilidade da estaca, (Poulos e Davis 1980).

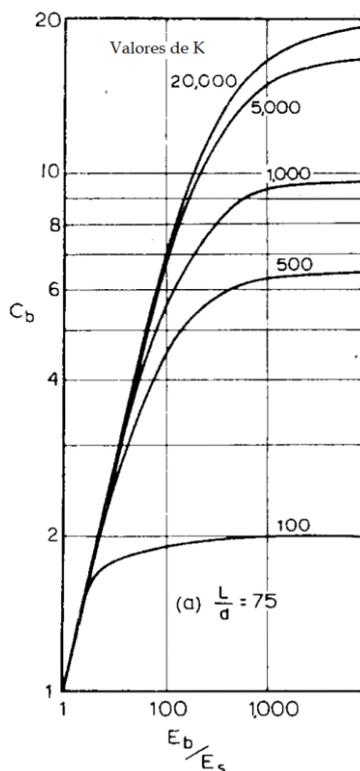


Figura 2-25 Fator de correção para a rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca, (Poulos e Davis 1980).

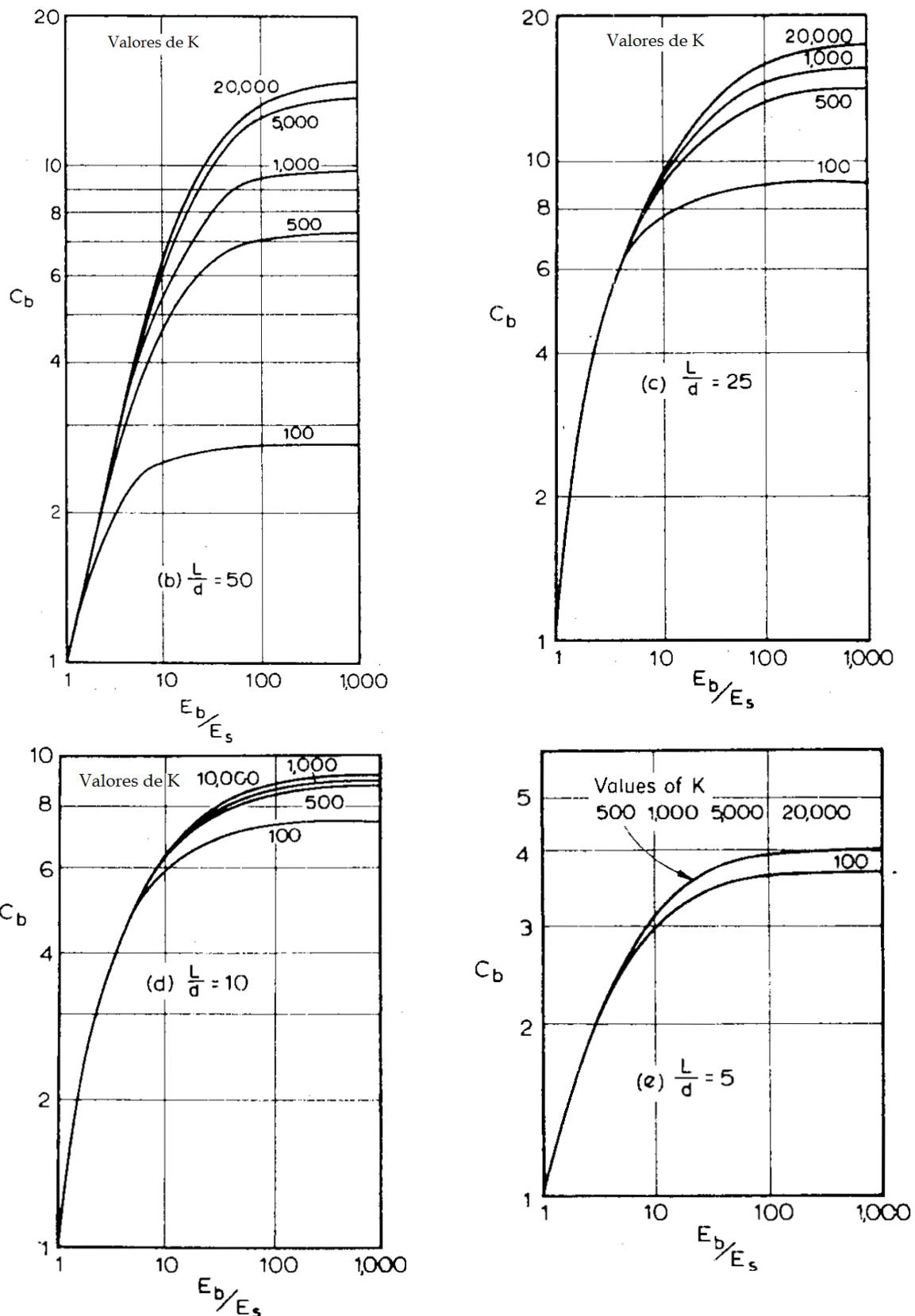


Figura 2-26 Fatores de correção para a rigidez do estrato de apoio da ponta da estaca, (Poulos e Davis 1980).

CAPÍTULO 3

Materiais e Métodos

Esta pesquisa se baseou no estudo de 8 provas de carga estática do tipo SML e 8 ensaios de sondagem do tipo SPT, localizados os mais próximos possível 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.

Nesta dissertação foram utilizadas 8 provas de carga do tipo SML, as mesmas utilizadas anteriormente por Santos (1988), em que o mesmo comparou os recalques estimados por diferentes métodos com os recalques medidos nas provas de carga. 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.

A seguir estão apresentados os perfis de sondagens das estacas e suas respectivas provas de carga.

3.1 Correlações empíricas

Para obtenção dos parâmetros utilizados nos métodos teóricos e semiempíricos foram utilizadas correlações empíricas com o N_{SPT} – índice de resistência à penetração, obtido no SPT para cada estaca.

Em relação às variáveis envolvidas relacionadas ao concreto, essas foram estimadas conforme prescrição da NBR 6118/2003.

Na estimativa do valor da coesão não drenada (c), Teixeira e Godoy (1996) estabeleceram a seguinte relação empírica entre a coesão e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$c = 10 N_{SPT} \quad 3.1$$

Em relação a estimativa de ϕ , Godoy (1983) recomenda a seguinte correlação com o N_{SPT} :

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{SPT} \quad 3.2$$

Enquanto Kishida (1967) propõe:

$$\phi' = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad 3.3$$

Já para o cálculo do peso específico Godoy (1972) recomenda o seguinte:

Tabela 3-1 Peso específico de solos arenosos, Godoy (1972).

Nspt	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia Seca	Areia úmida	Areia saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco compacta			
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta			

Tabela 3-2 Peso específico de solos argilosos, Godoy (1972).

Nspt	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-9	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Quando não se dispõe de ensaios ou dados suficientemente precisos, a determinação do módulo de deformabilidade do solo (E_s), pode ser realizada através de correlação com o índice de resistência à penetração N_{SPT} , conforme proposto por Teixeira e Godoy (1996):

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad 3.4$$

α e K são parâmetros fornecidos pelas Tabelas 2-8 e 2-9, abaixo:

Tabela 3-3 Valores de α .

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 3-4 Valores de K.

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte arenoso	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

A NBR 6118/2003 recomenda que, na falta de ensaios e não existirem dados mais precisos, o módulo de elasticidade do concreto pode ser estipulado conforme segue:

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad 3.5$$

onde: E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto aos 28 dias;

f_{ck} resistência característica do concreto.

Ambos devem ser inseridos na equação em megapascal.

O coeficiente de Poisson adotado foi 0,3, considerando-o representativo para os diferentes tipos de solo.

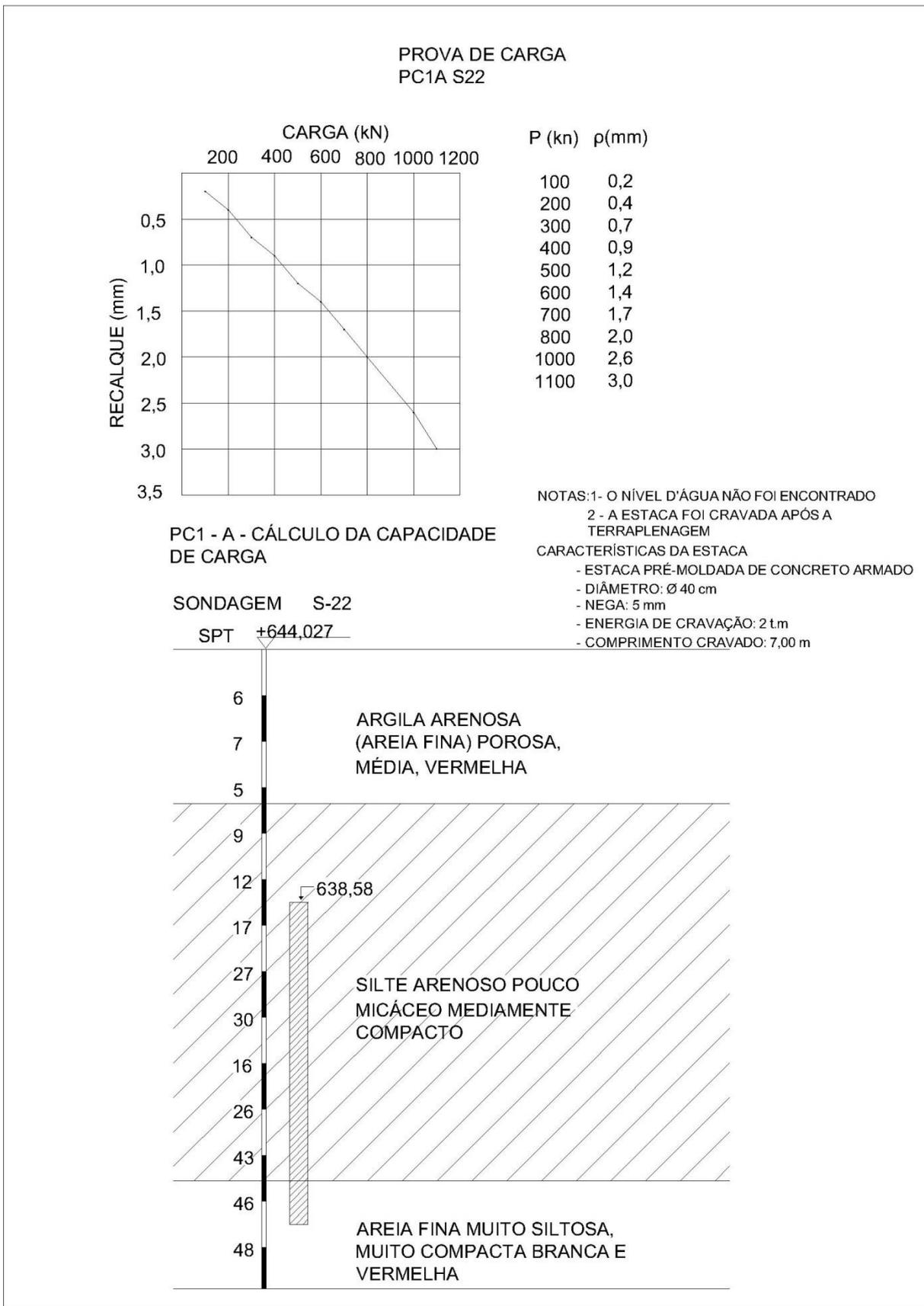


Figura 3-1 Perfil de sondagem e prova de carga PC1A.

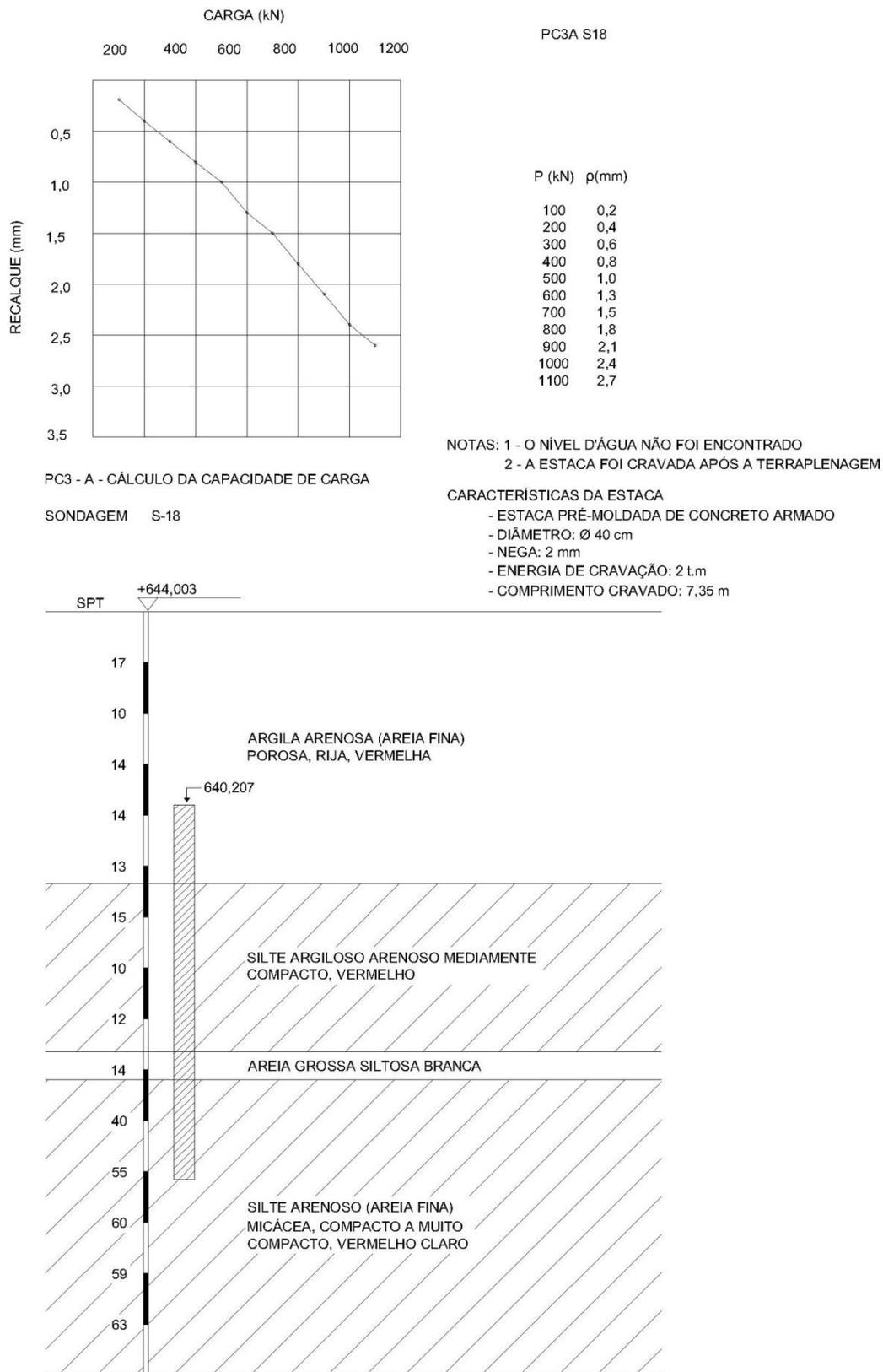
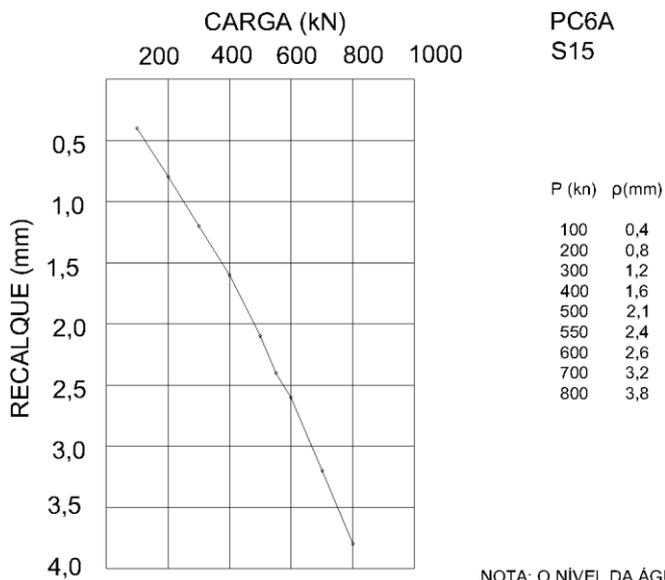


Figura 3-2 Perfil de sondagem e prova de carga PC3A.



NOTA: O NÍVEL DA ÁGUA NA SONDAGEM NÃO FOI ENCONTRADO

PC6 - A - CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA

SONDAGEM S-15 ESC 1:100

CARACTERÍSTICAS DA ESTACA

- ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO
- DIÂMETRO: Ø 33 cm
- NEGA: 5 mm
- ENERGIA DE CRAVAÇÃO: 2 t.m
- COMPRIMENTO CRAVADO: 13,55 m

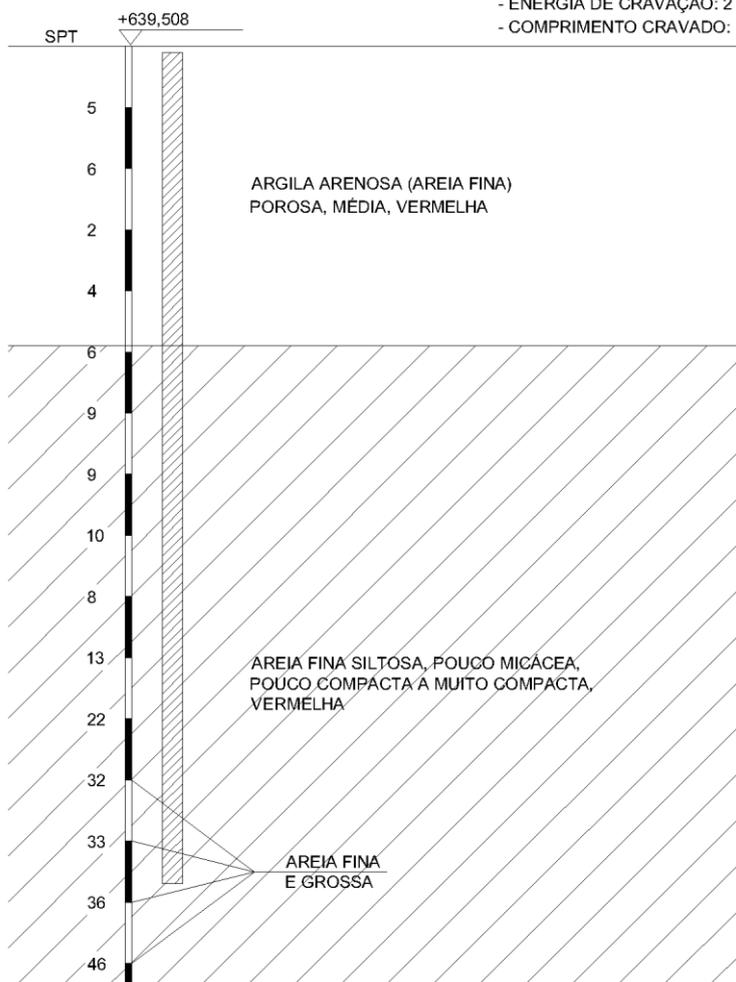


Figura 3-3 Perfil de sondagem e prova de carga PC6A.

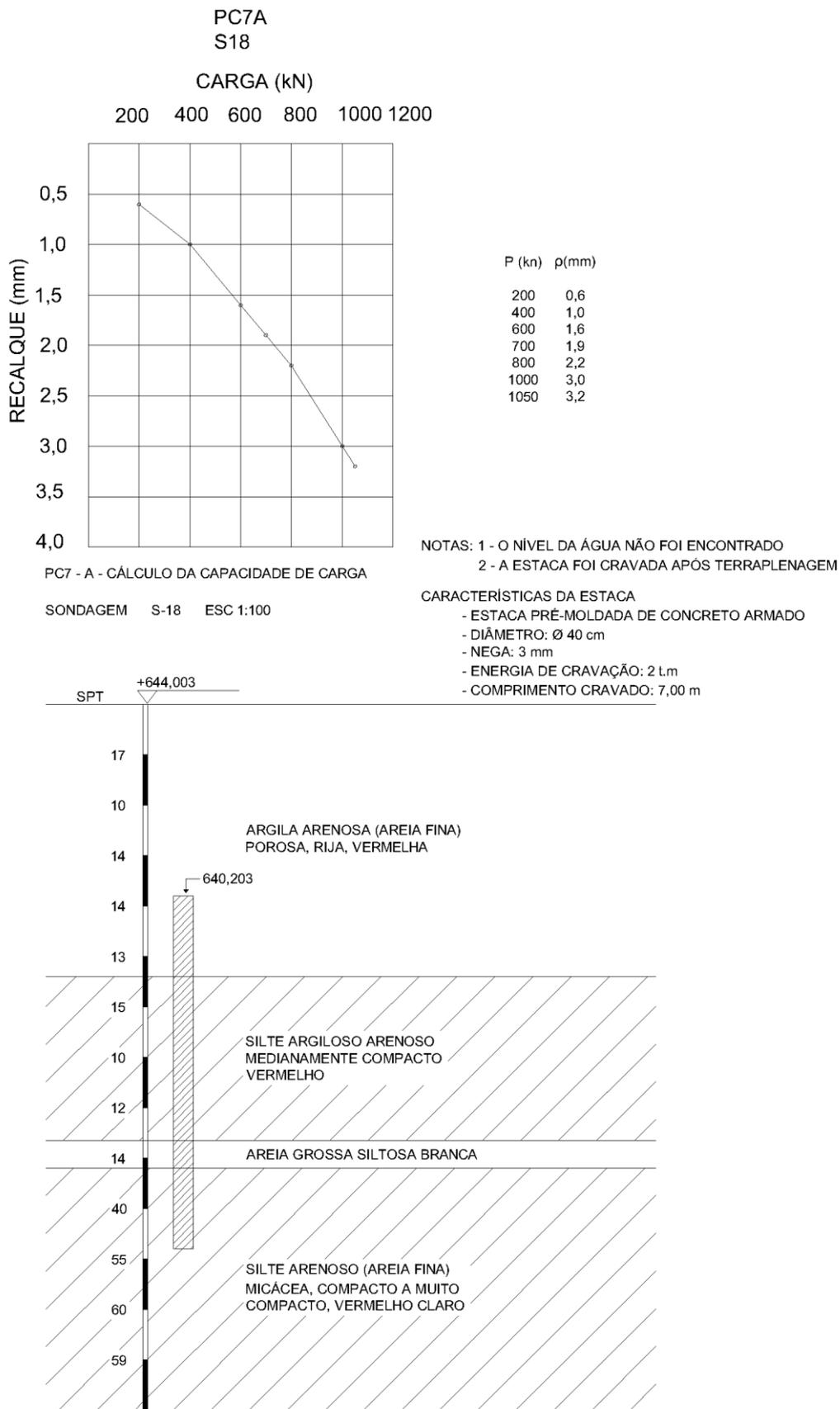


Figura 3-4 Perfil de sondagem e prova de carga PC7A.

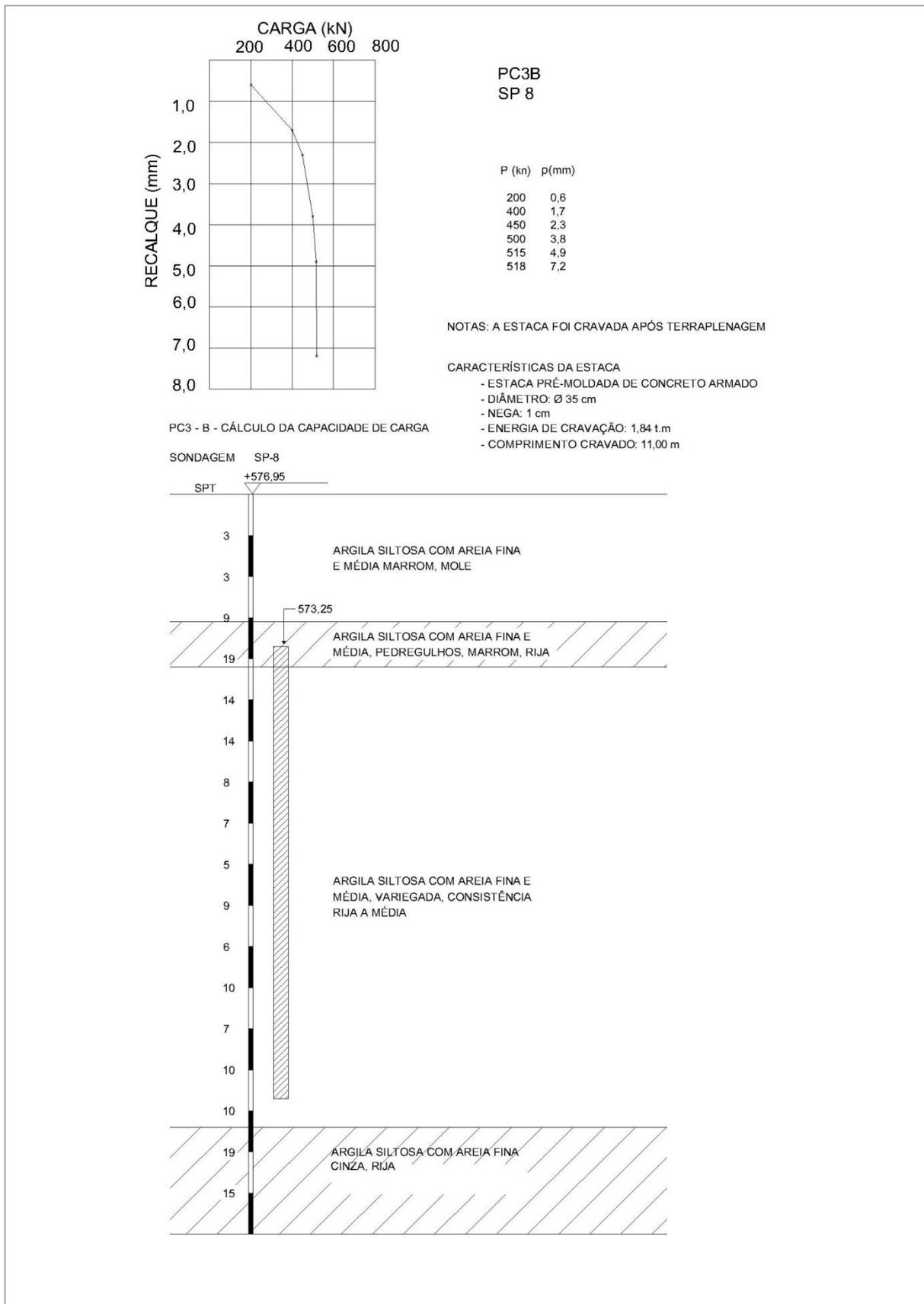


Figura 3-5 Perfil de sondagem e prova de carga PC3B.

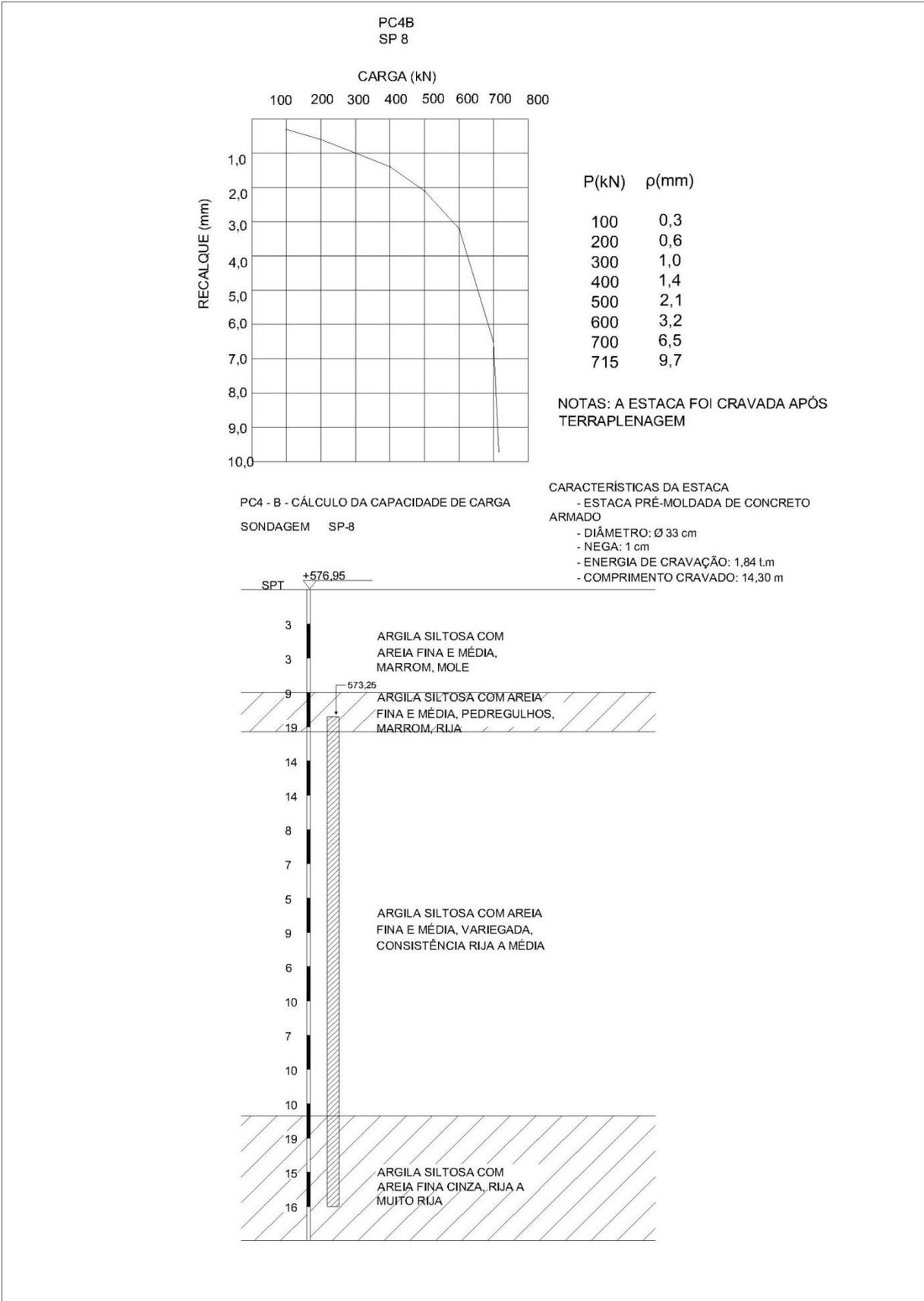


Figura 3-6 Perfil de sondagem e prova de carga PC4B.

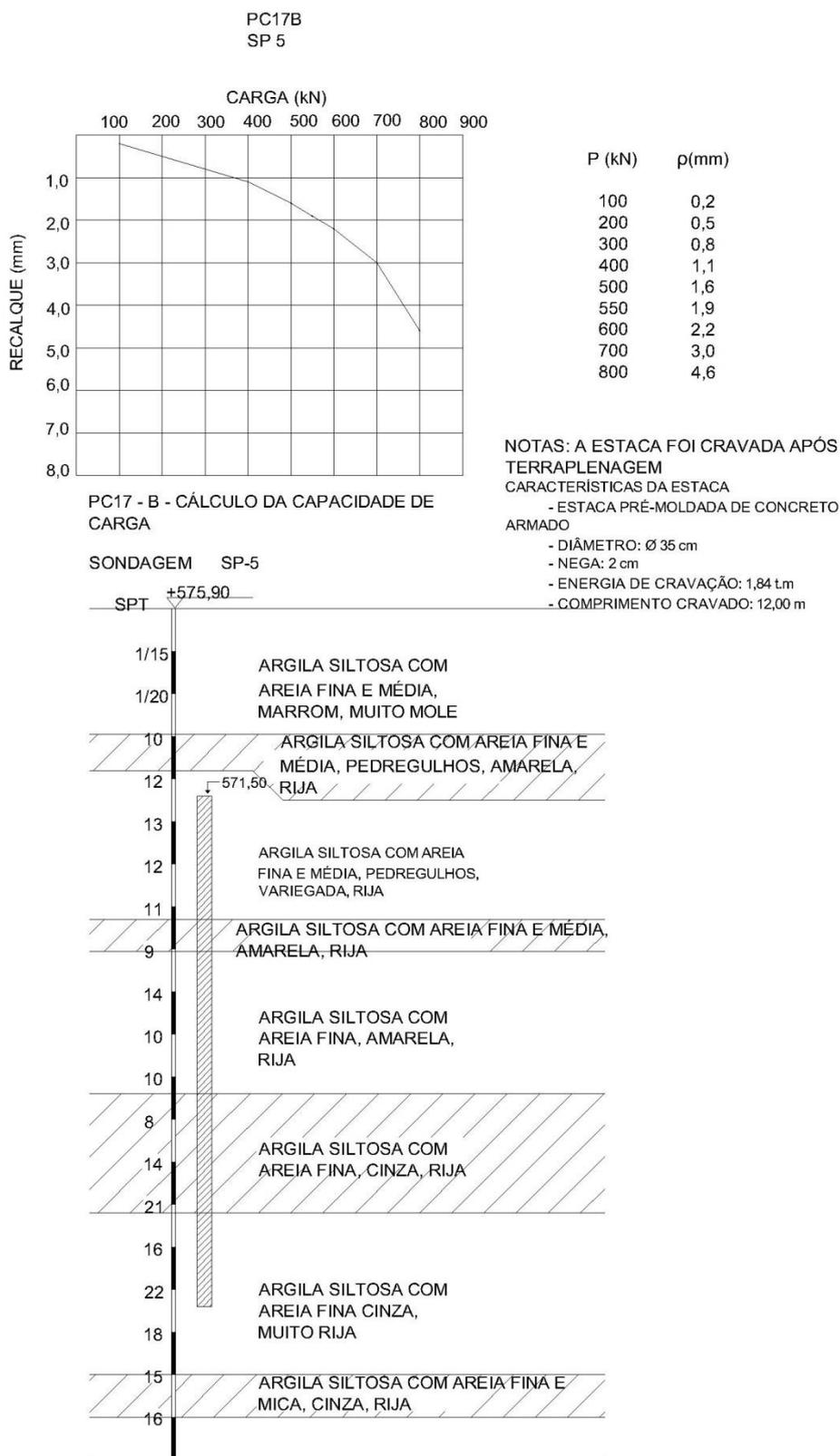


Figura 3-7 Perfil de sondagem e prova de carga PC17B.

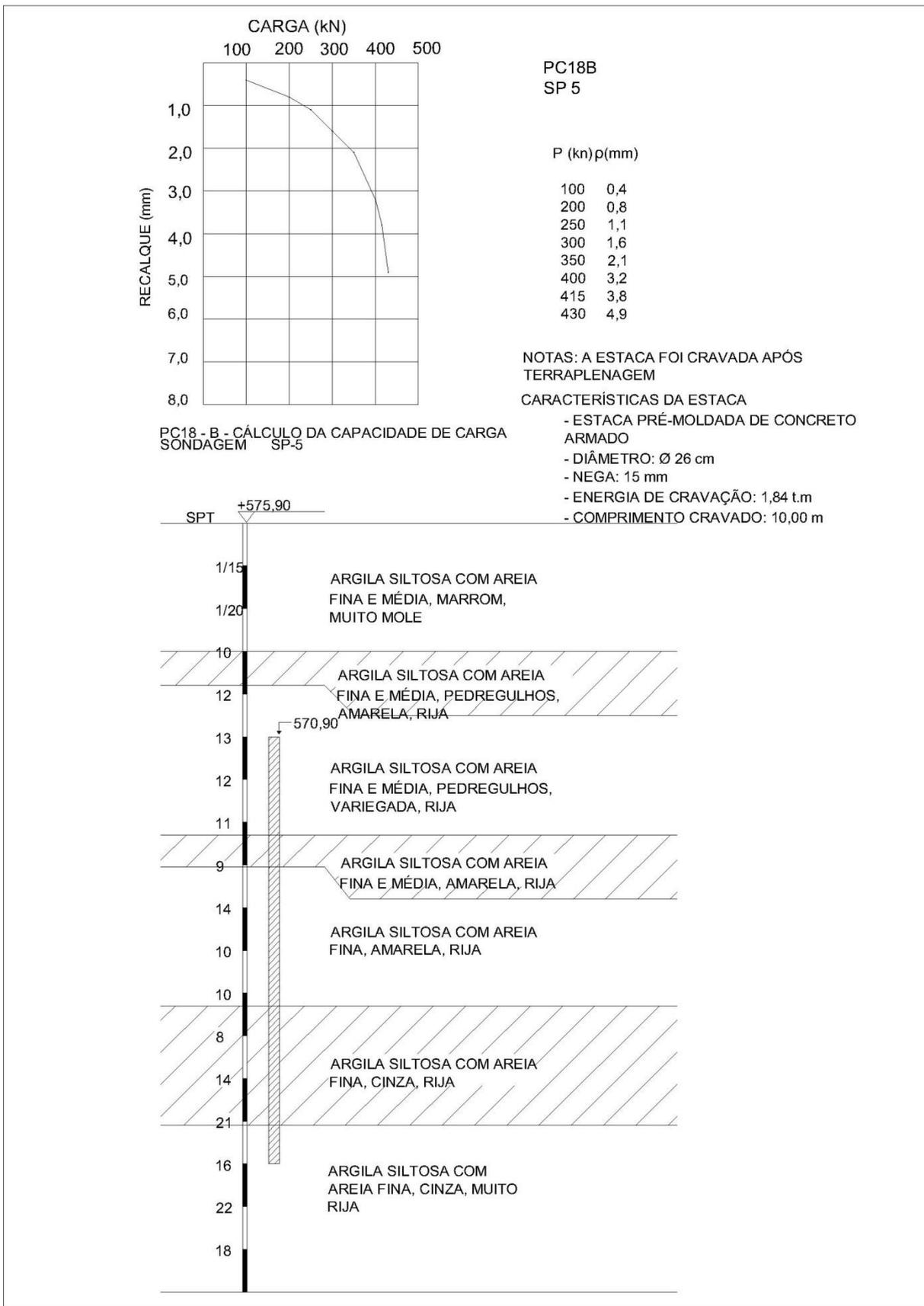


Figura 3-8 Perfil de sondagem e prova de carga PC18B.

De posse dos dados apresentados acima, realizaram-se os cálculos das estimativas da capacidade de carga das estacas pelos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), e pelo método teórico proposto por Poulos e Davis (1980).

Para o cálculo da capacidade pela teoria da elasticidade foram necessários alguns parâmetros do solo, sendo esses estimados conforme correlações empíricas com o N_{SPT} , de acordo com o subitem 2.6, tendo em vista que não se dispunha de resultados de ensaios dos solos analisados. O valor adotado para o f_{ck} do concreto da estaca foi de 15 MPa, pois não se tinha essa informação disponível. Com isso, foi possível estimar o módulo de elasticidade do concreto pela Equação 2.41.

Posteriormente, foram realizadas extrapolações das curvas carga-recalque obtidas pelas provas de carga de cada estaca para obtenção das cargas de ruptura pelos métodos de Van der Veen (1953), Décourt (1996), Mazurkiewicz (1972) e NBR 6122/2010, pois a maioria das provas de carga não conseguiu atingir a ruptura do sistema estaca-solo.

Logo após, realizou-se comparações entre as cargas estimadas pelos métodos semiempíricos e elástico com as curvas extrapoladas.

Para permitir uma melhor compreensão dos valores estimados frente aos extrapolados, plotou-se gráficos de valores estimados x extrapolados, para cada método e todas as estacas. Além disso, foram traçadas curvas de extrapolação linear para obter a correlação dos valores e outra reta inclinada a 45° com o eixo das cargas extrapoladas para verificar se as cargas estimadas estão contra ou a favor da segurança em relação aos métodos de extrapolação.

Em seguida, verificou-se a influência separada de cada parcela de resistência (lateral e ponta) para cada estaca.

Por fim, foram plotadas curvas carga-recalque real juntamente com os métodos de extrapolação das curvas utilizados, a fim de comparar o comportamento da estaca analisado por diferentes teorias.

CAPÍTULO 4

Apresentação e Discussão dos Resultados

4.1 Introdução

Os resultados obtidos pela aplicação dos métodos de estimativa de capacidade de carga estão demonstrados na Tabela 4-1 e no gráfico da Figura 4-1. A Tabela 4-2 indica os valores obtidos pela extrapolação da curva carga-recalque por Van de Veen (1953).

Nas Figuras 4-2 a 4-9 são exibidos os gráficos de aplicação do critério de ruptura adotado pela 6122/2010. Enquanto as Tabelas 4-3 e 4-4 expõem os valores conseguidos pelos métodos de Rigidez de Décourt (1996) e extrapolação da curva carga-recalque por Mazurkiewicz (1972).

A comparação entre os valores estimados por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e pela teoria da elasticidade proposta por Poulos e Davis (1980) com os valores extrapolados pelos métodos citados anteriormente, estão dispostos nas Figuras 4-10 a 4-19. A Figura 4-20 representa os valores de carga de ruptura extrapolados pelos métodos citados anteriormente.

As Figuras 4-21 e 4-22 apresentam os valores encontrados isolados das resistências laterais e de ponta respectivamente para as estacas estudadas.

Os gráficos das curvas carga-recalque real e extrapoladas por Van der Veen (1953) e NBR 6122/2010, bem como a curva obtida pelo método simplificado de Poulos e Davis (1980), são demonstrados nas Figuras 4-23 a 4-29.

Tabela 4-1 Valores de capacidade de carga obtidos por diferentes métodos.

Estacas	Métodos (kN)			
	AOKI-VELLOSO	DÉCOURT-QUARESMA	TEÓRICO	MÉDIA
PC3 A	3266,49	2313,47	2277,60	2619,19
PC1 A	4266,86	3250,50	4339,41	3952,26
PC6 A	2736,36	1634,23	1345,51	1905,36
PC 7A	3168,85	1932,71	2235,57	2445,71
PC 3B	612,44	463,28	665,20	580,31
PC 4B	872,04	507,13	826,45	735,21
PC 18B	595,19	406,94	490,58	497,57
PC 17B	1111,56	617,95	883,32	870,94

A estaca que indicou maior carga de ruptura média foi a PC1A e a menor foi alcançada pela PC 18B.

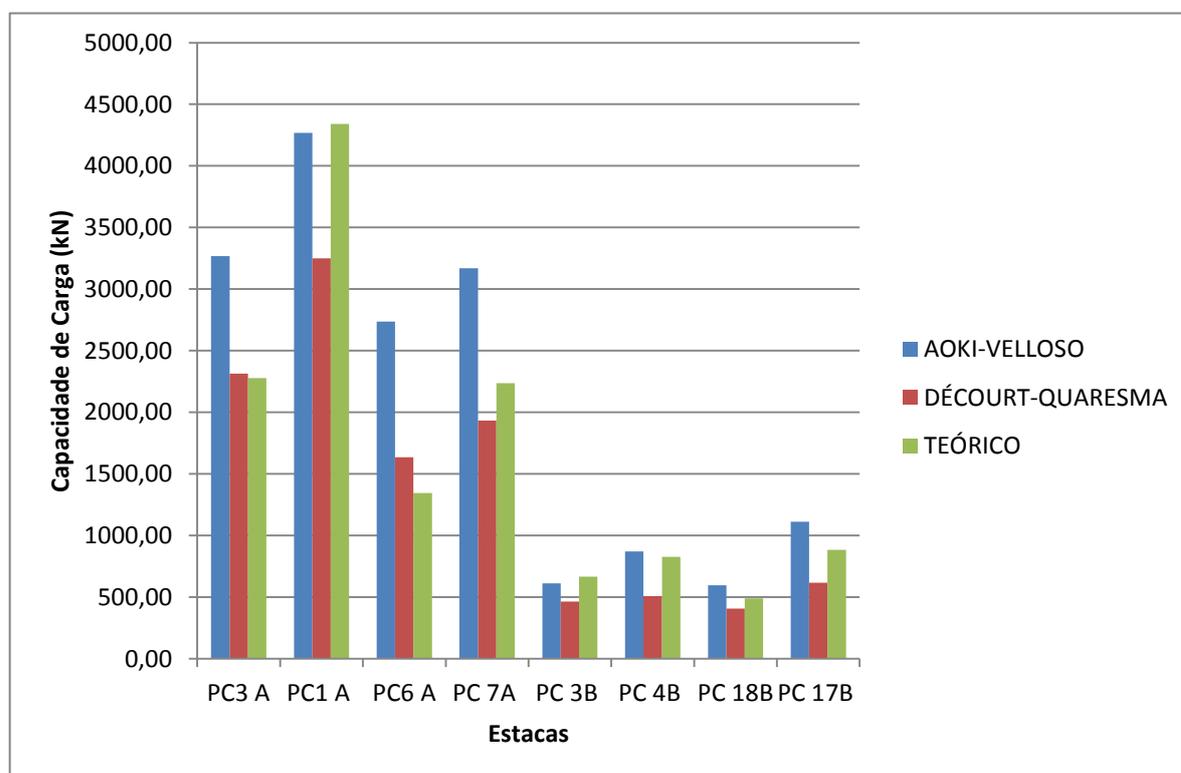


Figura 4-1 Gráfico dos valores de estimativa da capacidade de carga por diferentes métodos.

Analisando o gráfico acima, pode-se perceber que o método que apresenta os maiores valores de capacidade de carga para as estacas analisadas foi o de Aoki-Velloso (1975), além disso, há uma aproximação entre os valores obtidos por esse método e o da teoria da elasticidade. O método de Décourt-Quaresma apresenta os menores valores entre os três.

Outro fato importante é a superioridade dos valores obtidos de capacidade de carga para estacas cravadas em solos granulares em relação aos solos coesivos. As estacas executadas em solos coesivos demonstram capacidade de carga relativamente semelhantes obtidas por diferentes métodos, não apresentando grandes variações entre os valores para cada estaca.

Em seguida são apresentadas as diversas extrapolações feitas pela NBR 6122/2010, as quais consistem em um procedimento gráfico, em que se traça uma reta, definida pela Equação 2.31, até interceptar a curva carga-recalque proveniente da prova de carga.

Porém, nos casos analisados, as provas de carga realizadas não chegaram a recalques elevados, de forma que as cargas aplicadas não foram suficientes para obter todo o comportamento da curva. Com isso, as extrapolações feitas pela norma não chegaram a interceptar a curva, impossibilitando o seu uso como critério de ruptura.

Isso possivelmente ocorreu pelo fato de na época das realizações das provas de carga existir outra norma vigente, que estabelecia outros critérios diferentes dos atualmente exigidos pela NBR 12131/06.

Além disso, as estacas possivelmente foram dimensionadas com valores a favor da segurança de forma que os valores aplicados de 1,5 vezes a carga de trabalho não chegou nem próximo à ruptura da estaca. Constituindo-se assim em soluções bem conservadoras a favor da segurança e contra economia.

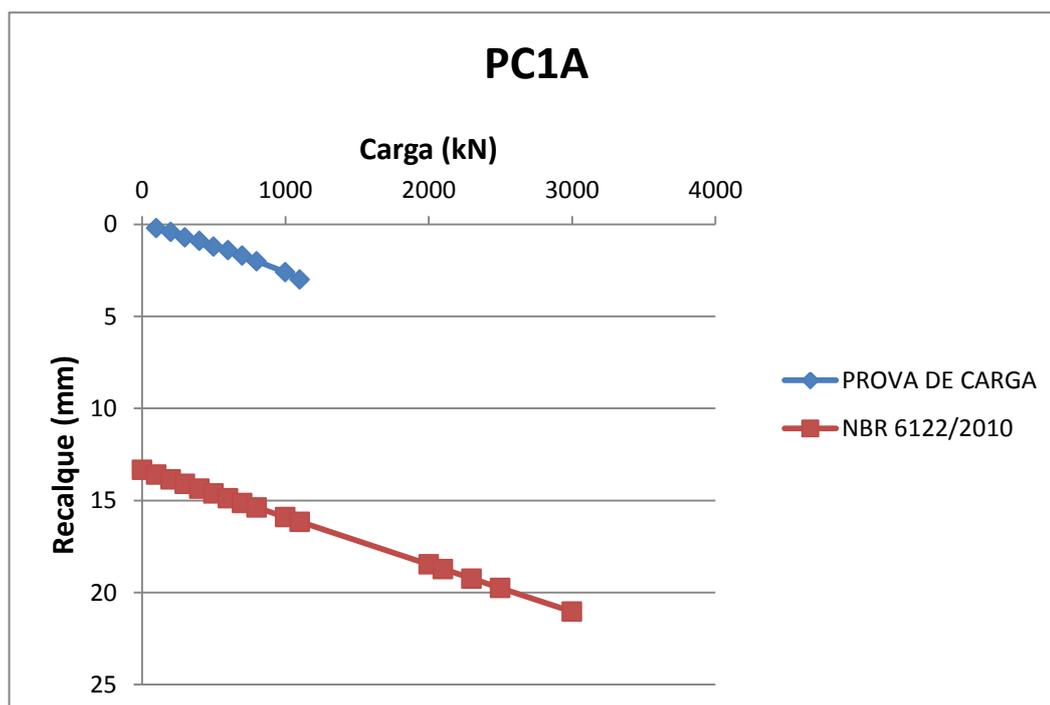


Figura 4-2 Prova de carga da estaca PC1A versus extrapolação da NBR 6122/2010.

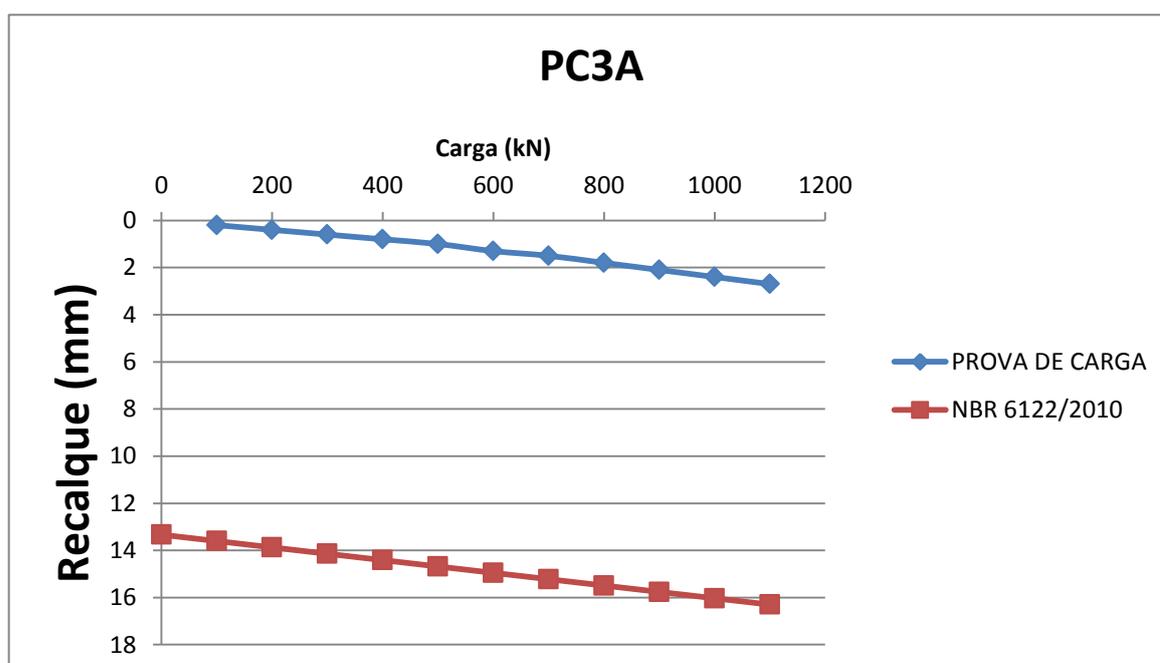


Figura 4-3 Prova de carga da estaca PC3A versus extrapolação da NBR 6122/2010.

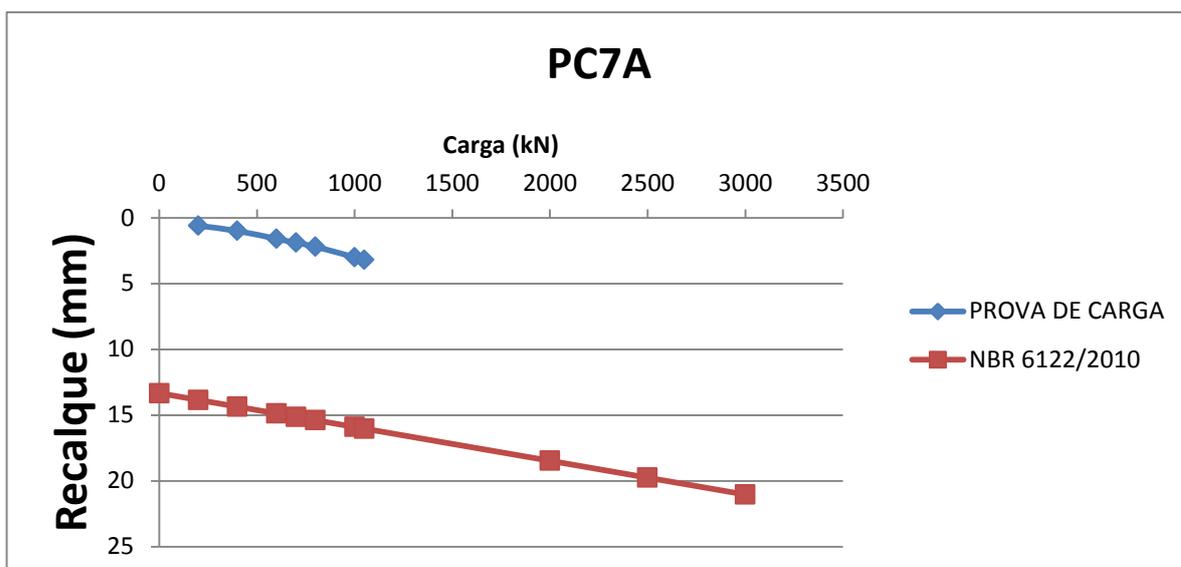


Figura 4-4 Prova de carga da estaca PC7A versus extrapolação da NBR 6122/2010.

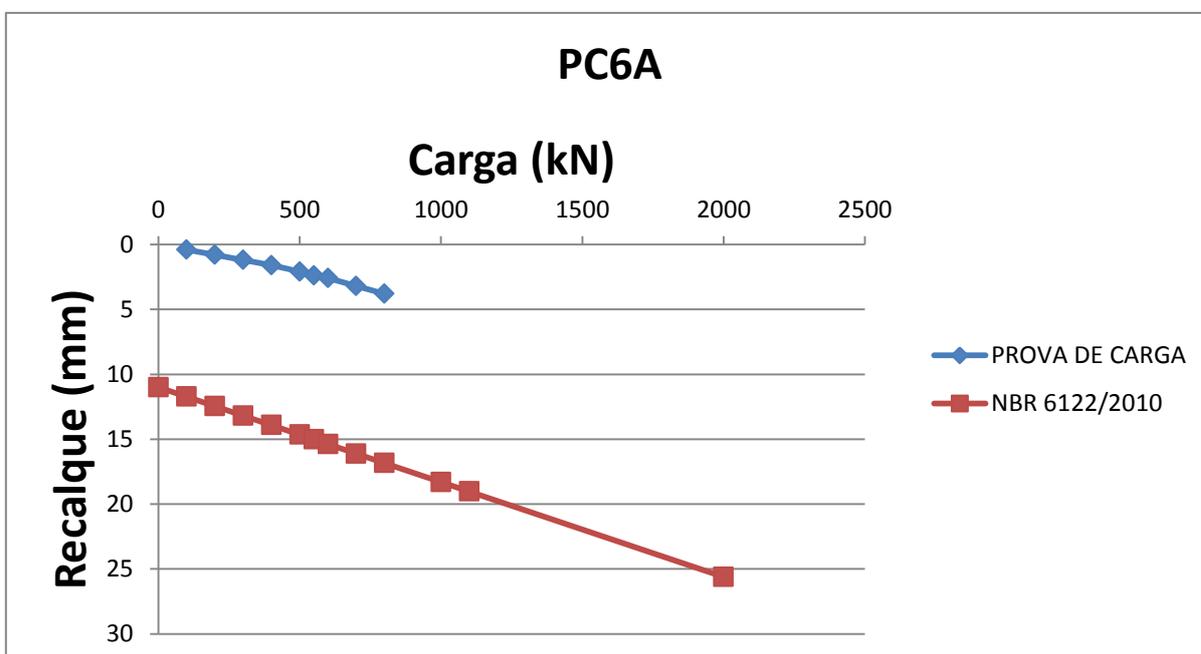


Figura 4-5 Prova de carga da estaca PC6A versus extrapolação da NBR 6122/2010.

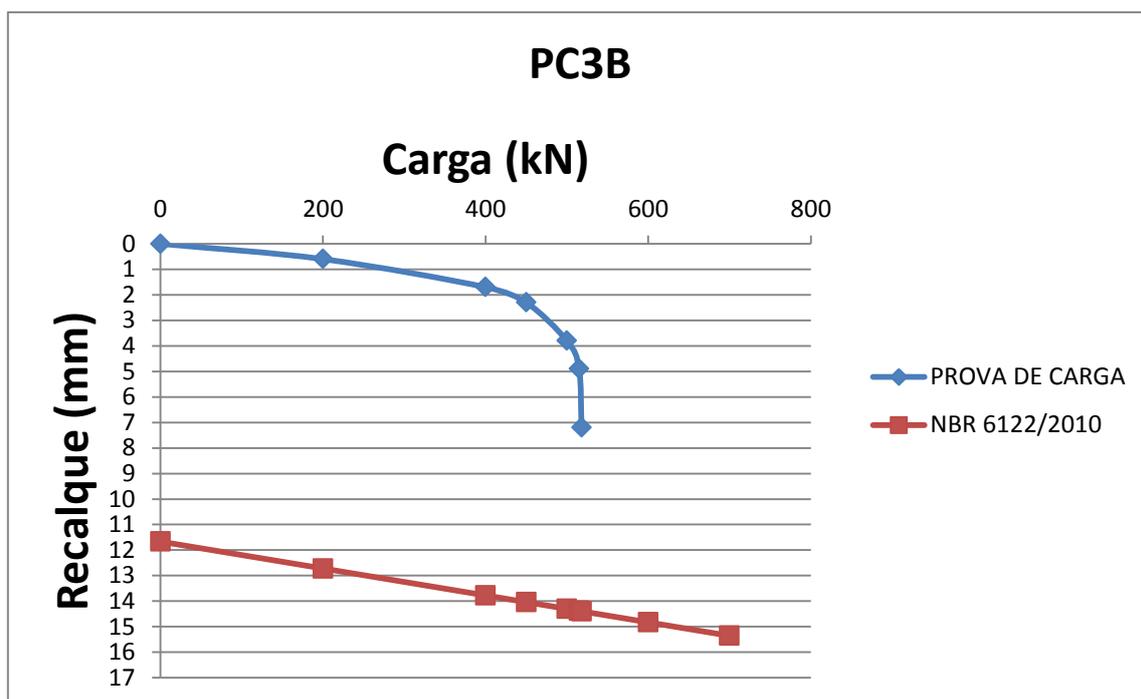


Figura 4-6 Prova de carga da estaca PC3B versus extrapolação da NBR 6122/2010.

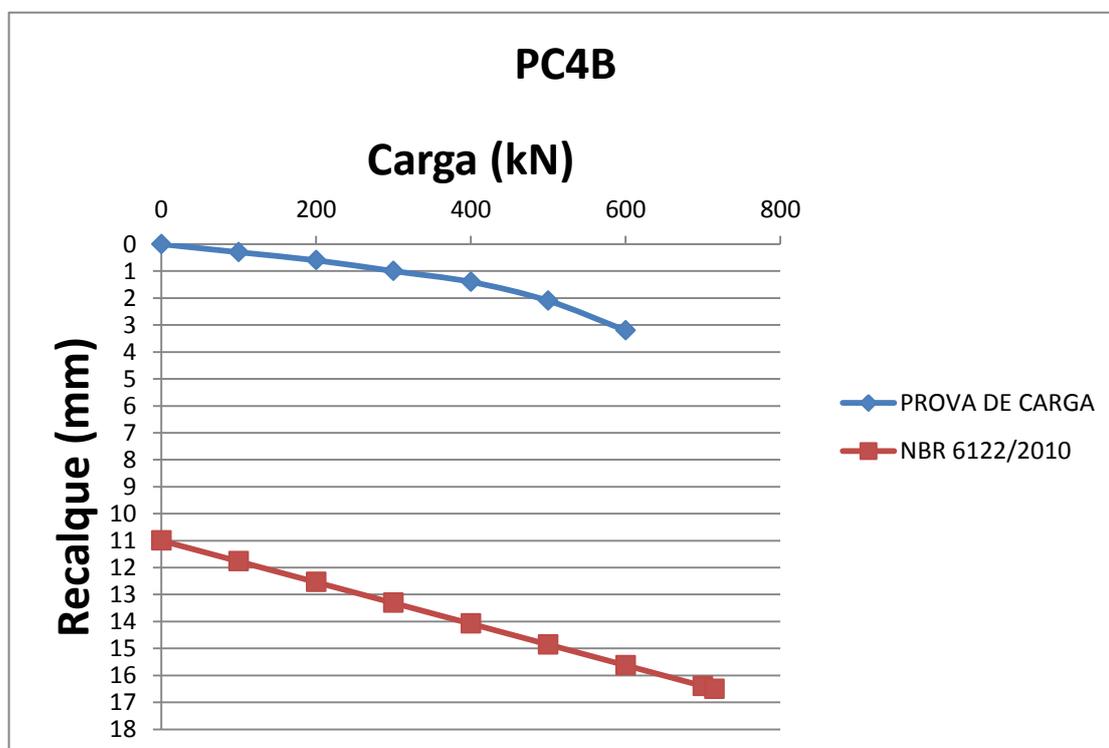


Figura 4-7 Prova de carga da estaca PC4B versus extrapolação da NBR 6122/2010.

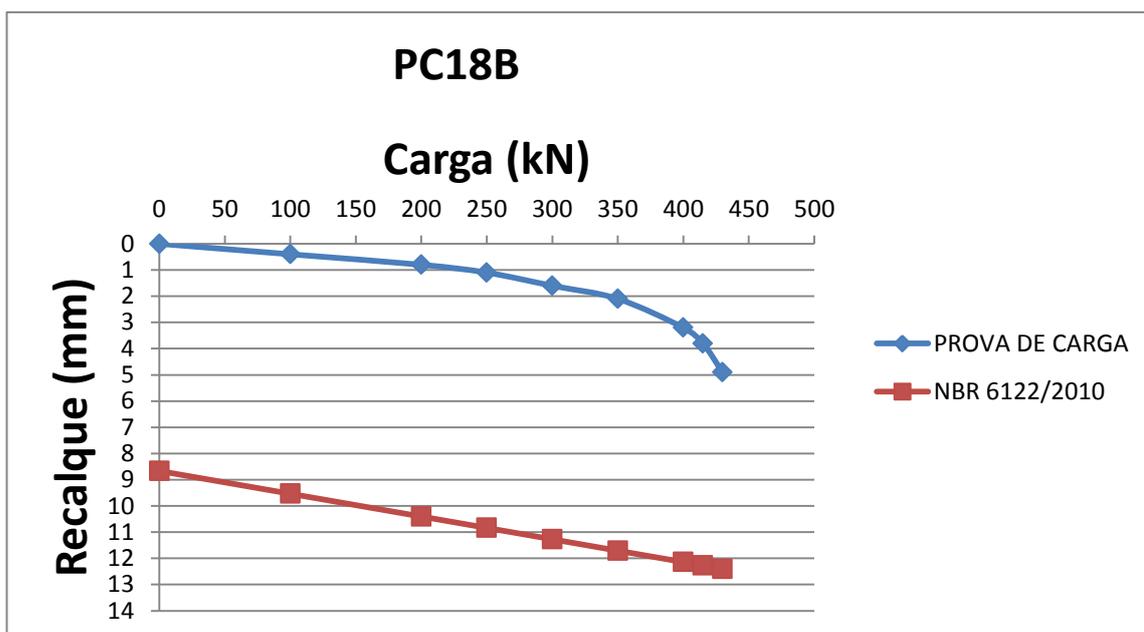


Figura 4-8 Prova de carga da estaca PC18B versus extrapolação da NBR 6122/2010.

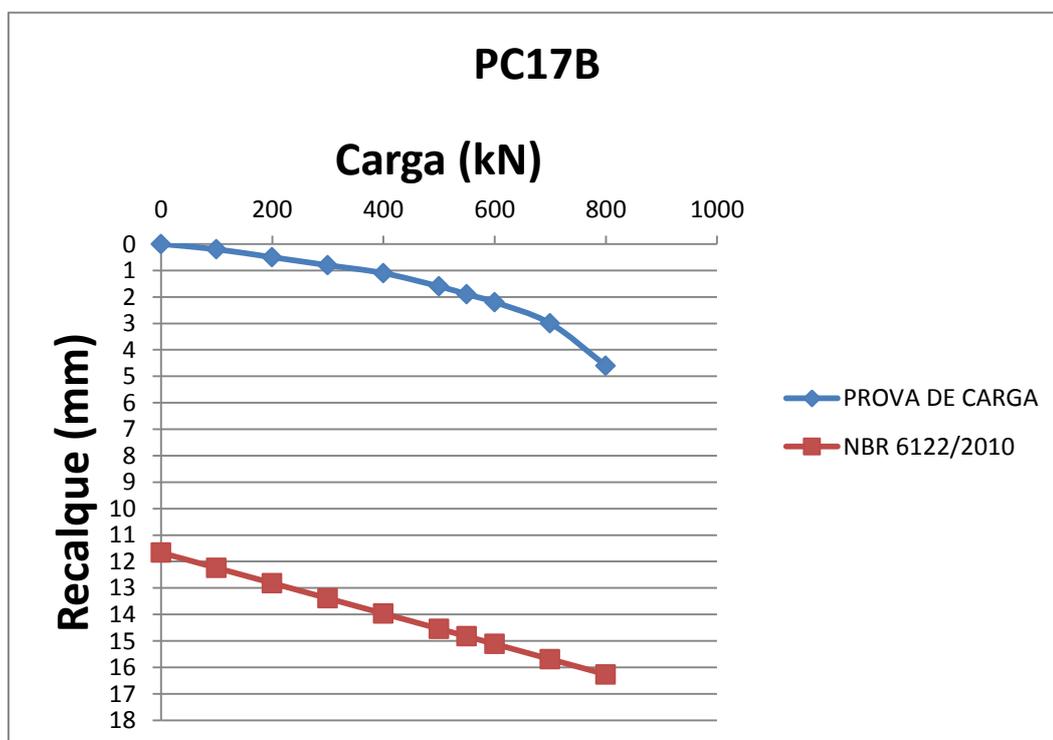


Figura 4-9 Prova de carga da estaca PC17B versus extrapolação da NBR 6122/2010.

Conforme pode ser visualizado abaixo, considerando-se os valores de extrapolação da curva carga-recalque pelo método de Van der Veen como o mais aproximado do comportamento real da estaca, os valores estimados pelo método de Aoki-Velloso deram bem superiores aos extrapolados, principalmente para o caso de estacas instaladas em solos granulares. Já para os solos argilosos os valores estão relativamente próximos, porém ainda superiores.

Tabela 4-2 Valores de capacidade de carga obtidos por extrapolação pelo método de Van der Veen (1953).

Van der Veen	
Estacas	Pr (kN)
PC3 A SP 18	2400
PC1 A SP 22	2700
PC6 A SP 15	1800
PC 7A SP 18	1800
PC 3B SP 8	519
PC 4B SP 8	720
PC 18B SP 5	440
PC 17B SP 5	880

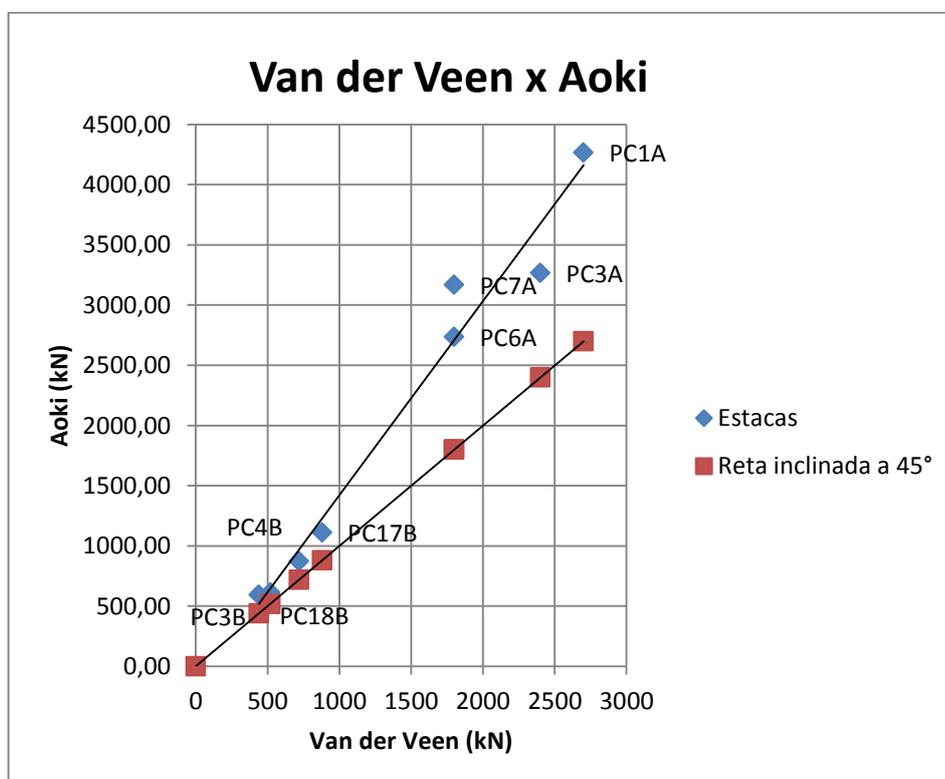


Figura 4-10 Gráfico de comparação entre os valores obtidos por Aoki-Velloso versus Van der Veen.

Os valores estipulados pela teoria da elasticidade apresentaram comportamento semelhante aos do método de Aoki-Velloso, em que foram encontrados valores bem superiores de capacidade de carga para estacas executadas em solos granulares daqueles obtidos por Van der Veen, com exceção da PC3A que quase coincidiram os valores. Enquanto que para solos argilosos os valores alcançados foram semelhantes.

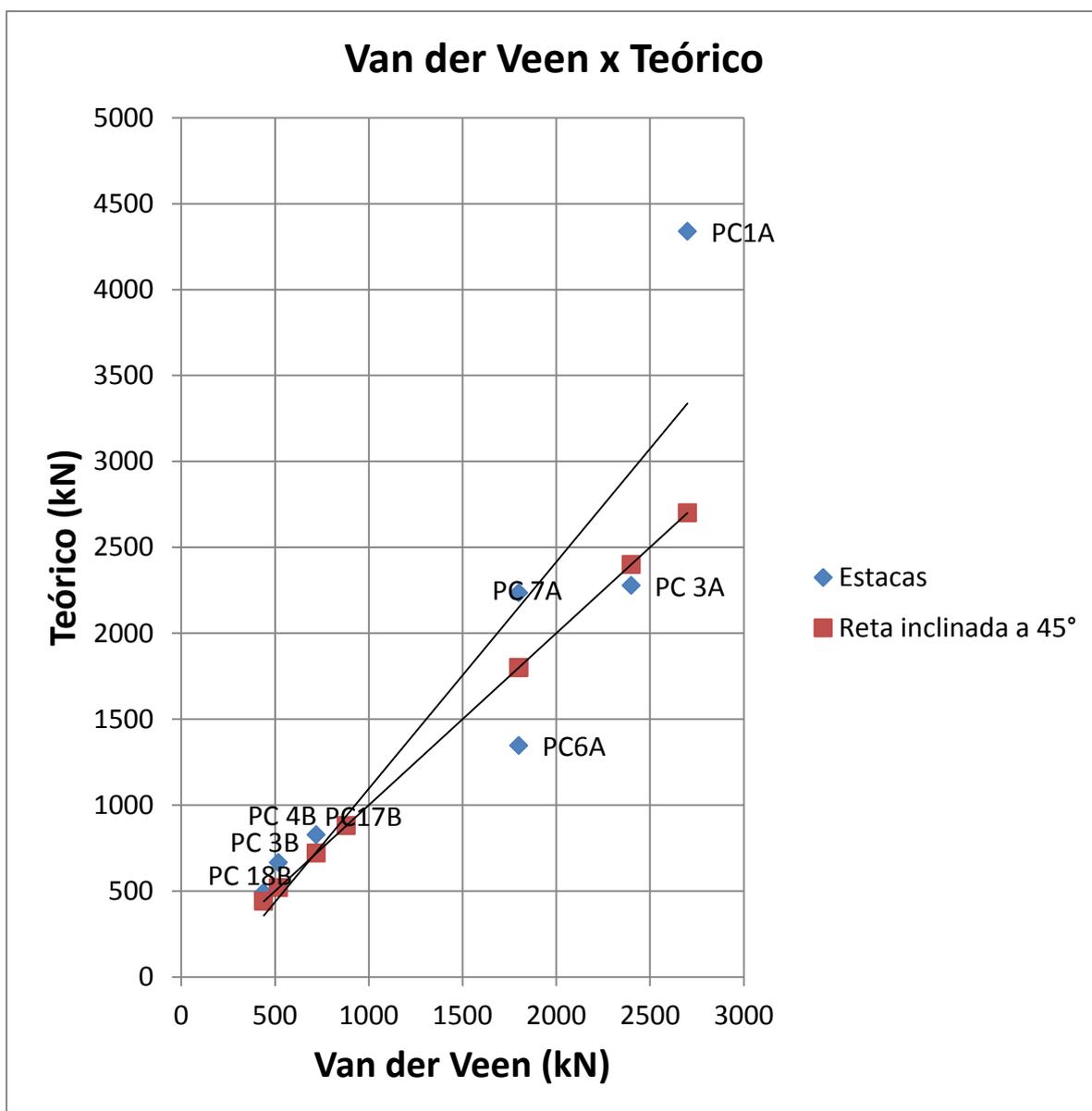


Figura 4-11 Gráfico de comparação entre os valores obtidos por Van der Veen versus Teórico.

O método que mais se aproximou dos valores da extrapolação de Van der Veen foi o de Décourt-Quaresma (1978) ficando na maioria dos casos até um pouco abaixo, a favor da segurança. Exceto para PC1A que apresentou valor superior ao extrapolado.

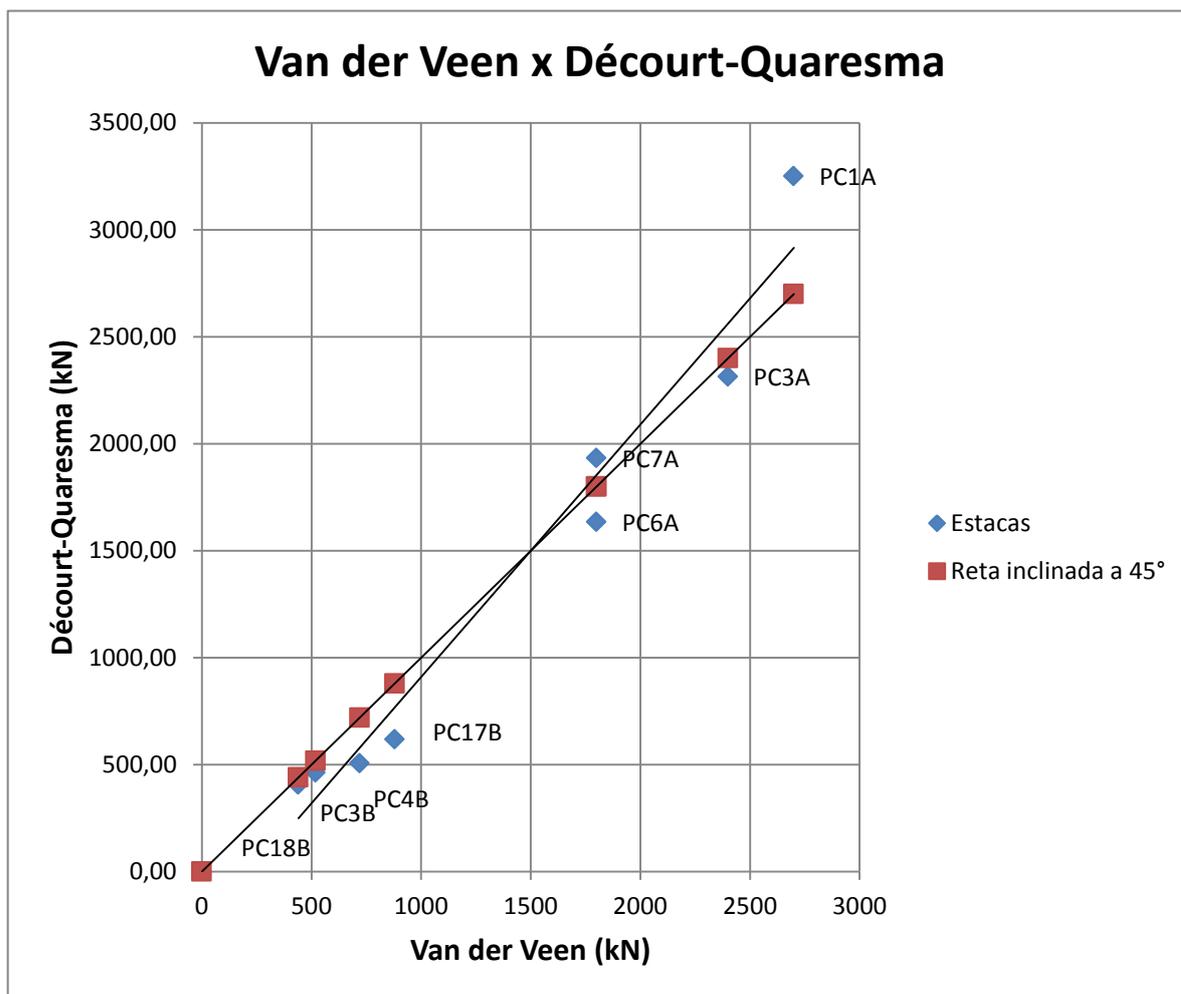


Figura 4-12 Gráfico de comparação entre os valores obtidos por Van der Veen versus Décourt-Quaresma.

O critério de Décourt (1996) não se aplica para a estaca PC3A, pois a mesma apresentou um gráfico com comportamento quase paralelo ao eixo das cargas tornando o valor muito elevado pelo método.

Tabela 4-3 Valores de capacidade de carga obtidos de acordo com o critério de rigidez de Décourt (1996).

Décourt	
Estaca	Qu (kN)
PC3A	4946,79
PC7A	3309,46
PC6A	2874,20
PC1A	4580,50
PC3B	547,57
PC4B	805,30
PC18B	501,44
PC17B	1158,69

O critério de rigidez de Décourt (1996) demonstra uma maior expectativa na previsão da carga de ruptura quando comparado ao método de Van der Veen.

Conforme pode ser visto na Figura 4-14 o método de Aoki-Velloso se aproximou bastante dos valores da capacidade de carga extrapolada pelo critério de rigidez de Décourt.

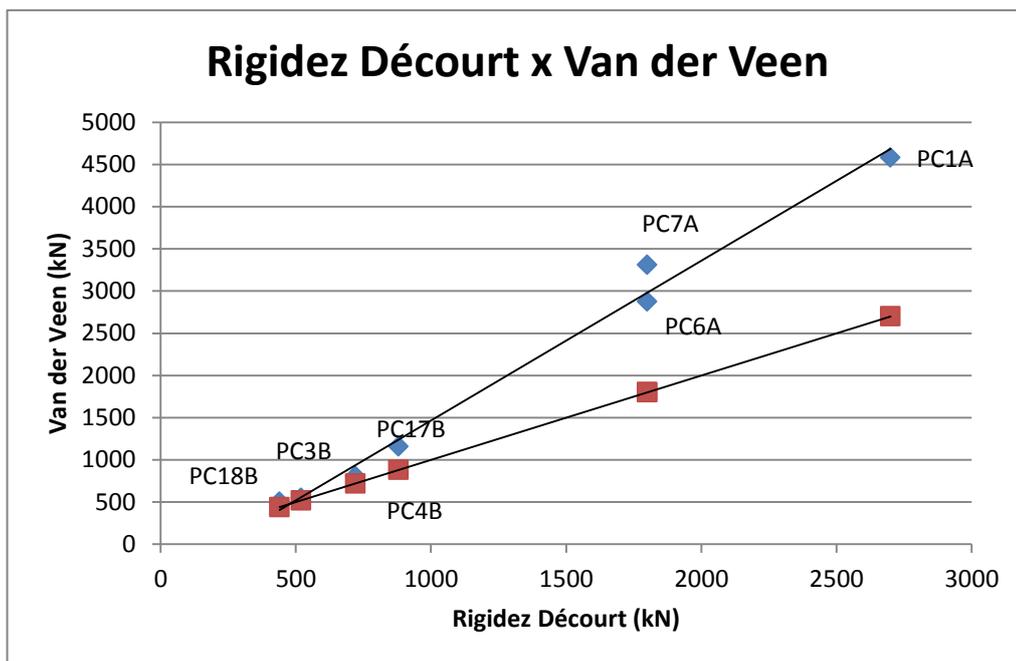


Figura 4-13 Critério de rigidez de Décourt versus Van der Veen.

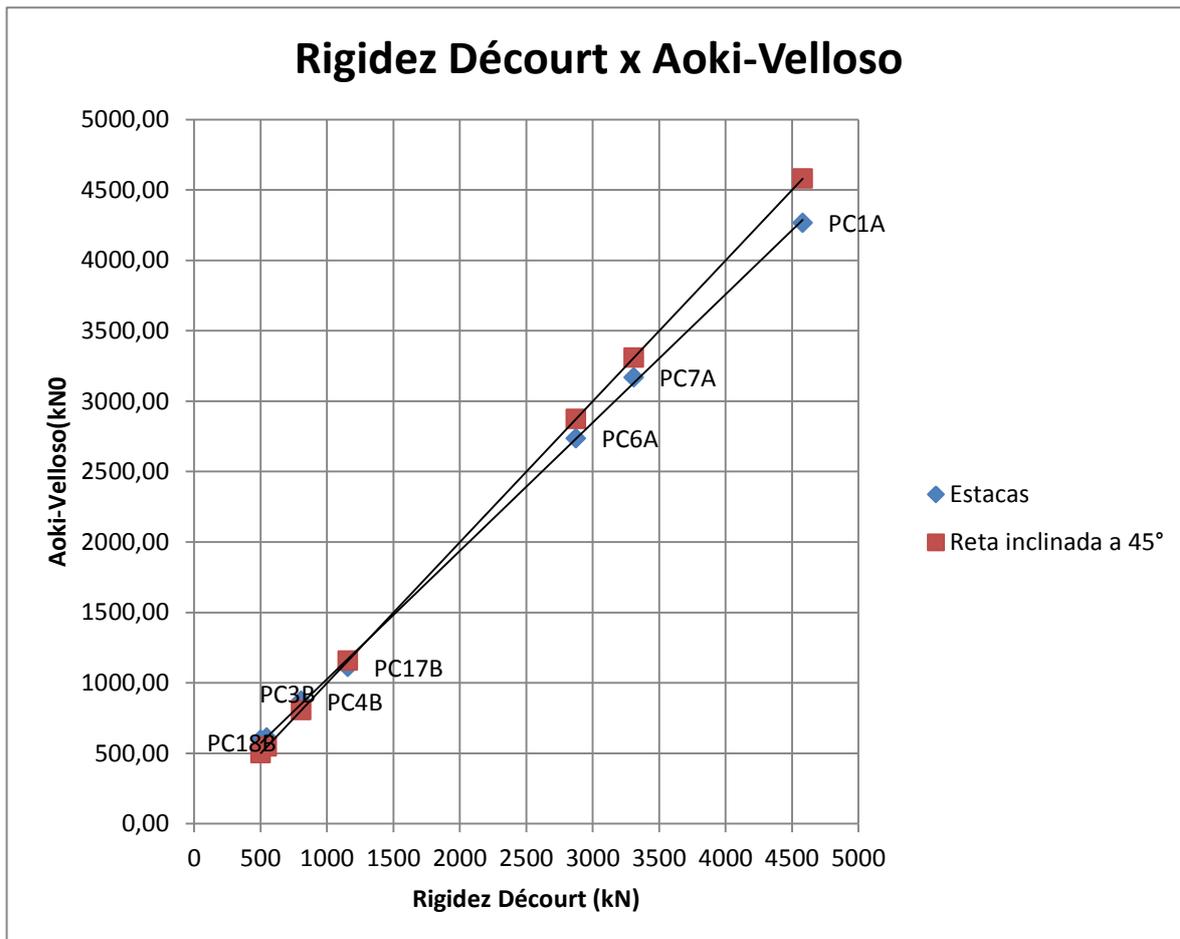


Figura 4-14 Critério de rigidez de Décourt versus Aoki-Velloso

Na Figura 4-15 verifica-se que os valores atingidos pelo método Décourt-Quaresma foram todos inferiores ao critério de Décourt para todas as estacas.

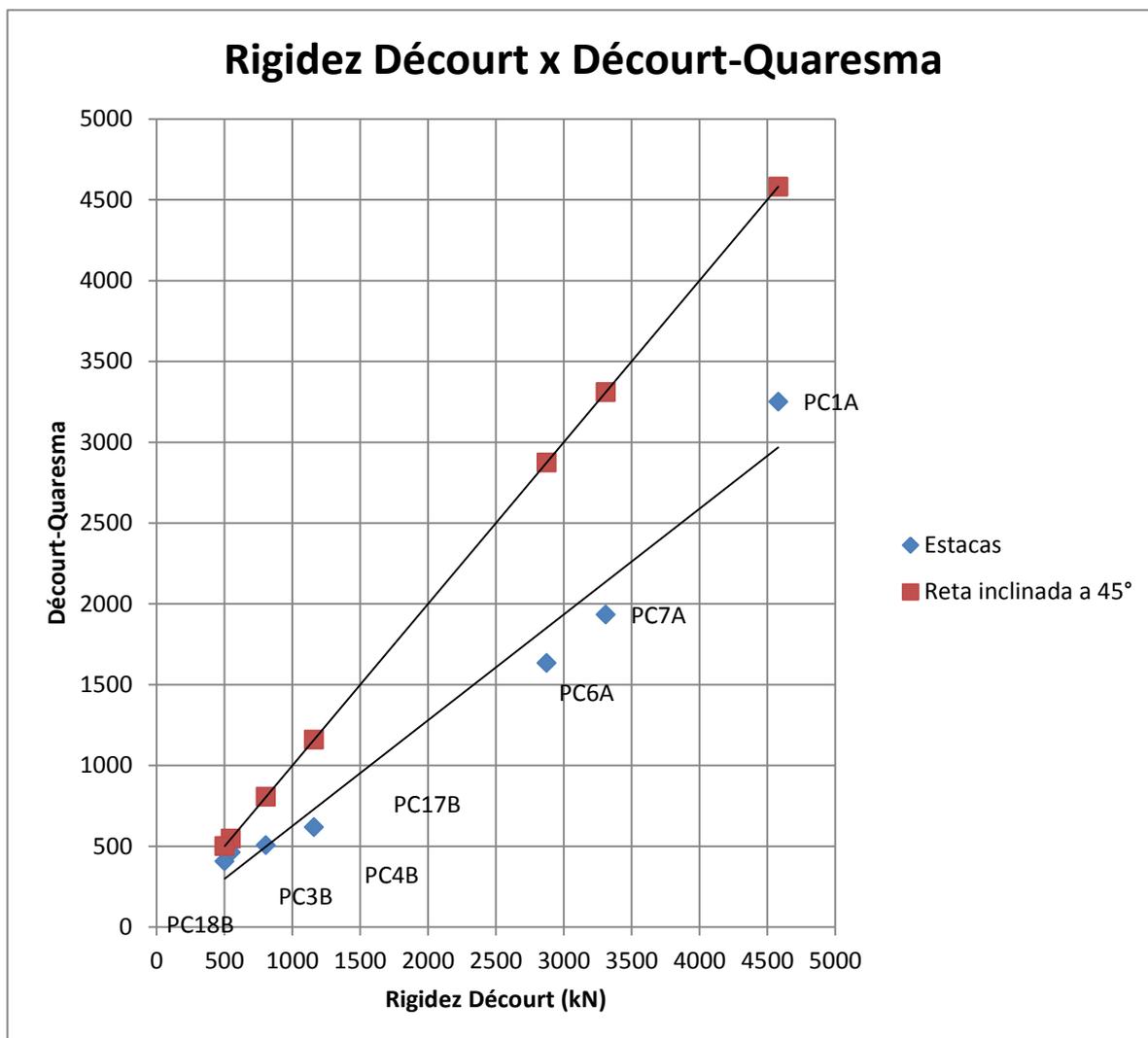


Figura 4-15 Critério de rigidez de Décourt versus Décourt-Quaresma

Os valores alcançados pelas extrapolações da curva carga-recalque por Mazurkiewicz (1972) e Van der Veen (1953) se demonstraram bem próximos para os solos coesivos, enquanto os solos granulares apresentaram comportamentos divergentes.

Tabela 4-4 Valores obtidos pela extrapolação da curva carga-recalque por Mazurkiewisz

Mazurkiewisz	
Estacas	Qu
PC3A	1592
PC7A	2188
PC6A	1162
PC1A	1784
PC3B	522
PC4B	713
PC18B	440
PC17B	900

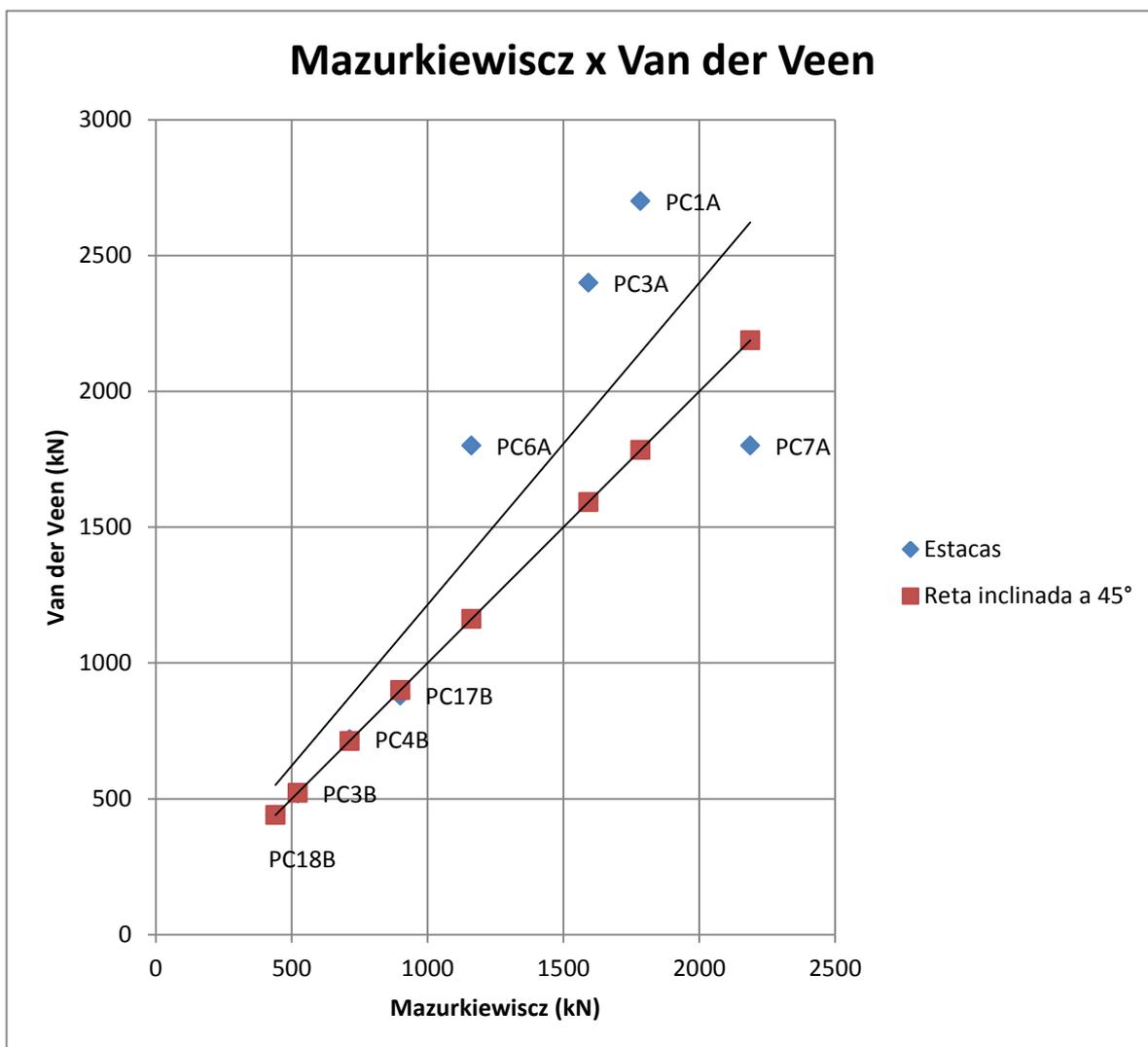


Figura 4-16 Extrapolação por Mazurkiewisz versus Van der Veen

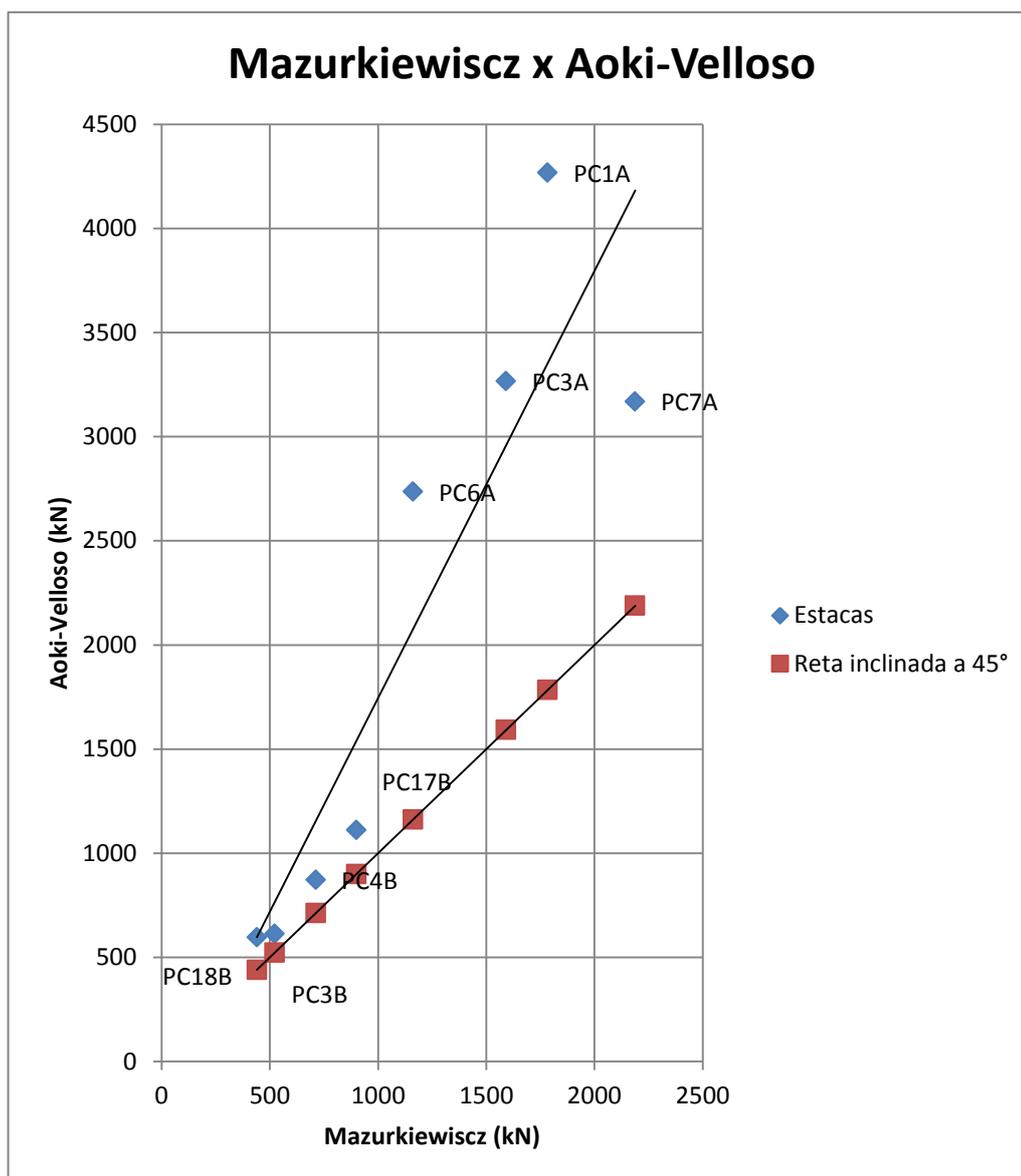


Figura 4-17 Mazurkiewisz versus Aoki-Velloso

Todos os valores de estimativa de carga de ruptura calculados pelo método de Aoki-Velloso se mostraram superiores quando comparados à extrapolação por Mazurkiewisz.

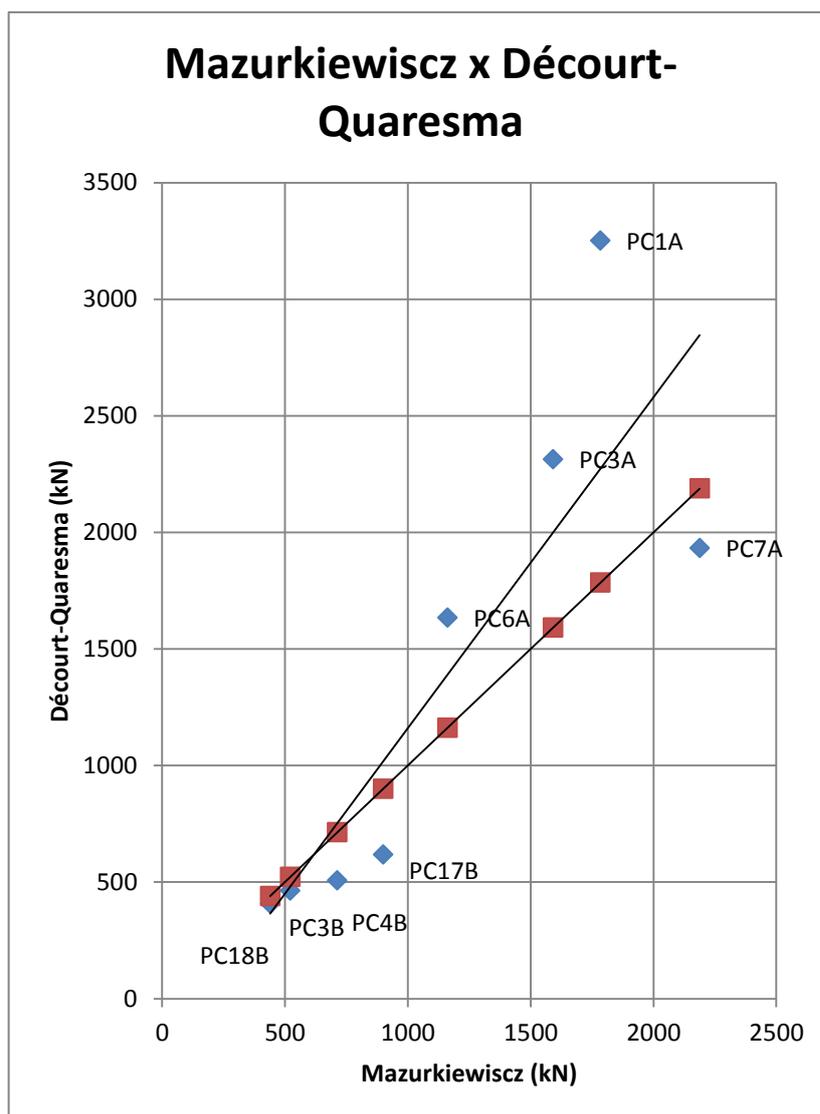


Figura 4-18 Mazurkiewisz versus Décourt-Quaresma

O método de Décourt-Quaresma demonstrou valores superiores aos extrapolados por Mazurkiewisz para solos granulares, com exceção da PC7A, comportamento contrário ocorreu com os solos coesivos.

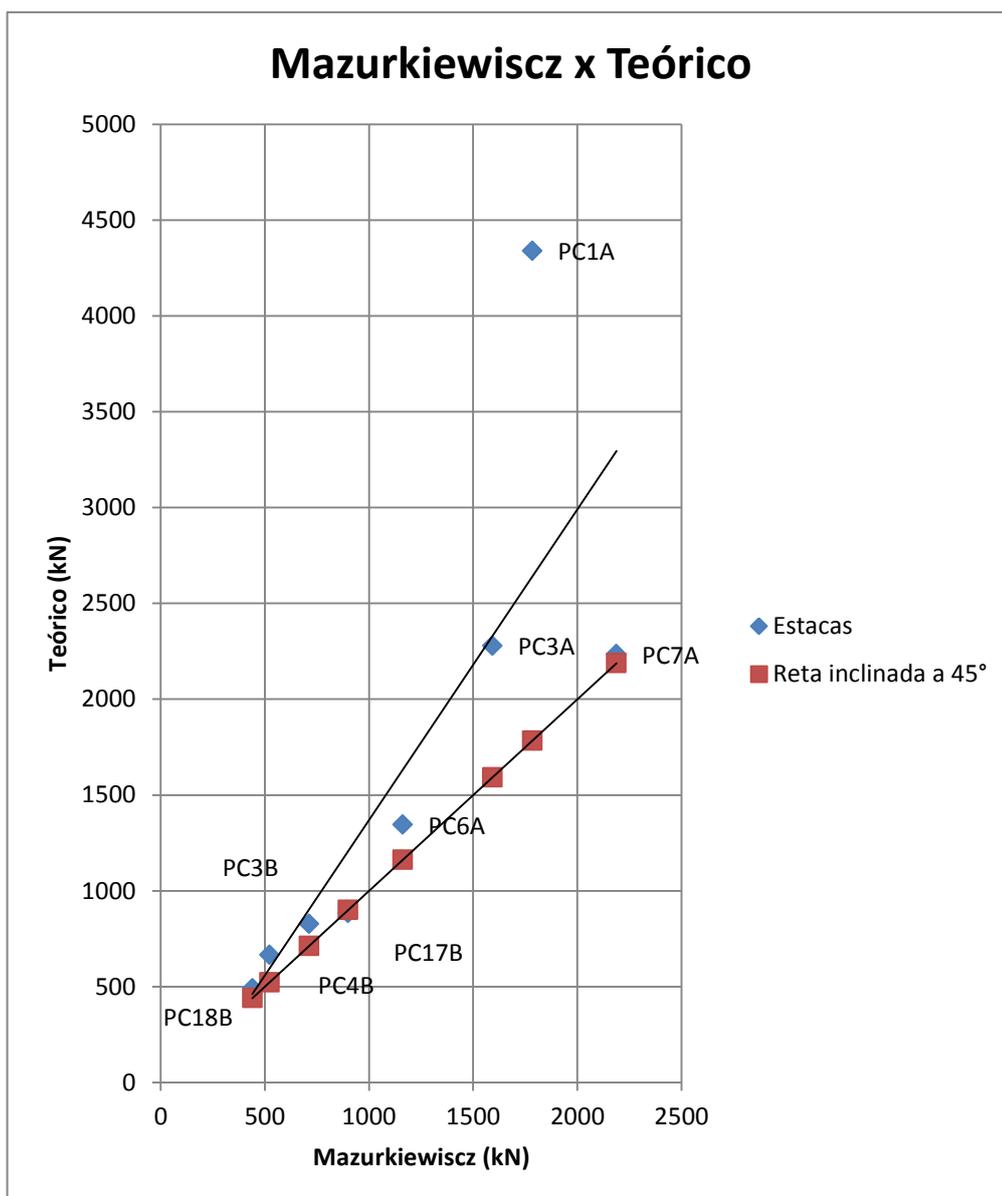


Figura 4-19 Mazurkiewicz versus Teórico

Os valores estimados de capacidade de carga para solos granulares pela teoria da elasticidade se demonstraram bem superiores dos encontrados por Mazurkiewicz, porém para solos coesivos os dois métodos se aproximaram.

Pelo gráfico podemos perceber que o método de rigidez de Décourt é bem mais ousado quando comparado com as outras extrapolações principalmente para estacas executadas em solos granulares, entretanto, para solos coesivos os métodos tendem a valores próximos. Pela Tabela 4-5 podemos visualizar os valores abaixo ou acima da média de cada um dos métodos e constatamos que os valores do método de Aoki-Vello são todos superiores a média.

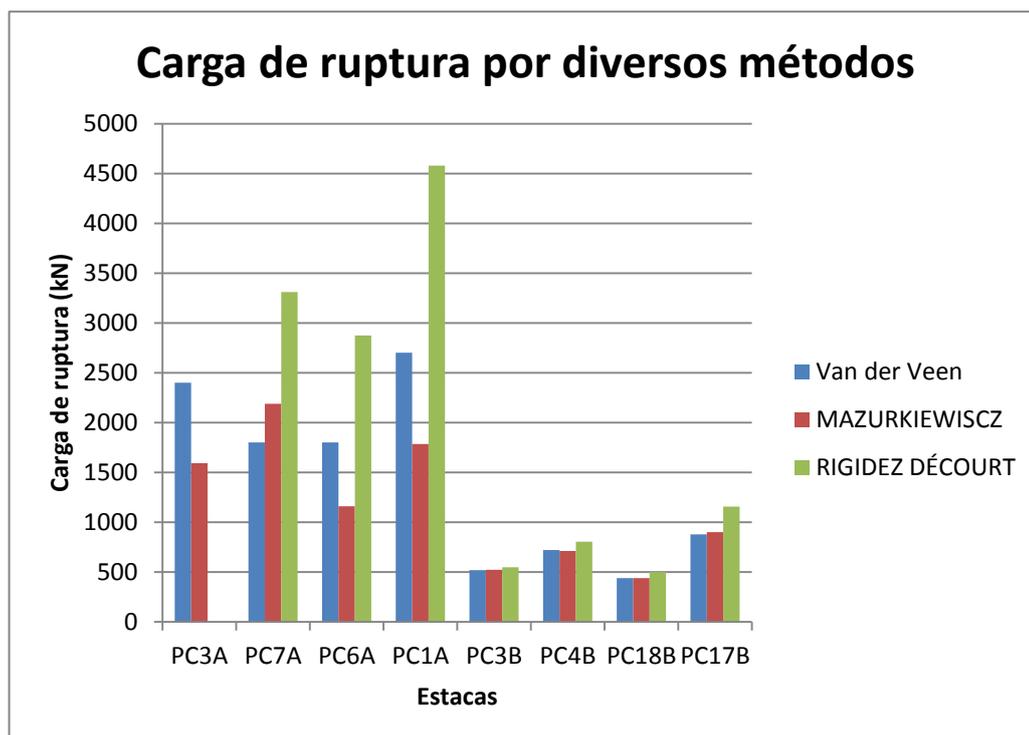


Figura 4-20 Carga de ruptura das estacas obtidas por diversos métodos

Todos os métodos se aproximam da média para valores coesivos, porém há uma diferença nos percentuais encontrados em relação à média para os solos coesivos.

Tabela 4-5 Percentagens dos métodos em relação à média das estimativas

Porcentagens das estimativas em relação a média das estimativas				
Estacas	Média estimativas (kN)	AOKI-VELLOSO	DÉCOURT-QUARESMA	TEÓRICO
PC3A	2619,19	125%	88%	87%
PC7A	2445,71	130%	79%	91%
PC6A	2589,92	106%	63%	131%
PC1A	3952,26	108%	82%	110%
PC3B	580,31	106%	80%	115%
PC4B	735,21	119%	69%	112%
PC18B	497,57	120%	82%	99%
PC17B	870,94	128%	71%	101%

Tabela 4-6 Percentagens das extrapolações em relação à sua média

Porcentagens das extrapolações em relação a sua média				
Estacas	Média das extrapolações (kN)	MAZURKIEWISK	Van der Veen	RIGIDEZ DÉCOURT
PC3A	1996,00	80%	120%	0%
PC7A	2432,49	90%	74%	136%
PC6A	1945,40	60%	93%	148%
PC1A	3021,50	59%	89%	152%
PC3B	529,52	99%	98%	103%
PC4B	746,10	96%	97%	108%
PC18B	460,48	96%	96%	109%
PC17B	979,56	92%	90%	118%

Na Figura 4-21 e 4-22 fica evidenciado o comportamento previsto para as estacas executadas em solos coesivos que apresentam a maior parcela da sua capacidade de carga associada à resistência por atrito lateral, apresentando pouca ou quase insignificante resistência de ponta, sendo por isso são denominadas estacas flutuantes. O oposto é percebido para estacas instaladas nos solos granulares em que predomina a resistência de ponta, por isso denominadas de estacas de ponta.

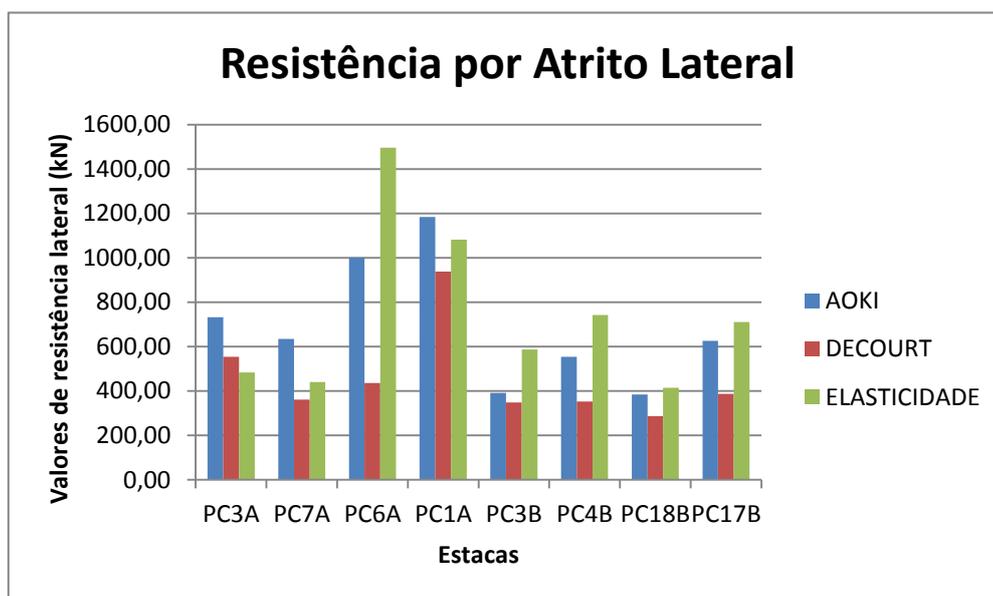


Figura 4-21 Resistência lateral das estacas por diversos métodos

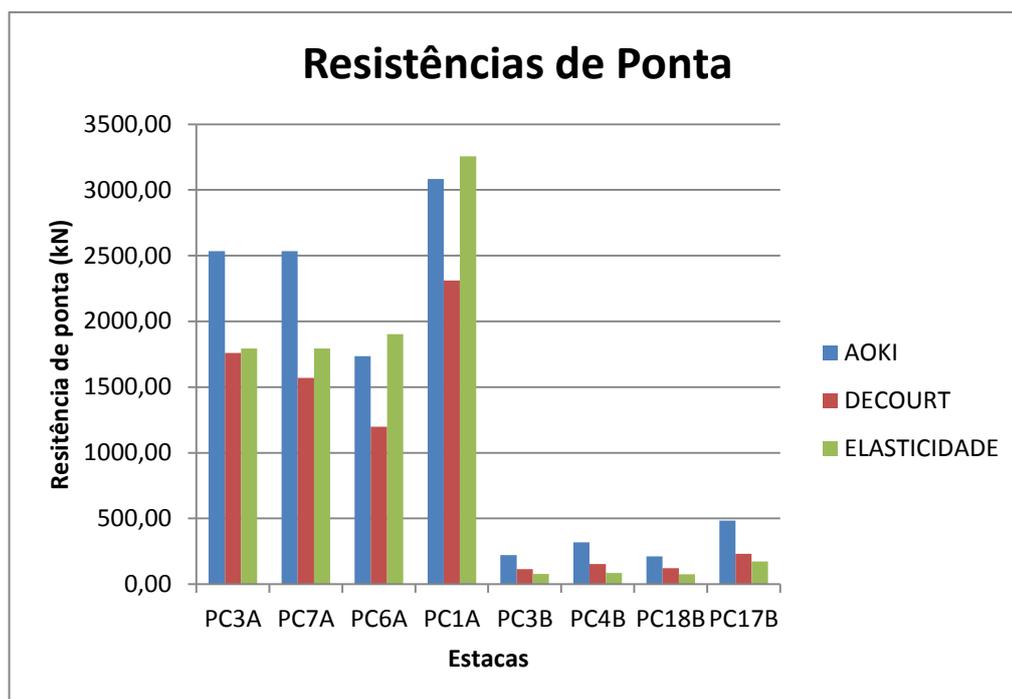


Figura 4-22 Resistência de ponta das estacas por diversos métodos

Abaixo são exibidos os gráficos das curvas carga-recalque obtidas por extrapolações pela NBR 6122/2010 e Van der Veen (1953), juntamente com a curva obtida pelo método simplificado de Poulos e Davis (1980) e a curva carga-recalque real. Essas curvas visam projetar o comportamento do recalque da estaca para valores até a ruptura.

O gráfico gerado pelo método simplificado de Poulos e Davis (1980) demonstra recalques bem mais elevados para pequenas variações de carga, em especial no caso dos solos granulares. Isso se deve principalmente aos altos valores encontrados para capacidade de carga pelo método da elasticidade os quais são empregados na elaboração da curva. O que não ocorre para os solos coesivos que apresentam desempenho semelhante à curva obtido por Van der Veen (1953).

A NBR 6122/2010 toca os gráficos geralmente em pontos entre 10 e 20mm, esse critério visa reduzir assim a carga de ruptura a ser adotada e também recalques excessivos.

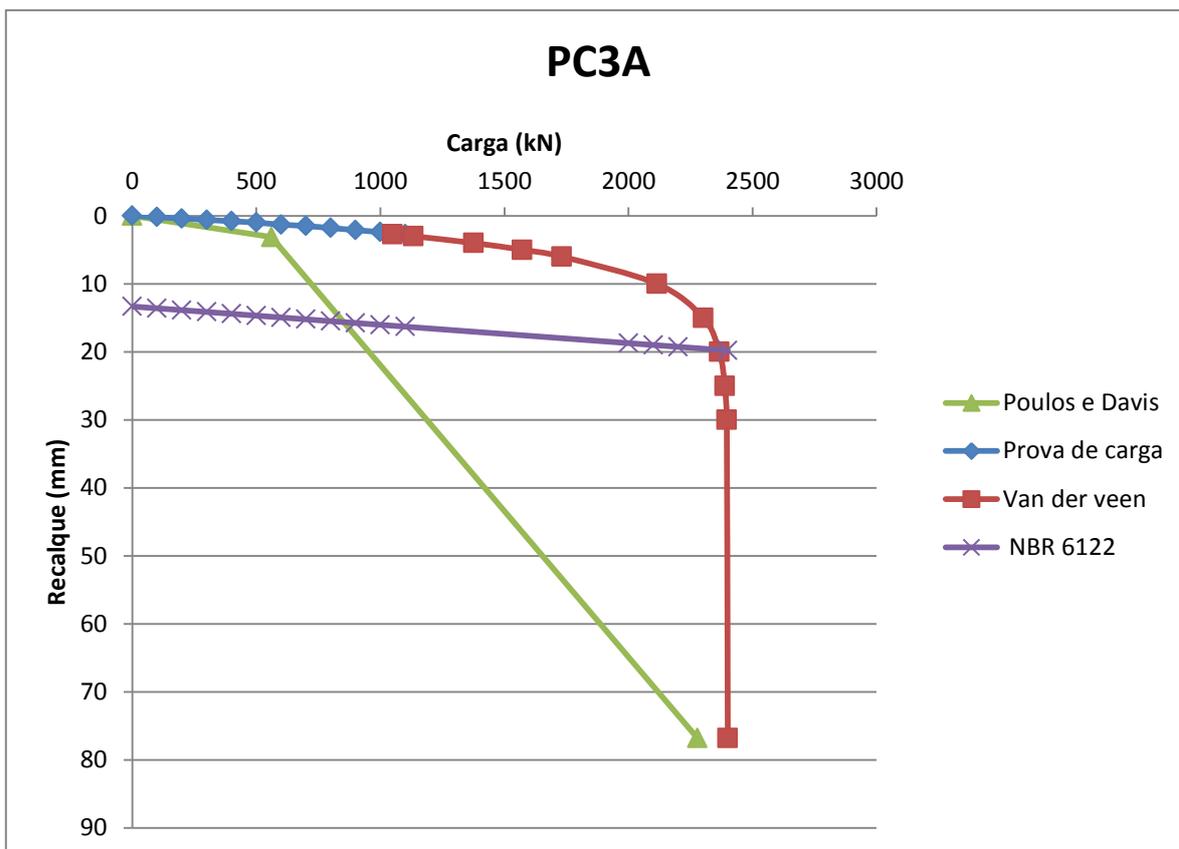


Figura 4-23 Gráfico da curva-recalque da estaca PC3A e extrapolação por diversos métodos

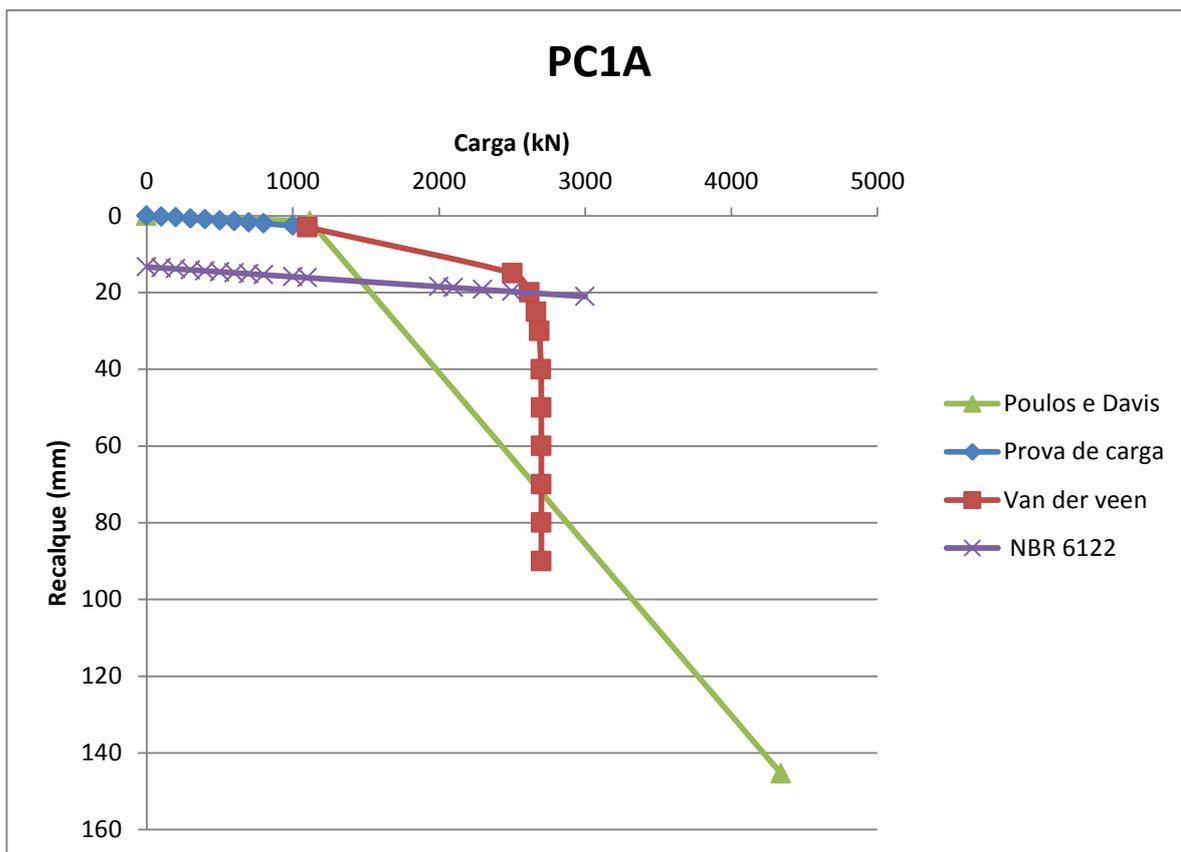


Figura 4-24 Gráfico da curva-recalque da estaca PC1A e extrapolação por diversos métodos

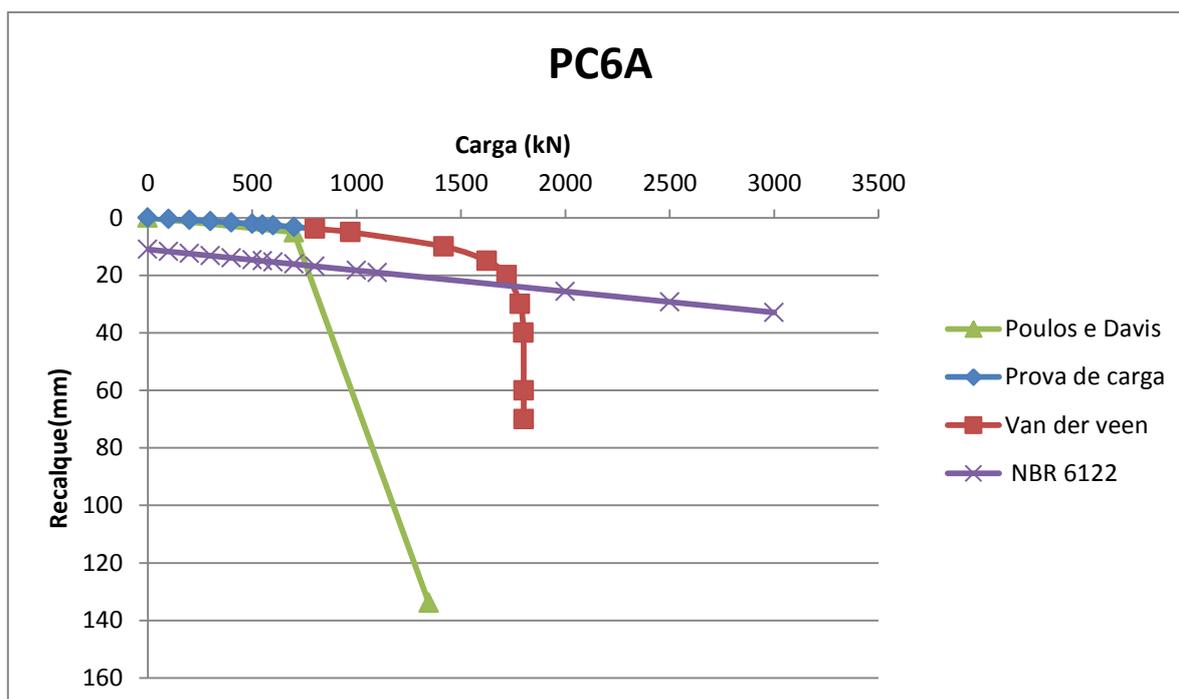


Figura 4-25 Gráfico da curva-recalque da estaca PC6A e extrapolação por diversos métodos

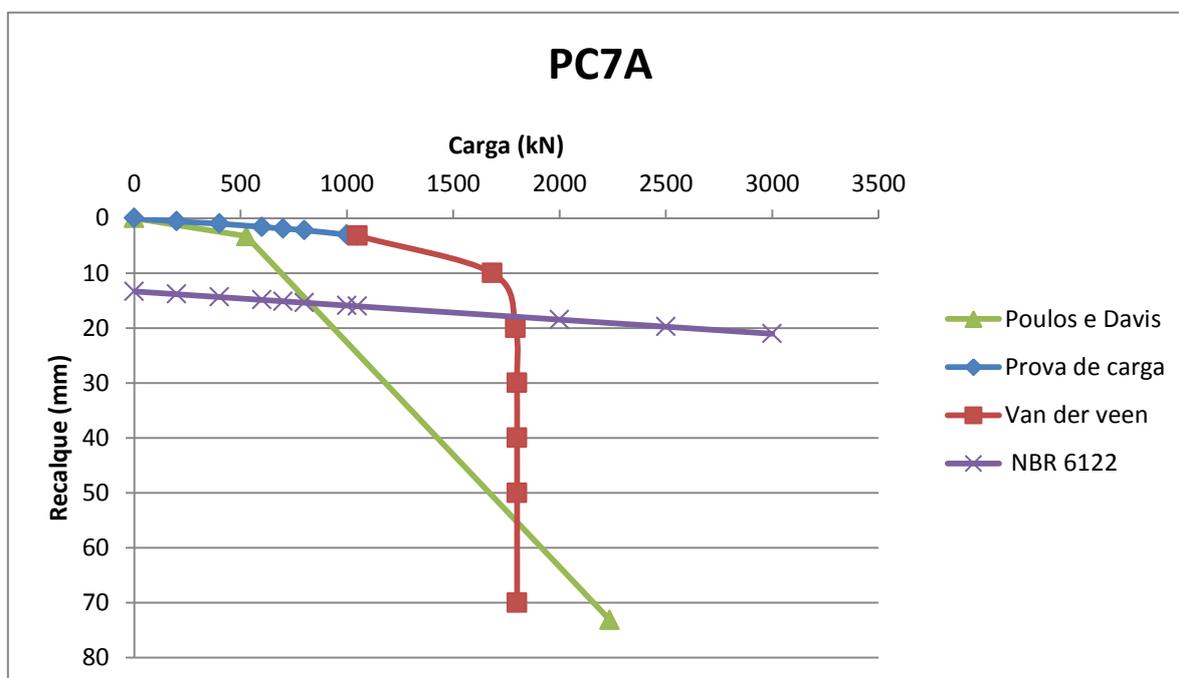


Figura 4-26 Gráfico da curva-recalque da estaca PC7A e extrapolação por diversos métodos

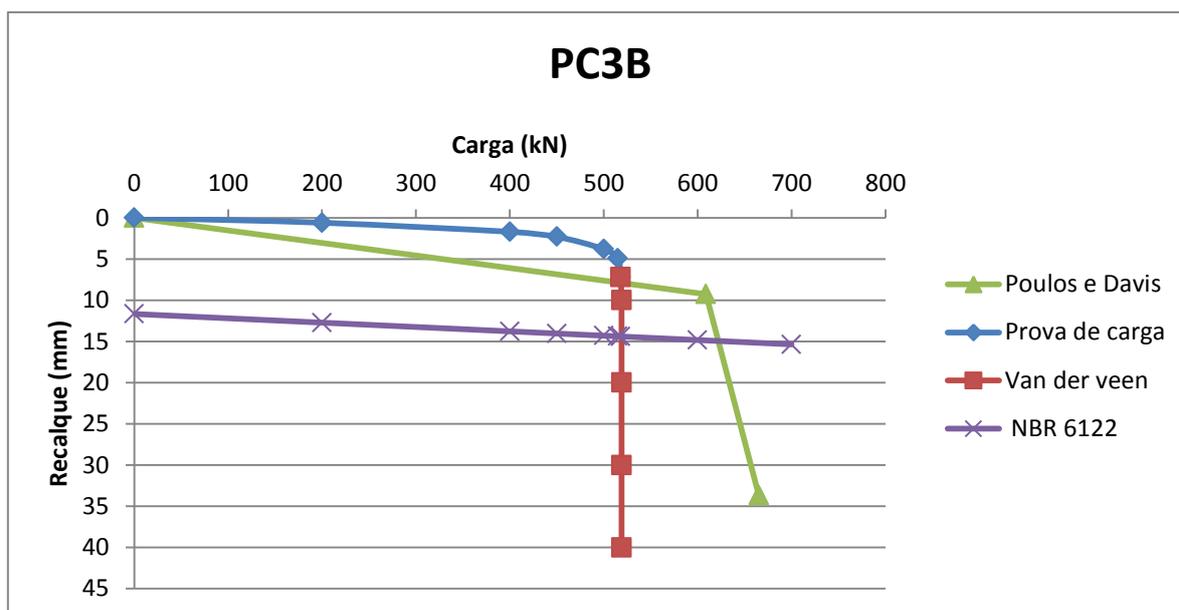


Figura 4-27 Gráfico da curva-recalque da estaca PC3B e extrapolação por diversos métodos

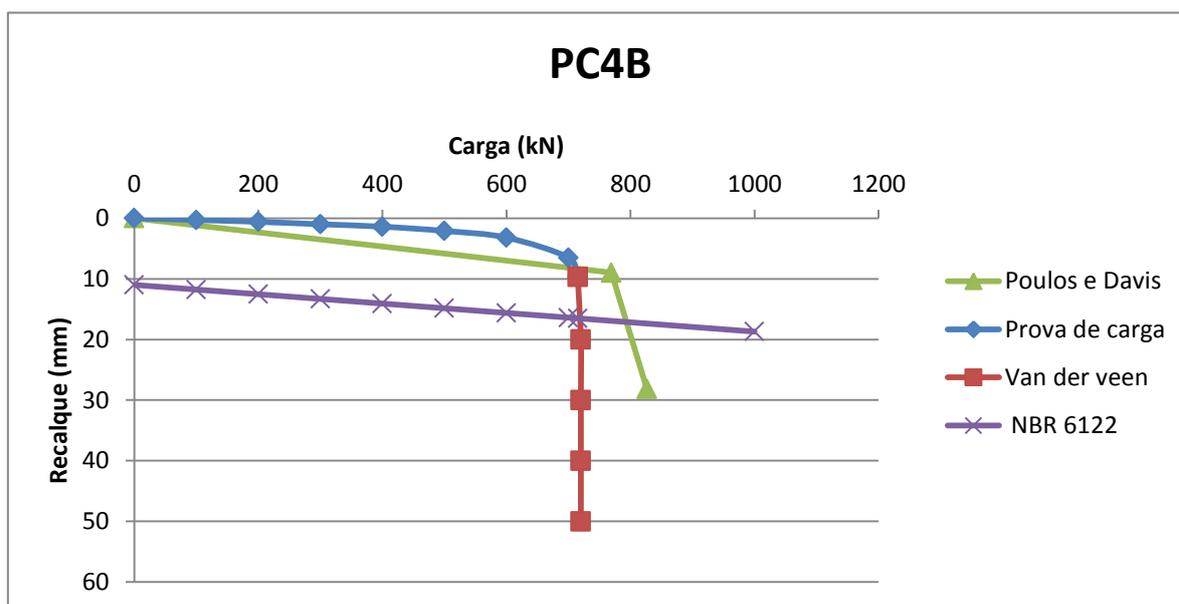


Figura 4-28 Gráfico da curva-recalque da estaca PC4B e extrapolação por diversos métodos

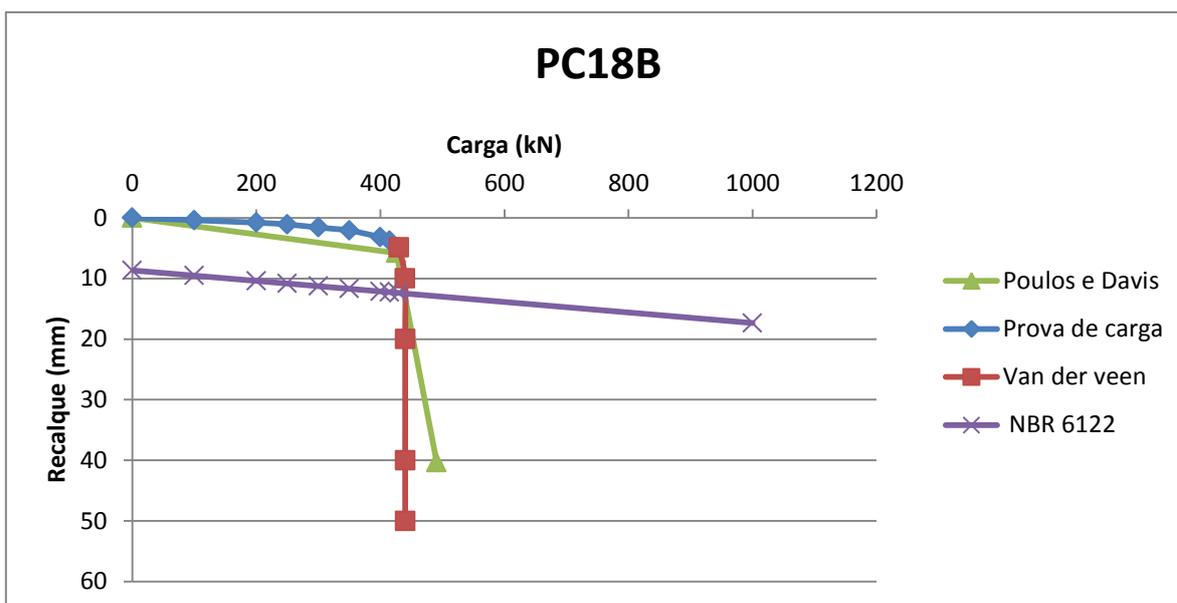


Figura 4-29 Gráfico da curva-recalque da estaca PC18B e extrapolação por diversos métodos

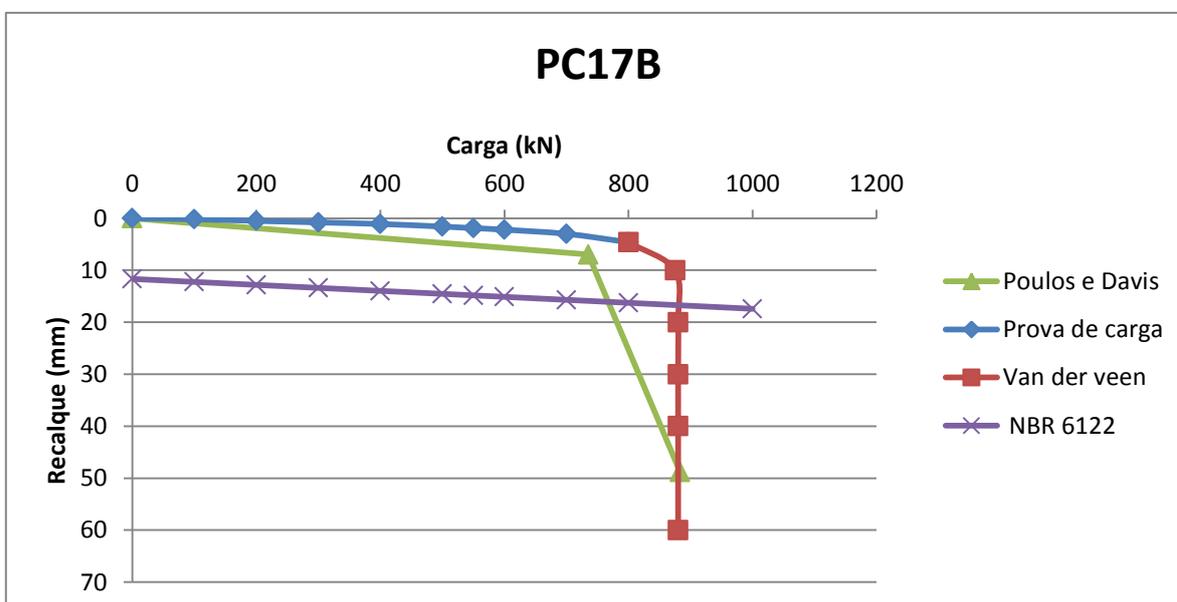


Figura 4-30 Gráfico da curva-recalque da estaca PC17B e extrapolação por diversos métodos

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

As análises aqui feitas se realizaram 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 do tipo SML, 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.

A extrapolação pela NBR 6122/2010 para obtenção da carga de ruptura só se faz possível quando existem recalques mais acentuados e a prova de carga é executada até valores próximos à ruptura. A norma prevê até o valor de duas vezes a carga admissível da estaca. De tal forma que esse método de extrapolação só foi utilizado para efeito de comparação com as curvas extrapoladas por Van der Veen (1953) e o método simplificado de confecção da curva carga-recalque de Poulos e Davis (1980).

Diante dos resultados e análises feitas no Capítulo 4, pode-se perceber que, dentre os métodos apresentados, o método de Aoki-Velloso (1975) foi o que mais se distanciou dos resultados obtidos por extrapolação por Van der Veen (1953) e Mazurkiewisz (1972), porém se aproximou do método da rigidez de Décourt (1996). Esses dois últimos métodos se mostraram como os dois mais ousados na previsão da carga de ruptura das estacas, principalmente quando estamos falando de estacas executadas em solos granulares; já para solos argilosos os valores não se distanciam tanto da média.

Considerando a média como um parâmetro de comparação, poderíamos dizer que o método de Aoki-Velloso (1975) está superestimando os valores da carga de ruptura indo contra a segurança, enquanto o método de Décourt-Quaresma a favor da segurança, porém contra a economia. Enquanto o método teórico se mostrou contra a segurança em alguns casos e em outros bem próximos do valor limite, sendo assim a favor da economia.

Pela tabela dos métodos de extrapolações, pode-se perceber uma aproximação entre os valores para as estacas instaladas em solos argilosos, o mesmo não é verificado para os solos granulares. Outro fato a ser destacado é que o critério de Rigidez de Décourt (1996) apresentou valores bem superiores à média.

Dos métodos de extrapolação utilizados, considera-se a extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) como o ajuste mais adequado ao comportamento da curva carga-recalque em que uma função exponencial é ajustada aos dados obtidos na prova de carga. Essa curva é a que mais se assemelha ao comportamento da estaca quando submetida a um carregamento axial, quando a curva se aproxima da ruptura.

Diante disso, o método de Décourt-Quaresma (1978) por ser aquele que mais se aproxima da extrapolação de Van der Veen (1953) seria considerado o mais confiável para estimativas de cargas de ruptura de estacas em qualquer tipo de solo.

Os métodos, de uma maneira geral, apresentaram bom desempenho na estimativa de carga de ruptura para estacas executadas em solos coesivos. Em contrapartida, os valores encontrados para solos granulares por diversos métodos demonstraram divergências na previsão da resistência a ser considerada no dimensionamento das estacas.

Sugestões para futuras pesquisas

- Realizar todos os ensaios necessários à obtenção dos parâmetros dos solos e proceder ao dimensionamento, para em seguida comparar com o dimensionamento quando estes parâmetros são correlacionados com o SPT.
- Realizar mais ensaios de prova de carga e fazer um levantamento estatístico dos valores de carga de ruptura obtidos por prova de carga e valores estimados pelos métodos teóricos e semiempíricos para estacas executadas em solos granulares e identificar qual o método mais confiável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6118/2007. Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6122/2010. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6484/2001. Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12131/2006. Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

Amann, Kurt André Pereira (2010) Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas / K.A.P. Amann. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. -- São Paulo, 2010. 2 v.

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.

Berezantzev, V. G., Khristoforov, V.; Golubko, V. 1961. Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundation. Proc. 5th Int. Conf. S.M & F.E., vol 2 : 11-15.

Cintra, José Carlos A.; Nelson Aoki (2010) Fundações por estacas: projeto geotécnico, São Paulo: Oficina de Textos, 96p.

Decourt,L; Quaresma, A. R. (1978) Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, VI, Rio de Janeiro. Anais, 1978. v.1, p.45-53.

Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez. In: 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, v.20, 1996, 10p.

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.

Godoy, N.S. (1972) Fundações. Notas de Aula, Curso de graduação, Escola de Engenharia de São Paulo- USP, 1972.

Godoy, N.S. (1983) Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP.

Kerisel, J (1961) Foundations profondes em Milieu Sableux. 5th International Conference. S. M. F. E., vol 2: 73-83.

Kishida, h. 1967. Ultimate Bearing Capacity of Piles Driven into Loose Sand. Soil and Fnds., vol 7, nº 3: 20-29.

Mazurkiewicz, B.K. (1972) Test Loading of Piles According to Polish Regulations, Royal Sw, Acad. Of Engineering Sciences. Stockholm. Comm. On Pile Research Report, nº35. 20p.

McClelland, B. (1974) Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures. Jnl. Geot. Eng. Div., ASCE, vol 100, nº GT7: 705-747, by Poulos, H.G.; Davis, E. H, John Wiley and Sons, New York, 411p.

Meyerhof, G.G., 1953, Some Recent Foundation Research and its Application to Design. Structural Engineering, v. 31, pp. 151-167, Londres.

Midlin (1936) In: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics (1974), by Poulos, H.G.; Davis, E. H, John Wiley and Sons, New York, 411p.

Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1980) Pile Foundation Analysis e Design, John Wiley and Sons, New York / USA, 357p.

Skempton, A. W. (1951) The bearing capacity of clays. In Building research congress,1951, London. Proceedings, 1951. v. 1. p. 180-189.

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; Godoy, N.S. (1996) Análise, projeto e execução de fundações rasas.In: Hachich et al. (eds.). Fundações: Teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996. P 227-264.

Tomlinson, M. J. (1957) The Adhesion of piles driven in clay soils.In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 4., 1957, London. Proceedings... London, 1958. V.2, p.66-71.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Ed. John Willey & 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, D.A.; Lopes, F.R. (2010) Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos. 528p.

Vesic, A. S. (1967) Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand. In: Symp. On bearing capacity and settlement of foundations, 1967, Durham, Duke University, USA. Proceedings, Durham, p 53-68.