



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO**

Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP

Marcella Maschietto Scallet

CAMPINAS
2011

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

Marcella Maschietto Scallet

**Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em
solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**

Dissertação de Mestrado apresentada à
Comissão de Pós-Graduação da Faculdade
de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo da Universidade Estadual de
Campinas, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil, na área de concentração de
Geotecnia.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Miriam Gonçalves Miguel

**CAMPINAS
2011**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

Sc46c Scallet, Marcella Maschietto
Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP / Marcella Maschietto Scallet. --Campinas, SP: [s.n.], 2011.

Orientador: Miriam Gonçalves Miguel.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Estacas de concreto. 2. Prova de carga. 3. Fundações. 4. Solos tropicais. 5. Capacidade de carga. I. Miguel, Miriam Gonçalves. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Behavior of bored piles of small diameter in collapsible and lateritic soil in the region of Campinas/SP

Palavras-chave em Inglês: Concrete piles, Load test, Foundations, Tropical soils, Bearing capacity

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestrado em Engenharia Civil

Banca examinadora: Antonio Belincanta, Gladis Camarini

Data da defesa: 24/01/2011

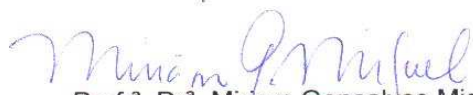
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO
DIÂMETRO EM SOLO LATERÍTICO E COLAPSÍVEL DA REGIÃO DE
CAMPINAS/SP**

Marcella Maschietto Scallet

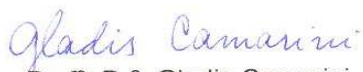
**Tese de Doutorado/Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora,
constituída por:**



**Prof^a. Dr^a. Mirjam Gonçalves Miguel
Presidente e Orientador(a)/Universidade Estadual de Campinas**



**Prof^o. Dr^o. Antonio Belincanta
Universidade Estadual de Maringá**



**Prof^a. Dr^a. Gladis Camarini
Universidade Estadual de Campinas**

Campinas, 24 de Janeiro de 2011

*À Deus que me abençôo ao longo dessa jornada,
me dando forças para eu não desistir.*

Aos meus pais Homero e Lúcia, todo incentivo,
amor, carinho, afeto e compreensão durante toda a
minha vida.

Ao meu marido Thyago, todo incentivo, paciência,
amor e compreensão, ao longo de toda essa
jornada.

Agradecimentos

À Prof^a. Dr^a. Miriam Gonçalves Miguel, orientadora dessa dissertação, pela confiança apostada em mim, pelos ensinamentos, apoio, paciência e amizade;

Ao Prof. Dr. Antonio Belincanta, por ter disponibilizado equipamento necessários para a realização das provas de carga e pela contribuição prestada na qualificação;

Aos Professores do Departamento de Geotecnia da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, pelos ensinamentos passados;

Ao técnico de laboratório do DGT da UNICAMP, Luis Eduardo Meyer (in memorian);

Às Funcionárias da Secretaria de Pós Graduação da FEC/UNICAMP, Paulerman Maria da Conceição Mendes, Selma da Conceição Lopes, Denilza Bispo dos Santos e Jéssica Caroline Barbosa Perucelo, pelo empenho, dedicação e compreensão;

À Prof^a Dr^a Gladis Camarini, pela contribuição prestada no exame de qualificação;

Aos funcionários do departamento de manutenção, Alberto Fontolan e Joel Gonçalves, pela ajuda na montagem das provas de carga;

Aos funcionários do laboratório de materiais, Marcelo Francisco Ramos, Rodolfo Bonamigo e Ademir de Almeida, pelo empréstimo e manutenção de equipamentos;

Aos meus amigos mestres e mestrandos, Débora Dias, Bárbara Nardi Melo, Emanuelle Fazendeiro Donadon e Julio César Beltrame Benatti, que estiveram ao meu lado em toda essa etapa de minha vida.

Aos colegas Roberto Balbas Gyure e Rodrigo Paiva Barreto, que me ajudaram na execução das provas de carga.

Ao Prof. Jair Massi Camacho, pelo incentivo.

À minha professora de inglês, Denise Matheus, pelos ensinamentos prestados e amizade.

À empresa HVS Fundação e Sondagem Ltda EPP, pelo patrocínio, empréstimo de equipamentos e funcionários ao trabalho.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPQ, pelo auxílio à pesquisa.

Ao Fundo de Apoio ao Ensino, à Pesquisa e à Extensão – FAEPEX, pelo auxílio à pesquisa.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela bolsa de mestrado.

Aos meus amigos, colegas de trabalho e familiares, que me apoiaram com carinho e conforto.

*“O valor das coisas não está no tempo em que elas
duram, mas na intensidade com que acontecem.
Por isso existem momentos inesquecíveis
coisas inexplicáveis e pessoas incomparáveis”.
(Fernando Pessoa)*

Resumo

SCALLET, MARCELLA MASCHIETTO. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP.** Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2011. 167 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2011.

Este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, submetidas a carregamentos axiais de compressão através de provas de carga estática realizadas no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações 2 da Unicamp. O CEMSF2 apresenta um perfil geológico cuja primeira camada é constituída de argila siltosa, coluvionar, laterítica e colapsível. Pretendeu-se avaliar as capacidades de carga e os recalques dessas estacas nas condições: a) sem pré-inundação e sem melhoria de ponta; b) sem pré-inundação e com melhoria de ponta, com o lançamento de um volume de 18 litros de brita 1 no fundo da estaca antes da concretagem; c) com pré-inundação e sem melhoria de ponta e d) com pré-inundação e com melhoria de ponta. Todas as estacas foram submetidas a dois carregamentos (ensaios e reensaos), sob uma mesma condição acima descrita. Foram instalados tensiômetros convencionais para a leitura das sucções matriciais do solo durante a realização das provas de carga. Através das curvas carga *versus* recalque foram definidas as capacidades de carga e as resistências ao atrito lateral e de ponta, por meio de métodos de interpretação dessas curvas com o solo sem inundação e pré-inundado por 48 horas, considerando as reduções dos valores da sucção matricial do solo, devido às duas condições de umidade. A capacidade de carga das estacas nos ensaios foi menor do que nos reensaos, para as estacas sem pré-inundação, devido ao aumento da resistência de ponta nos reensaos. Nas provas de carga com pré-inundação, em geral, não houve aumento de resistência de ponta dos ensaios para os reensaos. A resistência ao atrito lateral foi maior que a resistência de ponta em todas as provas de carga. O lançamento de brita 1 não trouxe melhorias na capacidade de carga. Reduções consideráveis na capacidade de carga foram observadas em função da pré-inundação do solo, sendo essas reduções mais expressivas para as estacas com melhoria de ponta.

Palavras-chave: Estacas de concreto, Prova de carga, Fundações, Solos tropicais, Capacidade de carga.

Abstract

SCALLET, Marcella Maschietto. **Behavior of bored piles of small diameter in collapsible and lateritic soil in the region of Campinas/SP.** Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2011. 167 p. Thesis (Master of Science) Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2011.

This paper aims to study the behavior of bored piles of small diameters, subjected to axial compression loads by static load tests carried out at the Field of Experimental Soil Mechanics and Foundation 2 at Unicamp. The CEMSF2 has a geological profile whose first layer is composed of silty clay, with coluvionar, lateritic, and collapsible features. This study intended to evaluate the load capacities and the settlements of these foundations in such conditions: a) without any pre-wetting nor improvement in the tip; b) without any pre-wetting but with a tip improvement, placing a volume of 18 liters of stones 1 in the base of the pile before concreting c) with pre-wetting but without tip improvement and d) with pre-wetting and tip improvement. All these piles were subjected to two loading (tests and retests), under the same test condition described above. Conventional tensiometers were installed to read the matric suctions of the soil during the performance of the load tests. Throughout the load *versus* settlement curves the load capacities and the strength to lateral friction and tip were defined using methods of interpretation of these curves with the soil without any pre-wetting and 48-hour-pre wetting, considering the reductions of the values of the soil matric suction due to two moisture conditions. The load capacity of piles in the tests was smaller than the one in the retests for the piles without any pre-flooding, due to the increase of the tip strength in the retests. In the load tests with pre-flooding, in general, there was not any increase of strength in the tip of the tests for the retests. The strength to the lateral friction was greater than the tip strength in all loading tests. The placing stones 1 did not result any improvement to the bearing capacity. Considerable reductions in bearing capacity were observed because of the pre-wetting soil, such reductions are more significant for the piles with improved tip.

Keywords: Concrete Piles, Load test, Foundations, Tropical soils, Bearing capacity.

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1. Perfuratriz mecânica.</i>	39
<i>Figura 2.2. Perfuratriz hidráulica.</i>	40
<i>Figura 2.3. Trado removido com solo.</i>	41
<i>Figura 2.4. Gráfico carga versus recalque com ruptura física.</i>	45
<i>Figura 2.5. Capacidade de carga (Pu).</i>	48
<i>Figura 2.6. Esquema de prova de Carga Estática (GONÇALVES, 2006).</i>	63
<i>Figura 2.7. Reação por caixão.</i>	66
<i>Figura 2.8. Reação por tirante.</i>	67
<i>Figura 2.9. Curvas carga versus recalque para recarregamento (Modificada MASSAD, 1992)</i>	70
<i>Figura 2.10. Carga de ruptura convencional (NBR 6122 / 1996).</i>	74
<i>Figura 2.11. Carga de ruptura segundo Van der Veen (1953).</i>	76
<i>Figura 2.12. Gráfico de rigidez. Fundações que não rompem.</i>	79
<i>Figura 2.13. Gráfico de rigidez. Fundações que rompem.</i>	79
<i>Figura 2.14. Método do MBM para estimativa de RL.</i>	80
<i>Figura 2.15. Estrutura de solo colapsível carregado sem e com pré-inundação do solo (GUTIERREZ et al, 2003a).</i>	84
<i>Figura 2.16. Prova de carga em solo colapsível.</i>	86
<i>Figura 3.1. Formações Geológicas Predominantes na Região de Campinas (www.sigrh.sp.gov.br)</i>	92
<i>Figura 3.2. Curvas Granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante</i>	96
<i>Figura 3.3. Gráfico Sucção Matricial versus Teor de Umidade Gravimétrico (Bonder, 2008).</i>	97
<i>Figura 4.1. Equipamento Perfuratriz CD-20.</i>	100

<i>Figura 4.2. Distribuição das estacas ensaiadas e das reações em planta.</i>	103
<i>Figura 4.3. Blocos de concreto.</i>	106
<i>Figura 4.4. Ensaio de abatimento do concreto.</i>	107
<i>Figura 4.5. Indutor de deformação.</i>	109
<i>Figura 4.6. Extensômetros de 50mm.</i>	110
<i>Figura 4.7. Prova de carga sem pré-inundação.</i>	111
<i>Figura 4.8. Prova de carga com pré-inundação.</i>	112
<i>Figura 5.1 Curvas carga versus recalque da estaca N2, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	119
<i>Figura 5.2. Curvas carga versus recalque da estaca N1, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	1119
<i>Figura 5.3. Curva carga versus recalque da estaca N3 sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	120
<i>Figura 5.4. Curvas carga versus recalque da estaca BN1 com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	120
<i>Figura 5.5. Curva carga versus recalque da estaca BN2 com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	121
<i>Figura 5.6. Curva carga versus recalque da estaca PI1, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	122
<i>Figura 5.7. Curva carga versus recalque da estaca PI2, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	122
<i>Figura 5.8. Curva carga versus recalque da estaca BPI1, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	123
<i>Figura 5.9. Curva carga versus recalque da estaca BPI2, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	123
<i>Figura 5.10. Curva rigidez versus carga da estaca N2, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	124
<i>Figura 5.11. Curva rigidez versus carga da estaca N1, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	125
<i>Figura 5.12. Curva rigidez versus carga da estaca N3, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo</i>	125

<i>Figura 5.13. Curva rigidez versus carga da estaca BN1, com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	126
<i>Figura 5.14. Curva rigidez versus carga da estaca BN2, com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	126
<i>Figura 5.15. Curva rigidez versus carga da estaca PI1, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	127
<i>Figura 5.16. Curva rigidez versus carga da estaca PI2, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	127
<i>Figura 5.17. Curva rigidez versus carga da estaca BPI1, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	128
<i>Figura 5.18. Curva rigidez versus carga da estaca BPI2, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	128
<i>Figura 5.19. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca N2 (PC2), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	132
<i>Figura 5.20. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca N1 (PC4), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	133
<i>Figura 5.21. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca N1 (PC5), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	133
<i>Figura 5.22. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca N3 (PC10), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	134
<i>Figura 5.23. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca N3 (PC11), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	134
<i>Figura 5.24. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BN1 (PC6), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	135
<i>Figura 5.25. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BN1 (PC7), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	135
<i>Figura 5.26. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BN2 (PC8), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	136
<i>Figura 5.27. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BN2 (PC9), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.</i>	136

<i>Figura 5.28. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca PI1 (PC12), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	137
<i>Figura 5.29. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca PI1 (PC13), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	137
<i>Figura 5.30. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca PI2 (PC14), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	138
<i>Figura 5.31. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca PI2 (PC15), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	138
<i>Figura 5.32. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BPI1 (PC16), com brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	139
<i>Figura 5.33. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BPI1 (PC17), com brita na ponta e com pré-inundação do solo.</i>	139
<i>Figura 5.34. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BPI2 (PC18), com brita na ponta e com pré-inundação do da estaca.</i>	140
<i>Figura 5.35. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BPI2 (PC19), com brita na ponta e com pré-inundação do da estaca.</i>	140
<i>Figura 5.36. Variações da Sucção Matricial do solo versus Profundidade.</i>	146
<i>Figura 5.37. Relação entre Capacidade de Carga das fundações e a Sucção Matricial para as provas de carga sem pré-inundação.</i>	148
<i>Figura 5.38. Relação entre Resistência ao Atrito Lateral das fundações e a Sucção Matricial para as provas de carga sem pré-inundação.</i>	149
<i>Figura 5.39. Relação entre Resistência de Ponta das fundações e a Sucção Matricial para as provas de carga sem pré-inundação.</i>	150

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1. Tipos de estacas (VELLOSO & LOPES, 2010).</i>	34
<i>Tabela 2.2. Cargas nominais de estacas (CINTRA & AOKI, 1999).</i>	43
<i>Tabela 2.3. Coeficientes de transformação (SCHNAID, 2000).</i>	51
<i>Tabela 2.4. Coeficientes α e K (CINTRA & AOKI, 1999).</i>	52
<i>Tabela 2.5. Coeficiente C em função do solo (DÉCOURT, 1996).</i>	56
<i>Tabela 2.6. Valores de α em função do tipo de estaca e tipo de solo (SCHNAID, 2000).</i>	57
<i>Tabela 2.7. Valores de β em função do tipo de estaca e tipo de solo (SCHNAID, 2000).</i>	58
<i>Tabela 3.1. Valores dos Índices Físicos das amostras (Miguel et al , 2007a e b)</i>	94
<i>Tabela 3.2. Valores de Limites de Consistência (MIGUEL et al, 2007a).</i>	98
<i>Tabela 4.1. Características das estacas de Compressão.</i>	101
<i>Tabela 4.2. Características das estacas de Reação.</i>	102
<i>Tabela 4.3. Resumo das provas de carga.</i>	104
<i>Tabela 4.4 Profundidade dos tensiômetros convencionais.</i>	113
<i>Tabela 5.1. Provas de carga.</i>	117
<i>Tabela 5.2. Valores de Carga de Ruptura obtidos pelos Métodos: NBR 6122 (1996), Van der Veen (1953) e Rigidez (Décourt, 1998 e 2002a), na condição de sem pré-inundação do solo.</i>	129
<i>Tabela 5.3. Valores de Capacidade de Carga pelos Métodos de Van der Veen e Rigidez de Décourt, para as provas de carga sem pré-inundação.</i>	130
<i>Tabela 5.4. Valores de Capacidade de Carga obtidos pelos Métodos de Van der Veen e Rigidez de Décourt, para as provas de carga com pré-inundação.</i>	131
<i>Tabela 5.5. Valores de Resistência ao Atrito Lateral das provas de carga sem pré-inundação.</i>	141

<i>Tabela 5.6. Valores de Resistência ao Atrito Lateral das provas de carga com pré-inundação.</i>	142
<i>Tabela 5.7. Valores de Resistência de Ponta aprisionada</i>	143
Tabela 5.8. Valores de Capacidade de Carga, de Resistências Lateral e de Ponta das fundações ensaiadas sem pré-inundação.	144
Tabela 5.9. Valores de Capacidade de Carga e de Resistências Lateral e de Ponta das fundações ensaiadas com pré-inundação.	145
Tabela 5.10. Leituras nos Tensiômetros.	147
Tabela 5.11. Valores de Reduções da Capacidade de Carga e de Resistências ao Atrito Lateral e de Ponta.	151
Tabela 5.12. Valores de Carga Admissível à ruptura e seus recalques correspondentes das estacas ensaiadas sem pré-inundação.	152
Tabela 5.13. Valores de Carga e Recalque Admissíveis das estacas ensaiadas das provas de carga com pré-inundação.	153

LISTA DE SÍMBOLOS

A: área da seção transversal da estaca

A_p: área da seção transversal da ponta ou base do elemento

BN: estaca de compressão sem pré-inundação do solo e com brita

BPI: estaca de compressão com pré-inundação do solo e com brita

C: Fator correspondente ao tipo de solo na ponta da estaca

C/I: Ensaios com pré-inundação do solo

D: diâmetro do círculo circunscrito à estaca

D_{eq}: diâmetro equivalente

E: módulo de elasticidade do material da estaca

e: índice de vazios

F₁ : coeficiente de transformação em relação ao tipo de estaca

F₂: coeficiente de transformação em relação ao efeito escala entre a estaca e o cone do CPT

f_c: atrito lateral do ensaio CPT

f_{ck}: resistência à compressão característica do concreto

f_{sméd}: atrito/adesão médio do solo ao elemento estrutural de fundação

IP : índice de plasticidade

K: parâmetro depende do tipo de solo

L: comprimento da estaca

LL : limite de liquidez

LP : limite de plasticidade

ML-MH: siltes de média compressibilidade

n: porosidade

N : estaca de compressão sem pré-inundação do solo

N_L : valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste

N_p : valor médio de N_{SPT} na ponta da estaca

N_{SPT} : índice de resistência à penetração do ensaio SPT

P_{adm} : carga admissível

P_f : carga referente à ruptura física

PI : estaca de compressão com pré-inundação do solo

P_r : carga referente à ruptura convencional

P_u : capacidade de carga, carga de ruptura ou carga última

P_{u1} : capacidade de carga utilizando o método de Van der Veen

P_{u2} : capacidade de carga obtida pelo Método de Rigidez de Décourt

P_{uNBR} : capacidade de carga determinada pelo Método da NBR 6122(1996)

q_c : resistência de ponta do ensaio CPT

r : recalque

r_{adm} : recalque admissível

r_l : tensão de adesão ou atrito lateral

R : estaca de reação

R_L : resistência ao atrito lateral

R_{L2} : resistência ao atrito lateral pelo método de Rigidez de Décourt

R_{L1} : resistência ao atrito lateral pelo método de Van der Veen

R_p : resistência de ponta.

r_p : capacidade de carga do solo junto à ponta do elemento de fundação

S/I : Ensaios sem pré-inundação do solo

S_L : área lateral do fuste

S_r : grau de saturação

U : perímetro da seção transversal do fuste

X : índice de crescimento da carga com a deformação

α : Valores em função do tipo de estaca e tipo de solo

β : Valores em função do tipo de estaca e tipo de solo

$\gamma_{natural}$: valores de peso específico natural

$\gamma_{sólidos}$: peso específico dos sólidos

ω_{campo} : teor de umidade natural ou de campo

Ψ : sucção matricial do solo

σ_r : capacidade de carga do maciço de solo

LISTA DE ABREVIACÕES

CEMSF1: Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações 1

CEMSF2: Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações 2

SPT: Standard Penetration Test

CO2: gás carbônico

PC: prova de carga

CPT: Cone Penetration Test

IAG: Instituto Agrônomo de Campinas

IPT: Instituto de Pesquisas Tecnológicas

MBM: Métodos Brierley Modificado

GR: Gráfico da Rigidez

CPqD: Centro de Pesquisa e Desenvolvimento em Telecomunicações

CD: com defloculante

SD: sem defloculante

Tens: tensiômetro

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	25
1.1. Considerações Iniciais	25
1.2. Objetivos	29
1.3. Estruturação da Dissertação	30
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1. As Fundações	31
2.2. As Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro	37
2.3. Capacidade de carga de fundações por estacas	44
2.3.1. Capacidade de carga do elemento estrutural	46
2.3.2. Capacidade de carga do elemento de fundação	47
2.4. Métodos semi-empíricos	50
2.4.1. Método de Aoki & Velloso (1975)	50
2.4.2. Método de Décourt & Quaresma (1978)	54
2.5. Provas de Carga	58
2.5.1. Prova de Carga Estática	61
2.5.2. Ensaio de carregamento dinâmico	65
2.5.3. Prova de carga direta	66
2.5.4. Influência do recarregamento nas provas de carga	68
2.5.5. Critérios de ruptura	71
2.5.6. Método da NBR 6122 (1996)	73
2.5.7. Método de Van der Veen (1953)	75
2.6. Métodos de Interpretação da curva carga versus recalque	77
2.7. Solos Lateríticos	81
2.8. Solos Colapsíveis	83
2.9. Influência da sucção matricial no comportamento de fundações	88
3. A REGIÃO DE CAMPINAS/SP	91

3.1. Características sócio-econômicas	91
3.2. Aspectos geológicos da região de Campinas/SP	92
3.3. Campo experimental	93
4. MATERIAIS E MÉTODOS	99
4.1. Execução das estacas	99
4.2. Execução das provas de carga	108
4.3. Métodos utilizados para análise dos resultados	114
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	117
6. CONCLUSÕES	155

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

A engenharia geotécnica tem uma característica que a torna diferente de outras áreas da engenharia civil: o caráter de localidade, imposto pelas características de comportamento do solo e dos condicionantes geológicos de cada região.

O dimensionamento de fundações e demais obras geotécnicas correlatas é sempre embasado num modelo teórico e, sempre que possível, em avaliações práticas do seu comportamento. A finalidade é a verificação criteriosa da segurança da obra e da economia que está sendo obtida com determinados métodos ou considerações com relação ao projeto de fundações.

Uma parte essencial da boa funcionalidade de uma estrutura é a fundação, sendo que a avaliação do seu desempenho não é uma tarefa fácil. O estudo geotécnico de uma fundação requer um rigor na execução e no dimensionamento, pois ambos os fatores são fundamentais no seu comportamento. Para um dimensionamento correto, é necessário o conhecimento do comportamento da fundação, ou seja, da interação entre o elemento estrutural (estaca) e o maciço de solo que o envolve (CINTRA & AOKI, 1999). Modernamente, se aceita a idéia de que a questão da segurança de obras geotécnicas sofre grande influência do processo executivo. Portanto, o controle da qualidade na execução é fundamental para assegurar uma perfeita e segura transmissão ao solo das cargas que chegam à infraestrutura (CUNHA *et al*, 2002).

Os solos lateríticos, típicos de regiões tropicais, se apresentam com elevada porosidade, baixo grau de saturação, presenças de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio como agentes cimentantes e de minerais mais estáveis como o quartzo, a magnetita e a caulinita. Essas características são provenientes da intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações de água, mecanismo pedogenético denominado de lixiviação, que ocorre lentamente, atuando nas camadas superficiais bem drenadas, situadas acima do nível d'água. Os solos lateríticos muitas vezes apresentam comportamento colapsível.

Os solos colapsíveis se caracterizam por apresentar, quando em sua umidade de campo, estrutura com partículas ligadas por vínculos atribuídos à sucção e aos agentes cimentantes. Esta estrutura porosa e instável confere ao solo uma resistência adicional que pode ser rompida por agentes externos, em geral a água. Quando inundados e submetidos a um carregamento, os solos colapsíveis perdem esses vínculos e sofrem movimento relativo entre as partículas, gerando diminuição do seu volume, podendo levar ao colapso um elemento de fundação. Os solos colapsíveis se encontram no estado não saturado, com baixo grau de saturação ($< 60\%$), elevada porosidade ($\geq 40\%$) e elevado índice de vazios ($> 0,8$) (CINTRA, 2009).

A sucção do solo pode ser dividida em duas componentes, a osmótica e a matricial, sendo a sucção total a soma dessas duas componentes. A sucção osmótica depende da concentração química da água do solo, não sendo objetivo desse estudo. Já a matricial depende da estrutura, da composição e da umidade do solo e influencia diretamente o comportamento do mesmo, conseqüentemente, o comportamento das fundações nele implantadas.

No caso de fundações embutidas em solos lateríticos ou colapsíveis, o rigor no processo executivo e no dimensionamento deve ser dobrado, pois o comportamento dessas fundações se afasta muitas vezes dos modelos clássicos adotados e presentes na literatura técnico-científica. A execução de provas de carga em fundações se torna muitas vezes indispensável para se compreender o comportamento bastante peculiar que essas fundações apresentam quando embutidas nesses solos.

No estudo do comportamento de fundações por estacas em solos lateríticos e/ou colapsíveis devem ser levados em conta os seguintes aspectos:

- a) Elevada rigidez relativa do solo laterítico da primeira camada quando não saturada;
- b) Colapsibilidade desse solo, principalmente se as estacas estiverem embutidas totalmente nessa camada;
- c) Avaliação da resistência de ponta, em função de seu próprio processo executivo.

As estacas escavadas de pequeno diâmetro são definidas nesse trabalho como estacas tipo broca, conforme a NBR-6122 (1996), como sendo o tipo de fundação profunda executada por perfuração com trado manual ou mecânico, sem uso de revestimento. A concretagem é realizada com concreto plástico, confeccionado no próprio local ou concreto usinado, lançado da superfície com auxílio de funil.

Essas estacas são facilmente executadas em solos porosos, coesivos, situados em camadas de solo acima do nível d'água, em função da abertura do furo com trado não requerer revestimento. Essas vantagens promovem esse tipo de fundação como o mais comum para obras de pequeno e médio porte em parte da região de Campinas/SP.

No entanto, o dimensionamento dessas fundações, na grande maioria das vezes, é realizado de modo empírico, baseado na experiência dos profissionais da região, e em métodos semi-empíricos, sem critérios de cunho científico, o que culmina em projetos não otimizados e em fundações de comportamento incerto.

Os métodos semi-empíricos são baseados em parâmetros de resistência e de textura do solo oriundos de sondagens, sendo a mais usual a sondagem SPT (*Standard*

Penetration Test). Entretanto, esses parâmetros não são capazes de classificarem alguns comportamentos dos solos, como a laterização e a colapsibilidade.

Parte da região de Campinas e do sudeste do Estado de São Paulo está assente sobre solos lateríticos, raramente designados em boletins de sondagens. Esses solos apresentam comportamentos mecânicos e hidráulicos específicos, muitas vezes ignorados pelos profissionais geotécnicos e, portanto, não levados em conta na análise dos projetos de fundação.

Os solos lateríticos, em sua grande maioria, podem apresentar colapsibilidade, o que deveria tornar os projetos de fundações mais rigorosos, todavia, esse comportamento é geralmente negligenciado pelos projetistas regionais, pondo em risco a funcionalidade da obra.

Além de todas essas questões, expõe-se o fato de que provas de carga em fundações não são usadas com frequência em obras na região de Campinas/SP, devido à falta de sugestão ou determinação do engenheiro responsável pelo projeto, ao elevado custo e aos prazos de execução, que às vezes acabam se estendendo.

Diante do exposto sobre a prática geotécnica na região de Campinas/SP, torna-se importante realizar estudos científicos que possam exhibir o real comportamento das fundações da região, em especial, aquelas em estacas escavadas, devido a sua popularidade e adequabilidade econômica nos perfis de solo regionais, principalmente naqueles onde estão presentes comportamentos específicos, como a laterização e a colapsibilidade.

Dessa maneira, podem-se criar reflexões sobre a prática regional no que se refere aos projetos e execução de fundações, visando suas melhorias e bom desempenho, além da redução de custos e uso de materiais naturais.

1.2. Objetivos

Pretendeu-se com esse trabalho obter informações sobre o comportamento de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro, com comprimento médio de 5m e diâmetro de 25cm, executadas em solo argilo-siltoso, coluvionar, laterítico e colapsível da região de Campinas/SP, na condição do solo sem e com pré-inundação por 48 horas e com monitoramento da sucção matricial em campo. Desse modo, procurou-se atingir os seguintes objetivos específicos:

- a) Estabelecer os parâmetros para a elaboração de projetos geotécnicos para a execução de estacas nas condições sem pré-inundação e com pré-inundação do solo por 48 horas;
- b) Verificar a influência da colapsibilidade do solo no comportamento dessas estacas, por meio da interpretação dos valores de sucção matricial em campo mediante tensiômetros convencionais;
- c) Verificar o comportamento dessas estacas submetidas a duas provas de carga estática, a primeira denominada de ensaio (primeiro carregamento) e a segunda de reensaio (segundo carregamento), a fim de obtenção da resistência de ponta, nas condições sem e com pré-inundação do solo por 48 horas;
- d) Verificar a influência do lançamento de brita 1 no fundo do fuste como melhoria de ponta para essas fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro, nas condições sem e com pré-inundação do solo por 48 horas.

1.3. Estruturação da Dissertação

O texto dessa dissertação está organizado em 5 capítulos. O capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema, justificando a motivação de seu estudo e ilustrando seus objetivos gerais e específicos.

O capítulo 2 contempla o levantamento bibliográfico estudado durante toda a realização desse trabalho, focando conceitos a respeito de fundações profundas, de métodos de estimativa de capacidade de carga, de normas de provas de carga, da influência do recarregamento nas provas de carga, da problemática do comportamento de fundações em solos lateríticos e colapsíveis, dos métodos de Interpretação da curva carga *versus* recalque e por fim da influência da sucção matricial no comportamento de fundações.

O capítulo 3 apresenta a região de Campinas/SP quanto às suas características sócio-econômicas e aos aspectos geológicos, e características geotécnicas do perfil de solo estudado. Além disso, esse capítulo apresenta os materiais e métodos utilizados para as execuções das estacas escavadas de pequeno diâmetro e das provas de carga, propostas nesse trabalho.

No capítulo 4 são apresentados os resultados experimentais obtidos pelas provas de carga e acompanhados de discussões e análises dos mesmos.

As conclusões do trabalho e a síntese das análises dos resultados obtidos estão colocadas no capítulo 5.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. As Fundações

As fundações são parte da estrutura, encarregadas de absorver as solicitações provenientes da superestrutura e transmiti-las ao maciço de solos e/ou rocha, de forma a garantir segurança, economia, confiabilidade e durabilidade requeridas (BRANCO, 2006).

Segundo Joppert (2007), o custo de uma fundação varia entre 3% e 7% do custo total de uma obra, sendo essas porcentagens alcançadas com um projeto geotécnico viabilizando a solução mais econômica, uma criteriosa análise técnica e um controle de campo durante a execução das fundações.

As solicitações que as fundações recebem podem ser classificadas de acordo com Hachich, *et al* (1996):

- Ações Permanentes: acontecem ao longo da vida útil da obra (peso próprio, empuxos, esforços devido a recalques de apoios);
- Ações Variáveis: acontecem com valores que apresentam variações em média, significativas (uso da obra);
- Ações excepcionais: curta duração e com probabilidade de ocorrência ao longo da vida da obra (explosões, colisões, incêndio, enchentes e sismos).

As fundações podem ser classificadas como: superficiais (rasas ou diretas) ou profundas; podendo também ser executadas manualmente ou mecanicamente.

Segundo a NBR 6122 (1996), as fundações superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas na base da fundação, onde a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento estrutural de fundação, e são divididas em sapatas, blocos e radiers.

As sapatas são elementos de fundação de concreto armado, em que as tensões de tração existentes não são resistidas apenas pelo concreto, sendo necessário o uso de armadura. Os blocos são elementos de fundação em concreto simples, dimensionados de tal forma que as tensões de tração produzidas possam ser resistidas apenas pelo concreto, dispensando o uso de armadura. E finalmente, os radiers referem-se a elementos de fundação que recebem todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos.

Segundo a NBR 6122 (1996, item 3.8 da página 2), “fundações profundas são o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que esta assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3m”.

As fundações profundas resistem à carga proveniente do pilar através da resistência ao atrito lateral, proveniente do contato entre o fuste do elemento estrutural e o solo, e da resistência de ponta, sendo esta última, proveniente do contato da base (ou ponta) do elemento estrutural com o solo.

Segundo Cintra e Aoki (1999), o elemento isolado de fundação é o sistema composto pelo elemento estrutural e pelo maciço de solo que o envolve. Assim, o elemento estrutural constitui apenas parte da fundação, pois o maciço de solo que circunda o fuste do elemento estrutural e que serve de apoio à sua ponta ou base,

também faz parte do sistema.

Os elementos estruturais de fundações profundas podem ser divididos em estacas, tubulões e caixões. Os tubulões referem-se a elementos estruturais de fundação cilíndricos que na fase final de escavação do fuste, permitem a descida de operário para abertura ou limpeza da base. Os caixões são elementos estruturais de fundação de forma prismática, concretados na superfície e instalados por escavação interna.

As estacas são definidas conforme a NBR 6122 (1996, item 3.9 da página 2) como: “elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário”.

As estacas são elementos estruturais esbeltos, de dimensões transversais reduzidas quando comparadas ao comprimento, instalados no solo por cravação ou perfuração do mesmo, com a finalidade de suportar cargas verticais ou inclinadas e transmitir essas cargas para camadas mais profundas. As estacas são empregadas normalmente quando as propriedades das camadas superficiais do solo não permitem economicamente o emprego de fundações diretas ou rasas.

As estacas podem ser classificadas com relação ao material constituinte do elemento estrutural e quanto a sua execução, como apresentado (JOPPERT, 2007):

- a) Pré-moldadas (madeira, concreto e aço);
- b) Moldadas in-loco (Broca Mecânica, Strauss, Franki, Raiz, Hélice contínua, Barrete e Estacão).

Segundo Velloso & Lopes (2010), as estacas também podem ser classificadas segundo o efeito no solo (ou tipo de deslocamento) que provocam ao serem executadas, como:

a) “de deslocamento” – as estacas são introduzidas no solo através de um processo sem a retirada do solo, por exemplo, as estacas pré-moldadas (HACHICH *et al*, 1996);

b) “de substituição” – estacas escavadas em geral, o solo é removido do local que vai ser ocupado pela estaca (HACHICH *et al*, 1996);

c) “sem deslocamento”- estacas escavadas onde não há praticamente remoção do solo e/ou na ocasião da concretagem (VELLOSO & LOPES, 2010).

A Tabela 2.1 apresenta essa classificação, considerando a magnitude do deslocamento e o tipo de estaca.

Tabela 2.1. Tipos de estacas (VELLOSO & LOPES, 2010).

Tipo de Execução		Estacas
De deslocamento	Grande	Madeira
		Pré-moldadas de concreto
		Tubos de aço de ponta fechada
		Tipo Franki
		Microestacas Injetadas
	Pequeno	Perfis de aço
		Tubos de aço de ponta aberta (sem embuchamento na cravação)
		Estacas hélice especiais (deslocamento)
Sem deslocamento		Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação

		<i>Estacas raiz</i>
<i>De substituição</i>		<i>Escavadas sem revestimento ou com uso de lama</i>
		<i>Strauss</i>
		<i>Estaca hélice contínua em geral</i>

De acordo com a classificação clássica de Terzaghi & Peck (1967), as estacas podem ser classificadas em três grupos:

- a) Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis ou de compactação: transferem maior parte da carga por atrito lateral;
- b) Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade ou fundações em estacas flutuantes: transferem ao solo as cargas por atrito lateral, sem produzir compactação;
- c) Estacas de ponta: transferem cargas para uma camada de solo resistente a uma profundidade abaixo da base do elemento estrutural.

Em um projeto de fundações por estacas, devem ser levados em conta alguns aspectos na escolha do melhor tipo de estaca para cada obra (HACHICH *et al*, 1996). Esses aspectos são:

- a) Os esforços na fundação, diferenciação nos níveis das cargas nos pilares e a ocorrência de outros esforços (tração e flexão);
- b) As características do subsolo, diferenciando-se pela ocorrência de:

b.1) Argilas muito moles dificultando a execução de estacas de concreto moldadas in-loco;

b.2) Solos muito resistentes, compactos ou com pedregulhos, dificultando ou as vezes impedindo a cravação de estacas de concreto pré-moldadas;

b.3) Solos com matacões dificultando ou as vezes impedindo não só a cravação de estacas, mas também a execução de outros tipos de fundações;

b.4) A presença de água dificultando a execução de estaca de concreto moldadas in-loco com lama ou sem revestimento;

b.5) Aterros recentes em processo de adensamento sobre camadas de solos moles com existência significativa de atrito negativo, sendo as estacas mais indicadas aquelas mais lisas ou com tratamento betuminoso.

c) Características do local da obra:

c.1) Terrenos acidentados, dificultando o acesso de equipamentos pesados (bate-estaca);

c.2) Locais com pé-direito baixo (telhados e lajes) dificultando o acesso do equipamento;

c.3) Obras distantes, encarecendo o transporte do equipamento;

c.4) Ocorrência de lâmina de água, demandando em processos específicos de execução.

d) Características das construções vizinhas:

d.1) Tipo e profundidade das fundações;

- d.2) Existência de subsolos;
- d.3) Sensibilidade e vibrações;
- d.4) Patologias já instaladas.

Segundo Gotlieb (2008), a concepção de projetos de fundações deve se pautar no objetivo de se alcançar:

- a) Bom desempenho com a segurança adequada;
- b) Segurança adequada com a máxima economia.

2.2. As Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro

As estacas escavadas de pequeno diâmetro são definidas nesse trabalho como estacas tipo broca, conforme a NBR-6122 (1996, pág. 3) como: “tipo de fundação profunda executada por perfuração com trado e posterior concretagem” e, quanto ao processo executivo, podem ser executadas com trado manual ou mecânico, sem uso de revestimento. A concretagem é realizada com concreto plástico, confeccionado no próprio local ou concreto usinado, lançado da superfície com auxílio de funil. O uso desse tipo de estaca está limitado a terrenos de baixa a média consistência e compacidade e acima do nível de água.

A simplicidade, rapidez, ausência de vibração, garantia da geometria imposta pelo trado, alta produtividade, baixo custo e a limpeza da obra, proporcionados pela execução das estacas escavadas de pequeno diâmetro são os principais fatores que as promovem como o tipo de fundação mais comum para obras de pequeno e médio porte.

Porém, nota-se que, no processo executivo dessas estacas, não há uma preocupação com a limpeza do solo fofo que se deposita no fundo da estaca, devido ao trado não conseguir remover todo o solo escavado (BRANCO, 2006). Este solo fofo que se desprende das paredes do furo e se deposita no fundo proporciona uma diminuição da resistência de ponta dessas estacas, ou seja, sua capacidade de carga é garantida principalmente pela parcela do atrito lateral.

As estacas escavadas de pequeno diâmetro são facilmente executadas em solos porosos, coesivos, situados em camadas acima do nível de água, pois a abertura do furo com trado não requer revestimento (Figura 2.1). A execução dessas estacas, sempre provoca um desconfinamento do solo junto às paredes do fuste e à superfície da base, gerando uma diminuição da pressão total inicial, modificando as características originais dos materiais ao longo da profundidade. A resistência do solo diminui com o aumento de tempo de abertura do fuste, tornando-se menos resistentes devido ao alívio do estado de tensões (AOKI, 2000).

Segundo Branco (2006), nos Estados Unidos foram desenvolvidos equipamentos de perfuração rotativa montados sobre caminhão ou guindastes sobre esteiras, para execução de fundações do tipo escavada, onde uma haste quadrada, suspensa em um guincho com cabo, é guiada por uma plataforma giratória.

Para a execução das estacas escavadas de pequeno diâmetro, existem dois tipos de equipamentos (ABEF, 2004):

- a) Perfuratriz mecânica: Plataforma fixa com trado longo de aproximadamente 6,0m de comprimento e torre de aproximadamente 8,5 metros de altura. Executa estacas de até 12,0m de comprimento e diâmetros de 25, 30 e 40cm (Figura 2.1);



Figura 2.1. Perfuratriz mecânica.

- b) Perfuratriz hidráulica: Plataforma giratória montada sobre chassis de caminhão com trado curto de aproximadamente 1,5m de comprimento e torre de aproximadamente 12,0m de altura. Executa estacas de até 20,0m de comprimento e diâmetros variando entre 25 a 100cm (Figura 2.2).



Figura 2.2. Perfuratriz hidráulica.

As estacas escavadas de pequeno diâmetro, com trado mecânico, conhecidas também como “broca” conforme a NBR 6122 (1996), podem ser executadas por perfuratriz montada sobre caminhão, esteira ou torre e executadas da seguinte forma (JOPPERT, 2007):

- a) O trado helicoidal é posicionado no centro da estaca e centralizado com a ajuda dos patolamentos hidráulicos do equipamento;
- b) A perfuração é executada com trado helicoidal, através de um processo de descida e subida do trado;
- c) Na descida do trado, o solo é escavado;
- d) Na subida, o trado remove o solo escavado (Figura 2.3);

- e) Um funcionário com a ajuda de uma enxada retira constantemente o solo escavado ao redor da estaca, deixado pelo trado nas operações de subida do mesmo;
- f) Quando a perfuração estiver na cota desejada, faz-se a limpeza final e a proteção com uma tampa.



Figura 2.3. Trado removido com solo.

Para Tomlinson (1977), as estacas escavadas de pequeno diâmetro possuem vantagens e desvantagens:

- a) Vantagens
 - a.1.) O comprimento pode ser alterando durante a execução, se adequando ao tipo de terreno;

a.2.) Os solos removidos durante a execução das estacas podem ser inspecionados para serem comparados com ensaios de campo, anteriormente executado;

a.3.) Podem ser executadas em grandes profundidades;

a.4.) Não provoca barulhos e vibrações;

a.5.) Não ocorre risco de levantamento do terreno;

a.6.) Podem ser instaladas em locais com pé direito baixo.

b) Desvantagens

b.1.) Durante a concretagem em solos moles, pode acontecer o estreitamento ou estrangulamento do fuste;

b.2.) O concreto não pode ser inspecionado após concretagem;

b.3.) Não podem ser executadas abaixo do nível d'água.

Branco (2006) constata que estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas em solo residual e laterítico de Londrina/PR, apresentaram acúmulo de detritos de 30cm, na base da escavação. Para melhoria da resistência de ponta dessas estacas, o autor apresenta resultados com a ponta das estacas modificada por três tipos de procedimentos: limpeza da base do furo com caçamba, inserir solo melhorado na base do furo com adição de biocatalizador (produto que garante certa coesão das partículas de solo compactado, sua densificação, sua proteção contra a infiltração de umidade), e execução de uma bucha típica de estacas do tipo Strauss, constituída de brita, areia média e cimento, com leve umedecimento. Foi constatada, para os dois últimos procedimentos, densificação com aumento da resistência em amostras de solo coletadas abaixo da ponta das estacas.

Segundo Cintra & Aoki (1999), nas estacas escavadas a carga nominal (carga “admissível”) considerando-se apenas o elemento estrutural, em função da secção transversal do fuste e da tensão média do concreto empregado. Conforme catálogos de empresas e fabricantes ou executoras, as cargas nominais das estacas estão apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Cargas nominais de estacas (CINTRA & AOKI, 1999).

Tipo de estaca	Dimensão (cm)	Carga Nominal (kN)
<i>Broca Manual</i> <i>Tensão média fuste = 3,0 MPa</i>	<i>Ø 20</i>	<i>100</i>
	<i>Ø 25</i>	<i>150</i>
<i>Escavada com trado helicoidal</i> <i>(sem lama)</i> <i>Tensão média fuste = 4,0 MPa</i>	<i>Ø 25</i>	<i>200</i>
	<i>Ø 30</i>	<i>300</i>
	<i>Ø 35</i>	<i>400</i>
	<i>Ø 40</i>	<i>500</i>
	<i>Ø 45</i>	<i>650</i>
	<i>Ø 50</i>	<i>800</i>

2.3. Capacidade de carga de fundações por estacas

A capacidade de carga de fundações é a carga que provoca a ruptura do sistema (elemento estrutural e solo) e cujo valor é limitado pela resistência do elemento estrutural, sendo a capacidade de carga determinada pela ruptura física ou convencional (CINTRA & AOKI, 1999).

A capacidade de carga pode ser determinada por processos diretos e indiretos (HACHICH *et al*, 1996):

a) Processos diretos: os valores de tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste e na base são determinados através de correlações empíricas e/ou semi-empíricas com algum tipo de ensaio *in situ*;

b) Processos indiretos: os valores de resistência ao cisalhamento e de rigidez do solo, são determinados através de ensaios *in situ* e/ou laboratório, e a capacidade de carga é determinada por formulações teóricas ou experimentais.

As expressões “carga de ruptura” e “capacidade de carga” são equivalentes e se referem tanto à ruptura física quanto à ruptura denominada convencional.

A ruptura física está associada intuitivamente à concepção de ruína, ou melhor, uma ruptura catastrófica e irreversível (Figura 2.4). Na engenharia geotécnica considera-se que a ruptura física do solo (P_u) corresponde à carga (P) que, ao sofrer um ligeiro incremento de valor ($P + \Delta P$), provoca recalques (r) excessivos no elemento de fundação (gera um aumento “infinito” de recalque), podendo ser representada pela equação 2.1.

$$\Delta r \div \Delta p \equiv P_u \quad (2.1)$$

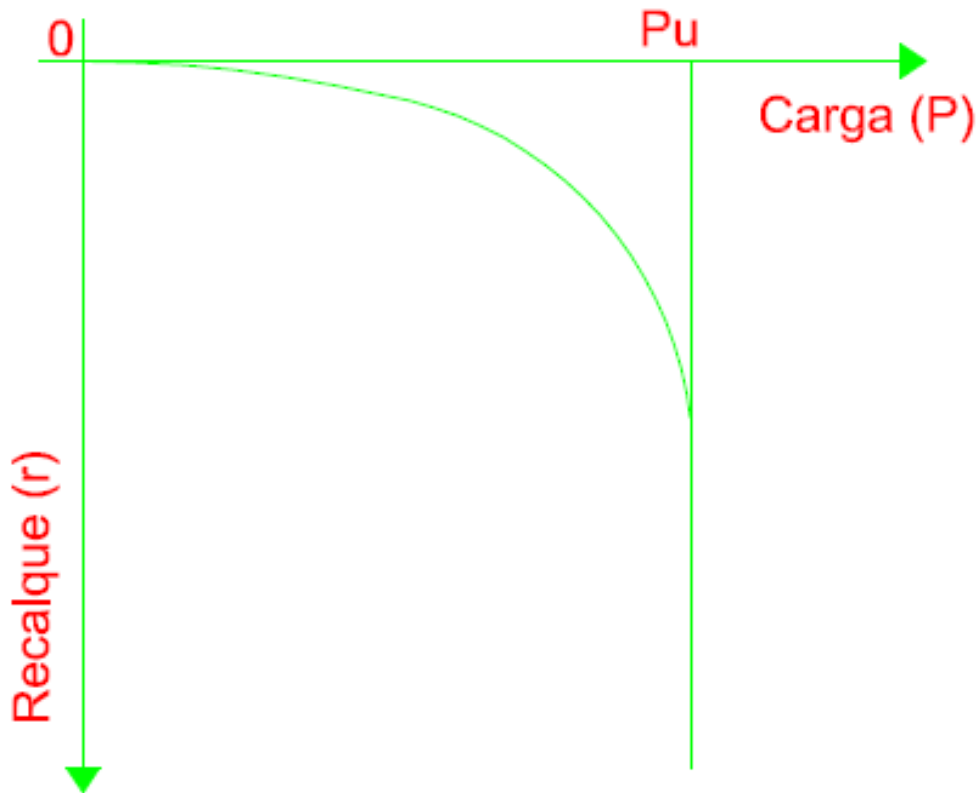


Figura 2.4. Gráfico carga versus recalque com ruptura física.

A ruptura convencional ocorre quando a curva carga *versus* recalque não indica nitidamente uma carga de ruptura e sim, um crescimento contínuo do recalque com a carga. Dessa maneira a carga de ruptura pode ser convencionalizada.

Entretanto, a carga de ruptura de uma fundação por estaca é definida através de um duplo critério estrutural e científico:

- a) Estrutural (resistência estrutural do material que compõe a estaca);
- b) Geotécnico (resistência do solo que lhe dá suporte).

O menor dentre estes dois valores corresponde à carga de ruptura do sistema estaca (elemento estrutural de fundação) e o maciço de solo.

Do ponto de vista estrutural, a carga admissível é definida pela segurança do elemento estrutural de fundação (CINTRA & AOKI, 1999).

A carga admissível de um elemento de fundação isolado do ponto de vista geotécnico é definida pelos recalques (verificação é feita por provas de carga ou cálculo por método consagrado, teórico ou semi-empírico) e pela segurança à ruptura (verificação feita através de cálculos ou verificação experimental em provas de carga estática).

2.3.1. Capacidade de carga do elemento estrutural

A verificação preliminar do estado-limite último do elemento estrutural recai na fixação de uma carga estrutural “admissível”, tendo em vista o tipo de estaca empregado, a NBR 6122 (1996). A recomendação feita às estacas escavadas de pequeno diâmetro (tipo broca) se encontra no item 7.8.5.4 da NBR 6122 (1996, pag. 20) que diz: “Para a fixação da carga estrutural admissível, não pode ser adotado f_{ck} superior a 15 MPa, adotando-se um coeficiente de minoração de resistência $\gamma_c = 1,8$, tendo em vista as condições de concretagem”.

2.3.2. Capacidade de carga do elemento de fundação

A capacidade de carga do elemento isolado de fundação (P_u), conforme Cintra & Aoki (1999), é a carga que provoca a ruptura do sistema, composto pelo elemento estrutural e o maciço de solo que o envolve, devendo-se, portanto, considerar também a limitação imposta pela resistência do próprio elemento estrutural.

Segundo Mascarenhas (2003), uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a esse carregamento pela resistência ao longo do seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas em sua ponta. Sua capacidade de carga é definida pela soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral e pela ponta simultaneamente.

Do ponto de vista geotécnico, de acordo com Cintra & Aoki (1999), para verificar a segurança à ruptura, é necessário determinar a capacidade de carga ou a carga de ruptura do maciço de solo que circunda o elemento estrutural de fundação e que lhe serve como camada de apoio. A capacidade de carga (P_u) de um elemento isolado de fundação profunda pode ser decomposta em duas parcelas, conforme a equação 2.2 e a Figura 2.5:

$$P_u \equiv R_L + R_p \quad (2.2)$$

Sendo:

- R_L : resistência lateral ao longo do fuste (por atrito ou adesão);
- R_p : resistência de ponta.

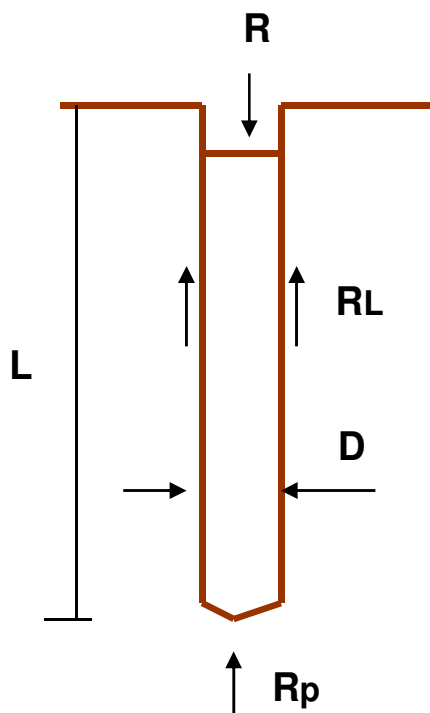


Figura 2.5. Capacidade de carga (P_u).

A parcela de resistência lateral (R_L) exprime o produto do atrito/adesão médio do solo ao elemento estrutural de fundação ($f_{sméd}$), pela área lateral do fuste do elemento (S_L), equação 2.3.

$$R_L = f_{sméd} \times S_L \quad (2.3)$$

No caso de estacas circulares, de diâmetro D e comprimento L , tem-se que a superfície lateral do fuste pode ser determinada pela seguinte equação: $S_L = \pi \times D \times L$.

Por outro lado, a resistência de ponta (R_p) é expressa pelo produto da capacidade de carga do maciço de solo (σ_r), que serve de apoio ao elemento estrutural

de fundação, pela área da seção transversal da ponta ou base do elemento (A_p), conforme equação 2.4:

$$R_p \equiv \sigma_r \times A_p \quad (2.4)$$

Na literatura, encontram-se algumas fórmulas teóricas, desenvolvidas na Mecânica dos Solos para estimativa de capacidade de carga, aplicáveis em casos muito específicos de solos puramente argilosos ou puramente arenosos.

Devido a esta grande limitação, aliando-se ao fato de que as fórmulas teóricas de capacidade de carga de fundação profunda normalmente não fornecem previsões confiáveis, diversos autores têm criticado a aplicação dessas fórmulas e sugerido os métodos semi-empíricos (baseados em correlações de resultados de ensaios *in situ*, ajustados com provas de carga).

Dentre os métodos semi-empíricos mais empregados no Brasil, para a previsão de capacidade de carga das fundações profundas, podem-se destacar: Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978).

2.4. Métodos semi-empíricos

2.4.1. Método de Aoki & Velloso (1975)

Segundo Schnaid, (2000) o Método de Aoki & Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de correlações entre os ensaios dinâmico (SPT) e estático (CPT).

No Método de Aoki & Velloso (1975), a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação é obtida pela soma das parcelas de resistência lateral (R_L) e de resistência de ponta (R_p). Considerando que o fuste atravessa n camadas de solo, a resistência de ponta e de atrito lateral, podem ser calculadas respectivamente pelas equações 2.5 e 2.6 (CINTRA & AOKI, 1999)

$$R_p = r_p \times A_p \quad (2.5)$$

- r_p : capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação;

- A_p : área da seção transversal da ponta;

$$R_L = U \sum_1^n (r_L \times \Delta_L) \quad (2.6)$$

- r_L : tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura Δ_L considerada;

- U : perímetro da seção transversal do fuste;

- n : número de camadas de solo existentes ao longo do fuste.

As tensões médias r_p e r_L são obtidas nos ensaios de penetração estática de carregamento do topo (CPT), pelas equações 2.7 e 2.8:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.7)$$

$$r_L = \frac{f_c}{F_2} \quad (2.8)$$

Onde:

- q_c : resistência de ponta do CPT;
- f_c : atrito lateral do CPT;
- F_1 e F_2 : coeficientes de transformação contemplando o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca e o cone do CPT (Tabela 2.3).

Tabela 2.3. Coeficientes de transformação (SCHNAID, 2000).

Tipo de estaca	F_1	F_2
<i>Franki</i>	<i>2,50</i>	<i>5,0</i>
<i>Metálica</i>	<i>1,75</i>	<i>3,5</i>
<i>Pré-moldada</i>	<i>1,75</i>	<i>3,5</i>
<i>Escavada*</i>	<i>3,50</i>	<i>7,0</i>

Para estacas escavadas, F_2 varia entre 4,5 e 10,5, dependendo do maior ou menor grau de perturbação introduzido no terreno pelo processo executivo empregado (CINTRA & AOKI, 1999).

Quando não é possível se medir o valor de f_c no ensaio de CPT, o mesmo pode ser estimado pela sua correlação com a resistência de ponta q_c , conforme equação 2.9, onde α é uma função do tipo de solo conforme Tabela 2.4:

$$f_c = \alpha \times q_c \quad (2.9)$$

Quando não for realizado o ensaio de CPT, o valor de resistência q_c pode ser estimado pela sua correlação com o índice de resistência à penetração (N) do ensaio de SPT, conforme equação 2.10, onde K depende do tipo de solo, conforme Tabela 2.4:

$$q_c = K \times N \quad (2.10)$$

Tabela 2.4. Coeficientes α e K (CINTRA & AOKI, 1999).

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4

<i>Silte argilo-arenoso</i>	<i>0,25</i>	<i>3,0</i>
<i>Argila</i>	<i>0,20</i>	<i>6,0</i>
<i>Argila arenosa</i>	<i>0,35</i>	<i>2,4</i>
<i>Argila areno-siltosa</i>	<i>0,30</i>	<i>2,8</i>
<i>Argila siltosa</i>	<i>0,22</i>	<i>4,0</i>
<i>Argila silto-arenosa</i>	<i>0,33</i>	<i>3,0</i>

Através desses coeficientes, as expressões de r_p e r_L podem ser reescritas pelas equações 2.11 e 2.12:

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (2.11)$$

$$r_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (2.12)$$

A partir de todos esses dados, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser determinada pela equação 2.13:

$$R = \frac{K \times N_p \times A_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) \quad (2.13)$$

A carga admissível é calculada com um fator de segurança global igual a 2 aplicado a um fator médio de capacidade de carga, conforme a equação 2.14 (CINTRA & AOKI, 1999).

$$P_{adm} \leq \frac{P_u}{2} \quad (2.14)$$

2.4.2. Método de Décourt & Quaresma (1978)

Devido à falta de segurança do meio técnico, em relação às fórmulas teóricas, na previsão de capacidade de carga em estacas, muitos autores têm sugerido métodos semi-empíricos, baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* (normalmente relaciona-se o índice de resistência à penetração, N_{SPT} , do ensaio SPT) e ajustados com provas de carga (NOGUEIRA, 2004).

O método de Décourt & Quaresma (1978) normalmente é adotado devido a sua grande popularidade no meio geotécnico brasileiro e à maior conveniência de aplicar sua formulação, com relação ao método de Aoki & Velloso (1975), também popular, mas que, no entanto, prescinde de parâmetros (F_1 e F_2) ainda não definidos para estacas escavadas no local de experimentação desse trabalho.

Este método estima a capacidade de carga apenas com os resultados do ensaio de SPT (SCHNAID, 2000).

Portanto, pela formulação de Décourt & Quaresma (1978), a capacidade de carga do elemento isolado de fundação profunda (P_u) é obtida pela soma das parcelas de resistência lateral (R_L) e de resistência de ponta (R_p), expressas nas equações 2.15 e 2.16 (CINTRA & AOKI, 1999):

$$R_L \equiv r_L \times S_l \quad (2.15)$$

$$R_p \equiv r_p \times A_p \quad (2.16)$$

Onde:

r_L : tensão de adesão ou atrito lateral determinado pelo valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), equação 2.17;

$$r_L = 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \text{ (kPa)} \quad (2.17)$$

N_L = NSPT médio ao longo do fuste

$N_L \leq$ para estacas de deslocamento

$N_L \leq$ para estacas Strauss e tubulões

$N_L \geq 3$

S_L : área lateral do fuste;

A_p : Área de ponta;

r_p : capacidade de carga do solo junto à ponta do elemento de fundação (equação 2.18)

$$r_p \equiv C \times N_p \quad (2.18)$$

Onde:

N_p : Valor médio de N_{SPT} na ponta da estaca, obtido por 3 (três) valores, o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente inferior e o imediatamente superior;

C: Fator correspondente ao tipo de solo na ponta da estaca, como se vê na Tabela 2.5.

Tabela 2.5. Coeficiente C em função do solo (DÉCOURT, 1996).

Tipo de Solo	C (kPa)
<i>Argila</i>	<i>120</i>
<i>Silte argiloso*</i>	<i>200</i>
<i>Silte arenoso*</i>	<i>250</i>
<i>Areia</i>	<i>400</i>

* Alteração de rocha (solos residuais)

A carga admissível à ruptura é calculada com um fator de segurança global igual a 2 aplicado a um fator médio de capacidade de carga, conforme equação 2.19 (CINTRA & AOKI, 1999).

$$P_{adm} \leq \frac{P_u}{2} = \frac{R_L + R_p}{2} \quad (2.19)$$

Dois coeficientes de segurança globais também são propostos por Décourt (1982), um para a parcela de atrito lateral e outro para a de ponta, sendo a carga admissível calculada pela equação 2.20:

$$P_{adm} \leq \frac{R_L}{1,3} + \frac{R_p}{4,0} \quad (2.20)$$

O valor de P_{adm} a ser considerado é o menor valor obtido nas expressões (2.19) e (2.20).

A formulação original de Décourt & Quaresma (1978) foi desenvolvida tomando como base as sondagens de simples reconhecimento (SPT) e resultados de prova de carga em estacas pré-moldadas de concreto. Para outros tipos de estacas, Décourt (1996) propõe a adoção de coeficientes α e β , a serem aplicados respectivamente através das tabelas 2.6 e 2.7, resultando desta maneira na equação geral 2.21:

$$P_u \equiv \alpha \times R_p + \beta \times R_L \quad (2.21)$$

Tabela 2.6. Valores de α em função do tipo de estaca e tipo de solo (SCHNAID, 2000).

Tipo de Solo	Escavada em Geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob pressão	Cravada
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*	1,0 ^x
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*	1,0 ^x
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*	1,0 ^x

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

^x Universo para o qual a correlação original foi desenvolvida.

Tabela 2.7. Valores de β em função do tipo de estaca e tipo de solo (SCHNAID, 2000).

Tipo de Solo	Escavada em Geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob pressão	Cravada
<i>Argilas</i>	0,80	0,90*	1,0*	1,50*	3,0*	1,0 ^x
<i>Solos Intermediários</i>	0,65	0,75*	1,0*	1,50*	3,0*	1,0 ^x
<i>Areias</i>	0,50	0,60*	1,0*	1,50*	3,0*	1,0 ^x

*Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

^x Universo para o qual a correlação original foi desenvolvida.

2.5. Provas de Carga

A prova de carga é o método mais realista para se avaliar o comportamento de um determinado elemento de fundação. Isso porque a prova de carga já leva em consideração as variáveis de processo executivo da estaca e bem como as particularidades do solo no local. Assim, qualquer interferência já está considerada. A normalização da obrigação das realizações das provas de carga, tem sido fonte de discussão bastante intensa nos meios envolvidos e não existe ainda uma conceituação final desse assunto (GOTLIEB, 2008).

Segundo Gotlieb (2008), sempre foi um ideal dos profissionais da área a verificação da capacidade de carga das fundações, por meio de ensaios diretos sobre as mesmas ou sobre o solo de apoio.

A grande maioria dos projetos de fundação profunda executados no Brasil é realizada baseando-se em dados adquiridos através de ensaios *in situ*, como o SPT (*Standard Penetration Test*). São raros os casos em que os ensaios de carregamento em campo em fundações são executados como uma maneira de validar e de direcionar as hipóteses de projeto. Em alguns casos, dependendo das características estratigráficas do subsolo, os resultados dos ensaios *in situ* não podem ser prontamente usados no projeto sem maiores suposições e extrapolações (CUNHA *et al*, 2003).

No Brasil, poucas obras de engenharia geotécnica adotam provas de carga como critério de projeto, por questões de custos e prazos envolvidos. Mas pode-se afirmar que a complexidade dos mecanismos de transferência de carga da estaca, as alterações das condições iniciais causadas pela execução do elemento de fundação e a heterogeneidade dos solos justificam a utilização de provas de carga, considerada a forma mais correta, eficiente e confiável na avaliação do comportamento da curva carga *versus* recalque e a determinação da carga de ruptura de estacas (DÉCOURT, 1996 & ALBUQUERQUE *et al*, 2004).

As provas de carga não fazem parte da rotina das obras de fundação no Brasil, e quando realizadas, geralmente a análise fica restrita a determinação ou estimativa da capacidade de carga da fundação. (CARVALHO *et al*, 2008).

A prova de carga é um dos procedimentos utilizados quando ocorrem dúvidas sobre a real condição das fundações no que se refere à sua capacidade de transferência de carga ao solo, também são usadas para verificar se os parâmetros que constam no projeto são os encontrados na prática, em termos gerais para comprovar o desempenho de uma fundação, sendo muito utilizada tanto na verificação do conjunto solo-elemento estrutural da fundação, como também para se verificar a capacidade de suporte do solo (SILVA *et al*, 2008).

De acordo com Albuquerque *et al* (2001), os principais motivos de execução de provas de carga são:

- a) Segurança contra a ruptura para certa carga admissível;
- b) Análise da integridade estrutural do elemento de fundação;
- c) Determinação da carga de ruptura;
- d) Obtenção do comportamento curva carga *versus* recalque.

A Norma NBR 6122 (1996) apresenta, como objetivo maior das provas de carga, a avaliação da deformação e da resistência de solo devido ao efeito de um carregamento.

Segundo Milititsky (1991), as provas de carga devem reproduzir as condições reais da fundação, nos aspectos referentes à geometria, à técnica construtiva e ao tipo de carregamento. Assim, podem prever o comportamento do elemento de fundação, depois de ser executado na obra.

Para interpretar uma prova de carga, a NBR 6122 (1996) menciona que devem ser avaliadas:

- a) Natureza do terreno;
- b) Velocidade de carregamento;
- c) Estabilização dos recalques.

Segundo Niyama *et al* (1996), as provas de carga garantem o desempenho dos elementos de fundação conforme o projeto, o que é de suma importância já que não é possível a visualização dos mesmos após a execução.

Entre os métodos existentes de previsão da capacidade de carga de estacas (estáticos, dinâmicos e provas de carga), os estáticos semi-empíricos são os mais utilizados pelos projetistas de fundação no Brasil, porém a melhor forma de analisar o

comportamento de fundações profundas é o ensaio de prova de carga. (ALONSO, 1991& STEPHAN, 2000).

Aoki (2000) recomenda que a quantidade mínima de provas de carga realizadas em uma obra seja entre seis e dezesseis para que os resultados sejam válidos em uma análise estatística.

As provas de carga podem ser divididas em três grupos:

- Prova de carga estática (estacas e tubulões) (NBR 12.131/2005);
- Ensaio de carregamento dinâmico (estacas) (NBR 13208/1994);
- Prova de carga direta sobre a superfície do terreno (NBR 6489/1984).

2.5.1. Prova de Carga Estática

Apesar da evolução dos métodos semi-empíricos para se prever a capacidade de carga de estacas, o meio mais confiável para se avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar é a prova de carga estática (ALLEDI & POLIDO, 2008).

A primeira utilização de provas de carga estática no Brasil ocorreu por volta de 1928, nas fundações do Edifício Martinelli em São Paulo. Mas a primeira prova de carga registrada com participação do IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A, foi realizada em Bauru em 1936. A primeira prova de carga realizada no Rio de Janeiro foi em 1942 no Instituto de Resseguros do Brasil (MELO, 2009).

Em 1951 foi publicada a primeira Norma Brasileira a NB-20, que prescreveu os ensaios em incrementos lentos de carga, permitindo a escolha das cargas admissíveis através da observação dos recalques, sendo essas técnicas aplicadas há quase 80 anos no Brasil. Atualmente norma que prescreve o método de prova de carga estática em estacas é a NBR 12.131(2005). De acordo com essa Norma, “a prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de tração ou compressão, ou transversais”.

A NBR 12.131(2005) se aplica a todos os tipos de estacas, verticais, inclinadas, inclusive a tubulões.

Segundo Fonseca (2006), para definir o número adequado de provas de carga para um determinado projeto de fundações, deve-se considerar:

- a) Variabilidade do terreno de fundação (em planta);
- b) Experiências documentadas do comportamento do mesmo tipo de estaca em situações semelhantes;
- c) Número total de estacas e dos tipos de fundação a dimensionar.

Mesmo a prova de carga estática sendo considerada a forma mais confiável de prever a capacidade de carga, o seu custo elevado proporciona um número muito limitado de ensaios, gerando pouca representatividade.

Uma prova de carga é constituída de dispositivos de aplicação de carga e um dispositivo para medições (Figura 2.6):

- a) Dispositivos de aplicação de carga.

Os dispositivos de aplicação de carga têm sido constituídos por:

a.1) Macaco hidráulico acionado por bomba manual ou elétrica;

a.2) Sistema de reação para as provas de carga, geralmente constituído de estacas de reação armadas ou tirantes, projetados com capacidade adequada à tração (50% superior à máxima carga prevista para a prova de carga), executadas apenas para atender à realização do ensaio.

b) Dispositivos para medições.

Os dispositivos de medições são constituídos de:

b.1) Manômetro ou células de carga, para as medidas das cargas aplicadas no topo da estaca, instalados no sistema de alimentação do macaco hidráulico. A utilização da célula de carga permite uma maior precisão dos resultados;

b.2) Extensômetros Mecânicos instalados num total de seis, sendo quatro instalados um em cada extremidade do bloco sobre as estacas de compressão e um em cada estaca de reação, permitindo-se leituras diretas com resolução em 0,01mm e são apoiados em vigas de referência.

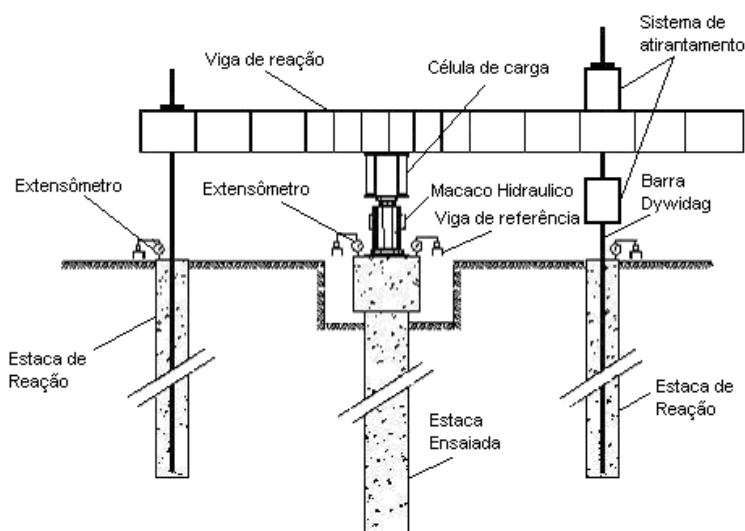


Figura 2.6. Esquema de prova de Carga Estática (GONÇALVES, 2006).

Para estacas de seção circular, a NBR 12131 (2005) recomenda que seja deixada uma distância mínima livre de pelo menos 1,50m do eixo da estaca até o ponto mais próximo do eixo da estaca de reação.

As provas de cargas estáticas podem ser realizadas por ensaio lento, rápido ou misto:

- Ensaio Lento: O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos de carga aplicada com incrementos de no máximo 20% da carga admissível prevista (mínimo 10 estágios se não houver ruptura). As leituras de recalque em cada estágio de carregamento devem ser realizadas após a aplicação da carga e até se atingir a estabilização do mesmo, sendo no mínimo durante o tempo de 30 minutos. Os tempos de leituras recomendados pela norma brasileira são: 0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90, 120min. A estabilização do recalque durante os carregamentos é admitida quando a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$ corresponder a no máximo 5% do deslocamento total do referido estágio. O descarregamento deve ser feito em, no mínimo, 4 estágios, e mantido até a estabilização dos deslocamentos, obedecendo para isso o mesmo critério de estabilização do carregamento;

- Ensaio Rápido: O carregamento é realizado em estágios iguais e sucessivos de carga aplicada em cada estágio não devendo ser superior a 10% da carga admissível prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio a carga deve ser mantida por 10min, independente da estabilização dos deslocamentos, e os recalques devem ser lidos no início e no fim de cada estágio. O descarregamento deve ser feito em cinco ou mais estágios, cada um mantido por 10min, com a leitura dos respectivos deslocamentos. O descarregamento total deve ser feito com mais duas leituras adicionais a 30min e a 60min;

- Ensaio Misto: É iniciado o ensaio conforme os carregamentos do ensaio lento até 1,2 vezes a carga admissível prevista com os mesmos tempos de leitura de carregamento, previsto na norma vigente, e em seguida o carregamento é realizado conforme o ensaio rápido. O descarregamento é feito conforme o ensaio rápido.

Caso venha a acontecer que uma prova de carga seja interrompida por acidente, a estaca deve ser totalmente descarregada, e o ensaio reiniciado, desprezando totalmente os dados do carregamento inicial.

As provas de carga estáticas sobre elementos de fundação profunda são analisadas quase sempre à luz do gráfico carga *versus* recalque, mas quando a ruptura não é atingida, utiliza-se os métodos de estimativa da capacidade de carga, sendo o de Van der Veen (1953) um dos mais utilizados (CARVALHO *et al*, 2008).

2.5.2. Ensaio de carregamento dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico permite a determinação da resistência última de um elemento de fundação constituído por estaca e é adequado para estacas cravadas, conforme especificações da NBR 6122 (1996).

Os ensaios de carregamento dinâmico quando utilizados, devem ser executados em 3% do conjunto de estacas de mesma característica na obra, sendo no mínimo 3 (três) estacas instrumentadas. É recomendado que todas as estacas da obra sejam controladas por medidas de repique, que por si só não se constitui numa instrumentação.

Os métodos dinâmicos usados para estimar a capacidade de carga de fundações podem ser as fórmulas dinâmicas e aos métodos que usam a “Equação da Onda”.

Os ensaios de carregamento dinâmico podem ser de energia constante (aplicação de golpes de um martelo de peso conhecido e com altura de queda constante) e energia crescente (aplicação de uma séria e golpes de um martelo de peso conhecido e com altura de queda crescente).

2.5.3. Prova de carga direta

As provas de carga direta são usadas em fundações por sapatas rasas. A prova de carga é montada com placas rígidas niveladas colocadas na cota do solo de interesse, e um macaco hidráulico ligado a uma bomba e manômetros. O macaco hidráulico reage contra uma carga de reação que pode ser constituída por uma cargueira (caixão preenchido com areia, chapas de aço, blocos de concreto) ou tirantes (Figuras 2.7 e 2.8) (NBR 6489 / 1984).

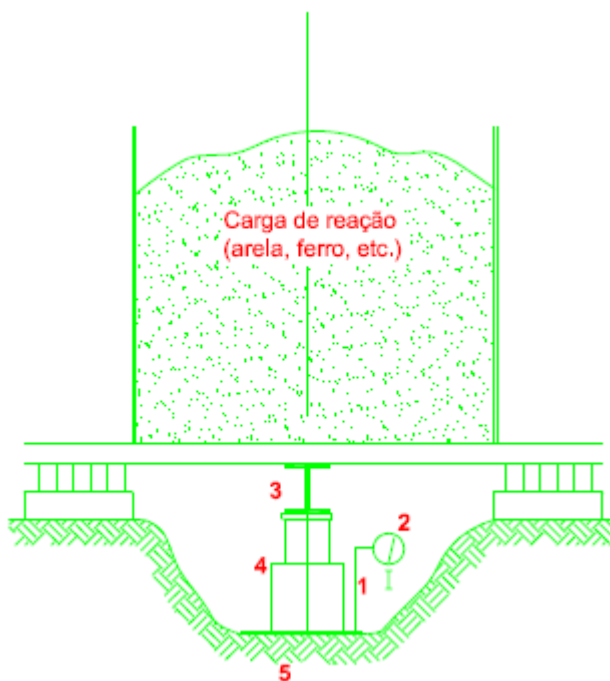
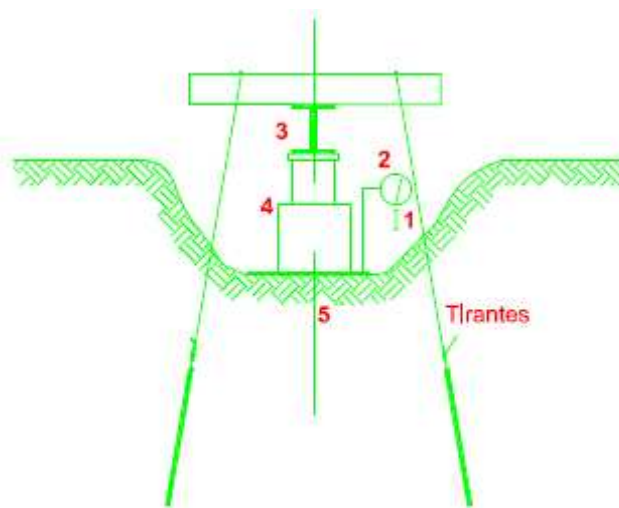


Figura 2.7. Reação por caixão.



- 1 - Viga de referência
- 2 - Deflectometro (0,01 mm)
- 3 - Viga de reação
- 4 - Macaco hidráulico
- 5 - Placa (ϕ - 80 cm)

Figura 2.8. Reação por tirante.

As provas de carga direta são executadas com a aplicação de cargas em estágios sucessivos de no máximo 20% da taxa admissível provável do solo (NBR6489/1984).

Os recalques de cada estágio são lidos após a aplicação da carga em tempos de 1, 2, 4, 8, 15 minutos e assim sucessivamente e são medidos por extensômetros de 0,01mm, colocados em dois pontos diametralmente opostos da placa. Uma nova carga só será aplicada após a estabilização (máximo de 5% do recalque total do estágio) da carga anterior.

O ensaio deve ser realizado até um recalque de no mínimo de 25mm ou até atingir o dobro da taxa admitida do solo. Caso o ensaio não chegue à ruptura, a carga deve ser mantida por no mínimo 12 horas.

O descarregamento deve ser realizado em estágios de carga não superiores a 25% da carga total e os recalques devem ser lidos da mesma forma da aplicação da carga.

2.5.4. Influência do recarregamento nas provas de carga

Apesar da evolução dos ensaios de campo ocorrida nas últimas décadas, provas de carga em estacas continuam sendo o meio mais eficaz e preciso na determinação da capacidade de carga, sendo necessária, em alguns casos, a repetição do ensaio no mesmo elemento de fundação, gerando novos resultados.

Segundo Décourt (2008), a aplicação de sucessivos carregamentos a uma dada estaca provoca o surgimento de cargas residuais na mesma. Essas cargas residuais afetam a aparente repartição da carga entre o atrito lateral e a ponta.

Lobo *et al* (1991) realizaram provas de carga em Bauru, no Estado de São Paulo, em estacas escavadas e apiloadas, primeiramente, com o solo sem pré-inundação e depois com pré-inundação. Os autores verificaram que os resultados das provas de carga com o solo com pré-inundação são influenciados pelos carregamentos anteriores com o solo sem pré-inundação que provocam uma espécie de sobreadensamento do solo ao redor do fuste e na ponta das estacas.

A influência do recarregamento em provas de carga de estacas na capacidade de carga foi analisada por Teixeira & Albiero (1994). Os autores realizaram provas de carga em estacas escavadas com solo sem pré-inundação nas primeiras quatro seqüências de ensaios (primeiro, segundo, terceiro e quarto carregamento) e com pré-inundação para a quinta seqüência (quinto carregamento). Os autores verificaram que a

capacidade de carga aumentou até a quarta seqüência, sofrendo redução na quinta seqüência, devido a colapso das fundações.

Décourt (1994) afirma que, num segundo carregamento, o atrito lateral aparente é na realidade a soma do atrito lateral real e da resistência de ponta residual devida ao carregamento anterior.

Segundo Massad (1992), quando uma estaca é submetida ao processo de recarregamento, existe como efeito do primeiro carregamento a carga residual que fica “aprisionada” na ponta da estaca e que altera o comportamento da curva carga *versus* recalque do segundo carregamento em relação ao primeiro carregamento, como ilustra a Figura 2.9.

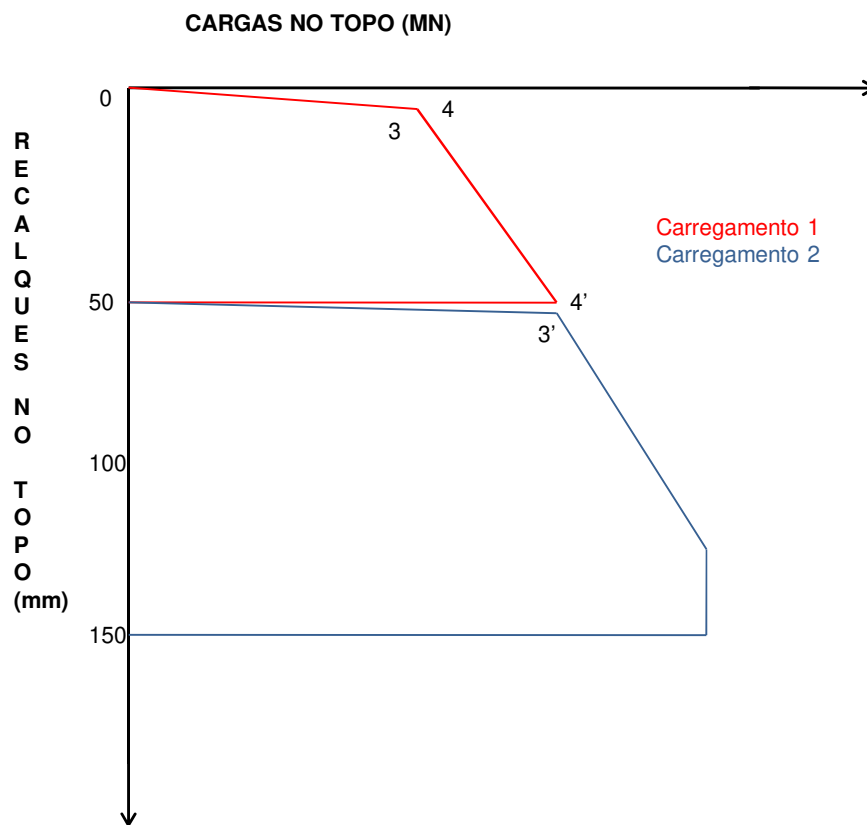


Figura 2.9. Curvas carga versus recalque para recarregamento (Modificada MASSAD, 1992).

O ponto representado pelo nº. 4, no primeiro carregamento, corresponde à completa mobilização da resistência lateral ao longo do fuste e a partir desse ponto, a ponta da estaca começa a ser solicitada. Para o segundo carregamento, o ponto 4' apresenta o mesmo significado do ponto 4 do primeiro carregamento, porém esse ponto encontra-se deslocado para a direita em relação ao ponto 4. Para Massad (1992) o fato do ponto 4' estar deslocado para direita em relação ao ponto 4, não significa que houve aumento do atrito lateral, mas sim que uma parte da reação de ponta já atua logo que se inicia o segundo carregamento. Devido ao primeiro carregamento, parte da carga resistida pela ponta da estaca fica “aprisionada” e passa a atuar no segundo carregamento, assim que ele seja aplicado.

Mascarenha *et al* (2002), através de provas de carga cíclicas em duas estacas escavadas de diâmetro 30cm e comprimento 8,0m e 7,5m em solo colapsível de Brasília/DF, observaram que a resistência do solo aumentava com o recarregamento nas provas de carga, e que esse aumento era mais evidente nos primeiros ciclos de carregamento. Esses autores também analisaram ensaios de cisalhamento direto cíclicos realizados por Guimarães (2002) e observaram que houve ganho de resistência do solo com o aumento do número de ciclos. Também observaram que esse ganho de resistência só ocorreu para rupturas plásticas e que o comportamento do solo em laboratório foi semelhante ao de campo, ocorrendo maior ganho nos primeiros ciclos.

Para Mascarenha *et al* (2002), o ganho de resistência se deve ao aumento do contato entre partículas do solo que é devido à quebra e rearranjo da estrutura do mesmo. Após o colapso total da estrutura não há mais aumento de resistência, pois todos os contatos já foram estabelecidos. Os autores concluíram que o ganho de resistência devido ao colapso se daria por aumento do número de contatos no plano de ruptura até um determinado limite.

2.5.5. Critérios de ruptura

De acordo com a NBR 6122 (1996) (item 7.2.2.2), a capacidade de carga de um elemento de fundação profunda, ensaiado em prova de carga, deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida (ruptura física).

Ainda em conformidade com a NBR 6122 (1996) (item 7.2.2.3), o carregamento da prova de carga pode não indicar uma carga de ruptura nítida. Isso ocorre quando:

- Não se pretende levar o elemento de fundação profunda à ruptura ou;

- Esse elemento tem capacidade de resistir a cargas maiores do que aquela que se pode aplicar na prova (por exemplo, por limitação da reação) ou;
- A estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga *versus* recalque não indica uma carga de ruptura, e sim, um crescimento contínuo do recalque com a carga.

Nos dois primeiros casos, a NBR 6122 (1996) afirma que deve ser extrapolada a curva carga *versus* recalque para se avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por meio dos critérios consagrados pela Mecânica dos Solos, sobre uma curva de primeiro carregamento. No terceiro caso, essa mesma Norma indica uma possibilidade de estabelecer a carga de ruptura, de acordo com um método que ela própria apresenta, ou outros métodos já consagrados pela literatura técnico-científica.

A reflexão sobre estes dois itens da Norma induz ao seguinte raciocínio: primeiro, a ruptura nítida é definida pela interpretação dos resultados de provas de carga, adotando-se algum critério de interpolação (possibilitando aferir uma carga de ruptura física); segundo, nos casos onde não ocorre a ruptura nítida, apela-se a critérios consagrados para extrapolar ou convencionar uma carga de ruptura.

O alerta sobre a importância de se adotar um critério de ruptura que permita interpretar a curva carga *versus* recalque foi feito por Van der Veen (1953). Portanto, quando a NBR 6122 (1996) refere-se a uma curva carga *versus* recalque que indica ou não uma ruptura nítida, é preciso recorrer para algum critério consagrado e jamais interpretar visualmente a curva (pois uma simples mudança de escala nos eixos poderia provocar erros de interpretação) (CINTRA & AOKI, 1999).

A seguir, são apresentados os critérios utilizados na interpretação (experimental) das curvas carga *versus* recalque para a fixação da capacidade de carga (P_u) das fundações.

2.5.6. Método da NBR 6122 (1996)

A NBR 6122 (1996), mais especificamente no item 7.2.2.3, prescreve que, quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, embora a curva carga *versus* recalque não indique uma carga de ruptura, mas um crescimento contínuo do recalque com a carga pode-se convencionar uma carga de ruptura, como sendo aquela que corresponde na curva carga *versus* recalque, mostrada na Figura 2.10, ao recalque obtido pela equação 2.22. Essa Norma permite também que se obtenha a carga de ruptura pela utilização de qualquer outro método existente no meio técnico, desde que o mesmo seja de uso consagrado.

$$r = \frac{P_r \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (2.22)$$

Sendo:

r = recalque de ruptura;

P_r = carga de ruptura;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca, calculado segundo a NBR (6118 / 2004), por meio da equação 2.23:

$$E = 5600 \sqrt{fck} \quad (2.23)$$

Onde:

f_{ck} : resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias (MPa)

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de estacas barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal.

Para as estacas de concreto, o módulo de elasticidade pode ser calculado pela NBR 6118 (2004), em função da resistência característica (f_{ck}), restringindo-se os valores máximos de f_{ck} , conforme a NBR 6122 (1996) (item 7.8.5.2). Na falta de qualquer informação, podem ser adotados os valores conservadores de: $E = 20.000$ MPa (estacas escavadas) e $E = 25.000$ MPa (estacas pré-moldadas).

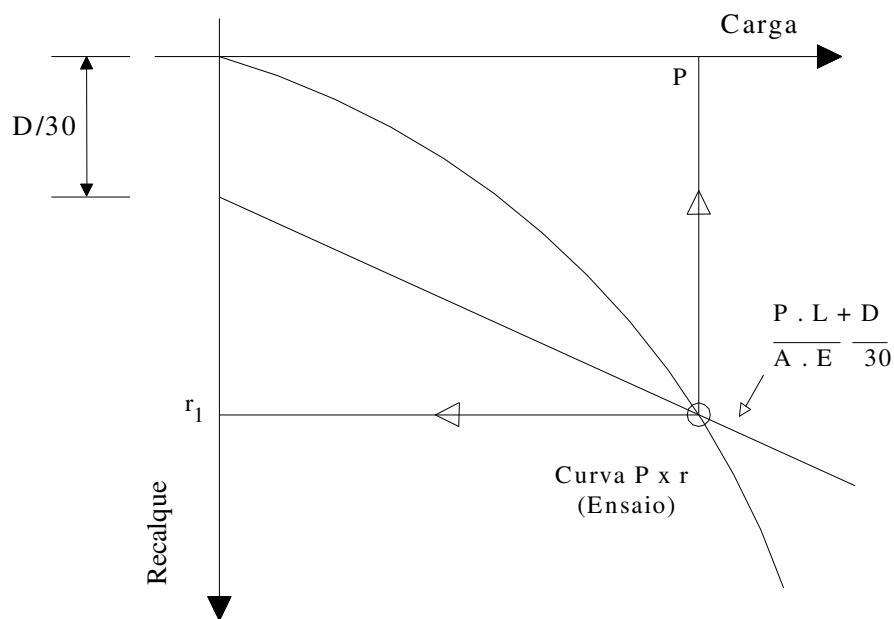


Figura 2.10 Carga de ruptura convencional (NBR 6122 / 1996).

2.5.7. Método de Van der Veen (1953)

Pode-se afirmar que um dos métodos mais utilizados no Brasil para extrapolação (ou interpolação, dependendo do caso) da curva carga *versus* recalque é o de Van der Veen (1953). Segundo Cintra & Aoki (1999), pode-se considerar como um critério de ruptura o Método de Van der Veen, que sugere que a curva carga *versus* recalque em prova de carga de estaca, até a carga de ruptura física, seja representada pela equação 2.24:

$$P \equiv P_u \times (1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (2.24)$$

Sendo:

P e r: as coordenadas dos diversos pontos da curva carga *versus* recalque (Figura 2.11);

P_u : a carga de ruptura correspondente a carga assíntota da curva carga *versus* recalque (Figura 2.11);

α : coeficiente que define a forma da curva;

A equação 2.24 pode ser substituída pela equação 2.25.

$$\alpha \times r \equiv -\ln\left(1 - \frac{P}{P_u}\right) \quad (2.25)$$

Esta equação corresponde a uma reta que passa pela origem, quando plotada em uma escala semilogarítmica de base neperiana. O coeficiente α corresponde ao coeficiente angular desta reta.

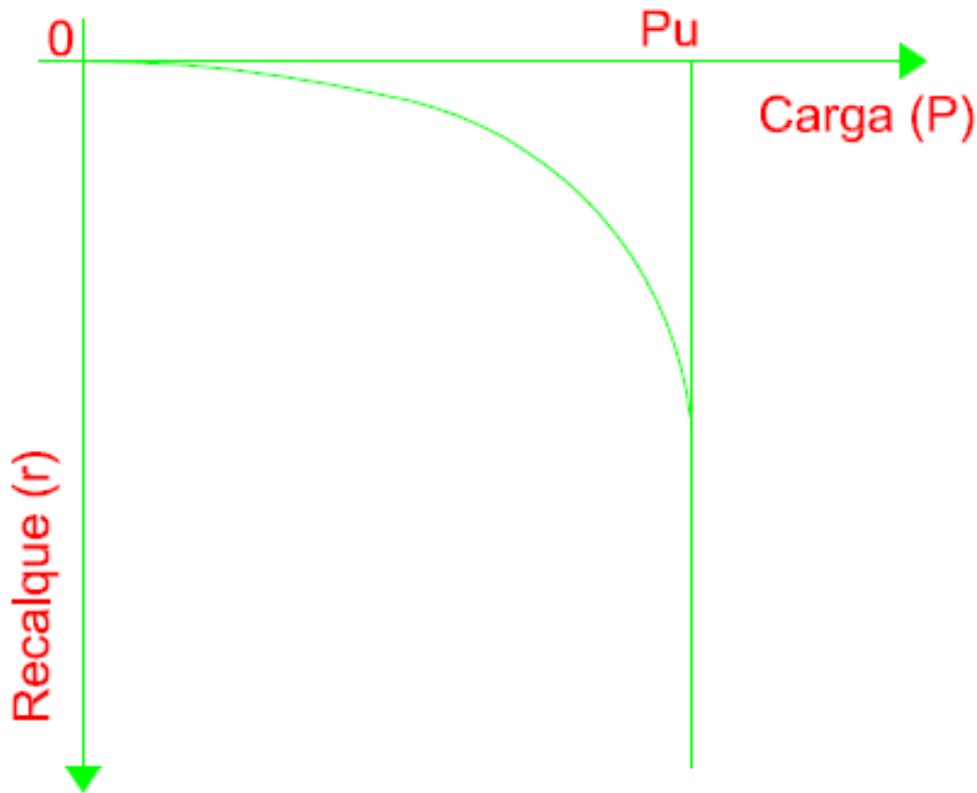


Figura 2.11 Carga de ruptura segundo Van der Veen (1953).

O método, portanto, consiste em determinar por tentativas a carga de ruptura (P_u) que conduz à melhor regressão linear pelos pontos $[r ; -\ln(1 - P/P_u)]$. Este método, originalmente gráfico, passou por algumas modificações e evoluções. Aoki (1976), observando que, na maioria dos casos, o trecho inicial da curva poderia ser desprezado na determinação da capacidade de carga, sugeriu uma modificação da equação (2.25) para a equação (2.26):

$$P \equiv P_u \times \left(1 - e^{-(\alpha \cdot r + b)}\right) \quad (2.26)$$

Assim, a regressão pode ser melhorada, uma vez que a reta, plotada em escala semilogarítmica, deixou de passar obrigatoriamente pela origem e passou a interceptar o eixo dos recalques em um ponto b .

Além disso, o uso disseminado dos computadores pessoais, possibilitou que este método, originalmente gráfico, fosse implementado em rotinas de programação.

2.6. Métodos de Interpretação da curva carga *versus* recalque

Décourt (2008), à luz do conceito de rigidez, define a ruptura física como sendo o ponto de rigidez nula.

De acordo com Décourt (1998), rigidez (*Rig*) é definida como a relação entre a carga aplicada (*P*) a uma fundação e o recalque (*r*) correspondente, conforme equação (2.27):

$$Rig \equiv \frac{P}{r} \quad (2.57)$$

Sendo que a ruptura física esta associada à carga última (P_u) que conduz ao recalque infinito e, aplicando este raciocínio à definição de rigidez, tem-se que:

Quando $r \rightarrow \infty$, $Rig \rightarrow$ zero, pode ser representado pela equação 2.28:

$$P_u = \lim_{r \rightarrow \infty} (Rig) = \lim_{r \rightarrow \infty} \left(\frac{P}{r} \right) \quad (2.6)$$

Logo, o valor de rigidez nulo estaria associado à carga última (P_u). A aplicação deste conceito é feita com base no Gráfico de Rigidez (GR), plotando-se as cargas *P* (obtidas do ensaio), no eixo das abscissas, e as rigidez associadas (*Rig*), no eixo das ordenadas. Da análise do GR de diferentes tipos de fundações, Décourt (1998) concluiu que existem duas situações distintas:

- Situação 1: fundações que podem apresentar ruptura física (por exemplo: estacas de deslocamento);
- Situação 2: fundações que não podem apresentar ruptura física (por exemplo: fundações rasas, estacas escavadas, etc.).

A maioria das fundações refere-se, no entanto, à Situação 2, ou seja, não é possível definir nitidamente uma ruptura física, mas sim um comportamento assintótico hiperbólico da curva *Rig versus P*. Neste caso, (P_u) é obtido através de extrapolação da curva *Rig versus carga*, com valores que mais se aproximam de duas retas distintas; apresentam dois trechos claramente definidos: trecho inicial, com grande mobilização de carga associada a pequenos recalques (significativa redução da rigidez com o crescimento da carga), determinando R_L e trecho final hiperbólico, com diminuição da rigidez pouco significativa com o aumento da carga, determinando P_u . Para a determinação desses parâmetros, são utilizados valores de recalques menores que 2% do diâmetro.

Por outro lado, a curva *Rig versus P* das fundações que rompem (Situação 1), apresenta uma variação bastante clara, aproximando-se a uma reta que permite estimar de maneira adequada às cargas de ruptura (P_u). As Figuras 2.12 e 2.13 são apresentadas na forma ilustrativa os gráficos de rigidez típicos das duas situações distintas.

A determinação da resistência ao atrito lateral (R_L), de maneira precisa, exigiria a instrumentação da estaca, que por razões econômicas muitas vezes não é feita. Décourt (2002b) ressalta as dificuldades de interpretação de dados provenientes da instrumentação de estacas, quanto à separação das parcelas da capacidade de carga, a resistência ao atrito lateral (R_L) e a de ponta (R_p).

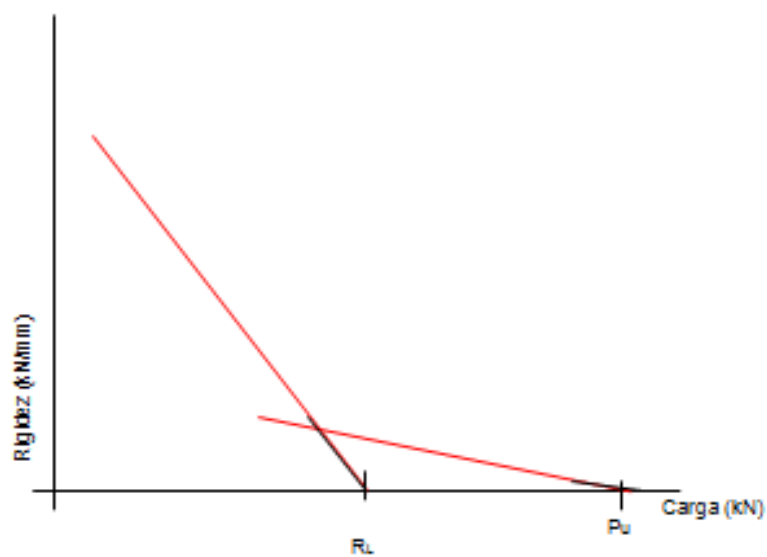


Figura 2.12. Gráfico de rigidez. Fundações que não rompem.

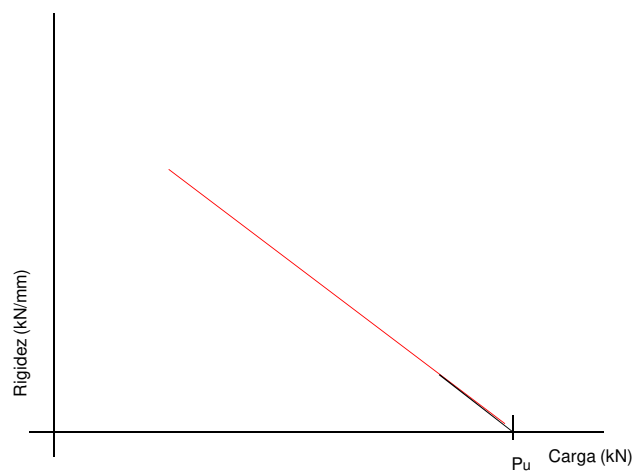


Figura 2.13. Gráfico de rigidez. Fundações que rompem.

Com os dados da prova de carga convencional, o método de rigidez de Décourt permite obter a separação aproximada da carga total, entre a parcela de ponta e de atrito lateral e a ordem de grandeza das cargas residuais (em carregamentos sucessivos) (DÉCOURT, 2008).

Por este motivo, Décourt (2002a) sugere a adoção de dois métodos simples para estimar o valor de R_L , são eles: Método de *Brierley* Modificado (MBM) e o Gráfico de Rigidez (GR).

O Método de *Brierley* Modificado (MBM), ilustrado na Figura 2.14, é sugerido por Décourt (2002a) para obtenção da parcela da resistência ao atrito lateral da estaca (R_L), a partir da curva carga *versus* recalque, obtida da prova de carga, aplicando-se uma regressão linear no intervalo definido entre: $2\% \leq r/d \leq 4\%$, sendo r , o recalque e D o diâmetro da estaca.

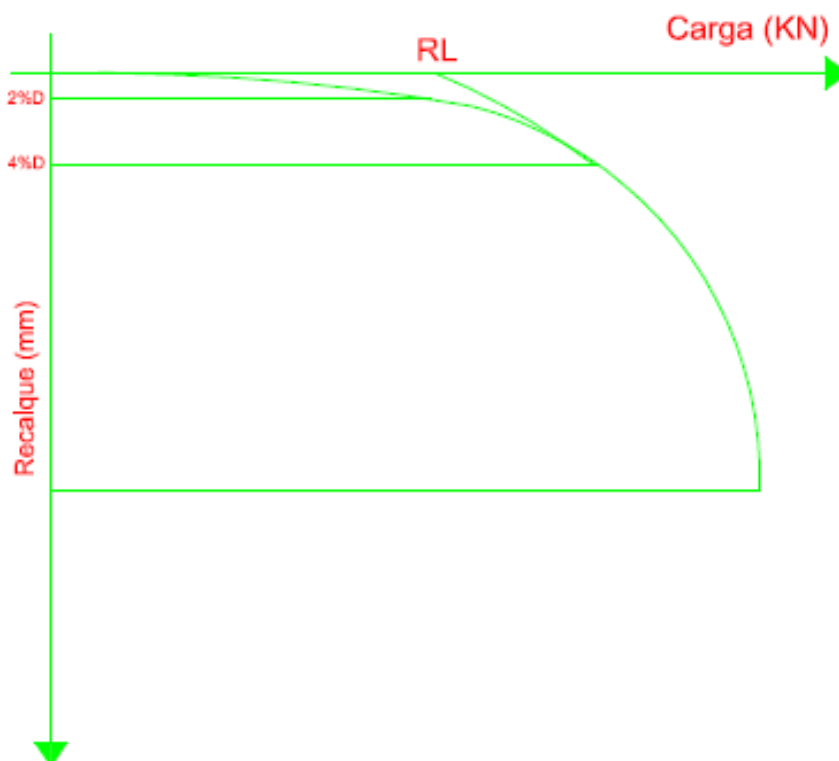


Figura 2.14. Método do MBM para estimativa de R_L .

O Método de *Brierley* Modificado (MBM) subestima o valor de R_L ; enquanto, o Gráfico de Rigidez (GR) superestima. Na aplicação do método MBM o intervalo definido deve ser respeitado, enquanto a estimativa através do GR, deve utilizar apenas valores de recalque inferiores a 2 % (ou seja, inferiores ao MBM). Mas a melhor estimativa de R_L é a determinação da média entre os valores intermediários, ou seja, a partir de quatro valores determinados, descartam-se os extremos (o valor mais alto e o mais baixo), somam-se os valores mais próximos e divide por dois. A estimativa da resistência ao atrito lateral das estacas (R_L) permite obter facilmente a parcela resistida pela ponta (R_p), bastando subtrair o valor de R_L do valor de capacidade de carga (P_u).

2.7. Solos Lateríticos

Os solos lateríticos, típicos da evolução de solos em clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensas, têm sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, com sua coloração avermelhada. Estes sais se encontram, geralmente, recobrando agregados de partículas argilosas.

A formação dos solos lateríticos se dá pela atuação dos processos de alteração pedológica que atuam após, ou conjuntamente, os mecanismos de desagregação e decomposição provocados pelos intemperismos físico e químico. O processo de laterização se caracteriza pela intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações, dando origem a um horizonte superficial poroso, permanecendo quase que exclusivamente os minerais mais estáveis (quartzo, magnetita, ilmelita e caulinita).

O processo de laterização é muito lento, atuando nas camadas superficiais bem drenadas, situadas acima do nível d'água. Dessa maneira, os solos lateríticos se apresentam na natureza, geralmente, no estado não saturado.

O caráter laterítico de algumas argilas contribui para agravar a estimativa de capacidade de carga das estacas, assentes neste tipo de solo. Estudos indicam que a laterização das argilas (muito comum em solos tropicais) é responsável por um desempenho das fundações, bem acima de qualquer previsão idealizada a partir de métodos tradicionais da literatura. (CAMPOS, 2005).

Como exemplo da influência do comportamento laterítico em fundações, pode-se citar o comentário de Décourt (2002b) a respeito das argilas lateríticas, que apresentam propriedades de rigidez superiores as de outras argilas não lateríticas, mesmo possuindo valores semelhantes de resistência ao amostrador padrão do ensaio SPT. Dessa maneira, os métodos clássicos de previsão de capacidade de carga de fundações embutidas nessas argilas tornam-se conservadores frente aos resultados reais.

Décourt (2002a) comenta que as argilas lateríticas apresentam propriedades de rigidez superiores as de outras argilas não lateríticas, mesmo possuindo valores semelhantes de resistência ao amostrador padrão do ensaio SPT. Dessa maneira, os métodos clássicos de previsão de capacidade de carga de fundações embutidas nessas argilas tornam-se conservadores frente aos resultados reais.

2.8. Solos Colapsíveis

A colapsibilidade de um solo é caracterizada pela possibilidade de ocorrência de deslocamentos repentinos (tempos relativamente curtos), de elevada magnitude, os quais geralmente estão condicionados à existência de carregamentos e aumento do teor de umidade do solo. Esta umidade, definida como limite ou crítica, é inferior à de saturação do solo.

De acordo com Cintra & Aoki (2009), os solos colapsíveis se encontram no estado não saturado, com baixo grau de saturação ($< 60\%$), elevada porosidade ($\geq 40\%$) e elevado índice de vazios ($> 0,8$). Eles apresentam baixos valores de N_{SPT} (≤ 4 golpes) e de ($q_c \leq 1,00$ MPa).

Assallay *et al* (1997) comenta que uma estrutura de solo entra em colapso sob os efeitos combinados do carregamento e umedecimento.

Os recalques provocados pelos solos colapsíveis podem causar danos a estruturas e fundações neles apoiadas, fissuras e rupturas de taludes, danos a pavimentação e sub-bases de auto-estradas, “piping”, ou seja, perdas de água por percolação, e rupturas de barragens de terra; bem como a distensão ou ruptura de estruturas enterradas.

Segundo Coutinho *et. al.* (2010), os solos colapsíveis são encontrados em várias regiões do mundo (especialmente em climas tropicais). Cintra & Aoki (2009) colocam que as principais cidades do estado de São Paulo, onde estão comprovadas as presenças de solos colapsíveis, são: Ribeirão Preto, Araraquara, São Carlos, Rio Claro, Taubaté, São José dos Campos, São Paulo, Campinas, Bauru e Ilha Solteira.

Em São Paulo por volta de 1940, foram identificados os primeiros solos colapsíveis, e desde então, eles têm sido objeto de investigação em quase todo o Brasil, sendo encontrados principalmente no centro-sul do Brasil.

De acordo com Gutierrez *et al.* (2003a), quando há um umedecimento do solo colapsível, as forças que mantêm estáveis as microagregações (presença da sucção e agentes cimentantes) se enfraquecem, e se o solo estiver submetido a carregamento acima do considerado de carga de colapso, ocorre movimento relativo entre as partículas, ocupando os espaços vazios do solo, gerando uma grande e repentina redução de seu volume, causando o colapso da estrutura do solo (Figura 2.15).

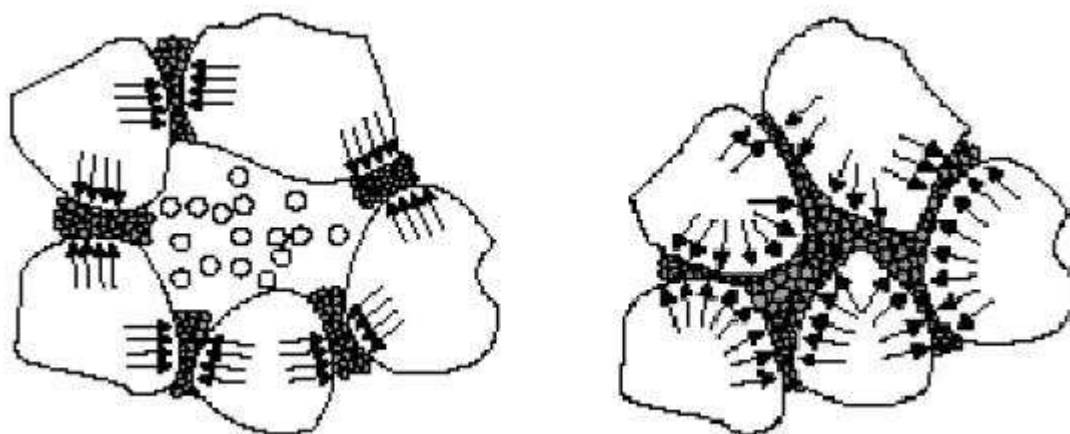


Figura 2.15. Estrutura de solo colapsível carregado sem e com pré-inundação do solo (GUTIERREZ et al, 2003a).

Para o meio técnico, é de grande valia a identificação dos locais onde ocorrem os solos colapsíveis, pois suas características e carga de colapso podem ser levadas em consideração no cálculo e na elaboração de projetos de fundações.

Muitas edificações são construídas sobre solos colapsíveis e, quando ocorre o fenômeno da colapsibilidade, as fundações dessas edificações sofrem recalques, acompanhando a ação do solo. Esses recalques das fundações causam significativos

danos às estruturas das edificações, aparecendo trincas ou até desaprumo e a ruína de algumas delas.

Segundo Cintra (1998), fundações por estacas curtas de edificações de pequeno porte ficam embutidas totalmente em camadas superficiais susceptíveis ao colapso e quando sujeitas a ele, sofrem uma redução de até 50% da sua capacidade de carga em seu estado de inundado.

No cálculo da capacidade de carga de uma fundação de edificações, normalmente não é levado em consideração o fenômeno da colapsibilidade, podendo assim se comportar satisfatoriamente por algum tempo, mas bruscamente pode sofrer um recalque adicional, devido ao aparecimento acidental de uma fonte de água que passa a aumentar a umidade do solo, como: condutos de água ou esgoto, infiltração de água de chuva, fissuras e trincas em reservatório enterrado, ascensão do lençol freático, etc.

A NBR 6122 (1996) prescreve que, para o caso de fundações apoiadas em solos porosos e não saturados, devem-se analisar a porosidade e a colapsibilidade do solo por encharcamento, pois essas características indicam a presença de solos colapsíveis, e devem ser evitadas fundações superficiais nesses solos.

As fundações executadas em solos colapsíveis podem ainda sofrer um recalque de colapso de grandes proporções, que pode surgir em qualquer fase da vida útil da obra, ultrapassando os recalques admissíveis das fundações e provocando danos às edificações. Na curva carga *versus* recalque representada por duas provas de carga estática em estaca, a primeira sem pré-inundação do solo e a segunda com pré-inundação do solo por 48 horas, em solo colapsível (Figura 2.16), pode-se notar a significativa diferença entre os recalques, sendo extremamente maior após o solo colapsível ser inundado. O solo colapsível após inundado, as partículas começam a se agrupar gerando uma diminuição do volume de solo, ocasionando em colapso da estaca sob esse solo.

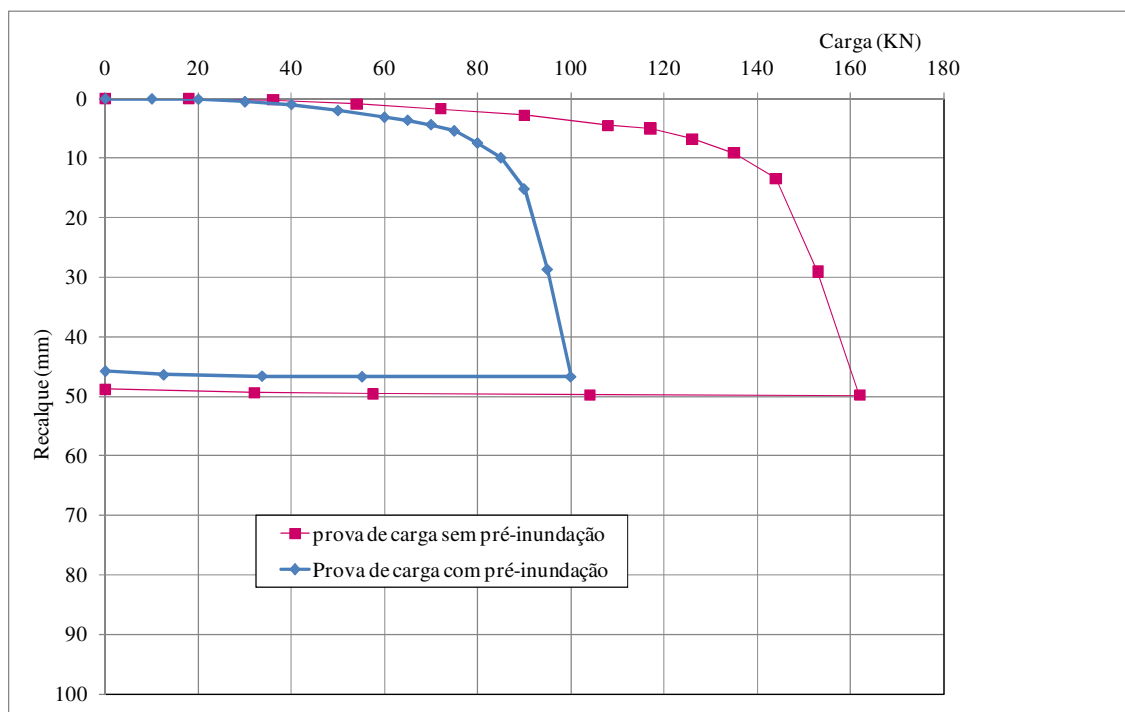


Figura 2.16. Prova de carga em solo colapsível.

Os métodos clássicos de previsão de capacidade de carga de fundações com relação à colapsibilidade se colocam contra a segurança, uma vez que não consideram a redução da capacidade de carga das fundações quando o solo sofre o colapso por umidecimento, chegando a reduções na capacidade de carga que variam na ordem de 34 % a 50 %, por exemplo, para as estacas escavadas com trado manual embutidas em solo laterítico e colapsível de Londrina/PR (CAMPOS *et al*, 2008).

Para a argila porosa de Brasília/SP, Camapum *et al* (1987) observaram que quando há infiltração de água no solo, em diferentes pH, o colapso pode ser atribuído aos seguintes fatores:

- a) Ataques químicos nas cimentações;

- b) Modificação das forças de repulsão facilitando a transferência das partículas para uma nova posição de equilíbrio;
- c) Redução da sucção matricial com o aumento do teor de água;
- d) Modificação da sucção osmótica com a alteração da composição química da água.

Carvalho & Souza (1990) realizaram provas de carga em estacas escavadas de 6,0m de profundidade realizadas no Campus da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, onde o perfil geotécnico é formado por um solo poroso, coluvionar e colapsível. Através de resultados dessa provas de carga nas condições sem pré-inundação e com pré-inundação do solo, esses autores verificaram uma redução de quase 70% no valor da carga de ruptura devido à pré-inundação.

Lobo *et al* (1991), através de análises de provas de carga executadas em solo arenoso de Bauru/SP, observaram que estacas escavadas apresentaram uma redução média no valor da carga de ruptura de 40%, devido a inundação do solo ao redor das estacas.

Guimarães (2002) realizou no Distrito Federal, em local onde o solo é considerado siltoso, provas de carga em cinco estacas escavadas mecanicamente de comprimento 8,0m e 30cm de diâmetro, em diferentes períodos do ano, para verificar a influência dos perfis de umidade do solo ao longo do fuste das estacas nas suas capacidades de carga. Foram realizadas provas de carga na condição de pré-inundação do solo, sendo as diferenças entre os perfis de umidade decorrentes apenas dos diferentes índices pluviométricos ao longo do ano. O autor constatou que os maiores valores de capacidade de carga foram obtidos nos períodos de menor pluviosidade, no caso, junho e agosto de 2000.

Miguel & Belincanta (2004), mediante resultados de provas de carga em estacas escavadas de pequeno diâmetro, escavadas manualmente, com 6m de comprimento,

executadas em solo residual, laterítico e colapsível, obtiveram uma redução média de 35,6% na capacidade de carga quando reensaiadas com inundação do solo sem a utilização de drenos verticais próximos ao fuste das estacas. Com a utilização de drenos verticais, a redução média na capacidade de carga foi de 81,6%.

Segundo Coutinho *et al* (2010), em provas de carga realizadas em fundações profundas em Eunápolis/BA, onde se encontra um perfil geotécnico formado por uma argila arenosa colapsível com silte até a profundidade de 7,0m, o processo de inundação do solo revelou-se eficiente, sendo observada uma redução da resistência ao atrito lateral de 38%.

2.9. Influência da sucção matricial no comportamento de fundações

A sucção normalmente é dividida em duas componentes, a componente matricial e a componente osmótica, sendo a sucção total a soma das duas componentes. A sucção osmótica depende da concentração química da água no solo, enquanto a matricial depende da estrutura e da composição do solo e tende a desaparecer com a inundação do solo. A sucção matricial é definida como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água nos vazios.

A sucção matricial pode aumentar ou diminuir em função das mudanças das condições climáticas de evaporação e precipitação, isto é, o umedecimento e a secagem do solo alteram o seu teor de umidade e, conseqüentemente, a sucção matricial, visto que, esta é definida como a diferença entre a pressão do ar menos e a pressão da água presente nos vazios dos solos.

Segundo Gonçalves (2006), o aumento da sucção matricial confere uma maior rigidez ao solo, aumenta sua capacidade de carga e diminui os recalques para uma mesma carga aplicada, por sua vez, com o solo inundado (sucção praticamente nula) o solo apresenta sua menor capacidade de carga e maiores recalques para a mesma carga aplicada.

A sucção matricial confere ao solo uma maior resistência e essa “resistência aparente” pode ser reduzida com a presença de umidade adicional no solo. Por isso, quanto menor for a umidade do solo, maior será sua sucção matricial e conseqüentemente maior será a capacidade de carga da fundação.

Já Guimarães *et al* (2002), com o objetivo de avaliar a influência da sucção matricial na capacidade de carga de fundações profundas assentes em solo siltoso do Distrito Federal, realizaram cinco provas de carga em cinco estacas escavadas mecanicamente de comprimento 8,0m e 30cm de diâmetro. Esses autores observaram que ocorreram expressivas variações de umidade do solo (conseqüentemente da sucção matricial) apenas nos três primeiros metros de profundidade. Nos primeiros metros de profundidade, a variação da sucção matricial acarretou em variações de capacidade de carga das estacas, observando que, quanto maior o nível da sucção matricial, maior foi a capacidade apresentada pela fundação. Para uma variação de 41,7% da umidade do solo (passando de 18% para 25,5%) ocorreu uma variação de 33% na capacidade de carga das estacas (passando de 360 kN para 270 kN). Já para os demais metros a variação não mostrou significativa influência na capacidade de carga das fundações.

Cintra *et al* (2005), com o intuito de analisarem a capacidade de carga no solo do Campo Experimental de Fundações do Departamento de Geotecnia da USP/São Carlos, formado por uma camada de areia argilosa até a profundidade de 6,0m, realizaram treze ensaios de provas de carga do tipo rápido em placas circulares de 0,80m de diâmetro em três profundidades diferentes: 1,5m, 4,0m e 6,0m. Seis ensaios foram realizados com o solo inundado por no mínimo 24 horas. Os outros sete ensaios foram realizados em diferentes épocas do ano (outubro/1998 a maio/2000) em solo não

inundado, com leituras de sucção matricial do solo através de tensiômetros. Analisando os resultados das provas de carga sem pré-inundação, observaram que o aumento da sucção matricial confere uma maior rigidez ao solo, elevando sua capacidade de carga e diminuindo o recalque para uma mesma tensão aplicada. Já para as provas de carga com pré-inundação, com a sucção matricial praticamente nula, representa uma espécie de condição crítica com uma menor capacidade de carga e maior recalque para um mesmo nível de tensão.

Observaram ainda que a capacidade de carga cresce sensivelmente com o aumento da profundidade, para um mesmo nível de sucção, sendo, para uma sucção praticamente nula a capacidade de carga quase triplica de 1,5 para 6,0m de profundidade. Para os autores, a comparação da capacidade de carga obtida em cada ensaio em solo não pré-inundado com o ensaio com o solo pré-inundado, realizado à mesma profundidade, caracteriza uma redução da capacidade de carga devido ao colapso do solo.

3. A REGIÃO DE CAMPINAS/SP

Esse capítulo aborda as características da cidade de Campinas/SP, seu perfil do subsolo e sua classificação pedológica.

3.1. Características sócio-econômicas

A cidade de Campinas está localizada a 90 quilômetros a noroeste da capital, São Paulo. Foi fundada em 1774 (237 anos) e possui, aproximadamente, 1.100.000 habitantes. É a cidade mais importante da Região Metropolitana de Campinas e a 11ª mais rica do Brasil. As principais fontes de renda são provenientes do setor de serviços (comércio, pesquisa e empresas na área de logística, alta tecnologia e parque metalúrgico).

Campinas possui um moderno parque industrial e tecnológico, fruto de um plano de instalação de "*tecnopólos*". Na cidade estão instaladas renomadas instituições de ensino superior, e centros de pesquisas como a Universidade Estadual de Campinas e a Pontifícia Universidade Católica de Campinas, o Laboratório Nacional de Luz Síncroton, o Centro de Pesquisa e Desenvolvimento em Telecomunicações (CPqD) e o Instituto Agrônomo de Campinas (IAC).

3.2. Aspectos geológicos da região de Campinas/SP

O subsolo da região de Campinas/SP, segundo Albuquerque *et al* (2001), é formado por Migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral (Diabásio), do Grupo São Bento, perfazendo 98 km² da região, cerca 14 % de sua área total (Figura 3.1).

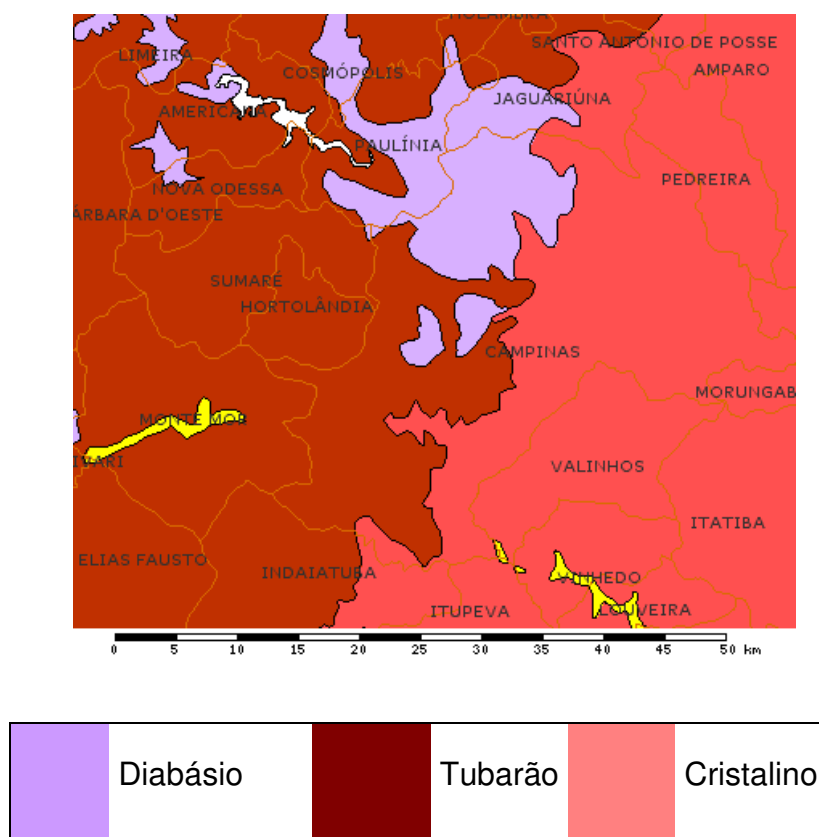


Figura 3.1. Formações Geológicas Predominantes na Região de Campinas (www.sigrh.sp.gov.br).

Também são encontrados nesta região, corpos de Diabásio “encaixados na Formação Itararé e no Complexo Cristalino, sob formas de sills e diques”. Os Diabásios

apresentam-se bastante fraturados, formando pequenos blocos, cujas fraturas, ou se encontram abertas, ou preenchidas por materiais argilosos. Sendo esses solos pedologicamente classificados como Latossolos Vermelhos Distroférricos e constituídos pelos minerais: quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gipsita, óxidos e hidróxidos de ferro (ALBUQUERQUE *et al*, 2001).

3.3. Campo experimental

O novo Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF2) foi implantado na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, dentro do Campus da Unicamp, em dezembro de 2008. O seu subsolo é constituído de uma camada de argila siltosa, porosa, coluvionar, colapsível e laterítica, em torno de 6,0m de espessura, sobrejacente a uma camada de areia siltosa marrom, de espessura em torno de 2,80m, com alteração de rochas, a partir da profundidade de 8,80m.

Os solos coluvionares de grande espessura e extensão, originados de recuo de encostas, como a primeira camada do CEMSF2, possuem características de isotropia e homogeneidade mineralógica e granulométrica (VAZ, 1996). Esse recuo ocorre devido à ação da erosão que age sobre uma encosta íngreme, deixando o solo da parte superior da encosta, depositado na parte inferior, atrás da frente de recuo, sempre deixando a presença de morros-testemunho. No entanto, a presença de feições super impostas e a diferenciação pedológica podem afetar a sua isotropia. Além disso, esses solos podem sofrer processos pedogenéticos, após terem sido formados pelo intemperismo, como por exemplo, a laterização.

Os valores de peso específico natural (γ_{natural}), peso específico dos sólidos ($\gamma_{\text{sólidos}}$), teor de umidade natural ou de campo (ω_{campo}), índice de vazios (e), porosidade (n) e grau de saturação (S_r) para a primeira camada do Campo Experimental de

Mecânica dos Solos e Fundações 1 (CEMSF1) localizado na Faculdade de Engenharia Agrícola dentro do Campus da Unicamp estão apresentados na Tabela 3.1, sendo o perfil do CEMSF1 similar ao CEMSF2.

Tabela 3.1. Valores dos Índices Físicos das amostras (MIGUEL et al , 2007a e b)

Índices Físicos	Profundidade de coleta das amostras (m)				
	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5
$\gamma_{natural} (kN/m^3)$	11,8	13,7	14,0	14,4	14,1
$\gamma_s (kN/m^3)$	29,9	30,4	30,6	30,8	30,8
$\omega_{campo} (\%)$	24,2	23,7	22,3	27,2	22,2
E	2,14	1,74	1,68	1,72	1,66
$n (\%)$	68,2	62,4	62,7	63,3	62,4
$S_r (\%)$	33,7	44,3	40,7	48,6	41,1

Observando os valores da Tabela 3.1, vêem-se que as amostras possuem elevados índices de vazios e baixos graus de saturação, típicos de solos tropicais lateríticos. Os valores de peso específico dos sólidos das amostras são relativamente altos, indicando a possível presença de óxidos de ferro, os prováveis agentes cimentantes, oriundos dos processos de hidrólise, que caracterizam os solos lateríticos.

O caráter laterítico de algumas argilas contribui para agravar a estimativa de capacidade de carga das estacas, assentes neste tipo de solo. Estudos indicam que a laterização das argilas (muito comum em solos tropicais) é responsável por um

desempenho das fundações, bem acima de qualquer previsão estimada pelos métodos tradicionais da literatura. (CAMPOS, 2005).

Outro aspecto de extrema importância na região de Campinas é a colapsibilidade do solo da primeira camada do CEMSF 1 e 2, que influencia o comportamento das fundações quando em condições próximas à saturação e com carregamento constante. A colapsibilidade do solo superficial do CEMSF1 tem sido constatada em ensaios edométricos utilizando corpos-de-prova pré-inundados (MIGUEL *et al*, 2007b), porém sua influência no comportamento de fundações somente tem sido observada pelo surgimento de patologias típicas nas construções da região.

A Figura 3.2 ilustra as curvas granulométricas das amostras de solo da primeira camada do CEMSF1, ensaiadas com defloculante (CD) e sem defloculante (SD). As curvas granulométricas indicam a presença de uma estrutura com microagregações de partículas finas, formando grumos (ou flocos). As partículas finas se agregam em função das atrações físico-químicas e da cimentação presente no perfil do solo, fruto dos processos de lixiviação sofridos. Nota-se a presença das frações argila em maior expressividade devido à ação do defloculante que desagrega os grumos (flocos), constituídos de partículas finas aglomeradas. Já sem a ação do defloculante, essas partículas de argila se mostram agregadas, se expressando como partículas de silte e areia fina, conforme visto em Miguel *et al* (2007a).

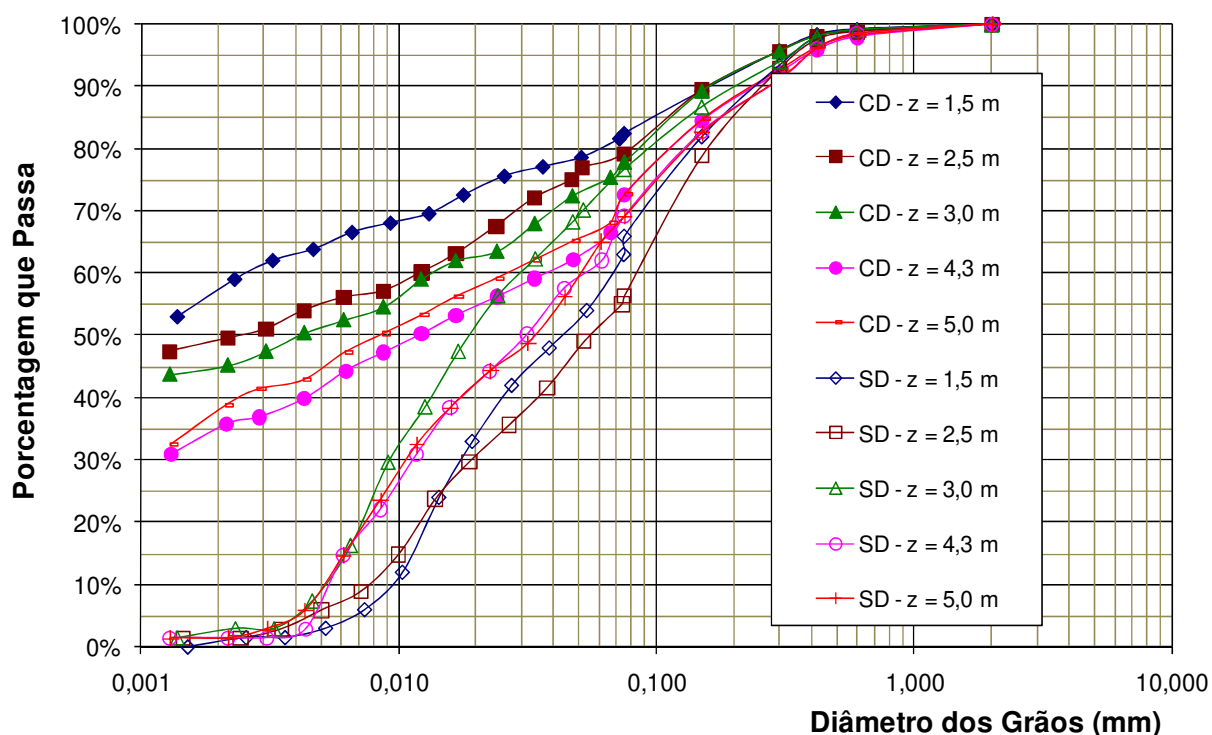


Figura 3.2. Curvas Granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante (MIGUEL et al, 2007a).

As classificações granulométricas sob ação do defloculante indicaram, para o perfil de solo, texturas de argilas silto-arenosas. No caso das curvas granulométricas obtidas sem defloculante, verifica-se que o solo do perfil se classifica texturalmente como siltes arenosos, indicando esse comportamento em campo.

A Figura 3.3 ilustra as curvas de retenção de água em trajetórias de umedecimento e secagem para a primeira camada de solo do CEMSF1, obtidas por Bonder (2008).

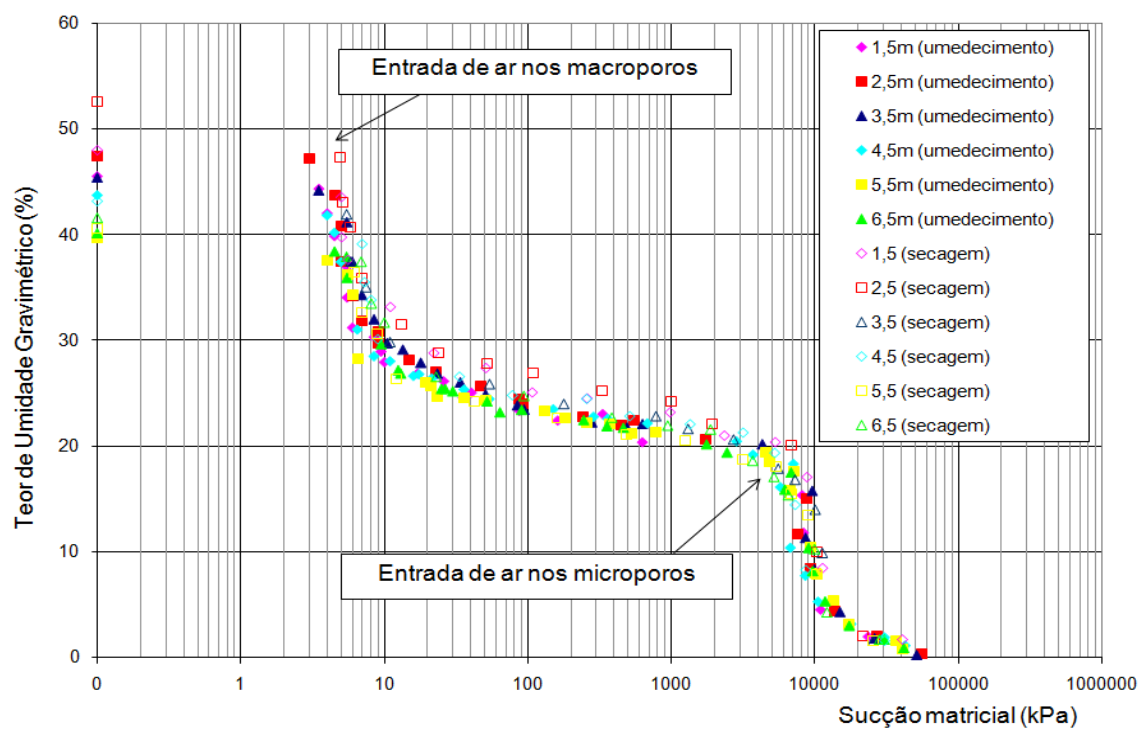


Figura 3.3. Gráfico Sucção Matricial versus Teor de Umidade Gravimétrica (BONDER, 2008).

Os valores obtidos dos Limites de Liquidez (LL), Limites de Plasticidade (LP) e Índices de Plasticidade (IP), em função da profundidade de coleta das amostras, estão apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Valores de Limites de Consistência (MIGUEL et al, 2007a).

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1,5	48	37	11
2,5	51	37	14
3,5	48	35	13
4,5	50	38	12
5,5	48	38	10

Os valores apontados na Tabela 3.2 classificam o solo pela Carta de Plasticidade de Casagrande como ML-MH (siltes de média compressibilidade) para todas as amostras.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Esse capítulo aborda as características e os materiais utilizados na execução das estacas e das provas de carga. Apresenta as distribuições das estacas em planta, bem com suas melhorias feitas na ponta. Descreve o tipo de prova de carga realizada e os tipos de ensaios de cada estaca, realizando um controle da sucção matricial durante a realização das provas de carga.

4.1. Execução das estacas

As estacas de pequeno diâmetro foram executadas no CEMSF2, com equipamento Perfuratriz Hidráulico (CD-20), com trado helicoidal curto guiado por uma haste telescópica (Figura 4.1). A abertura do fuste da estaca é realizada através de operações sucessivas de avanço da perfuração e limpeza da mesma.



Figura 4.1. Equipamento Perfuratriz CD-20.

Foram executadas nove estacas com diâmetros de 25cm e comprimentos variados, relacionados na Tabela 4.1, com armadura construtiva composta de 3 barras de 10mm e com comprimentos de 2,0m, colocadas no centro de cada estaca.

Das nove estacas executadas, quatro delas foram executadas, mas antes da concretagem, houve o lançamento equivalente a um volume de uma lata de 18 litros de brita 1 no fundo do furo (BN1, BN2, BPI1 e BPI2), e cinco foram executadas sem esse lançamento (N1, N2, N3, PI1 e PI2), conforme relação contida na Tabela 4.1. Além disso, quatro das estacas foram submetidas às provas de carga com pré-inundação do solo, sendo elas a BPI1, BPI2, PI1 e PI2.

Tabela 4.1. Características das estacas de Compressão.

Tipo de Estaca	Tipo de Ensaio	Condição do solo	Nº Estaca	D (cm)	L médio (m)
<i>Escavada (N)</i>	<i>Compressão</i>	<i>S/I</i>	<i>3</i>	<i>25</i>	<i>5,07</i>
<i>Escavada (PI)</i>	<i>Compressão</i>	<i>C/I</i>	<i>2</i>	<i>25</i>	<i>5,20</i>
<i>Escavada (BN)</i>	<i>Compressão</i>	<i>S/I</i>	<i>2</i>	<i>25</i>	<i>5,20</i>
<i>Escavada (BPI)</i>	<i>Compressão</i>	<i>C/I</i>	<i>2</i>	<i>25</i>	<i>5,10</i>

N – estaca de compressão natural sem pré-inundação do solo; PI – estaca de compressão com pré-inundação do solo; BN – estaca de compressão sem pré-inundação do solo e com brita; BPI – estaca de compressão com pré-inundação do solo e com brita; S/I - Ensaios sem pré-inundação do solo; C/I - Ensaios com pré-inundação do solo.

Foram utilizadas como estacas de reação ao sistema de carregamento das provas de carga, seis estacas com diâmetro de 30cm e comprimento médio de 9,15m. Cada estaca de reação teve como armadura 6 barras de diâmetro 10,0mm, com comprimento médio de 9,15m e estribos a cada 10 cm e um tirante Dywidag (aço de ST 85/105 e com diâmetro de 32 mm), inserido no centro da secção transversal da estaca ao longo de todo o seu comprimento (Tabela 4.2). A distância entre o centro da seção transversal de cada estaca escavada a ser ensaiada (compressão) até o centro de cada estaca de reação foi de 1,5 m.

Tabela 4.2. Características das estacas de Reação.

Tipo de Reação	Tipo de Esforço	D (cm)	L (m)
<i>Escavada</i>	<i>Tração</i>	<i>30</i>	<i>8,90</i>
<i>Escavada</i>	<i>Tração</i>	<i>30</i>	<i>9,90</i>
<i>Escavada</i>	<i>Tração</i>	<i>30</i>	<i>8,50</i>
<i>Escavada</i>	<i>Tração</i>	<i>30</i>	<i>9,30</i>
<i>Escavada</i>	<i>Tração</i>	<i>30</i>	<i>8,50</i>
<i>Escavada</i>	<i>Tração</i>	<i>30</i>	<i>9,80</i>

O sistema de reação das provas de carga se constituiu de duas estacas de reação para cada uma das estacas de compressão, utilizando uma distribuição das estacas em campo em forma de quatro triângulos, conforme ilustra a Figura 4.2.

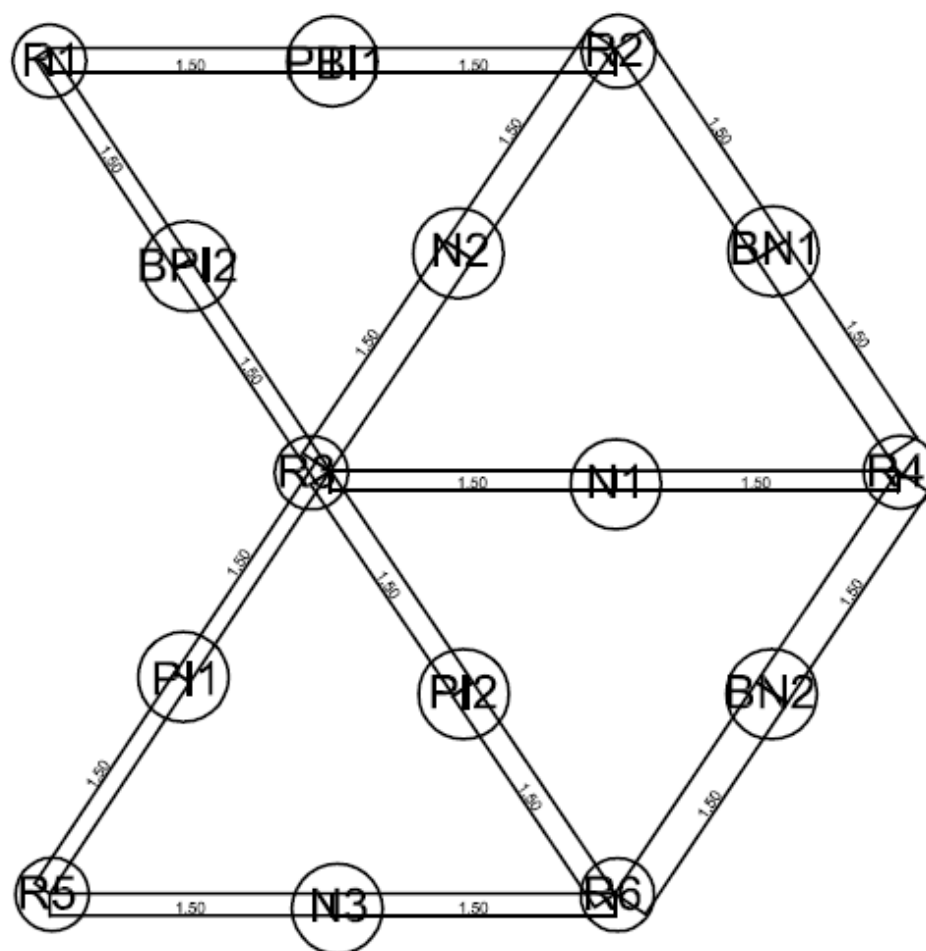


Figura 4.2. Distribuição das estacas ensaiadas e das reações em planta.

Na Figura 4.2, os números servem como orientação para as provas de carga, sendo as estacas identificadas da seguinte forma:

R – estaca de reação

N – estaca de compressão sem pré-inundação do solo

PI – estaca de compressão com pré-inundação do solo

BN – estaca de compressão sem inundação do solo e com brita

BPI – estaca de compressão com pré-inundação do solo e com brita.

Todas as estacas foram submetidas a duas provas de carga cada, um primeiro carregamento e um segundo carregamento, sendo cada estaca carregada e descarregada, e novamente carregada e descarregada. Todas as provas de carga foram realizadas por ensaio do tipo misto, ou seja, o ensaio a prova de carga foi iniciada conforme os carregamentos do ensaio lento até 1,2 vezes a carga admissível e depois seguido conforme os carregamentos do ensaio rápido.

A Tabela 4.3 apresenta um resumo das provas de carga executadas, suas respectivas estacas e as condições de umidade do solo.

Tabela 4.3. Resumo das provas de carga.

<i>Estaca</i>	<i>Prova de carga</i>	<i>Condição do solo</i>	<i>Condição da ponta</i>	<i>Condição do ensaio</i>
<i>N2</i>	<i>PC1</i>	<i>Sem pré inundação</i>	<i>Sem Melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC2</i>			<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC3</i>			<i>Primeiro carregamento</i>
<i>N1</i>	<i>PC4</i>	<i>Sem pré inundação</i>	<i>Sem melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC5</i>			<i>Segundo carregamento</i>
<i>N3</i>	<i>PC10</i>	<i>Sem pré inundação</i>	<i>Sem melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC11</i>			<i>Segundo carregamento</i>
<i>BN1</i>	<i>PC6</i>	<i>Sem pré inundação</i>	<i>Com melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC7</i>			<i>Segundo carregamento</i>
<i>BN2</i>	<i>PC8</i>	<i>Sem pré inundação</i>	<i>Com melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>

	<i>PC9</i>			<i>Segundo carregamento</i>
<i>PI1</i>	<i>PC12</i>	<i>Com pré inundação por 48 horas</i>	<i>Sem melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC13</i>			<i>Segundo carregamento</i>
<i>PI2</i>	<i>PC14</i>	<i>Com pré inundação por 48 horas</i>	<i>Sem melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC15</i>			<i>Segundo carregamento</i>
<i>BPI1</i>	<i>PC16</i>	<i>Com pré inundação por 48 horas</i>	<i>Com melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC17</i>			<i>Segundo carregamento</i>
<i>BPI2</i>	<i>PC18</i>	<i>Com pré inundação por 48 horas</i>	<i>Com melhoria</i>	<i>Primeiro carregamento</i>
	<i>PC19</i>			<i>Segundo carregamento</i>

Blocos de concreto armado de 30x30x30cm³ foram executados sobre as estacas de compressão, tendo como armadura, oito estribos verticais, distribuídos em duas direções, e quatro estribos horizontais, todos constituídos de barras de diâmetro de 6,3mm. O espaçamento entre estribos foi de 10,0cm e o cobrimento de 3,0cm (Figura 4.3).



Figura 4.3. Blocos de concreto.

Todos as estacas e blocos foram preenchidos com concreto usinado e plástico, com resistência à compressão característica (f_{ck}) de 24 MPa, conforme resultados dos ensaios de compressão em corpos-de-prova do concreto, rompidos aos 28 dias. O abatimento do concreto foi de 8 cm (Figura 4.4), com o auxílio de um funil.



Figura 4.4. Ensaio de abatimento do concreto.

4.2. Execução das provas de carga

As provas de carga estática à compressão foram realizadas por ensaio misto, segundo a NBR 12131 (2005), ou seja, foram realizados em média seis estágios de carregamento do tipo lento até a carga admissível, estimada por meio de métodos semi-empíricos. Depois de atingida essa carga admissível, os demais carregamentos foram do tipo rápido até o deslocamento máximo dos extensômetros (50mm). O descarregamento também foi do tipo rápido em quatro estágios.

Para se verificar a colapsibilidade da fundação, foram executadas provas de carga sem pré-inundação e com pré-inundação do solo por 48 horas, em estacas distintas, a fim de se obter a redução na capacidade de carga, em função de determinada redução de sucção matricial, obtida por equipamentos específicos de campo, como tensiômetros.

O carregamento foi aplicado por meio de um macaco hidráulico acionado por bomba manual mecânica. Uma célula de carga de capacidade de 200 kN, conectada a um indutor de deformações (Figura 4.5) foi utilizada para a leitura dos carregamentos.



Figura 4.5. Indutor de deformação.

Quatro extensômetros mecânicos com resolução de 0,01mm e cursor de 50mm, apoiados na face superior dos blocos, foram utilizados para a leitura dos recalques das estacas. Esses extensômetros foram presos a bases magnéticas fixas em vigas de referência (Figura 4.6).



Figura 4.6. Extensômetros de 50mm.

Para cada estaca, foram realizados um ensaio (carregamento e descarregamento) e um reensaio (recarregamento e descarregamento), cada qual atingindo o máximo dos deslocamentos dos extensômetros utilizados (50mm). O objetivo foi obter a resistência de ponta das estacas, pois, o método de execução das estacas escavadas de pequeno diâmetro com trado mecânico gera detritos na base da escavação, minimizando, ou quase anulando, a parcela de resistência referente à ponta.

Cinco das nove estacas escavadas (N1, N2, N3, BN1 e BN2) foram ensaiadas com o solo sem pré-inundação, isto é, na condição de sucção matricial do solo em campo. A Figura 4.7 apresenta uma prova de carga em estaca sem pré-inundação sendo realizada.



Figura 4.7. Prova de carga sem pré-inundação.

As outras quatro estacas (PI1, PI2, BPI1 e BPI2), foram ensaiadas com o solo pré-inundado com auxílio de cavas de inundação ($60 \times 60 \times 40\text{cm}^3$), executadas ao redor da cabeça de cada estaca, e de furos verticais (distantes da face dos fustes das estacas cerca de 15cm), com diâmetro de 5,0cm e comprimento de 3,0m, a partir da superfície das cavas, preenchidos com areia grossa. Esses furos tinham a função de dreno, de modo a simular a condição mais crítica, isto é, sob valor de sucção matricial próximo a zero. As cavas e os furos permaneceram inundados por, no mínimo, 48 horas antes e durante as provas de carga. (Figura 4.8).



Figura 4.8. Prova de carga com pré-inundação.

A sucção matricial do solo em campo, durante a realização dos ensaios nas condições sem e com pré-inundação, foi determinada por meio de tensiômetros convencionais, devidamente calibrados e instalados, localizados próximos ao local das provas de carga. A Tabela 4.4 apresenta uma relação dos tensiômetros instalados e suas respectivas profundidades, a partir do nível natural do terreno, de cada um.

Tabela 4.4. Profundidade dos tensiômetros convencionais.

Tensiômetros	Profundidade (m)
<i>1</i>	<i>0,6</i>
<i>2</i>	<i>0,6</i>
<i>3</i>	<i>1,2</i>
<i>4</i>	<i>1,2</i>
<i>5</i>	<i>1,5</i>
<i>6</i>	<i>1,5</i>
<i>7</i>	<i>2,0</i>
<i>8</i>	<i>2,0</i>
<i>9</i>	<i>3,0</i>

4.3. Métodos utilizados para análise dos resultados

A capacidade de carga P_u de cada fundação ensaiada foi estimada utilizando os métodos da NBR 6122 (1996), de Van der Veen (1953) e também o Método de Rigidez de Décourt (2002a).

A capacidade de carga determinada pelo Método da NBR 6122(1996) foi simbolizada por P_{uNBR} , sendo a mesma estimada pela equação 2.22 já apresentada. Este método tem sido aplicado apenas à prova de cada estaca, correspondente ao primeiro carregamento.

O Módulo de Elasticidade foi estimado conforme o item 8.2.8 da NBR 6118 (2004). Considerando a equação 2.23 e a resistência à compressão característica (f_{ck}) de 24 MPa, resultante dos ensaios de compressão em corpos-de-prova do concreto das estacas, rompidos aos 28 dias, o valor do módulo de elasticidade utilizado foi de 27.434.285 kPa.

A capacidade de carga das fundações ensaiadas foi estimada utilizando o Método de Van der Veen (1953) pela extrapolação da curva carga *versus* recalque e foi simbolizada por P_{u1} , enquanto que a capacidade de carga obtida pelo Método de Rigidez de Décourt (2002a), plotando-se as cargas P (obtidas das provas de carga) no eixo das abscissas e as rigidez associadas (Rig) no eixo das ordenadas, foi simbolizada por P_{u2} .

Para a determinação da resistência ao atrito lateral R_L foram utilizados os Métodos Brierley Modificado (MBM), fazendo uma regressão linear na curva carga *versus* recalque no intervalo definido entre: $2 \% \leq r/d \leq 4 \%$ ou seja, considerando o diâmetro das estacas de 25cm, $5mm < r < 10mm$, e o Gráfico da Rigidez (GR) plotando-se as cargas P *versus* rigidez associadas (Rig). O MBM determinou a R_{L1} e o GR a R_{L2} .

Para se estimar então o valor de R_L de cada estaca, Décourt (2002a) propõe que se deve considerar um conjunto de quatro valores:

R_{L1} : Valor de R_L obtido por MBM

$1,1 \times R_{L1}$: Valor de R_L obtido por MBM multiplicado pelo fator 1,1

R_{L2} : Valor de R_L obtido por GR

$0,9 \times R_{L2}$: Valor de R_L obtido por GR multiplicado pelo fator 0,9

Portanto, para cada prova de carga, foi calculado um conjunto de quatro valores. Como o Método do MBM subestima os valores, o R_{L1} foi multiplicado por 1,1 e, como o Gráfico de Rigidez superestima, o R_{L1} foi multiplicado por 0,9, chegando a valores mais próximos. A média foi determinada pela soma dos quatro valores e o total dividido por quatro para se chegar a um valor médio. Para se calcular a média dos intermediários, descartaram-se os valores extremos (o mais baixo e o mais alto dos quatro valores), fazendo a média entre os intermediários, assim, se obteve o valor da resistência por atrito lateral R_L de cada estaca.

Em seguida, com os valores obtidos de resistência lateral R_L e da capacidade de carga P_u de cada estaca, subtraiu-se o valor da parcela da resistência lateral do valor da capacidade de carga para se chegar à estimativa da resistência de ponta das estacas, utilizando para isso a equação 4.1.

$$P_u = R_L + R_p \quad (4.1)$$

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Tabela 5.1 apresenta características gerais das provas de carga realizadas, sendo para cada prova anotada a simbologia adotada, a data de execução, a carga de início do carregamento rápido, a condição de umidade do solo e o tipo de carregamento.

Tabela 5.1. Provas de carga.

Estaca	Simbologia da Prova de Carga	Data	Carga de início do carregamento rápido (kN)	Condição do solo	Tipo de carregamento
N2	PC1	26/03/2009	Inteira lenta	S/I	1ºcarregamento
	PC2	30/03/2009	150	S/I	1ºcarregamento
	PC3	16/04/2009	Inteira lenta	S/I	1ºcarregamento
N1	PC4	21/05/2009	117	S/I	1ºcarregamento
	PC5	25/05/2009	117	S/I	2ºcarregamento
N3	PC10	16/07/2009	117	S/I	1ºcarregamento
	PC11	21/07/2009	117	S/I	2ºcarregamento
BN1	PC6	29/05/2009	117	S/I	1ºcarregamento
	PC7	01/06/2009	117	S/I	2ºcarregamento
BN2	PC8	16/06/2009	117	S/I	1ºcarregamento
	PC9	22/06/2009	117	S/I	2ºcarregamento

PI1	PC12	07/08/2009	58,5	C/ I	1ºcarregamento
	PC13	10/08/2009	67,5	C/ I	2ºcarregamento
PI2	PC14	21/08/2009	65,0	C/ I	1ºcarregamento
	PC15	28/08/2009	67,0	C/ I	2ºcarregamento
BPI1	PC16	02/09/2009	65,0	C/ I	1ºcarregamento
	PC17	18/09/2009	65,0	C/ I	2ºcarregamento
BPI2	PC18	21/10/2009	55,0	C/ I	1ºcarregamento
	PC19	23/10/2009	Rompeu lenta	C/ I	2ºcarregamento

S/ I: Sem pré-inundação do solo; C/ I: Com pré-inundação do solo

As curvas carga *versus* recalque, obtidas nas provas de carga das estacas ensaiadas, referentes aos ensaios e aos reensaio, quando o solo se apresenta sem pré-inundação, estão apresentadas nas Figuras 5.1 a 5.5.

Nas curvas referentes ao primeiro carregamento foi aplicado o Método da NBR 6122(1996) para se determinar a capacidade de carga de ruptura convencional da estaca (P_{uNBR}), cujos resultados estão relacionados na Tabela 5.2. Esse método não foi aplicado nas curvas referentes ao reensaio, pois só pode ser usado sobre uma curva de primeiro carregamento.

Os pares de valores das curvas carga *versus* recalque apresentadas nas Figuras 5.1 a 5.5, foram utilizados na aplicação do Método de Van der Veen (1953), contemplado por um programa computacional. Os valores de capacidade de carga obtidos por esse método foram definidos como P_{u1} , sendo os mesmos apresentados nas Tabelas 5.3 e 5.4.

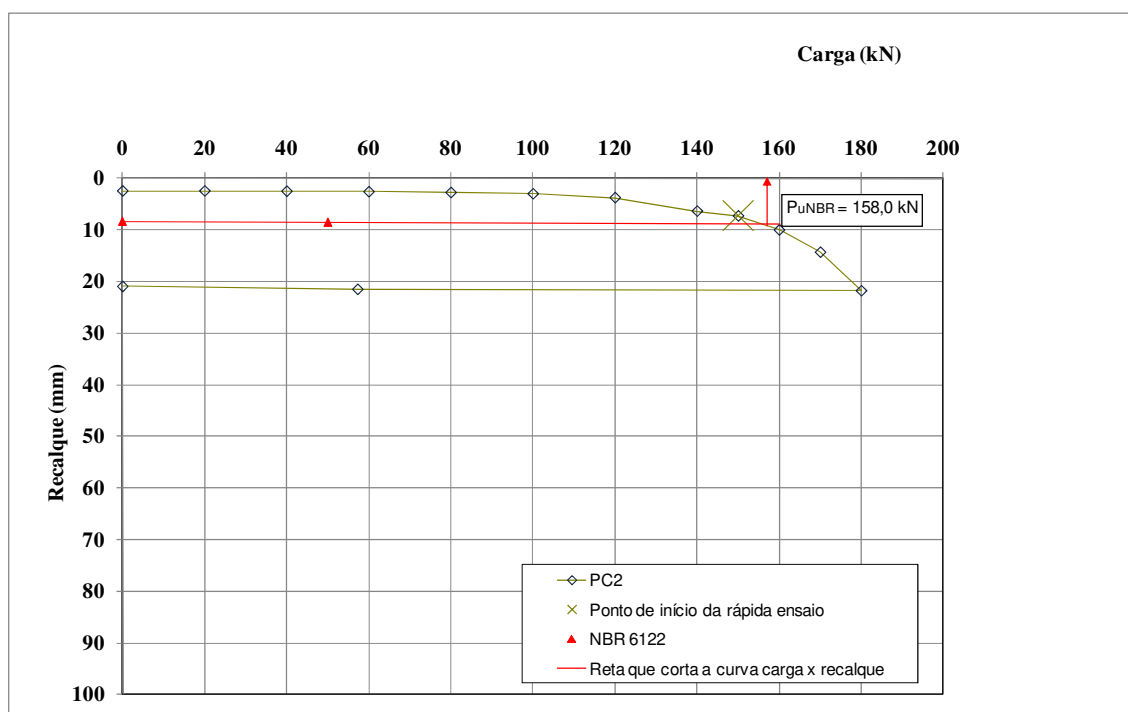


Figura 5.1. Curvas carga versus recalque da estaca N2, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

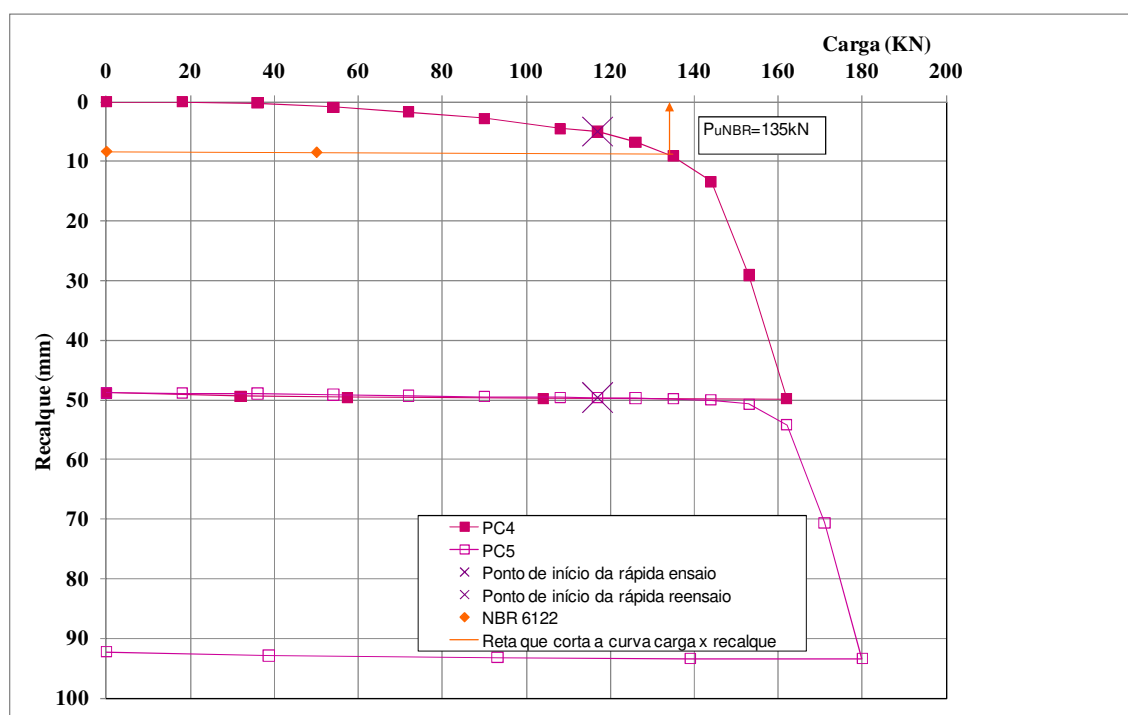


Figura 5.2. Curvas carga versus recalque da estaca N1, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

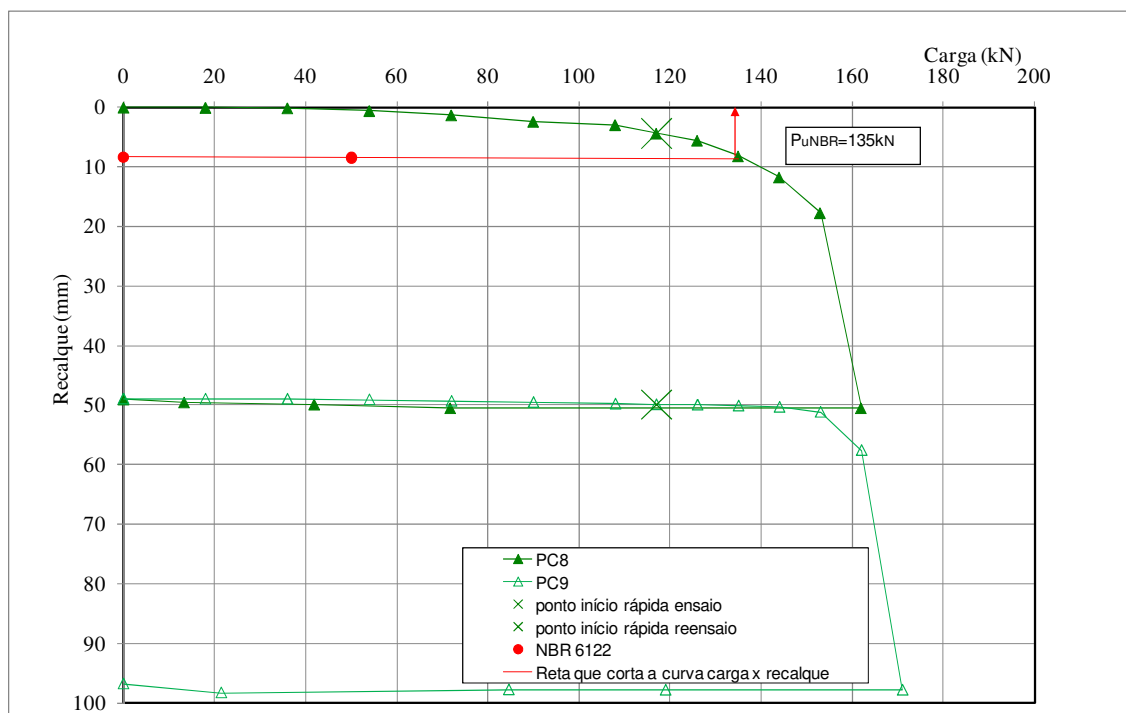


Figura 5.5. Curva carga versus recalque da estaca BN2 com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

A estaca N2, apresentou um problema com o macaco hidráulico na PC1. O macaco hidráulico foi trocado, sendo possível realizar, posteriormente, a prova de carga da PC2, como continuidade da PC1. Durante a prova de carga da PC3, ocorreram problemas com o macaco hidráulico e com o indutor de deformações, comprometendo, assim, os resultados. Dessa maneira, preferiu-se não considerar nas análises dos resultados as provas de carga PC1 e PC3, mas somente da PC2.

As curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga (ensaio e reensaio) com o solo pré-inundado estão apresentadas nas Figuras 5.6 a 5.9. Do mesmo modo, os pares de valores dessas curvas foram utilizados na aplicação do Método de Van der Veen (1953) para a determinação da capacidade de carga (P_{u1}), cujos valores estão apresentados nas Tabelas 5.3 e 5.4.

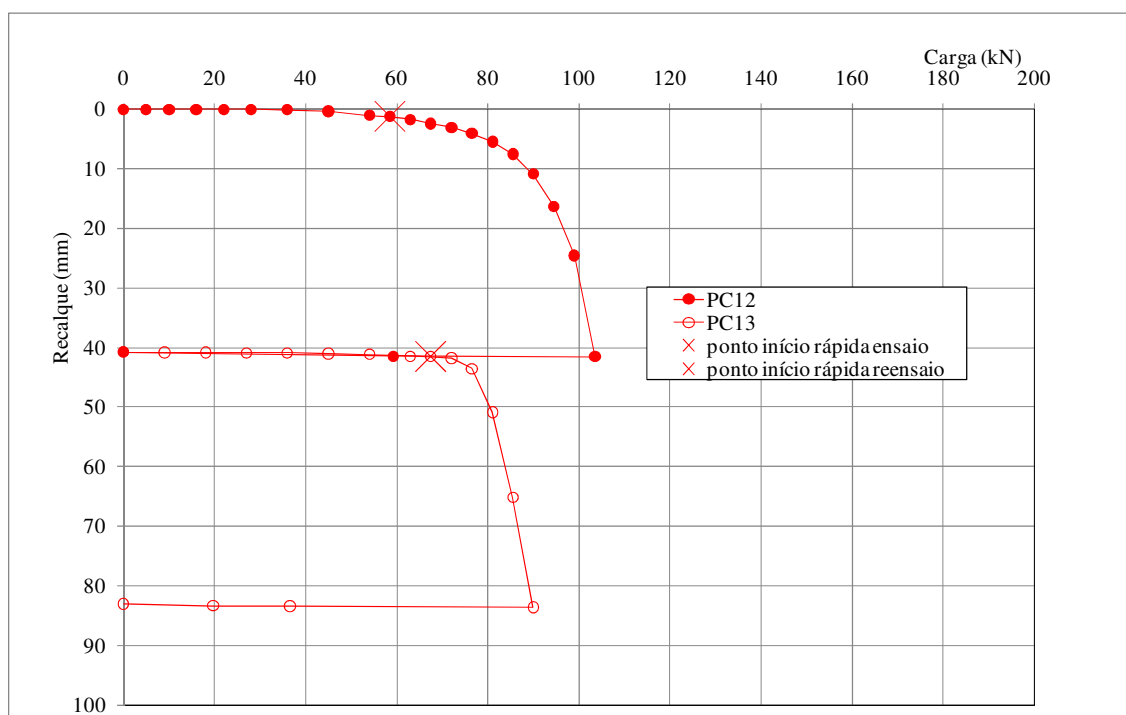


Figura 5.6. Curva carga versus recalque da estaca PI1, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

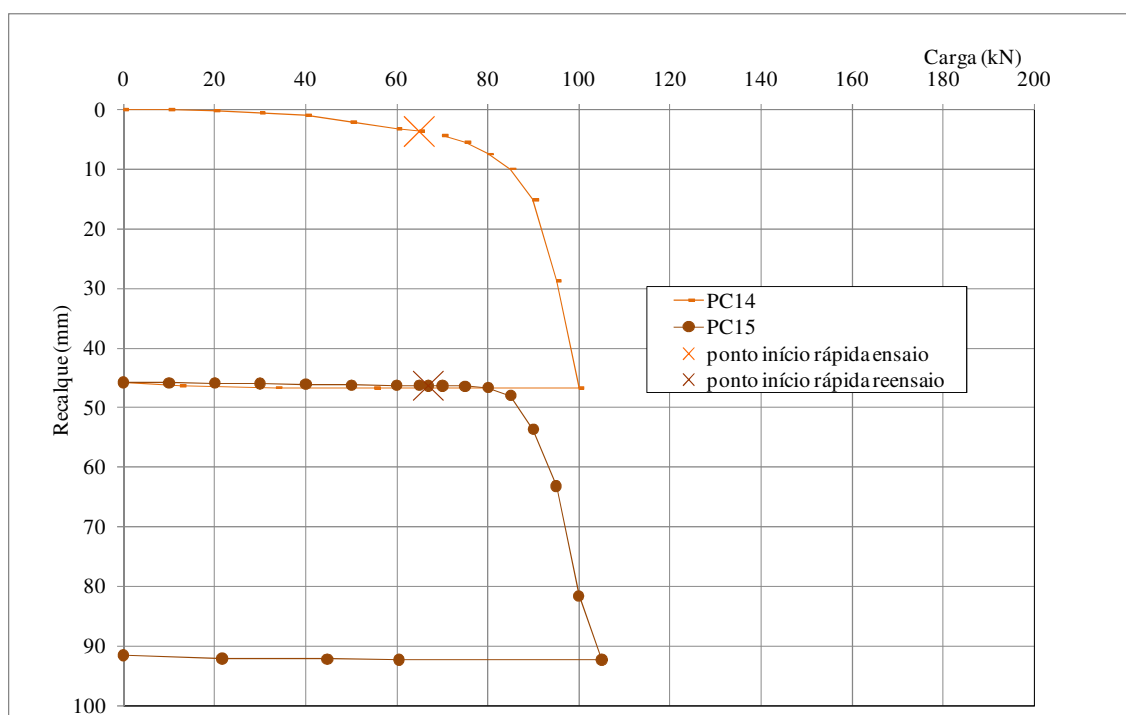


Figura 5.7. Curva carga versus recalque da estaca PI2, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

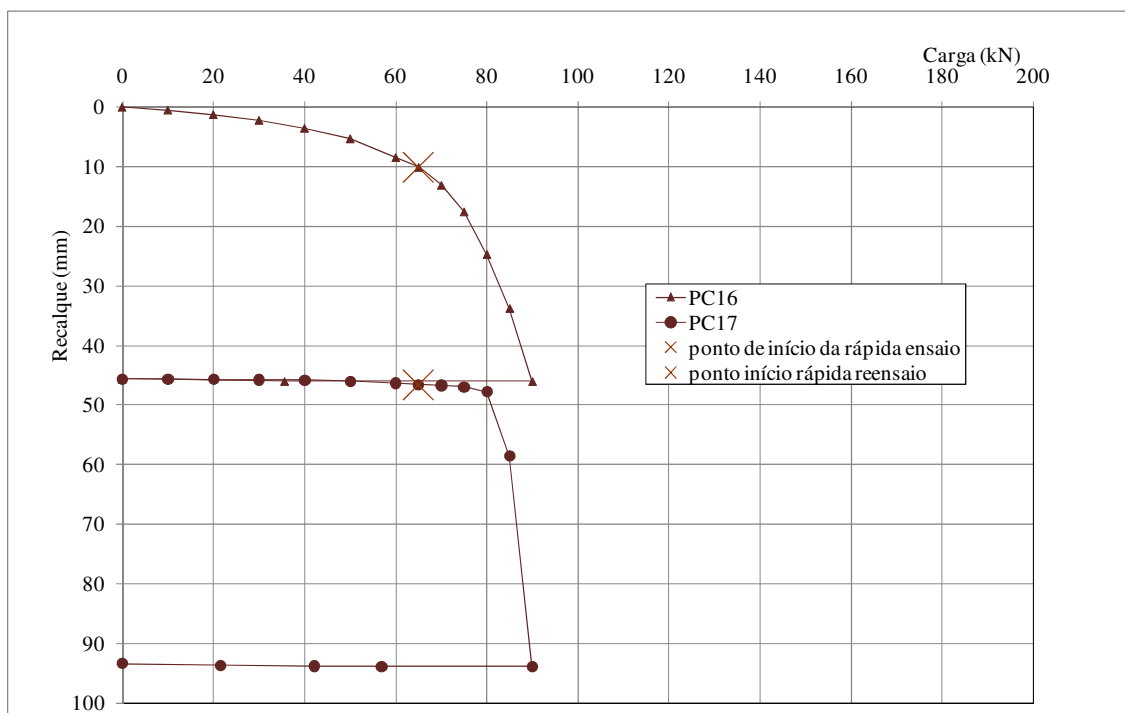


Figura 5.8. Curva carga versus recalque da estaca BPI1, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.

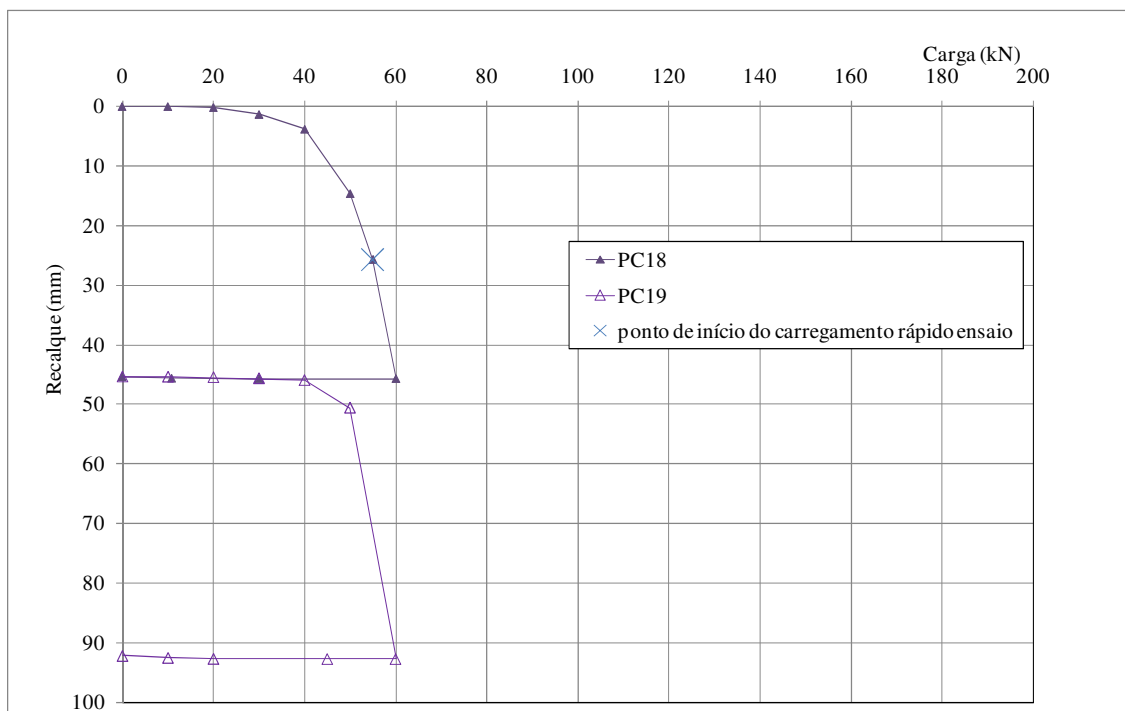


Figura 5.9. Curva carga versus recalque da estaca BPI2, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.

Nas curvas carga *versus* recalque das Figuras 5.6 a 5.9, nos reensaio, os deslocamentos consideráveis ocorreram antes da última carga aplicada no ensaio.

O Método de rigidez de Décourt (1998 e 2002a) foi aplicado nas fundações, considerando os valores obtidos nas provas de carga, para a determinação da capacidade de carga (P_{u2}) e da resistência ao atrito lateral (R_{L2}). As curvas rigidez *versus* carga, obtidas para cada prova de carga, estão apresentadas nas Figuras 5.10 a 5.18.

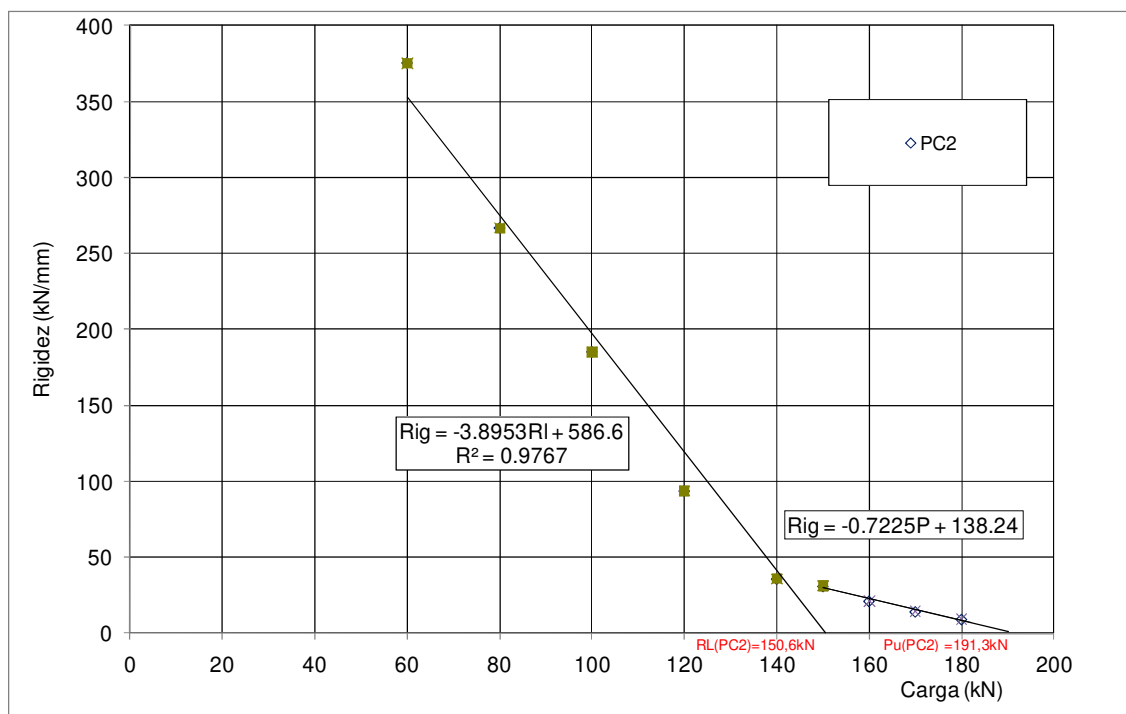


Figura 5.10. Curva rigidez *versus* carga da estaca N2, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

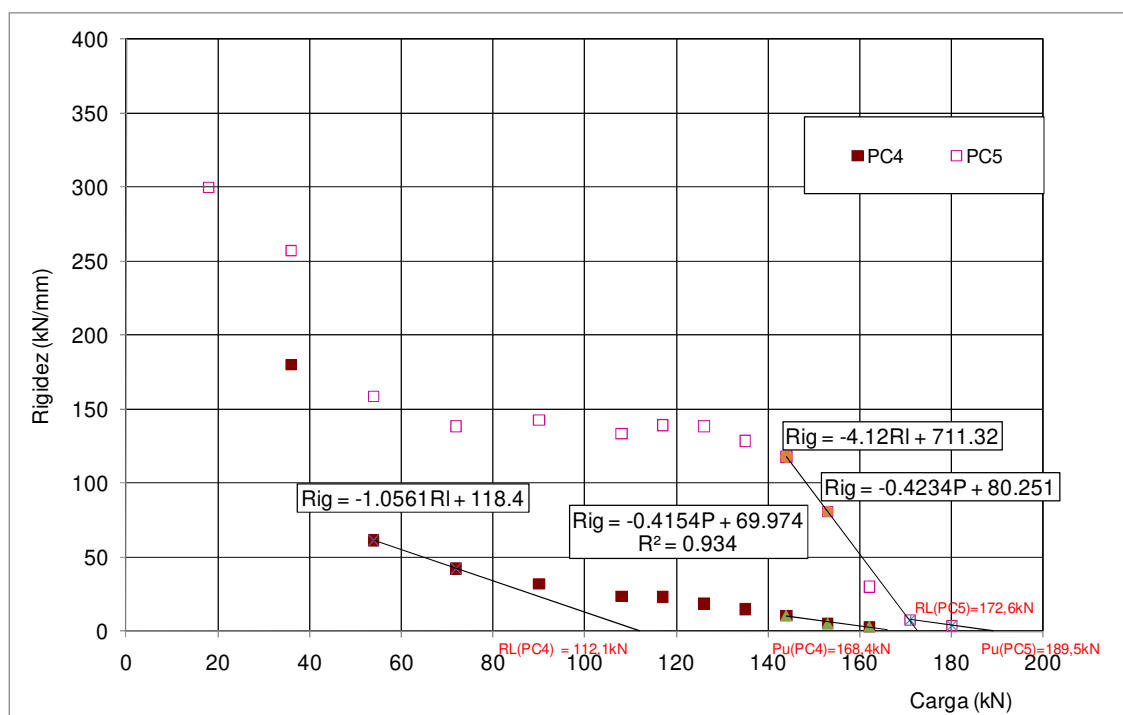


Figura 5.11. Curva rigidez versus carga da estaca N1, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

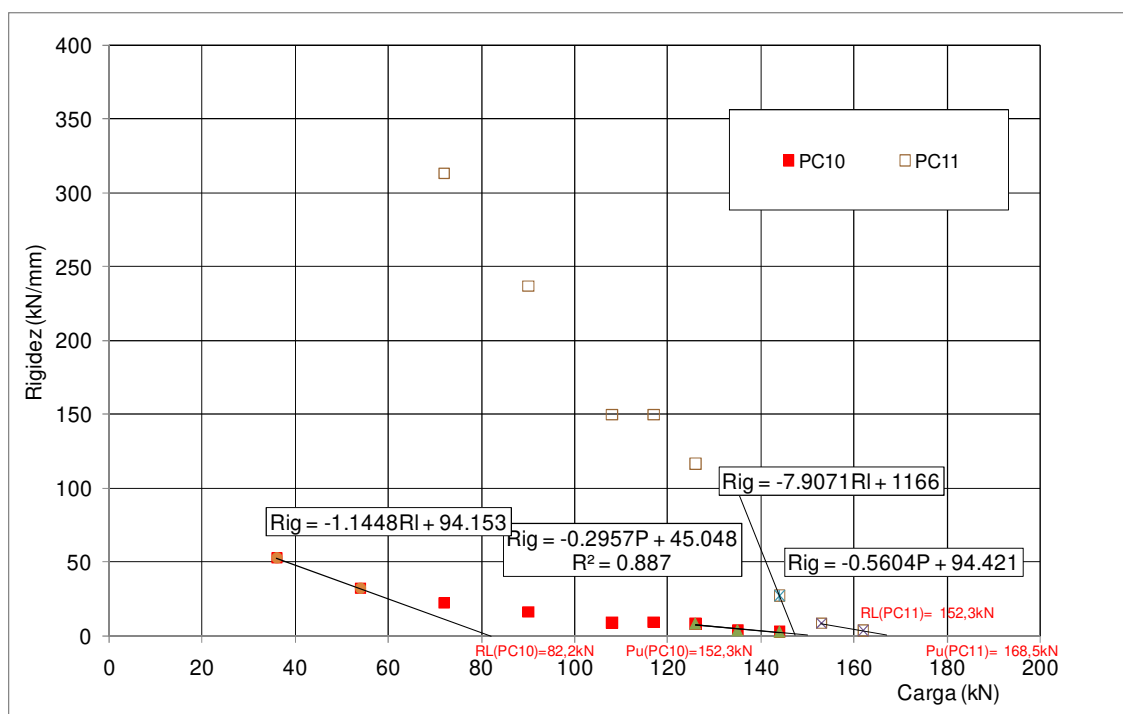


Figura 5.12. Curva rigidez versus carga da estaca N3, sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

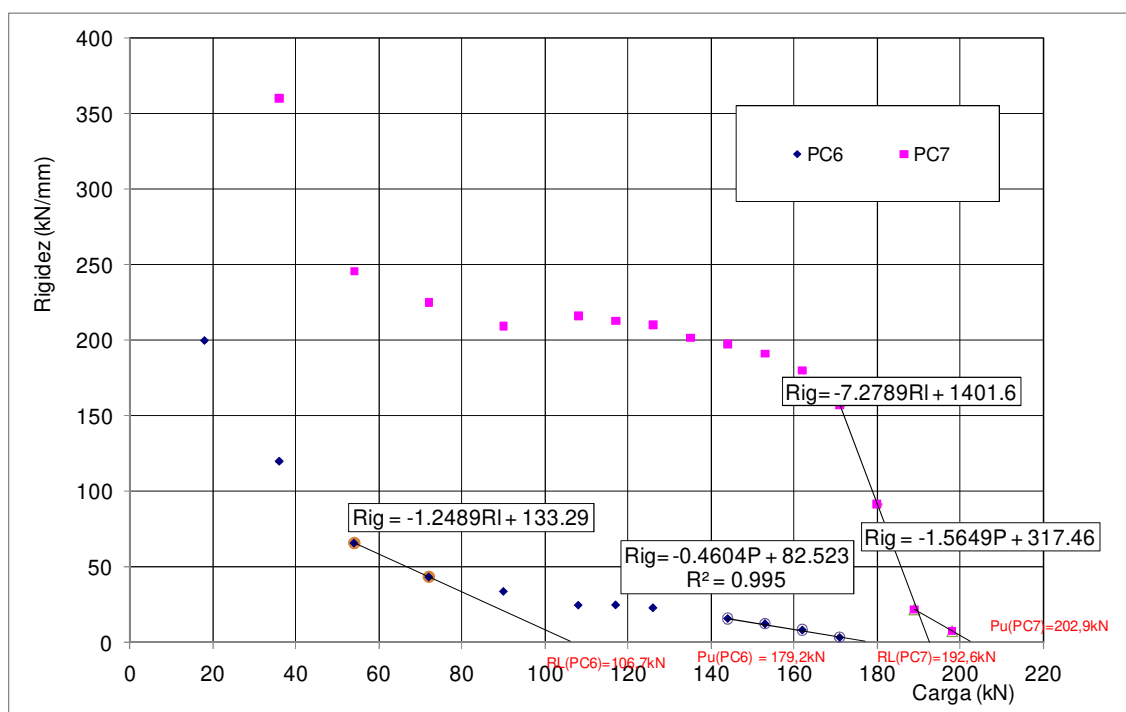


Figura 5.13. Curva rigidez versus carga da estaca BN1, com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

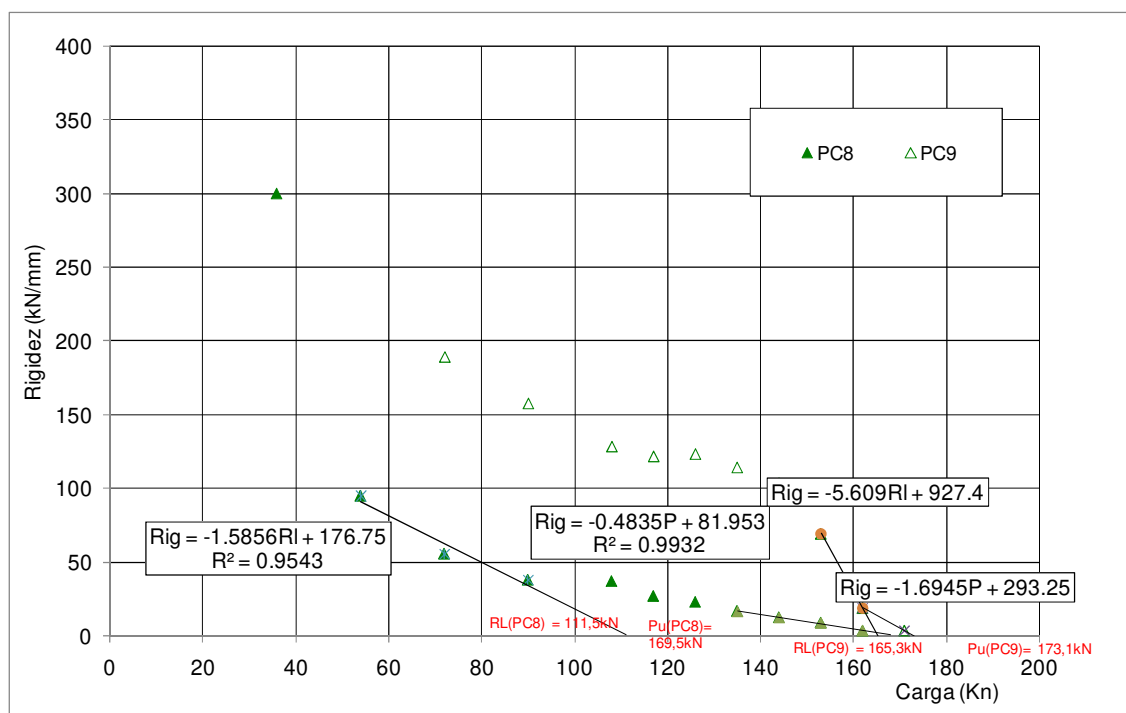


Figura 5.14. Curva rigidez versus carga da estaca BN2, com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

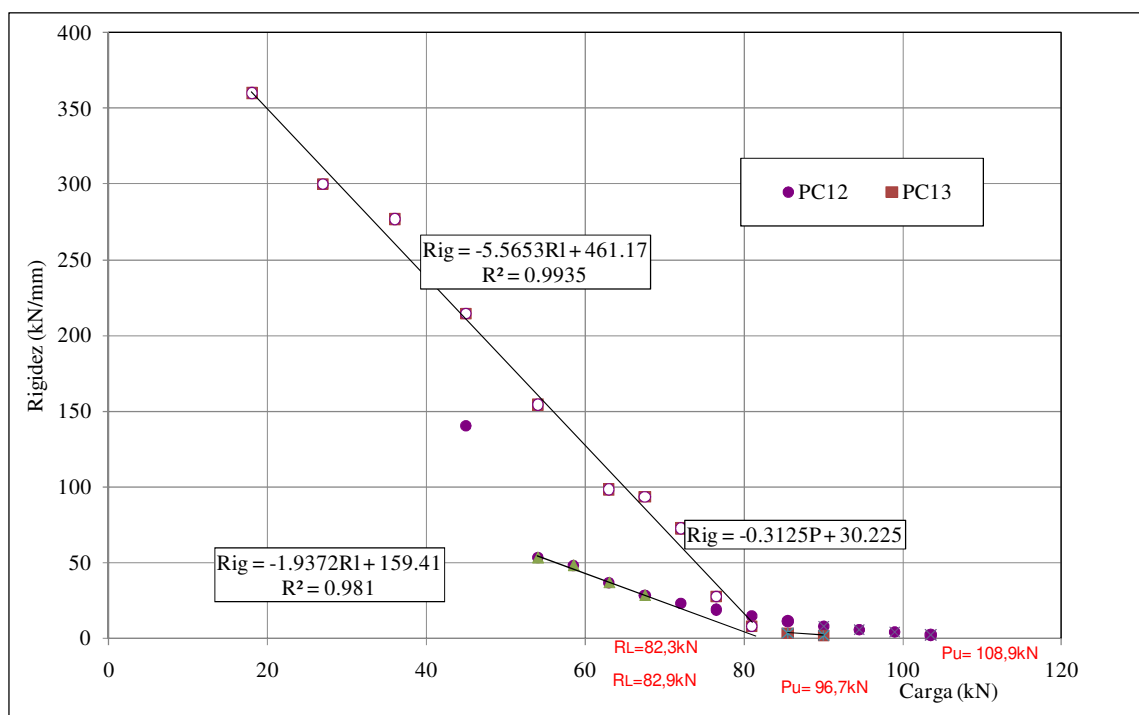


Figura 5.15. Curva rigidez versus carga da estaca PI1, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

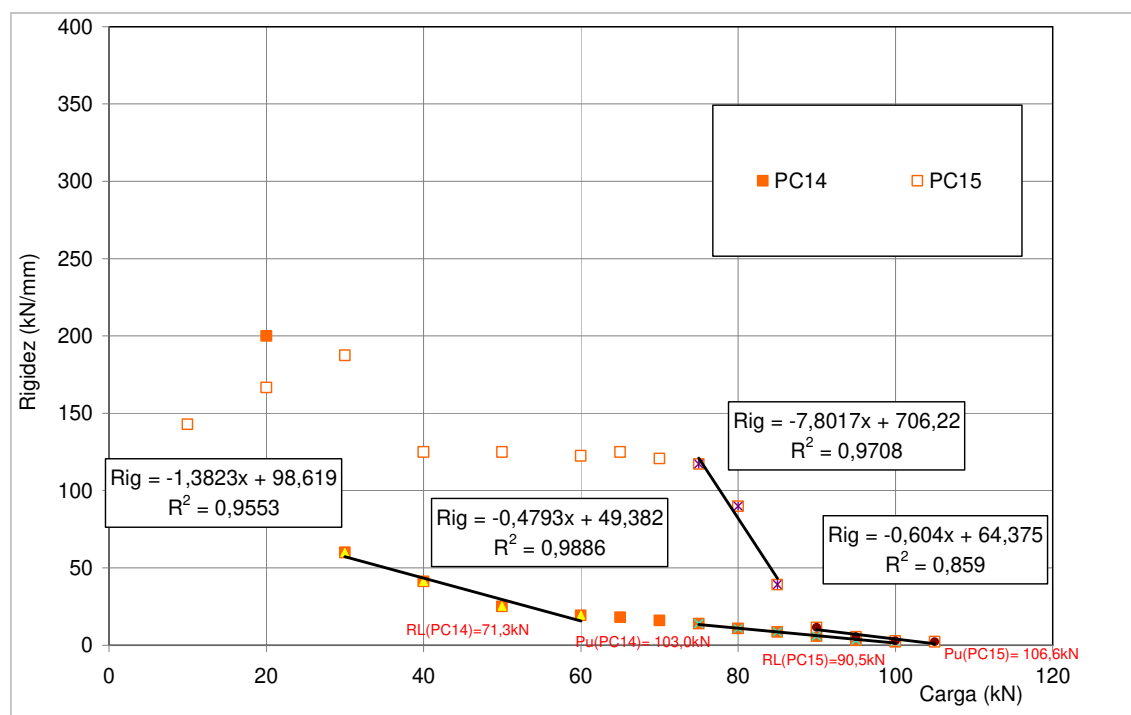


Figura 5.16. Curva rigidez versus carga da estaca PI2, sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

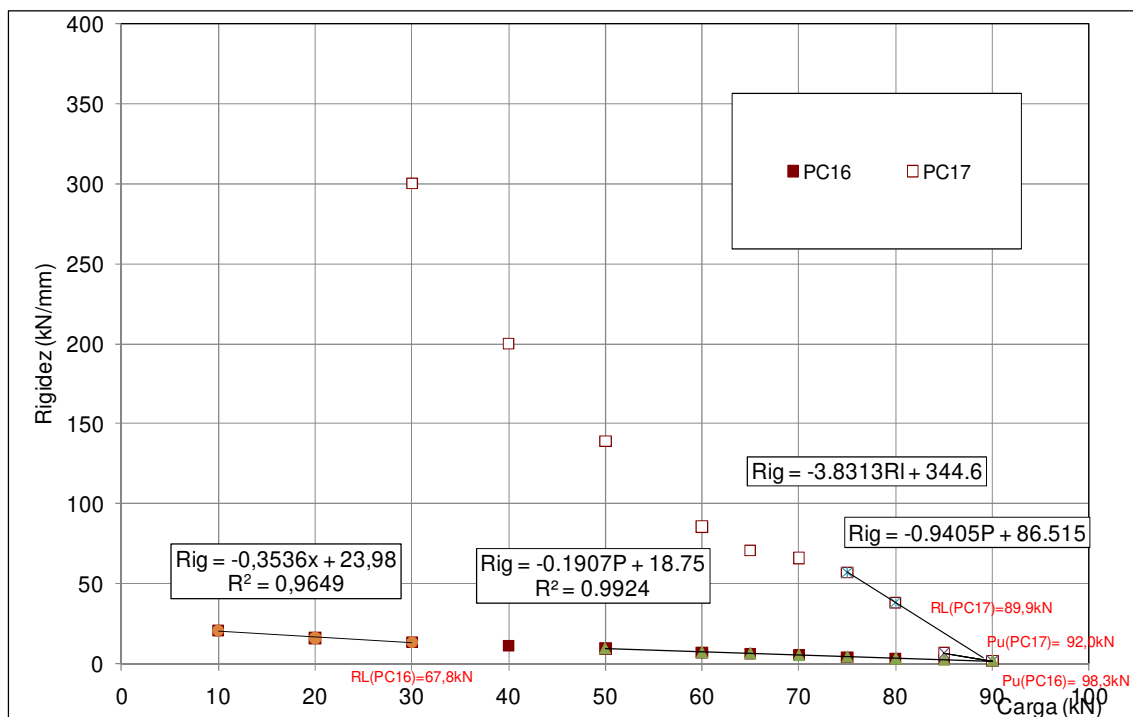


Figura 5.17. Curva rigidez versus carga da estaca BPI1, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.

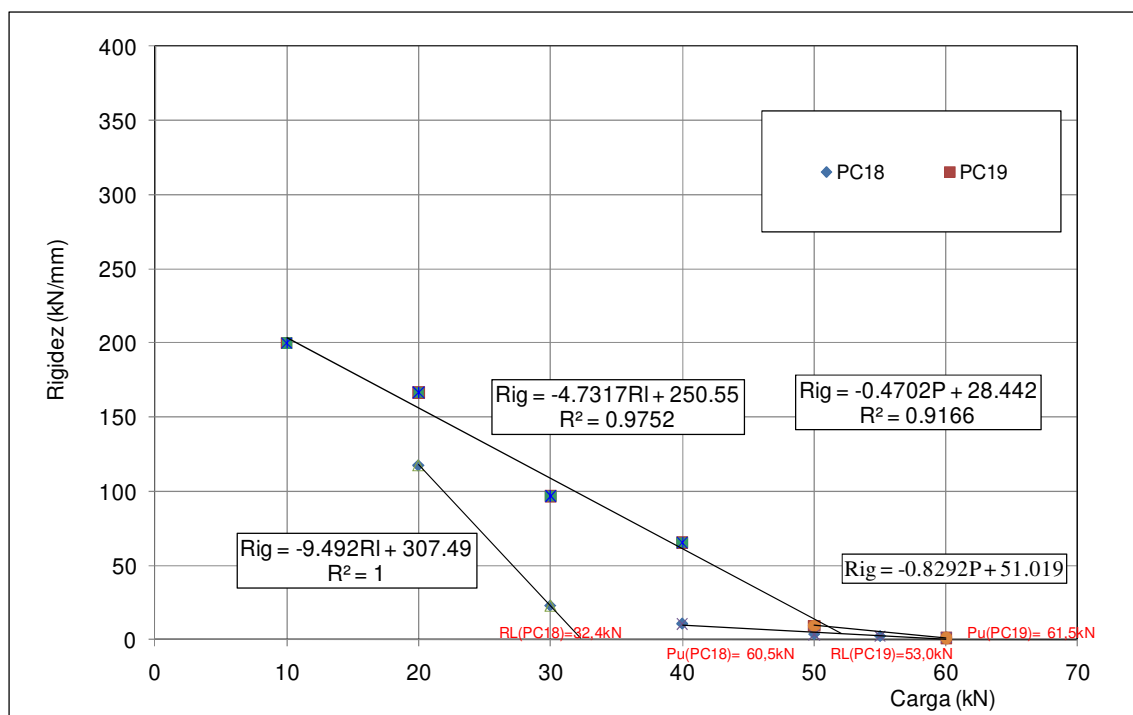


Figura 5.18. Curva rigidez versus carga da estaca BPI2, com brita na ponta e com pré-inundação do solo.

Nas provas de carga, foram obtidos os valores da carga de ruptura pelos Métodos da NBR 6122 (1996) ($P_{u\ NBR}$), de Van der Veen (1953) (P_{u1}) e de Rigidez de Décourt (1998 e 2002a) (P_{u2}), cujos valores apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Valores de Carga de Ruptura obtidos pelos Métodos: NBR 6122 (1996), Van der Veen (1953) e Rigidez (Décourt, 1998 e 2002a), na condição de sem pré-inundação do solo.

Prova de carga	$P_{u\ NBR}$ (kN)	P_{u1} (kN)	P_{u2} (kN)
<i>N2 - PC2(e)</i>	<i>158,0</i>	<i>181,1</i>	<i>191,3</i>
<i>N1 - PC4(e)</i>	<i>135,0</i>	<i>162,3</i>	<i>168,4</i>
<i>N3 - PC10(e)</i>	<i>103,0</i>	<i>145,4</i>	<i>152,3</i>
<i>BN1 - PC6(e)</i>	<i>140,0</i>	<i>171,1</i>	<i>179,2</i>
<i>BN2 - PC8(e)</i>	<i>135,0</i>	<i>162,0</i>	<i>169,5</i>

Legenda: e – ensaio (primeiro carregamento).

Comparando-se os valores de capacidade de carga obtidos pelo Método da Norma NBR 6122 (1996) com aqueles obtidos por Van der Veen (1953) e de Rigidez de Décourt (1998 e 2002a), para os ensaios das provas de carga sem pré-inundação disponíveis na Tabela 5.2, verificou-se que o Método da Norma apresentou-se muito conservador em relação aos demais, sendo seus valores desconsiderados devido alguns fatores: a) o método da Norma deve ser aplicado em curva de primeiro

carregamento; b) como na prova de carga N3, na qual a P_{uNBR} foi menor que a P referente ao início do ensaio rápido, ou seja, 1,2 vezes a carga admissível.

Na Tabela 5.2, nota-se que a diferença entre os valores de P_u , obtidos pelo método da NBR 6122 (1996) e pelos métodos de Van der Veen (1953) e Décourt (1998 e 2002a) foi muito grande, sendo, portanto, desprezado o valor de P_{uNBR} para o cálculo da capacidade de carga (P_u). Desta maneira, P_u foi considerada como a média entre os valores de P_{u1} e P_{u2} , conforme resultados apresentados na Tabelas 5.3 e 5.4.

Tabela 5.3 Valores de Capacidade de Carga pelos Métodos de Van der Veen e Rigidez de Décourt, para as provas de carga sem pré-inundação.

Prova de carga	P_{u1} (kN)	P_{u2} (kN)	P_u (kN)
<i>N2 - PC2(e)</i>	<i>181,1</i>	<i>191,3</i>	<i>186,2</i>
<i>N1 - PC4(e)</i>	<i>162,3</i>	<i>168,4</i>	<i>165,4</i>
<i>N1 - PC5(r)</i>	<i>180,0</i>	<i>189,5</i>	<i>184,8</i>
<i>N3 - PC10(e)</i>	<i>145,4</i>	<i>152,3</i>	<i>148,9</i>
<i>N3 - PC11(r)</i>	<i>162,0</i>	<i>168,5</i>	<i>165,3</i>
<i>BN1 - PC6(e)</i>	<i>171,1</i>	<i>179,2</i>	<i>175,2</i>
<i>BN1 - PC7(r)</i>	<i>198,0</i>	<i>202,9</i>	<i>200,5</i>
<i>BN2 - PC8(e)</i>	<i>162,0</i>	<i>169,5</i>	<i>165,8</i>

<i>BN2 - PC9(r)</i>	<i>171,8</i>	<i>173,1</i>	<i>172,5</i>
---------------------	--------------	--------------	--------------

Legenda: e – ensaio (primeiro carregamento) / r – reensaio (segundo carregamento).

Tabela 5.4 Valores de Capacidade de Carga obtidos pelos Métodos de Van der Veen e Rigidez de Décourt, para as provas de carga com pré-inundação.

Prova de carga	P_{u1} (kN)	P_{u2} (kN)	P_u (kN)
<i>PI1 – PC12(e)</i>	<i>103,7</i>	<i>108,9</i>	<i>106,3</i>
<i>PI1 – PC13(r)</i>	<i>90,0</i>	<i>96,7</i>	<i>93,4</i>
<i>PI2 – PC14(e)</i>	<i>100,3</i>	<i>103,0</i>	<i>101,6</i>
<i>PI2 – PC15(r)</i>	<i>105,3</i>	<i>106,6</i>	<i>106,0</i>
<i>BPI1 – PC16(e)</i>	<i>91,7</i>	<i>92,4</i>	<i>92,0</i>
<i>BPI1 – PC17(r)</i>	<i>90,0</i>	<i>92,0</i>	<i>91,0</i>
<i>BPI2 – PC18(e)</i>	<i>60,6</i>	<i>60,5</i>	<i>60,6</i>
<i>BPI2 – PC19(r)</i>	<i>60,0</i>	<i>61,5</i>	<i>60,8</i>

Legenda: e – ensaio (primeiro carregamento) / r – reensaio (segundo carregamento).

Hachich, *et al* (1996), apresenta a capacidade de carga pelo Método da NBR 6122(1996) e comenta que estacas escavadas possuem ruptura convencional, mas para as provas de carga realizadas nesse trabalho, com os resultados apresentados

nas curvas carga *versus* recalque, pode-se verificar que essas fundações apresentaram ruptura física.

Nas Tabelas 5.3 e 5.4, nota-se que os valores de capacidade de carga das fundações sem pré-inundação foram maiores nos reensaio. No entanto, esses valores para as fundações com pré-inundação foram praticamente iguais nos ensaios e nos reensaio, com exceção da Estaca PI2.

Os valores da resistência ao atrito lateral (R_L) dos ensaios e dos reensaio das fundações por estacas com e sem brita e com e sem pré-inundação também foram estimados pelo Método de *Brierley* Modificado (MBM), conforme ilustram as Figuras 5.19 a 5.35

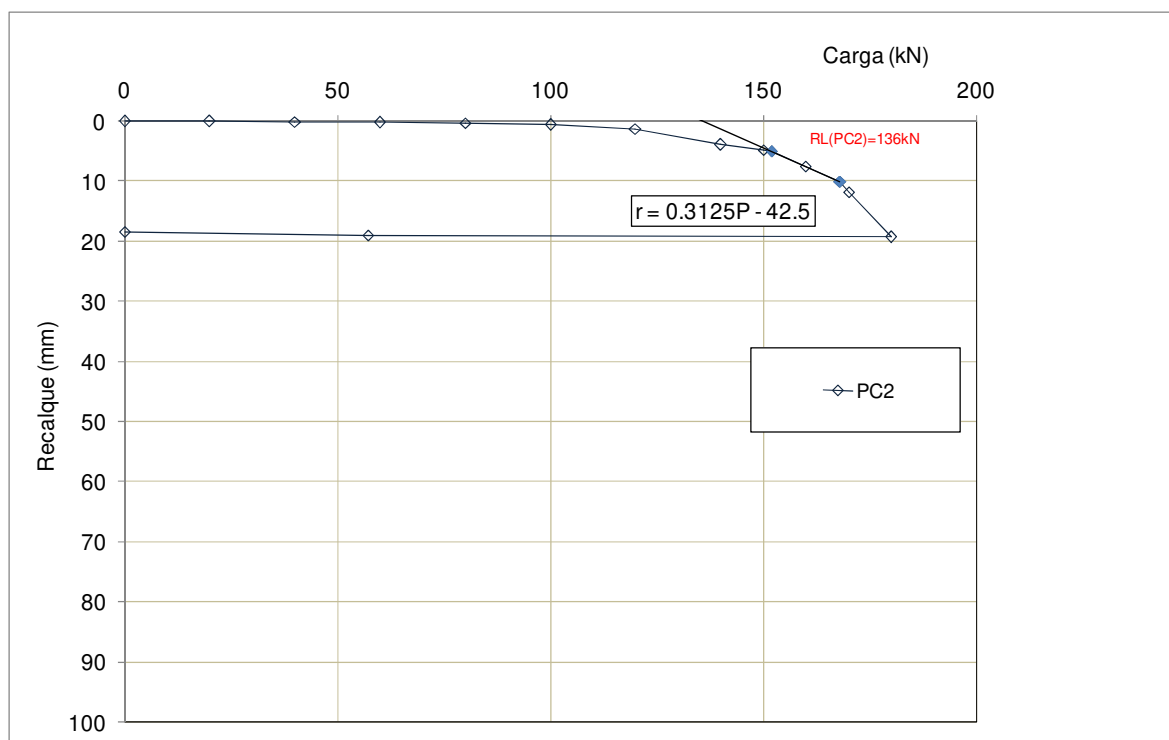


Figura 5.19. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca N2 (PC2), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

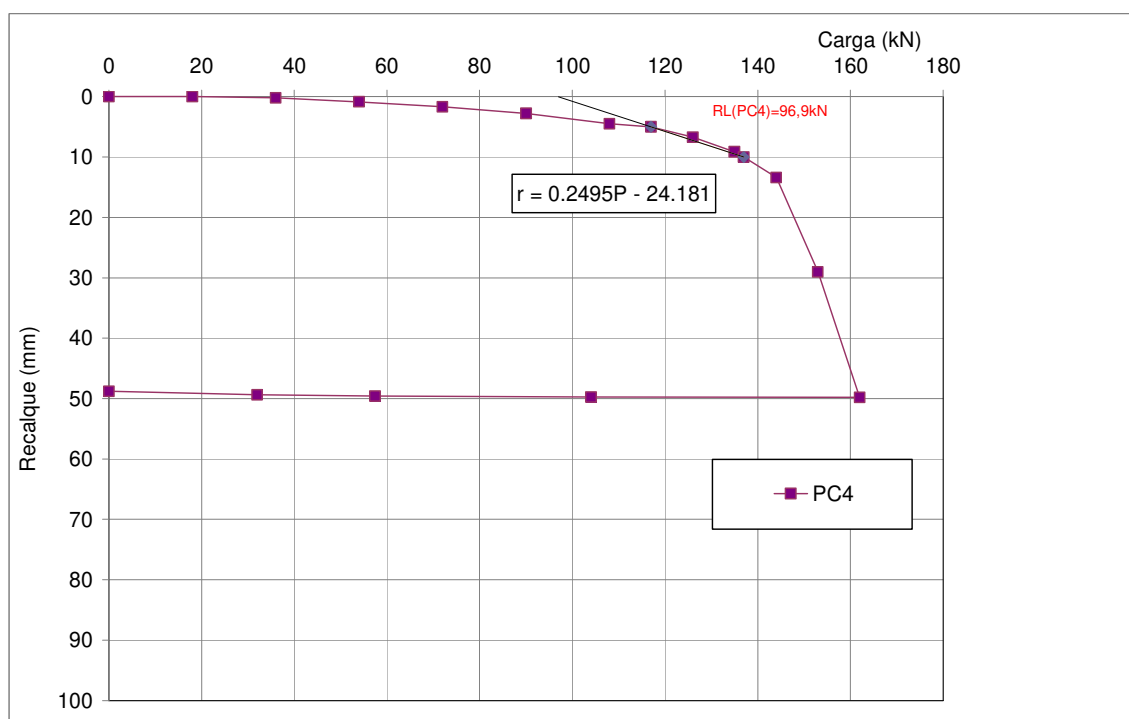


Figura 5.20. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca N1 (PC4), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

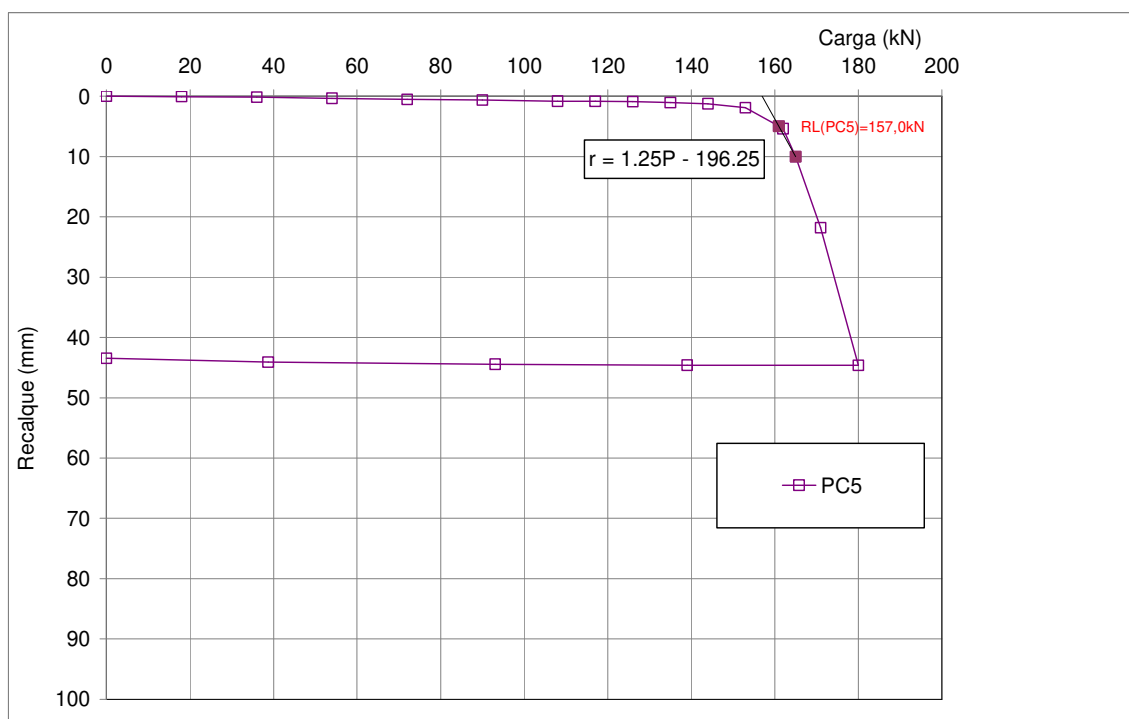


Figura 5.21. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca N1 (PC5), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

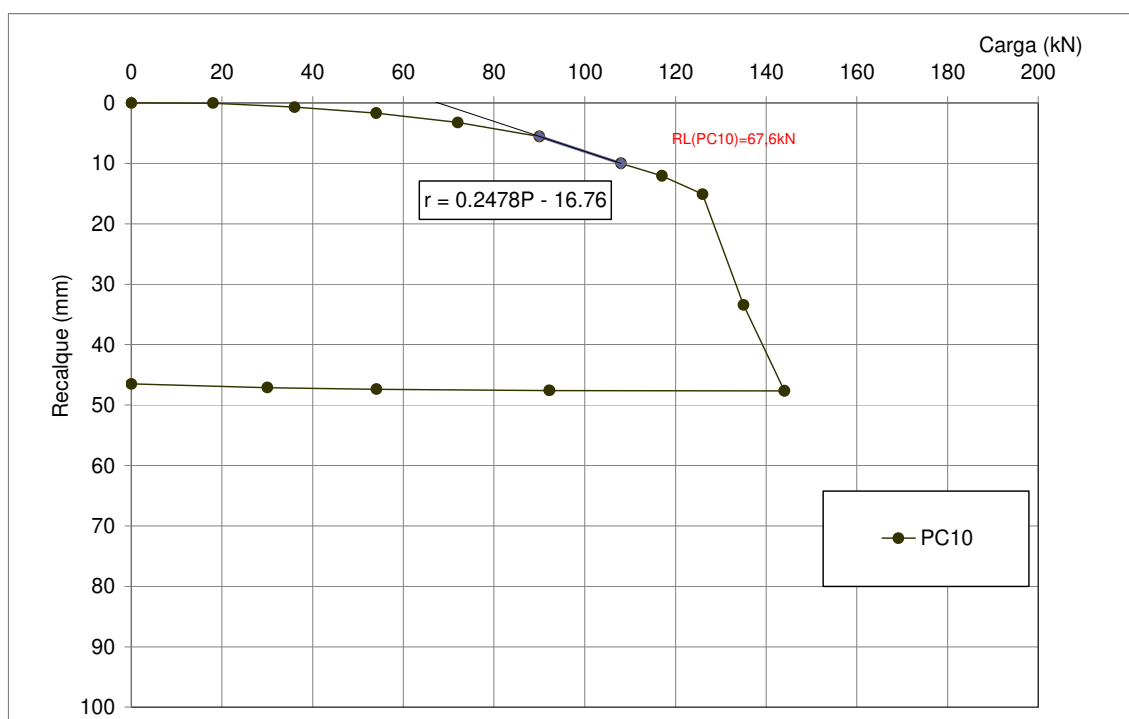


Figura 5.22. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca N3 (PC10), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

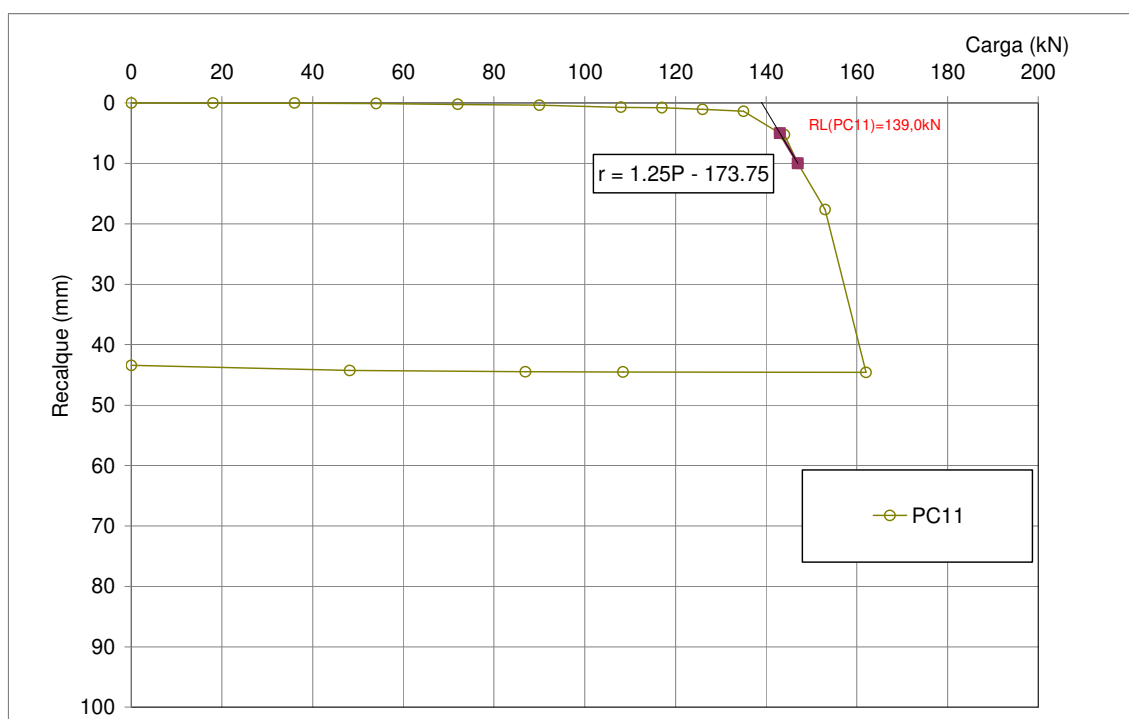


Figura 5.23. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca N3 (PC11), sem brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

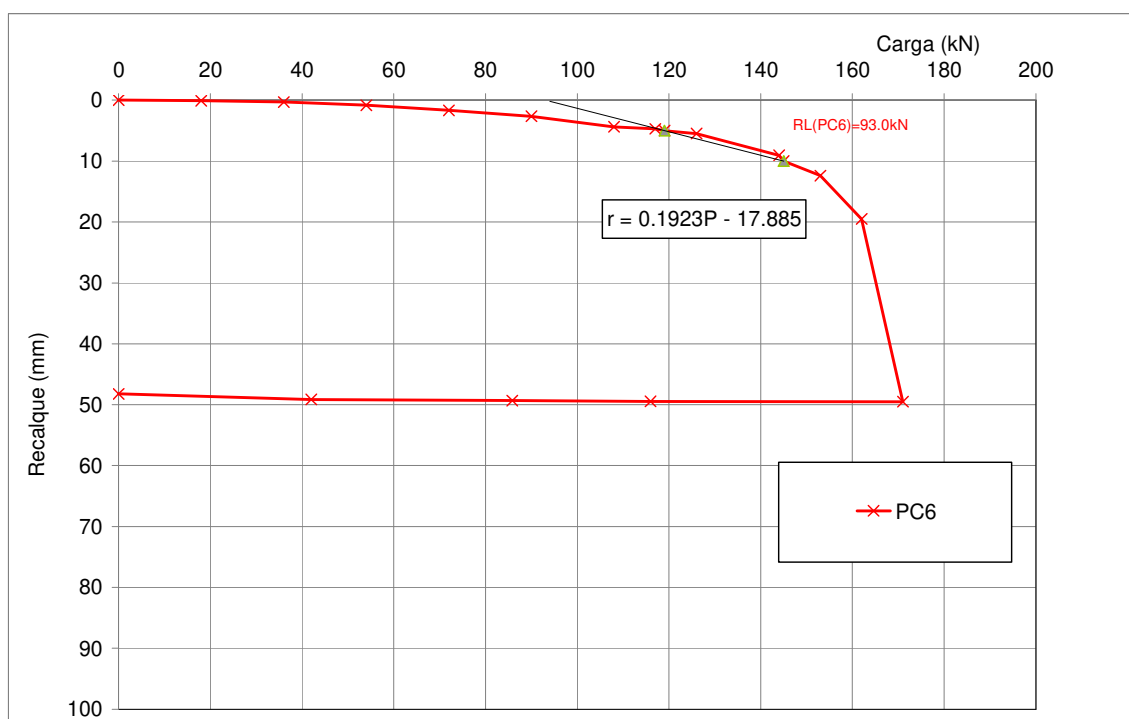


Figura 5.24. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BN1 (PC6), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

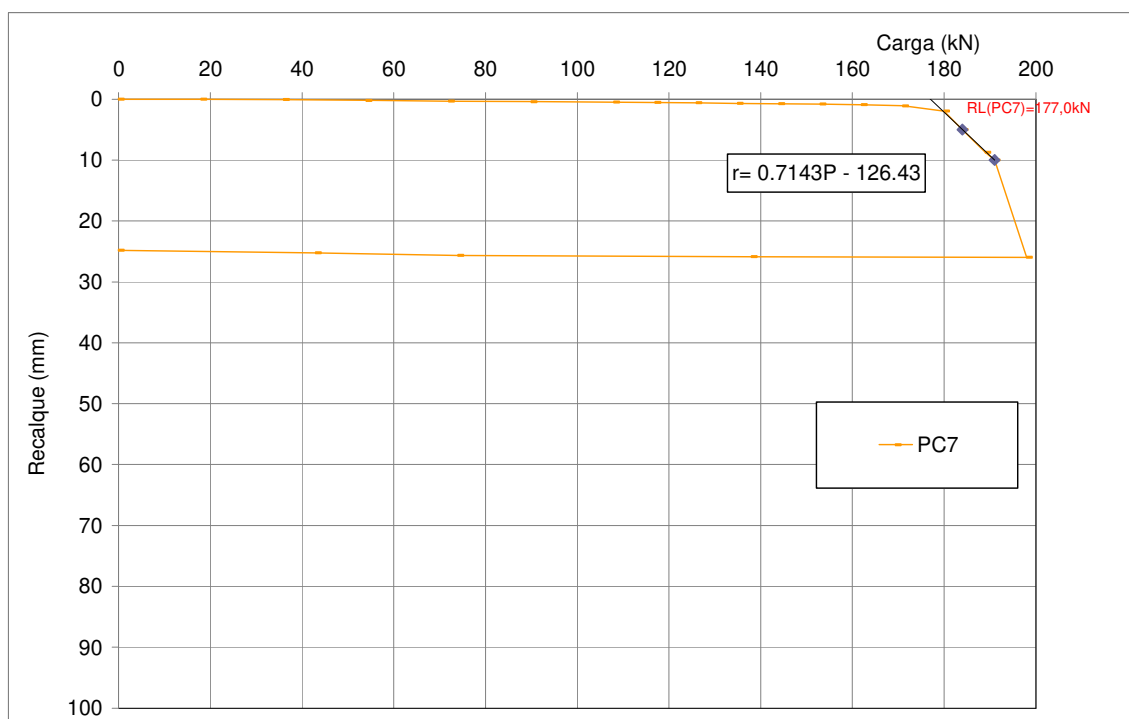


Figura 5.25. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BN1 (PC7), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

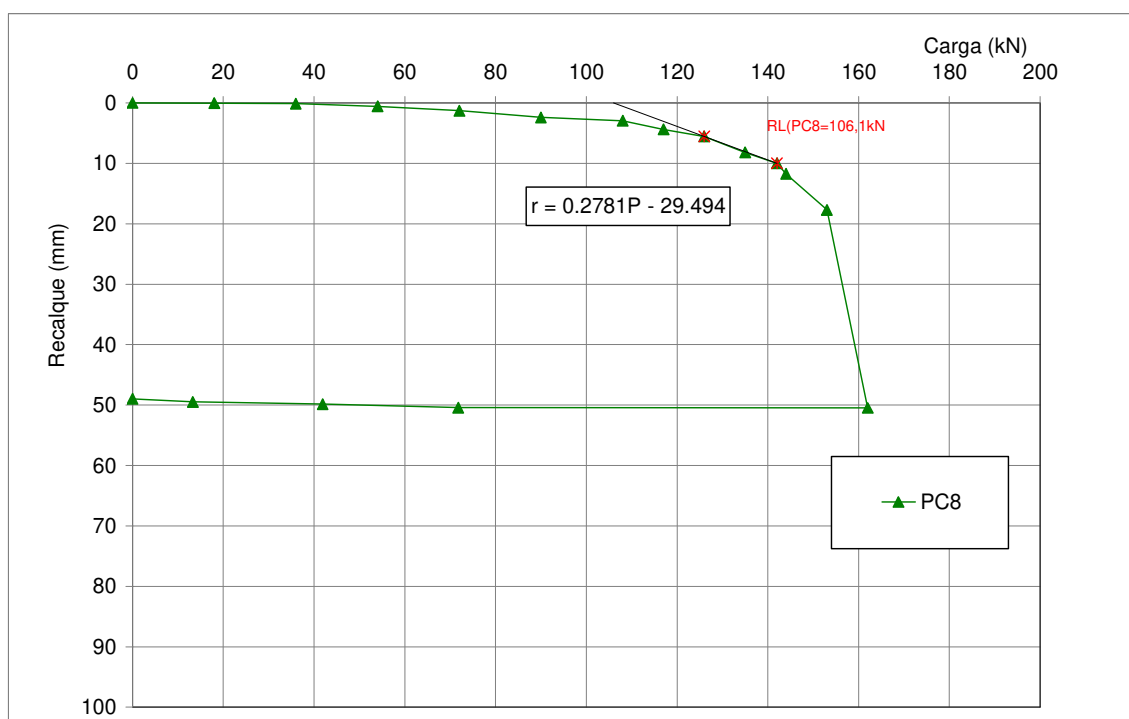


Figura 5.26. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BN2 (PC8), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

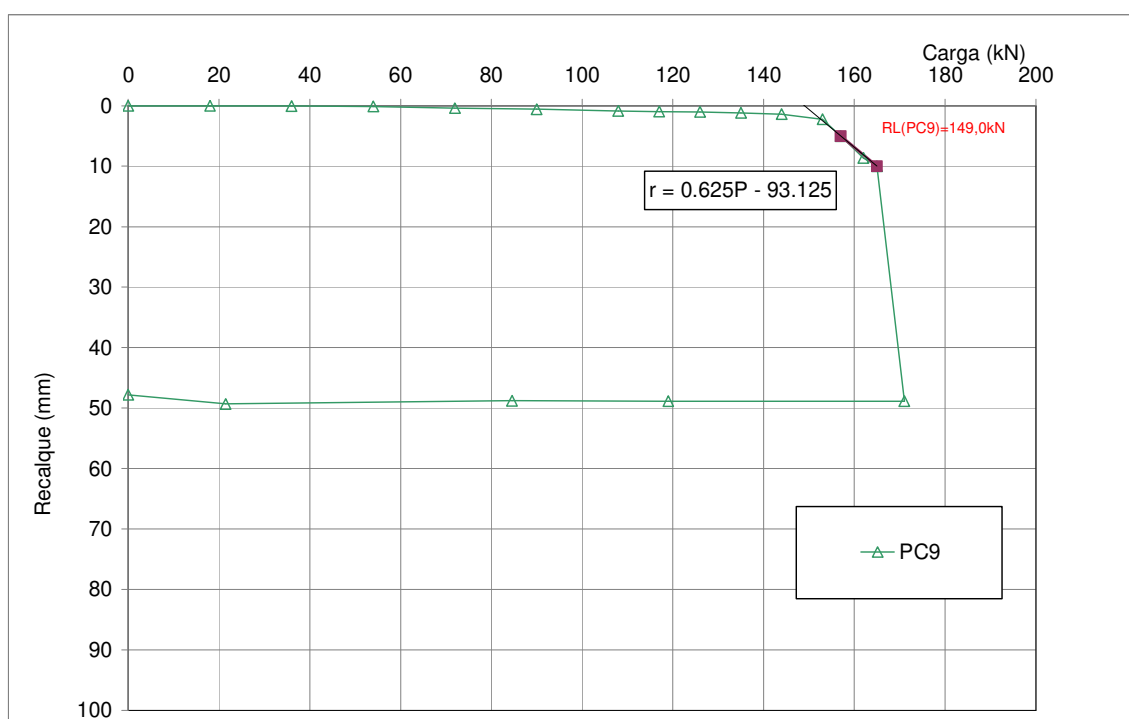


Figura 5.27. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BN2 (PC9), com brita na ponta e sem pré-inundação do solo.

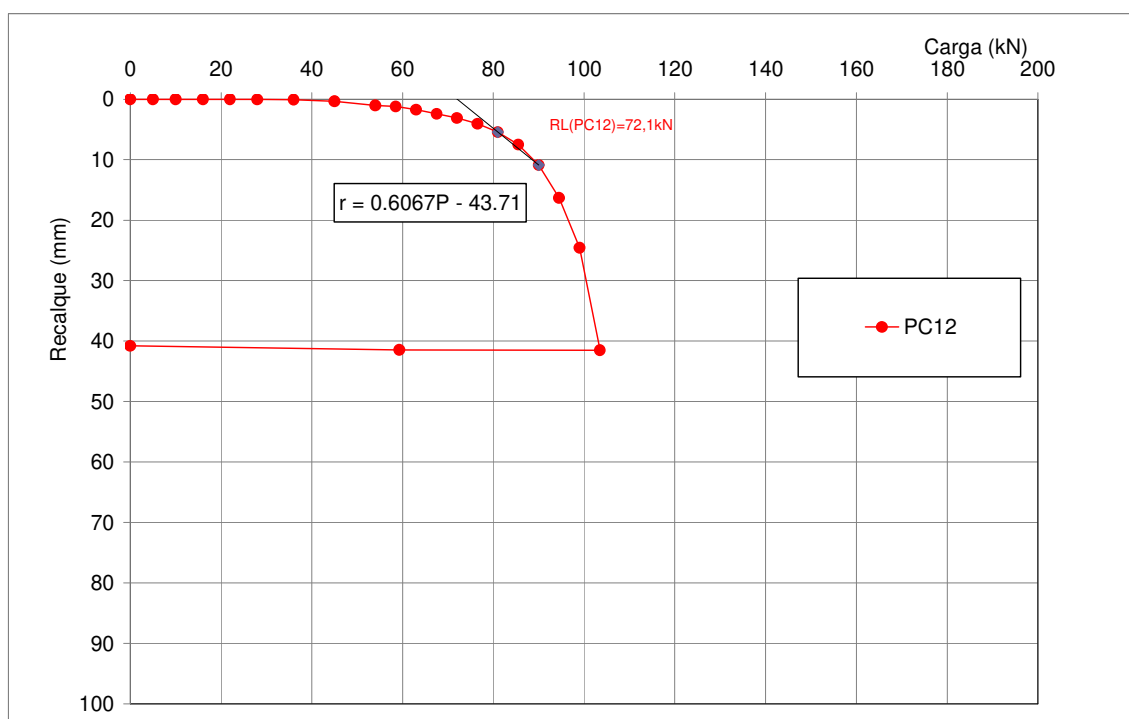


Figura 5.28. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca PI1 (PC12), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

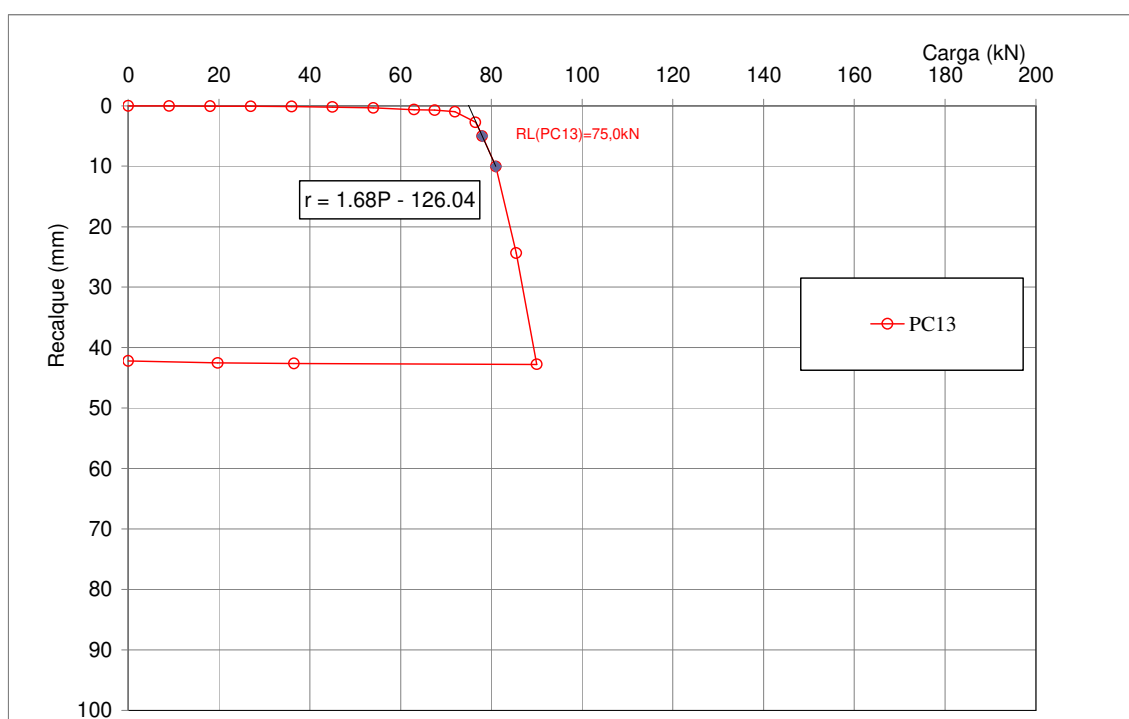


Figura 5.29. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca PI1 (PC13), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

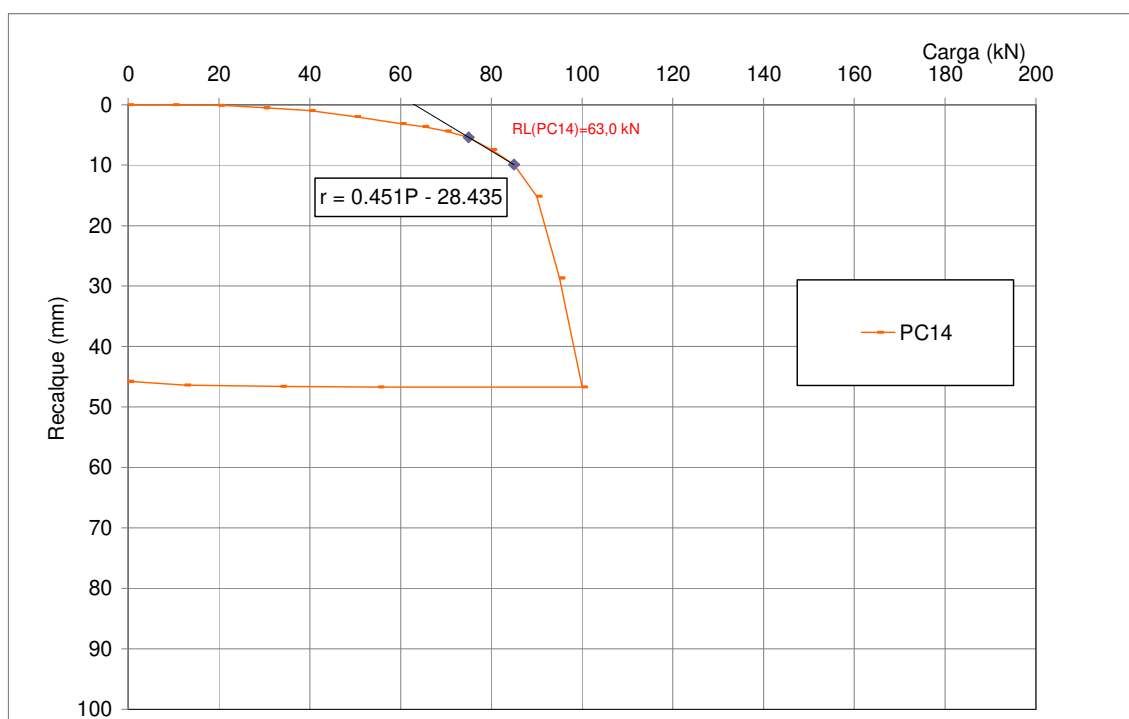


Figura 5.30. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca PI2 (PC14), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

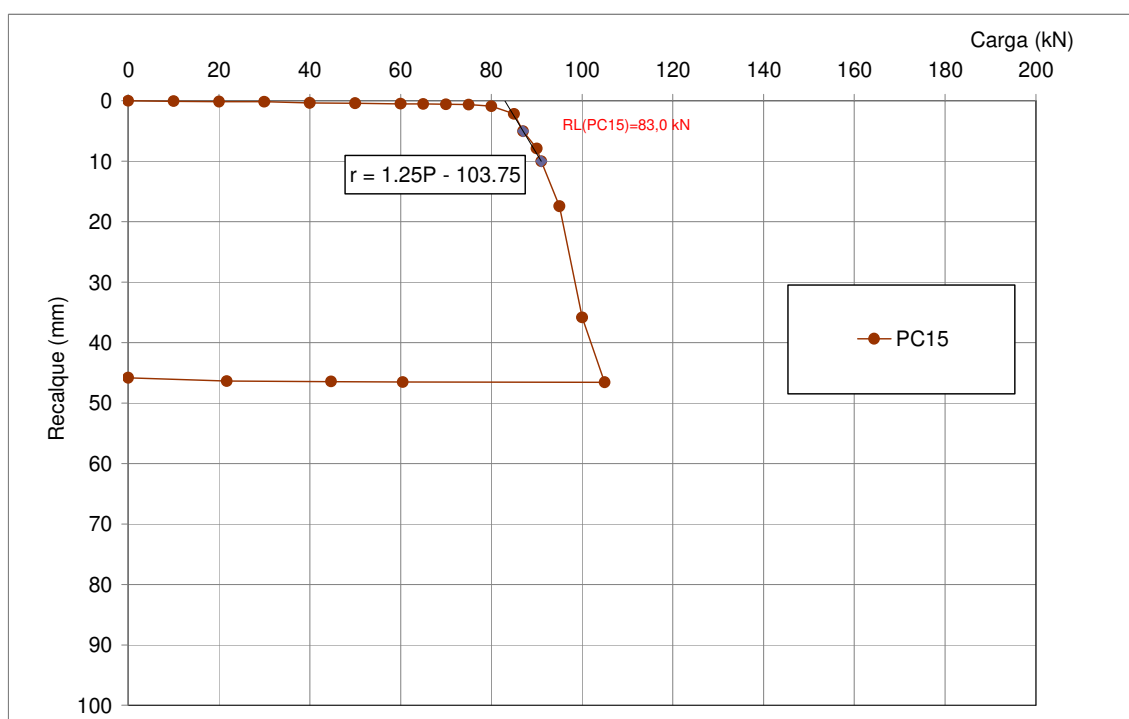


Figura 5.31. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca PI2 (PC15), sem brita na ponta e com pré-inundação do solo.

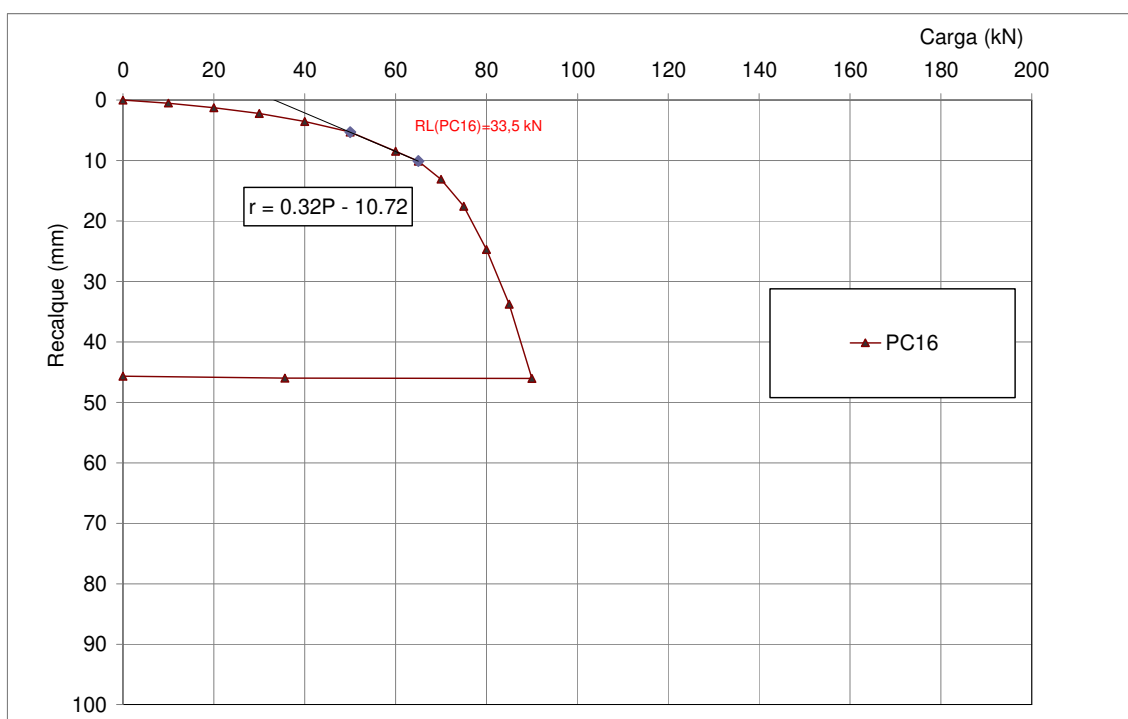


Figura 5.32. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BPI1 (PC16), com brita na ponta e com pré-inundação do solo.

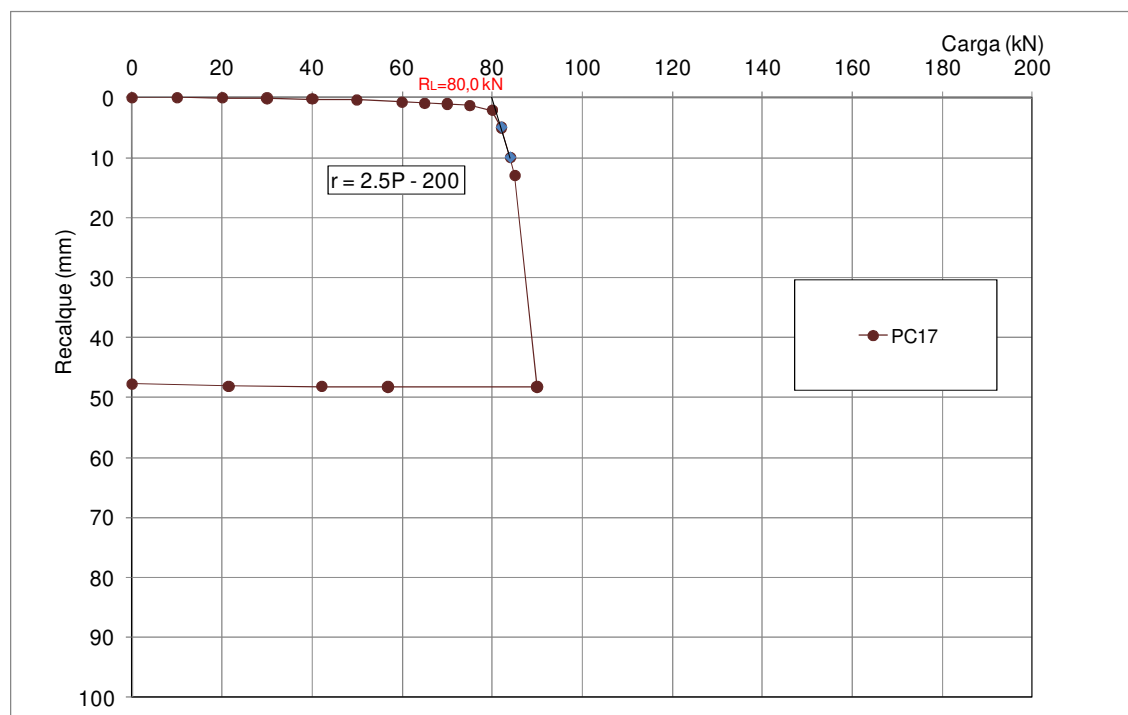


Figura 5.33. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BPI1 (PC17), com brita na ponta e com pré-inundação do solo.

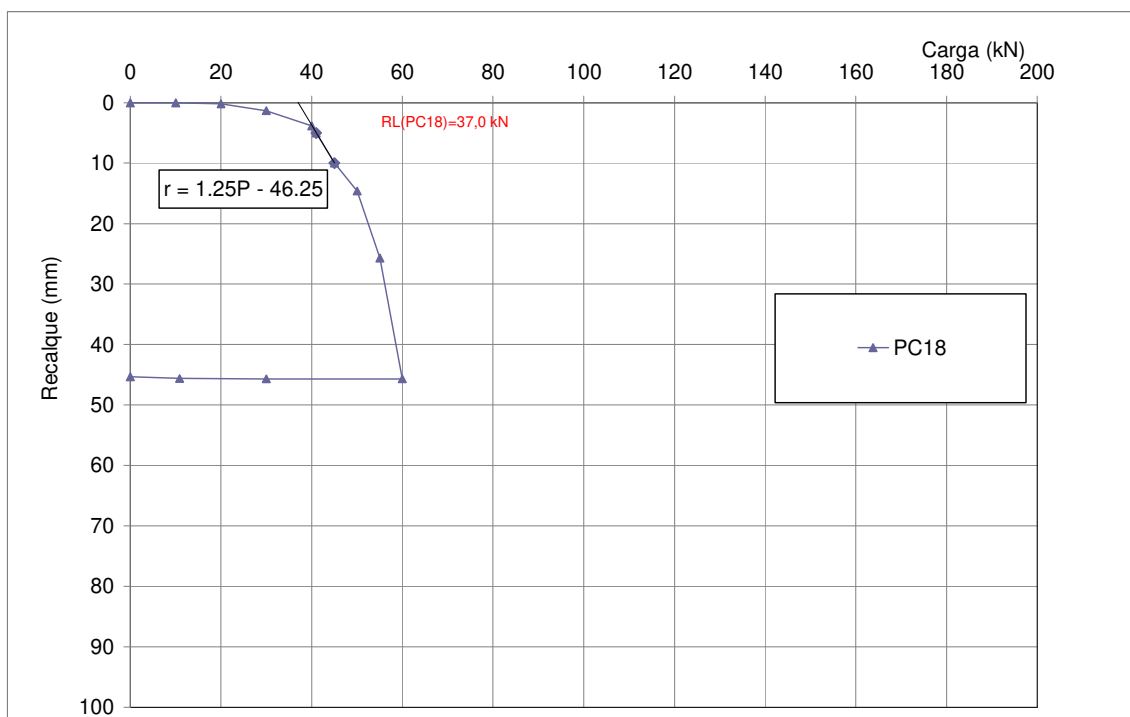


Figura 5.34. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no ensaio da estaca BPI2 (PC18), com brita na ponta e com pré-inundação do da estaca.

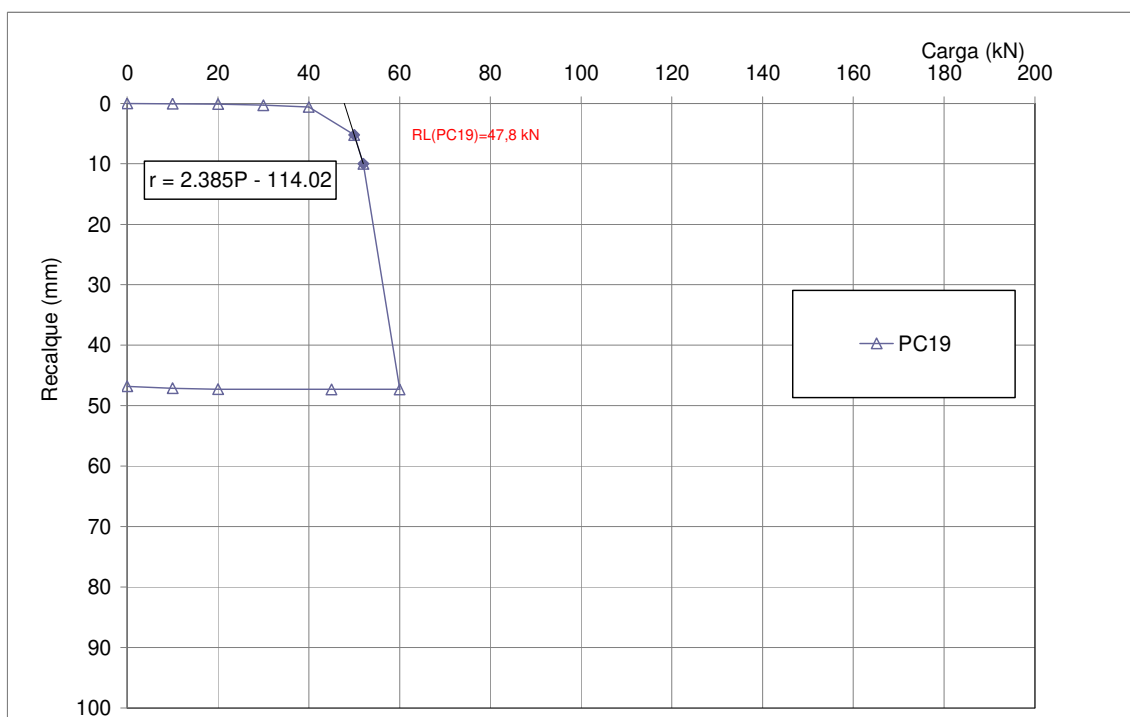


Figura 5.35. Curva carga versus recalque com a aplicação do MBM no reensaio da estaca BPI2 (PC19), com brita na ponta e com pré-inundação do da estaca.

Nas Tabelas 5.5 e 5.6, estão apresentadas a média aritmética e a média dos intermediários, para a definição da resistência ao atrito lateral (R_{L1}) pelo MBM e para a definição da resistência pela curva rigidez *versus* carga (R_{L2}).

Tabela 5.5. Valores de Resistência ao Atrito Lateral das provas de carga sem pré-inundação.

Resistência ao atrito lateral (kN)						
Estaca/Prova de carga	R_{L1} MBM	$R_{L1 \times 1,1}$ MBM	R_{L2} Rigidez	$R_{L2 \times 0,9}$ Rigidez	Média aritmética	Média dos intermediários
N2 PC2(e)	136,0	149,7	150,6	135,6	143,0	142,9
N1 PC4(e)	96,9	106,6	112,1	100,9	104,1	103,8
N1 PC5(r)	157,0	172,7	172,6	155,3	164,4	164,8
N3PC10(e)	67,6	74,4	82,2	74,0	74,6	74,2
N3 PC11(r)	139,0	152,9	152,3	137,1	145,3	145,7
BN1PC6(e)	93,0	102,3	106,7	96,0	99,5	99,2
BN1 PC7(r)	177,0	194,7	192,6	173,3	184,4	184,8
BN2PC8(e)	106,1	116,7	111,5	100,4	108,7	108,8
BN2 PC9(r)	149,0	163,9	165,3	148,8	156,8	156,5

Legenda: e - ensaio / r – reensaio

Tabela 5.6. Valores de Resistência ao Atrito Lateral das provas de carga com pré-inundação.

Resistência ao atrito lateral (kN)						
Estaca/Prova de carga	R _{L1} MBM	R _{L1} x 1,1 MBM	R _{L2} Rigidez	R _{L2} x 0,9 Rigidez	Média aritmética	Média dos intermediários
PI1 PC12(e)	72,1	79,3	82,3	74,1	76,9	76,7
PI1 PC13(r)	75,0	82,5	82,9	74,6	78,8	78,8
PI2 PC14(e)	63,0	69,3	71,3	64,2	66,9	66,8
PI2 PC15(r)	83,0	91,3	90,5	81,5	86,6	86,8
BPI1 PC16(e)	33,5	36,9	67,8	61,0	49,8	48,9
BPI1 PC17(r)	80,0	88,0	89,9	80,9	84,7	84,5
BPI2 PC18(e)	37,0	40,7	32,4	29,2	34,8	34,7
BPI2 PC19(r)	47,8	52,6	53,0	47,7	50,3	50,2

Legenda: e - ensaio / r – reensaio

Nas Tabelas 5.5 e 5.6, observa-se que nos reensaio há um aumento no valor de R_L , o que, segundo Massad (1992), seria devido ao valor adicional da resistência de ponta aprisionada no ensaio, isto é, a R_L obtida nos reensaio corresponde à resistência lateral do primeiro carregamento mais a resistência de ponta aprisionada, devido a esse primeiro carregamento. Sendo assim, os valores considerados para R_L nas estacas foram aqueles obtidos nos ensaios e não nos reensaio, isto é, foram aqueles obtidos na condição de primeiro carregamento.

Teixeira & Albiero (1994) através de provas de carga em estacas escavadas executadas no Campus da USP em São Carlos, onde o solo é caracterizado por uma areia argilosa porosa colapsível verificaram que, nos ensaios e nos reensaio sem pré-

inundação do solo, verificaram um aumento da capacidade de carga nos carregamentos seguintes, o que foi confirmado nessas provas de carga sem pré-inundação do solo.

A Tabela 5.7 apresenta os valores da resistência de ponta aprisionada estimados que foram obtidos subtraindo a resistência lateral do ensaio da resistência lateral do reensaio. Observa-se que o valor da resistência de ponta aprisionada é maior na condição sem pré-inundação do solo e menor na condição com pré-inundação.

Tabela 5.7. Valores de Resistência de Ponta aprisionada

Prova de carga	Resistência de ponta aprisionada (kN)
<i>N1 (PC4/PC5)</i>	<i>61,0</i>
<i>N3 (PC10/PC11)</i>	<i>71,5</i>
<i>BN1 (PC6/PC7)</i>	<i>85,6</i>
<i>BN2 (PC8/PC9)</i>	<i>47,7</i>
<i>PI1 (PC12/PC13)</i>	<i>2,1</i>
<i>PI2 (PC14/PC15)</i>	<i>20,0</i>
<i>BPI1 (PC16/PC17)</i>	<i>35,6</i>
<i>BPI2 (PC18/PC19)</i>	<i>15,5</i>

A partir dos valores obtidos de P_u (Tabelas 5.3 e 5.4) e dos valores de R_L (Tabelas 5.5 e 5.6) dos ensaios, subtraíram-se os primeiros dos segundos, com referência a cada estaca, para estimar os valores de resistência de ponta (R_p) nos ensaios e nos reensaos, bem como suas porcentagens em relação à P_u (valores em parênteses), sendo estes dados apresentados nas Tabelas 5.8 e 5.9.

Tabela 5.8. Valores de Capacidade de Carga, de Resistências Lateral e de Ponta das fundações ensaiadas sem pré-inundação.

Estaca/Prova de carga	Ensaio			Reensaio		
	P_u (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)	P_u (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)
<i>Estaca N2 PC2</i>	186,2	142,9 (76,7%)	43,3 (23,3%)	-	-	-
<i>Estaca N1 PC4/PC5</i>	165,4	103,8 (62,8%)	61,6 (37,2%)	184,8	103,8 (56,2%)	81,0 (43,8%)
<i>Estaca N3 PC10/PC11</i>	148,9	74,2 (49,8%)	74,7 (50,2%)	165,3	74,2 (44,9%)	91,1 (55,1%)
<i>Estaca BN1 PC6/PC7</i>	175,2	99,2 (56,6%)	76,0 (43,4%)	200,5	99,2 (49,5%)	101,3 (50,5%)
<i>Estaca BN2 PC8/PC9</i>	165,8	108,8 (65,6%)	57,0 (34,4%)	172,5	108,8 (63,1%)	63,7 (36,9%)

Nos ensaios sem pré-inundação, verifica-se que a parcela de capacidade de carga referente à resistência ao atrito lateral (R_L) é maior (em média 61,5% com relação à P_u) do que a referente à resistência de ponta (R_p) (em média 38,5% com relação à P_u). Nos reensaio, a parcela referente à resistência lateral ainda prevalece sobre a de ponta, porém, essa primeira parcela (R_L) sofre leve queda (em média 53,4% de P_u) e a segunda (R_p) sofre aumento (em média 46,6% de P_u). Portanto o aumento da capacidade de carga das fundações sem pré-inundação observado nos reensaio é devido ao aumento da resistência de ponta.

Tabela 5.9. Valores de Capacidade de Carga e de Resistências Lateral e de Ponta das fundações ensaiadas com pré-inundação.

Estaca	Ensaio			Reensaio		
	P_u (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)	P_u (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)
<i>Estaca PI1 PC12/PC13</i>	106,3	76,7 (72,2%)	29,6 (27,8%)	93,4	76,7 (82,1%)	16,7 (17,9%)
<i>Estaca PI2 PC14/PC15</i>	101,6	66,8 (65,8%)	34,8 (34,2%)	106,0	66,8 (63,0%)	39,2 (37,0%)
<i>Estaca BPI1 PC16/PC17</i>	92,0	48,9 (53,2%)	43,1 (46,8%)	91,0	48,9 (53,7%)	42,1 (46,3%)
<i>Estaca BPI2 PC18/PC19</i>	60,6	34,7 (57,3%)	25,9 (42,7%)	60,8	34,7 (57,0%)	26,1 (43,0%)

Nos ensaios das provas de carga com pré-inundação, verifica-se que a parcela de capacidade de carga referente à resistência ao atrito lateral (R_L) também é maior (em média 62,1% com relação à P_u) do que a referente à resistência de ponta (R_p) (em média 37,9% com relação à P_u). Nos reensaio, a parcela referente à resistência lateral também prevalece sobre a de ponta, sendo em média R_L igual a 63,9% de P_u e R_p igual a 36,1% de P_u . O aumento da capacidade de carga observado nos reensaio das provas de carga com pré-inundação também é devido ao aumento da resistência de ponta.

Nas Tabelas 5.8 e 5.9, observa-se que o lançamento de brita 1 na ponta não trouxe melhorias nas capacidades de carga e nas resistências ao atrito lateral e de ponta dessas fundações (BN1, BN2, BPI1 e BPI2), sendo até prejudicial para as provas de carga com pré-inundação (BPI1 e BPI2).

As leituras dos tensiômetros instalados próximos as provas de carga estão apresentadas na Tabela 5.10. As variações dos valores de sucção matricial do solo (Ψ) durante as provas de carga podem ser observadas na Figura 5.36, onde foram plotados esses valores em função das profundidades dos tensiômetros. Para as profundidades onde havia mais de um tensiômetro instalado, o valor médio entre as leituras foi considerado para essa profundidade.

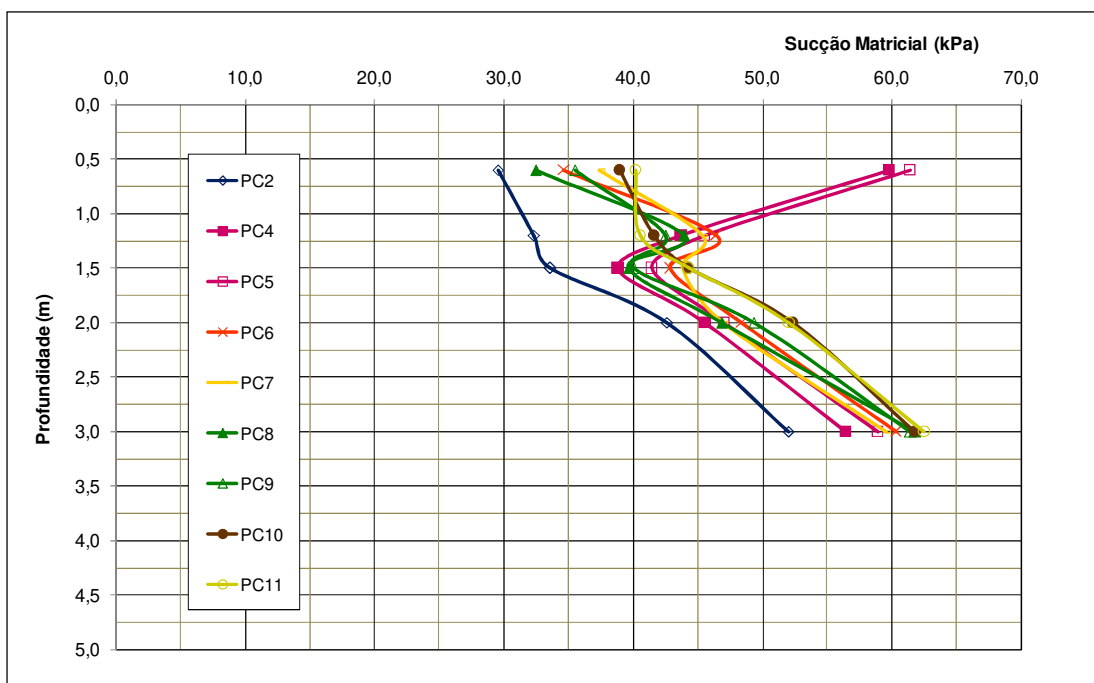


Figura 5.36. Variações da Sucção Matricial do solo versus Profundidade.

Nota-se na Figura 5.36, que as maiores variações de sucção matricial no perfil de solo ocorrem em menores profundidades, no caso, até 1,5m. Ao longo da profundidade, essas variações tendem a diminuir.

Como dito anteriormente (p. 84), Guimarães *et al* (2002) constataram que os três primeiros metros de escavação do solo são consideravelmente mais importantes no que diz respeito à medição de variações de capacidade de carga das estacas na sua relação direta com variações de umidade do solo.

Com a finalidade de explorar esse dado e de, portanto, correlacionar os valores de capacidade de carga (Tabelas 5.3 e 5.4) com os valores de sucção matricial obtidos durante as provas de carga, elaborou-se a Figura 5.37, onde foram apresentados os valores de P_u com os valores médios de sucção matricial em profundidades variando de 0,6m a 3,0m, em ordem crescente.

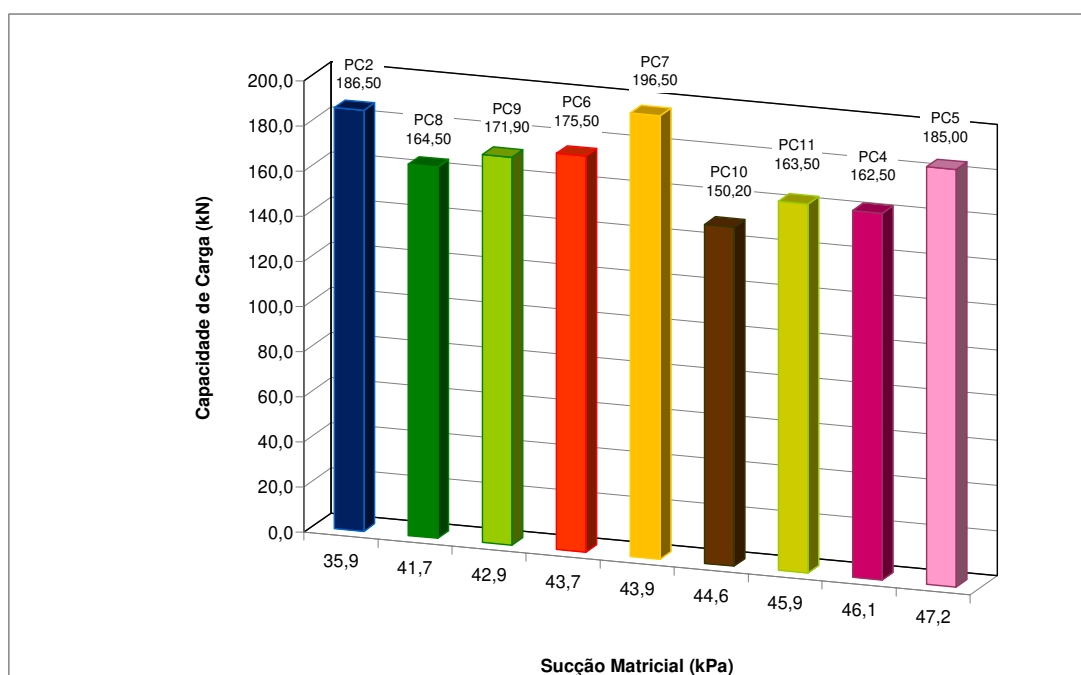


Figura 5.37. Relação entre Capacidade de Carga das fundações e a Sucção Matricial para as provas de carga sem pré-inundação.

Pela Figura 5.37, com referência às variações de sucção matricial do solo, em relação às profundidades e em variações ocorridas durante as provas de carga realizadas sem pré-inundação, não se vislumbra uma relação direta entre (Ψ) e capacidade de carga (P_u). Quando o valor da sucção matricial do solo torna-se nulo (pré-inundação do solo ao redor das estacas), verificam-se reduções consideráveis nos valores de capacidade de carga. O limite de três metros nas medições de escavação postulado por Guimarães e colaboradores, tem, portanto, sua importância relativizada, uma vez que, com o aumento da variação da umidade, ocorre uma diminuição na capacidade de carga das estacas em toda a sua dimensão.

A partir dessa observação, elaboraram-se as Figuras 5.38 e 5.39, nas quais se correlacionam valores de resistência ao atrito lateral (R_L) e resistência de ponta (R_p), obtidos nas provas de carga sem pré-inundação, em função dos valores médios de sucção matricial (Ψ) do solo ao longo da profundidade.

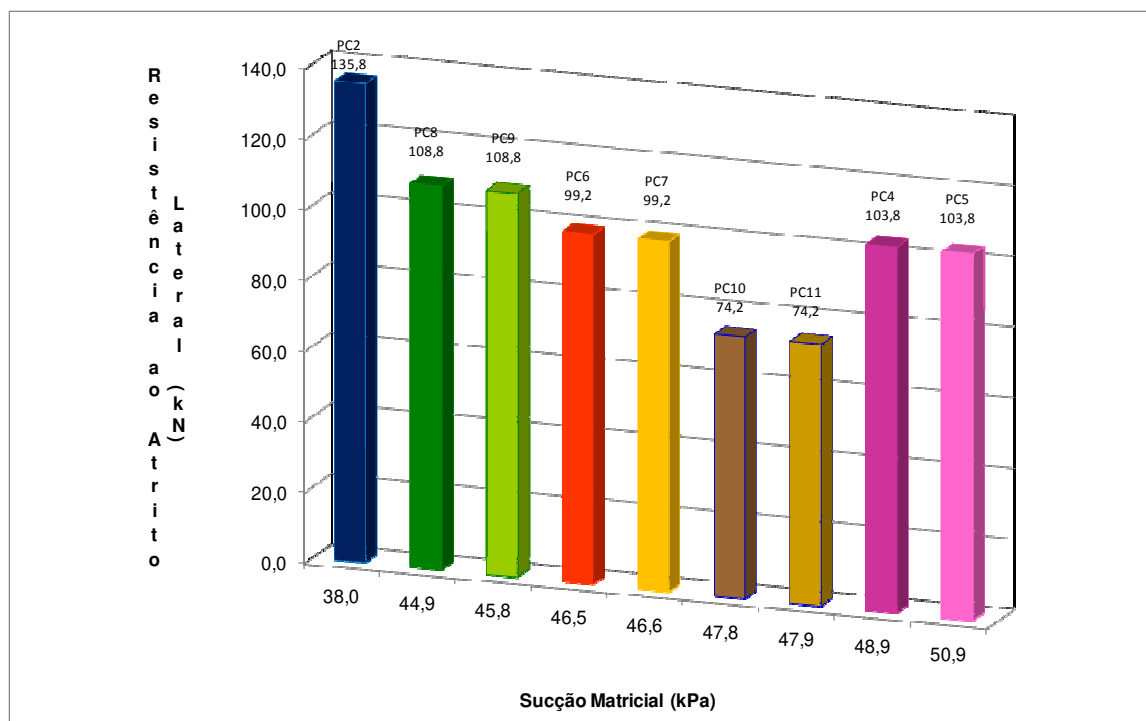


Figura 5.38. Relação entre Resistência ao Atrito Lateral das fundações e a Sucção Matricial para as provas de carga sem pré-inundação.

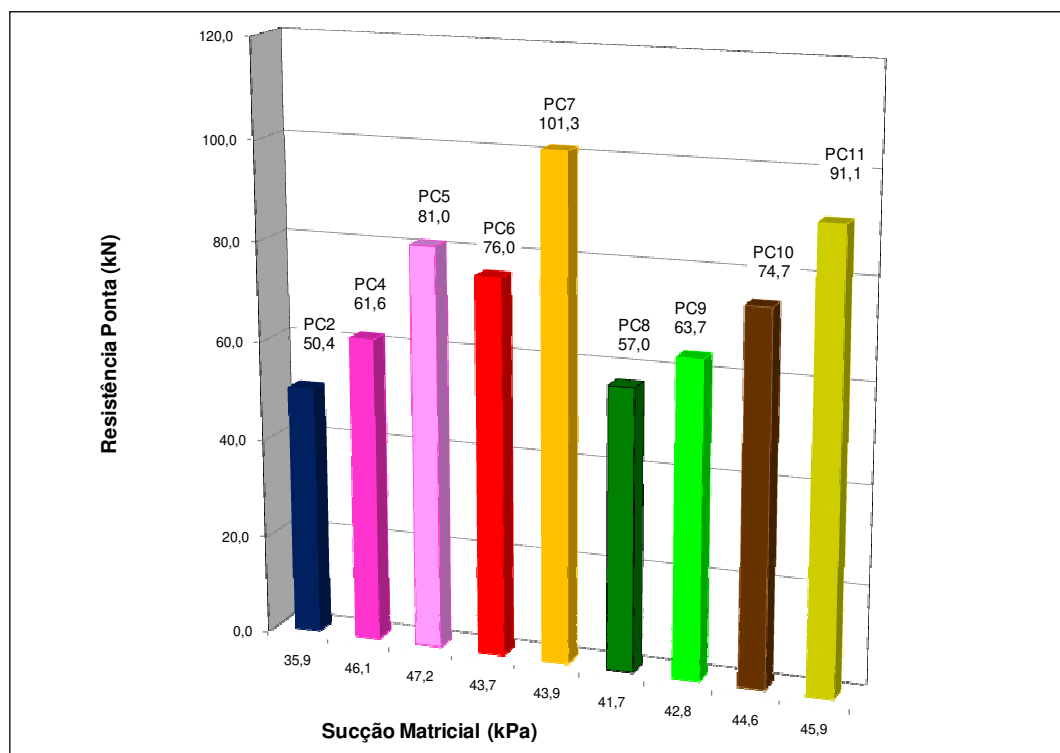


Figura 5.39. Relação entre Resistência de Ponta das fundações e a Sucção Matricial para as provas de carga sem pré-inundação.

As Figuras 5.38 e 5.39 também mostram que não houve relação direta entre os valores de sucção matricial obtidos durante as provas de carga e os valores de resistência lateral (R_L) e de resistência de ponta (R_p).

A Tabela 5.11 apresenta os valores de redução de capacidade de carga e de resistências ao atrito lateral e de ponta em função da pré-inundação do solo para todas as estacas ensaiadas, isto é, em função da perda de sucção matricial do solo. Foram considerados valores médios de cada estaca com as mesmas características.

Tabela 5.11. Valores de Reduções da Capacidade de Carga e de Resistências ao Atrito Lateral e de Ponta.

Estaca	Sem pré-inundação			Com pré-inundação			Reduções (%)		
	P _u (kN)	R _L (kN)	R _p (kN)	P _u (kN)	R _L (kN)	R _p (kN)	P _u (kN)	R _L (kN)	R _p (kN)
<i>N (e) PI (e)</i>	166,8	104,6	62,2	104,0	71,8	32,2	37,7	31,4	48,2
<i>N (r) PI (r)</i>	175,0	104,6	70,4	99,7	71,8	27,9	43,0	31,4	39,6
<i>B (e) BPI (e)</i>	170,5	104,0	66,5	76,3	41,8	34,5	55,3	59,8	48,1
<i>B (r) BPI (r)</i>	186,5	104,0	82,5	75,9	41,8	34,1	59,3	59,8	41,3

Os valores de reduções da capacidade de carga das estacas pelo efeito da pré-inundação foram em média de 40% e 57%, para a condição sem e com a melhoria de ponta, respectivamente, sendo essas reduções maiores para as estacas com melhoria de ponta, nos ensaios na ordem de 55,3% e nos reensaaios na ordem de 59,3%.

As reduções nos valores de resistência ao atrito lateral foram em torno de 30% e de 60%, respectivamente, para as estacas sem e com a melhoria de ponta. Essas observações valem tanto para os ensaios quanto para os reensaaios.

As reduções nos valores de resistência de ponta foram maiores nos ensaios (48,2%) do que nos reensaaios (40,5%), tanto para as estacas sem e com melhoria de ponta. Sendo em média, as reduções maiores para as estacas com melhoria de ponta. Essas reduções foram maiores para as estacas com melhoria de ponta devido aos

espaços vazios formados entre as britas, que ao entrarem em colapso, essas partículas não se agregam, sendo o oposto do que acontece com o solo.

Gonçalves (2006) também verificou em estacas escavadas com trado manual e apiloadas, executadas em solo argilo-siltoso de Londrina/PR, uma menor capacidade de carga e maiores recalques para as provas de carga com o solo pré-inundado. As estacas escavadas apresentaram perda de capacidade de carga de aproximadamente 50% e as apiloadas de 40%, valores de reduções bem próximas às encontradas nesse trabalho.

Coutinho *et al* (2010) verificaram em provas de carga de fundações profundas com o solo pré-inundado, realizadas em Eunápolis/BA, uma diminuição na previsão da resistência ao atrito lateral de 38%.

As Tabelas 5.12 e 5.13 apresentam os valores de carga admissível (P_{adm}), considerando o fator de segurança global de 2,0, recomendado pela NBR 6122(1996), e os respectivos recalques (r_{adm}).

Tabela 5.12. Valores de Carga Admissível à ruptura e seus recalques correspondentes das estacas ensaiadas sem pré-inundação.

Estaca	Ensaio		Reensaio	
	P_{adm} (kN)	r_{adm} (mm)	P_{adm} (kN)	r_{adm} (mm)
Estaca N2 PC2	93,1	2,90	-	-
Estaca N1 PC4/PC5	82,7	2,35	92,4	0,66
Estaca N3 PC10/PC11	74,5	3,56	82,7	0,32
Estaca BN1 PC6/PC7	87,6	2,53	100,3	0,47
Estaca BN2 PC8/PC9	82,9	1,96	86,3	0,54

Tabela 5.13. Valores de Carga e Recalque admissíveis das estacas ensaiadas das provas de carga com pré-inundação.

Estaca	Ensaio		Reensaio	
	P_{adm} (kN)	r_{adm} (mm)	P_{adm} (kN)	r_{adm} (mm)
<i>Estaca PI1 PC12/PC13</i>	53,2	0,95	46,7	0,24
<i>Estaca PI2 PC14/PC15</i>	50,8	2,08	53,0	0,43
<i>Estaca BPI1 PC16/PC17</i>	46,0	4,60	45,5	0,29
<i>Estaca BPI2 PC18/PC19</i>	30,3	1,39	30,4	0,32

Legenda: P_{adm} – carga admissível / r_{adm} – recalque admissível

Os valores das cargas admissíveis obtidas pelas provas de carga sem e com pré-inundação apresentados nas Tabelas 5.12 e 5.13 são menores do que os valores da resistência ao atrito lateral, apresentados nas Tabelas 5.5 e 5.6, exceto para a prova de carga PC10.

Nos ensaios das provas de carga sem pré-inundação, as cargas admissíveis resultaram em valores menores dos que os valores respectivos das resistências ao atrito lateral (variando de 11,7% a 31,5% de R_L). Nos reensaos, essa redução foi de 44,4%, exceto para a prova de carga PC10. Já nas provas de carga com pré-inundação, essas reduções variaram de 6% a 30,6% nos ensaios (primeiro carregamento) e cerca de 41% nos reensaos (segundo carregamento).

Os recalques referentes à carga admissível para os ensaios e os reensaos, são menores do que 2% do diâmetro de 250mm das estacas, ou seja, 5mm, variando de 1,96 a 3,56mm (ensaos) e de 0,32 a 0,66mm (reensaos) para as provas de carga sem pré-inundação; e de 0,95 a 4,6mm (ensaos) e de 0,24 a 0,43mm (reensaos) para as provas de carga com pré-inundação.

6. CONCLUSÕES

A partir dos resultados apresentados nesse trabalho, com respeito ao comportamento ao carregamento axial à compressão de fundações por estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo argilo-siltoso, coluvionar, colapsível e laterítico, típico da região de Campinas/SP, as seguintes conclusões são apresentadas.

Estacas escavadas com melhoria da ponta, por meio do lançamento de um volume equivalente a 18 litros de brita 1 na base das estacas, antes da concretagem, foram executadas para se obter uma melhora na resistência de ponta da estaca, mas após análises das provas de carga, verificou-se que os valores de capacidade de carga, de resistência ao atrito lateral e ponta apresentaram-se muito similares aos valores apresentados nas fundações sem essa melhoria de ponta, tanto para as provas de carga com e pré-inundação quanto para as sem pré-inundação do solo.

Nas provas de carga sem pré-inundação, tanto para os ensaios quanto para os reensaaios, a maior contribuição de capacidade de carga foi devida à resistência ao atrito lateral (R_L). No entanto, o aumento da capacidade de carga observado nos reensaaios foi devido ao aumento de resistência de ponta.

Nas provas de carga com pré-inundação, tanto para os ensaios quanto para os reensaaios, a maior contribuição de capacidade de carga também foi devida à resistência ao atrito lateral (R_L), mesmo para a prova de carga PC1 em que houve uma diminuição da capacidade de carga no reensaio.

Nas provas de carga sem pré-inundação, para uma mesma carga aplicada, os recalques foram maiores para o ensaio, do que para o reensaio até a carga última aplicada em primeiro carregamento, o que não ocorreu nas provas de carga pré-inundadas. Para as provas de carga sem pré-inundação, tanto nos ensaios como nos reensaios, as parcelas de capacidade de carga referente à resistência ao atrito lateral (R_L) foram significativamente maiores do que as referentes à resistência de ponta (R_p).

Para as provas de carga com pré-inundação, as parcelas de capacidade de carga referente à resistência ao atrito lateral (R_L) foram significativamente maiores do que as referentes à resistência de ponta (R_p), tanto nos ensaios como nos reensaios.

Para as variações de sucção matricial do solo, ao longo da profundidade, ocorridas durante as provas de carga realizadas sem pré-inundação, não se constatou nesse trabalho relação direta entre a sucção matricial e a capacidade de carga. Porém, quando a sucção matricial tornou-se nula, devido à pré-inundação do solo, as capacidades de carga das fundações sofreram reduções variando de 40 a 57%, sendo essas reduções mais expressivas para as fundações com melhoria de ponta.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas **NBR 6122/1996** – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro

_____. **NBR 12131/1992**: Estacas – Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 13208/2004**: Estacas – **Ensaio de carregamento dinâmico. Método de ensaio. Rio de Janeiro.**

_____. **NBR 12131/2005**: Provas de Carga Estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 6489/1984**: Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 6118/2004**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

ABEF - Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos (2004). São Paulo/SP. 3ª edição PINI. p. 117 – 120.

ALBUQUERQUE, P.J.R.; Massad, F.; Carvalho, D. de e Ferreira, M.A.M. (2001) **Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Hélice Tipo Ômega, em Solo Residual de Diabásio**. Campinas/SP: UNICAMP, 2001. 198p.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; Carvalho, D.; Ferreira, C. V. e Lobo, A. S (2004). **Determinação da carga de ruptura de fundação avaliada com base no conceito de rigidez e método de Van der Veen.** Congresso Argentino de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 17. Sinergia Córdoba. **CD-Rom.**

ALLEDI, C. T. D. B. & POLIDO, U. F. (2008) Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua. Previsão por Método Semi-empíricos *versus* Prova de Carga. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. IV SEFE, 2008 São Paulo/SP. **Anais ...** V.1, p. 249-262.

ALONSO, U. R. (1991). **Previsão e Controle de Fundações.** Ed. Edgard Blucher Ltda. São Paulo. 142p.

AOKI, N. & VELLOSO, D. A. (1975) An approximated method to estimate the bearing capacity of piles. **Proc.** V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, V.1, p. 367-376.

AOKI, N. (1976) **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas.** Curso de extensão universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro/ RJ, 45 p.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. (2000) Carga admissível e carga característica de fundações por estacas. **In: Solos e Rochas.** São Paulo, v. 23, n. 2, p. 137-142.

ASSALLAY, A. M.; ROGERS, C. D. F.; SMALLEY, I. J. (1997) Formation and collapse of metastable particle packings and open structures in loess deposits. Elsevier Science B. **Proc.** V. Engineering Geology 48. p.101-115.

BONDER, B. H. (2008) **Curvas de retenção de água de um solo coluvionar de Campinas obtidas mediante técnicas de laboratório e de campo.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP. 130p.

BRANCO, C. J. M. da (2006) **Prova de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada**. Dissertação de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. EES/USP. 193p.

CAMAPUM, J. C.; NUNES, P. M.; BERBERIAN, D. (1987) Influência do pH do Líquido de Saturação na Colapsibilidade (em espanhol). **Proc. VIII CPMSIF – PCSMF**, Cartagena, Colômbia, p.1-8.

CAMPOS, G. G. G. (2005) **Análise Experimental e Numérica de Provas de Carga em Estacas Apiloadas em Solo Laterítico de Londrina/PR**. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Londrina.

CAMPOS, G. G. G.; GONÇALVES, R. L.; MIGUEL, M. G.; BELICANTA, A. (2008) Comportamento de estacas de pequeno diâmetro em solo de Londrina no Brasil. Geotecnia, Lisboa. N. 112, **Proc.** p. 9-34.

CARVALHO, D.; SOUZA, A. (1990). Análise do Efeito do Umedecimento do Solo em Fundações Rasas e Profundas em Solos Porosos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. IX COBRAMSEG1990. Salvador/BA. **Anais ... V.2.** p. 109-111.

CARVALHO, J. C.; SILVA, C. M.; PAOLUCC, H. V. N.; GONZÁLEZ, Y. V.; VALENCIA, L. A. L. (2008) Considerações sobre a Análise dos Resultados de Provas de Carga Estáticas. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, 2008 São Paulo/SP. **Anais ... V. 1** p. 355-369.

CINTRA, J. C. A. (1998) **Fundações em Solos Colapsíveis**. EESC/USP, São Carlos/SP, 116p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (1999) **Carga Admissível em Fundações**

Profundas. EESC/USP, São Carlos/SP, 61p.

CINTRA, J. C. A.; MACACARI, M. F.; AOKI, N. e VILABOR, O. M. (2005) Variação da Capacidade de Carga com a Sucção Matricial com a Profundidade em Provas de carga Sobre Placa em Solo Colapsível. **Solos e Rochas**. São Paulo. V. 28 N°1. p. 21-29.

CINTRA, J. C.A.; AOKI, N. (2009) **Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis**. EESC/USP, São Carlos/SP, 99p.

COMPAGNUCCI, J. P. (2005) Underpinning of foundations in collapsing soils. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka. **Proceedings ...** p. 1459 – 1462.

COUTINHO, R. Q.; CASTRO, B. P. F.; DOURADO, K. C. A. (2010) Identification, characterization and analysis of deep foundation in collapsible soil – Regional Prison of Eunápolis, Bahia/ Brazil. Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils, Barcelona Spain. 6-8 September 2010. **Proceedings ...** p. 1161-1167.

CUNHA, R.P.; CAMAPUM de C. e Silva, C.M. (2002) Controle de Qualidade e Aceitação de Estacas Moldadas In Loco Via Utilização de Ensaio de Integridade de Estacas (PIT). In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. XII COBRAMSEG2002. São Paulo/SP. **CDRom**.

CUNHA, R. P.; PEREIRA, J. H.; CAMAPUM, J. C. (2003) Evaluation of a Deep Foundation Behavior via Instrumented Loading Test on a Tropical Residual Soil. Soil and Rock America 2003. **Proceedings ...** V. 1 and 2. p. 1969-1974.

DÉCOURT, 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. VICOBramSEG1978. Rio de Janeiro/RJ. **Anais ...** V.1. p. 45-54.

DÉCOURT, L. (1982) SPT in non classical Materials –U.S./Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte, p. 64-100.

DÉCOURT, L. (1994) Fundações e Interação Solo-estrutura, Relato Geral. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. XCOBramSEF1994. Foz do Iguaçu. **Anais ...** V.1. p.179-206.

DÉCOURT, L. (1996) **Análise e projeto de fundações profundas: Estacas.** In: **HACHICH *et al.* (eds.). Fundações: Teoria e prática.** Editora Pini Ltda., São Paulo-SP. Cap. 8.1, p. 265- 301.

DÉCOURT, L. (1998) Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. XI COBramSEG, 1998. Brasília/DF. **Anais ...** V.3. p.1599-1606.

DÉCOURT, L. (2002a) Capacidade de Carga de Estacas Executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina. Algumas ponderações. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. XII COBramSEG, 2002. São Paulo/SP. **Anais ...** V.3 p.1545-1555.

DÉCOURT, L. (2002b) **A prática brasileira: vantagens, limitações e críticas.** Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. Édile Serviços Gráficos e Editora Ltda. 48 p.

DÉCOURT, L. (2008) Provas de carga em Estacas Podem Dizer Muito Mais do que têm dito. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, 2008 São Paulo/SP. **Anais ...** V.1 p. 221-245.

FONSECA, A. V. (2006) Relato da Experiência Portuguesa em Ensaios de Carga em Estacas. Parte I: Ações verticais. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. XIII COBRAMSEG, 2006. Curitiba/PR. **Anais ...** p. 91-134.

GOTLIEB, M. (2008) Concepção de Projetos e Desempenho das Fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. VI SEFE , 2008 São Paulo/SP. **Anais ...** V. 1. p. 185-190.

GUIMARÃES, R. C. (2002) **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Brasília.

GUIMARÃES, R. C.; CARVALHO, J. C.; MOTA, N. M. B.; e CUNHA, R. P. (2004) Influência da Sucção no Comportamento de Estacas Escavadas Assentes em Solos Não Saturados do Distrito Federal. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2004. São Carlos/SP. V. 1. **Anais ...** p. 351-356.

GUTIÉRREZ, A.; Pereyra, N.; Abreu, L.; Hoffmann, C.; Hasard, D. (2003a) Load Capacity of Small Diameter Bored Piles in Clayey Soils of Libertad Geological Formation, Uruguay. Soil and Rock America 2003. 12Th Panamerican Conference on Soil. **Proceedings ...** V. 1 and 2. p. 1895-1901.

GUTIERREZ, N. H. M.; Nóbrega, M. T. de; e Vilar, O. M. (2003b). Colapsibilidade de Solos Tropicais Típicos no Norte e Nordeste do Paraná. In: Encontro geotécnico do terceiro planalto paranaense. ENGEOPAR 2003 – I – Universidade Estadual de Maringá/PR. **Anais ...** p. 200 – 215.

GONÇALVES, R. L. (2006) **Estudo do Comportamento de Estacas Apiloadas em Solo Colapsível da Região de Londrina/PR**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Londrina.

HACHICH, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. Q.; Carvalho, C. S. e Niyama, S. (1996). **Fundações: Teoria e Prática**. Pini. São Paulo. p. 211 – 286.

JOPPERT, I. Jr. (2007) **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. Editora PINI Ltda. 1ª Edição. São Paulo. p. 91-209.

LOBO, A. S., Albiero, J. H. e Ferreira, C. V. (1991) Influência da inundação do solo na carga última de estacas de pequeno porte. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais II. 2ªSEFE. São Paulo/SP. **Anais...** V.1. p.207-216.

MASCARENHA, M. M. dos A.; Guimarães, R. C. e Carvalho, J. C. de (2002). Influência do Recarregamento nos Resultados de Provas de Carga em Estacas Escavadas Assentes em Solos Porosos Colapsíveis. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. XII COBRAMSEG2002. São Paulo/SP. ABMS. **Anais ...** V. 3. p.1617-1626.

MASCARENHA, M. M. dos A. (2003). **Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Brasília. 141p.

MASSAD, F. (1992) Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral - Parte I. In: **Solos e Rochas**. São Paulo/SP. V. 15, n.2, p. 103-115.

MASSAD, F. (1993). Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral - Parte II.

In: Solos e Rochas. São Paulo/SP. V. 16, n.2, p. 93-112.

MELO, B. N. (2009) **Análise de Prova de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez.** Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. 219 p.

MIGUELI, M. G., BELICANTA, A. (2004) A. Influência da Colapsibilidade do Solo de Londrina/PR na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas com Trado Manual In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. V SIMPOSIO , 2004, São Carlos/SP. **Anais ...** V.1. p.369 – 375.

MIGUEL, M. G., MARQUE, R., ALBUQUERQUE, P. J. R. e CARVALHO, D. de (2007b). Análise do Comportamento Colapsível de uma Argila Laterítica, de Origem Coluvionar da Região de Campinas/SP. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. VI NSAT2007. Salvador/BA. Novembro de 2007. **Anais ...** p. 69 – 77.

MIGUEL, M. G., ALBUQUERQUE, P. J. R., SAUEIA, F. N., HAJNAL, V. H. J., CARVALHO, D. (2007a) Aspectos Geológico-Geotécnicos da Camada de Solo Argiloso, Laterítico e Coluvionar de Campinas/SP. In: Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos do Centro-Oeste e Norte. Cuiabá/MT (2007) **Anais ...** V.1.

MILITISKY, J. (1991) Provas de carga estática. In: Seminário de Engenharia de Fundações especiais e Geotecnia. II SEFE 1991. São Paulo/SP **Anais ...** V.2. p.203-228.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. (1996) **Verificação de desempenho.** Hachich, W.; Falconi, F. F.; Saes, J. S.; Frota, R.G.Q.; Niyama, S. Fundações Teoria e Prática. São Paulo. Editora Pini. p. 723-751.

NOGUEIRA, R. C. R. (2004). **Comportamento de Estacas Tipo Raiz, Instrumentadas, Submetidas à Compressão Axial, em Solo de Diabásio.** Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas. 204 p.

PADILHA, A. C. C. (2004). **Determinação da Curva Característica de Sucção do Solo Argilo-siltoso Laterítico de Londrina/PR.** Trabalho de conclusão de curso. Universidade Estadual de Londrina.

SCHNAID, Fernando. (2000). **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** Oficina de Textos. São Paulo. 189 p.

SILVA, C. P. L.; Silva, C. M.; Souza, N. M.; Carvalho, J. C.; González, Y, V. (2008) Utilização de Modelagem Tridimensional de Solos Acoplada a Resultados de Provas de Carga como Técnica de Controle de Obras de Fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, 2008 São paulo/SP. **Anais ... V.1 p. 263-279.**

STEPHEN, A. M. (2000) Comparação entre os métodos de previsão de capacidade de carga, estáticos, semi-empíricos e dinâmicos, com provas de carga estática realizada em estacas pré-moldadas. In: Congresso de Engenharia Civil. Juiz de Fora/DF. **Anais ... V. 2 p.653-665.**

TEIXEIRA, C. Z. & Albiero, J. H. (1994). A evolução da reação de ponta de estacas escavadas submetidas a sucessivas provas de carga. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. X COBRAMSEG 1994. Foz do Iguaçu. (1994) **Anais ... p. 3-9.**

TOMLINSON, M. J. (1977) **Pile design and construction practice.** VIEWPOINT PUBLICATIONS. London, UK. **Proceedings ... p. 412.**

VAN DER VEN, C. (1953) The bearing capacity of a pile. Proc. Third International

Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, V. 2, p. 84-90.

VAZ, L.F. (1996) Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais. **In: Solos e Rochas**. São Paulo, V. 19, n. 2, p. 117-136.

VELLOSO, D. A.; Lopes, F. R. (2004) **Fundações – Critérios de Projeto – Investigação do Subsolo – Fundações Superficiais**, Oficina de Textos , São Paulo-SP. V. 1. p.226.

VELLOSO, D. A.; Lopes, F. R. (2010) **Fundações – Fundações Profundas**, Oficina de Textos, São Paulo/SP. V. 2. p. 569.

Sistema de Informações para o Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo. Disponível em: www.sigrh.sp.gov.br. Acesso em 05/01/2009.