

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO NOS SOLOS  
ARGILOSOS DA FORMAÇÃO “LIBERTAD”, URUGUAI**

Leonardo Abreu Novas

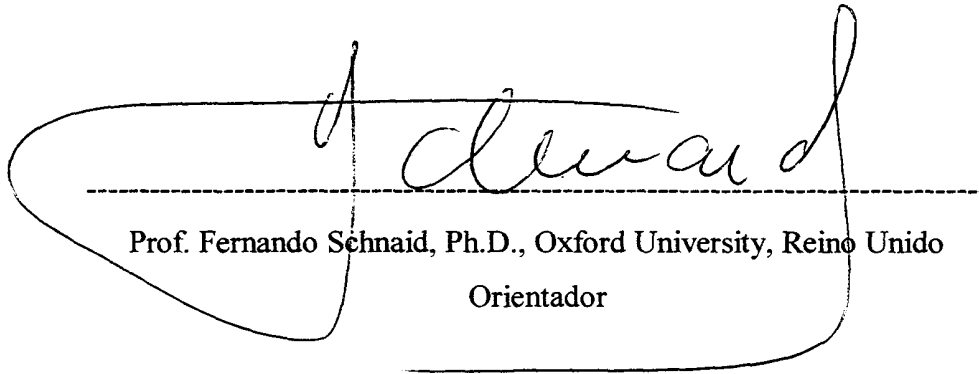
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, como parte dos requisitos para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

Área de Concentração: **Geotecnia**

**Porto Alegre**

**2002**

Esta dissertação foi julgada para a obtenção do título de mestre em Engenharia e aprovada em sua forma final pelo orientador e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.



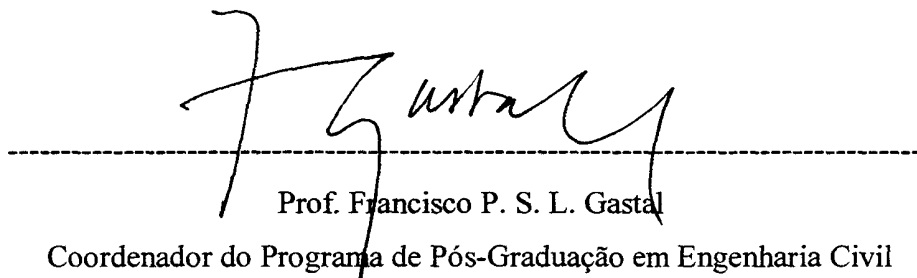
Prof. Fernando Schnaid, Ph.D., Oxford University, Reino Unido  
Orientador

Banca Examinadora:

Prof. Jarbas Milititsky, Ph.D., Surrey University, Reino Unido

Prof. Nilo C. Consoli, Ph.D., Concordia University, Canadá

Prof. Alvaro Gutiérrez, Dr., L'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suíça



Prof. Francisco P. S. L. Gastal  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Porto Alegre, março 2002

*À memória do meu pai,  
À minha mãe,  
À Cecília ...*

## AGRADECIMENTOS

---

Aos meus pais, *Horacio e María Rosa*, pelo sacrifício e pelo amor, confiança e apoio incondicionais que sempre me deram durante toda minha vida.

À minha “segunda família” *Horacio, Bety e Lucia*, e ao *Adrian*, pelo apoio, o incentivo constantes e pela ajuda nas etapas finais deste trabalho.

Ao meu amigo *Alvaro Gutiérrez “Guti”*, por ter acreditado em mim desde o meu tempo de graduação, e pelo incentivo, o apoio e os conselhos constantes.

Ao meu amigo *Fernando Mántaras*, um agradecimento especial pela hospitalidade, a recepção amistosa e pelos conselhos na etapa de cursos deste mestrado.

Ao meu amigo e orientador, Prof. *Fernando Schnaid*, um agradecimento especial pela amizade, pela orientação, as críticas e sugestões, e pela compreensão e apoio nos momentos difíceis que me tocou viver.

Ao grande amigo *Christian Hoffmann*, pela amizade e o incentivo constantes à distância desde Espanha.

Aos colegas do curso pelo companheirismo e pelas muitas horas de estudo compartilhadas, em especial ao *Márcio* e à *Luciana*, pela amizade e o apoio.

A todos os professores da área de Geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelos conhecimentos transmitidos. À professora *Anna Laura* um agradecimento especial pela amizade e o apoio nos momentos difíceis.

À Faculdade de Engenharia de Montevideo, pela formação gratuita e de qualidade.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela possibilidade que me deu de fazer este mestrado.

À CAPES pelo auxílio financeiro.

À “Comisión Sectorial de Investigación Científica” (CSIC), ao “Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Tecnológicas” (CONICYT), à UTE, às empresas “Dieste y Montañez”, “Viermond” e “Franki”, pelo apoio financeiro que possibilitou a realização das pesquisas que deram origem a esta dissertação.

... MUITO OBRIGADO !!!!!

## SUMÁRIO

---

AGRADECIMENTOS.....	iii
SUMÁRIO.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABELAS.....	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	xv
RESUMO.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
RESUMEN.....	xviii
<b>Capítulo 1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	2
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO.....	3
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
<b>Capítulo 2. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS – Revisão Bibliográfica.....</b>	<b>6</b>
2.1 PROCEDIMENTOS DE EXECUÇÃO.....	7
2.2 MÉTODOS DE PREVISSÃO DE CAPACIDADE DE CARGA.....	14
2.2.1 MÉTODOS COM BASE NO SPT.....	16
2.2.1.1 Método de Aoki & Velloso (1975).....	16
2.2.1.2 Método de Decourt & Quaresma (1978).....	17
2.2.1.3 Método de Cabral (1987).....	19
2.2.2 MÉTODOS COM BASE NO CPT.....	20
2.2.2.1 Método de Aoki & Velloso (1975).....	21
2.2.2.2 Método de P.P.C.Velloso (1981).....	21
2.2.2.3 Método de Philipponnat (1986).....	23
2.3 DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DO GRÁFICO CARGA-DESLOCAMENTO.....	25
2.3.1 MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953).....	30

2.3.2 MÉTODO DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122 – 96.....	31
2.3.3 MÉTODO DO CORPO DE ENGENHEROS DO EXERCITO DOS ESTADOS UNIDOS.....	32
2.3.4 MÉTODO DE INTERSEÇÃO DE TANGENTES.....	33
2.3.5 MÉTODO DA INCLINAÇÃO DE TANGENTES.....	34
<b>Capítulo 3. CAMPO EXPERIMENTAL.....</b>	<b>36</b>
3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS.....	39
3.1.1 ENSAIOS DE CAMPO.....	40
3.1.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	42
<b>Capítulo 4. PROVAS DE CARGA.....</b>	<b>46</b>
4.1 DISPOSIÇÃO E GEOMETRIA DAS ESTACAS.....	49
4.1.1 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS NAS PROVAS P1 A P18.....	50
4.1.2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS NAS PROVAS P19 A P34.....	52
4.1.3 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS NAS PROVAS P35 A P46.....	52
4.1.4 GEOMETRIA DAS ESTACAS.....	54
4.2 DISPOSITIVOS DE CARREGAMENTO.....	58
4.2.1 DISPOSITIVO UTILIZADO NAS PROVAS P1 A P18.....	59
4.2.2 DISPOSITIVO UTILIZADO NAS PROVAS P19 A P34.....	63
4.2.3 DISPOSITIVO UTILIZADO NAS PROVAS P35 A P46.....	65
4.3 SISTEMA DE MEDIÇÃO DE CARGAS.....	66
4.3.1 BARRAS INSTRUMENTADAS (PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO).....	67
4.3.2 MANÔMETRO DIGITAL (PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO).....	71
4.4 SISTEMA DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS.....	72
4.5 MÉTODO DE ENSAIO.....	74
4.5.1 NORMAS CONSULTADAS.....	74
4.5.2 METODOLOGIA DE APLICAÇÃO DE CARGAS.....	75

4.5.2.1 Provas de carga rápidas.....	75
4.5.2.2 Provas de carga lentas.....	75
4.5.3 METODOLOGIA DE REGISTRO DE CARGAS E DESLOCAMENTOS.....	77
4.5.3.1 Provas de carga rápidas.....	77
4.5.3.2 Provas de carga lentas.....	77
4.5.4 PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO.....	77
4.5.5 CURVAS CARGA DESLOCAMENTO.....	77
<b>Capítulo 5. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO.....</b>	<b>101</b>
5.1 DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA.....	102
5.1.1 OBSERVAÇÃO DIRETA DA CURVA CARGA-RECALQUE.....	102
5.1.2 CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO.....	107
5.2 ATRITO LATERAL UNITÁRIO NA RUPTURA.....	113
5.3 DEFORMABILIDADE DO SISTEMA SOLO-ESTACA.....	120
5.4 ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA .....	127
<b>Capítulo 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>137</b>
6.1 CONCLUSÕES.....	137
6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	141
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	143
ANEXO – Curvas de calibração.....	147

## LISTA DE FIGURAS

---

### **Capítulo 2. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS – Revisão Bibliográfica**

<b>Figura 2.1</b> - Comparação dos tempos de execução (Fellenius, 1975).....	9
<b>Figura 2.2</b> - Curvas carga-deslocamento típicas (Fellenius, 1975).....	9
<b>Figura 2.3</b> - Relações carga-recalque para estacas escavadas, segundo Burland e Cooke (1974) .....	15
<b>Figura 2.4</b> - Cálculo da pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca $q_u$ , Método de P.P.C Velloso.....	23
<b>Figura 2.5</b> - Cálculo da tensão limite de ponta $q_u$ , Método de Philipponnat.....	24
<b>Figura 2.6</b> - Curvas carga-deslocamento típicas de provas de carga com carregamento axial (Hirany e Kulhawy, 1989).....	26
<b>Figura 2.7</b> - Simplificação da curva carga-deslocamento (Hirany e Kulhawy, 1989).....	28
<b>Figura 2.8</b> - Definição da carga de ajuste, Método de Van der Veen.....	31
<b>Figura 2.9</b> - Definição da carga de ruptura, Método de interseção de tangentes (Mansur e Kaufman, 1956).....	33
<b>Figura 2.10</b> - Aplicação do método de interseção de tangentes (Hirany e Kulhawy, 1989).....	34
<b>Figura 2.11</b> - Definição da carga de ruptura, Método “slope tangent” .....	35

### **Capítulo 3. CAMPO EXPERIMENTAL**

<b>Figura 3.1</b> - Campo experimental da Estação Montevideo “A”.....	38
<b>Figura 3.2</b> - Localização das sondagens.....	39
<b>Figura 3.3</b> - Resultados dos ensaios de penetração.....	41
<b>Figura 3.4</b> - Variação da umidade natural com a profundidade (44 amostras).....	42
<b>Figura 3.5</b> - Variação da umidade natural e dos índices de consistência com a profundidade(35 amostras, valores médios).....	43
<b>Figura 3.6</b> - Classificação de solos segundo o SUCS (36 amostras).....	44
<b>Figura 3.7</b> - Representação na Carta de Plasticidade (Casagrande, 1948).....	44



<b>Figura 3.8</b> - Granulometria (36 amostras).....	45
--	----

## **Capítulo 4. PROVAS DE CARGA**

<b>Figura 4.1</b> - Localização das estacas na área de trabalho.....	47
<b>Figura 4.2</b> - Disposição em carrossel (provas de carga à tração).....	49
<b>Figura 4.3</b> - Disposição em malha (provas de carga à compressão).....	50
<b>Figura 4.4</b> - Disposição das estacas em carrossel ( <i>P1 a P18</i> ).....	51
<b>Figura 4.5</b> - Disposição das estacas na malha.....	53
<b>Figura 4.6</b> - Resultado típico de um ensaio de integridade.....	57
<b>Figura 4.7</b> - Esquema da montagem de uma prova de carga.....	58
<b>Figura 4.8</b> - Detalhe do contato entre a viga de reação e o apoio convexo.....	60
<b>Figura 4.9</b> - Peças de ligação viga-estaca em posição na montagem ( <i>P1 a P12</i> ).....	61
<b>Figura 4.10</b> - Cilindro e bomba hidráulica utilizados nas provas P13 a P18.....	62
<b>Figura 4.11</b> - Detalhe da união entre as bielas e o extremo da viga de reação.....	62
<b>Figura 4.12</b> - Elementos de ligação viga-estaca em posição na montagem ( <i>P13 a P18</i> ).....	63
<b>Figura 4.13</b> - Elementos de ligação viga-estaca em posição na montagem ( <i>P19 a P34</i> ).....	64
<b>Figura 4.14</b> - Peças de ligação viga-estaca em posição na montagem ( <i>P35 a P46</i> )..	66
<b>Figura 4.15</b> - Barras instrumentadas no processo de instrumentação.....	68
<b>Figura 4.16</b> - Equipamento de leitura das cargas nas provas de carga à tração.....	69
<b>Figura 4.17</b> - Calibração das barras instrumentadas.....	70
<b>Figura 4.18</b> - Vista parcial do sistema de medição de deslocamentos.....	72
<b>Figura 4.19</b> - Montagem das provas de carga à tração.....	73
<b>Figura 4.20</b> - Montagem das provas de carga à compressão.....	73
<b>Figura 4.21</b> - Exemplo típico de prova de carga rápida.....	76
<b>Figura 4.22</b> - Exemplo típico de prova de carga lenta à tração.....	76
<b>Figura 4.23</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P1.....	78
<b>Figura 4.24</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P2.....	78
<b>Figura 4.25</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P3.....	79
<b>Figura 4.26</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P4.....	79

<b>Figura 4.27</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P5.....	80
<b>Figura 4.28</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P6.....	80
<b>Figura 4.29</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P7.....	81
<b>Figura 4.30</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P8.....	81
<b>Figura 4.31</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P9.....	82
<b>Figura 4.32</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P10.....	82
<b>Figura 4.33</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P11.....	83
<b>Figura 4.34</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P12.....	83
<b>Figura 4.35</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P13.....	84
<b>Figura 4.36</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P14.....	84
<b>Figura 4.37</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P15.....	85
<b>Figura 4.38</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P16.....	85
<b>Figura 4.39</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P17.....	86
<b>Figura 4.40</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P18.....	86
<b>Figura 4.41</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P19.....	87
<b>Figura 4.42</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P20.....	87
<b>Figura 4.43</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P21.....	88
<b>Figura 4.44</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P22.....	88
<b>Figura 4.45</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P23.....	89
<b>Figura 4.46</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P24.....	89
<b>Figura 4.47</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P25.....	90
<b>Figura 4.48</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P26.....	90
<b>Figura 4.49</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P27.....	91
<b>Figura 4.50</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P28.....	91
<b>Figura 4.51</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P29.....	92
<b>Figura 4.52</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P30.....	92
<b>Figura 4.53</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P31.....	93
<b>Figura 4.54</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P32.....	93
<b>Figura 4.55</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P33.....	94
<b>Figura 4.56</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P34.....	94
<b>Figura 4.57</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P35.....	95
<b>Figura 4.58</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P36.....	95
<b>Figura 4.59</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P37.....	96

<b>Figura 4.60</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P38.....	96
<b>Figura 4.61</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P39.....	97
<b>Figura 4.61</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P40.....	97
<b>Figura 4.63</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P41.....	98
<b>Figura 4.64</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P42.....	98
<b>Figura 4.65</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P43.....	99
<b>Figura 4.66</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P44.....	99
<b>Figura 4.67</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P45.....	100
<b>Figura 4.68</b> - Curva carga-deslocamento. Prova de carga P46.....	100

## **Capítulo 5. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO**

<b>Figura 5.1</b> - Reta de ajuste – P44, Método de Van der Veen (1953).....	105
<b>Figura 5.2</b> - Extrapolação da curva carga-recalque, P44, Método de Van der Veen (1953).....	105
<b>Figura 5.3</b> - Reta de ajuste – P46, Método de Van der Veen (1953).....	106
<b>Figura 5.4</b> - Extrapolação da curva carga-recalque, P46, Método de Van der Veen (1953) .....	106
<b>Figura 5.5</b> - Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental, provas de carga P1 a P18.....	111
<b>Figura 5.6</b> - Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental, provas de carga P19 a P34.....	112
<b>Figura 5.7</b> - Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental, provas de carga P35 a P46.....	112
<b>Figura 5.8</b> - Influência em $q_s$ do tempo de espera, provas de carga à tração.....	115
<b>Figura 5.9</b> - Influência em $q_s$ da inclinação da estaca em relação à vertical, provas de carga à tração.....	115
<b>Figura 5.10</b> - Tensão na base da estaca, provas de carga à compressão.....	119
<b>Figura 5.11</b> - Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque, provas de carga P1 a P18.....	122
<b>Figura 5.12</b> - Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque, provas de carga P19 a P34.....	122

<b>Figura 5.13</b> - Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque, provas de carga P35 a P46.....	123
<b>Figura 5.14</b> - Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque (I).....	124
<b>Figura 5.15</b> - Influência em I do tempo de espera.....	124
<b>Figura 5.16</b> - Influência em I da inclinação da estaca em relação à vertical.....	125
<b>Figura 5.17</b> - Incidência da geometria da estaca (L/D) na relação entre a pendente elástica da estaca e a inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque.....	126
<b>Figura 5.18</b> - Método de Aoki e Velloso (1975) com base no SPT.....	131
<b>Figura 5.19</b> - Método de Decourt e Quaresma (1978).....	132
<b>Figura 5.20</b> - Método de Cabral (1987).....	133
<b>Figura 5.21</b> - Método de Aoki e Velloso (1975) com base no CPT.....	134
<b>Figura 5.22</b> - Método de P.P.C.Velloso (1981).....	135
<b>Figura 5.23</b> - Método de Philipponnat (1986).....	136

## LISTA DE TABELAS

---

### **Capítulo 2. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS – Revisão Bibliográfica**

<b>Tabela 2.1</b> - Critérios de estabilização de deslocamentos, ensaios SML.....	13
<b>Tabela 2.2</b> - Níveis de carregamento e tempos mínimos de duração do estágio, ensaios SML.....	13
<b>Tabela 2.3</b> - Valores dos coeficientes $K$ e $\alpha$ , Método Aoki & Velloso.....	17
<b>Tabela 2.4</b> - Valores dos coeficientes $F_1$ e $F_2$ , Método Aoki & Velloso.....	17
<b>Tabela 2.5</b> - Valores do coeficiente $K$ , Método Decourt & Quaresma.....	18
<b>Tabela 2.6</b> - Valores do coeficiente $\alpha$ , Método Decourt & Quaresma.....	18
<b>Tabela 2.7</b> - Valores do coeficiente $\beta$ , Método Decourt & Quaresma.....	19
<b>Tabela 2.8</b> - Valores dos coeficientes $\beta_1$ e $\beta_2$ , Método Cabral.....	20
<b>Tabela 2.9</b> - Valores do coeficiente $\alpha_P$ , Método Philipponnat.....	24
<b>Tabela 2.10</b> - Valores do coeficiente $\alpha_S$ , Método Philipponnat.....	25
<b>Tabela 2.11</b> - Valores do coeficiente $\alpha_f$ , Método Philipponnat.....	25
<b>Tabela 2.12</b> - Critérios de definição de carga de ruptura.....	27

### **Capítulo 4. PROVAS DE CARGA**

<b>Tabela 4.1</b> - Características das Provas de Carga.....	48
<b>Tabela 4.2</b> - Características geométricas das estacas.....	56
<b>Tabela 4.3</b> - Tempo de espera entre a construção das estacas e a execução das provas de carga.....	57

### **Capítulo 5. RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO**

<b>Tabela 5.1</b> - Carga de ruptura experimental.....	104
<b>Tabela 5.2</b> - Valores de recalques máximos atingidos na prova de carga e $D/30$ para cada estaca.....	108

<b>Tabela 5.3</b> - Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental.....	110
<b>Tabela 5.4</b> – Tensão unitária de atrito na ruptura, provas de carga à tração.....	114
<b>Tabela 5.5</b> – Valores de atrito lateral unitário previsto nos métodos de previsão de capacidade de carga.....	116
<b>Tabela 5.6</b> – Estimativa de resistência de atrito lateral e de base, provas de carga à compressão.....	117
<b>Tabela 5.7</b> - Tensão na base da estaca: valores estimados a partir das provas de carga e previstos pelos métodos de previsão de capacidade de carga.....	118
<b>Tabela 5.8</b> - Valores de $(L/D)$ , $(EA/L)$ e $I$ .....	121
<b>Tabela 5.9</b> - Capacidade de carga, valores experimentais e previstos.....	130

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

---

A	: área da seção transversal da estaca, NBR 6122
$A_b$	: área da seção transversal da barra instrumentada
$A_P$	: área da seção transversal na ponta da estaca
$A_S$	: área lateral do fuste da estaca
C	: constante de calibração da barra instrumentada
D	: diâmetro da estaca
$D_b$	: diâmetro da base da estaca, Método P.P.C. Velloso
E	: módulo de elasticidade do material da estaca
$E_b$	: módulo de elasticidade do aço
$F_b$	: carga atuante na barra instrumentada
$F_1$	: coeficiente de correção da resistência de ponta, Método Aoki & Velloso
$F_2$	: coeficiente de correção da resistência lateral, Método Aoki & Velloso
I	: inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque
K	: coeficiente (função do tipo de solo), métodos de previsão de capacidade de carga
L	: comprimento da estaca
$N_P$	: valor do $N_{SPT}$ na ponta da estaca
$N_m$	: valor médio do $N_{SPT}$ para cada camada de espessura $\Delta L$
$N_{SPT}$	: número de golpes resultado do ensaio SPT
P	: perímetro da seção transversal do fuste da estaca
$P_U$	: carga de ruptura convencional, NBR 6122
$P_R$	: carga de ruptura ou <i>carga de ajuste</i> , Método Van der Veen
$Q_{rup}$	: carga de ruptura da estaca
$Q_P$	: parcela correspondente à resistência de ponta
$Q_L$	: parcela correspondente à resistência do atrito lateral ao longo do fuste
$SM_x$	: sondagem número X realizada no campo experimental
a	: coeficiente de ajuste, Método Van der Veen
$d_c$	: diâmetro da ponta do cone utilizado no ensaio CPT, Método P.P.C. Velloso
$f_S$	: atrito lateral médio do CPT para cada $\Delta L$
$f_{U1}$	: aderência lateral média na camada de solo considerada, Método P.P.C. Velloso
$q_C$	: resistência de ponta no ensaio CPT
$q_U$	: pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca
$q_S$	: atrito lateral unitário
r	: deslocamento da cabeça da estaca
$r_U$	: recalque de ruptura convencional, NBR 6122
$s_1$	: deslocamento de ruptura convencional, DIN 1054
$w_{nat}$	: umidade natural
$w_l$	: limite de liquidez
$w_p$	: limite de plasticidade
$\alpha$	: coeficiente (função do tipo de solo), métodos de previsão de capacidade de carga
$\alpha_P$	: coeficiente função do tipo de solo, Método Philipponnat
$\alpha_f$	: coeficiente função do tipo de solo e do tipo de estaca, Método Philipponnat
$\alpha_S$	: coeficiente função do tipo de solo, Método Philipponnat
$\beta$	: coeficiente (função do tipo de solo), métodos de previsão de capacidade de carga
$\beta_0$	: coeficiente função da pressão de injeção aplicada e do diâmetro da estaca, Método Cabral
$\beta_1$	: coeficiente função do tipo de solo, Método Cabral
$\beta_2$	: coeficiente função do tipo de solo, Método Cabral

$\Delta L$  : espessura de cada camada de solo considerada  
 $\epsilon_{LP}$  : deformação específica longitudinal promédio da barra instrumentada  
 $\epsilon_M$  : leitura na ponte de Wheatstone  
 $\nu$  : coeficiente de Poisson do aço  
 $\sigma_P$  : resistência unitária de ponta, variável função do método do adotado  
 $\tau_L$  : atrito lateral unitário, variável função do método do adotado  
 $\tau$  : pressão de injeção aplicada, Método de Cabral  
 $\lambda$  : coeficiente função do tipo de carregamento atuante sobre a estaca, Método P.P.C. Velloso



## RESUMO

---

O estado atual do conhecimento na Engenharia de Fundações é baseado em trabalhos teóricos que fundamentam os problemas de interação solo-estrutura, em resultados de provas de carga e em soluções numéricas. Boa parte da bibliografia é dedicada a estacas cravadas, sendo as referências a trabalhos em estacas escavadas de pequeno diâmetro muito reduzidas. No Uruguai é freqüente a utilização de estacas escavadas de pequeno diâmetro; uma característica particular é que geralmente na execução das estacas utiliza-se concreto apilado.

Entre 1995 e 1999, o Instituto de Estruturas e Transporte da Faculdade de Engenharia de Montevideo, desenvolveu um programa de pesquisa nos solos argilosos da formação geológica “Libertad”, muito comum na região sul do Uruguai, a mais urbanizada do país. Foram executadas 46 provas de carga em estacas de pequeno diâmetro, 34 à tração e 12 à compressão. A grande maioria foram levadas até à ruptura, sendo este um dos fatores que diferencia o presente estudo de outros trabalhos, uma vez que provas de carga em estacas são normalmente ensaiadas para carregamentos de 2 vezes a carga de trabalho. Esta pesquisa constitui-se em uma contribuição inédita, por tratar-se do primeiro trabalho sistemático relacionado à avaliação do desempenho de fundações dentro da prática de engenharia no Uruguai.

No presente trabalho diferentes critérios de interpretação da curva carga-recalque são avaliados, sendo complementarmente analisada a influência da relação comprimento/diâmetro na deformabilidade do sistema solo-estaca. Foram aplicados ainda, vários métodos de previsão da capacidade de carga com base nos ensaios SPT e CPT, estudando-se assim a validade da aplicação destes métodos à realidade uruguaia.

O método de Philipponnat (1986), apresentou o melhor desempenho entre todos os métodos de previsão de capacidade de carga analisados. Porém trata-se de um método baseado no CPT, não muito utilizado na prática uruguaia. Por este motivo, recomenda-se os métodos de Decourt e Quaresma (1978) ou Cabral (1987); estes dois métodos utilizam os resultados do ensaio SPT, ferramenta mais utilizada no Uruguai para projeto de fundações que o CPT.

## ABSTRACT

---

The state of the art in Foundation Engineering comprises theoretical developments that are based on soil-structure interaction problems, in results of load tests and in numerical procedures. The bibliography is generally focused in driven piles, and therefore there is relatively little experience reported in small diameter bored piles. These foundations are frequently used in Uruguay, the piles being constructed by dry compacted concrete.

Between 1995 and 1999, the “Instituto de Estructuras y Transporte de la Facultad de Ingeniería de Montevideo” developed an investigation programme on clayey soils of the geological formation “Libertad”, a common occurrence in the southern region of the country where most urbanized areas are built. In an experimental site, 46 static load tests on small diameter piles were performed, 34 of them in tension and 12 in compression. Most of the pile tests were taken up to failure. This characteristic is one of the factors that distinguish the present study from other works, since in general the piles are tested up to a maximum load equal to two times its working load. This investigation programme is the first systematic work on foundation behavior carried out to evaluate the foundation engineering practice in Uruguay.

The present work aims at evaluating the load-displacement response of pile tests, discussing existing interpretation criteria adopted to define ultimate loads. Complementary, the influence of the length/diameter ratio in the soil-pile system deformation was analyzed. Finally, the accuracy of load capacity prediction methods based on SPT and CPT tests in predicting ultimate loads has been evaluated. Recommendations are given in respect to the application of these methods in engineering practice in Uruguay.

Philipponnat’s method (1986) showed the best reliability in predicting ultimate loads among all analyzed methods. However this method is based on CPT data, a technique that is rarely used in Uruguay. Among all methods based on SPT results, Decourt & Quaresma (1978) and Cabral (1987) are recommended.

## RESUMEN

---

El estado actual del conocimiento en la Ingeniería de Fundaciones se basa en desarrollos teóricos que fundamentan los problemas de interacción suelo-estructura, en resultados de ensayos de carga y en soluciones numéricas. Buena parte de la bibliografía está dedicada a pilotes hincados, mientras que las referencias a trabajos sobre pilotes excavados de pequeño diámetro son escasas. En Uruguay es frecuente la construcción de pilotes excavados de pequeño diámetro; una característica particular de estos pilotes es el uso de hormigón compactado en su construcción.

Entre 1995 y 1999, el Instituto de Estructuras y Transporte de la Facultad de Ingeniería de Montevideo, desarrolló un programa de investigación en los suelos arcillosos de la formación geológica “Libertad”, muy común en la región sur de Uruguay, la más urbanizada del país. Fueron ejecutados 46 ensayos de carga sobre pilotes de pequeño diámetro, 34 de ellos a tracción y 12 a compresión. En su gran mayoría fueron llevados hasta la rotura. Esta característica es uno de los factores que diferencia el presente estudio de otros trabajos, ya que normalmente los pilotes son ensayados hasta una carga máxima igual a 2 veces su carga de trabajo. Este programa de investigación se constituye en una contribución inédita, ya que se trata del primer trabajo sistemático de evaluación del comportamiento de fundaciones dentro de la práctica de las empresas de ingeniería de fundaciones en Uruguay.

El presente trabajo evalúa diferentes criterios de interpretación de la curva carga-desplazamiento, en forma complementaria fue analizada la influencia de la relación longitud/diámetro en la deformabilidad del sistema suelo-pilote. Fueron aplicados además, varios métodos de previsión de la capacidad de carga de pilotes basados en los ensayos SPT y CPT, evaluándose la aplicación de estos métodos a la realidad uruguaya.

El método de Philipponnat (1986), mostró el mejor desempeño entre todos los métodos analizados. Sin embargo, se trata de un método basado en el CPT, ensayo raramente utilizado en la práctica uruguaya. Por este motivo, se recomiendan los métodos de Decourt & Quaresma (1978) o Cabral (1987); estos métodos se basan en los resultados del SPT, herramienta de proyecto más utilizada en Uruguay.

## 1 INTRODUÇÃO

O estado do conhecimento atual aplicado à Engenharia de Fundações é baseado em trabalhos teóricos que fundamentam os problemas de interação solo-estrutura, em resultados experimentais substanciados por resultados de provas de carga (instrumentadas e não instrumentadas) e soluções numéricas. Boa parte da bibliografia é dedicada a estacas cravadas, prática comum nos países desenvolvidos, sendo as referências a trabalhos em estacas escavadas de pequeno diâmetro muito reduzida.

No Uruguai é freqüente a utilização de estacas escavadas de pequeno diâmetro na prática de engenharia de fundações. Uma característica particular é que geralmente na execução das estacas utiliza-se concreto apilado.

A utilização freqüentemente deste tipo de estaca na prática uruguaia de engenharia de fundações e a pouca informação existente na bibliografia sobre o comportamento destas estacas, especialmente quando sujeitas a cargas de tração, motivou o desenvolvimento de um programa de pesquisas para o estudo de seu comportamento, tanto à tração quanto à compressão, de estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da formação geológica denominada “Libertad”, muito comum na região sul do Uruguai, a mais urbanizada do país. Este programa constitui-se em uma contribuição inédita, por tratar-se do primeiro trabalho sistemático de pesquisa relacionado à avaliação do desempenho de fundações dentro da prática de engenharia das empresas uruguaias.

Entre 1995 e 1999, o “Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones” do Instituto de Estruturas e Transporte da Faculdade de Engenharia de Montevideo, desenvolveu dois projetos de pesquisa, sob a responsabilidade do Dr. Ing. Alvaro Gutiérrez: “*Fundación de torres de alta tensión mediante pilotes. Estudio de pilotes sometidos a cargas de tracción*”, que estuda o comportamento de estacas à tração, para seu uso nas fundações de torres de transmissão de energia, e “*Determinación de los factores de seguridad reales en pilotes de pequeño diámetro, efecto de la compactación en la resistencia*”, que estuda o comportamento de estacas à compressão e avalia a influência do apiloamento do concreto na capacidade de carga. As pesquisas foram desenvolvidas em colaboração com a Companhia Estatal de Energia Elétrica (UTE) e três empresas executoras de estacas atuantes no mercado uruguaio. Os projetos foram co-financiados pela Faculdade de Engenharia, a UTE, as três empresas, a “Comisión Sectorial de Investigaciones Científicas” (CSIC), em um dos projetos, e o “Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Tecnológicas” (CONICYT) no outro projeto.

Na etapa experimental dos projetos mencionados foram executadas um total de 46 provas de carga, 34 à tração e 12 à compressão, em estacas construídas em um campo experimental localizado em um terreno propriedade da UTE, na área rural ao norte do Município de Montevideo. O autor da presente dissertação formou parte da equipe de pesquisadores dos dois projetos, tendo participado na totalidade das provas de carga executadas.

Neste trabalho apresenta-se uma análise comparativa de critérios utilizados para a determinação da carga de ruptura das estacas, a partir da curva carga-recalque obtida em provas de carga estáticas, e de métodos de previsão de capacidade de carga com base nos resultados de ensaios de penetração SPT e CPT.

## **1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA**

No Uruguai, métodos consagrados de previsão de capacidade de carga de estacas não são aplicados rotineiramente à prática de engenharia de fundações. Também não são comumente utilizadas as provas de carga, reduzindo-se sua aplicação a obras públicas importantes ou em caso de obras que apresentarem problemas na execução do

estaqueamento. O presente trabalho faz parte de uma linha de ação desenvolvida desde 1995 pelo “Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones” da Faculdade de Engenharia de Montevideo, cujo objetivo, entre outros, é a difusão tanto dos métodos de previsão de capacidade de carga quanto das provas de carga na prática nacional de engenharia de fundações.

Por outro lado, existe a nível internacional uma bibliografia relativamente reduzida referente à resistência à tração de estacas (em comparação com comportamento à compressão), tanto em relação à interpretação da curva carga-recalque medida em provas de carga à tração, quanto aos métodos de previsão de capacidade de carga.

No presente trabalho são avaliados diferentes critérios de interpretação da curva carga-recalque, utilizando os resultados de provas de carga que, em sua grande maioria, atingiram níveis elevados de deformação característicos de deslocamentos plásticos do sistema solo-estaca; estes deslocamentos geralmente determinaram inequivocamente a carga correspondente à ruptura física da estaca. Foram aplicados ainda, vários métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, consagrados na prática brasileira e internacional, com base nos ensaios SPT e CPT, estudando-se assim a validade da aplicação destes métodos à realidade uruguaia.

## **1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO**

O objetivo geral do trabalho consiste em apresentar um estudo crítico dos critérios de interpretação das curvas carga-recalque obtidas em provas de carga estáticas executadas em estacas escavadas, bem como de avaliar a aplicação à realidade uruguaia de diferentes metodologias utilizadas na previsão da capacidade de carga de estacas, com base em dados dos ensaios SPT e CPT, usadas rotineiramente na prática brasileira e internacional.

Além do objetivo geral, estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- realizar uma revisão bibliográfica em relação à execução e à interpretação de provas de carga estáticas em estacas;

- compilar os resultados dos ensaios de solo e das provas de carga, executados nos dois projetos de pesquisa mencionados, visando a estimativa da capacidade de carga das estacas ensaiadas;
- interpretar as curvas carga-recalque medidas experimentalmente, para a determinação da carga de ruptura;
- estudar a influência do apiloamento do concreto, no comportamento do sistema solo-estaca, procedimento comum na execução de estacas escavadas de pequeno diâmetro no Uruguai;
- analisar a influência da relação comprimento/diâmetro na deformabilidade do sistema solo-estaca;
- estimar a carga de ruptura das estacas, em função dos dados obtidos nos ensaios SPT e CPT;
- comparar as cargas de ruptura estimadas com os valores experimentais

### **1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

Este trabalho está dividido em seis capítulos e um anexo. No Capítulo 1 faz-se uma referência geral do trabalho e apresentam-se os objetivos.

No Capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica abordando os procedimentos de execução de provas de carga estáticas, os métodos de previsão da capacidade carga e os critérios de interpretação da curva carga-deslocamento, de uso corrente na engenharia de fundações, no Brasil e a nível internacional.

No Capítulo 3, é feita uma descrição do campo experimental onde foram construídas as estacas ensaiadas. Além das características do solo, apresentam-se a geometria, as características dos materiais e os procedimentos de execução das estacas construídas para este trabalho. O Capítulo 4 mostra uma descrição detalhada das montagens das provas de carga; descrevem-se os dispositivos utilizados no carregamento e nos registros de cargas e deslocamentos. Apresenta-se ainda, os procedimentos de execução adotados nas provas de carga desta pesquisa. No final do capítulo foram colocadas as curvas carga-recalque de todas as provas de carga analisadas.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos das análises realizadas em relação aos critérios de interpretação das curvas carga-recalque e aos métodos de previsão da capacidade de carga das estacas. As conclusões do trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no Capítulo 6. Finalmente, as curvas de calibração dos dispositivos de medição das cargas são apresentadas no Anexo.



## **2 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

No Uruguai, métodos consagrados de previsão de capacidade de carga de estacas não são aplicados rotineiramente à prática de engenharia de fundações. Também não são comumente utilizadas as provas de carga, reduzindo-se sua aplicação a obras públicas importantes ou em caso de obras que apresentarem problemas na execução do estaqueamento. O presente trabalho faz parte de uma linha de ação desenvolvida desde 1995 pelo “Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones” da Faculdade de Engenharia de Montevideo, cujo objetivo, entre outros, é a difusão tanto dos métodos de previsão de capacidade de carga quanto das provas de carga na prática nacional de engenharia de fundações.

Este capítulo tem por principal objetivo familiarizar ao leitor aos principais tópicos relacionados com a execução das provas de carga em estacas e a análise dos seus resultados. Ao longo do texto serão descritos sucintamente procedimentos de execução, métodos de previsão da capacidade carga e critérios de interpretação da curva carga-deslocamento, de uso corrente na engenharia de fundações, no Brasil e a nível internacional.

Conforme comentado por Milititsky (1991) “as provas de carga constituem técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo a única efetivamente confiável”. O tipo de carregamento aplicado na

prova de carga deve, neste caso, tentar reproduzir as condições de trabalho da estaca no caso real. Para isto, as provas de carga podem apresentar carregamentos axiais, verticais, tanto de compressão quanto de tração, cargas transversais ao eixo da estaca, horizontais, ou, em casos menos comuns, cargas combinadas. A prova de carga mais utilizada é aquela em que aplica-se um carregamento vertical de compressão no topo da estaca, medindo-se os deslocamentos do topo, seguindo-se um determinado procedimento de execução.

O PPGEC da UFRGS tem desenvolvido uma linha de pesquisa em relação ao comportamento de estacas. Ramires (1993), Matos (1989), e Alves (1984) estudaram estacas escavadas de pequeno diâmetro, Meksraitis (1988) estudou o comportamento de microestacas entanto que Silva (1989) avaliou o uso do N(SPT) na estimativa da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto.

## **2.1 PROCEDIMENTOS DE EXECUÇÃO**

Existe, apresentado na literatura técnica, um grande número de procedimentos de execução de provas de carga em estacas (e.g. Milititsky, 1991). Cada procedimento de ensaio representa uma prática específica, e o resultado da prova de carga depende da metodologia aplicada, influenciando tanto a carga de ruptura quanto a forma da curva carga-recalque. Portanto, na execução de provas de carga deve-se seguir rigorosamente algum procedimento normalizado, para que os resultados sejam comparáveis, devendo-se fazer referência à metodologia aplicada no ensaio quando se caracteriza o desempenho da estaca. Apesar desta recomendação, especialmente em trabalhos de pesquisa, nem sempre é conveniente se limitar a um procedimento determinado. No caso do presente trabalho, por exemplo, as provas de carga tem por objetivo determinar a carga de ruptura levando a estaca até a ruptura física. Durante a execução da prova de carga, quando são atingidas deformações plásticas significativas, é geralmente difícil manter a carga constante, especialmente no caso do carregamento ser feito mediante macacos hidráulicos (Hirany e Kulhawy, 1989). Assim sendo, no sentido de caracterizar com maior exatidão o comportamento na ruptura adotam-se incrementos de carga variáveis ao longo do ensaio, sendo estes menores perto da ruptura. A variação da

magnitude do incremento de carga ao longo do ensaio não é recomendado em nenhuma norma das consultadas.

Sempre que o procedimento adotado não obedecer rigorosamente as recomendações das normas técnicas, o procedimento utilizado deve ser descrito detalhadamente, indicando-se os tópicos nos quais não são seguidas as recomendações, e justificando-se o procedimento adotado.

As metodologias de carregamento podem ser separadas em quatro grupos (Fellenius, 1975):

- **SM ou SML** “**Slow Maintained Load Test**”, ensaio lento de carga constante; o carregamento é feito em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior do que a carga de trabalho. Cada estágio é mantido até se atingir a estabilização dos deslocamentos, de acordo com certo critério de estabilização.

- **QM ou QML** “**Quick Maintained Load Test**”, ensaio rápido de carga constante; são aplicados incrementos iguais de carga, até determinado nível de carregamento, maior do que a carga de trabalho prevista para a estaca. Cada estágio de carga é mantido por um intervalo de tempo fixo pré-determinado, independentemente da estabilização dos deslocamentos.

- **CRP** “**Constant Rate of Penetration**”, ensaio a velocidade de recalque constante; a carga é ajustada para manter constante a velocidade de recalque do topo da estaca. A prova de carga é levada até certo nível de deslocamento.

- **CLT ou SCT** “**Cyclic Load Test**” ou “**Swedish Cyclic Test**”, ensaio cíclico de carga ou ensaio cíclico sueco; a estaca é carregada até 1/3 da carga de trabalho e descarregada para a metade desta carga, repetindo-se esse ciclo 20 vezes. Depois a carga superior do ciclo é aumentada 50% e repete-se o procedimento. Continua-se até atingir a ruptura.

A Figura 2.1 (Fellenius, 1975), apresenta a comparação dos tempos de execução dos diferentes tipos de provas de carga.

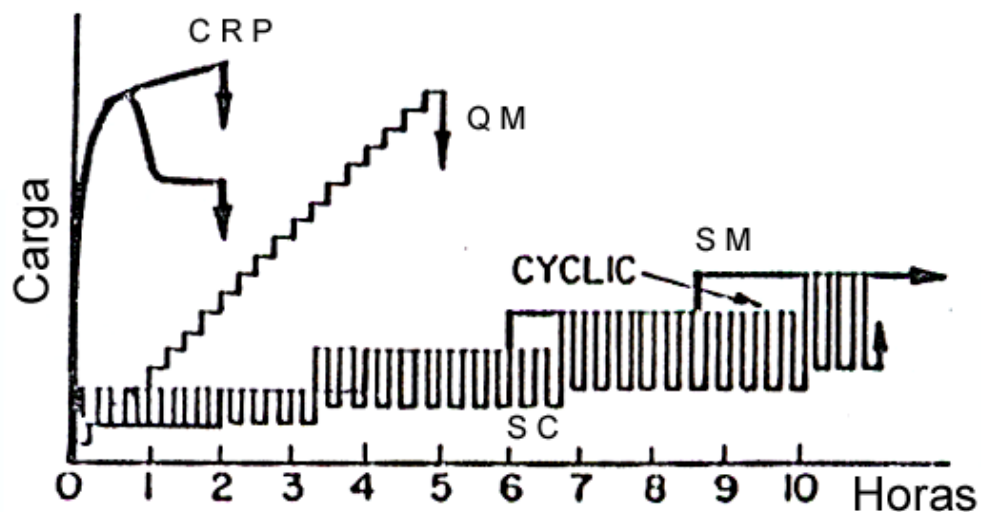


Figura 2.1 Comparação dos tempos de execução (Fellenius, 1975)

A Figura 2.2 (Fellenius, 1975), apresenta as curvas carga-deslocamento típicas de cada tipo de prova de carga.

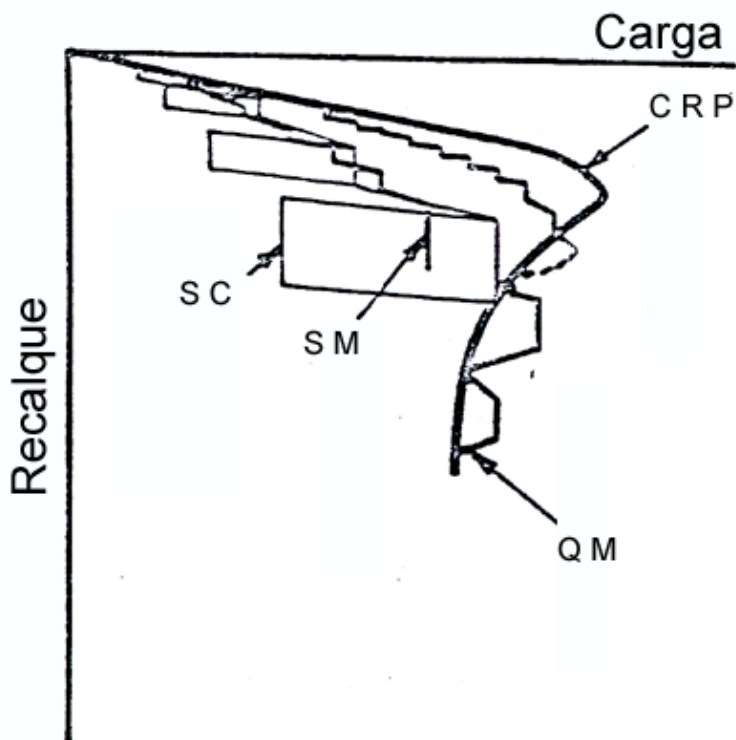


Figura 2.2 Curvas carga-deslocamento típicas (Fellenius, 1975)

No Uruguai não existe uma normalização nacional em relação à realização de provas de carga em estacas. Conta-se apenas como referência com o “Procedimiento para el

Ensayo de Pilotes, IE 2-54” do Instituto de Estruturas e Transporte da Faculdade de Engenharia, que estabelece o procedimento para a realização da prova de carga lenta à compressão. Sendo assim, para a determinação do procedimento de aplicação das cargas, parâmetros a serem medidos, procedimentos de leitura e definição de rotura foram consultadas as seguintes normas:

- Estaca e Tubulão – Prova de Carga  
NBR 12131 – 1991 / NBR 6121 – 1986
- “Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load”  
ASTM D 1143 – 81 (reapproved 1994)
- “Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load”  
ASTM D 3689 – 90 (reapproved 1995)

A continuação são descritas, de forma sucinta, as características gerais dos diferentes procedimentos apresentados nas normas consultadas com referência as provas de carga realizadas seguindo carregamentos lento e rápido. Estes procedimentos foram revisados, pois subsidiam os procedimentos adotados nas provas de carga realizadas na presente pesquisa.

#### **a) Normativa Brasileira (NBR 12131 – 1991 / NBR 6121 – 1986)**

##### *1) prova de carga de carregamento lento (NBR 12131-91)*

- o carregamento deve ser feito em estágios sucessivos com incrementos não superiores ao 20% da carga de trabalho;
- cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos. O intervalo de tempo mínimo de estágio é 30min, e o máximo 2 horas. A estabilização é atingida quando a diferença entre duas leituras sucessivas ( $t/2$  e  $t$ ) corresponder no máximo ao 5% do deslocamento ocorrido no estágio;
- o ensaio deve continuar, caso não seja levado até a ruptura, até se observar um deslocamento compatível com a sensibilidade da estrutura, ou até 2 vezes a carga de trabalho;
- leituras de carga e deslocamentos devem ser realizadas imediatamente após a aplicação da carga, e depois de 2, 4, 8, 15 e 30 minutos, 1, 2, 4, 8, horas;
- não atingida a ruptura, a carga máxima de ensaio deve ser mantida durante 12 horas, pelo menos, após a estabilização dos deslocamentos;

- sempre que possível, a descarga deve ser feita em no mínimo quatro estágios de carga. Cada estágio deve ser mantido até a estabilização dos deslocamentos, durante um período mínimo de 15min;
- Após do descarregamento total devem ser feitas leituras até a estabilização dos deslocamentos, durante um período mínimo de 15 minutos.

As modificações introduzidas pela norma NBR 12131-91, em relação à NBR 6121-86 são as seguintes: a) aumenta a carga máxima de ensaio, passando de 150% para 200% da carga de trabalho; b) modifica também as etapas de descarga, que passam de decrementos de 25% da carga máxima de ensaio para quatro estágios de descarga, no mínimo; c) o tempo mínimo de leitura da estabilização final na descarga passa de 1 hora para 15min.

#### II) *prova de carga de carregamento rápido(NBR 12131-91)*

O carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos não superiores ao 10% da carga de trabalho. O intervalo de tempo em cada estágio é 5min, independentemente da estabilização dos deslocamentos. O descarregamento é feito em quatro estágios, de 5min de duração, devendo-se fazer uma leitura final 10min depois do descarregamento total da estaca.

A norma NBR 6121-86, indicava dois métodos aceitáveis: a) o método Housel, no qual o carregamento é feito em acréscimos de tempo fixos e iguais a 1 hora, independente do recalque; b) o método rápido da norma ASTM-D 1143, que será descrito mais adiante.

#### **b) Normativa Americana (ASTM D 1143-81 (r.94); ASTM D 3689-90 (r.95))**

##### I) *“Standard Loading Procedure” (ASTM D 1143 -compressão-)*

- não atingida a ruptura, o valor da carga máxima de ensaio será igual ao 200% da carga de trabalho da estaca “pile design load”;
- o carregamento deve ser feito em estágios sucessivos com incrementos iguais ao 25% da carga de trabalho;
- cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos. O intervalo de tempo máximo de estágio é 2 horas. A estabilização é atingida quando velocidade de variação dos deslocamentos é menor do que 0.01”/h (0.25mm/h);

- não atingida a ruptura, a carga máxima de ensaio deve ser mantida durante 12 horas após a estabilização dos deslocamentos, sempre que o recalque em 1 hora seja menor que 0.25mm, em outro caso a carga máxima deve manter-se por 24 horas;
- leituras de carga e deslocamentos devem ser realizadas imediatamente após a aplicação da carga, e a intervalos de tempo não maiores a 10 min na primeira meia hora, menores do que 20 min depois; no mantimento da carga máxima as leituras devem ser realizadas cada 20 min nas primeiras 2 horas, cada 1 hora nas próximas 10 horas e cada 2 horas nas próximas 12 horas;
- sempre que possível, a descarga deve ser feita em estágios com reduções de carga de 25% da carga de trabalho. Cada estágio deve ser mantido até a estabilização dos deslocamentos, durante um período mínimo de 1 hora;
- na descarga devem ser realizadas leituras de carga e deslocamento a intervalos não maiores a 20 min;
- atingida a ruptura, recomenda-se continuar o “macaqueamento” até se atingir um deslocamento da cabeça da estaca da ordem do 15% do diâmetro da estaca;
- 12 horas após do descarregamento total devem ser feitas leituras finais de recalques.

A Norma ASTM 3689-90, para carregamentos à tração, estabelece um procedimento igual ao descrito no caso da norma ASTM 1143; apenas variam as recomendações referentes às leituras de carga e recalque: em cada estágio do carregamento devem ser feitas leituras imediatamente após a aplicação da carga, e depois de 2, 4, 8, 15, 45, 60, 80, 100 e 120 minutos; no mantimento da carga máxima, depois das primeiras 2 horas, devem ser realizadas leituras cada 1 hora; na descarga as leituras devem realizar-se cada 30 min; e após o descarregamento total devem realizar-se leituras cada 1 hora durante um período de 12 horas.

## II) “Quick Load Test Method” (ASTM D 1143-compressão)

- o carregamento deve ser feito em estágios sucessivos com incrementos da ordem do 10 a 15% da carga de trabalho;
- cada estágio é mantido durante um intervalo de 2½min (“as otherwise specified”), independentemente da estabilização dos deslocamentos;
- a prova de carga deve ser conduzida até que seja requerido o macaqueamento contínuo (“continuous jacking”) para manter a carga constante, ou até atingir a capacidade do dispositivo de ensaio.

A norma ASTM D 3689 (tração) apresenta um procedimento similar, porém estabelece que os incrementos de carga podem ser da ordem do 10 a 15% da carga de trabalho *ou menores*, mantidos durante intervalos de tempo de 2½min *ou maiores*.

Uma revisão dos procedimentos recomendados nestas e outras normas, é apresentada por Milititsky (1991). A Tabela 2.1 mostra as diferentes definições dos critérios de estabilização utilizados nos ensaios SML, enquanto que a Tabela 2.2 resume os níveis de carregamento e os tempos mínimos de duração dos estágios, propostos pelas diferentes normas analisadas.

**Tabela 2.1 Critérios de estabilização de deslocamentos, ensaios SML**  
(adaptado de Milititsky, 1991)

<b>Norma</b>	<b>Critério de estabilização</b>
ASTM (1981)	0.25mm/h ou até 2 horas, para cada incremento de carga, o que ocorrer primeiro
ABNT (1986)	Diferença entre duas leituras sucessivas (t e t/2) corresponder a no máximo 5% do deslocamento ocorrido no estágio
ABNT (1991)	Diferença entre duas leituras sucessivas (t e t/2) corresponder a no máximo 5% do deslocamento ocorrido no estágio

**Tabela 2.2 Níveis de carregamento e tempos mínimos de duração do estágio, ensaios SML** (adaptado de Milititsky, 1991)

ASTM (81)		ABNT (86)		ABNT (91)	
% da carga de trabalho	Intervalo máximo de Duração do estágio	% da carga de trabalho	Intervalo mínimo de duração do estágio	% da carga de trabalho	Intervalo mínimo de duração do estágio
0	-	0	-	0	-
25	2 horas	20	30 min	20	30 min
50	2 horas	40	30 min	40	30 min
75	2 horas	60	30 min	60	30 min
100	2 horas	80	30 min	80	30 min
125	2 horas	100	30 min	100	30 min
150	2 horas	120	30 min	120	30 min
175	2 horas	140	30 min	140	30 min
200	24 hs (12 hs)	150	12 horas	160	30 min
175	1 hora	125	15 min	180	30 min
150	1 hora	100	15 min	200	12 horas
125	1 hora	75	15 min	150	15 min
100	1 hora	50	15 min	100	15 min
75	1 hora	25	15 min	50	15 min
50	1 hora	0	1 hora	0	15 min
25	1 hora				
0	1 hora				



## 2.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Como será descrito no Capítulo 3, no campo experimental foram executados ensaios de penetração dinâmica de amostrador SPT, e de penetração estática de cone elétrico CPT. Em razão de contar-se com resultados de ambos os ensaios, foram analisados métodos de previsão de capacidade de carga com base nos resultados destas duas tecnologias. Os métodos utilizados neste trabalho são métodos consagrados na prática internacional; o caráter inovador da pesquisa refere-se à aplicação destes métodos a estacas escavadas em um solo muito comum na região sul do Uruguai, a mais urbanizada do país. Procura-se estudar assim a validade da aplicação destes métodos à realidade uruguaia.

Em geral, a carga aplicada em uma estaca é suportada por duas parcelas de resistência: o atrito entre a superfície lateral do fuste e o solo, e a resistência do solo sob a ponta da estaca. Experiências com estacas escavadas estabeleceram que essas duas parcelas são completamente mobilizadas a diferentes níveis de recalques (Whitaker e Cooke, 1966, segundo referenciado por Simons e Menzies, 1977). A resistência devida ao atrito no fuste desenvolve-se rapidamente e quase linearmente com o recalque, sendo completamente mobilizada para valores da ordem de 0.5% do diâmetro do fuste; para recalques maiores ela se mantém relativamente constante ou apresenta ligeira redução. Por outro lado, a resistência na base da estaca é completamente mobilizada quando o recalque atinge valores da ordem de 10 a 20% do diâmetro da base, apresentando uma relação carga-recalque em geral não linear.

Assim, como pode ser observado na Figura 2.3, a curva carga-recalque depende das contribuições relativas das parcelas de fuste e da ponta à resistência total da estaca.

Geralmente estima-se o valor da carga de ruptura de uma estaca através da expressão (2.1), na qual busca-se caracterizar as contribuições das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral.

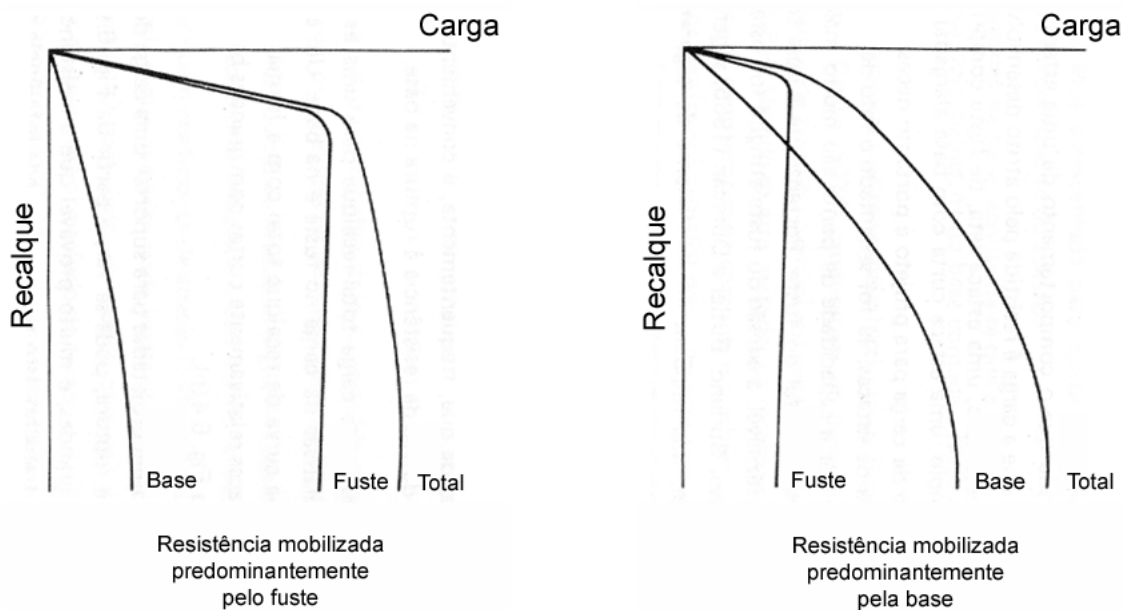
$$Q_{rup} = Q_P + Q_L = A_P \cdot \sigma_P + P \cdot \Delta L \cdot \tau_L \quad (2.1)$$

sendo:

$Q_{rup}$  : carga de ruptura da estaca;

$Q_P$  : parcela correspondente à resistência de ponta;

- $Q_L$  : parcela correspondente à resistência do atrito lateral ao longo do fuste;
- $A_P$  : área da seção transversal na ponta da estaca;
- $P$  : perímetro da seção transversal do fuste da estaca;
- $\Delta L$  : espessura da camada onde se admite  $\tau_L$  constante;
- $\sigma_P$  e  $\tau_L$  : variáveis função do método do adotado



**Figura 2.3** Relações carga-recalque para estacas escavadas, segundo Burland e Cooke (1974)

Na aplicação da equação (2.1) para a estimativa da capacidade de carga de uma estaca é portanto necessário conhecer a geometria da estaca e estimar as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta. Esta estimativa é revestida de considerável dificuldade, na medida em que a execução da estaca altera as condições originais do solo, amolgando o material entorno da estaca. Como conseqüência, na prática de engenharia é comum a adoção de métodos empíricos aplicados à estimativa das resistências de atrito lateral e de ponta, desenvolvidos com base nas medidas de ensaios SPT e CPT. Estas abordagens são adotadas na presente pesquisa, sendo portanto revisadas a seguir.

## 2.2.1 MÉTODOS COM BASE NO SPT

Os métodos analisados neste trabalho são os seguintes:

- Método de Aoki & Velloso (1975);
- Método de Decourt & Quaresma (1978);
- Método de Cabral (1987)

O método de Aoki & Velloso (1975) e o método de Decourt & Quaresma (1978) são métodos consagrados na prática brasileira. O método de Cabral, desenvolvido para estacas injetadas, foi escolhido na tentativa de levar em consideração o efeito do apiloamento do concreto utilizado na execução de algumas das estacas analisadas.

### 2.2.1.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Trata-se de um método estatístico desenvolvido com base em correlações entre as resistências lateral e de ponta, medidas em protótipos de diversos tipos de estacas, e os resultados de ensaios de penetração estática (CPT). Em ausência de resultados do ensaio CPT, os autores propõem a extensão das correlações aos resultados do ensaio SPT através de um coeficiente K, de conversão da resistência de ponta no ensaio CPT para o valor N do ensaio SPT.

A carga de ruptura da estaca é dada pela expressão:

$$Q_{rup} = A_p \frac{K \cdot N_p}{F_1} + P \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_m}{F_2} \Delta L \quad (2.2)$$

sendo:

- $A_p$  : área da ponta da estaca
- $N_p$  : valor do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca
- $P$  : perímetro da estaca
- $N_m$  : valor médio do  $N_{SPT}$  para cada  $\Delta L$
- $\Delta L$  : espessura de cada camada de solo considerada, em metros

O coeficiente  $\alpha$  expressa a relação entre as resistências de ponta e lateral do ensaio CPT, segundo Vargas (1977). Os coeficientes K e  $\alpha$  são variáveis dependentes do tipo de solo. Seus valores são apresentados na Tabela 2.3.  $F_1$  e  $F_2$  são coeficientes de

correção das resistências de ponta e lateral, respectivamente, levando em conta os diferentes comportamentos apresentados pela estaca (protótipo) e pelo cone do ensaio CPT (modelo). Seus valores são apresentados na Tabela 2.4.

**Tabela 2.3 Valores dos coeficientes K e  $\alpha$ , Método Aoki & Velloso**

<b>Tipo de solo</b>	<b>K (MPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
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
Silte argilo-arenoso	0.25	3.0
Argila	0.20	6.0
Argila arenosa	0.35	2.4
Argila areno-siltosa	0.30	2.8
Argila siltosa	0.22	4.0
Argila silto-arenosa	0.33	3.0

**Tabela 2.4 Valores dos coeficientes F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub>, Método Aoki & Velloso**

<b>Tipo de estaca</b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b>F<sub>2</sub></b>
Franki	2.50	5.0
Metálica	1.75	3.5
Pré-moldada de concreto	1.75	3.5
Escavada*	3.50	7.0

\* segundo Velloso, Aoki e Salamoni (1978)

#### 2.2.1.2 Método de Decourt & Quaresma (1978)

Os autores propuseram o método, deduzido estatisticamente a partir de resultados de ensaios de penetração dinâmica SPT e de provas de carga em estacas. Originalmente o método foi desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, sendo estendido posteriormente a outros tipos de estacas.

A carga de ruptura da estaca é dada pela expressão:

$$Q_{rup} = \alpha \cdot K \cdot N_p \cdot A_p + P \cdot \beta \cdot \sum 10 \left( \frac{N_m}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (2.3)$$

sendo:

- $N_p$  : valor do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca
- $A_p$  : área da ponta da estaca
- $P$  : perímetro da estaca
- $N_m$  : valor médio do  $N_{SPT}$  para cada  $\Delta L$
- $\Delta L$  : espessura de cada camada de solo considerada, em metros

$K$  é um coeficiente, função do tipo de solo, que relaciona a resistência de ponta com o valor  $N_p$ ; os valores propostos para  $K$  são apresentados na Tabela 2.5. Os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , em função dos diferentes tipos de estaca e de solo, são apresentados nas Tabelas 2.6 e 2.7 respectivamente (Quaresma e outros, 1996).

**Tabela 2.5 Valores do coeficiente  $K$ , Método Decourt & Quaresma**

Tipo de solo	$K$ (kN/m <sup>2</sup> )
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

**Tabela 2.6 Valores do coeficiente  $\alpha$ , Método Decourt & Quaresma**

Estaca → Solo ↓	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
Argilas	1.00	0.85	0.85	0.30	0.85	1.00
Solos Intermediários	1.00	0.60	0.60	0.30	0.60	1.00
Areias	1.00	0.50	0.50	0.30	0.50	1.00

**Tabela 2.7 Valores do coeficiente  $\beta$ , Método Decourt & Quaresma**

<b>Estaca →</b> <b>Solo ↓</b>	<b>Cravada</b>	<b>Escavada</b> (em geral)	<b>Escavada</b> (com bentonita)	<b>Hélice</b> <b>Contínua</b>	<b>Raiz</b>	<b>Injetada</b> (alta pressão)
<b>Argilas</b>	1.00	0.80	0.90	1.00	1.50	3.00
<b>Solos Intermediários</b>	1.00	0.65	0.75	1.00	1.50	3.00
<b>Areias</b>	1.00	0.50	0.60	1.00	1.50	3.00

### 2.2.1.3 Método de Cabral (1987)

O método foi desenvolvido especificamente para estacas injetadas (estaca raiz). O método foi utilizado neste trabalho com o objetivo de levar em consideração o efeito do apiloamento de concreto utilizado na execução de algumas das estacas analisadas.

A carga de ruptura da estaca é dada pela expressão:

$$Q_{rup} = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_P \cdot A_P + \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_m \cdot P \cdot \Delta L \quad (2.4)$$

sendo:

$N_P$  : valor do  $N_{SPT}$  na ponta da estaca

$A_P$  : área da ponta da estaca

$N_m$  : valor médio do  $N_{SPT}$  para cada  $\Delta L$

$P$  : perímetro da estaca

$\Delta L$  : espessura de cada camada de solo considerada

O coeficiente  $\beta_0$ , dependendo da pressão de injeção aplicada e do diâmetro da estaca, é calculado através da equação (2.5), na qual  $\tau$  é a pressão de injeção aplicada, em  $\text{kg/cm}^2$  ( $\tau < 3 \text{ kg/cm}^2$ ), e  $D$  é o diâmetro da estaca, em cm ( $D < 45\text{cm}$ ). O valor de  $\tau$  não é expresso em unidades internacionais, porém decidiu-se manter as unidades conforme propostas no trabalho original. A Tabela 2.8 apresenta os valores dos coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , em função do tipo de solo.

$$\beta_0 = 1 + (0.11 \cdot \tau) - (0.01 \cdot D) \quad (2.5)$$

**Tabela 2.8** Valores dos coeficientes  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , Método Cabral

Tipo de solo	$\beta_1$ (%)	$\beta_2$
Areia	7.0	3.0
Areia siltosa	8.0	2.8
Areia argilosa	8.0	2.3
Silte	5.0	1.8
Silte arenoso	6.0	2.0
Silte argiloso	3.5	1.0
Argila	5.0	1.0
Argila arenosa	5.0	1.5
Argila siltosa	4.0	1.0

Os valores de  $(\beta_1 \cdot N)$  e  $(\beta_2 \cdot N)$  são obtidos em  $\text{kg/cm}^2$ . O autor propõe os seguintes valores limites para a aplicação do método:

$$(\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_m) < 2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (0.2 MPa)};$$

$$(\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p) < 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ (5 MPa)}$$

Na previsão da carga de ruptura das estacas apiloadas através deste método, no cálculo do coeficiente  $\beta_0$ , utilizou-se um valor de pressão de injeção de  $1\text{kg/cm}^2$ ; enquanto no caso das estacas não apiloadas considerou-se uma pressão de injeção nula.

### 2.2.2 MÉTODOS COM BASE NO CPT

Os seguintes métodos foram escolhidos para a determinação da carga de ruptura das estacas analisadas neste trabalho:

- Método de Aoki & Velloso (1975);
- Método de P.P.C. Velloso (1981);
- Método de Philipponnat (1986)

O método proposto por Aoki & Velloso é o mais utilizado na prática brasileira. A seleção do método de P.P.C. Velloso baseou-se no fato deste autor levar em consideração o tipo de carregamento (tração – compressão). O método de Philipponnat é um dos métodos comumente utilizados em escritórios internacionais de geotecnia, sendo recomendado pelas práticas europeia e americana (e.g. Lunne et al, 1997).

## 2.2.2.1 Método de Aoki &amp; Velloso (1975)

Este método, originariamente desenvolvido para ser utilizado com base nos resultados do ensaio de penetração estática de cone CPT, já foi apresentado no item 2.2.1.1 com base nos resultados do ensaio de penetração dinâmica SPT. Na sua formulação original, a carga de ruptura da estaca pode ser calculada utilizando a expressão:

$$Q_{rup} = A_P \frac{q_C}{F_1} + P \sum \frac{f_s}{F_2} \Delta L \quad (2.6)$$

sendo:

- $A_P$  : área da ponta da estaca
- $q_C$  : resistência de ponta no ensaio CPT
- $P$  : perímetro da estaca
- $f_s$  : atrito lateral médio do CPT para cada  $\Delta L$
- $\Delta L$  : espessura de cada camada de solo considerada, em metros
- $F_1$  e  $F_2$  : coeficientes descritos no item 2.1.1.1, apresentados na Tabela 2.4.

## 2.2.2.2 Método de P.P.C.Velloso (1981)

Para a estimação da carga de ruptura de uma estaca isolada, apresenta a seguinte expressão:

$$Q_{rup} = P \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \sum f_{U1} \cdot \Delta L + A_P \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_U \quad (2.7)$$

sendo:

- $P$  : perímetro da estaca
- $A_P$  : área da ponta da estaca
- $\Delta L$  : espessura de cada camada de solo considerada
- $f_{U1}$  : aderência lateral média na camada de solo considerada
- $q_U$  : pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca

O fator  $\alpha$  leva em consideração o tipo de execução da estaca:

- $\alpha = 1$  para estacas cravadas,
- $\alpha = 0.5$  para estacas escavadas.



O fator  $\lambda$  leva em consideração o tipo de carregamento atuante sobre a estaca:

- $\lambda = 1$  para estacas comprimidas,
- $\lambda = 0.7$  para estacas tracionadas.

O fator de dimensão da base  $\beta$ , é calculado através da expressão (2.8) para estacas comprimidas, onde  $D_b$  é o diâmetro da base da estaca e  $d_c$  é o diâmetro da ponta do cone utilizado no ensaio CPT. No caso de estacas tracionadas, sem base alargada, adota-se um valor de  $\beta$  igual a 0.

$$\beta = 1.016 - 0.016 \left( \frac{D_b}{d_c} \right) \quad (2.8)$$

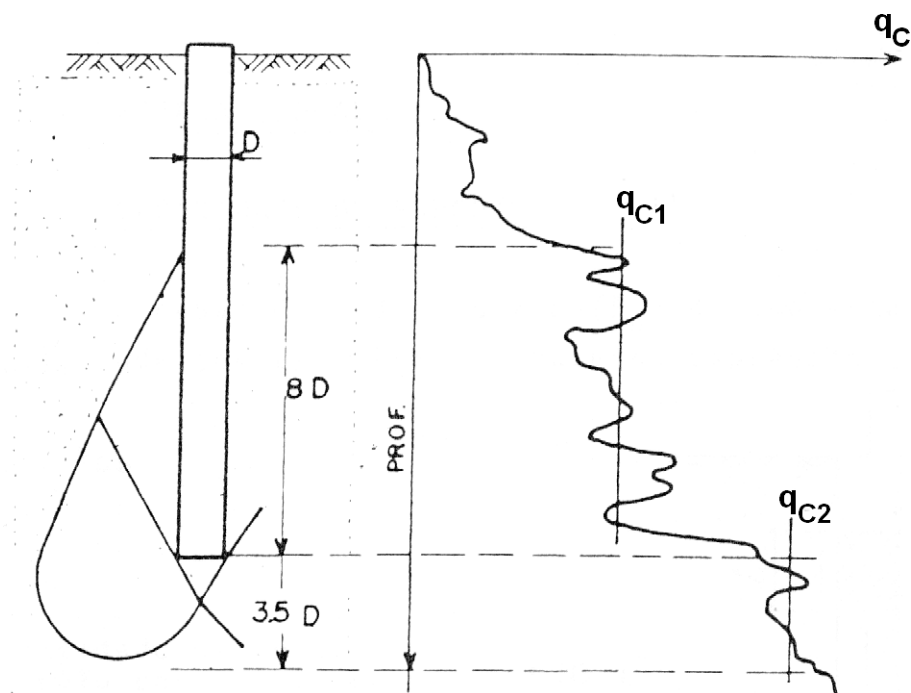
A partir dos resultados do ensaio CPT os valores de  $f_{U1}$  e  $q_U$  podem ser calculados pelas expressões (2.9) e (2.10) respectivamente.

$$f_{U1} = f_s \quad (2.9)$$

$$q_U = \frac{q_{C1} + q_{C2}}{2} \quad (2.10)$$

sendo:

- $f_s$  : atrito lateral médio, do ensaio CPT, na camada de solo considerada
- $q_{C1}$  : média dos valores medidos da resistência de ponta ( $q_c$ ) no ensaio CPT, numa espessura de  $8D_b$  acima do nível de assentamento da ponta da estaca. Quando  $L < 8D_b$  adotar valores nulos acima do nível do terreno (Figura 2.4).
- $q_{C2}$  : média dos valores medidos da resistência de ponta ( $q_c$ ) no ensaio CPT, numa espessura de  $3.5D_b$  abaixo do nível de assentamento da ponta da estaca (Figura 2.4).



**Figura 2.4 Cálculo da pressão de ruptura do solo sob a ponta da estaca  $q_u$ , Método de P.P.C Velloso**

### 2.2.2.3 Método de Philipponnat (1986)

Baseia-se também em correlações com os resultados do ensaio CPT. A tensão limite de ponta é dada por um fator que depende do tipo de solo, enquanto que o atrito lateral depende de fatores que levam em consideração o tipo de solo e o tipo de estaca.

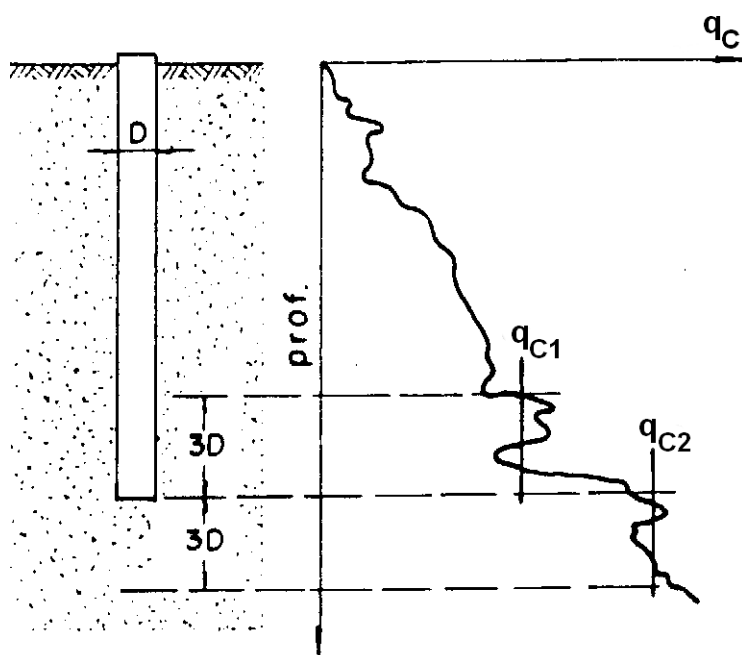
A carga de ruptura da estaca é dada pela expressão:

$$Q_{rup} = \alpha_P \cdot q_U \cdot A_P + q_S \cdot A_S \quad (2.11)$$

sendo:

- $A_P$  : área da ponta da estaca
- $A_S$  : área lateral do fuste da estaca
- $q_U$  : tensão de ruptura da ponta da estaca
- $q_S$  : atrito lateral unitário

O valor de  $q_U$  a ser considerado na expressão (2.11) é a média dos valores de resistência de ponta, medidos no ensaio CPT, em uma região três diâmetros acima e três diâmetros abaixo da ponta da estaca (Figura 2.5). Quando  $q_{C1} > q_{C2}$  sugere-se adotar  $q_{C1} = q_{C2}$ .



**Figura 2.5 Cálculo da tensão limite de ponta  $q_u$ , Método de Philipponnat**

O atrito lateral unitário  $q_s$  pode ser estimado utilizando a expressão (2.12), onde  $q_c$  é o valor da resistência de ponta medido no ensaio CPT.

$$q_s = \frac{\alpha_f \cdot q_c}{\alpha_s} \tag{2.12}$$

Os valores dos coeficientes  $\alpha_p$ ,  $\alpha_f$  e  $\alpha_s$  são apresentados nas Tabelas 2.9, 2.10, 2.11 respectivamente. Na Tabela 2.11, apresenta-se também os valores máximos do atrito lateral unitário  $q_s$ .

**Tabela 2.9 Valores do coeficiente  $\alpha_p$ , Método Philipponnat**

Tipo de solo	$\alpha_p$
Argila	0.50
Silte	0.45
Areia	0.40

**Tabela 2.10** Valores do coeficiente  $\alpha_s$ , Método Philipponnat

Tipo de solo		$\alpha_s$
Argila		50
Silte		60
Areia	$q_c < 8\text{MPa}$	100
	$8 < q_c < 12\text{MPa}$	150
	$q_c > 12\text{MPa}$	200

**Tabela 2.11** Valores do coeficiente  $\alpha_f$ , Método Philipponnat

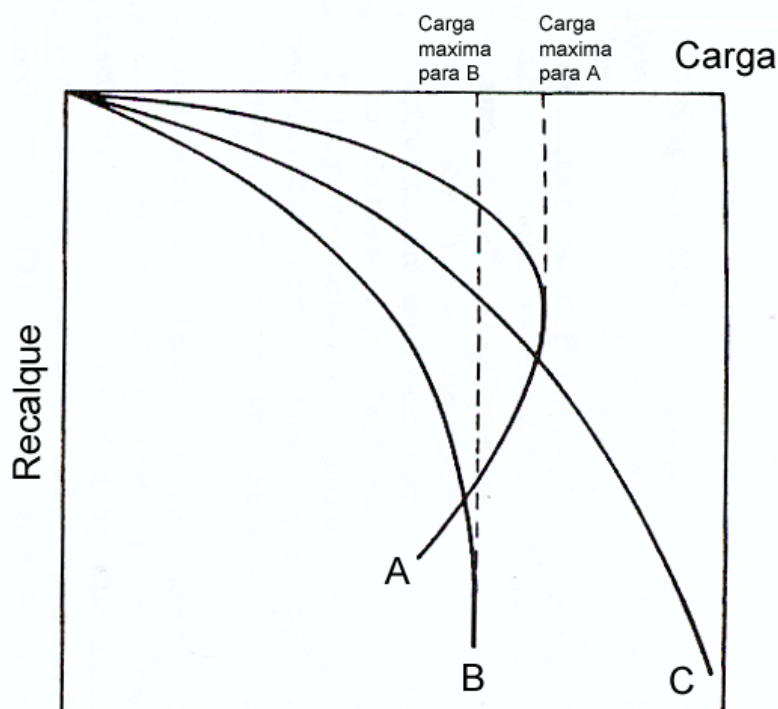
Interface solo-estaca	Tipo de estaca	$\alpha_f$	$q_s^{\text{máx}}$ (kPa)
de concreto	Pré-moldada, Franki, Injetada	1.25	120
	Escavada $D < 1.5\text{m}$	0.85	100
	Escavada $D > 1.5\text{m}$ ou barrete	0.75	80
metálica	Perfil H ou I*	1.10	120

\* considerar perímetro externo

### 2.3 DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DO GRÁFICO CARGA-DESLOCAMENTO

Como pode ser observado na Figura 2.6 (Hirany e Kulhawy, 1989), a curva carga-deslocamento, resultado de uma prova de carga com carregamento axial, pode apresentar três padrões diferentes de comportamento. O pico da curva A e o patamar (assíntota) da curva B caracterizam inequivocamente a carga de ruptura da estaca. Porém, a partir da curva C a carga de ruptura não é mais claramente definida. Embora a prova de carga tenha atingido a ruptura física da estaca, não sempre é possível definir a carga de ruptura, sendo eventualmente necessária a adoção de um critério de definição da carga de ruptura estabelecido segundo um critério de referência.

Trabalhos de Vesic (1977), Hirany e Kulhawy (1989), Milititsky (1991) e Gutiérrez (1993), entre outros, mostram que existe um número variado de critérios de interpretação de provas de carga em estacas. Estes critérios são agrupados por Hirany e Kulhawy (1989) em três categorias: limitação do recalque, construções gráficas, e modelos matemáticos.



**Figura 2.6** Curvas carga-deslocamento típicas de provas de carga com carregamento axial (Hirany e Kulhawy, 1989)

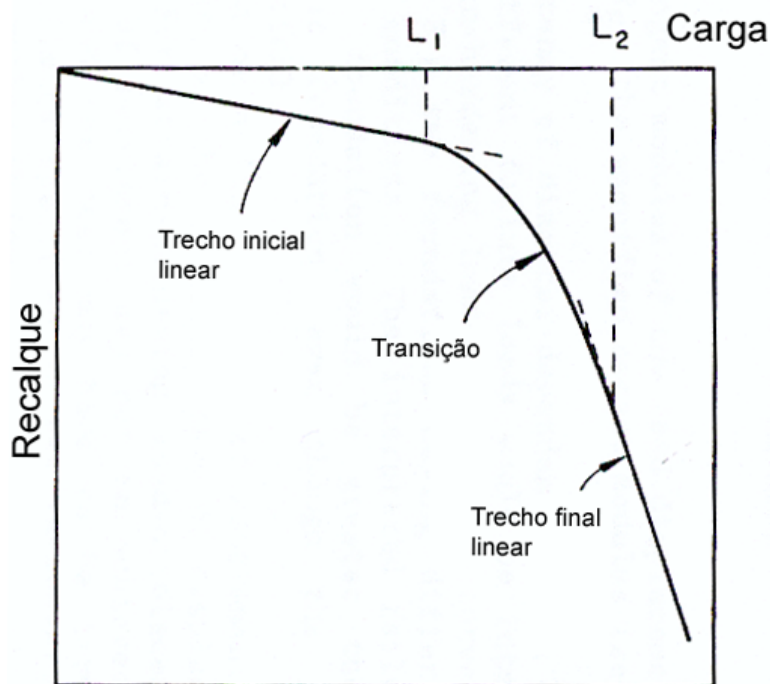
A Tabela 2.12 apresenta uma descrição sucinta de vários critérios de definição de carga de ruptura a partir da curva carga-deslocamento. É importante ressaltar que o objetivo da tabela é mostrar a diversidade de critérios existentes; nesse sentido, os critérios descritos não são necessariamente utilizados na prática de engenharia atual.

Os critérios baseados na limitação do recalque estabelecem a carga de ruptura associada a um recalque pré-determinado, enquanto que os critérios que utilizam construções gráficas baseiam-se na interpretação de toda a curva; os critérios agrupados na terceira categoria extrapolam a curva carga-recalque através de um modelo matemático.

Como pode ser observado na Figura 2.7 (Hirany e Kulhawy, 1989), a curva carga-deslocamento, obtida em estacas escavadas, geralmente pode ser simplificada em três regiões diferentes: trecho inicial linear (TIL), transição, trecho final linear (TFL).

**Tabela 2.12 Critérios de definição de carga de ruptura** (adaptado de Vesic, 1977)

<b>LIMITAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS</b>
<p><b><u>Limitação do deslocamento total da cabeça da estaca</u></b></p> <p>a. 1.0" (25.4mm) (Holanda, Nova Iorque)</p> <p>b. 10% do diâmetro da estaca (Inglaterra)</p> <p>c. recalque elástico + <math>\frac{D}{30}</math> (NBR 6122 - Brasil, Canada)</p>
<p><b><u>Limitação do deslocamento plástico</u></b></p> <p>a. 0.25" (6.4mm) (AASHO)</p> <p>b. 0.33" (8.5mm) (Magnel, 1948)</p> <p>c. 0.50" (12.7mm) (Boston)</p>
<p><b><u>Relação limite entre os deslocamentos plástico e elástico</u></b></p> <p><math>\frac{r_{plástico}}{r_{elástico}} &lt; 1.5</math> (Christiani e Nielsen – Dinamarca)</p>
<p><b><u>Relação limite entre o deslocamento e a carga unitária</u></b></p> <p>a. <b>Total</b> 0.01" / ton (0.25mm / ton) (Califórnia, Chicago)</p> <p>b. <b>Incremental</b> 0.03" / ton (0.75mm / ton) (Ohio) 0.05" / ton (1.25mm / ton) (Raymond International)</p>
<p><b><u>Relação limite entre o deslocamento plástico e a carga unitária</u></b></p> <p>a. <b>Total</b> 0.01" / ton (0.25mm / ton) (Nova Iorque)</p> <p>b. <b>Incremental</b> 0.03" / ton (0.75mm / ton) (Raymond International)</p>
<b>CONSTRUÇÕES GRÁFICAS</b>
<p><b><u>Interpretação da curva carga-deslocamento</u></b></p> <p>a. <b>Curvatura máxima</b> – no gráfico <math>\log(\text{deslocamento}) \times \log(\text{carga})</math>, escolher o ponto de máxima curvatura (De Beer, 1967)</p> <p>b. <b>Interseção de tangentes</b> – ponto de interseção das tangentes aos trechos inicial e final da curva (Mansur &amp; Kaufman, 1956)</p> <p>c. <b>Inclinação de tangentes</b> – ponto de interseção da curva e a linha paralela no recalque de 4mm à tangente ao trecho inicial linear da curva (Kulhawy et al, 1983)</p> <p>d. <b>Ponto de quebra "break point"</b> – ponto no qual a curva muda drasticamente de declividade ("breaks sharply") (Los Angeles)</p>
<b>MODELOS MATEMÁTICOS</b>
<p><b><u>extrapolação da curva carga-deslocamento</u></b></p> <p>a. Van der Veen, 1953 – assume comportamento exponencial da curva carga-recalque</p> <p>b. Brinch Hansen, 1963 – é assumido um comportamento hiperbólico da curva carga-recalque</p> <p>c. Mazurkiewicz, 1972 – o comportamento da curva carga-recalque assume-se parabólico</p>



**Figura 2.7** Simplificação da curva carga-deslocamento (Hirany e Kulhawy, 1989)

A carga de ruptura é geralmente definida na transição, no TFL, ou eventualmente além do TFL, no caso de métodos de extrapolação. Na prova de carga, quando são atingidas deformações plásticas significativas (trecho TFL), geralmente é difícil manter a carga constante e como consequência, os deslocamentos medidos nesta etapa do carregamento podem não ser representativos do comportamento da estaca devido à flutuação da carga aplicada. Portanto, a carga de ruptura, quando definida neste trecho, pode estar sujeita a erros. A magnitude do erro dependerá das características do solo e dos cuidados tomados na execução da prova de carga.

Os critérios de limitação do recalque geralmente são independentes do julgamento pessoal e da escala do gráfico. Porém, no caso de serem expressos em função de limites absolutos, os métodos não levam em consideração o fato da deformação necessária para a completa mobilização das resistências do fuste e da base ser função do diâmetro da estaca (Whitaker e Cooke, 1966). Por outro lado, aqueles critérios que estabelecem o limite em função do diâmetro não consideram que as resistências do fuste e da base são mobilizadas para diferentes níveis de deformação (Whitaker e Cooke, 1966). Estes critérios podem fornecer cargas de ruptura diferentes a partir de curvas carga-deslocamento idênticas, por exemplo: considerando-se duas curvas carga-recalque idênticas, obtidas em estacas com diferente diâmetro, a carga de ruptura da

estaca com maior diâmetro será maior. Finalmente critérios que estabelecem limites de deslocamento por carga unitária, não consideram a influência do diâmetro da estaca na mobilização da sua resistência. É importante observar-se, neste sentido, que não existe um método ideal, isto é um método que expresse adequadamente o comportamento da interação solo-estaca. É necessário, em cada caso, entender as condições de contorno do problema: tipo de estaca, comprimento, condições de drenagem, tipo de estrutura, e compatibilizar o critério à prática regional. Deve-se notar que vários dos critérios representados na Tabela 2.12 foram desenvolvidos localmente, representando a prática nacional, regional e mesmo de uma cidade (como por exemplo os métodos desenvolvidos em Boston ou Nova Iorque)

Os critérios baseados em construções gráficas, geralmente são suscetíveis ao julgamento pessoal e à escala do gráfico. Estes critérios também não consideram a influência do diâmetro da estaca na mobilização da sua resistência. Estes métodos tem a seu favor o fato de avaliar a carga última com base no comportamento global da resposta carga-recalque. A carga de ruptura prevista é estimada para recalques situados em torno do segmento correspondente à transição entre os comportamentos elástico e plástico da prova de carga.

Os critérios que utilizam modelos matemáticos usualmente extrapolam a carga de ruptura da estaca, assumindo que a assíntota da curva carga-deslocamento pode ser determinada matematicamente. Na aplicação destes métodos é necessário que a prova de carga tenha atingido deslocamentos plásticos, com níveis de deformação próximos à ruptura. Extrapolações feitas em curvas com baixos níveis de deformação podem fornecer valores não conservadores da carga de ruptura da estaca.

Conforme já mencionado anteriormente e inferido a partir das evidências e códigos discutidos neste trabalho, as provas de carga em estacas nem sempre permitem definir claramente a carga de ruptura, podendo ocorrer três situações:

- a) a carga aplicada não é suficiente para provocar a ruptura, e os recalques não são “consideráveis” (NBR 6122); neste caso a carga de ruptura pode ser obtida pela extrapolação da curva carga-deslocamento, através de algum método comumente utilizado na prática de engenharia;



- b) a carga aplicada é suficiente para provocar a ruptura da estaca, e a curva carga-deslocamento define claramente a carga de ruptura através de um patamar correspondente a uma carga de pico;
- c) a carga aplicada é suficiente para provocar a ruptura da estaca, mas a curva carga-deslocamento apresenta um crescimento do recalque com a carga, sem caracterizar claramente o valor da carga de ruptura. Neste caso a carga de ruptura poderá também ser definida através de algum critério utilizado rotineiramente na prática.

É conveniente ressaltar que no Brasil (e mesmo a nível internacional) a fixação de uma carga máxima de ensaio de 2 vezes a carga de trabalho da estaca, conduz a deformações inferiores aquelas definidoras de um patamar correspondente à carga de ruptura. Não raro, o máximo deslocamento é inferior ao valor de  $(D/30 + \text{recalque elástico da estaca})$  sendo necessário extrapolar a curva carga-recalque para definir a carga de ruptura da estaca.

Os métodos de extrapolação são todos baseados nos mesmos princípios, diferindo entre si apenas no tratamento matemático utilizado na extrapolação da curva experimental. Assim, o método de Van der Veen utiliza uma formulação exponencial, o método de Mazurekiewicz uma formulação parabólica e o método de Brinch Hansen uma formulação hiperbólica (Bazant, 1979). A escolha do método depende do próprio comportamento experimental, isto é do formato da curva carga-recalque medida in situ.

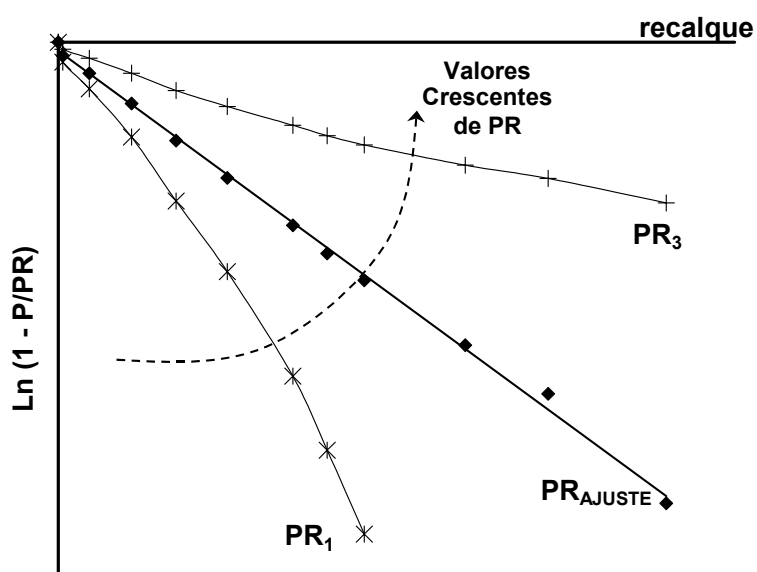
Neste trabalho, para a extrapolação da curva carga-recalque das provas de carga à compressão, quando necessário, foi utilizado o Método de Van der Veen (1953).

### 2.3.1 MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)

Van der Veen (1953) baseia-se na hipótese que a curva carga-recalque, medida em uma prova de carga segue um comportamento exponencial, definido pela expressão (2.13), na qual  $P$  é a carga,  $P_R$  é a carga de ruptura ou *carga de ajuste*, e  $r$  é o deslocamento.

$$P = P_R (1 - e^{-ar}) \quad (2.13)$$

A partir desta expressão, é possível deduzir uma relação linear entre o valor  $\ln\left(1 - \frac{P}{P_R}\right)$  e o recalque  $r$ . Assim, no método de Van der Veen, partindo de um valor de  $P_R$  qualquer, calculam-se os valores correspondentes de  $\ln\left(1 - \frac{P}{P_R}\right)$ . Estes valores são plotados em função do recalque. Novas tentativas são realizadas com outros valores de  $P_R$  até o gráfico resultar linear (Figura 2.8). O valor para o qual o gráfico resulta linear é a *carga de ajuste*  $P_{R}$ . Esse valor é adotado como a carga de ruptura da estaca.



**Figura 2.8** Definição da carga de ajuste, Método de Van der Veen

Na aplicação do método de Van der Veen, no presente trabalho, nas provas de carga à compressão nas quais não se atinge a ruptura física, adotou-se como critério de determinação da *carga de ajuste* o maior valor do  $R^2$  obtido nas diversas tentativas de ajuste.

### 2.3.2 MÉTODO DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122 – 96

O método da Norma Brasileira define a carga de ruptura através da soma de duas parcelas de deformação da estaca: uma elástica e uma plástica. Deste modo, a carga de

ruptura corresponde ao recalque, obtido na curva carga-deslocamento, calculado na equação (2.14).

$$r_U = \frac{P_U \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (2.14)$$

sendo:

- $r_U$  : recalque de ruptura convencional;
- $P_U$  : carga de ruptura convencional;
- $L$  : comprimento da estaca;
- $A$  : área da seção transversal da estaca;
- $E$  : módulo de elasticidade do material da estaca;
- $D$  : diâmetro do círculo circunscrito à estaca

Assim, a equação (2.14) define a carga de ruptura da estaca como aquela que provoca, além do recalque elástico da estaca como elemento estrutural, um recalque plástico adicional estimado em 1/30 do diâmetro da estaca. Salienta-se que este critério deve ser utilizado em provas de carga que apresentem recalques consideráveis, acima de  $D/30$ .

### **2.3.3 MÉTODO DO CORPO DE ENGENHEIROS DO EXÉRCITO DOS ESTADOS UNIDOS**

O seguinte método tem sido proposto e utilizado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (“US Army Corps Of Engineers, USACE). Para a determinação da carga de ruptura segue-se o seguinte procedimento:

- a) determina-se a carga correspondente a um recalque, medido na cabeça da estaca, igual a 0.25 polegadas (63.5mm);
- b) determina-se a carga correspondente ao ponto da curva carga-recalque no qual a inclinação da curva apresenta uma mudança significativa;
- c) determina-se a carga correspondente ao ponto da curva carga-recalque que apresenta uma inclinação igual a 0.01 polegada/ton (0.025mm/10kN);
- d) a carga de ruptura da estaca é definida como o valor médio das cargas determinadas em (a), (b) e (c).

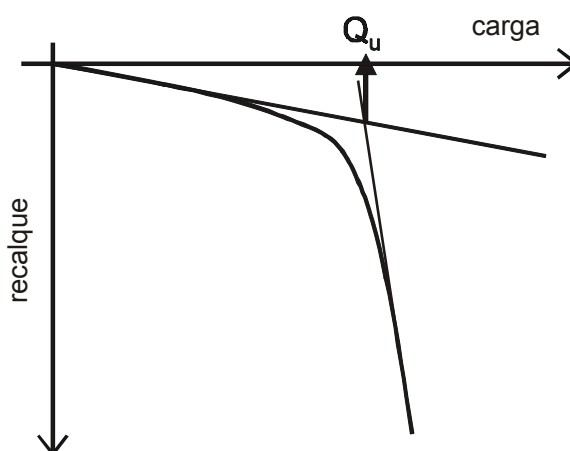
O método ainda recomenda, no caso de algum dos três procedimentos fornecer um valor de carga significativamente diferente aos demais, desconsiderá-lo no cálculo da carga de ruptura da estaca.

Este método associa três critérios de definição da carga de ruptura, conforme descrito na Tabela 2.12: limita o deslocamento total da cabeça da estaca, estabelece uma relação limite entre deslocamento e carga unitária e utiliza um dos critérios de interpretação da curva carga-recalque, como a determinação do ponto de quebra.

O valor do limite do deslocamento total da cabeça da estaca (63.5mm) resultou excessivo na aplicação do método, quando da interpretação das curvas carga-recalque obtidas na provas de carga à tração, uma vez que a carga de ruptura acontece a níveis de deslocamentos significativamente menores.

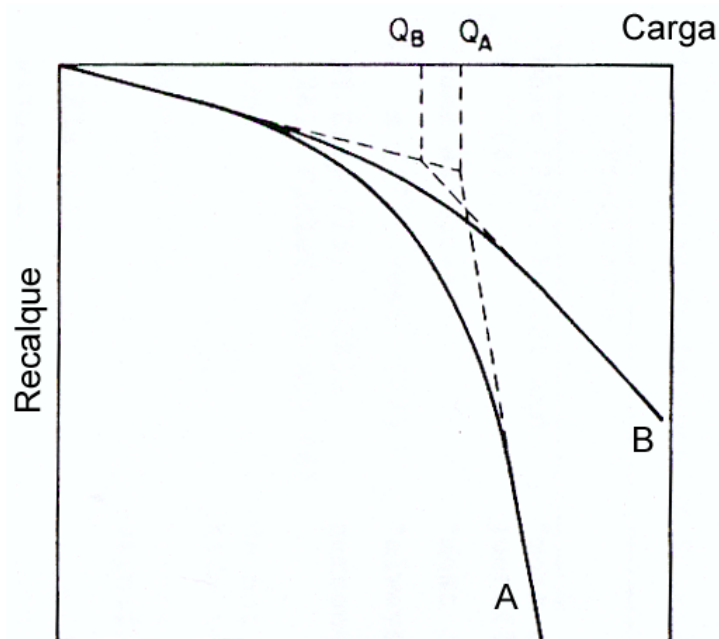
#### 2.3.4 MÉTODO DE INTERSEÇÃO DE TANGENTES (Mansur e Kaufman, 1956)

O método de interseção de tangentes (“tangent intersection method”), tenta determinar a carga na qual acontece a transição entre o trecho inicial linear e o trecho final linear da curva carga-deslocamento (Mansur e Kaufman, 1956; *segundo referenciado por* Kulhawy F.H., Hirany A., 1989). Como pode ser observado na Figura 2.9, a carga de ruptura da estaca é definida pela interseção das tangentes aos trechos inicial e final da curva carga-recalque.



**Figura 2.9** Definição da carga de ruptura, Método de interseção de tangentes (Mansur e Kaufman, 1956)

Como pode ser observado na Figura 2.10 (Hirany e Kulhawy, 1989), o método é bastante sensível à inclinação do trecho linear final da curva carga-recalque; a carga de ruptura determinada na curva B da figura resulta menor do que a determinada na curva A, embora a curva B tenha atingido valores claramente superiores de carga. O efeito observado torna-se mais pronunciado quanto menor o valor da declividade final da curva A ou quando a curva B apresenta declividades próximas entre os segmentos elástico e plástico.



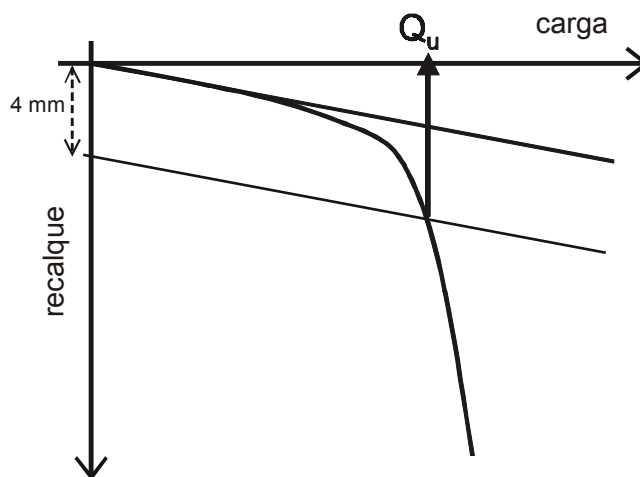
**Figura 2.10** Aplicação do método de interseção de tangentes (Hirany e Kulhawy, 1989)

O método não pode ser aplicado a curvas carga-deslocamento que apresentam redução de carga após o pico (“strain softning”). Nestes casos o método fornece uma carga de ruptura maior do que a carga máxima atingida na prova de carga, perdendo-se o sentido físico atribuído ao método.

### 2.3.5 MÉTODO DA INCLINAÇÃO DE TANGENTES (Kulhawy et al, 1983)

O método da inclinação de tangentes (“slope tangent method”), é uma modificação do método de Davisson (1972), proposto para provas de carga à compressão. Neste método, assume-se que o trecho inicial linear da curva carga-recalque é representativo do comportamento elástico da estaca. Uma linha, paralela ao trecho inicial linear da

curva carga-recalque, é desenhada a uma distância de 4mm da origem do eixo dos deslocamentos, conforme a Figura 2.11. A carga correspondente à interseção desta linha com a curva carga-recalque é definida como a carga de ruptura da estaca.



**Figura 2.11 Definição da carga de ruptura, Método “slope tangent”**

Desde que o nível de recalque necessário para atingir a ruptura é menor nas provas de carga à tração, os métodos que definem a carga de ruptura através da limitação dos recalques, propostos para a interpretação de provas de carga à compressão, geralmente não podem ser aplicados na interpretação de provas de carga à tração, uma vez que os níveis de recalque associados à ruptura em tração resultam insuficientes para a aplicação destes métodos. Assim, é necessário desenvolver e aplicar metodologias desenvolvidas especialmente para a interpretação de provas de carga a tração.

Kulhawy e Hirany (1989) explicam que a inclinação medida no trecho inicial linear da curva carga-deslocamento, na prova de carga, não corresponde necessariamente à deformação elástica da estaca, sendo dependente da relação comprimento/diâmetro (L/D) da estaca. Para valores pequenos da relação L/D o comportamento elástico da estaca geralmente é mais rígido que o comportamento observado na prova de carga, ou seja a inclinação do trecho inicial linear da curva carga-deslocamento pode ser muito menor do que  $\frac{E \cdot A}{L}$ , sendo L o comprimento da estaca, A a área da seção transversal da estaca, e E o módulo de elasticidade do material da estaca. Uma análise detalhada deste comportamento pode ser consultado no trabalho de Kulhawy F.H. & Hirany A., (1989).

### 3 CAMPO EXPERIMENTAL

O Instituto de Estruturas e Transporte da Faculdade de Engenharia (IET) possui um campo experimental localizado na área rural ao norte do Município de Montevideo. O terreno está situado na Estação “Montevideo A”, de propriedade da empresa estatal de energia elétrica (UTE), possuindo uma área adequada para os trabalhos, de aproximadamente 3600m<sup>2</sup>. Esta área mostrou-se particularmente atrativa para a instalação de um campo experimental, uma vez que o perfil de solo é bastante homogêneo, conforme foi verificado através das sondagens realizadas no local.

Neste campo foram desenvolvidos, entre 1995 e 1999, dois projetos de pesquisa com a finalidade de avaliar o comportamento tanto à tração quanto à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro.

A região do campo experimental apresenta materiais da formação “Libertad”. A formação “Libertad” foi definida por Goso (1965) como um silte com muita argila, com areia grossa, pedregulho e seixos dispersos. A vezes se torna muito arenoso e outras vezes muito argiloso, sendo constante a presença de carbonato de cálcio, em concreções ou em forma pulverulenta e dispersa. Sua cor é marrom pardo, podendo apresentar pequenas concreções de ferro, assim como poros recobertos com uma película pouco espessa de cor preta, provavelmente produto da decomposição de raízes. A fração argila

é constituída principalmente por ilita. Não existe uma estratificação clara e a presença de seixos e de areia dispersos no massa faz lembrar a um “till”, sendo denominado por Goso (1965) como “Lodolita”. É comum a presença de fósil de mamíferos dos gêneros *Toxodon*, *Tyotherium*, *Glyptodon*, entre outros. Conforme descrito por Musso (2001), esta unidade tem contatos discordantes com as unidades do Terciário Fm. “Raigón”, Fm. “Camacho”, Fm. “Fray Bentos” e também com o Embasamento Pré-cambriano, pelo qual atribui-se uma idade quaternária para estes materiais. A existência de bancos de “loess” na base da unidade, a fauna continental de ambiente de estepe, a idade quaternária, portanto vinculável com processos acontecidos nos períodos das glaciações faz que seja considerado eólico uma das possíveis origens deste material fino. Outra fonte de materiais finos pode ser o produto da alteração de unidades mais antigas em um período mais úmido, logo retrabalhado por processos erosivos e depositados como fluxo de lama quase sem estratificação.

Anton e Goso (1974) indicam que a evolução do Quaternário uruguaio está muito influenciado pelos sistemas de circulação atmosférica do hemisfério sul. Por um lado acha-se o sistema pacífico constituído por um anticiclone subtropical de altas pressões, gerando massas de ar frio e seco. Por outro lado o sistema atlântico é um anticiclone subtropical gerando massas de ar quentes e úmidas. Assim, durante o quaternário devem ter acontecido variações de um domínio sobre outro. O domínio do sistema pacífico corresponderia às glaciações reconhecidas no hemisfério norte. Durante essas épocas os ventos do sudoeste seriam responsáveis pelos aportes de silte que foram retidos pela vegetação de estepe. Além dos aportes aloctonos não pode descarta-se o aporte por erosão de materiais de alteração das unidades geológicas anteriores. Logo após esses primeiros depósitos, teve início o domínio do sistema atlântico onde começam a dominar os processos pedológicos sobre estes materiais, assim como entalhes e dissecação do relevo.



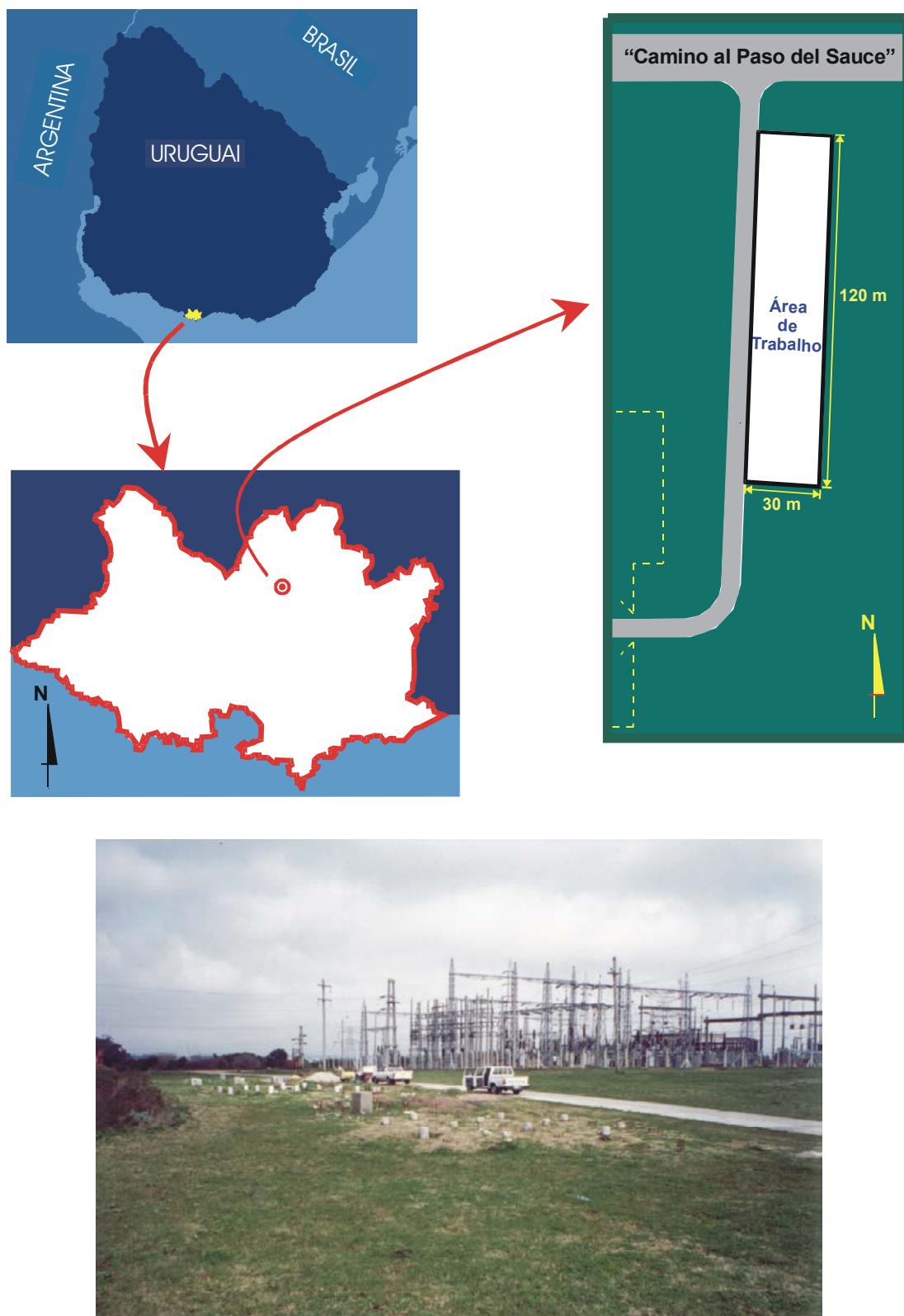


Figura 3.1 Campo experimental da Estação Montevideo "A"

### 3.1| ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS

Na área de trabalho foram executadas cinco sondagens com perfuração a trado manual e retirada de amostras para caracterização de solos (identificadas pela simbologia  $SM_x$ ). Nas sondagens  $SM_3$  a  $SM_5$  executaram-se também medidas de penetração de um amostrador SPT. No total foram executados 30 metros de perfuração, coletando-se 44 amostras para ensaios de laboratório (Gutiérrez et al, 1997). A Figura 3.2 apresenta a localização das sondagens.

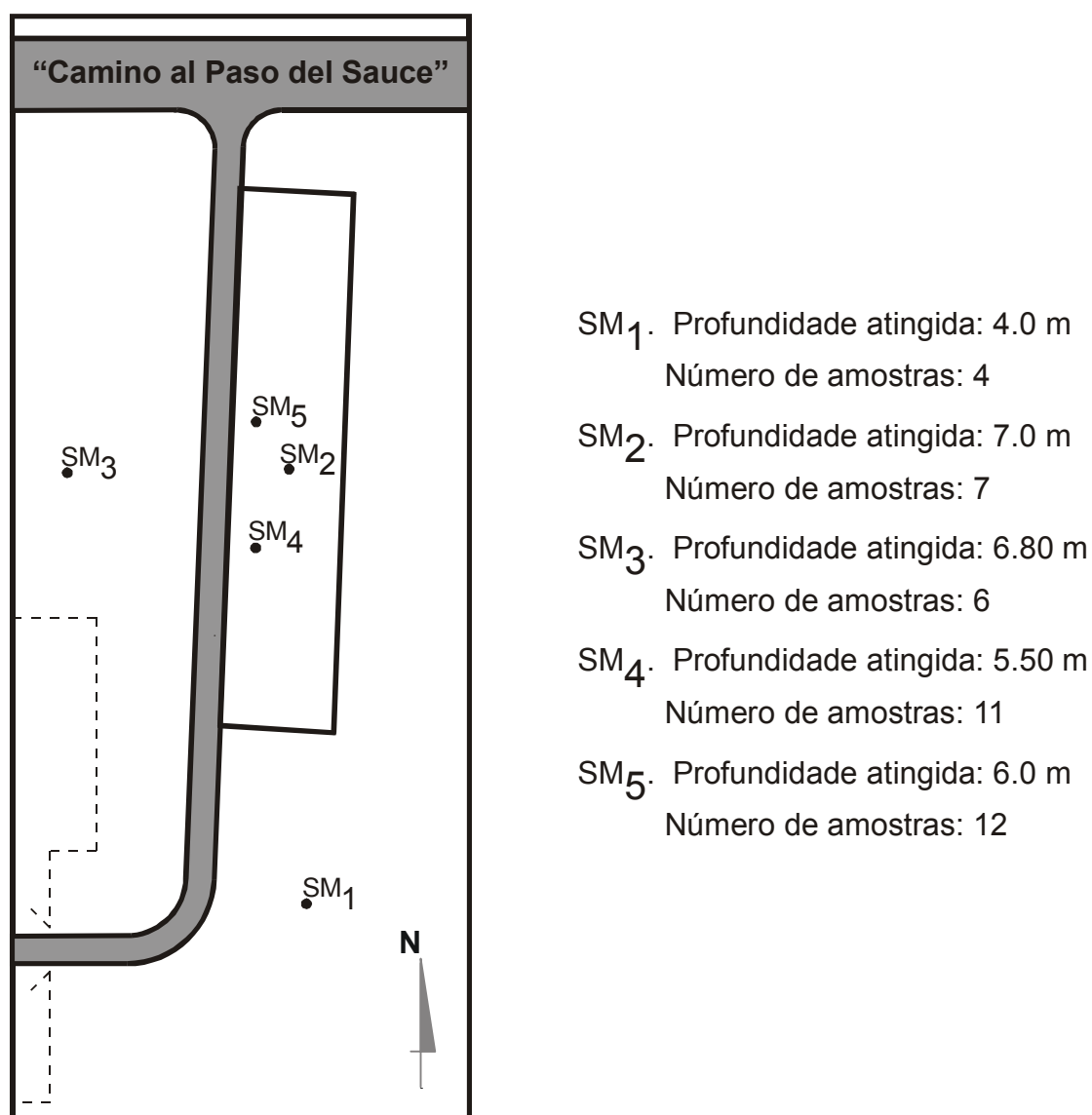


Figura 3.2 Localização das sondagens

As sondagens SM<sub>1</sub>, SM<sub>2</sub> e SM<sub>3</sub> foram realizadas inicialmente, com a finalidade de avaliar a espessura da camada de argila no local e caracterizar a área de trabalho. Posteriormente, visando a identificação do perfil de solo no local de construção das estacas, e posterior realização das provas de carga, foram executadas as sondagens SM<sub>4</sub> e SM<sub>5</sub>, junto com dois ensaios de penetração de cone CPT.

Nas sondagens a trado observa-se que o perfil pode ser dividido em três zonas bem diferenciadas: um manto superficial de argila orgânica de pequena espessura (0.2 a 0.6m), uma camada de argila siltosa marrom clara, com porcentagem variada de carbonato de cálcio, até uma profundidade variável entre 6.0 e 7.0m, seguida de uma camada de areia argilosa de cor amarela. Embora as sondagens tenham sido realizadas em diferentes meses do ano, o lençol freático não foi localizado até a profundidade estudada de aproximadamente 7.0m.

### 3.1.1 ENSAIOS DE CAMPO

Coincidentemente com as sondagens SM<sub>3</sub> a SM<sub>5</sub> executaram-se ensaios de penetração do tipo SPT (SPT<sub>3</sub> a SPT<sub>5</sub>). Nas sondagens SM<sub>4</sub> e SM<sub>5</sub>, tomaram-se medidas de penetração cada 0.5m. O equipamento utilizado, propriedade da Faculdade de Engenharia, não dispõe de medida de energia; não foi possível então realizar o cálculo do N<sub>60</sub> a partir dos valores medidos no campo. As sondagens foram realizadas seguindo as recomendações da norma NBR 6484-80

Os ensaios CPT foram executados com o equipamento do PPGEC da UFRGS, em colaboração com a equipe do “Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones” do IET, como parte dos requisitos da tese de mestrado do MSc Alvaro Rostan (1997). Deve-se mencionar que estes ensaios foram os primeiros ensaios de cone elétrico realizados no Uruguai.

As sondagens SM<sub>4</sub> e SM<sub>5</sub>, e os ensaios de penetração de cone CPT<sub>1</sub> e CPT<sub>2</sub> foram realizados com o objetivo de uma melhor caracterização da resistência do perfil no local de realização das provas de carga, visando a posterior utilização de métodos de previsão de capacidade de carga.

Na Figura 3.3 são apresentados os resultados típicos dos ensaios SPT e CPT executados no local. Pode-se observar, nos perfis CPT, a presença de uma crosta de solo com maior resistência desenvolvendo-se entre 0.8 e 1.8m de profundidade. Os resultados mostram ainda que a camada de argila siltosa apresenta um comportamento uniforme, em relação à penetração, entre 2.5 e 6.0m de profundidade. Nesta camada o  $N_{SPT}$  médio encontrado foi 14, enquanto que resistência de ponta medida no CPT variou entre 2.5 e 4.0MPa. Sob esta camada, a areia argilosa apresentou um valor de  $N_{SPT}$  de 28, medido somente na sondagem SM<sub>3</sub>, e a resistência de ponta no CPT atingiu valores de 20MPa. Os ensaios identificaram a presença de uma camada bastante homogênea até 7 metros, cuja ocorrência justifica a escolha do local para a realização das provas de carga.

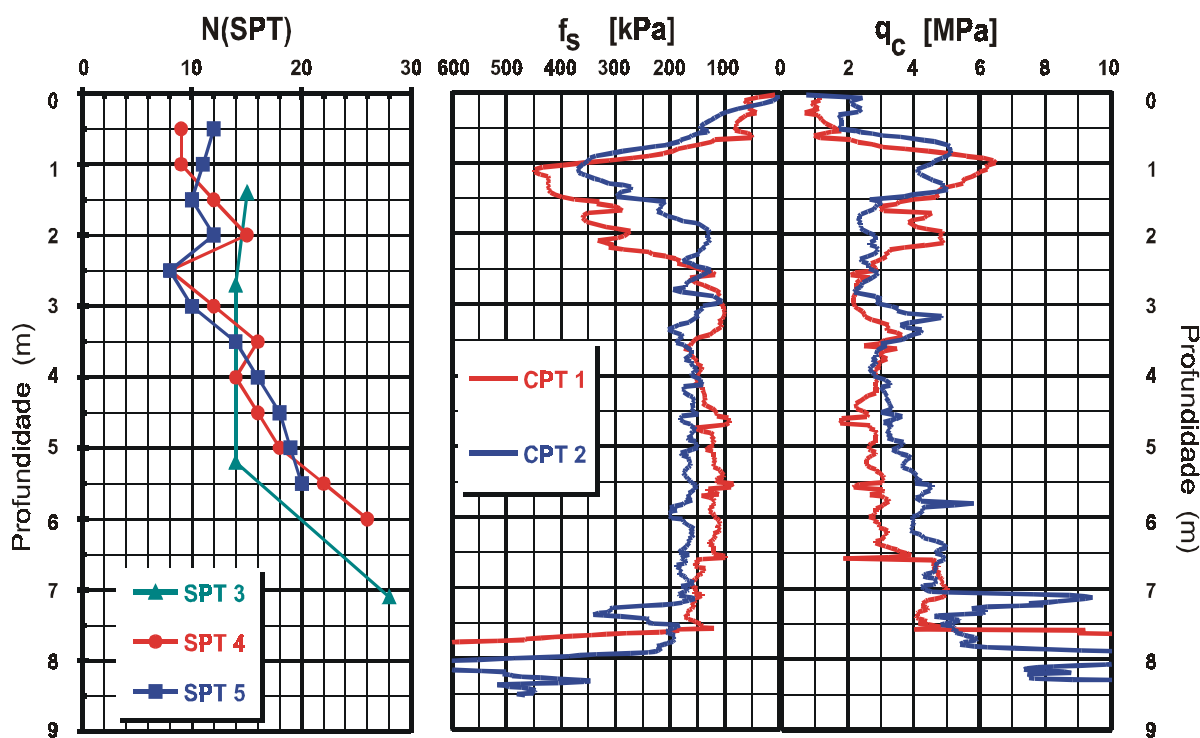
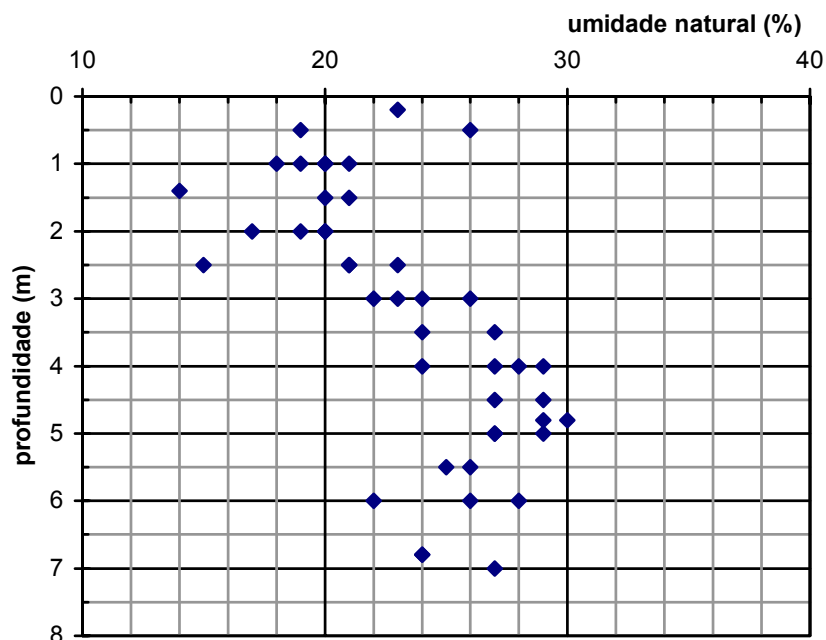


Figura 3.3 Resultados dos ensaios de penetração

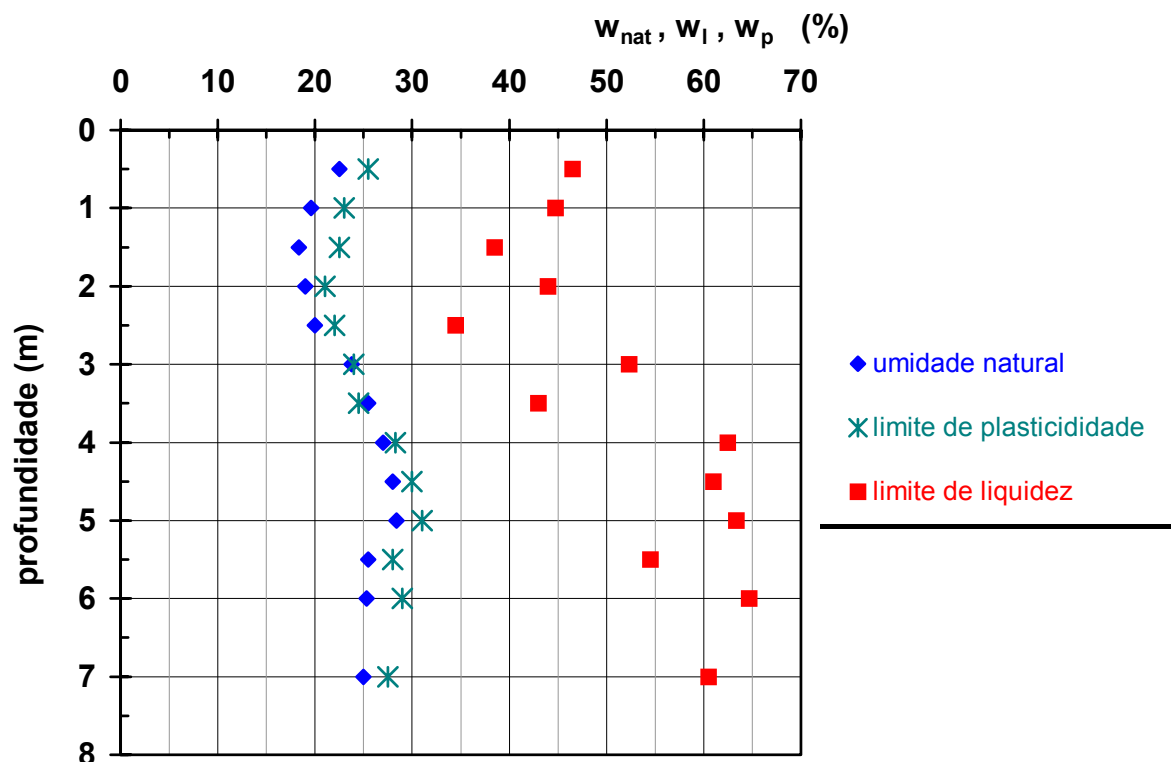
### 3.1.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Nas amostras retiradas nas sondagens, foram executados entre outros, ensaios de caracterização de solos, incluindo granulometria, umidade natural e limites de Atterberg.

Na Figura 3.4 observa-se que a umidade natural aumenta com a profundidade até aproximadamente 5.0 metros, onde atinge os valores máximos de 30%, para depois diminuir levemente. Na Figura 3.5 apresenta-se as variações com a profundidade dos valores médios de umidade natural e dos limites de Atterberg, do conjunto das amostras estudadas. Os resultados mostram que a umidade natural apresenta-se, em geral, abaixo do limite plástico, tendendo a igualá-lo nos estratos mais profundos. Tanto o limite de liquidez quanto o limite de plasticidade apresentaram um comportamento similar ao da umidade natural, aumentando com a profundidade até atingir valores máximos em torno dos 5.0m. O limite de liquidez mostrou uma dispersão mais acentuada.



**Figura 3.4** Variação da umidade natural com a profundidade (44 amostras)



**Figura 3.5** Variação da umidade natural e dos índices de consistência com a profundidade (35 amostras, valores médios)

O perfil pesquisado é classificado preponderantemente como solo argilo-siltoso, representado no sistema SUCS como CH e CL. Como pode ser observado na Figura 3.6, 53% das amostras foram classificadas como CH, 39% como CL e 8% como MH. A Figura 3.7 mostra a representação das amostras na Carta de Plasticidade de Casagrande. Na figura pode-se observar a proximidade dos valores experimentais à Linha A das amostras classificadas como MH; assim sendo não há certeza quanto a classificação deste material, podendo as mesmas ser também classificadas como CH, devido aos erros próprios do ensaio.

A análise dos resultados dos ensaios granulométricos mostra que o solo pesquisado apresenta as características usuais dos solos das Formação “Libertad”. A Figura 3.8 mostra as curvas granulométricas das amostras ensaiadas. A porcentagem média de 88.1% em peso passa na peneira #200, enquanto o 99.7% passa pela peneira #4. Nas amostras analisadas não foi encontrada nenhuma tendência de variação de granulometria com a profundidade.

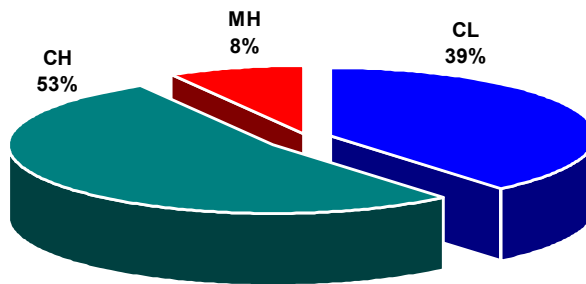


Figura 3.6 Classificação de solos segundo o SUCS (36 amostras)

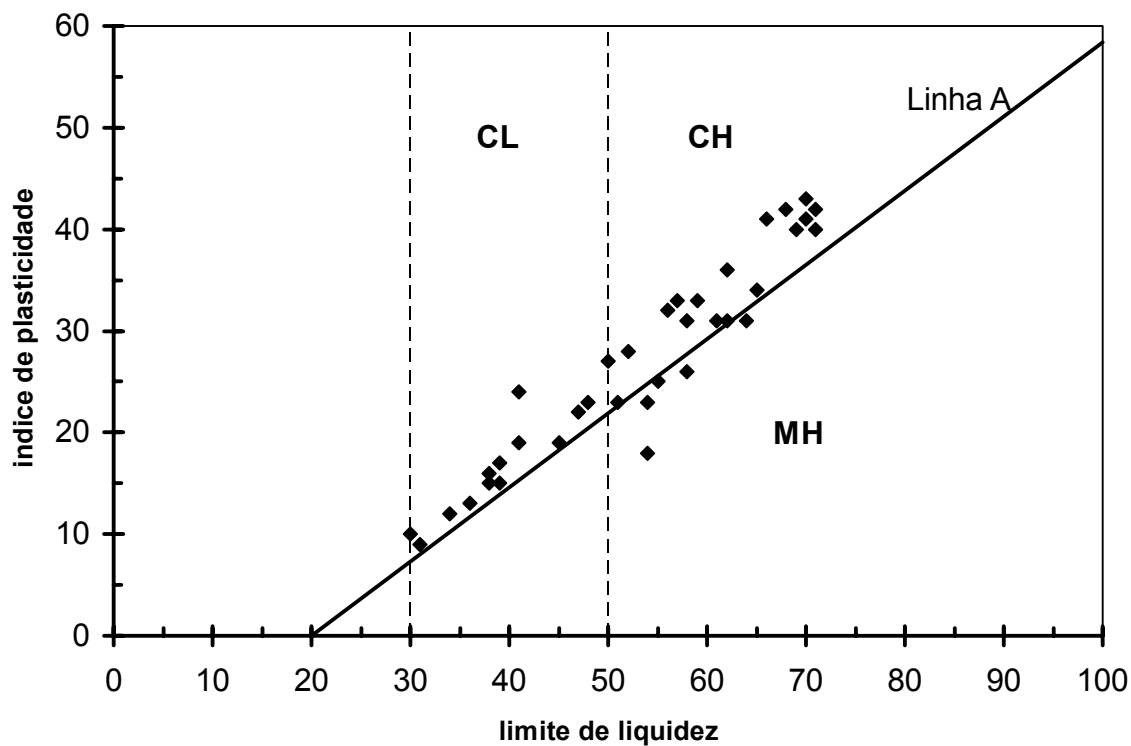


Figura 3.7 Representação na Carta de Plasticidade (Casagrande, 1948)

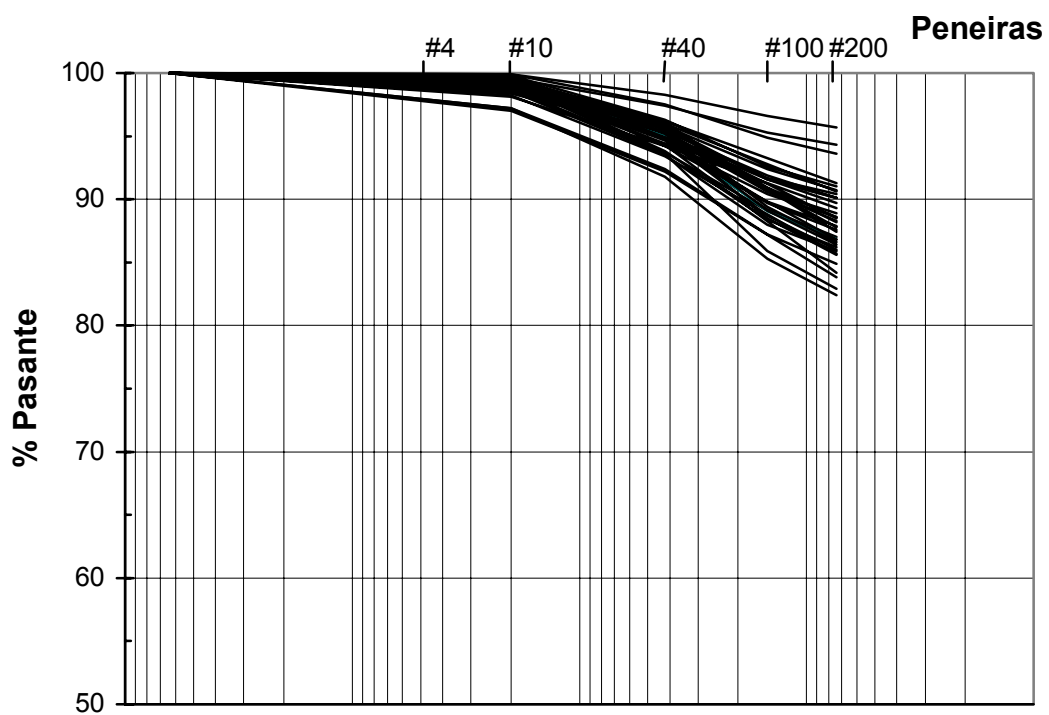


Figura 3.8 Granulometria (36 amostras)



## 4 PROVAS DE CARGA

As provas de carga analisadas neste trabalho integraram as etapas experimentais de dois projetos de pesquisa desenvolvidos pelo “Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones” da Faculdade de Engenharia de Montevideo.

O autor da presente dissertação participou nos dois projetos e foi responsável pela realização da totalidade das provas de carga realizadas nos dois projetos. As estacas foram construídas por três empresas atuantes no mercado uruguaio, em colaboração com a Faculdade, em projetos de pesquisa.

Foram executadas um total de 46 provas de carga, as quais são resumidas na Tabela 4.1. A nomenclatura adotada é da forma **PN.mm.X.sss.Y.zz**, onde:

- PN** indica o número da prova de carga,
- mm** indica o diâmetro nominal da estaca em centímetros,
- X** indica quando o concreto da estaca é apilado (**X=A**) ou não apilado (**X=NA**),
- sss** indica o comprimento nominal da estaca em centímetros,
- Y** indica o tipo de prova de carga: tração rápida (**Y=T**), tração lenta (**Y=TL**), compressão rápida (**Y=C**),
- zz** indica a inclinação em graus da estaca em relação à vertical; no caso das estacas verticais **zz=V**.

Assim, a prova de carga P1.20.A.350.T.V corresponde ao primeiro ensaio, executado em uma estaca vertical com diâmetro nominal de 20cm e comprimento nominal de 3,50m apoiada, submetida a esforços de tração através de um procedimento de carregamento rápido.

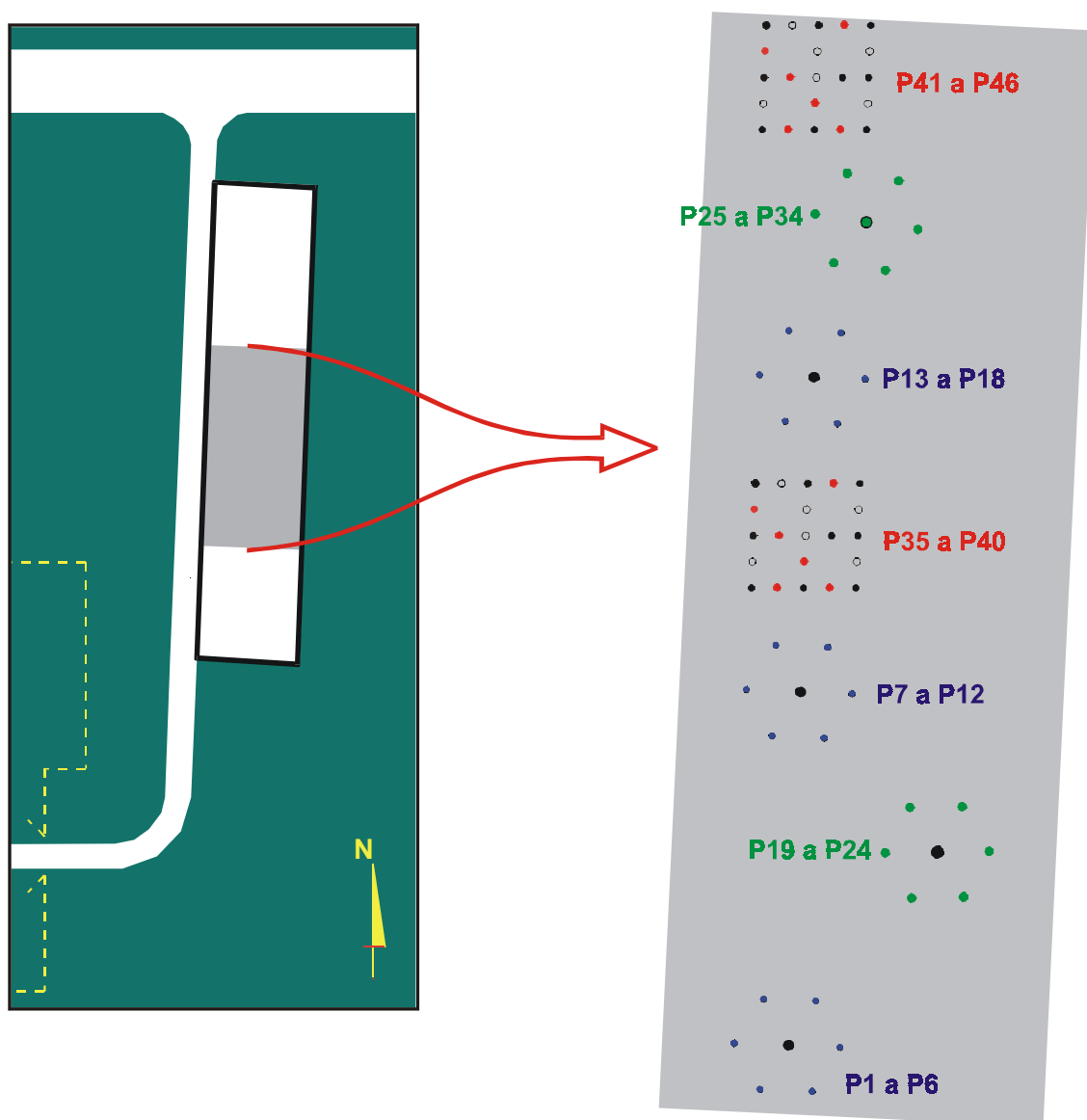


Figura 4.1 Localização das estacas na área de trabalho

Tabela 4.1 Características das Provas de Carga

Prova de Carga	D <sub>nom</sub> (m)	Apiloadada / Não Apiloadada	L <sub>nom</sub> (m)	Carregamento		Inclinação (1)	Empresa Executora (2)
				Tipo	Velocidade		
P1.20.A.350.T.V	0.20	A	3.50	tração	rápido	Vertical	1
P2.20.A.350.T.V	0.20	A	3.50	tração	rápido	Vertical	1
P3.20.A.350.T.10	0.20	A	3.50	tração	rápido	10	1
P4.20.A.350.T.10	0.20	A	3.50	tração	rápido	10	1
P5.20.A.350.T.20	0.20	A	3.50	tração	rápido	20	1
P6.20.A.350.T.20	0.20	A	3.50	tração	rápido	20	1
P7.20.A.500.T.V	0.20	A	5.00	tração	rápido	Vertical	1
P8.20.A.500.T.V	0.20	A	5.00	tração	rápido	Vertical	1
P9.20.A.500.T.10	0.20	A	5.00	tração	rápido	10	1
P10.20.A.500.T.10	0.20	A	5.00	tração	rápido	10	1
P11.20.A.500.T.20	0.20	A	5.00	tração	rápido	20	1
P12.20.A.500.T.20	0.20	A	5.00	tração	rápido	20	1
P13.20.A.650.T.V	0.20	A	6.50	tração	rápido	Vertical	1
P14.20.A.650.T.V	0.20	A	6.50	tração	rápido	Vertical	1
P15.20.A.650.T.10	0.20	A	6.50	tração	rápido	10	1
P16.20.A.650.T.10	0.20	A	6.50	tração	rápido	10	1
P17.20.A.650.T.20	0.20	A	6.50	tração	rápido	20	1
P18.20.A.650.T.20	0.20	A	6.50	tração	rápido	20	1
P19.20.NA.300.T.V	0.20	NA	3.00	tração	rápido	Vertical	1
P20.20.NA.300.T.V	0.20	NA	3.00	tração	rápido	Vertical	1
P21.20.NA.400.T.V	0.20	NA	4.00	tração	rápido	Vertical	1
P22.20.NA.400.T.V	0.20	NA	4.00	tração	rápido	Vertical	1
P23.20.NA.500.T.V	0.20	NA	5.00	tração	rápido	Vertical	1
P24.20.NA.500.T.V	0.20	NA	5.00	tração	rápido	Vertical	1
P25.30.NA.300.T.V	0.30	NA	3.00	tração	rápido	Vertical	1
P26.30.NA.300.T.V	0.30	NA	3.00	tração	rápido	Vertical	1
P27.30.NA.400.T.V	0.30	NA	4.00	tração	rápido	Vertical	1
P28.30.NA.400.T.V	0.30	NA	4.00	tração	rápido	Vertical	1
P29.30.NA.500.T.V	0.30	NA	5.00	tração	rápido	Vertical	1
P30.30.NA.500.T.V	0.30	NA	5.00	tração	rápido	Vertical	1
P31.30.NA.300.TL.V	0.30	NA	3.00	tração	lento	Vertical	1
P32.30.NA.300.TL.V	0.30	NA	3.00	tração	lento	Vertical	1
P33.30.NA.400.TL.V	0.30	NA	4.00	tração	lento	Vertical	1
P34.30.NA.400.TL.V	0.30	NA	4.00	tração	lento	Vertical	1
P35.20.NA.350.C.V	0.20	NA	3.50	compressão	rápido	Vertical	3
P36.20.NA.430.C.V	0.20	NA	4.30	compressão	rápido	Vertical	3
P37.20.NA.500.C.V	0.20	NA	5.00	compressão	rápido	Vertical	3
P38.20.A.350.C.V	0.20	A	3.50	compressão	rápido	Vertical	3
P39.20.A.430.C.V	0.20	A	4.30	compressão	rápido	Vertical	3
P40.20.A.500.C.V	0.20	A	5.00	compressão	rápido	Vertical	3
P41.20.NA.350.C.V	0.20	NA	3.50	compressão	rápido	Vertical	2
P42.20.NA.430.C.V	0.20	NA	4.30	compressão	rápido	Vertical	2
P43.20.NA.500.C.V	0.20	NA	5.00	compressão	rápido	Vertical	2
P44.20.A.350.C.V	0.20	A	3.50	compressão	rápido	Vertical	2
P45.20.A.430.C.V	0.20	A	4.30	compressão	rápido	Vertical	2
P46.20.A.500.C.V	0.20	A	5.00	compressão	rápido	Vertical	2

L<sub>nom</sub> = Comprimento Nominal ; D<sub>nom</sub> = Diâmetro Nominal

(1) em relação à vertical

(2) na construção das estacas participaram três empresas atuantes no mercado uruguaio. A denominação 1, 2, 3, foi feita aleatoriamente no sentido de manter a imparcialidade.

#### 4.1 DISPOSIÇÃO E GEOMETRIA DAS ESTACAS

Na área de trabalho foram construídas um total de 77 estacas, sendo 54 estacas para ensaio e 23 estacas de reação. A disposição das estacas varia segundo o tipo de carregamento a ser aplicado nas provas de carga; a Figura 4.2 apresenta a disposição das estacas em carrossel, utilizadas nas provas de carga de tração, enquanto que na Figura 4.3 observa-se a disposição em malha das estacas ensaiadas à compressão.



**Figura 4.2** Disposição em carrossel (provas de carga à tração)



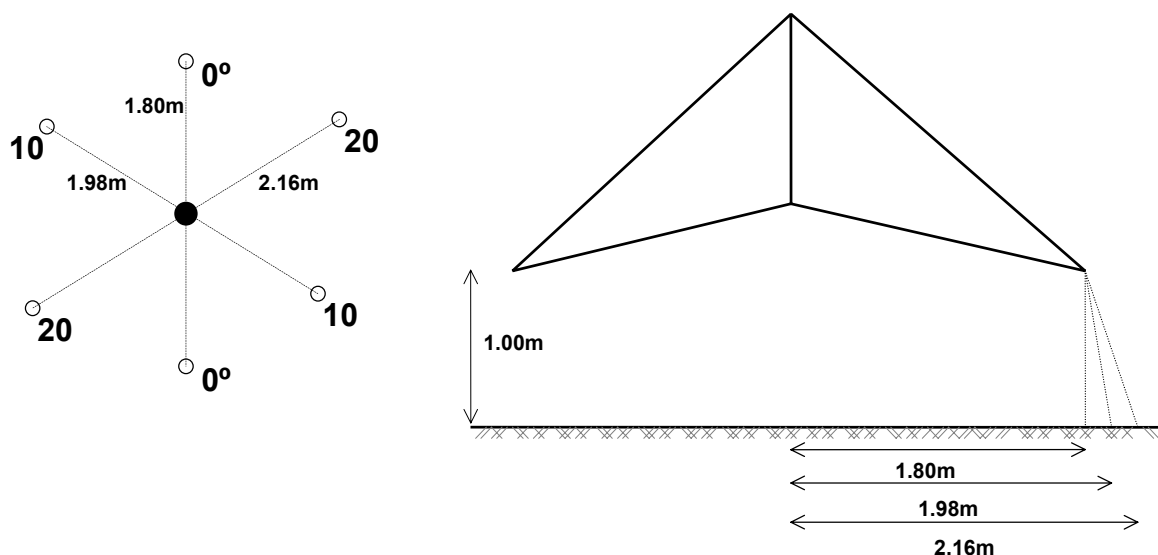
**Figura 4.3 Disposição em malha (provas de carga à compressão)**

#### **4.1.1 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS NAS PROVAS P1 A P18**

Encontram-se divididas em três grupos de seis estacas, dispostas em forma de carrossel, utilizando-se uma única estaca central como reação para todas as provas de carga desse carrossel. Em cada carrossel as estacas, todas do mesmo comprimento, encontraram-se, diametralmente opostas, duas a duas, segundo sua inclinação com respeito à vertical; no local foram executadas estacas verticais, inclinadas  $10^\circ$  e inclinadas  $20^\circ$ . Os comprimentos nominais de cada grupo de estacas são os seguintes: 3.50m, 5.00m e 6.50m. Todas as estacas de ensaio tem um diâmetro de 0.20m.

As estacas de reação foram construídas com um diâmetro de 0.30m e 6.50m de comprimento. Na cabeça destas estacas foi executado um bloco de concreto armado, criando-se um apoio para o macaco hidráulico utilizado na aplicação das cargas. Tomou-se especial cuidado de deixar a superfície superior perfeitamente horizontal no sentido de garantir a verticalidade da coluna de carga posicionada no meio vão da viga de reação.

No sentido de manter os extremos da viga de transmissão de cargas a uma altura aproximadamente constante de 1.00m, em todas as provas, a distância entre estacas varia com a sua inclinação. Na Figura 4.4 apresenta-se um croque do carrossel tipo utilizado nestas provas de carga.



**Figura 4.4** Disposição das estacas em carrossel (P1 a P18)

As estacas foram executadas com concreto apilado, preparado no local, cuja dosificação é a seguinte: 1 volume de cimento, 2 volumes de areia e 3 volumes de brita; a relação água/cimento utilizada é de aproximadamente 0.4. As etapas de execução são resumidas a seguir:

- 1 ) Perfuração do terreno, sem revestimento, através de um trado mecânico até a profundidade de projeto.
- 2 ) Colocação da armadura longitudinal, formada por duas barras de aço de 25mm de diâmetro, que ocupam todo o comprimento da estaca.
- 3 ) Concretagem da estaca em camadas de aproximadamente 70 litros de concreto, apiladas com 5 golpes, com um pilão de 250 kg de massa, que é deslizado pelas barras da armadura da estaca.
- 4 ) Nos 0.50m superiores, coloca-se uma espiral de aço e termina-se o concretagem.

#### **4.1.2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS NAS PROVAS P19 A P34**

Nesta série as estacas também estão divididas em grupos de seis, dispostas em forma de carrossel, utilizando-se novamente uma única estaca central como reação para todas as provas de carga do carrossel. Neste caso o diâmetro dos carrosséis é de 1.80m. cada carrossel é constituído de duas estacas de 3.00m de comprimento, duas de 4.00m e duas de 5.00m, todas verticais e de igual diâmetro. Foram construídos dois carrosséis, um com estacas de 0.20m de diâmetro e outro com estacas de 0.30m de diâmetro. As estacas do mesmo comprimento são posicionadas diametralmente opostas com relação ao eixo do carrossel.

As estacas de reação foram executadas com um diâmetro de 0.60m e 6.00m de comprimento, e também apresentam um bloco de concreto armado onde é apoiado o macaco utilizado no carregamento.

Na execução destas estacas utilizou-se um concreto não apilado com as seguintes especificações: resistência característica aos 28 dias de 15 MPa e um “slump” de  $6 \pm 2$ cm. A armadura longitudinal das estacas de 0.20m de diâmetro (P19 a P24) é formada por 5 barras de aço de 25mm de diâmetro, enquanto que as estacas de 0.30m de diâmetro (P25 a P34) apresentam uma armadura longitudinal de 8 barras de aço de 25mm de diâmetro. Em todas as estacas foi colocado um estribado de  $\Phi 6/15$  em todo o comprimento da estaca, igual às armaduras longitudinais.

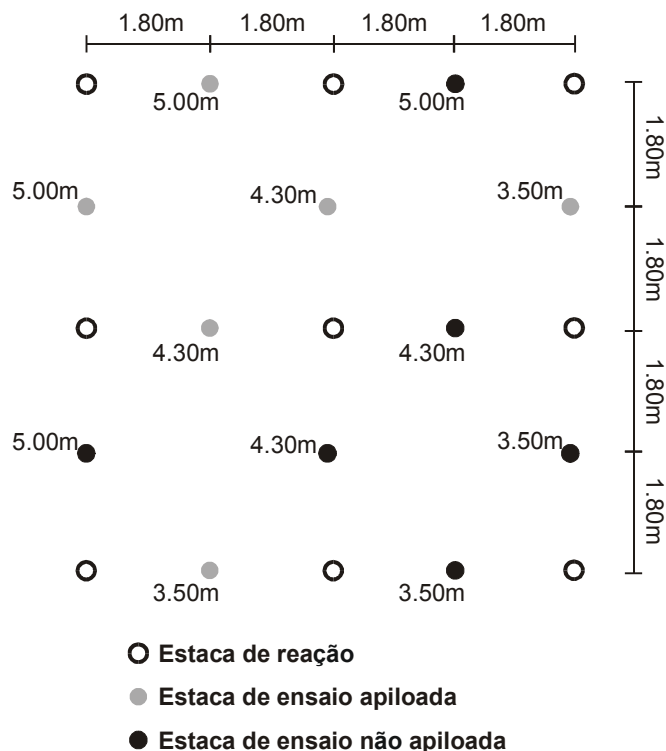
O procedimento de execução pode-se resumir em: perfuração do terreno, sem revestimento, através de um trado mecânico até a profundidade de projeto, seguido do posicionamento da armadura na perfuração, e posterior concretagem.

#### **4.1.3 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS NAS PROVAS P35 A P46**

Estão divididas em duas malhas, cada uma com 12 estacas de ensaio e 9 de reação. A separação entre estacas é 1.80m. Como pode ser observado no croque da Figura 4.5, em cada malha o conjunto das estacas de ensaio é constituído por: 3 pares de estacas apiladas, de comprimentos nominais 3.50, 4.30 e 5.00m, e mais 3 pares de estacas não apiladas de iguais comprimentos. Das 12 estacas, de cada malha, somente 6 estacas foram efetivamente solicitadas: uma apilada e outra não apilada de cada

comprimento. As estacas restantes foram construídas para serem submetidas a ensaios de carregamento dinâmico, não incluídos no presente trabalho.

O diâmetro nominal das estacas de ensaio é 0.20m, enquanto nas estacas de reação o diâmetro é 0.35m.



**Figura 4.5 Disposição das estacas na malha**

Na execução das estacas apiloadas o concreto utilizado, feito no local, tem a seguinte dosificação em volume: 1 de cimento / 1.1 de areia / 2 de brita, e uma relação água/cimento igual a 0.4. A especificação do concreto utilizado nas estacas não apiloadas é a seguinte: resistência característica aos 28 dias de 15 MPa e um “slump” de  $6 \pm 2$ cm. A armadura de todas as estacas de ensaio está formada por 4 barras longitudinais de aço de 10mm de diâmetro em todo o comprimento da estaca e um estribado de  $\Phi 6/15$ .

As etapas do procedimento de execução destas estacas são: perfuração do terreno, sem revestimento, através de um trado mecânico até a profundidade de projeto, posicionamento da armadura na perfuração, e posterior concretagem. Na concretagem das estacas apiloadas a energia de compactação utilizada é aproximadamente 1 tm.



No sentido de avaliar o comportamento de estacas usualmente utilizadas no mercado uruguaio, a construção das estacas foi de responsabilidade das empresas, sem nenhuma participação dos engenheiros da Universidade. Todas as informações em relação as características dos materiais e procedimentos utilizados na construção das estacas foram fornecidas pelas empresas.

Considerando-se a experiência internacional, é possível fazer algumas considerações quanto aos procedimentos adotados para execução de estacas escavadas segundo a prática uruguaia. O apiloamento do concreto de estacas escavadas não é utilizado ou remendado na literatura, normas e códigos de prática. No caso das estacas de pequeno diâmetro, como as estudadas neste trabalho, as dimensões do pilão determinam uma baixa energia de compactação, sendo portanto o efeito do apiloamento pouco significativo na interação solo-estaca. No caso das estacas com armadura com estribos, o efeito é ainda menor, podendo ainda causar segregação do concreto, criando vazios no trecho inferior do fuste da estaca e trazendo problemas de contato na base da estaca.

O concreto utilizado na construção das estacas não apiloadas deste trabalho apresenta, na especificação, um “slump” muito pequeno (6cm) comparado com a prática internacional (maior que 10cm). Um “slump” baixo pode trazer problemas de concretagem, originando vazios ao longo da estaca. Por outro lado, a concretagem em queda livre a partir do topo da perfuração poderá provocar segregação e conseqüentemente os problemas já comentados no caso do concreto apiloado.

#### **4.1.4 GEOMETRIA DAS ESTACAS**

Neste item são resumidas as características geométricas das estacas ensaiadas, apresentam-se ainda os tempos de espera, em meses, entre a construção de cada estaca e a execução da prova de carga correspondente.

Na Tabela 4.2 resumem-se as características da geometria de projeto e da geometria estimada de cada estaca. A geometria de projeto é descrita através dos valores do diâmetro nominal e do comprimento nominal das estacas, definidos no projeto. Enquanto que a geometria estimada descreve os valores de diâmetro medido no topo da

estaca, e do comprimento estimado a partir de ensaios de integridade. O diâmetro do topo da estaca era medido após a escavação do terreno em torno da cabeça da estaca, para a colagem dos suportes de apoio das hastes dos defletômetros utilizados no registro dos recalques.

O ensaio de integridade (“sonic integrity testing”, SIT) é um método rápido e econômico utilizado para controlar a continuidade física de estacas já executadas. Baseia-se na propagação de uma onda de tensão, pelo fuste da estaca, provocada por uma excitação externa. A partir da análise da resposta do elemento estrutural, as propriedades da seção transversal da estaca podem ser deduzidas através de medições indiretas das propriedades de transmissão de ondas elásticas de tensão no elemento estrutural. É possível ainda estimar, com relativa precisão, o comprimento da estaca a partir do tempo decorrente para a propagação da onda através do fuste.

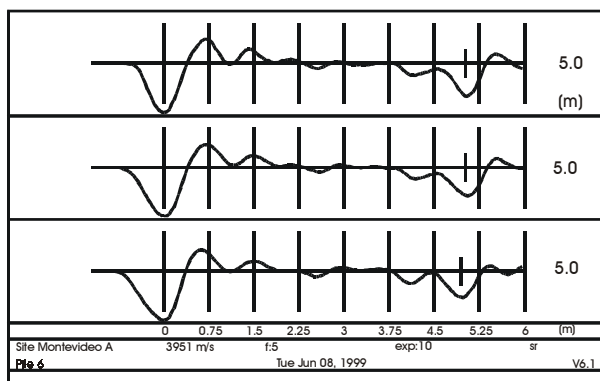
Conforme apresentado por Rostan (1997), em tese desenvolvida na UFRGS, o método consiste em golpear a cabeça da estaca com um martelo leve de mão. O impulso mecânico gera uma onda de compressão, que se propaga pelo fuste da estaca como uma onda plana que pode ser refletida no fuste da estaca. Detectando as ondas refletidas que retornam à cabeça da estaca, através de um acelerômetro colocado no topo da mesma, pode-se obter informações quanto as discontinuidades do fuste. O sinal recolhido pelo acelerômetro é processado e guardado em um computador portátil, para sua posterior análise. Uma descrição detalhada do ensaio pode ser consultada no trabalho relatado por Rostan, A.E., (1997).

Geralmente a ponta da estaca provoca uma reflexão da onda que se propaga pelo fuste. Através da identificação desta reflexão pode-se obter uma estimativa do comprimento da estaca. A precisão da magnitude do comprimento medido através deste método, depende do valor da velocidade de propagação da onda. A velocidade de propagação da onda no concreto pode ser estimada normalmente com uma precisão de aproximadamente  $\pm 10\%$ . Havendo proporcionalidade entre a velocidade de propagação e distância percorrida, o comprimento da estaca pode ser estimado com uma precisão de  $\pm 10\%$ .

Tabela 4.2 Características geométricas das estacas

Prova de Carga	Geometria de Projeto		Geometria Estimada	
	D nom (m)	L nom (m)	D <sup>(1)</sup> (m)	L <sup>(2)</sup> (m)
P1	0.20	3.50	0.25	3.20
P2	0.20	3.50	0.27	3.20
P3	0.20	3.50	0.25	3.30
P4	0.20	3.50	0.25	3.20
P5	0.20	3.50	0.27	3.20
P6	0.20	3.50	0.24	3.20
P7	0.20	5.00	0.24	4.80
P8	0.20	5.00	0.23	5.00
P9	0.20	5.00	0.27	5.40
P10	0.20	5.00	0.25	5.50
P11	0.20	5.00	0.25	5.30
P12	0.20	5.00	0.23	5.60
P13	0.20	6.50	0.25	6.30
P14	0.20	6.50	0.27	6.20
P15	0.20	6.50	0.26	6.30
P16	0.20	6.50	0.27	6.60
P17	0.20	6.50	0.26	6.70
P18	0.20	6.50	0.27	6.70
P19	0.20	3.00	0.25	3.10
P20	0.20	3.00	0.25	2.90
P21	0.20	4.00	0.25	4.00
P22	0.20	4.00	0.25	4.20
P23	0.20	5.00	0.25	4.90
P24	0.20	5.00	0.25	5.00
P25	0.30	3.00	0.34	3.30
P26	0.30	3.00	0.34	3.10
P27	0.30	4.00	0.34	4.00
P28	0.30	4.00	0.34	4.00
P29	0.30	5.00	0.34	4.80
P30	0.30	5.00	0.34	5.00
P31	0.30	3.00	0.34	3.30
P32	0.30	3.00	0.34	3.10
P33	0.30	4.00	0.34	4.00
P34	0.30	4.00	0.34	4.00
P35	0.20	3.50	0.23	3.20
P36	0.20	4.30	0.23	4.00
P37	0.20	5.00	0.23	4.60
P38	0.20	3.50	0.23	3.10
P39	0.20	4.30	0.23	4.10
P40	0.20	5.00	0.23	5.20
P41	0.20	3.50	0.26	3.60
P42	0.20	4.30	0.26	4.60
P43	0.20	5.00	0.26	5.20
P44	0.20	3.50	0.26	4.20
P45	0.20	4.30	0.26	4.60
P46	0.20	5.00	0.26	4.90

<sup>(1)</sup> medido na cabeça da estaca<sup>(2)</sup> estimado no ensaio de integridade



**Figura 4.6 Resultado típico de um ensaio de integridade**

Na Tabela 4.3 relacionam-se as datas de construção das estacas e as datas de execução das provas de carga, determinando-se o tempo de espera entre a construção de cada estaca e a execução da correspondente prova de carga.

**Tabela 4.3 Tempo de espera entre a construção das estacas e a execução das provas de carga**

Prova de Carga	data de construção da estaca	data de execução da prova de carga	tempo de espera (meses)	Prova de Carga	data de construção da estaca	data de execução da prova de carga	tempo de espera (meses)
P1	06 / 95	12/06/97	24	P25	05 / 99	30/11/99	7
P2				P26			
P3	06 / 95	29/04/97	23	P27	05 / 99	08/12/99	7
P4				P28			
P5	06 / 95	07/12/96	18	P29	05 / 99	19/11/99	6
P6				P30			
P7	06 / 95	16/05/97	23	P31	05 / 99	06/12/99	7
P8				P32			
P9	06 / 95	29/05/97	24	P33	05 / 99	10/12/99	7
P10				P34			
P11	06 / 95	10/06/97	24	P35	08 / 98	22/04/99	8
P12				P36	08 / 98	30/04/99	9
P13	06 / 95	02/07/97	25	P37	08 / 98	27/05/99	10
P14				P38	08 / 98	24/05/99	10
P15	06 / 95	17/02/98	32	P39	08 / 98	27/04/99	9
P16				P40	08 / 98	26/03/99	8
P17	06 / 95	12/12/97	30	P41	04 / 98	30/04/98	1
P18				P42	04 / 98	03/06/98	2
P19	05 / 99	29/10/99	6	P43	04 / 98	04/06/98	2
P20				P44	04 / 98	13/05/98	1
P21	05 / 99	07/07/99	2	P45	04 / 98	15/05/98	1
P22				P46	04 / 98	24/06/98	3
P23	05 / 99	05/11/99	6				
P24							

## 4.2 DISPOSITIVOS DE CARREGAMENTO

As provas de carga foram executadas em três etapas diferentes, etapa I: provas P1 a P18, etapa II: provas P19 a P34, e etapa III: provas P35 a P46. Embora tenham-se introduzido algumas variações no sistema de carregamento nas sucessivas etapas, em todas as provas de carga o sistema de carregamento apresentou a mesma configuração básica, formada por três estacas alinhadas, uma viga de reação, elementos de união entre a viga e as estacas exteriores, elementos de transmissão de carga e um macaco hidráulico posicionados entre a viga e a estaca central. Na Figura 4.7, que apresenta um esquema da montagem das provas de carga P1 a P12, observa-se a configuração básica anteriormente descrita.

A seguir descreve-se o dispositivo de carregamento utilizado nas provas P1 a P18. Posteriormente serão apresentadas as modificações introduzidas no dispositivo em cada etapa subsequente.

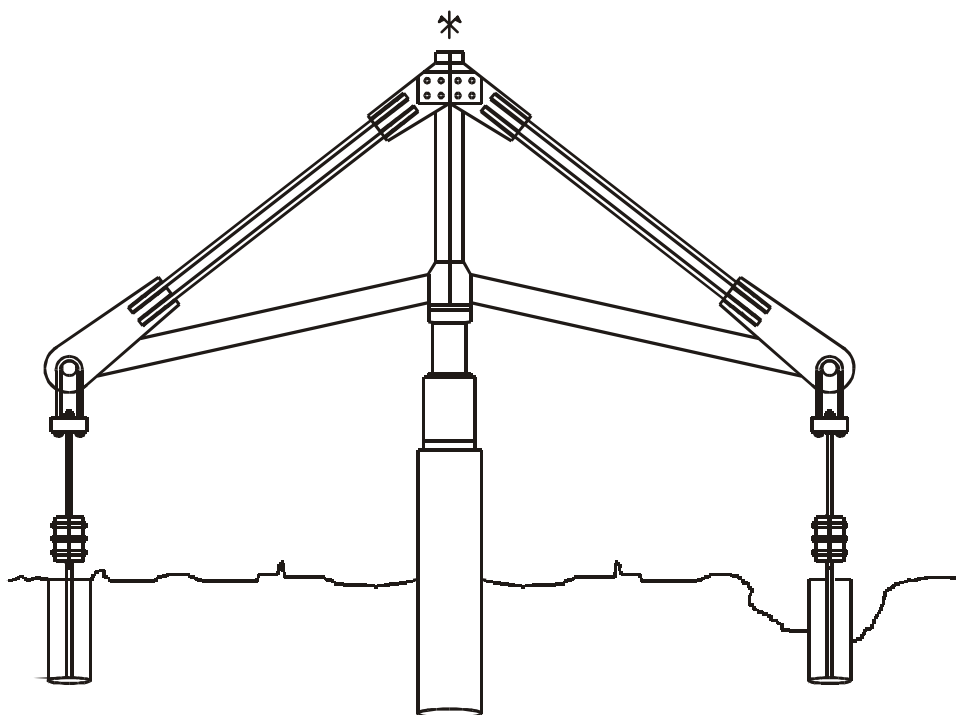


Figura 4.7 Esquema da montagem de uma prova de carga.

#### 4.2.1 DISPOSITIVO UTILIZADO NAS PROVAS P1 A P18

A configuração inicial utilizada nas provas de carga à tração P1 a P12, apresentada no esquema da Figura 4.7, é descrita na seqüência:

- sobre o bloco de concreto executado acima da estaca central colocava-se um cilindro hidráulico ENERPAC, modelo RC 256, com capacidade de 450kN, acionado por uma bomba manual, também ENERPAC modelo P-462, que fornece a carga quando reage contra a estaca central e levanta a viga de reação. A viga foi dimensionada para resistir 200kN de tração em cada extremo. Eventualmente colocava-se algum suplemento de aço entre o cilindro e o bloco de concreto para ajustar a altura da viga. Entre o cilindro e a viga colocava-se um apoio convexo de aço no sentido de diminuir os efeitos da excentricidade da carga. A Figura 4.8 apresenta um detalhe do contato entre o apoio convexo e a viga de reação.
- a viga de reação transmite os esforços de tração às estacas de ensaio através de um cabo de aço, uma barra de aço y uma mordaca. Na Figura 4.9 pode-se observar estas peças de ligação em posição na montagem.
- o cabo de aço é ligado inferiormente à barra de aço e unido superiormente à viga através de um pino de aço. O conjunto pino-cabo permite a livre rotação destes elementos no plano da viga, eliminando as flexões na barra de aço e assegurando a colinearidade da carga com o eixo da estaca.
- a barra de aço faz a transferência de carga entre o cabo de aço e a mordaca. Foi instrumentada com extensômetros elétricos (“*strain gages*”) no sentido de medir a carga atuante em cada estaca. Detalhes da instrumentação e calibração destas barras serão apresentados posteriormente.
- A mordaca, formada por duas chapas de aço de 2” (5.08cm) de espessura unidas por 6 parafusos de 1” (2.54cm), transmite por atrito a carga de tração às barras da estaca. As nervuras das barras da estaca foram polidas no sentido de assegurar um bom contato mordaca-barra. O desempenho deste dispositivo foi testado em laboratório, durante a calibração das barras instrumentadas cujos detalhes serão apresentados no item 4.3.



**Figura 4.8** Detalhe do contato entre a viga de reação e o apoio convexo.

Todos os elementos do sistema de carregamento foram dimensionados para resistir, com segurança a 200kN de tração em cada uma das duas estacas utilizadas na montagem das prova de carga. Além de resistir com segurança as cargas de tração, a união entre a viga de reação e a estaca de ensaio deve permitir o ajuste das diferenças de níveis existentes na montagem, para que o sistema de carregamento trabalhe simetricamente. A ligação viga-estaca possui duas formas de ajuste: um ajuste grosseiro de aproximadamente 30cm, fornecido pela variação na posição da mordaca nas barras da estaca, e um ajuste fino fornecido pela barra de aço instrumentada que apresenta seus extremos rosqueados permitindo assim variar seu comprimento aproximadamente em 10cm.

O dimensionado de todas as peças do sistema de carregamento foi realizado em função das cargas previstas pela empresa construtora. Na realização das primeiras provas de carga (P1 a P12) encontraram-se cargas maiores que as previstas, superando-se os 200kN de tração previstos no dimensionamento. Este fato forçou a necessidade de modificações no sistema de carregamento utilizado nos ensaios subseqüentes.



**Figura 4.9** Peças de ligação viga-estaca em posição na montagem (P1 a P12)

Nas provas de carga P13 a P18 o sistema de carregamento sofreu as seguintes modificações:

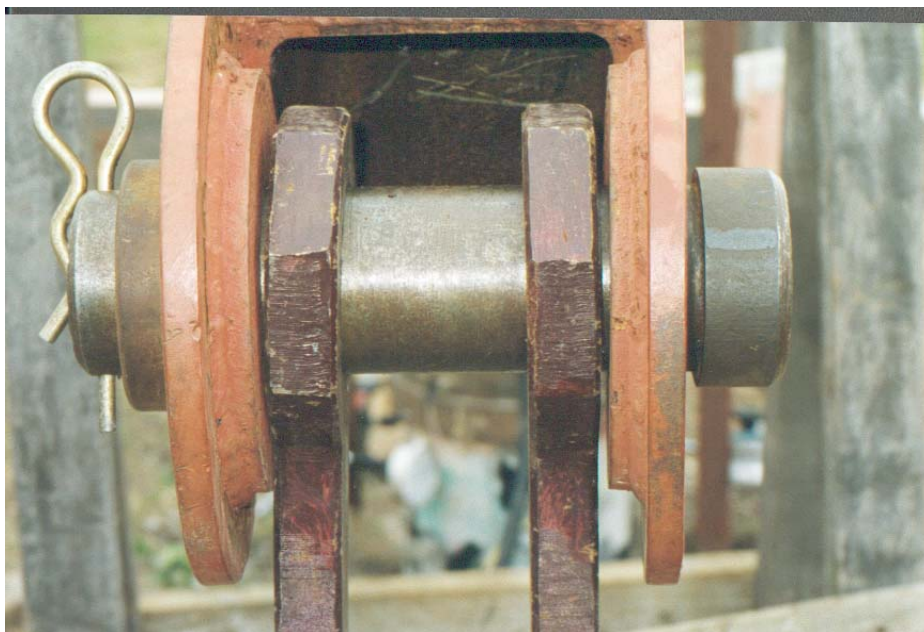
- A viga de reação foi reforçada para resistir cargas de tração de 400kN em cada extremo.
- Mudou-se o cilindro hidráulico gerador da carga, utilizando-se nestas provas de carga um novo cilindro ENERPAC, modelo RC 1006, com uma capacidade de 960kN. Foi utilizada a mesma bomba hidráulica manual para acionar o cilindro. A Figura 4.10 mostra o cilindro e a bomba manual utilizadas nestas provas de carga.





**Figura 4.10 Cilindro e bomba hidráulica utilizados nas provas P13 a P18**

- O cabo de aço, que unia o extremo da viga de reação com a barra de aço instrumentada, foi substituído por duas bielas de aço. Como pode ser observado na Figura 4.11 a união entre a viga de reação e as bielas é realizada através do mesmo pino utilizado com o cabo de aço, mantendo-se assim a livre rotação de todo o conjunto de união viga-estaca, no plano da viga. A Figura 4.12 apresenta a união viga-estaca na montagem das provas de carga P17-P18, nas quais a inclinação das estacas ensaiadas foi  $20^\circ$  com relação à vertical.



**Figura 4.11 Detalhe da união entre as bielas e o extremo da viga de reação**



**Figura 4.12** Elementos de ligação viga-estaca em posição na montagem (P13 a P18)

#### **4.2.2 DISPOSITIVO UTILIZADO NAS PROVAS P19 A P34**

Conforme expressado anteriormente, o dispositivo de carregamento utilizado nestas provas de carga é basicamente o mesmo já descrito. Em relação ao dispositivo utilizado nas provas P13 a P18, o novo dispositivo de carregamento sofreu somente uma modificação feita na união entre a barra instrumentada e a estaca. Devido as armaduras das estacas ensaiadas nesta etapa, constituídas de um número maior de barras, substituíram-se as mordaças por placas de aço perfuradas, com uma espessura de 2” (5.08cm). As perfurações foram feitas em correspondência com a posição e o número

das barras da armadura das estacas ensaiadas, assim as placas utilizadas nas provas P19 a P24 apresentam 5 perfurações periféricas, enquanto que as utilizadas nas provas P25 a P34 contam com 8 perfurações. A ligação das placas de aço às estacas foi feita através de porcas colocadas nas barras da estaca que estavam rosqueadas nos seus extremos. As placas apresentam ainda uma perfuração central na qual era fixada a barra instrumentada através de uma porca. A Figura 4.13 mostra o conjunto de peças de ligação entre a viga de reação e a estaca ensaiada.



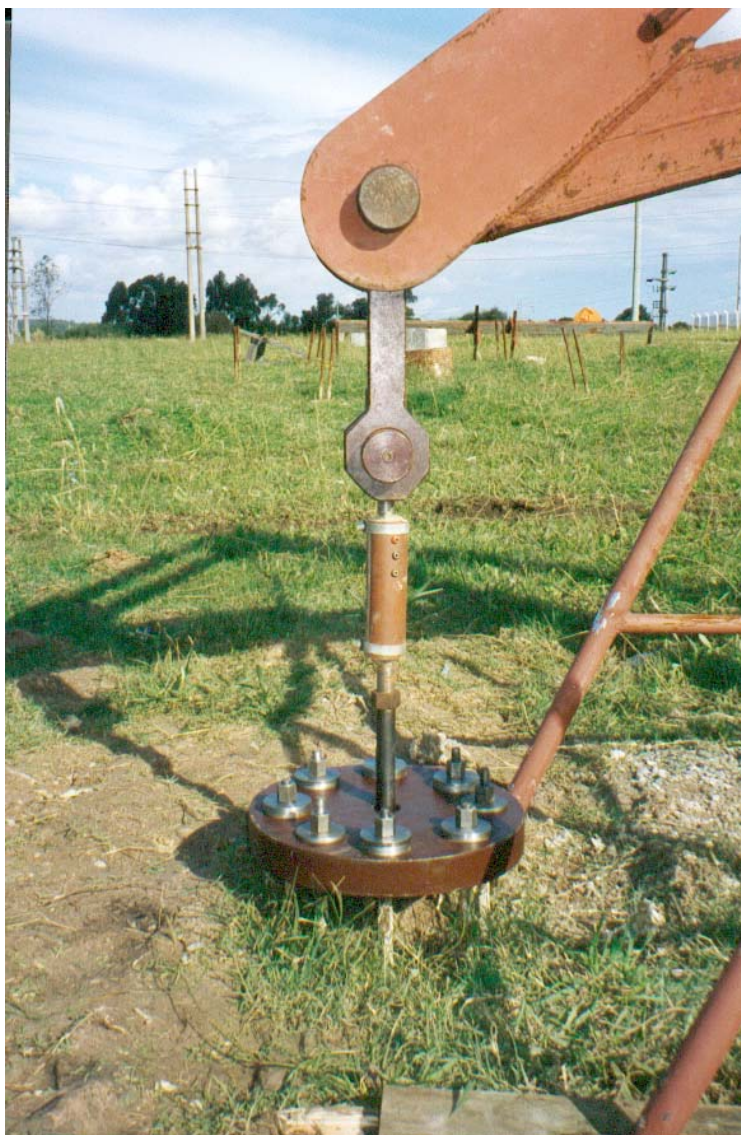
**Figura 4.13** Elementos de ligação viga-estaca em posição na montagem (P19 a P34)

### 4.2.3 DISPOSITIVO UTILIZADO NAS PROVAS P35 A P46

A disposição das estacas ensaiadas nestas provas de carga foi especialmente projetada no sentido de possibilitar a utilização do mesmo sistema de carregamento das provas de carga à tração; lembra-se que neste caso as provas de carga são à compressão.

Em relação ao sistema de carregamento utilizado nas provas P19 a P34, o sistema de carregamento desta etapa apresenta as seguintes modificações:

- foi utilizada uma nova bomba hidráulica manual, também ENERPAC modelo P-462, para acionar o cilindro hidráulico ENERPAC de 960kN de capacidade. Neste caso, foi colocado um manômetro digital, ENERPAC modelo DEL-DGP1, na linha de alimentação bomba-cilindro, no sentido de medir com precisão a carga atuante sobre a estaca central, que nestas provas era a estaca ensaiada. As características desse manômetro serão apresentadas posteriormente no item 4.3.
- as placas de aço, que ligavam a barra instrumentada à estaca ensaiada nas provas à tração, foram substituídas por discos de aço de 2” (5.08cm) de espessura, com 8 perfurações perimetrais, para as barras das estacas externas, que neste caso são de reação, e uma perfuração central para a barra instrumentada de aço. Analogamente ao sistema anterior, tanto as barras da estaca quanto a barra instrumentada são fixadas ao disco através de porcas. A Figura 4.14 mostra o conjunto de peças que formam a união viga-estaca.



**Figura 4.14** Peças de ligação viga-estaca em posição na montagem (P35 a P46)

### 4.3 SISTEMA DE MEDIÇÃO DE CARGAS

As provas de carga analisadas no presente trabalho apresentam dois tipos de carregamento: tração e compressão. Em cada caso utilizou-se um sistema de medição de cargas diferente. Nas provas de carga à tração ênfase foi dada à medição das cargas atuantes nas duas estacas externas da montagem, registrando-se as cargas de tração em cada extremo da viga de reação através das barras instrumentadas colocadas nas uniões viga-estaca descritas no item anterior. Nas provas de carga à compressão, por outro lado, foi de maior interesse o registro da carga de compressão atuante na estaca central da montagem; nestas provas a carga resistida pela estaca central foi medida

indiretamente num manômetro inserido na linha de alimentação bomba-cilindro. Tanto as barras instrumentadas quanto o conjunto bomba-manômetro-cilindro foram testados e calibrados no laboratório do “Instituto de Ensayo de Materiales” da Faculdade de Engenharia de Montevideo. A seguir são apresentados os detalhes dos equipamentos utilizados e dos trabalhos de calibração acima citados.

#### **4.3.1 BARRAS INSTRUMENTADAS (PROVAS DE CARGA À TRAÇÃO)**

Conforme descrito no item 4.2.1, a união entre a viga de reação e a estaca ensaiada contava, além de outras peças, com uma barra de aço instrumentada unida à mordaca fixada nas barras da estaca. Em razão de que tanto a barra de aço instrumentada quanto a mordaca foram especialmente projetadas e construídas para a presente pesquisa, o comportamento do conjunto barra-mordaca foi testado em laboratório antes da realização das provas de carga. Os objetivos desse ensaio, no laboratório, foram a calibração da instrumentação da barra de aço, e a avaliação do comportamento da mordaca em relação à transferência de carga por atrito às barras da estaca.

A barra de aço, de 1” (2.54cm) de diâmetro, cuja carga limite de comportamento elástico é igual a 1000MPa, foi instrumentada com extensômetros elétricos (“*strain gages*”) colados no meio do comprimento da barra. A instrumentação realizada é uma “Ponte de Wheatstone”, composta de 4 “*strain gages*” montados diametralmente opostos, na barra previamente desbastada, sendo 2 longitudinais à barra e dois transversais (nestes últimos a sensibilidade depende do coeficiente de Poisson). O diâmetro final da zona de colagem dos extensômetros foi de 2.2cm. Uma vez colados, os extensômetros são soldados a través de fios, fechando-se o circuito elétrico entre os extensômetros e as conexões externas. Finalmente a zona de colagem dos extensômetros é protegida e coloca-se uma proteção exterior final, que consiste em um tubo de PVC no qual são fixadas as conexões externas. A Figura 4.15 mostra as barras instrumentadas no processo de instrumentação.



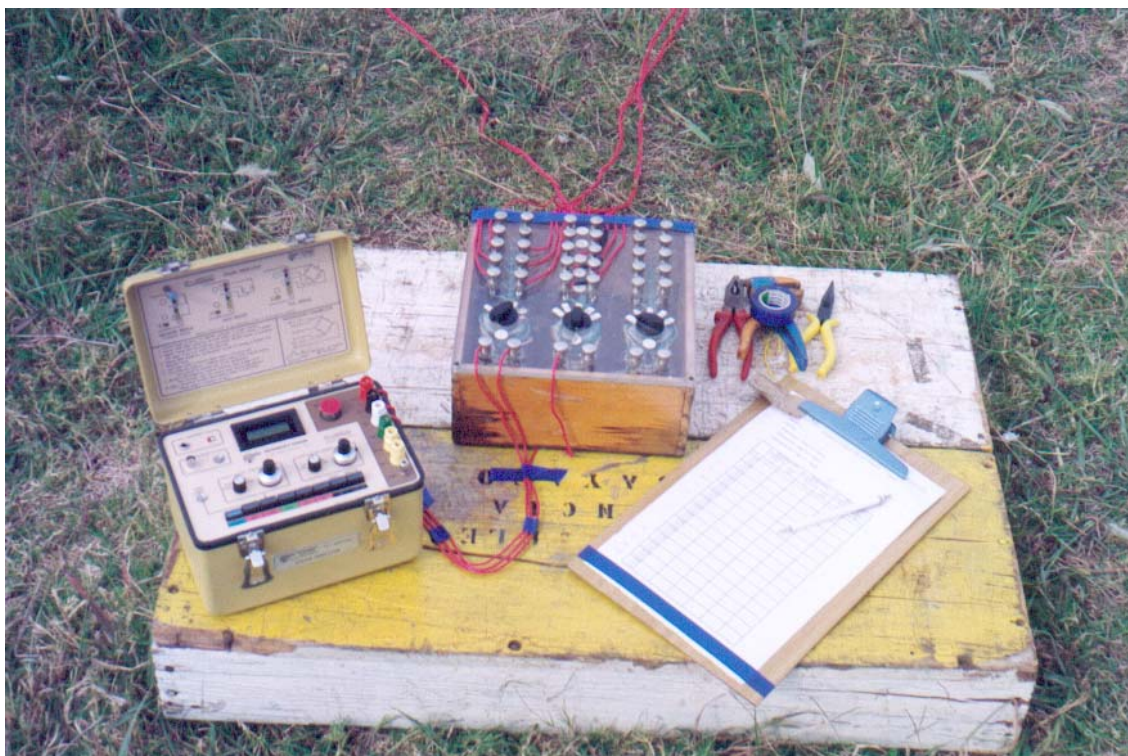
**Figura 4.15 Barras instrumentadas no processo de instrumentação**

Para a leitura dos extensômetros elétricos foi utilizado o circuito de  $\frac{1}{4}$  da ponte de Wheatstone, com três fios em cada barra instrumentada. A leitura das duas barras instrumentadas existentes em cada prova de carga foi feita através de um circuito elétrico formado por fios de conexão, um seletor de fabricação própria do “Instituto de Estructuras y Transporte” da Faculdade de Engenharia e um equipamento de leitura “*Strain Indicator*”, modelo P-3500 fabricado pela “Instrument Division” do “Measurements Group”, Raleigh, Carolina do Norte, USA. A Figura 4.16 apresenta uma vista do dispositivo de leitura utilizado nas provas de carga à tração.

A partir da configuração escolhida para a instrumentação das barras pode-se calcular a constante teórica da barra instrumentada como segue, sendo  $F_b$  a carga atuante na barra,  $A_b$  a seção transversal da barra e  $E_b$  o módulo de elasticidade do aço:

a deformação específica longitudinal média é dada pela expressão:

$$\varepsilon_{LP} = \frac{F_b}{A_b \cdot E_b} \quad (4.1)$$



**Figura 4.16 Equipamento de leitura das cargas nas provas de carga à tração**

sendo  $\varepsilon_M$  a leitura na ponte de Wheatstone,

$$\varepsilon_M = \varepsilon_{LP} - (-\nu \cdot \varepsilon_{LP}) = (1 + \nu) \cdot \varepsilon_{LP} \quad (4.2)$$

supondo o coeficiente de Poisson do aço  $\nu = 0.3$  e substituindo a expressão de  $\varepsilon_{LP}$ , a equação (4.2) pode ser re-escrita como:

$$\varepsilon_M = 1.3 \cdot \frac{F_b}{A_b \cdot E_b} \quad (4.3)$$

a equação (4.3) pode-se expressar como:

$$F_b = \frac{A_b \cdot E_b}{1.3} \cdot \varepsilon_M \quad (4.4)$$

chamando C ao coeficiente  $\frac{A_b \cdot E_b}{1.3}$ , a equação (4.4) resulta em:

$$F_b = C \cdot \varepsilon_M \quad (4.5)$$

Na equação (4.5) o valor C depende unicamente das características geométricas e de deformabilidade da barra, resultando assim em uma constante, que será chamada constante teórica da barra instrumentada.

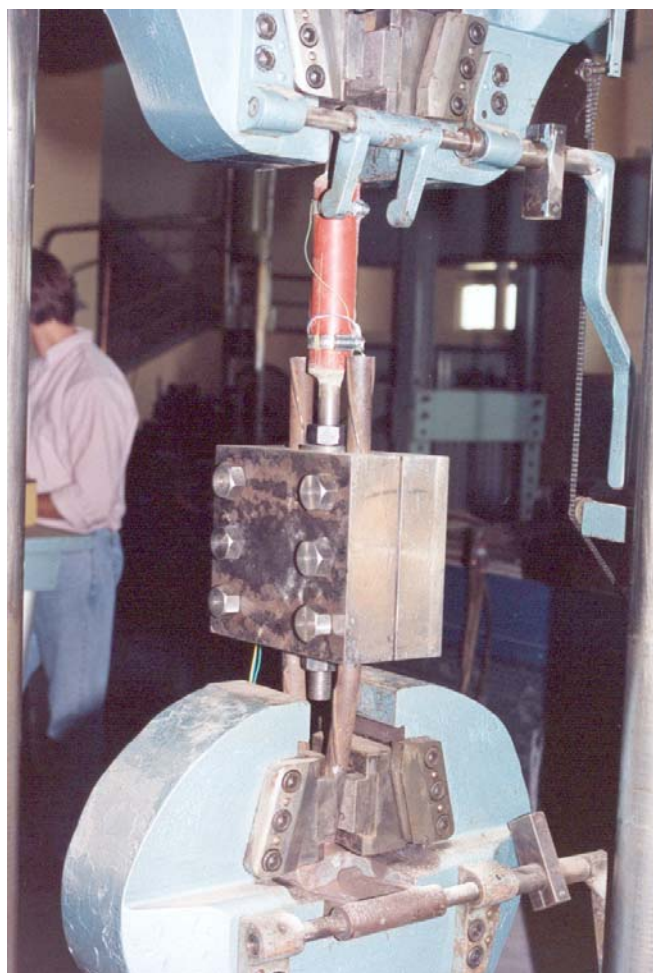


As barras utilizadas nas provas de carga deste trabalho apresentavam as seguintes características:

- diâmetro da barra após de desbastada = 2.2cm
- módulo de elasticidade do aço =  $2.1 \times 10^5$ MPa
- limite de elasticidade = 1000MPa

A partir desses valores pode-se calcular a constante teórica, resultando um valor de  $C=0.0614$  kN/ $\mu\epsilon$ .

Na Figura 4.17 observa-se o conjunto formado por uma barra instrumentada unida à mordça e duas barras fixadas na mordça, iguais às utilizadas nas armaduras das estacas nas provas P1 a P18, neste caso montado em uma das prensas do laboratório.



**Figura 4.17** Calibração das barras instrumentadas

Uma vez posicionado, o conjunto foi submetido a um ciclo carga-descarga até a carga de 200kN. As leituras obtidas na ponte de Wheatstone foram relacionadas às cargas

aferidas pela prensa obtendo-se as curvas de calibração apresentadas no Anexo, que foram utilizadas neste trabalho.

O comportamento do conjunto barra instrumentada-mordaca-barras em relação à transferência de carga por atrito resultou satisfatório, uma vez que a resposta do sistema é essencialmente linear para a faixa de cargas adotadas no presente projeto. É importante ressaltar que as calibrações foram realizadas em uma prensa, na qual a barra instrumentada era posicionada com todas as conexões utilizadas em campo (ver Figura 4.17), conforme procedimento adotado na prova de carga real. Procurou-se com isto avaliar o desempenho de todo o sistema de leitura de carga.

#### **4.3.2 MANÔMETRO DIGITAL (PROVAS DE CARGA À COMPRESSÃO)**

Nas provas de carga à compressão, a estaca ensaiada é a estaca central da montagem, e sendo assim a ênfase é dada ao registro das cargas atuantes nessa estaca e já não nas estacas exteriores, de tração. As cargas na estaca de ensaio nas provas de compressão forma medidas indiretamente através de um manômetro digital ENERPAC modelo DEL-DGP1, com uma capacidade máxima de 10000psi e uma resolução de 10psi.

O conjunto bomba-manômetro-cilindro foi submetido a um ciclo de carga e descarga até uma carga máxima de 800kN, no laboratório do “Instituto de Ensayo de Materiales” da Faculdade de Engenharia de Montevideo. As leituras obtidas no manômetro foram relacionadas às cargas aferidas pela prensa obtendo-se a curva de calibração utilizada neste trabalho, apresentada no Anexo.

#### 4.4 SISTEMA DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS

As medidas dos deslocamentos do topo de cada estaca ensaiada nas provas de carga deste trabalho foram feitas através de dois defletômetros posicionados diametralmente opostos no plano normal ao plano da viga de reação. Os defletômetros, com precisão de 0.01mm e 50mm de curso, foram fixados, através de bases magnéticas, a um sistema de referência composto de uma viga de madeira, de 4m de comprimento, e peças de aço. Como pode ser observado na Figura 4.21, a viga de referência era apoiada nas suas extremidades em peças de aço cravadas no solo a uma distância horizontal aproximada de 2m da estaca de ensaio. As hastes dos defletômetros eram apoiadas em uma superfície lisa de acrílico colada em suportes de alumínio colados ao fuste no topo da estaca. Com a finalidade de criar um espaço suficiente para a colagem dos suportes de alumínio, o terreno em torno ao topo da estaca foi escavado até uma profundidade de aproximadamente 0.3m. A Figura 4.18 apresenta uma vista dos defletômetros em posição no topo de uma das estacas ensaiadas.



**Figura 4.18** Vista parcial do sistema de medição de deslocamentos

As Figuras 4.19 e 4.20 mostram as montagens de provas de carga à tração e à compressão respectivamente; na Figura 4.19, na montagem da prova de carga à tração ainda não tinham sido instalados os sistemas de medição de deslocamentos.



**Figura 4.19** Montagem das provas de carga à tração



**Figura 4.20** Montagem das provas de carga à compressão

## 4.5 MÉTODO DE ENSAIO

A origem da pesquisa que deu início à campanha de provas de carga apresentadas neste trabalho foi o estudo do comportamento de estacas de pequeno diâmetro a serem utilizadas nas fundações de torres de transmissão. Em razão das solicitações máximas suportadas pelas fundações dessas torres serem ocasionais e de curta duração, optou-se pela realização de provas de carga rápidas à tração. Na segunda etapa realizaram-se também 4 provas de carga lentas à tração, para fins de comparação, conforme exigido pela Norma Brasileira NBR 6121. Uma vez que tanto nas provas de carga rápidas quanto nas lentas as estacas apresentaram o mesmo comportamento, conforme será apresentado no Capítulo 5, na terceira etapa somente foram realizadas provas de carga rápidas à compressão, já que o projeto de pesquisa tinha um cronograma restrito.

### 4.5.1 NORMAS CONSULTADAS

Conforme comentado no Capítulo 2, no Uruguai não existe uma normalização nacional em relação à realização de provas de carga em estacas. Para a determinação do procedimento de aplicação das cargas, parâmetros a serem medidos, procedimentos de leitura e definição de ruptura, foram consultadas as seguintes Normas Brasileira e Americanas:

- Estaca e Tubulão – Prova de Carga  
NBR 12131 – 1991 / NBR 6121 – 1986
- Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.  
ASTM D 1143 – 81 (reapproved 1994)
- Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load.  
ASTM D 3689 – 90 (reapproved 1995)

Embora tenha-se tomado base guia a Norma Brasileira, nenhuma das normas consultadas foi seguida estritamente. Por exemplo, desde que as normas consultadas propõem uma metodologia para a verificação da carga de trabalho, estabelecem a magnitude dos incrementos de carga em sucessivos estágios e o valor da carga máxima de ensaio em relação à carga de trabalho prevista para a estaca. Porém, como no presente estudo o objetivo das provas de carga consistia em atingir a carga de ruptura das estacas, independentemente do valor de carga de trabalho proposto para cada estaca,

na determinação da magnitude do incremento de carga nos sucessivos estágios não foi seguida nenhuma norma em particular.

## 4.5.2 METODOLOGIA DE APLICAÇÃO DE CARGAS

### 4.5.2.1 Provas de carga rápidas

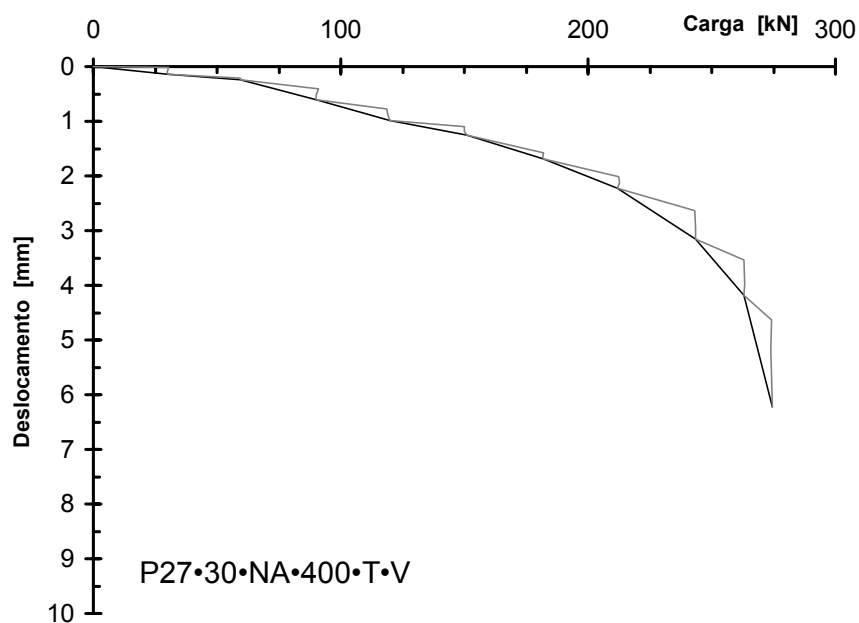
Tanto nas provas de carga à tração quanto à compressão, para obter uma clara definição da curva carga-deslocamento, a magnitude do incremento de carga correspondente a cada estágio variou ao longo do ensaio. Nos primeiros estágios o incremento variou entre 20 e 30 kN. O comportamento carga-deslocamento da estaca era acompanhado no momento do ensaio, e quando o trecho linear era ultrapassado a magnitude do incremento era reduzida a 10kN no sentido de determinar com a maior precisão possível o valor da carga de ruptura bem como definir todo o comportamento carga-recalque. Salienta-se que em nenhuma das provas executadas, o número de estágios de carregamento foi menor do que oito, conforme recomendam as normas consultadas. Cada estágio de carga era mantido por 5 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos, conforme recomendado nas Normas Brasileira (NBR 12131-91) e Americanas (ASTM 1143-81 e ASTM 3689-90).

Um exemplo típico de uma prova de carga realizada segundo este procedimento é apresentada na Figura 4.21. Como pode ser observado na figura, o método escolhido permite caracterizar o comportamento carga-recalque da estaca, identificando-se claramente o trecho de transição a partir do qual os deslocamentos plásticos tornam-se importantes.

### 4.5.2.2 Provas de carga lenta

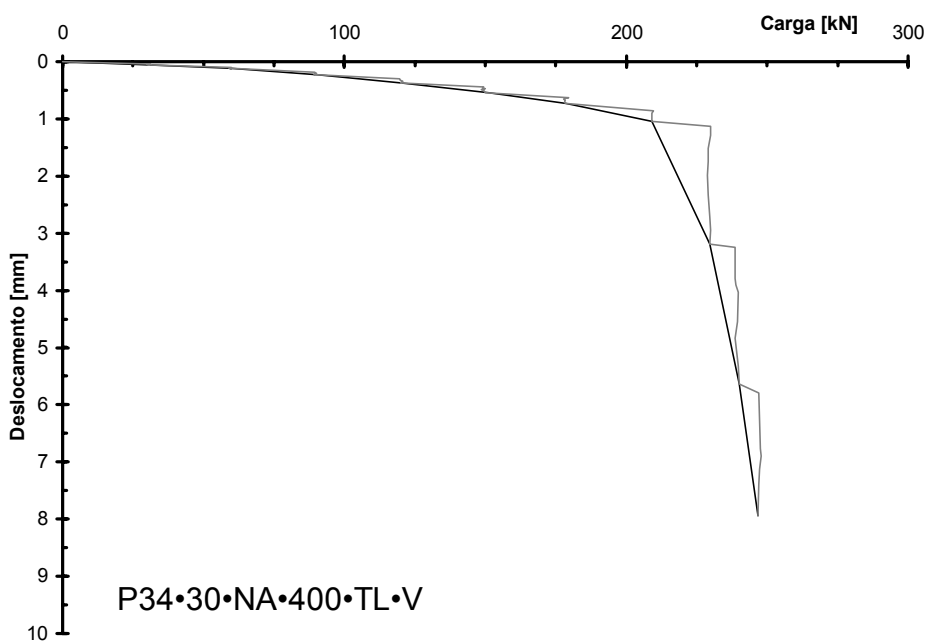
Nas provas de carga lentas à tração, a magnitude dos incrementos de carga foi estabelecida de forma similar às provas de carga rápida. Porém, cada estágio era mantido até a estabilização dos deslocamentos ou até 2 horas após da aplicação da carga, conforme recomendado tanto na Norma Brasileira (NBR 12131-91) quanto na Americana (ASTM 3689-90). O critério de estabilização adotado foi o recomendado

pela Norma Americana, que estabelece que a estabilização é atingida quando a velocidade variação dos deslocamentos é menor que 0.25mm/h.



**Figura 4.21 Exemplo típico de prova de carga rápida**

Na Figura 4.22 apresenta-se um exemplo típico visando ilustrar o resultado obtido em uma prova de carga submetida a esforços de tração em carregamento lento.



**Figura 4.22 Exemplo típico de prova de carga lenta à tração**

### **4.5.3 METODOLOGIA DE REGISTRO DE CARGAS E DESLOCAMENTOS**

#### **4.1.4.1 Provas de carga rápidas**

Em cada estágio registraram-se os valores de carga e deslocamentos no início e no final do estágio. Além desses registros, era realizada uma medição intermediária 2 minutos após da aplicação da carga.

#### **4.1.4.2 Provas de carga lenta**

Se realizaram leituras da carga e dos deslocamentos após da aplicação da carga e após de intervalos de tempo de 2, 4, 8, 15 e 30 minutos e 1 e 2 horas, até a estabilização dos deslocamentos.

### **4.5.4 PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO**

Em conclusão, as provas de carga, tanto de tração quanto de compressão, seguiram basicamente a seguinte seqüência executiva:

- 1) Escavação do terreno em torno do topo das estacas de ensaio;
- 2) Montagem do dispositivo de carregamento e os sistemas de medição de cargas e deslocamentos;
- 3) Precarga do dispositivo de ensaio, para verificar a correta montagem;
- 4) Leituras iniciais tanto das cargas quanto dos deslocamentos;
- 5) Início da aplicação da carga conforme descrito no item 4.5.2;
- 6) Leitura e registro dos valores de cargas e deslocamentos conforme descrito no item 4.5.3.

### **4.5.5 CURVAS CARGA-DESLOCAMENTO**

Neste ítem apresentam-se as curvas carga-deslocamento de todas as provas de carga analisadas. Em todas as figuras o eixo das ordenadas atinge um valor máximo de 10mm. Quando necessário apresenta-se ainda um gráfico expandido no canto superior direito, para ilustrar aspectos específicos de comportamento.



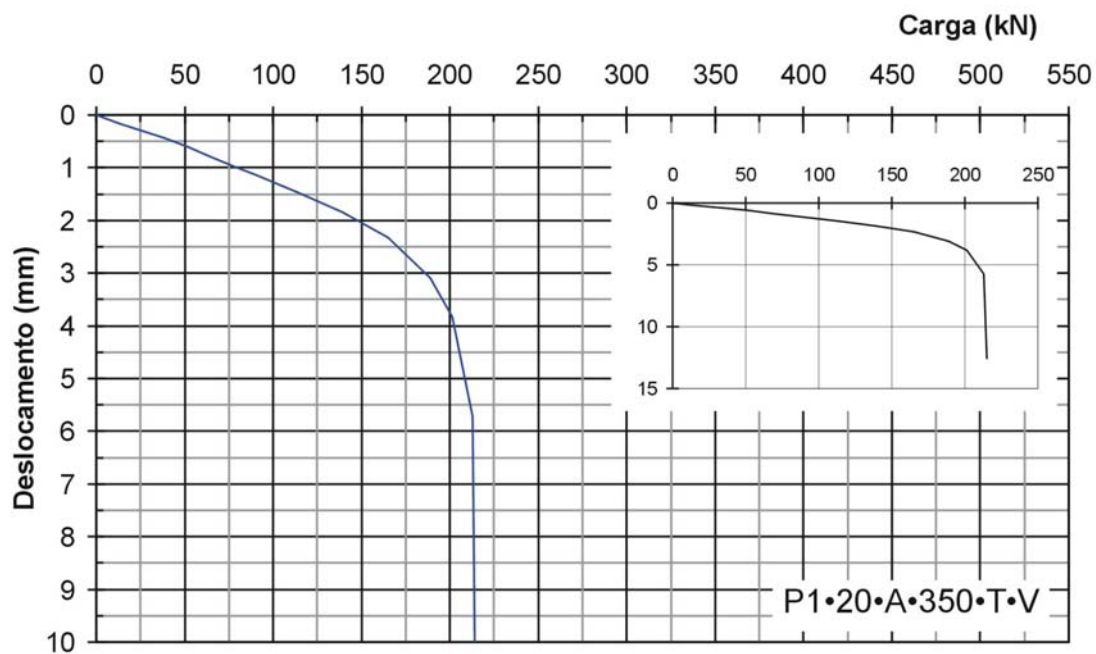


Figura 4.23 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P1

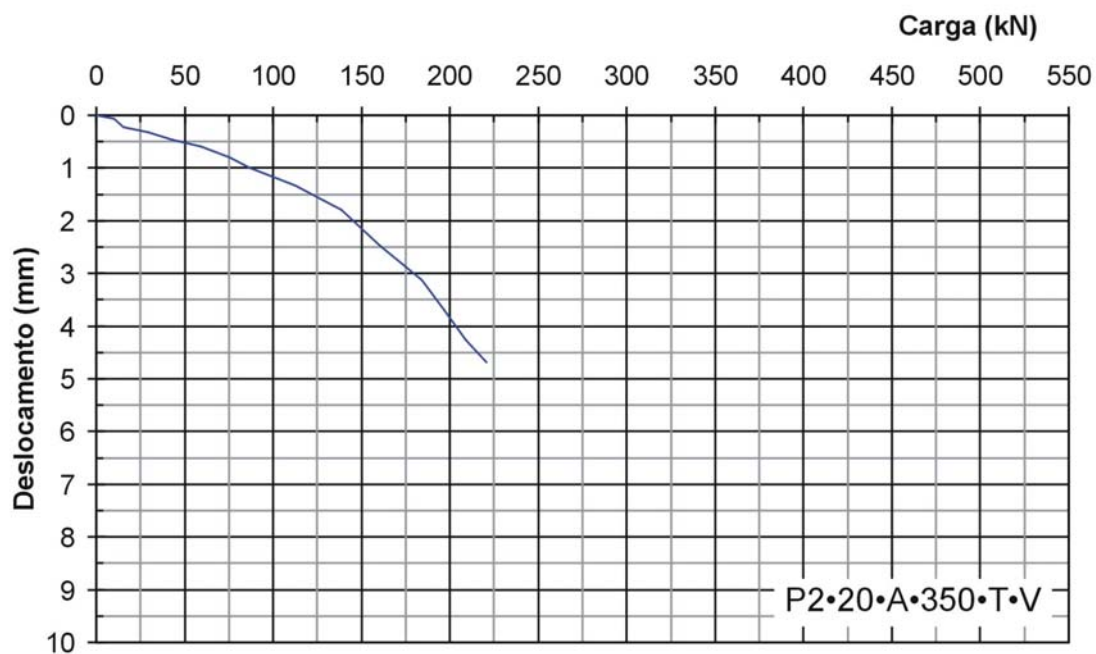


Figura 4.24 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P2

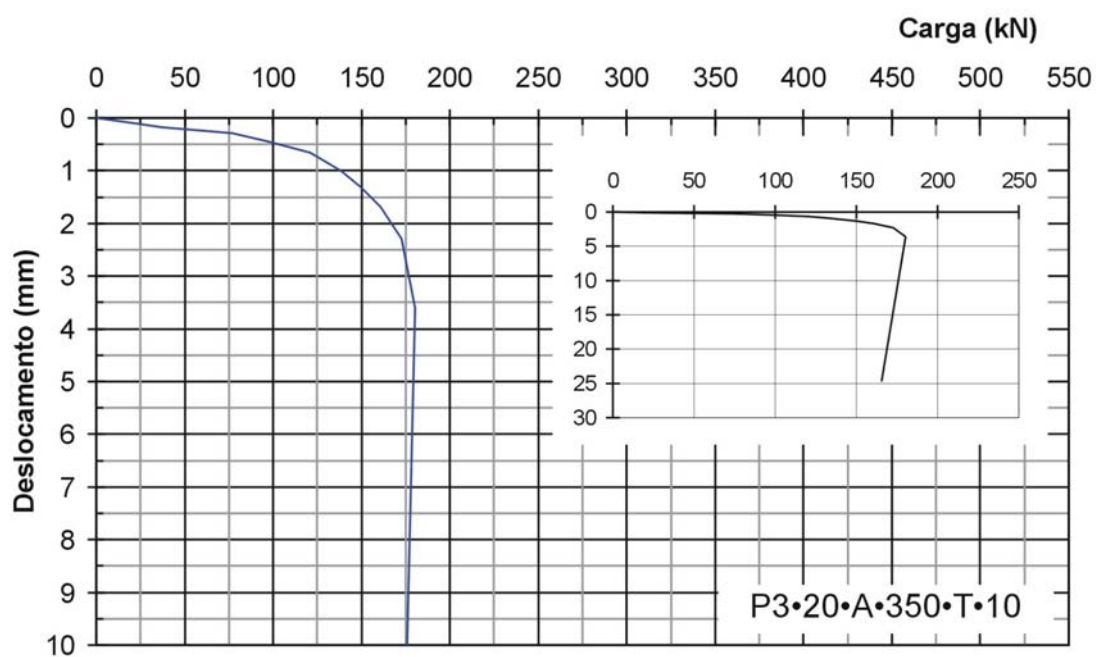


Figura 4.25 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P3

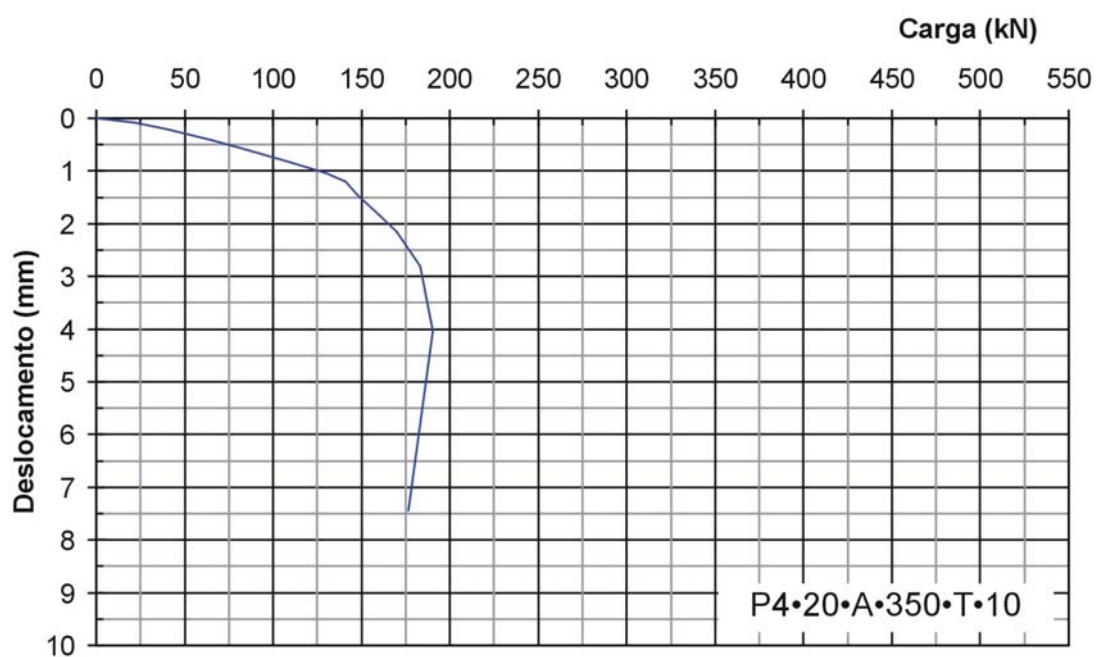


Figura 4.26 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P4

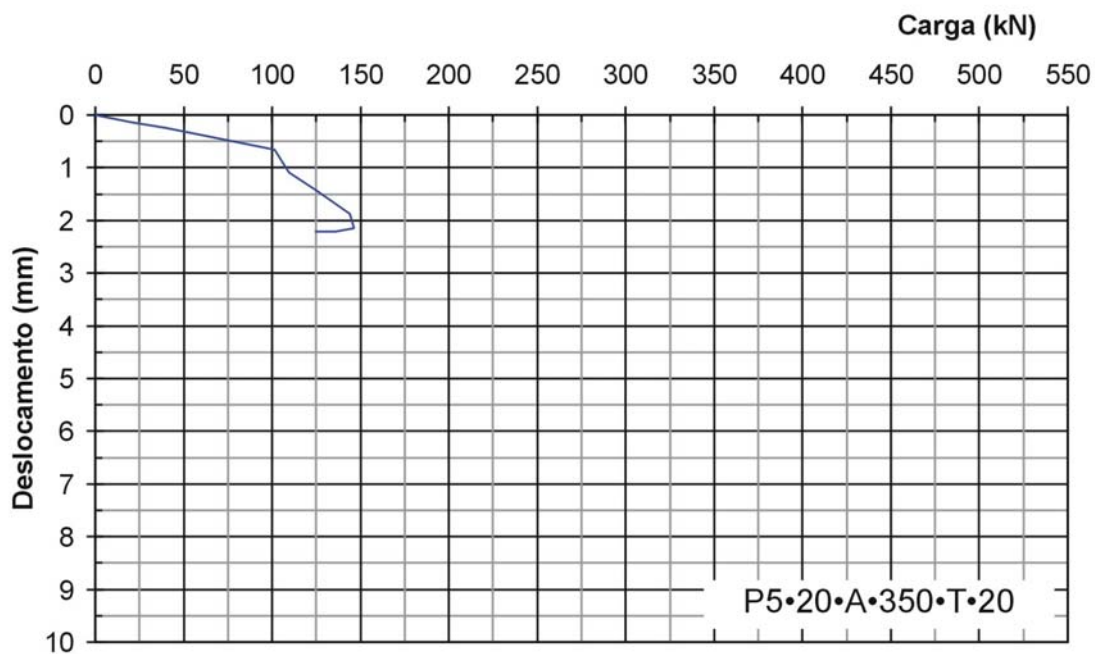


Figura 4.27 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P5

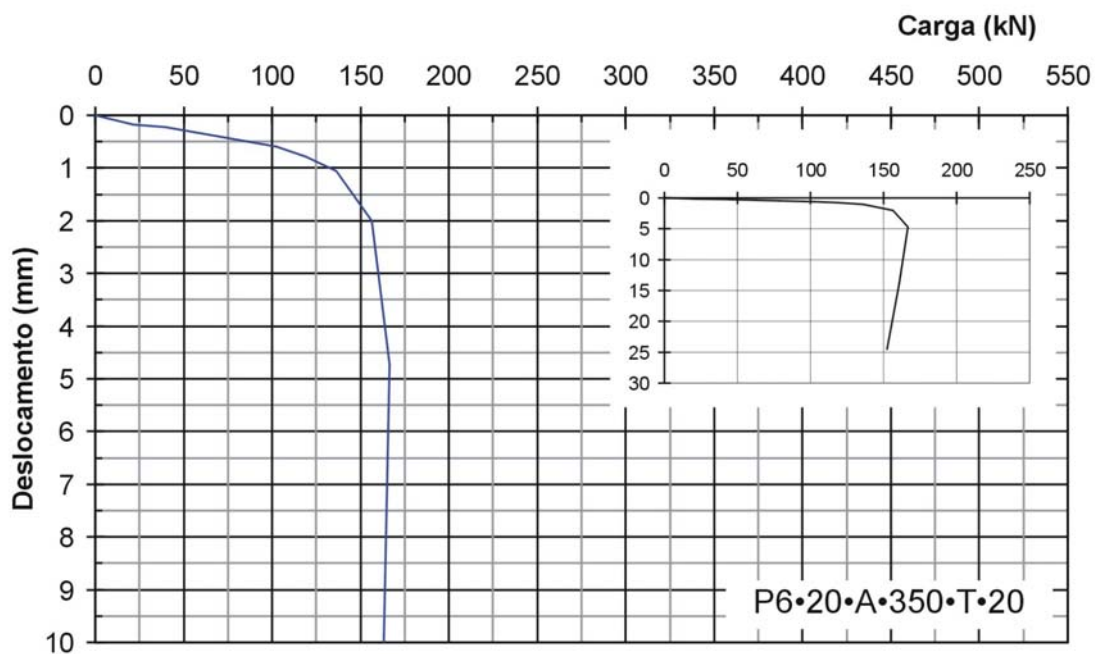


Figura 4.28 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P6

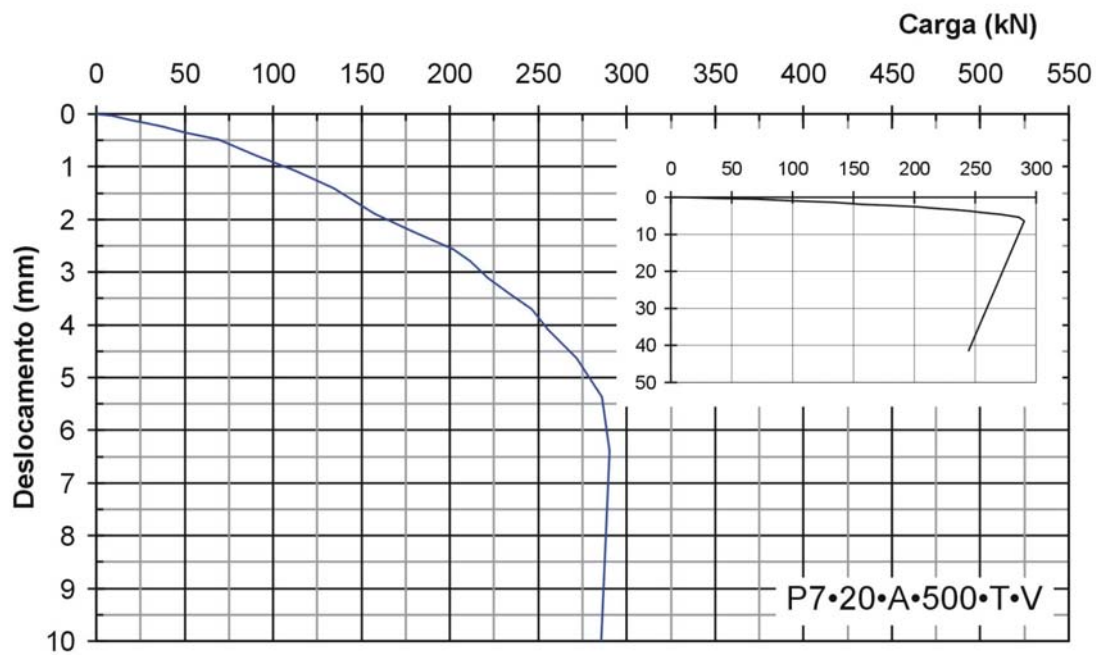


Figura 4.29 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P7

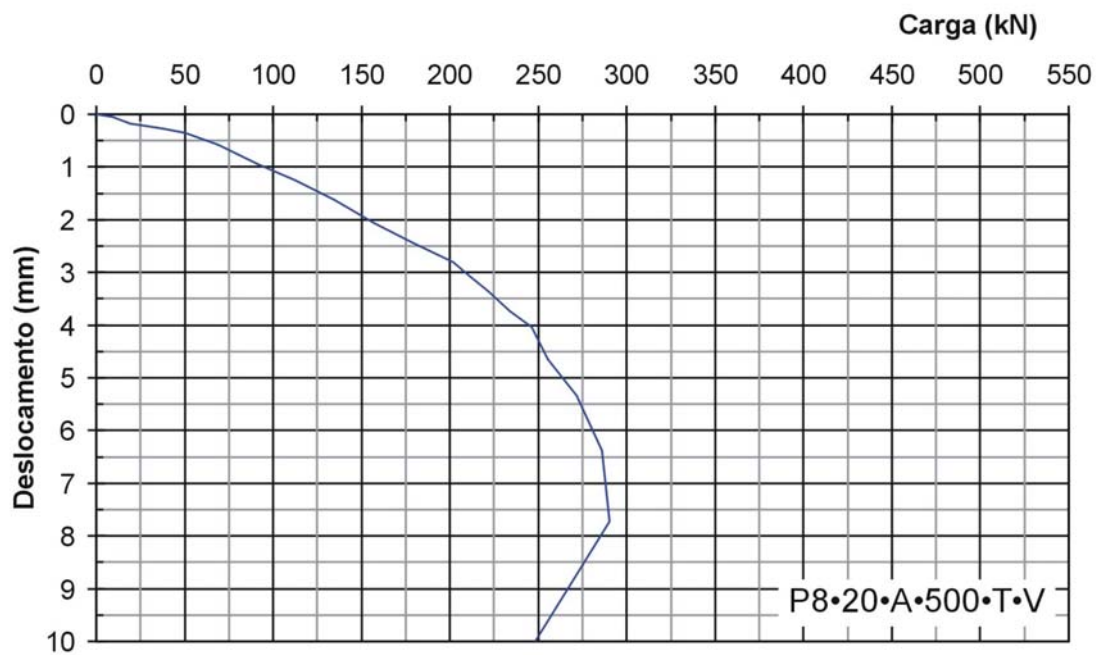


Figura 4.30 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P8

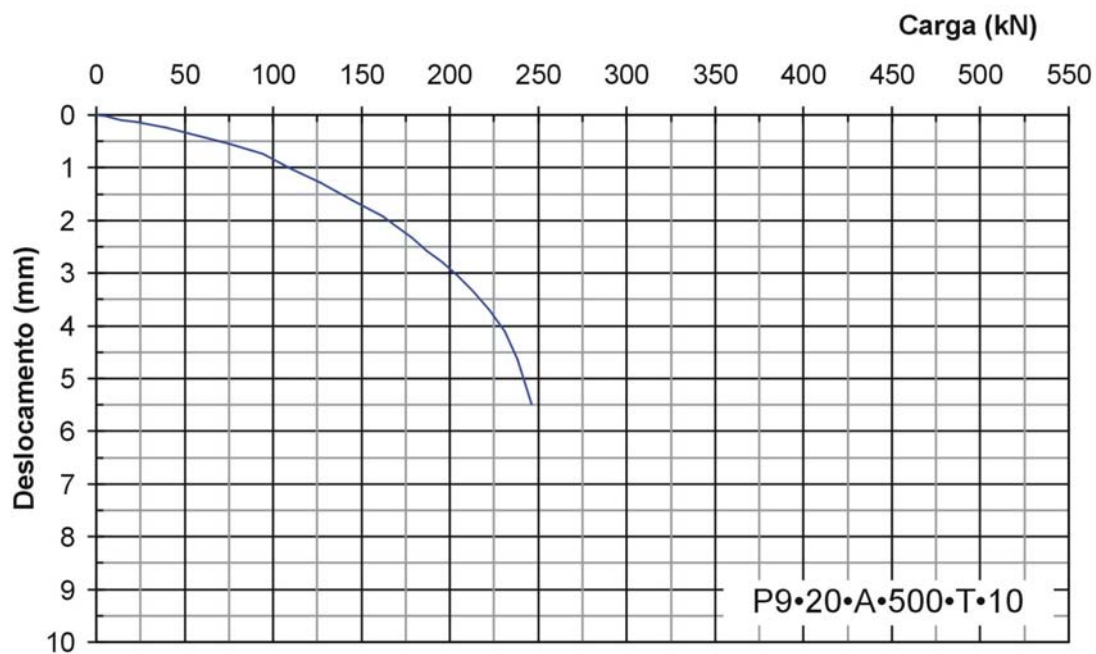


Figura 4.31 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P91

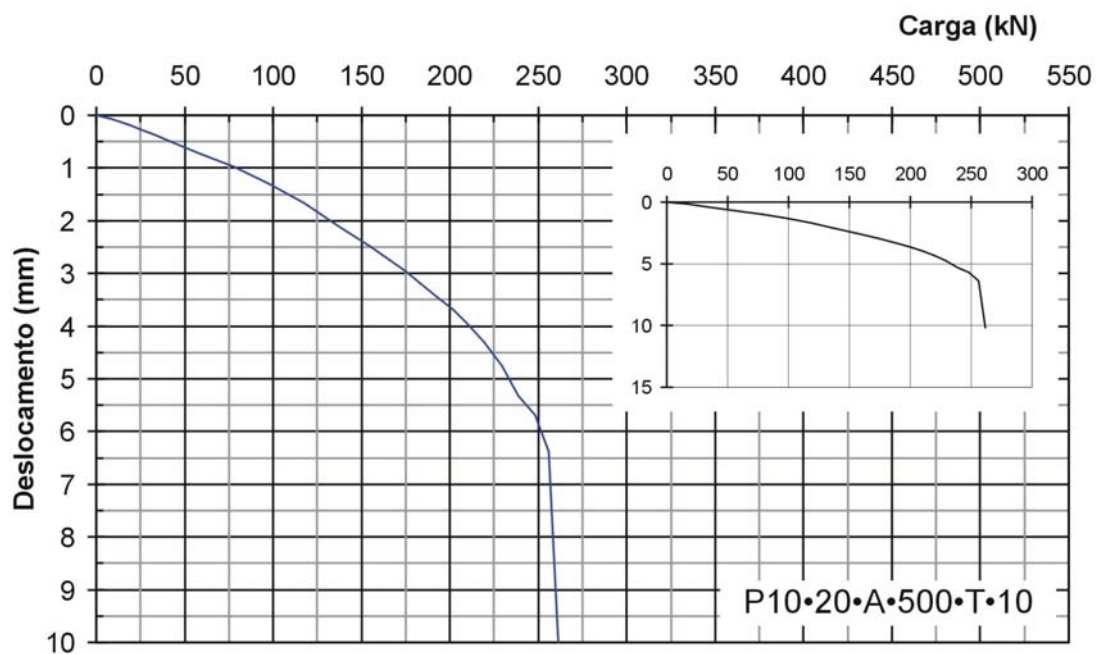


Figura 4.32 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P10

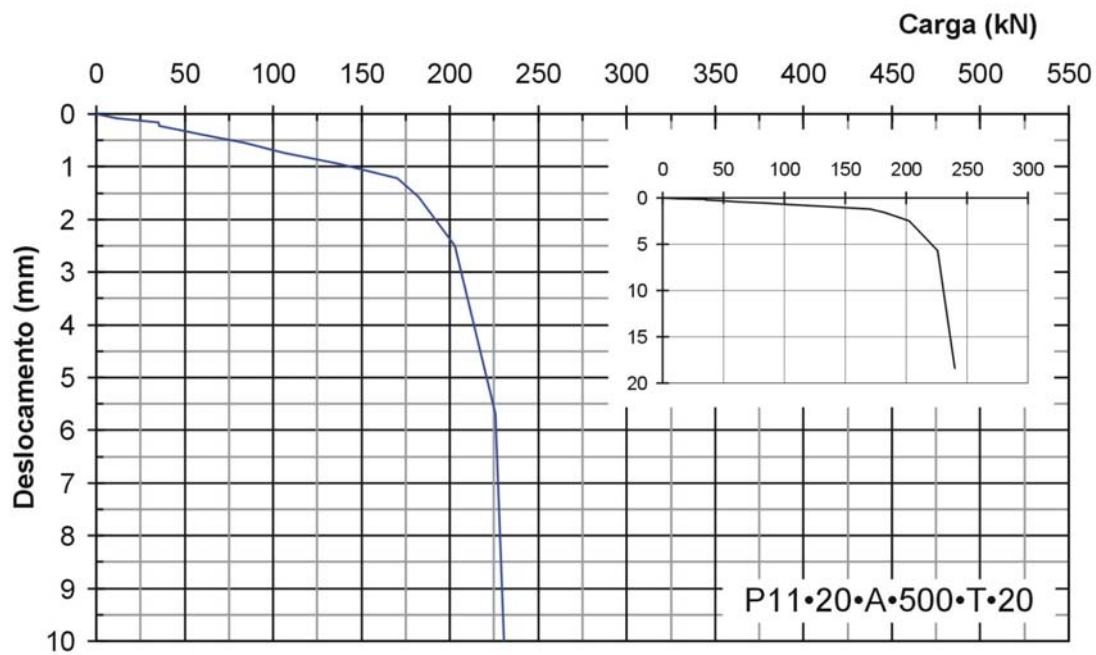


Figura 4.33 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P11

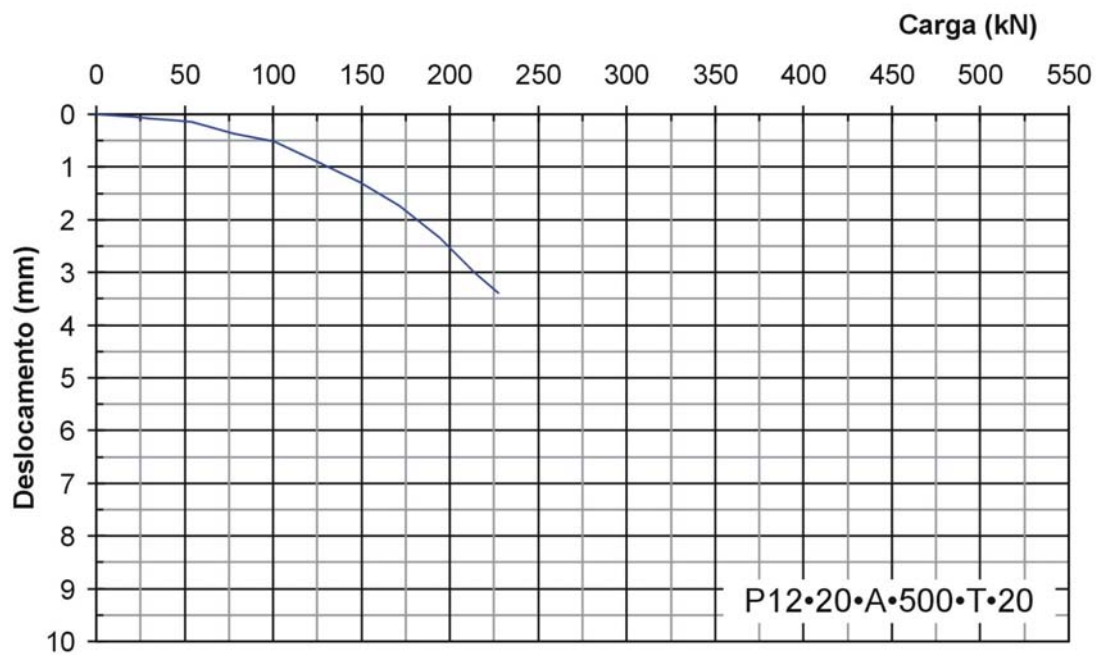


Figura 4.34 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P12

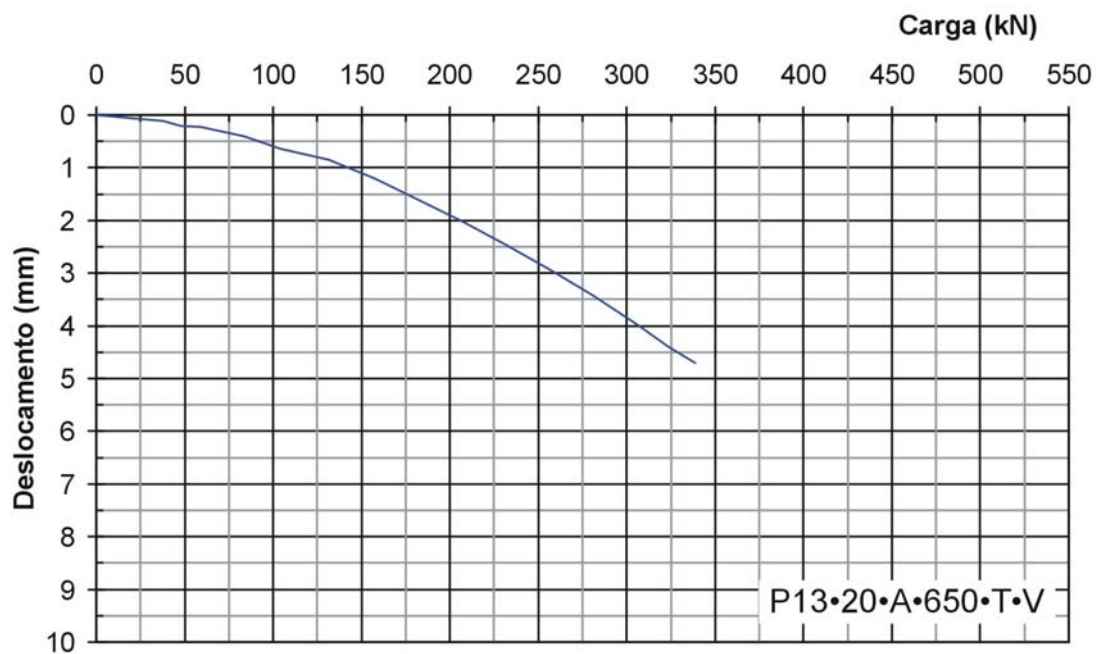


Figura 4.35 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P13

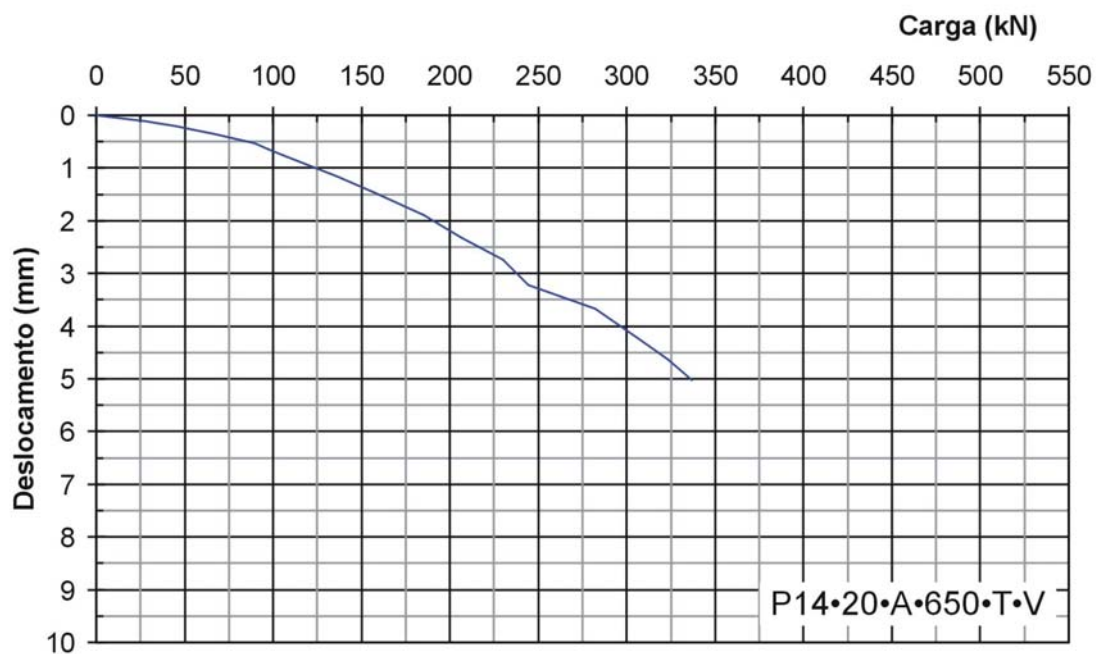


Figura 4.36 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P14

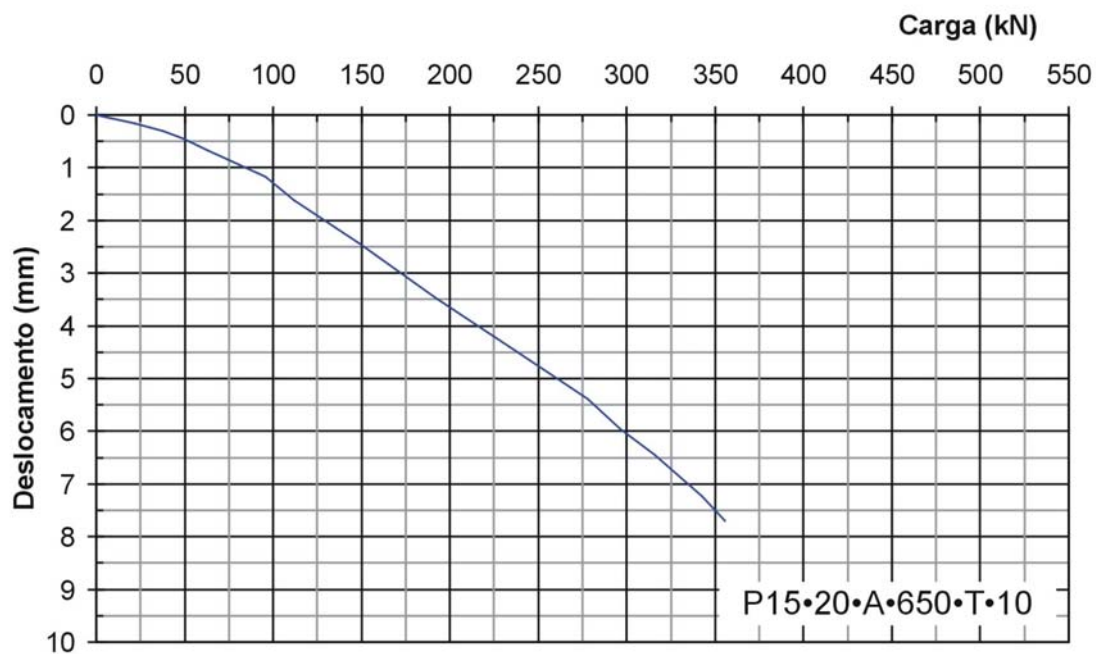


Figura 4.37 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P15

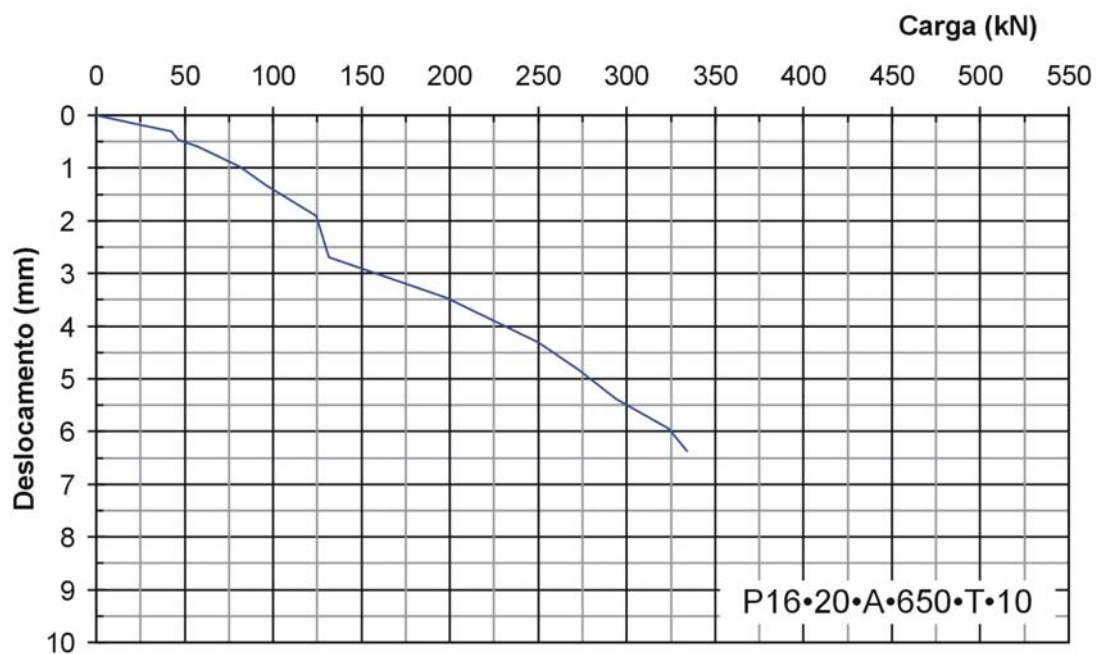


Figura 4.38 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P16



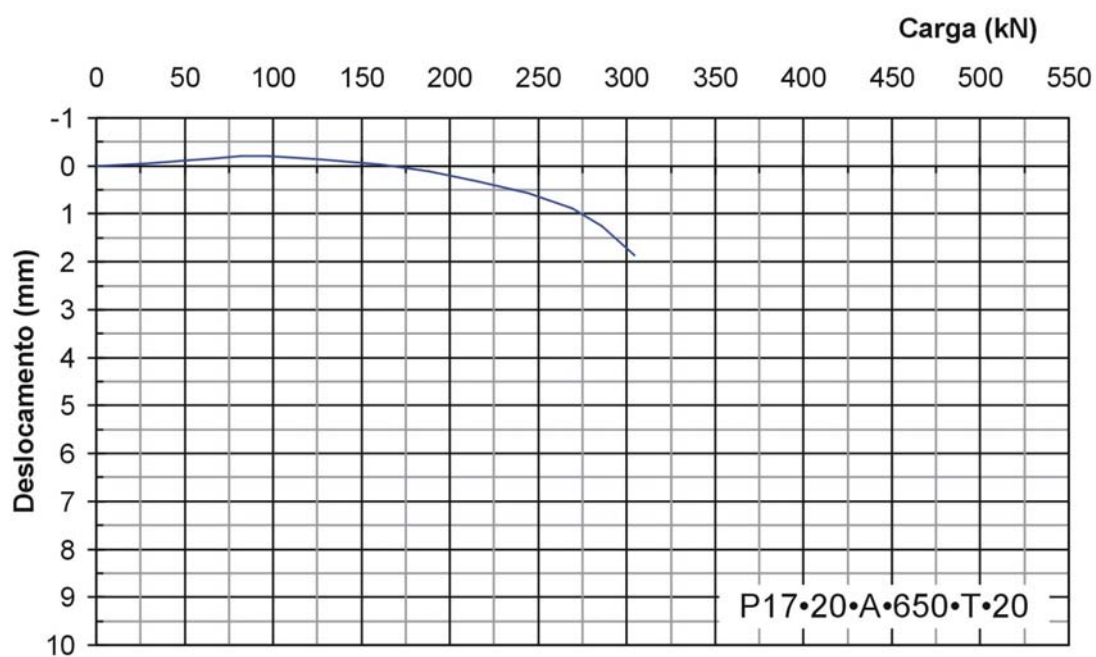


Figura 4.39 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P17

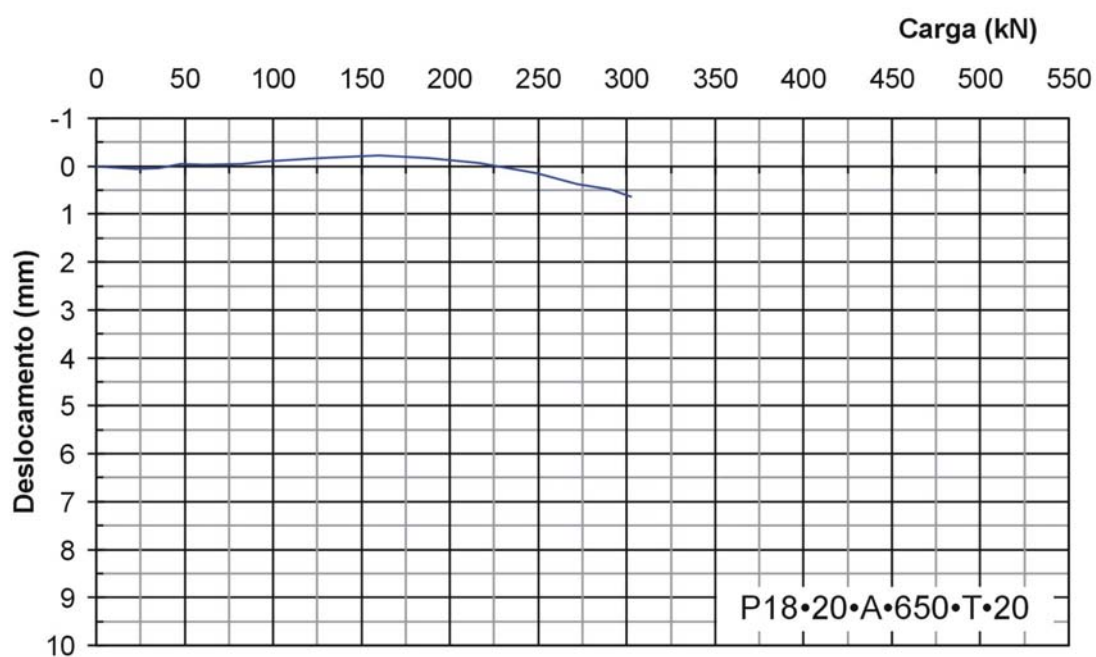


Figura 4.40 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P18

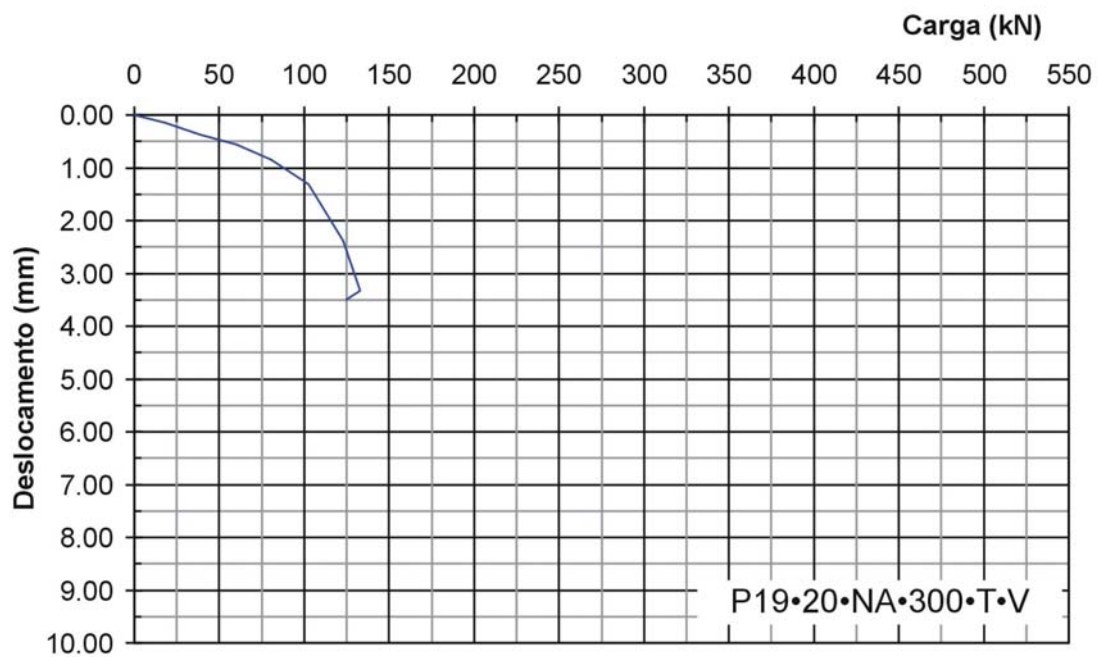


Figura 4.41 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P19

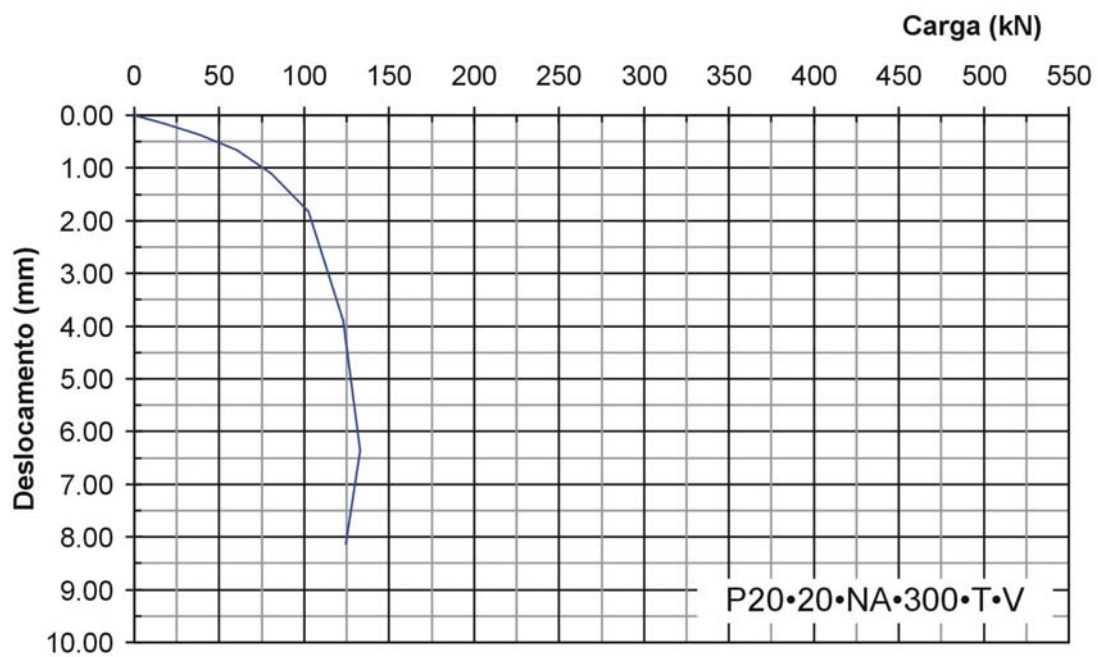


Figura 4.42 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P20

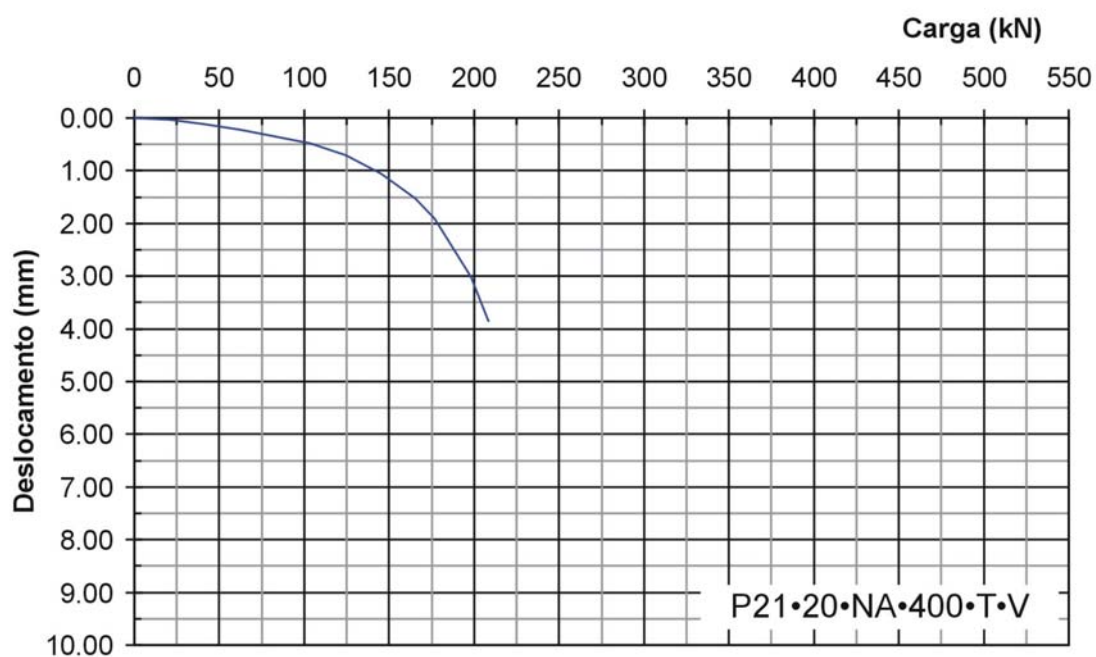


Figura 4.43 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P21

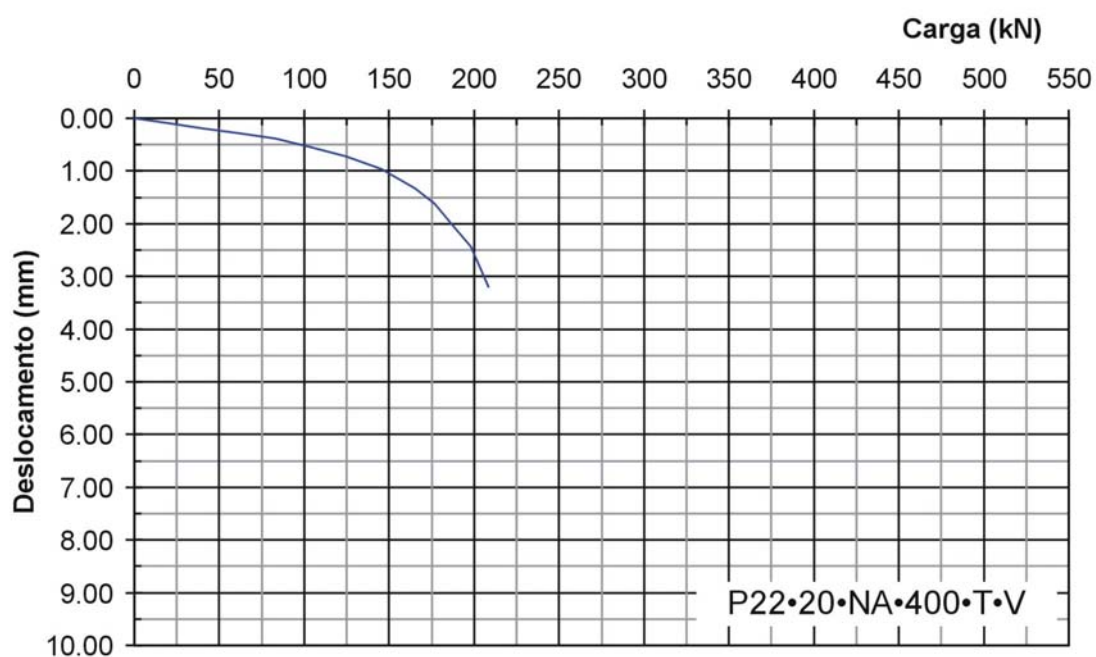


Figura 4.44 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P22

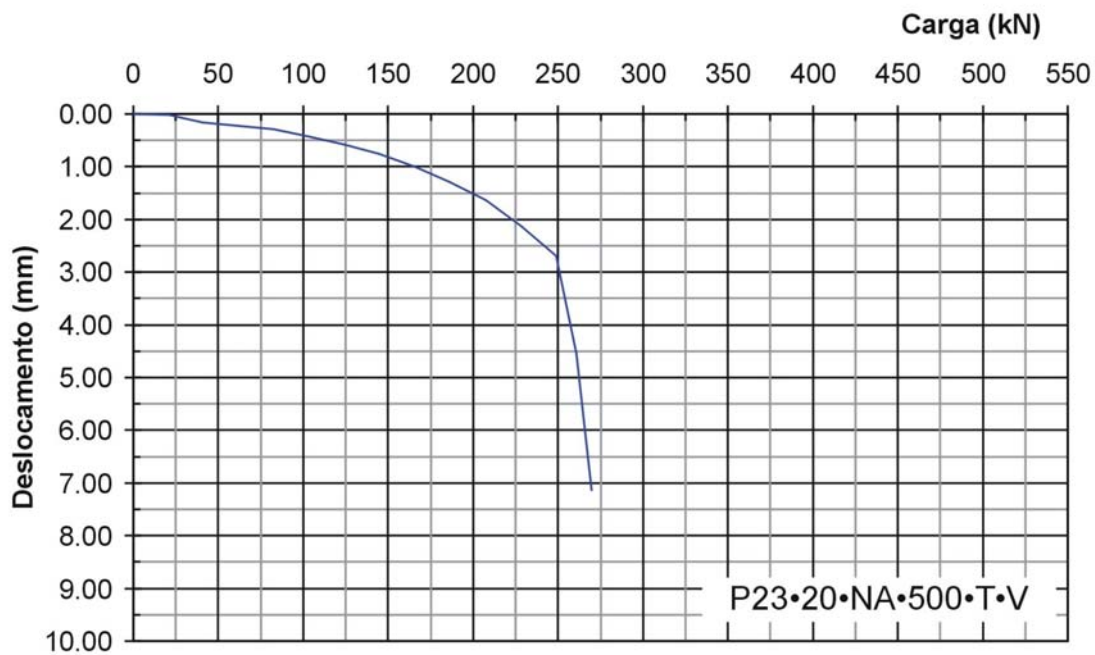


Figura 4.45 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P23

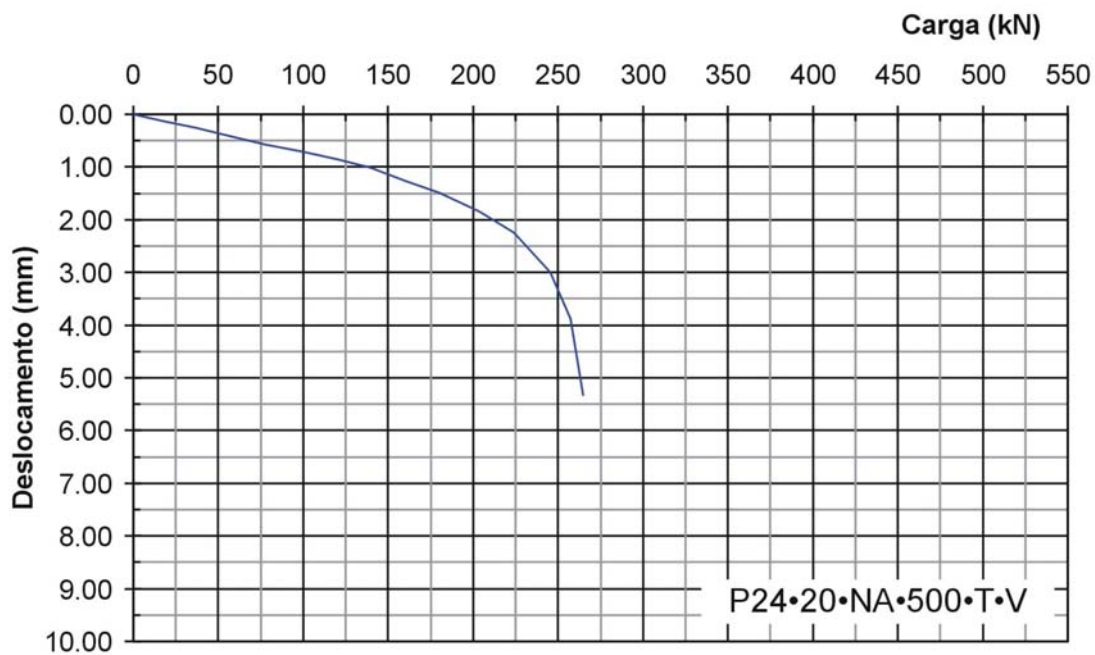


Figura 4.46 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P24

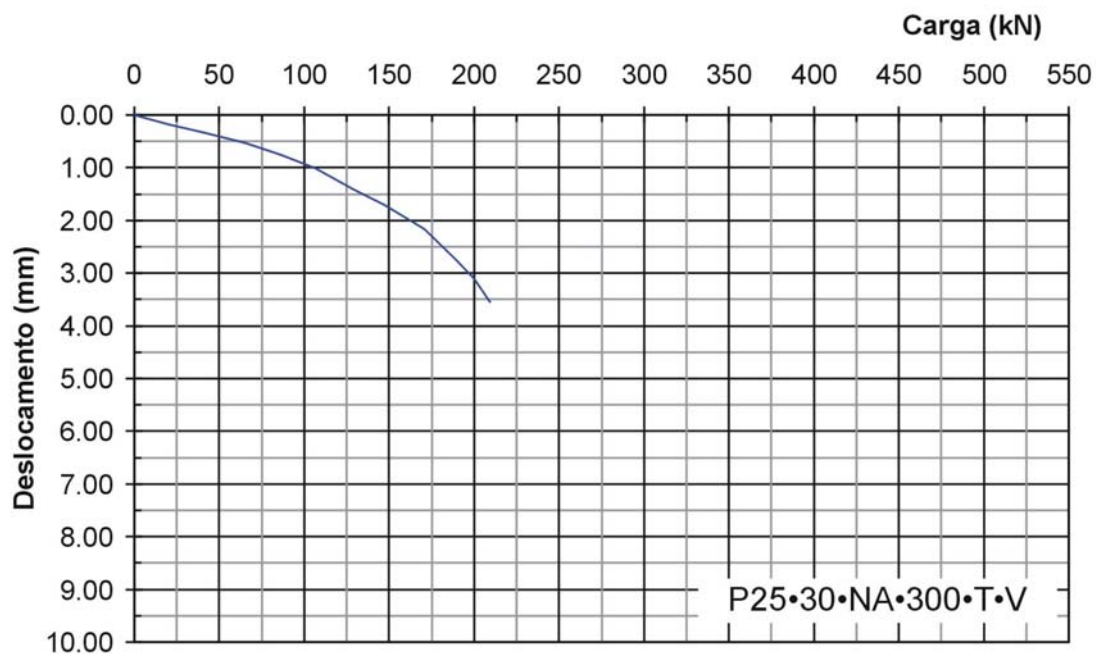


Figura 4.47 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P25

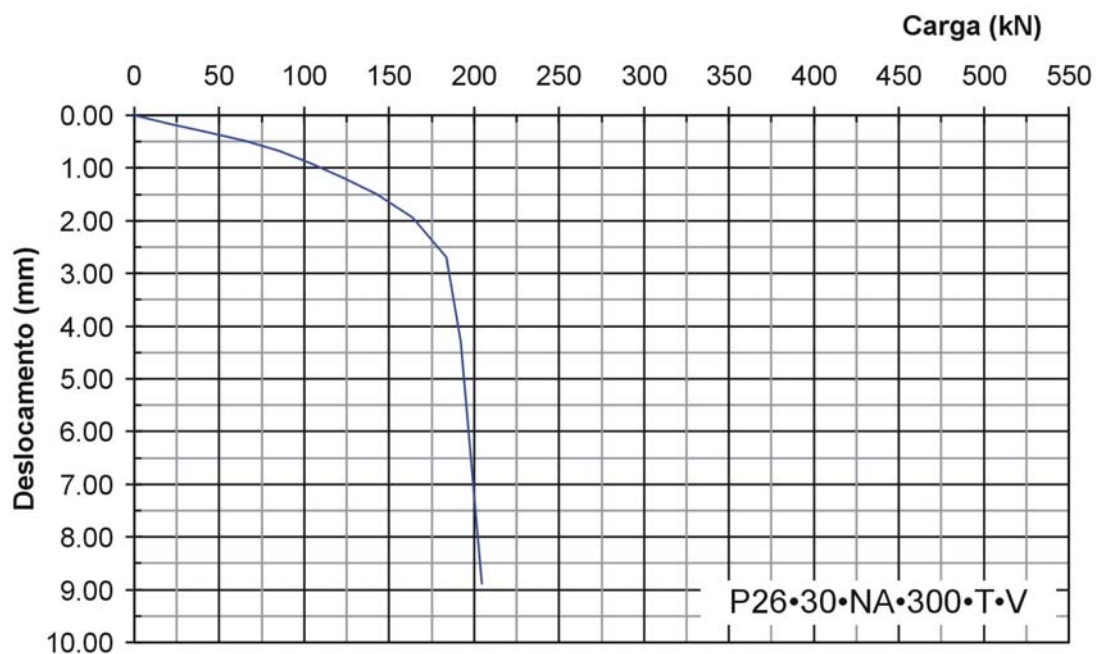


Figura 4.48 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P26

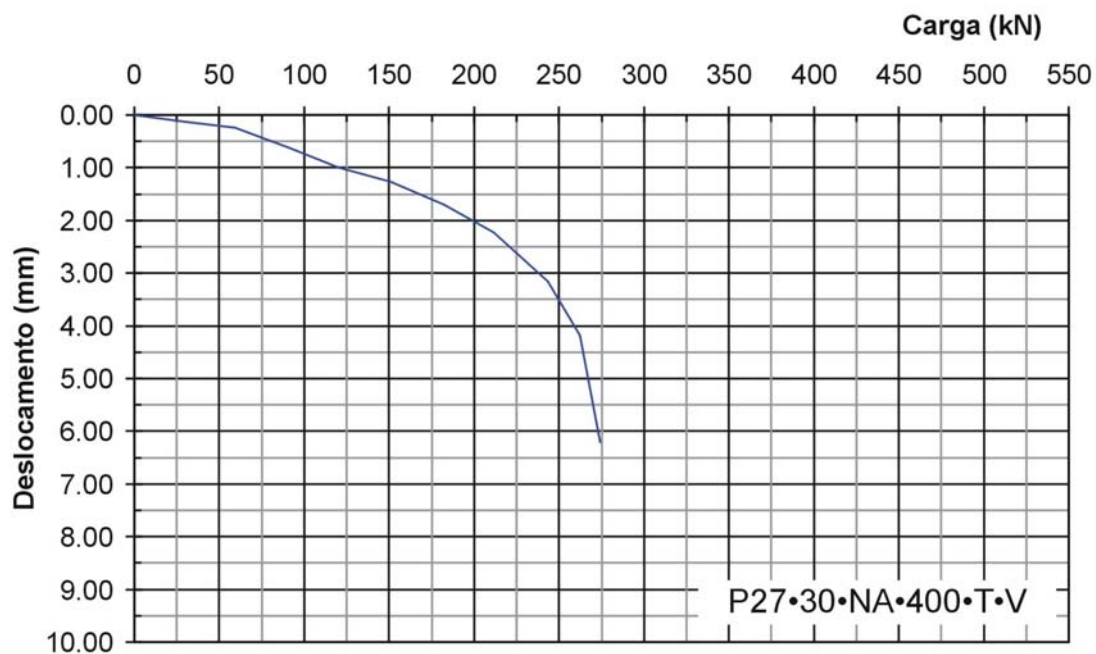


Figura 4.49 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P27

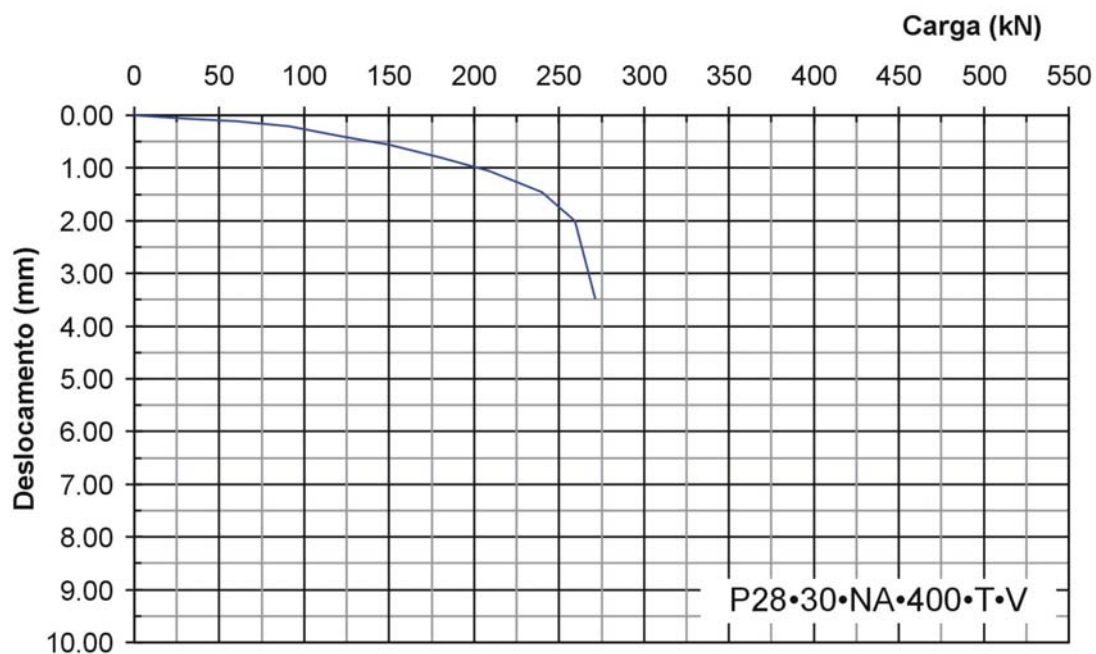


Figura 4.50 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P28

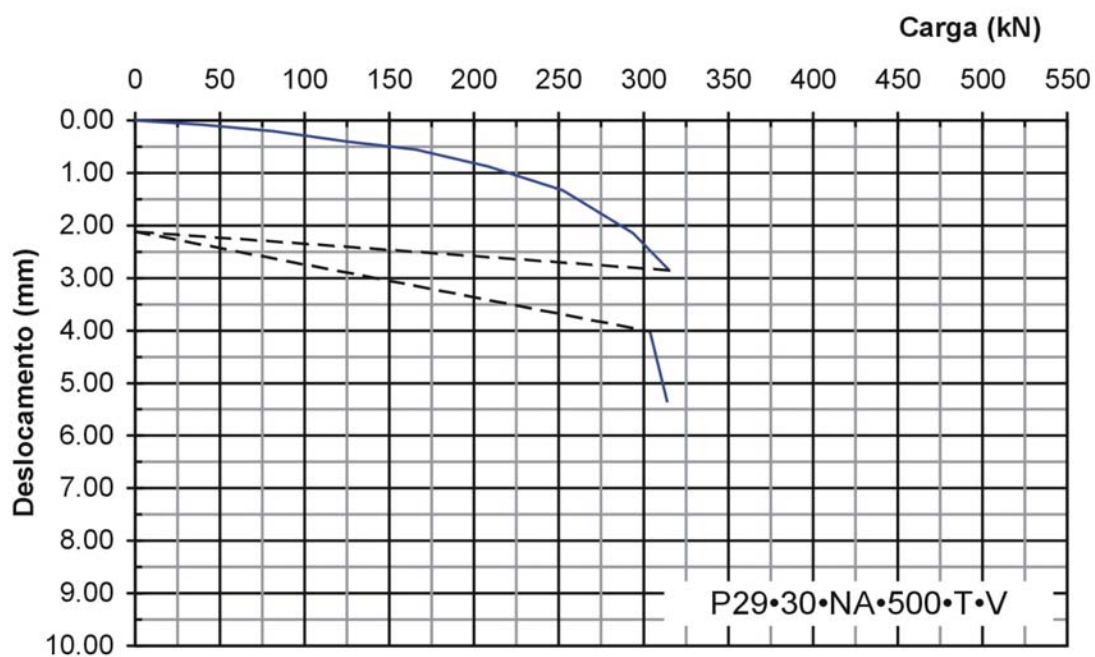


Figura 4.51 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P29

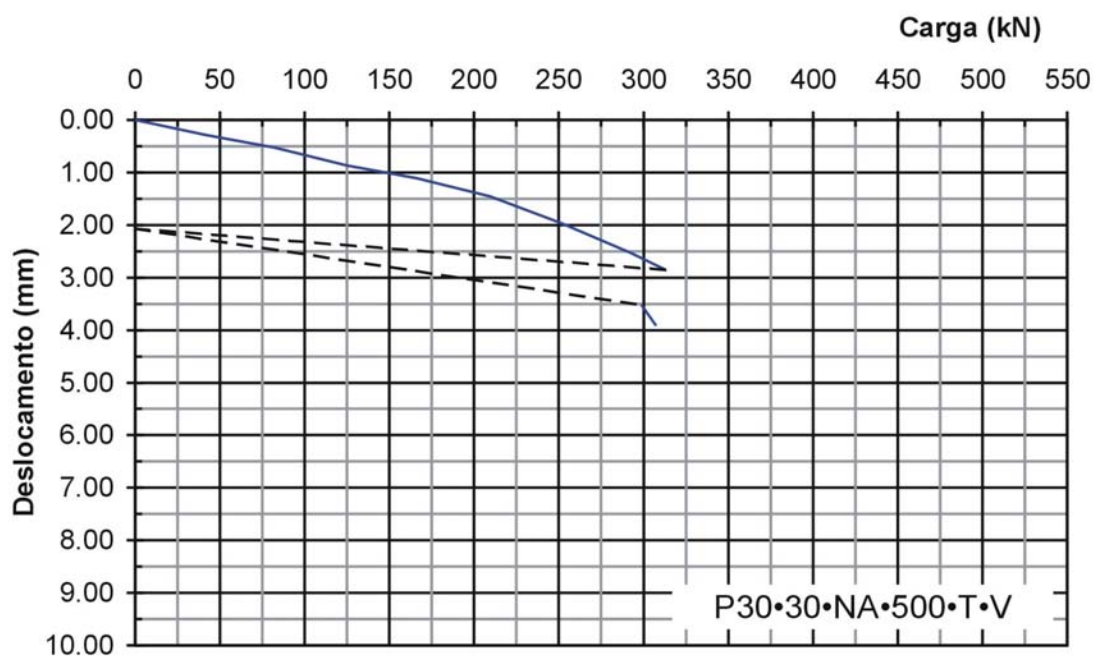


Figura 4.52 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P30

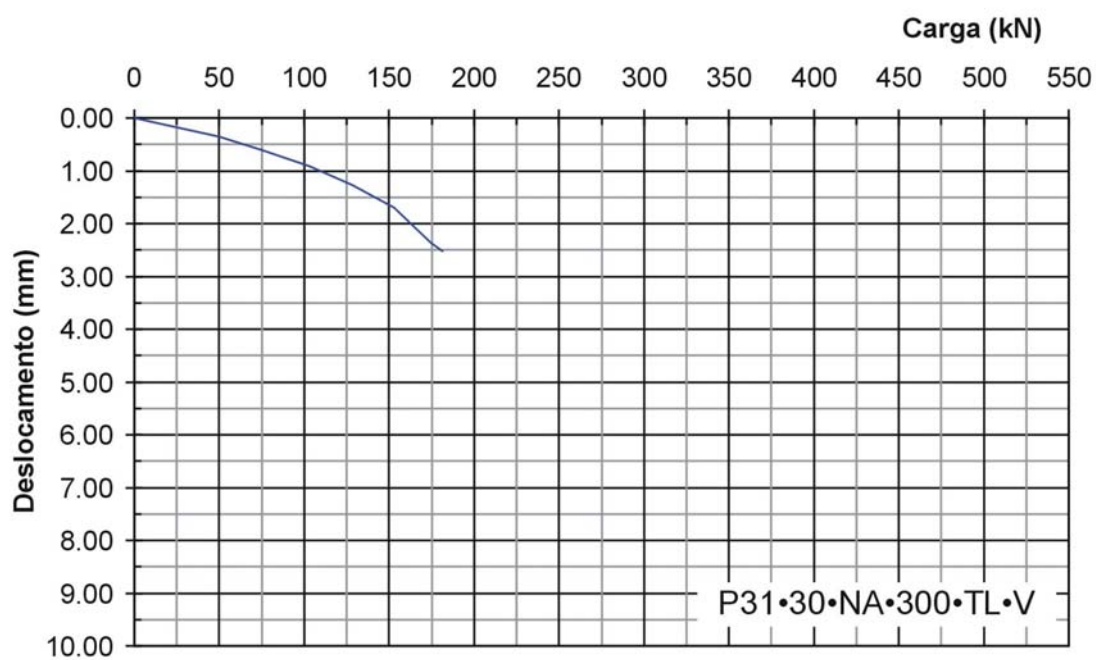


Figura 4.53 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P31

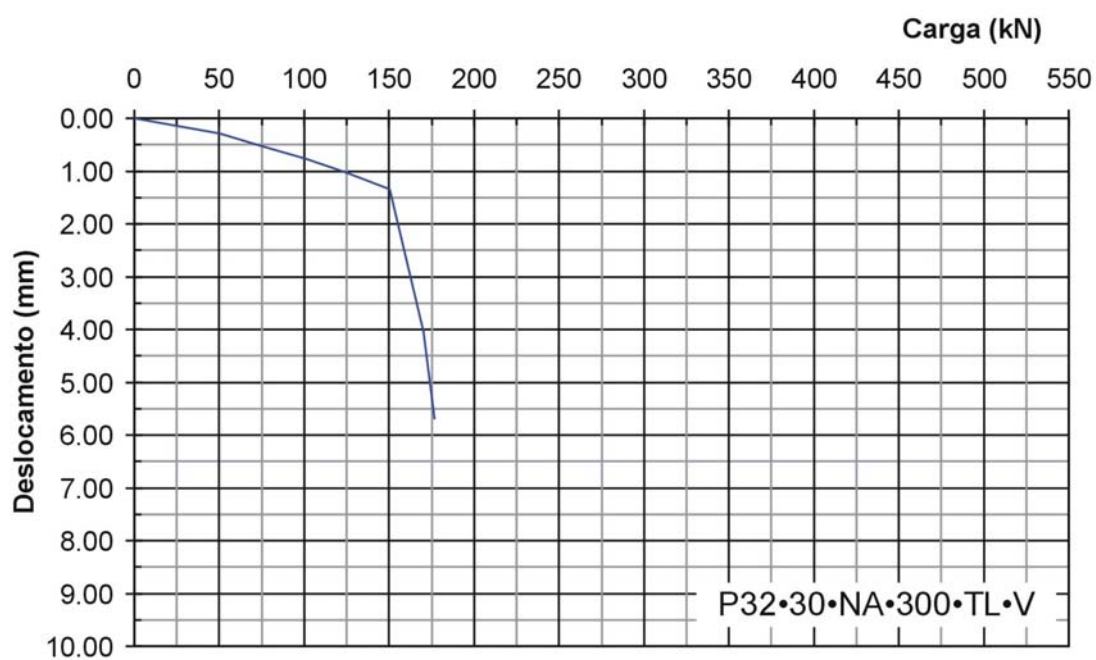


Figura 4.54 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P32



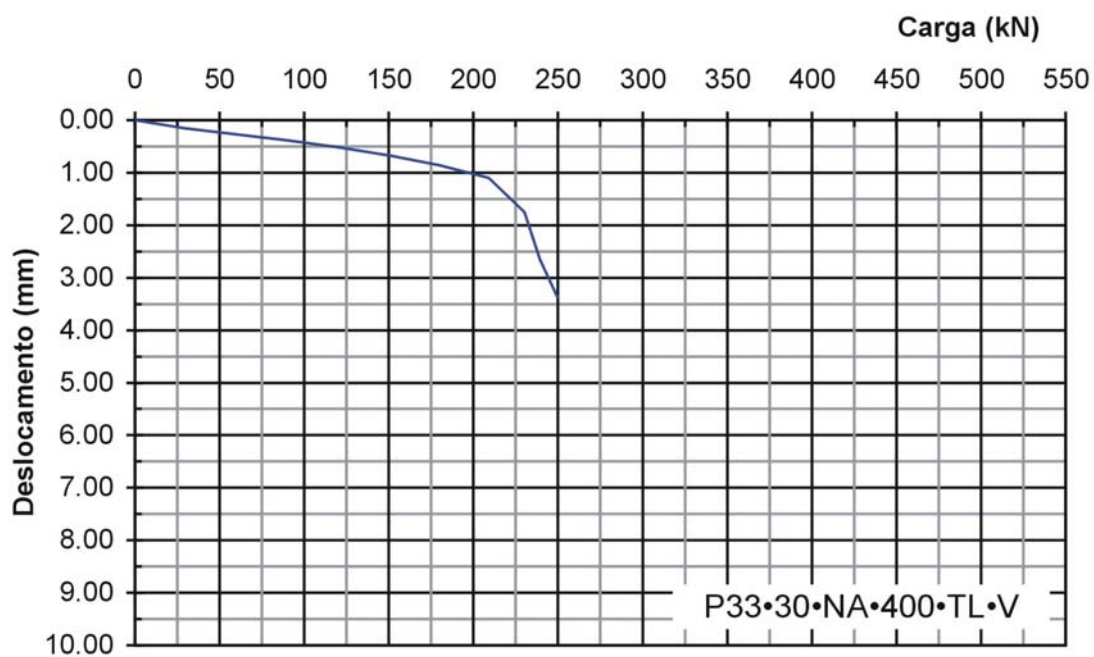


Figura 4.55 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P33

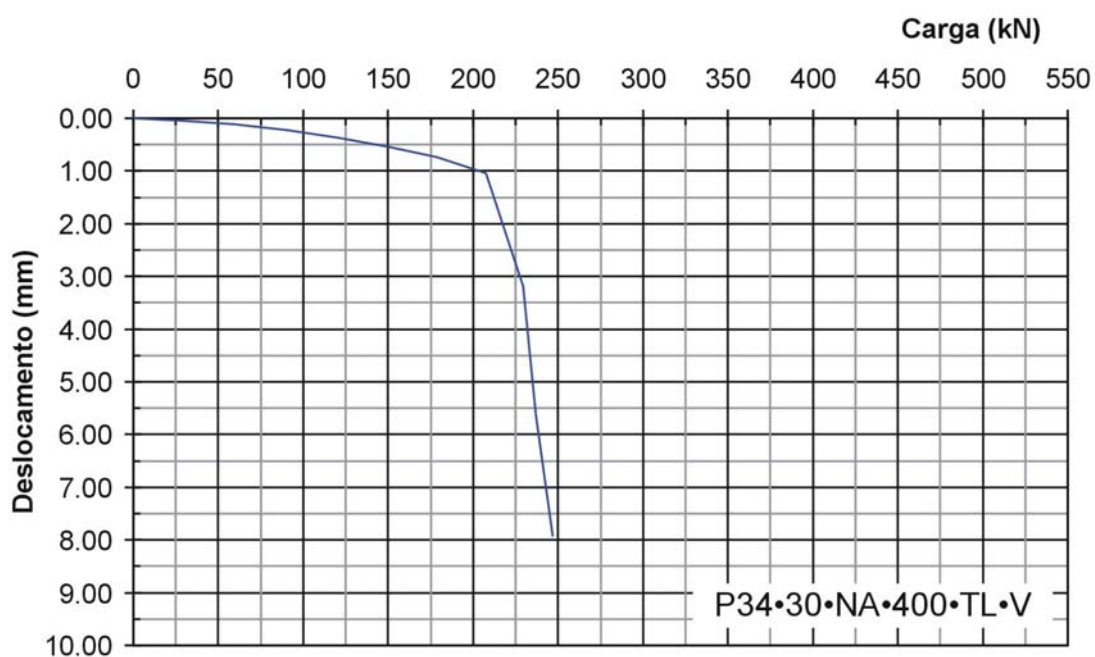


Figura 4.56 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P34

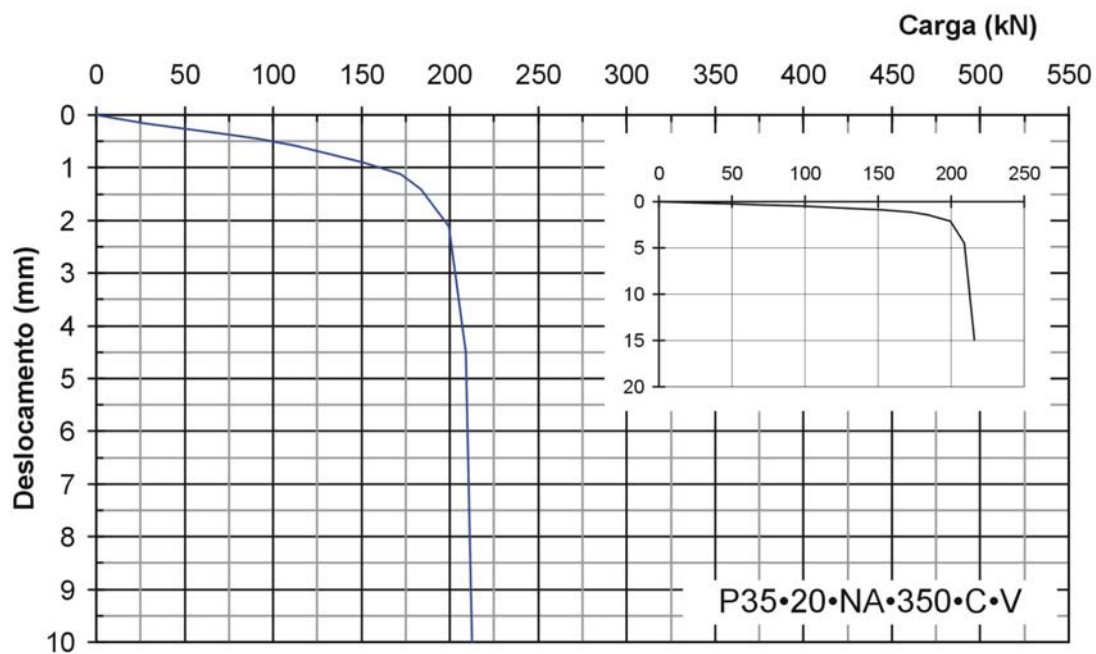


Figura 4.57 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P35

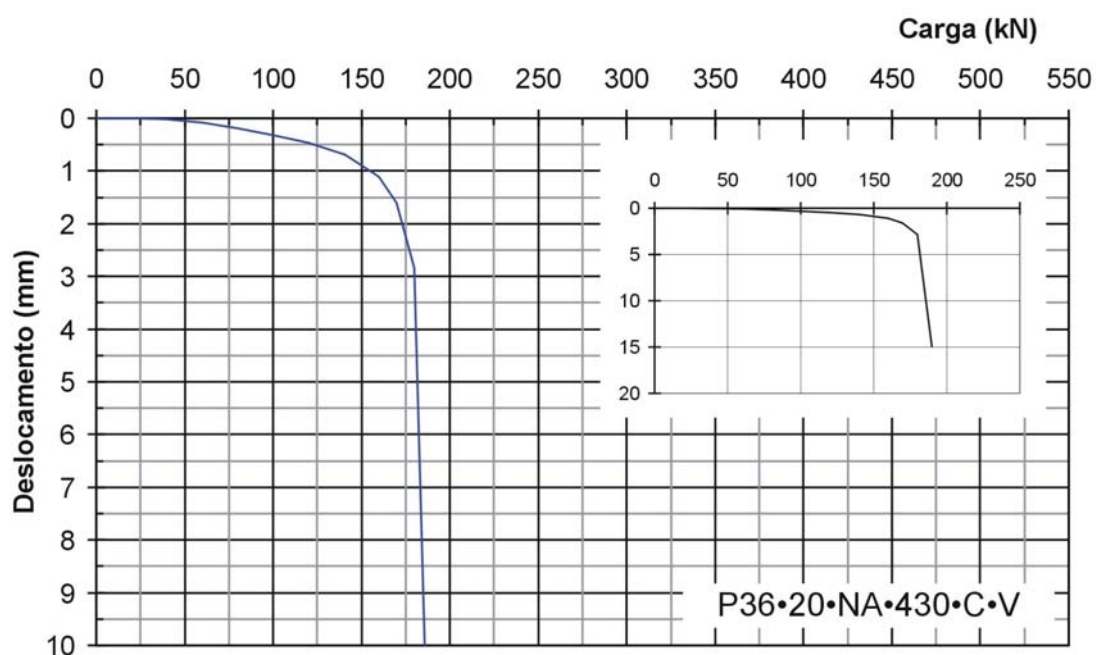


Figura 4.58 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P36

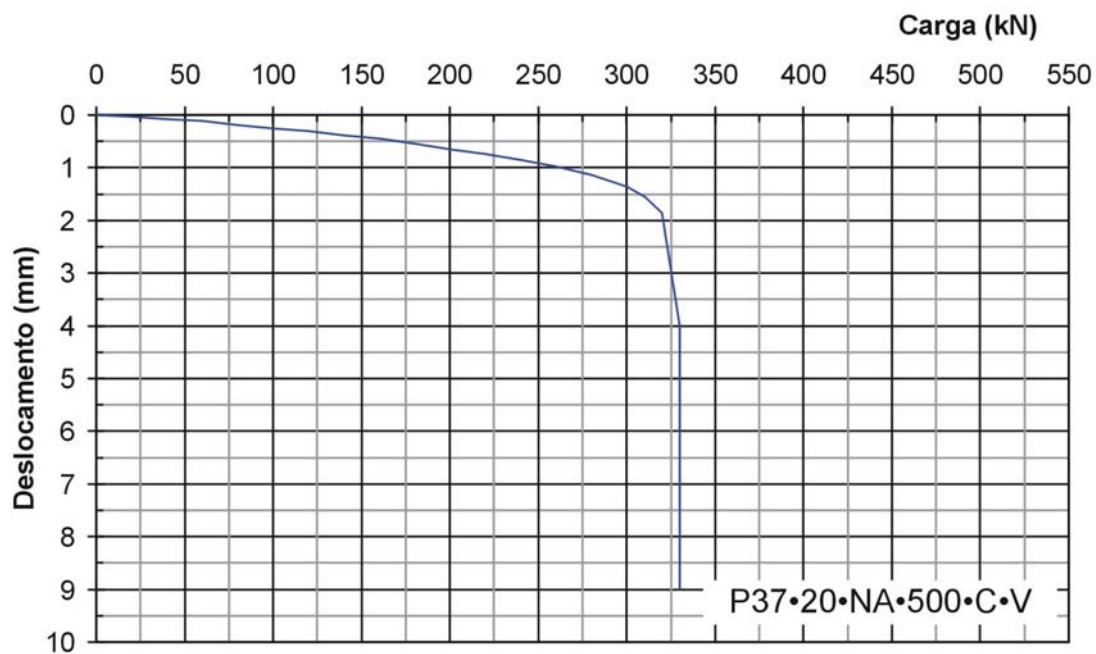


Figura 4.59 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P37

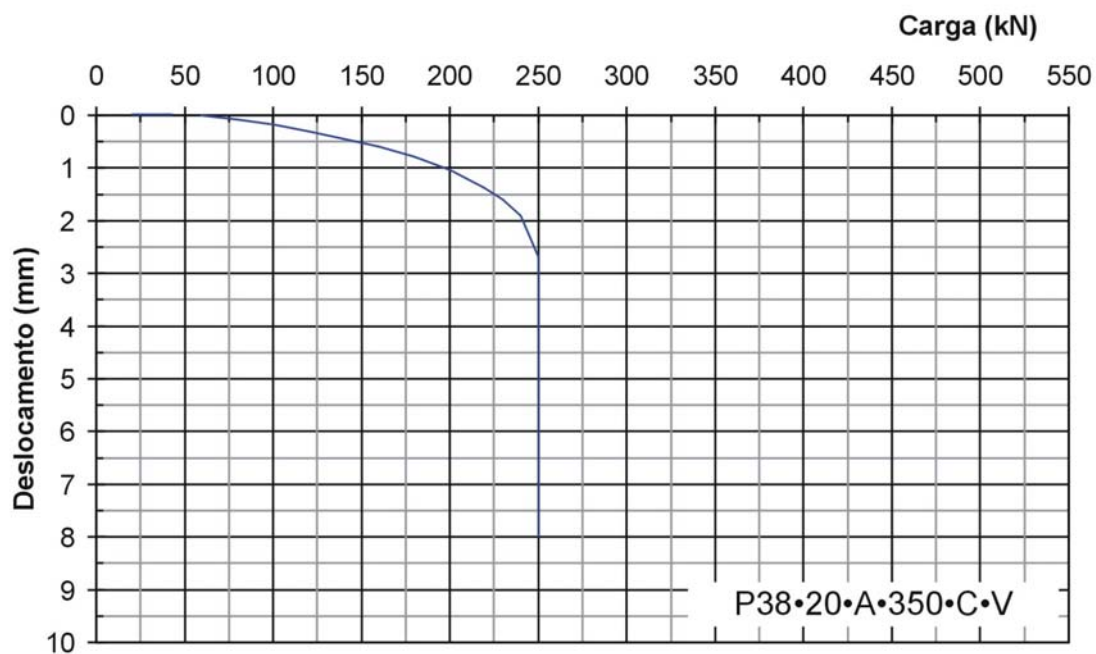


Figura 4.60 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P38

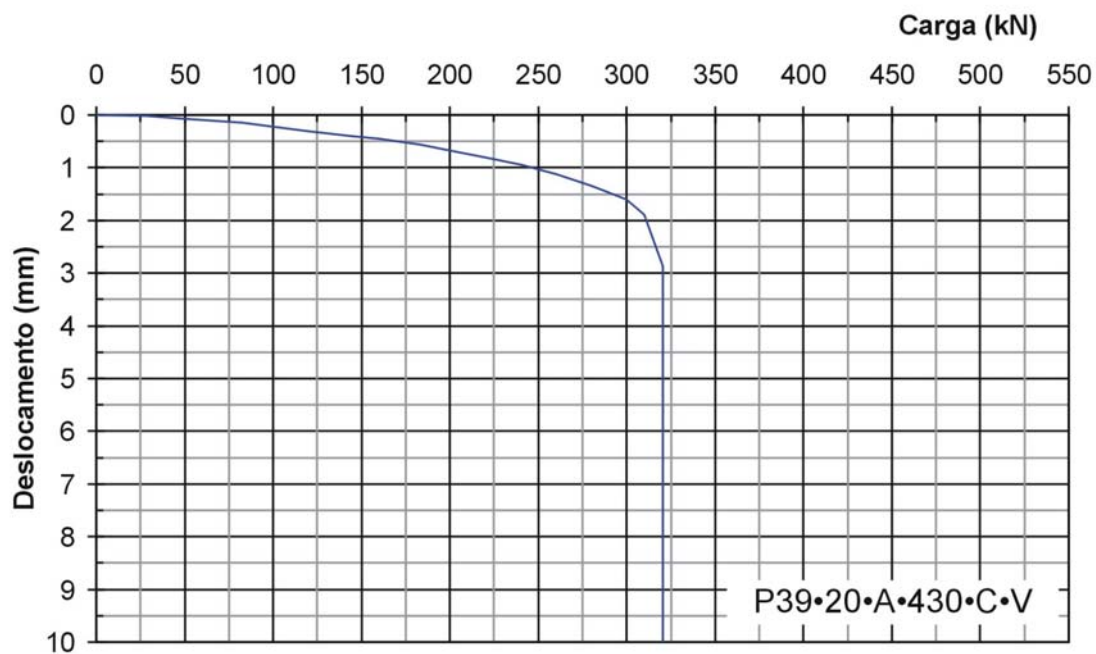


Figura 4.61 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P39

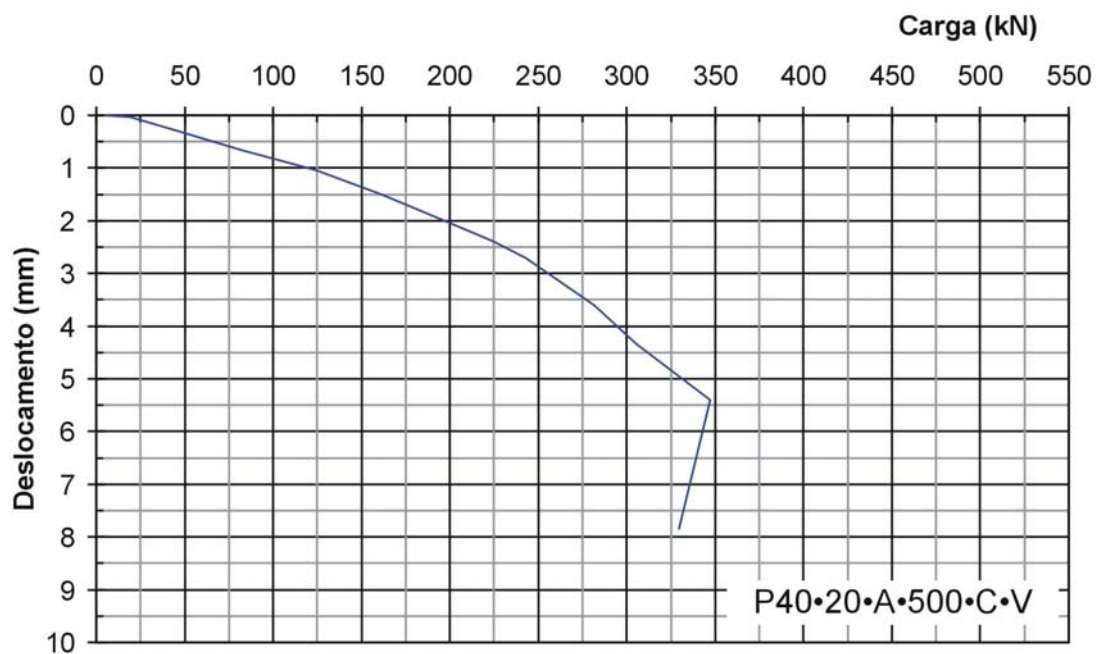


Figura 4.62 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P40

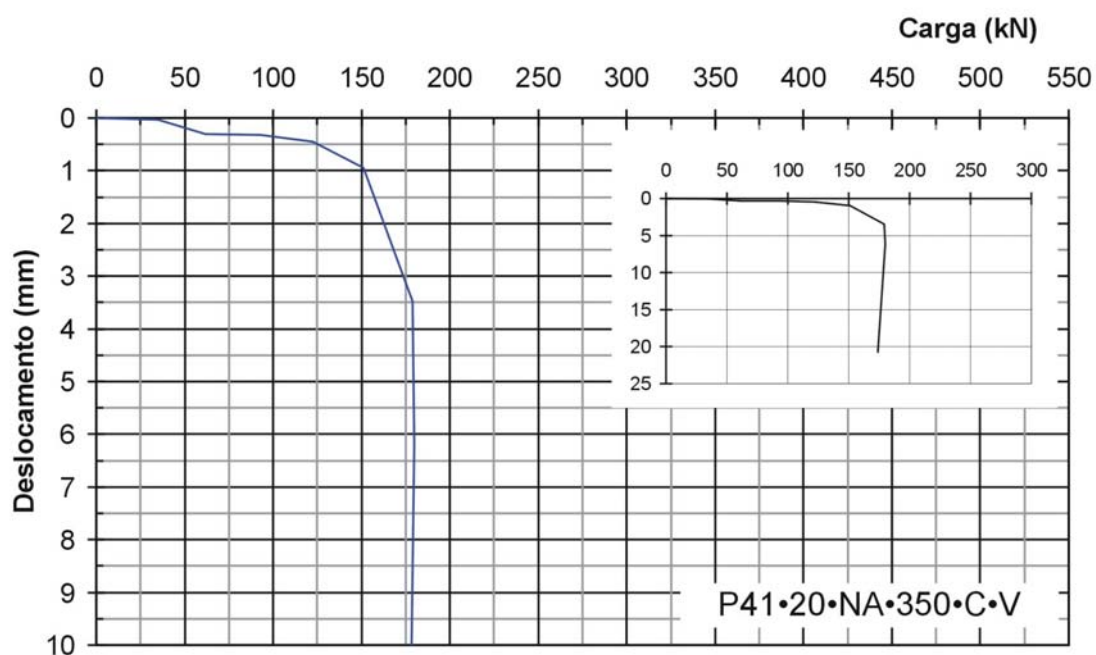


Figura 4.63 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P41

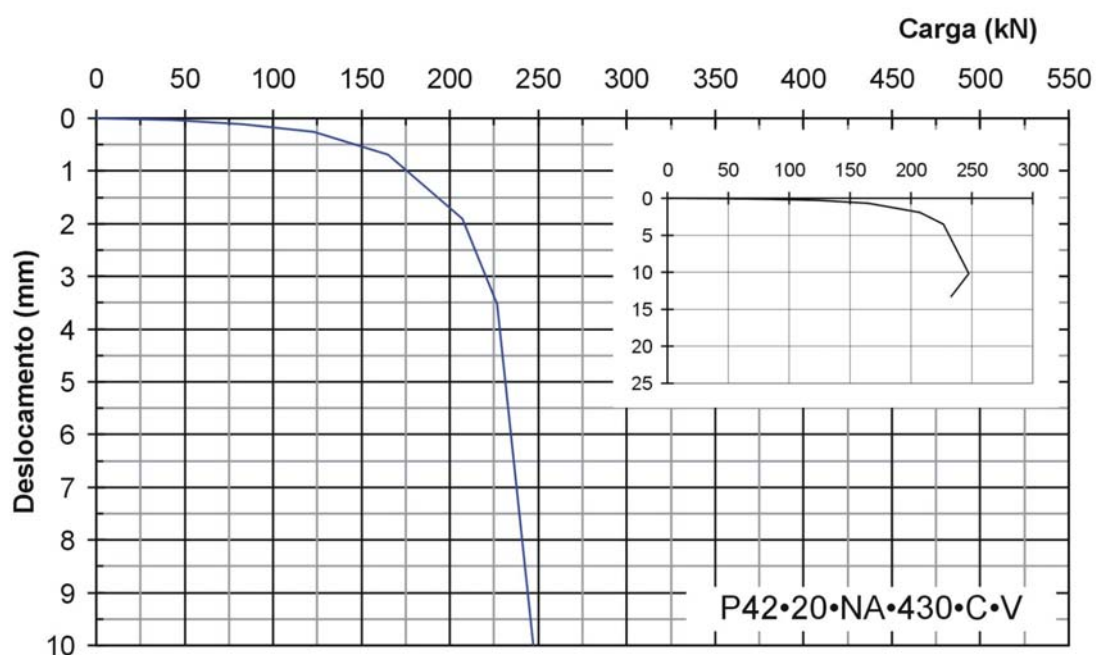


Figura 4.64 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P42

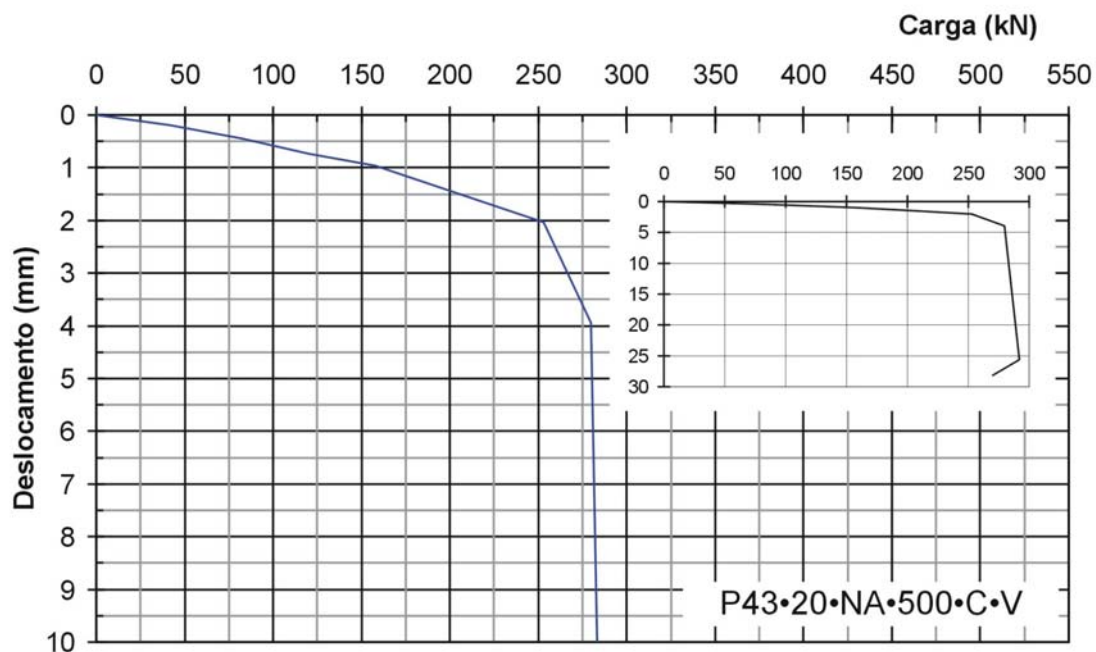


Figura 4.65 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P43

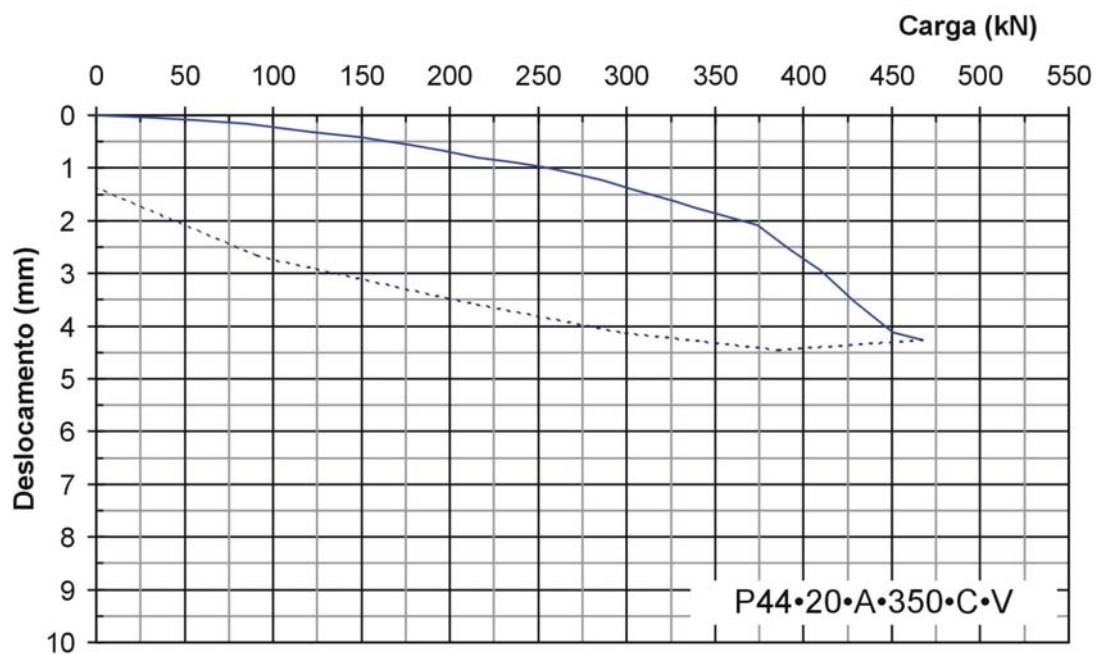


Figura 4.66 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P44

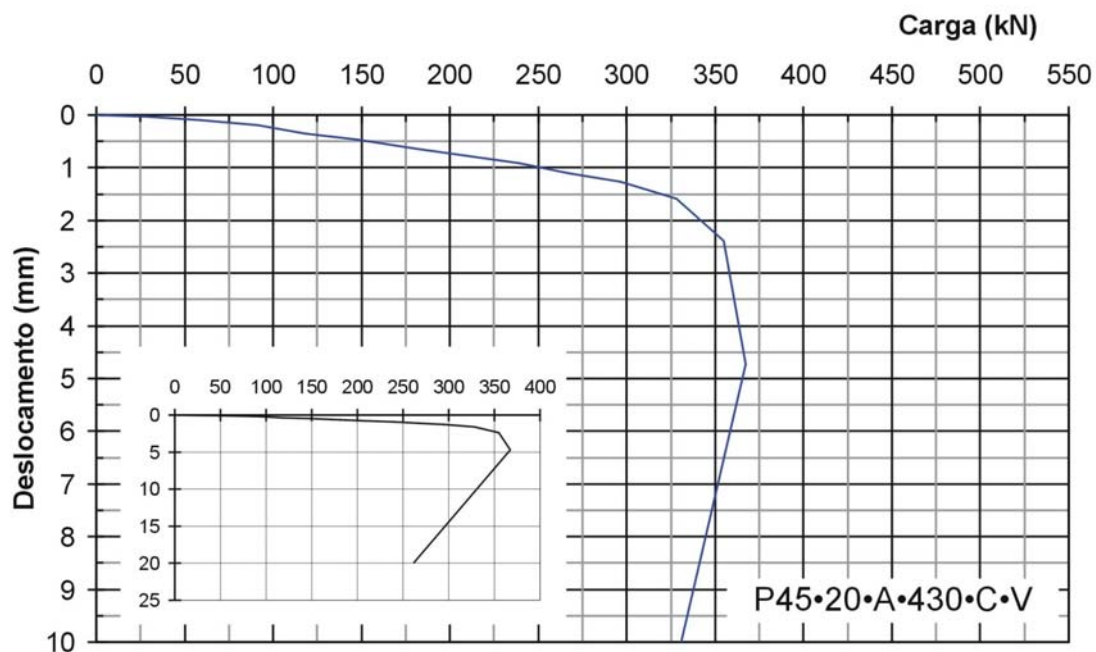


Figura 4.67 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P45

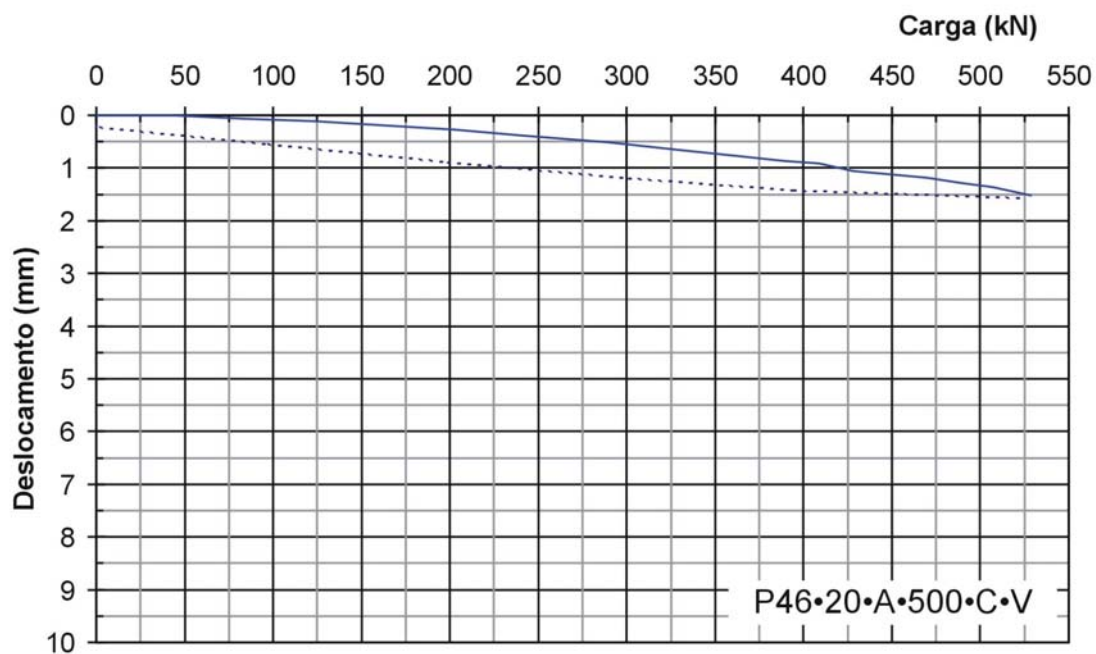


Figura 4.68 Curva carga-deslocamento. Prova de carga P46

## 5 RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO

Os ensaios incluídos nesta pesquisa, em sua grande maioria, foram levados até a ruptura física da estaca ou do sistema solo-estaca, ou até valores de carga muito próximos à ruptura. Este é um dos fatores que diferencia o presente estudo de outros trabalhos descritos na literatura, uma vez que provas de carga em estacas são normalmente ensaiadas para carregamentos de 2 vezes a carga de trabalho. Para este nível de carregamento nem sempre é possível identificar a carga de ruptura do sistema solo-estaca, necessitando-se extrapolar o comportamento medido experimentalmente para obtenção de uma carga de ruptura de referência.

Entretanto, lembra-se que, conforme apresentado no Capítulo 4, o dispositivo de carregamento utilizado nas provas de carga à tração ensaia, simultaneamente, duas estacas com características geométricas similares. Na execução destas provas de carga observou-se que nem sempre as duas estacas atingiram simultaneamente a ruptura. Nos casos em que as estacas não atingiram a ruptura física, com um patamar bem definido, foi necessário a utilização de métodos de extrapolação, seguindo procedimentos consagrados na literatura.

Os critérios de interpretação da curva carga-recalque, para a determinação da carga de ruptura, apresentados no Capítulo 2, são avaliados neste capítulo. Comparam-se os valores estimados por estes critérios com aqueles obtidos na observação direta da curva



carga-recalque. Estuda-se também o comportamento das estacas em relação à tensão unitária de atrito na ruptura. Analisa-se a influência do apiloamento do concreto, do tempo de espera entre a construção da estaca e a execução da prova de carga e da inclinação da estaca em relação à vertical. Comparam-se, ainda, os valores medidos com os estimados pelos métodos de previsão de capacidade de carga.

Apresenta-se, na seqüência, uma análise da influência da relação comprimento/diâmetro (L/D) da estaca, na relação entre a inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque com a pendente elástica da estaca, definida como  $(EA/L)$ , sendo L o comprimento da estaca, A a área da seção transversal da estaca, e E o módulo de elasticidade do material da estaca.

Finalmente avalia-se o desempenho dos métodos de previsão de capacidade de carga, apresentados no Capítulo 2, comparando os valores previstos com a carga de ruptura obtida a partir das provas de carga. Este estudo tem por objetivo o estabelecimento de recomendações quanto a aplicabilidade de métodos de estimativa de capacidade de carga de estacas para os solos da região de Montevideo.

Nos cálculos realizados neste capítulo, para caracterizar a geometria das estacas analisadas, foram utilizados o diâmetro nominal e o comprimento estimado; a escolha do comprimento estimado tenta levar em consideração a dispersão nos comprimentos verificada nos ensaios de integridade, os quais não sempre resultaram coincidentes com os comprimentos nominais. Salienta-se neste sentido que o comprimento nominal é definido neste trabalho como o comprimento estabelecido no projeto, não tendo sido executados registros no campo do comprimento efetivamente escavado de cada estaca.

## **5.1 DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA**

### **5.1.1 OBSERVAÇÃO DIRETA DA CURVA CARGA-RECALQUE**

A carga de ruptura determinada a partir das curvas carga-recalque, obtidas como resultado das provas de carga, é chamada carga de ruptura experimental ( $Q_{exp}$ ). Nas provas de carga que apresentaram uma curva carga-deslocamento medida com um

patamar bem definido, o valor da carga de ruptura experimental foi definido como a média dos valores de carga do patamar correspondentes às cargas máximas medidas. O nível de deformações, nestes casos, é elevado e a carga medida é semelhante a estimada através das recomendações da Norma Brasileira de Fundações. Nas provas de carga à tração em que o patamar da curva carga x recalque não é claramente definido, a carga de ruptura experimental é adotada como sendo igual à carga máxima do ensaio. Por outro lado, nas provas de carga à compressão que não apresentaram um patamar bem definido, a carga de ruptura experimental foi estimada utilizando o Método de Van der Veen (1953). As provas P17 e P18 não foram consideradas na interpretação, devido a problemas verificados no sistema de registro de deslocamentos. A Tabela 5.1 apresenta os valores de carga de ruptura experimental correspondentes as estacas ensaiadas. Na tabela é indicado como foi determinada a carga de ruptura experimental, indicando-se claramente o critério adotado em sua obtenção, definidos a seguir:

- carga de patamar:** média dos valores de carga do patamar correspondente às cargas máximas medidas;
- carga máxima:** carga máxima medida experimentalmente no ensaio, determinada nos casos em que a curva carga-recalque não atingiu valores de ruptura;
- carga de pico:** carga máxima do ensaio, após o qual a curva carga-recalque apresenta diminuição das cargas com recalques crescentes;
- ruptura física:** carga máxima do ensaio, quando o patamar da curva carga-recalque não é claramente definido embora o ensaio tenha atingido a ruptura.

**Tabela 5.1 Carga de ruptura experimental**

Prova de Carga	$Q_{exp}$ (kN)	Critério de determinação da $Q_{exp}$	Prova de Carga	$Q_{exp}$ (kN)	Critério de determinação da $Q_{exp}$
P1	214	carga de patamar	P25	210	carga máxima
P2	221	carga máxima	P26	194	carga de patamar
P3	174	carga de pico	P27	268	ruptura física
P4	184	carga de patamar	P28	272	ruptura física
P5	147	carga máxima	P29	315	ruptura física
P6	159	carga de patamar	P30	313	carga máxima
P7	288	carga de pico	P31	182	carga máxima
P8	288	ruptura física	P32	173	carga de patamar
P9	246	ruptura física	P33	250	carga máxima
P10	259	carga de patamar	P34	242	carga de patamar
P11	233	carga de patamar	P35	213	carga de patamar
P12	228	carga máxima	P36	185	carga de patamar
P13	339	carga máxima	P37	330	carga de patamar
P14	337	carga máxima	P38	250	carga de patamar
P15	356	carga máxima	P39	320	carga de patamar
P16	334	carga máxima	P40	347	carga de pico
P17	---	excluída	P41	178	carga de patamar
P18	---	excluída	P42	236	carga de pico
P19	133	carga máxima	P43	281	carga de patamar
P20	127	carga de patamar	P44	500	Van der Veen(*)
P21	208	ruptura física	P45	361	carga de pico
P22	208	ruptura física	P46	690	Van der Veen(*)
P23	267	ruptura física			
P24	261	ruptura física			

(\*) carga estimada por extrapolação conforme apresentado na seqüência nas Figuras 5.1 a 5.4

As Figuras 5.1 e 5.3 mostram as retas de ajuste correspondentes à aplicação do Método de Van der Veen (1953) às provas de carga P44 e P46, respectivamente. Complementarmente, nas Figuras 5.2 e 5.4 são apresentadas as curvas correspondentes as carga-recalque extrapoladas, respectivamente.

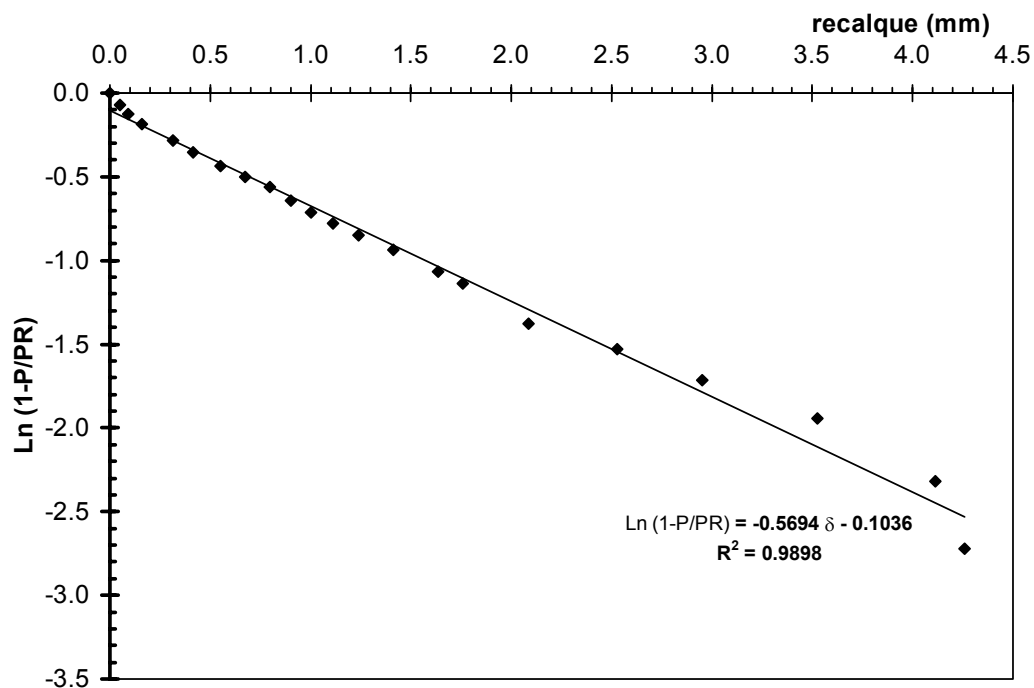


Figura 5.1 Reta de ajuste – P44, Método de Van der Veen (1953)

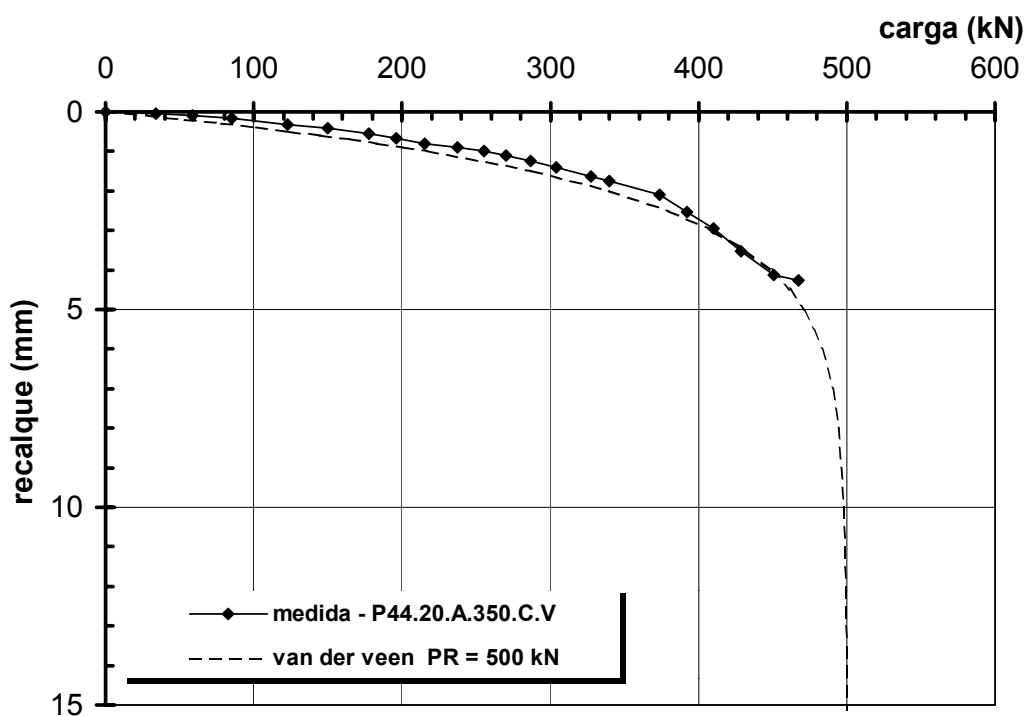


Figura 5.2 Extrapolação da curva carga-recalque, P44, Método de Van der Veen (1953)

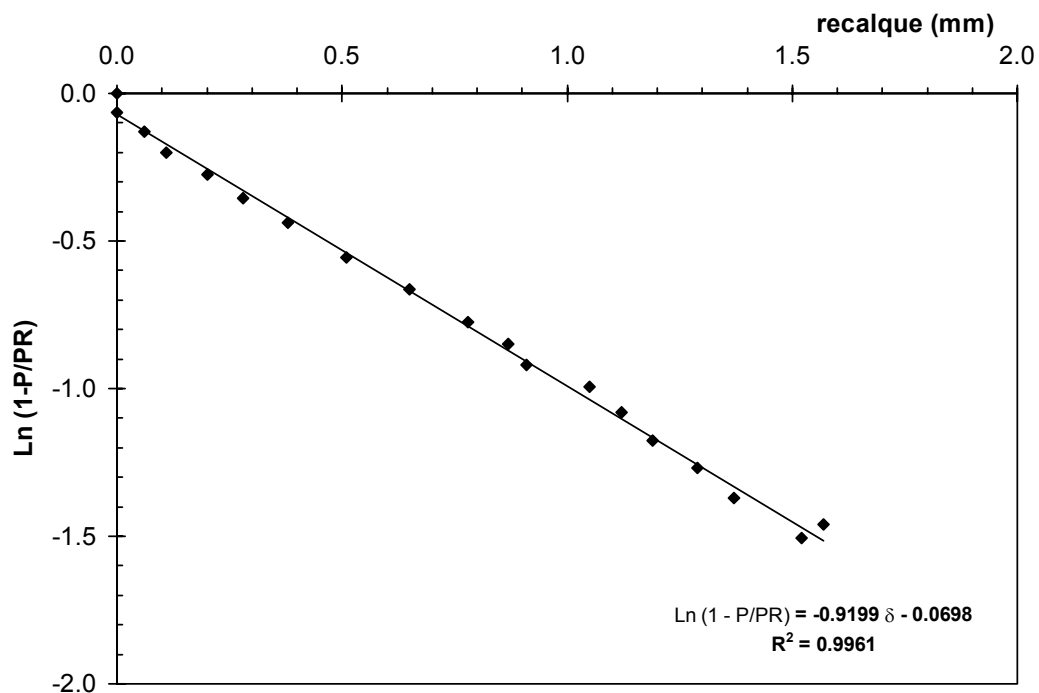


Figura 5.3 Reta de ajuste – P46, Método de Van der Veen (1953)

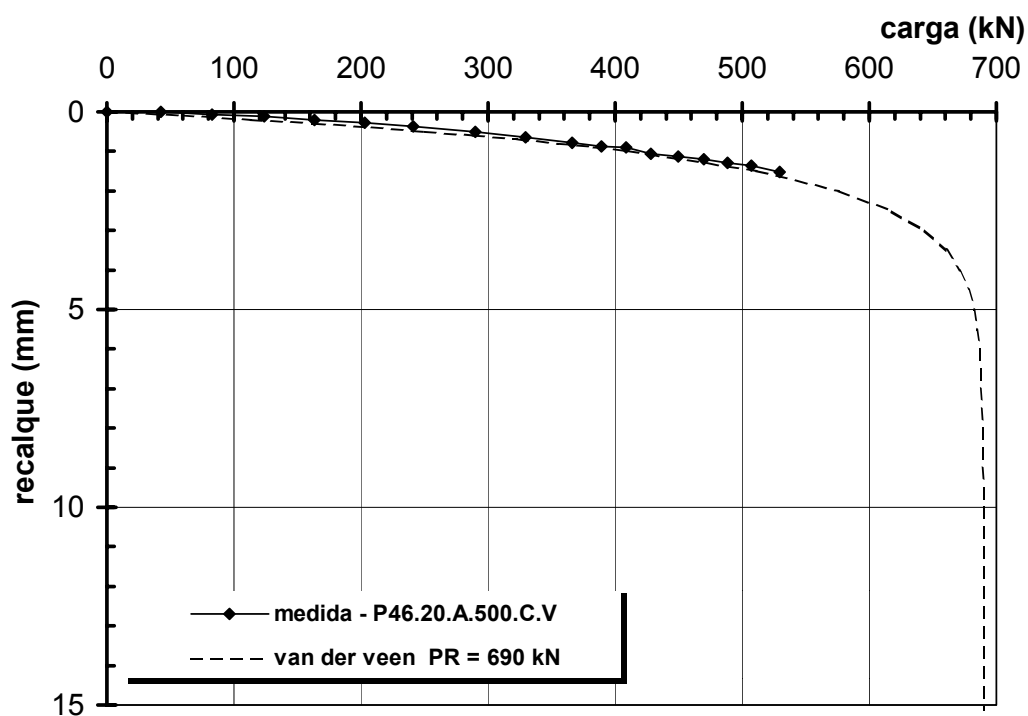


Figura 5.4 Extrapolação da curva carga-recalque, P46, Método de Van der Veen (1953)

### 5.1.2 CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO

Avaliaram-se os critérios de interpretação da curva carga-recalque descritos no Capítulo 2: critério da Norma Brasileira 6122-96, critério do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE) (1993), critério de interseção de tangentes (Mansur e Kaufman, 1956) e critério de inclinação das tangentes (Kulhawy et al, 1983). Estes métodos foram selecionados segundo critérios objetivos: a Norma Brasileira por constituir-se em referência no Brasil; a USACE, adotada rotineiramente como critério nos Estados Unidos onde não há norma nacional, é utilizada com padrão em vários países da América do Sul, incluindo o Uruguai; os métodos baseados nas inclinações da curva carga x recalque foram selecionados na medida em que sua proposição é específica a provas de carga à tração.

No critério da Norma Brasileira, a carga de ruptura corresponde a um recalque igual a  $D/30$  mais a deformação elástica da estaca. Nem sempre as provas de carga analisadas atingiram níveis de recalques suficientes para aplicar este critério. A Tabela 5.2 compara os valores dos recalques máximos atingidos em cada prova de carga com o valor de  $D/30$  correspondente a cada estaca ensaiada. O objetivo da tabela é apenas avaliar os níveis de recalques atingidos nas provas de carga em relação à aplicação do critério; neste sentido, por simplicidade, não foram inseridos os valores da deformação elástica da estaca correspondentes a cada caso. Os valores em “negrito” indicam as provas de carga que apresentam níveis de recalques insuficientes para a aplicação do critério da Norma Brasileira.

A maioria das provas de carga analisadas foram executadas aplicando-se um carregamento à tração. Neste tipo de carregamento a carga é resistida unicamente pela resistência de fuste. Conforme apresentado no Capítulo 2, a resistência de atrito no fuste é completamente mobilizada para recalque da ordem de 0.5% do diâmetro da estaca ( $D/200$ ). Este tipo de comportamento, foi geralmente observado nas provas de carga à tração apresentadas, as quais atingiram a ruptura para níveis de recalque menores que  $D/30$ . Nestas provas de carga seguiram-se as seguintes considerações:

- a) nos casos em que a prova de carga atinge um patamar claramente definido, para a aplicação do critério da Norma Brasileira, estende-se o patamar a deslocamentos suficientes para atender ao critério da norma. Nestes casos o valor medido

- experimentalmente é o valor da carga de ruptura da estaca, sendo também o valor estimado pelo critério da Norma Brasileira;
- b) quando a prova de carga atinge a ruptura, mas a curva carga-recalque não apresenta um patamar definido. Esta condição ocorre devido a dificuldade de medir cargas e recalques por ocasião da prova de carga, durante os estágios últimos de carregamento (o macaqueamento contínuo sem estabilização da carga e com recalques crescentes). Na certeza que a carga máxima de ensaio representa a ruptura física da estaca definiu-se um patamar correspondente com a carga máxima de ensaio, no sentido de aplicar a Norma Brasileira;
- c) no caso de não se atingir nem o patamar nem a ruptura física da estaca, optou-se por não aplicar o critério da Norma Brasileira.

**Tabela 5.2** Valores de recalques máximos atingidos na prova de carga e D/30 para cada estaca

Prova de Carga	recalque máximo (mm)	D <sub>nom</sub> / 30 (mm)	Prova de Carga	recalque máximo (mm)	D <sub>nom</sub> / 30 (mm)
P1	12.6	6.7	<b>P25</b>	<b>3.6</b>	<b>10</b>
<b>P2</b>	<b>4.7</b>	<b>6.7</b>	<b>P26</b>	<b>8.9</b>	<b>10</b>
P3	24.7	6.7	<b>P27</b>	<b>6.2</b>	<b>10</b>
<b>P4</b>	<b>7.5</b>	<b>6.7</b>	<b>P28</b>	<b>3.5</b>	<b>10</b>
<b>P5</b>	<b>2.2</b>	<b>6.7</b>	<b>P29</b>	<b>5.4</b>	<b>10</b>
P6	24.6	6.7	<b>P30</b>	<b>3.9</b>	<b>10</b>
P7	41.5	6.7	<b>P31</b>	<b>2.5</b>	<b>10</b>
P8	10.2	6.7	<b>P32</b>	<b>5.7</b>	<b>10</b>
<b>P9</b>	<b>5.5</b>	<b>6.7</b>	<b>P33</b>	<b>3.4</b>	<b>10</b>
P10	10.2	6.7	<b>P34</b>	<b>7.9</b>	<b>10</b>
P11	18.4	6.7	P35	15.0	6.7
<b>P12</b>	<b>3.4</b>	<b>6.7</b>	P36	15.0	6.7
<b>P13</b>	<b>4.7</b>	<b>6.7</b>	P37	9.0	6.7
<b>P14</b>	<b>5.0</b>	<b>6.7</b>	P38	8.0	6.7
<b>P15</b>	<b>7.7</b>	<b>6.7</b>	P39	10.0	6.7
<b>P16</b>	<b>6.4</b>	<b>6.7</b>	<b>P40</b>	<b>7.9</b>	<b>6.7</b>
<b>P17</b>	<b>---</b>	<b>6.7</b>	P41	20.8	6.7
<b>P18</b>	<b>---</b>	<b>6.7</b>	P42	13.3	6.7
<b>P19</b>	<b>3.5</b>	<b>6.7</b>	P43	28.2	6.7
<b>P20</b>	<b>8.1</b>	<b>6.7</b>	<b>P44</b>	<b>4.3</b>	<b>6.7</b>
<b>P21</b>	<b>3.9</b>	<b>6.7</b>	P45	20.0	6.7
<b>P22</b>	<b>3.2</b>	<b>6.7</b>	<b>P46</b>	<b>1.6</b>	<b>6.7</b>
<b>P23</b>	<b>7.2</b>	<b>6.7</b>			
<b>P24</b>	<b>5.3</b>	<b>6.7</b>			

Na aplicação do método proposto pela USACE, a carga  $Q_1$  corresponde a um recalque de 63.5mm, sendo que em sua aplicação foram seguidas as mesmas considerações feitas quando da utilização da Norma Brasileira.

O critério de interseção de tangentes foi aplicado unicamente às provas de carga que apresentaram uma curva carga-recalque nas quais foi ultrapassado o trecho de transição dos recalques elásticos aos plásticos, e ainda que não apresentasse um pico. A presença de um pico na curva carga-recalque determina um valor de carga de ruptura, estimado por este critério, maior que o medido na prova de carga, o que não tem sentido físico.

Finalmente, o critério de inclinação das tangentes foi aplicado nas provas de carga que apresentaram um nível de recalques suficiente para a definição da carga de ruptura; lembra-se que este critério define a carga de ruptura como a interseção da curva carga-recalque com uma reta paralela à pendente inicial da curva, traçada por um deslocamento igual a 4mm. Novamente, na sua aplicação seguiram-se as mesmas considerações feitas para a utilização do critério da Norma Brasileira.

A Tabela 5.3 resume os valores de carga de ruptura estimados através da utilização, quando possível, dos métodos anteriormente descritos, junto aos valores de carga de ruptura experimental definidos na Tabela 5.1, utilizando-se a seguinte simbologia:

$Q_{exp}$  = carga de ruptura experimental;

$Q_{NBR}$  = carga de ruptura segundo o critério da Norma Brasileira NBR 6122-96;

$Q_{USACE}$  = carga de ruptura segundo o critério do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (1993);

$Q_{TI}$  = carga de ruptura segundo o critério de interseção de tangentes (Mansur e Kaufman, 1956);

$Q_{ST}$  = carga de ruptura segundo o critério de inclinação de tangentes (Kulhawy et al, 1983)

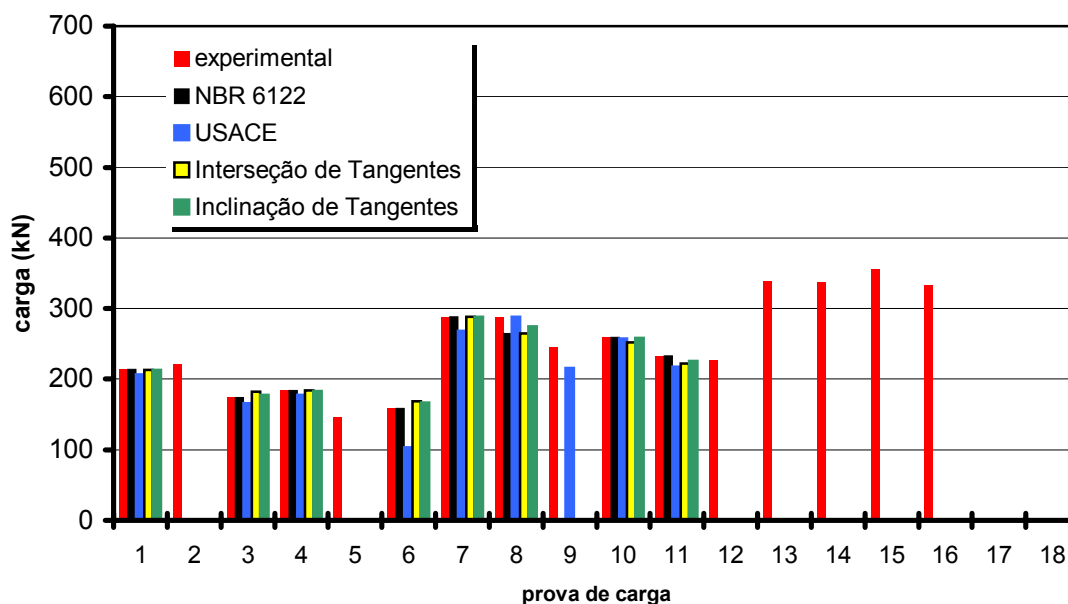


**Tabela 5.3 Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental**

Prova de Carga	$Q_{exp}$ (kN)	$Q_{NBR}$ (kN)	$Q_{USACE}$ (kN)	$Q_{TI}$ (kN)	$Q_{ST}$ (kN)
P1	214	214	207	213	213
P2	221				
P3	174	174	166	182	178
P4	184	184	178	184	183
P5	147				
P6	159	159	103	169	167
P7	288	288	268	288	288
P8	288	265	288	265	275
P9	246		216		
P10	259	259	258	252	258
P11	233	233	218	222	226
P12	228				
P13	339				
P14	337				
P15	356				
P16	334				
P17	---				
P18	---				
P19	133				
P20	127	127	125	127	128
P21	208	208	208	208	208
P22	208	208	208	208	208
P23	267	267	258	250	263
P24	261	265	261	246	265
P25	210				
P26	194	194	189	185	196
P27	268	274	268	252	268
P28	272	272	266	247	272
P29	315	315	307	315	315
P30	313				
P31	182				
P32	173	173	162	159	173
P33	250		230	221	
P34	242	242	225	219	234
P35	213	213	207	207	210
P36	185	185	174	178	182
P37	330	330	325	330	330
P38	250	250	244	250	250
P39	320	320	312	320	320
P40	347	315	347		333
P41	178	178	178	183	181
P42	236	246	232		230
P43	281	281	281	279	281
P44	500	500	500	500	500
P45	361	331	358		358
P46	690	690	690	690	690

Como pode ser observado nas Figuras 5.5, 5.6 e 5.7, os valores estimados de carga de ruptura por todos os métodos apresentam uma dispersão muito pequena entre si e em relação ao valor da carga de ruptura experimental. Esta observação não chega a ser surpreendente, na medida que as provas de carga foram conduzidas até a ruptura ou até um valor de carga muito próximo à ruptura, a níveis elevados de deformações, o que determina que a carga de ruptura independe do método escolhido.

Na avaliação dos métodos de previsão de capacidade de carga, o valor de carga de ruptura será adotado igual à carga de ruptura experimental definida na Tabela 5.1.



**Figura 5.5 Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental, provas de carga P1 a P18**

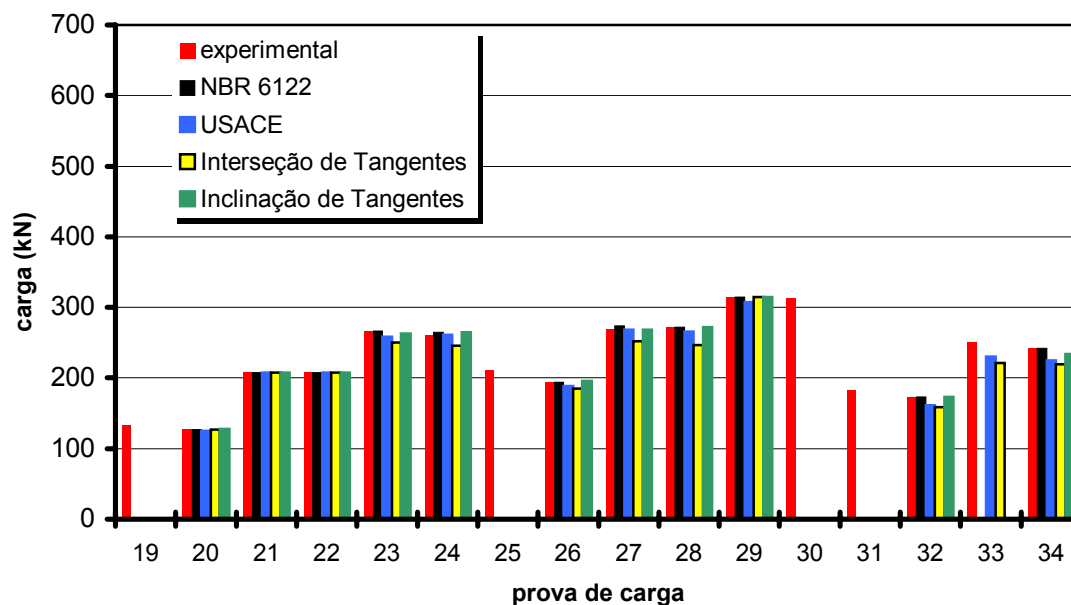


Figura 5.6 Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental, provas de carga P19 a P34

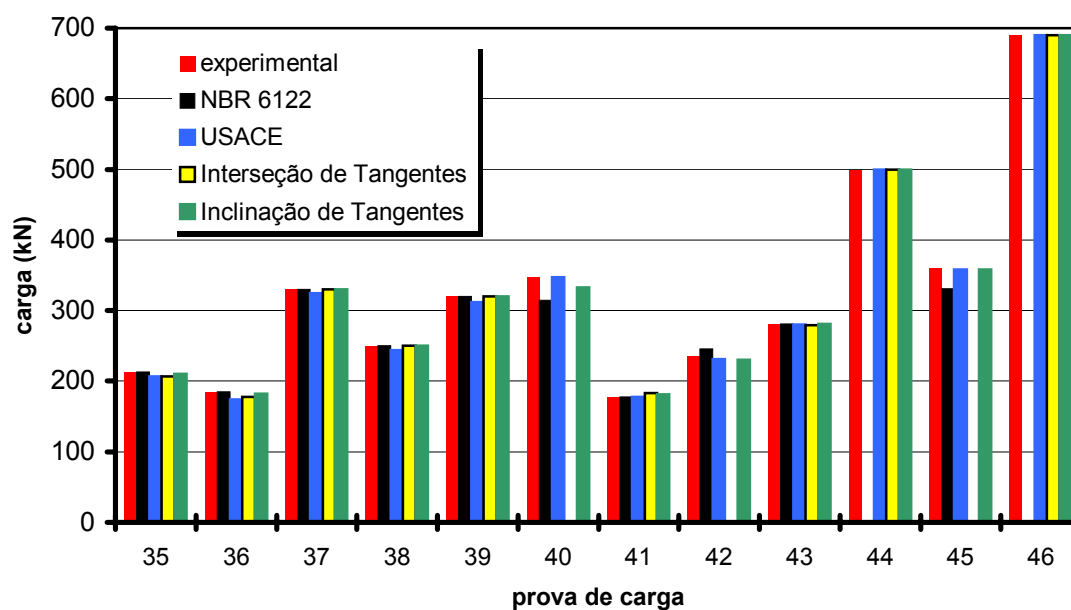


Figura 5.7 Comparação das cargas de ruptura estimadas com a carga de ruptura experimental, provas de carga P35 a P46

## 5.2 ATRITO LATERAL UNITÁRIO NA RUPTURA

A separação entre as carga transferidas ao longo do fuste e através da base da estaca exige a realização de provas de carga instrumentadas, uma vez que o mecanismo de transferência de cargas apresenta comportamento complexo mobilizado a diferentes níveis de deformação. Nesta pesquisa, na ausência de provas de carga instrumentadas, optou-se pela realização de provas de carga tanto à tração quanto à compressão.

A partir das provas de carga à tração, nas quais não há mobilização de resistência de ponta da estaca, estima-se a tensão unitária de atrito na ruptura. Nesta determinação está implícita a hipótese de que na ruptura o atrito é uniformemente distribuído ao longo do fuste. Uma vez determinado o valor característico para a tensão unitária de atrito na ruptura, assume-se que esta tensão unitária de atrito é igual em tração e em compressão. Conhecida a parcela de carga mobilizada por atrito lateral no fuste é também possível estimar-se a resistência da base, nas provas de carga à compressão.

Nas provas de carga à tração, a tensão unitária de atrito estimada na ruptura ( $q_s$ ) foi definida como a carga de ruptura experimental ( $Q_{exp}$ ) dividida pela área lateral da estaca. Na Tabela 5.4 são apresentados os valores calculados de  $q_s$  nas provas de carga de tração. Nestas provas de carga foi analisada a influência, na magnitude de  $q_s$ , do apiloamento e do tempo de espera entre a construção da estaca e a execução da prova de carga, bem como da inclinação da estaca em relação à vertical.

Como pode ser observado na Figura 5.8 pode-se afirmar que para os intervalos de tempo analisados, entre 1 e 32 meses, a magnitude de  $q_s$  não é influenciada pelo tempo de espera. Esta observação é compatível com as condições do subsolo, que apresentam boas condições de drenagem e, como consequência, não há aumento significativo de resistência em função do tempo de espera.

**Tabela 5.4 Tensão unitária de atrito na ruptura, provas de carga à tração**

Prova de Carga	$q_s$ (kPa)	Prova de Carga	$q_s$ (kPa)
P1	106	P19	68
P2	110	P20	70
P3	84	P21	83
P4	92	P22	79
P5	73	P23	87
P6	79	P24	83
P7	95	P25	68
P8	92	P26	66
P9	73	P27	71
P10	75	P28	72
P11	70	P29	70
P12	65	P30	66
P13	86		
P14	87		
P15	90		
P16	81		
P17	72		
P18	72		

Na Figura 5.9 apresenta-se a análise da influência na magnitude de  $q_s$  da inclinação da estaca em relação à vertical. No caso das estacas apiloadas observa-se uma ligeira tendência de redução da tensão  $q_s$  com o aumento da inclinação da estaca, porém a variação é da mesma ordem de grandeza da dispersão dos valores encontrados. As estacas apiloadas inclinadas a 20 graus apresentam um comportamento similar às estacas não apiloadas verticais, com valores médios para  $q_s$  de 72kPa e 74kPa respectivamente.

Analisando exclusivamente o comportamento das estacas verticais, observa-se que as estacas apiloadas apresentam um valor de  $q_s$  22% maiores, na média, que as estacas não apiloadas. Por este motivo, na estimativa da resistência por atrito lateral das estacas ensaiadas nas provas de carga à compressão serão utilizados valores médios de  $q_s$  diferenciados para estacas apiloadas e não apiloadas. O valor adotado para as estacas apiloadas é igual a 96kPa, enquanto que o valor correspondente às estacas não apiloadas é igual a 74kPa.

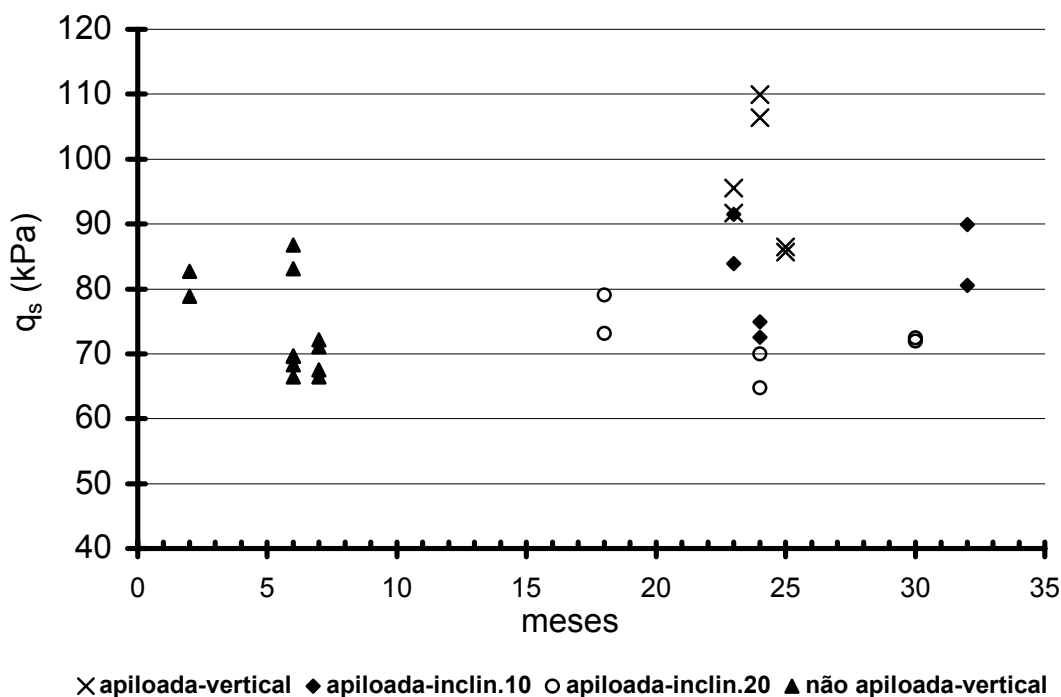


Figura 5.8 Influência em  $q_s$  do tempo de espera, provas de carga à tração

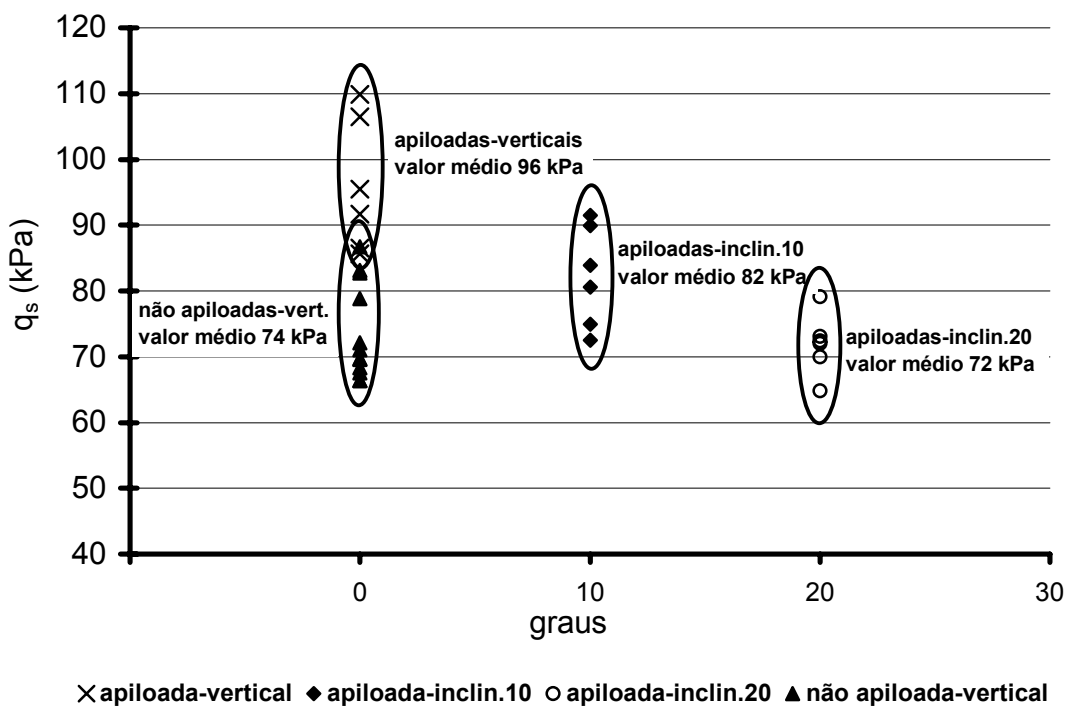


Figura 5.9 Influência em  $q_s$  da inclinação da estaca em relação à vertical, provas de carga à tração

Na Tabela 5.5 apresentam-se os valores de atrito lateral unitário previstos através de cada um dos métodos de previsão de capacidade de carga descritos no Capítulo 2. O valor apresentado para cada método corresponde à média dos valores calculados no fuste da estaca, em cada caso, para as condições descritas nas sondagens.

**Tabela 5.5 Valores de atrito lateral unitário previstos nos métodos de previsão de capacidade de carga**

Método de previsão de capacidade de carga	$q_s$ previsto (kPa)
Aoki & Velloso (1975) – SPT	25
Decourt e Quaresma (1978)	46
Cabral (1987)	45
Aoki & Velloso (1975) – CPT	20
P.P.C. Velloso (1981)	63
Philipponnat (1986)	56

No caso das estacas não apiloadas, o método de Aoki & Velloso (1975) fornece valores de  $q_s$  significativamente menores, da ordem do 30%, que o valor médio de  $q_s$  estimado a partir das provas de carga (74kPa). Por outro lado, os métodos de Decourt e Quaresma (1978) e Cabral (1987) apresentam valores 40% menores que o valor médio estimado a partir das provas de carga. Por último, os métodos de P.P.C. Velloso (1981) e Philipponnat (1986) fornecem as melhores previsões, com valores previstos da ordem do 80% do valor médio estimado nas provas de carga.

As estacas apiloadas apresentam uma tendência de redução da carga de ruptura com o aumento da inclinação das estacas. Os métodos de previsão de capacidade de carga não consideram este fator o que dificulta a comparação direta entre valores medidos e estimados. Em geral os métodos de previsão subestimam as tensões medidas experimentalmente, em particular nas provas de carga realizadas nas estacas sem inclinação.

Os valores médios de  $q_s$  determinados a partir dos resultados das provas de carga à tração, para as estacas verticais apiloadas (96kPa) e não apiloadas (74kPa), foram empregados na estimativa da resistência por atrito lateral das estacas ensaiadas nas

provas de carga à compressão, todas verticais. Uma vez estimada a parcela de atrito lateral, a parcela correspondente à base da estaca foi calculada simplesmente subtraindo o valor de resistência de atrito à carga de ruptura experimental. A Tabela 5.6 resume os resultados de estimativa das parcelas de atrito lateral e de ponta das estacas ensaiadas à compressão.

**Tabela 5.6 Estimativa de resistência por atrito lateral e de base, provas de carga à compressão**

prova de carga	$Q_{exp}$ (kN)	$Q_{atrito}$ (kN)	$Q_{base}$ (kN)
P35	213	149	64
P36	<b>185</b>	<b>186</b>	<b>0</b>
P37	330	214	116
P38	250	187	63
P39	320	247	73
P40	347	314	33
P41	<b>178</b>	<b>167</b>	<b>11</b>
P42	<b>236</b>	<b>214</b>	<b>22</b>
P43	281	242	39
P44	500	253	247
P45	361	277	84
P46	690	296	394

Como pode ser observado na Tabela 5.6, a resistência de base mobilizada nas provas de carga P36, P41 e P42 resultou nula ou muito pequena, embora as provas de carga tenham sido conduzidas até ruptura. A baixa resistência de ponta pode ser atribuída ao fato destas estacas apresentarem concreto não apilado com “slump” muito baixo, inferior à prática consagrada, conforme discutido no Capítulo 4, ou à ocorrência de uma limpeza defeituosa do fundo da escavação previamente à concretagem.

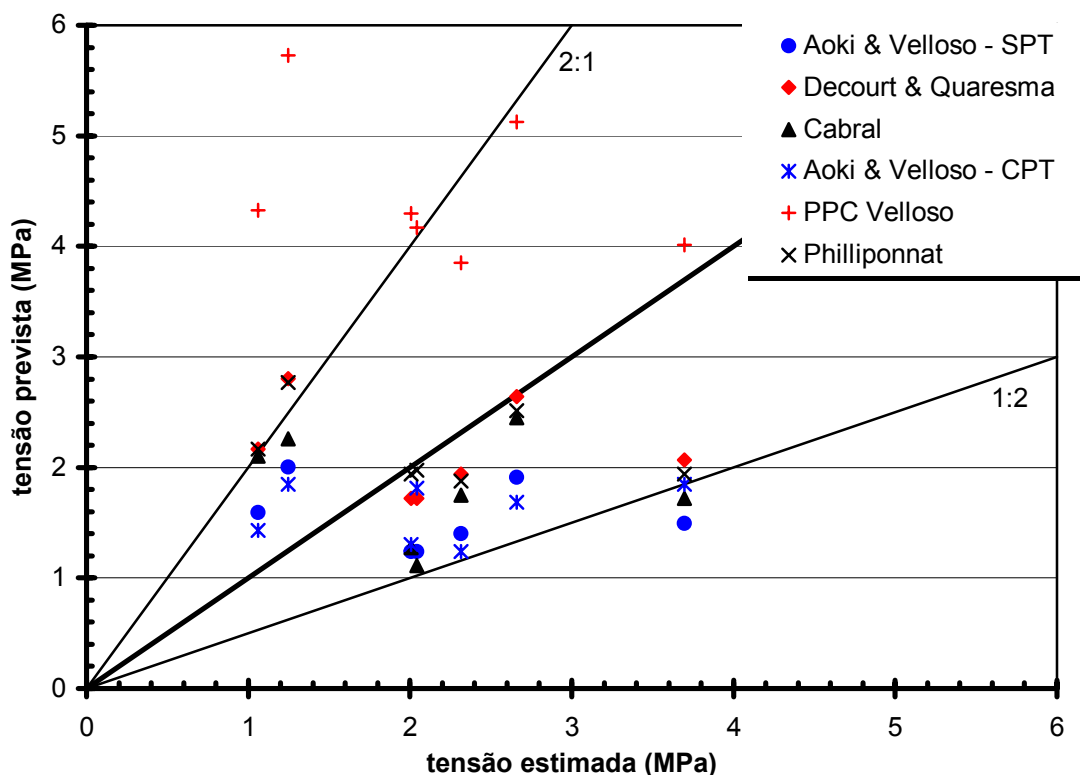
Na Tabela 5.7 apresenta-se a comparação entre os valores da tensão na base da estaca estimados a partir das provas de carga, e os valores previstos por cada um dos métodos de previsão de capacidade de carga descritos no Capítulo 2. A Figura 5.10 apresenta os valores da tabela em forma gráfica. Além da comparação entre valores medidos e previstos, o gráfico apresentada ainda a reta de ajuste ideal para esta relação (1:1), bem como as retas de correlação 1:2 e 2:1, com o objetivo de balizar a dispersão encontrada.



Nas provas de carga P36, P41, e P42 os valores de tensão na base estimados a partir das provas de carga são muito pequenos, conforme discutido anteriormente. Sendo assim, os valores correspondentes a estas provas de carga não são representados no gráfico da Figura 5.10. Os valores de tensão medidos nas estacas nas provas de carga P44 e P46 resultaram significativamente maiores que os valores previstos, porém é conveniente ressaltar que nestas provas de carga não foi atingida a ruptura. Os valores correspondentes a estas duas provas de carga também não são representados no gráfico da Figura 5.10.

**Tabela 5.7 Tensão na base da estaca: valores estimados a partir das provas de carga e previstos pelos métodos de previsão de capacidade de carga**

Prova de Carga	Tensão estimada (MPa)	com base no SPT			com base no CPT		
		Aoki & Velloso (MPa)	Decourt & Quaresma (MPa)	Cabral (MPa)	Aoki & Velloso (MPa)	PPC Velloso (MPa)	Philipponnat (MPa)
<b>P35</b>	2.04	0.94	1.30	0.84	1.37	3.15	1.49
<b>P36</b>	0.00	1.06	1.47	1.16	0.79	2.89	1.42
<b>P37</b>	3.70	1.13	1.56	1.30	1.40	3.03	1.47
<b>P38</b>	2.01	0.94	1.30	0.96	0.99	3.25	1.47
<b>P39</b>	2.31	1.06	1.47	1.32	0.94	2.91	1.42
<b>P40</b>	1.06	1.20	1.64	1.59	1.08	3.27	1.64
<b>P41</b>	0.34	1.11	1.30	1.11	0.87	2.99	1.47
<b>P42</b>	0.70	1.13	1.56	1.26	1.00	3.03	1.49
<b>P43</b>	1.25	1.19	1.66	1.34	1.09	3.39	1.64
<b>P44</b>	7.85	1.07	1.47	1.28	0.89	2.96	1.45
<b>P45</b>	2.66	1.13	1.56	1.45	1.00	3.03	1.49
<b>P46</b>	12.56	1.19	1.66	1.53	0.98	3.20	1.56



**Figura 5.10** Tensão na base da estaca, provas de carga à compressão

Resulta evidente no gráfico a dispersão de valores. No método de P.P.C.Velloso (1981) os pontos situam-se acima da reta de ajuste 1:1, sendo portanto contrários à segurança. Os demais métodos apresentam valores previstos próximos entre si; em geral subestimam os valores de tensão na base, e situam-se geralmente acima da relação 1:2 entre tensão prevista e tensão estimada.

### 5.3 DEFORMABILIDADE DO SISTEMA SOLO-ESTACA

Conforme apresentado no Capítulo 2, a inclinação do trecho inicial linear da curva carga-deslocamento depende da relação comprimento/diâmetro ( $L/D$ ) da estaca. Para valores pequenos da relação ( $L/D$ ) o comportamento elástico da estaca é geralmente mais rígido que o comportamento observado na prova de carga, ou seja a inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque pode ser menor do que a pendente elástica da estaca, definida como  $(EA/L)$ , sendo  $L$  o comprimento da estaca,  $A$  a área da seção transversal da estaca, e  $E$  o módulo de elasticidade do material da estaca (Kulhawy e Hirany, 1989).

Neste item analisa-se a influência da relação ( $L/D$ ) da estaca, na relação entre a inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque com a pendente elástica da estaca ( $EA/L$ ).

O trecho inicial linear da curva carga recalque é definido através de três critérios diferentes:

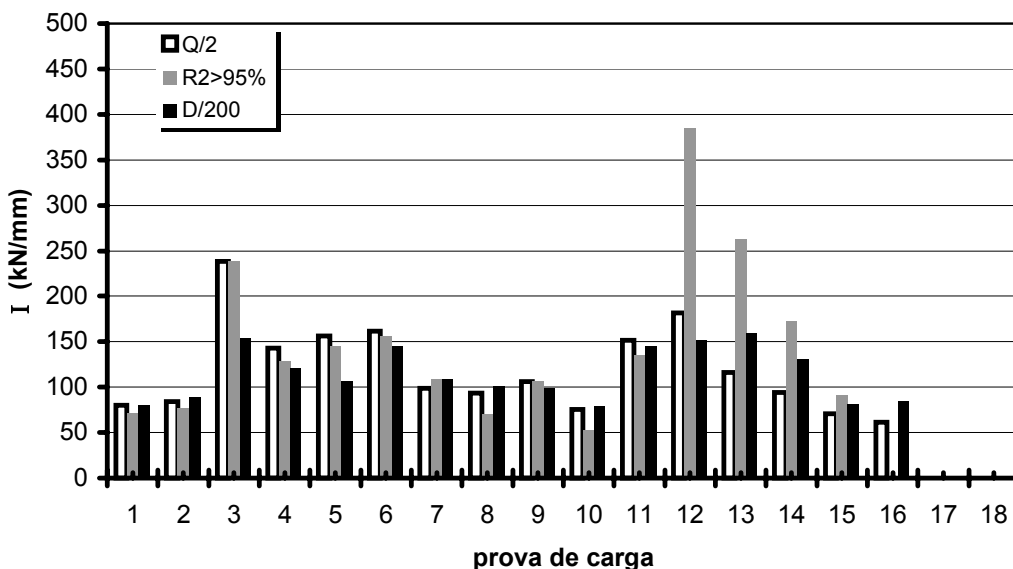
- a) Critério “ $Q/2$ ”: o trecho da curva carga-recalque compreendido no intervalo de cargas  $(0, Q_{exp}/2)$ , sendo  $Q_{exp}$  a carga de ruptura experimental, determinada a partir da curva carga-recalque (conforme descrito no item 5.1). A inclinação determinada a partir deste critério será chamada  $I_{Q/2}$ ;
- b) Critério “ $R^2$ ”: o trecho inicial da curva carga recalque que apresenta um coeficiente de correlação  $R^2 > 0.95$ . A inclinação determinada por este critério será chamada  $I_{R^2}$ ;
- c) Critério “ $D/200$ ”: o trecho da curva no intervalo de recalques  $(0, D/200)$ . Neste caso a inclinação será chamada  $I_{D/200}$

A Tabela 5.8 apresenta os valores de  $(L/D)$ ,  $(EA/L)$  e da inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque calculada a partir dos três critérios comentados anteriormente. No cálculo da pendente elástica da estaca foi adotado um valor de  $2.0 \times 10^7$  kPa para o concreto não apilado e  $2.5 \times 10^7$  kPa para o concreto apilado.

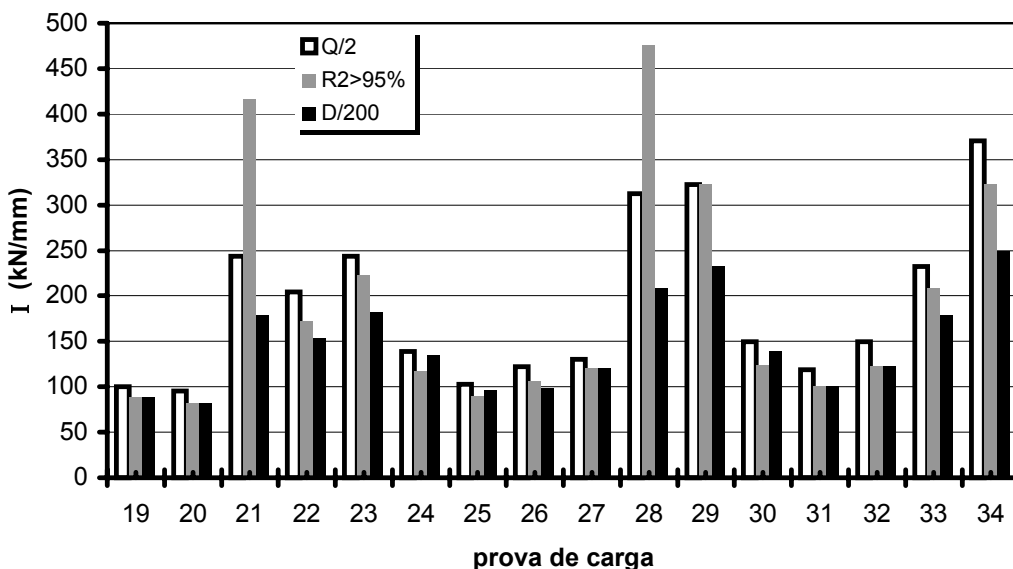
Tabela 5.8 Valores de (L/D), (EA/L) e I

Prova de Carga	(L/D)	(EA/L) (kN/mm)	$I_{Q/2}$ (kN/mm)	$I_R^2$ (kN/mm)	$I_{D/200}$ (kN/mm)
P1	16.0	245	80	71	80
P2	16.0	245	84	77	88
P3	16.5	238	238	238	154
P4	16.0	245	143	128	120
P5	16.0	245	156	145	106
P6	16.0	245	161	156	145
P7	24.0	164	99	109	109
P8	25.0	157	93	69	101
P9	27.0	145	106	106	99
P10	27.5	143	76	53	79
P11	26.5	148	152	135	145
P12	28.0	140	182	385	152
P13	31.5	125	116	263	159
P14	31.0	127	94	172	130
P15	31.5	125	71	91	81
P16	33.0	119	62		85
P17	33.5	117			
P18	33.5	117			
P19	15.5	203	100	88	88
P20	14.5	217	95	81	81
P21	20.0	157	244	417	179
P22	21.0	150	204	172	154
P23	24.5	128	244	222	182
P24	25.0	126	139	118	135
P25	11.0	428	103	90	96
P26	10.3	456	122	106	99
P27	13.3	353	130	120	120
P28	13.3	353	313	476	208
P29	16.0	295	323	323	233
P30	16.7	283	149	123	139
P31	11.0	428	119	101	101
P32	10.3	456	149	122	122
P33	13.3	353	233	208	179
P34	13.3	353	370	323	250
P35	16.0	196	196	172	172
P36	20.0	157	556		213
P37	23.0	137	385	313	294
P38	15.5	253	588		270
P39	20.5	192	400		286
P40	<b>26.0</b>	<b>151</b>	102	91	125
P41	18.0	175	278		
P42	23.0	137	556	769	323
P43	26.0	121	172	139	154
P44	<b>21.0</b>	<b>187</b>	286	588	270
P45	23.0	171	323	263	263
P46	<b>24.5</b>	<b>160</b>	625		435

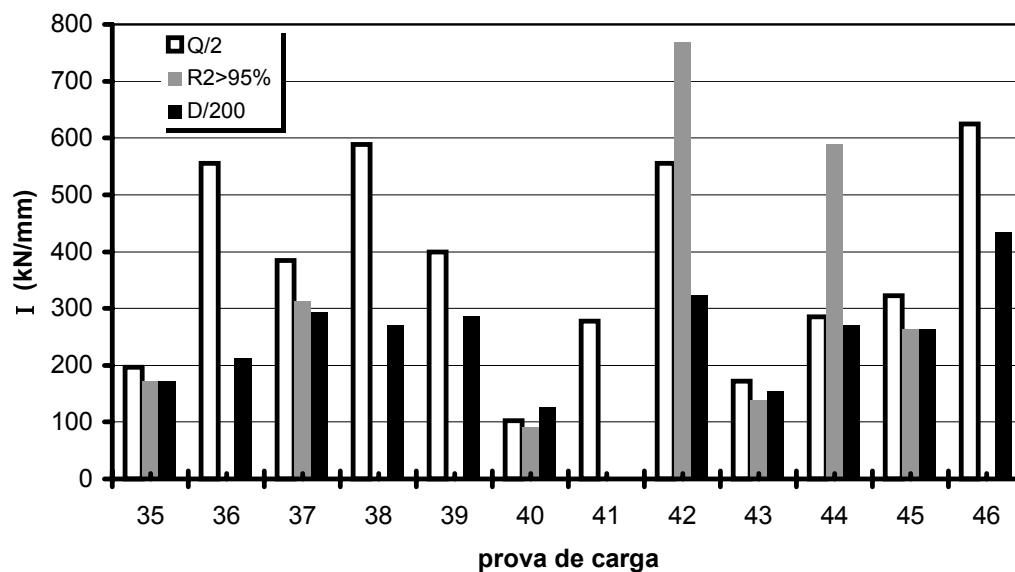
Nas Figuras 5.11, 5.12 e 5.13 são comparados os valores da inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque a partir dos três métodos utilizados. Em geral os três critérios fornecem valores dentro da mesma ordem de magnitude, porém faz-se necessário algumas considerações. Deve-se notar que na Figura 5.13 o eixo das ordenadas atinge um valor máximo de 800 kN/mm, enquanto nas figuras anteriores o valor máximo atingido situa-se em torno de 500 kN/mm.



**Figura 5.11** Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque, provas de carga P1 a P18



**Figura 5.12** Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque, provas de carga P19 a P34



**Figura 5.13** Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque, provas de carga P35 a P46

Na aplicação do critério “Q/2” o trecho considerado resultava menor que o trecho linear determinado em uma análise visual da curva carga recalque (com este critério atinge-se recalques claramente inferiores aos correspondentes ao início da transição entre os tramos elástico e plástico). Em alguns casos, na execução das provas, nos primeiros estágios de carregamento, o comportamento registrado dos recalques mostrava-se algo errático devido à acomodação do sistema de aplicação de cargas. Como consequência, os primeiros pontos da curva carga x recalque nem sempre apresentaram um comportamento totalmente linear. A regressão dos pontos da curva carga x recalque resultava portanto em inclinações do trecho inicial não representativo do comportamento linear do sistema solo-estaca. Em alguns casos, o critério “R<sup>2</sup>” não pode ser aplicado ou não forneceu valores representativos do trecho linear compatível com outros critérios.

Com base nas considerações anteriores, a magnitude da inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque (I) utilizada nas análises a seguir, foi a estimada a partir do critério “D/200”.

Os resultados são resumidos nas Figuras 5.14, 5.15 e 5.16, nas quais a inclinação é expressa como função do procedimento executivo da estaca e de sua inclinação com

relação à vertical. O valor de  $I$  mostrou-se independente do efeito do apiloamento do concreto, do tempo de espera, nos intervalos estudados, e da inclinação da estaca em relação à vertical. Na Figura 5.14 as barras cheias correspondem às estacas apiloadas, enquanto que as barras vazadas representam as estacas não apiloadas.

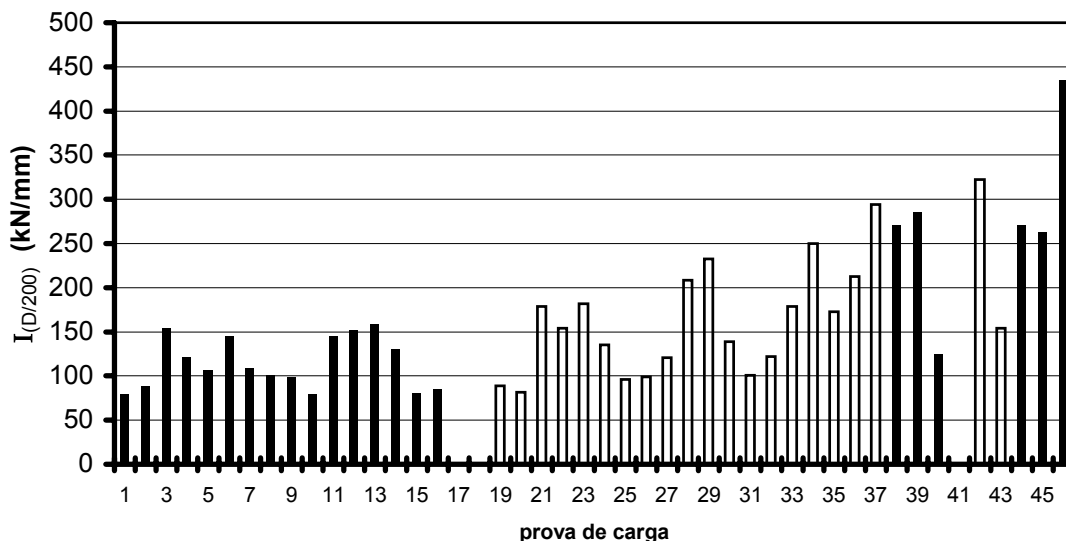


Figura 5.14 Inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque ( $I$ )

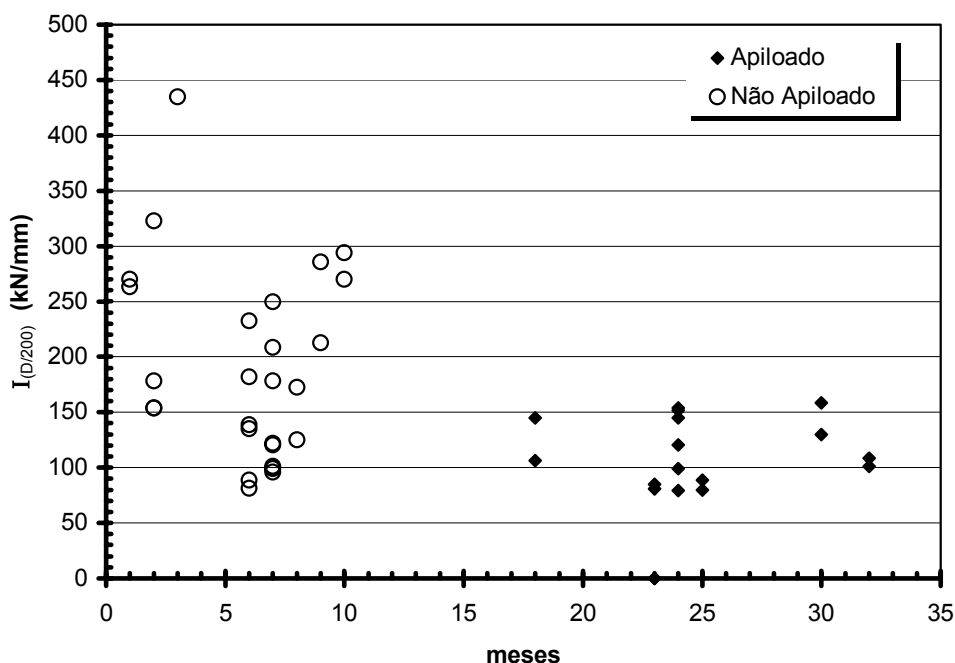
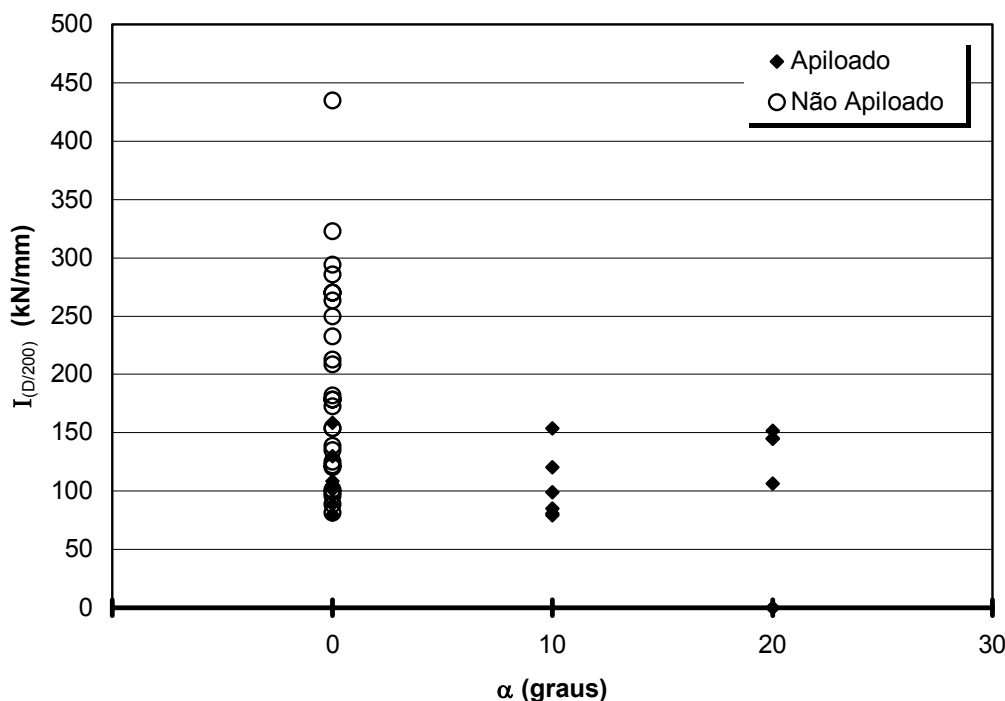


Figura 5.15 Influência em  $I$  do tempo de espera



**Figura 5.16** Influência em I da inclinação da estaca em relação à vertical

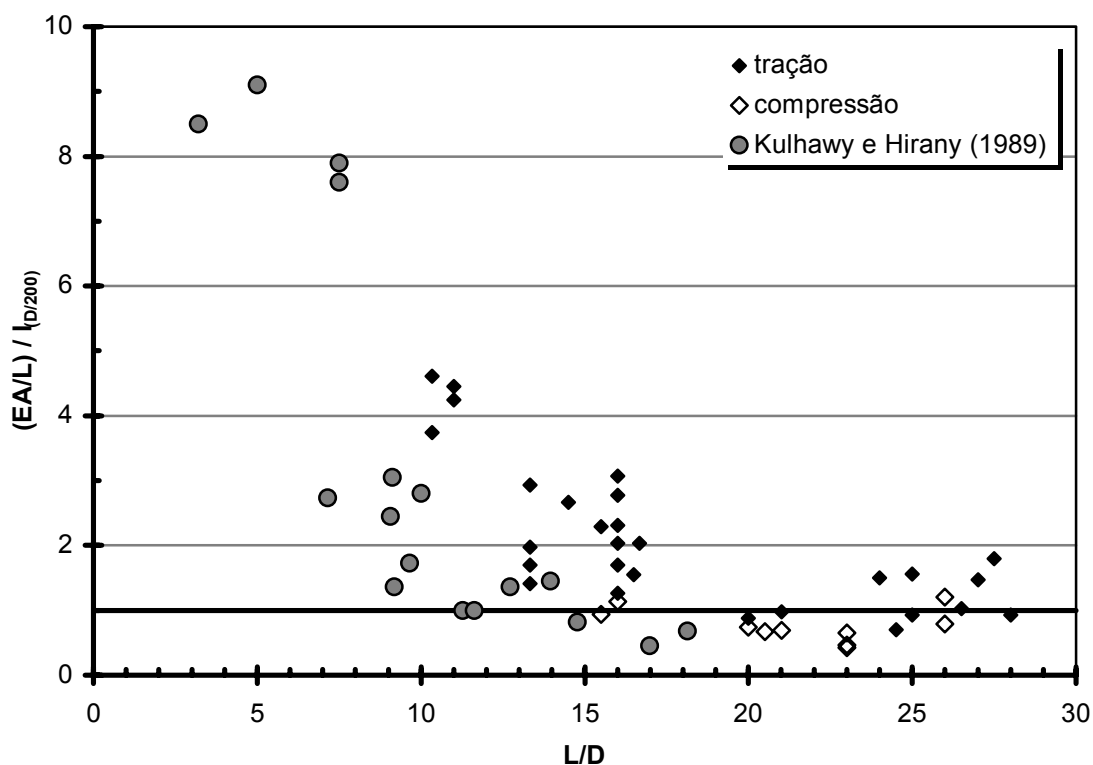
Com o objetivo de estabelecer critérios de projeto que permitam estimar a magnitude do recalque de estacas, apresenta-se na Figura 5.17 a razão  $(EA/L)/I$  expressa em função da relação  $(L/D)$  das estacas ensaiadas. O valor da inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque ( $I$ ) adotado no gráfico, foi o estimado a partir do critério “D/200”.

O comportamento geral das estacas analisadas, observado no gráfico da Figura 5.17, corresponde ao comportamento apresentado por Kulhawy e Hirany (1989). Conforme observado, a razão  $(EA/L)/I$  decresce com o aumento dos valores de  $(L/D)$ , até atingir-se uma assíntota próxima à unidade.

No caso das estacas ensaiadas à compressão o valor da razão  $(EA/L)/I$  variou sempre em torno da unidade para os valores de  $(L/D)$  estudados, variando na faixa entre 13 e 25, confirmando os padrões de comportamento sugeridos por Kulhawy e Hirany (1989). É interessante notar que as estacas ensaiadas à tração na formação “Libertad” apresentaram a mesma tendência observada por Kulhawy e Hirany (1989) para estacas ensaiadas à compressão, porém com maior dispersão nos valores de  $(EA/L)/I$  e, principalmente com uma assíntota ligeiramente acima da unidade; i.e. os valores



correspondente às estacas ensaiadas à tração situam-se sistematicamente acima da faixa determinada pelo resultados obtidos à compressão. Não há uma explicação segura para explicar as diferenças observadas.



**Figura 5.17** Efeito da geometria da estaca ( $L/D$ ) na relação entre pendente elástica da estaca ( $EA/L$ ) e a inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque ( $l_{D/200}$ )

Embora tenha-se observado uma dispersão significativa nos resultados das provas de carga sugere-se, com base nos resultados experimentais, que é possível estimar a magnitude dos recalques elásticos de estacas escavadas, na formação “Libertad”, a partir da razão  $EA/L$ , cuja aplicação é bastante simples pois depende do conhecimento do módulo de elasticidade do concreto e da geometria da estaca.

#### 5.4 ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

No cálculo da capacidade de carga das estacas foram utilizados os métodos de previsão da capacidade de carga descritos no Capítulo 2: de Aoki & Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Cabral (1987), baseados nos resultados do ensaio SPT, e Aoki & Velloso (1975), P.P.C. Velloso (1981) e Philipponnat (1986), baseados no ensaio resultados do ensaio CPT. Em relação às sondagens, foram utilizados os dados apresentados no Capítulo 3, trabalhando-se com valores médios dos resultados dos ensaios SPT e CPT. A geometria das estacas foi definida a partir do diâmetro nominal e o comprimento estimado no ensaio de integridade, conforme discutido no início do capítulo.

É importante ressaltar que os métodos de previsão de capacidade de carga abordados são, todos eles, de origem probabilística, e portanto são influenciados pelas condições locais de execução de estacas e características de solos, refletindo experiências regionais. Neste sentido, os autores dos métodos advertem sempre que a extrapolação a outros locais e outros tipos de estacas deve ser realizada com cautela, recomendando a validação do método através de provas de carga. O objetivo deste item é avaliar a adequabilidade dos métodos analisados às condições usualmente encontradas na realidade uruguaia.

A simbologia utilizada nas tabelas e nos gráficos apresentados a seguir será a seguinte:

$Q_{AV-SPT}$  = capacidade de carga prevista pelo método de Aoki & Velloso (1975), com base no SPT

$Q_{DC}$  = capacidade de carga prevista pelo método de Decourt e Quaresma (1978)

$Q_C$  = capacidade de carga prevista pelo método de Cabral (1987)

$Q_{AV-CPT}$  = capacidade de carga prevista pelo método de Aoki & Velloso (1975), com base no CPT

$Q_{PV}$  = capacidade de carga prevista pelo método de P.P.C. Velloso (1981)

$Q_{Ph}$  = capacidade de carga prevista pelo método de Philipponnat (1986)

Na Tabela 5.9 resumem-se os valores de carga de ruptura previstos pelos métodos analisados; apresenta-se também o valor da carga de ruptura experimental. As Figuras 5.18 a 5.23 apresentam, para cada um dos métodos analisados, o gráfico carga prevista *versus* carga de ruptura experimental e o gráfico de frequências, em função da porcentagem da carga de ruptura experimental.

Nos gráficos carga prevista *versus* carga de ruptura experimental é apresentada também a reta de ajuste ideal para esta relação (1:1), bem como as retas de correlação 1:2, 1:4, 2:1 e 4:1, com o objetivo de balizar a dispersão encontrada em cada método. Na representação dos pontos correspondentes a cada prova de carga, as provas de carga a tração são representadas com símbolos cheios, enquanto que a representação dos pontos correspondentes às provas de carga à compressão é feita através de símbolos vazados.

De modo geral, os métodos de previsão de capacidade de carga analisados forneceram valores dentro de uma mesma magnitude de carga. Em geral os métodos são ligeiramente conservadores, em concordância com a própria filosofia dos mesmos na qual sugere-se uma estimativa da ordem de grandeza da carga de ruptura da estaca.

O método de Aoki & Velloso (1975), tanto baseado no SPT quanto no CPT, fornece valores conservadores de capacidade de carga prevista para as estacas, em relação à carga de ruptura experimental. Os valores previstos pelo método resultam na média da ordem do 23% dos valores medidos nas provas de carga. Observa-se também que a relação ( $Q_{\text{prevista}}/Q_{\text{exp}}$ ) tende a ser maior nas provas de carga à compressão.

O método de Decourt e Quaresma (1978), também subestima os valores de capacidade de carga, apresentando uma relação entre carga prevista e carga estimada da ordem do 40% .

O método de Cabral (1987) é o método que apresenta melhor desempenho entre aqueles baseados no SPT. Fornece valores de capacidade de carga na média da ordem do 47% dos valores medidos nas provas de carga, sempre abaixo da reta de ajuste ideal (1:1).

O método de P.P.C. Velloso (1981) apresenta um comportamento diferenciado em tração e em compressão. Nas provas de carga à tração os pontos situam-se em torno da

reta de ajuste ideal, porém alguns situam-se acima da reta de ajuste 1:1. Os valores previstos pelo método, para as estacas ensaiadas à tração resultam na média da ordem do 94% dos valores medidos nas provas de carga. Sendo assim, o método fornece uma boa estimativa da capacidade de carga à tração, porém com valores ligeiramente contrários à segurança. Nas provas de carga à compressão, o método fornece valores previstos maiores que os medidos, da ordem do 120% na média, contra à segurança.

O método de Philipponnat (1986) apresenta o melhor desempenho dos métodos analisados. Fornece valores de capacidade de carga prevista próximos aos medidos e sempre menores, em concordância com a filosofia adotada neste tipo de abordagem. Os valores previstos pelo método são na média da ordem do 70% dos valores medidos nas provas de carga.

Tabela 5.9 Capacidade de carga, valores experimentais e previstos

Prova de Carga	Q <sub>exp</sub> (kN)	com base no SPT			com base no CPT		
		Q <sub>AV-SPT</sub> (kN)	Q <sub>DC</sub> (kN)	Q <sub>C</sub> (kN)	Q <sub>AV-CPT</sub> (kN)	Q <sub>PV</sub> (kN)	Q <sub>Ph</sub> (kN)
P1	214	26	54	69	34	134	103
P2	221	25	55	67	35	135	103
P3	174	28	57	72	34	138	106
P4	184	26	54	69	34	134	103
P5	147	25	55	67	35	135	103
P6	159	26	55	70	35	135	103
P7	288	45	95	124	44	188	154
P8	288	48	100	134	54	196	161
P9	246	53	112	143	59	208	176
P10	259	55	114	150	61	211	179
P11	233	52	109	142	58	205	171
P12	228	57	117	158	63	214	183
P13	339	68	140	186	74	238	209
P14	337	66	136	177	71	235	204
P15	356	68	140	185	73	238	208
P16	334	73	152	199	79	248	222
P17	305	75	155	207	80	252	227
P18	303	75	156	204	80	251	227
P19	133	25	53	58	32	132	101
P20	127	22	49	54	29	127	95
P21	208	34	74	82	41	164	130
P22	208	37	78	88	44	171	136
P23	267	46	98	110	52	193	158
P24	261	48	100	114	54	196	161
P25	210	40	86	83	52	207	160
P26	194	36	79	77	47	199	151
P27	268	52	110	109	62	246	196
P28	272	52	110	109	62	246	196
P29	315	67	142	141	76	285	232
P30	313	71	150	151	80	294	242
P31	182	40	86	83	51	207	160
P32	173	36	79	77	47	199	151
P33	250	52	110	109	62	202	196
P34	242	52	110	109	62	246	196
P35	213	55	96	88	78	291	150
P36	185	68	120	121	67	326	175
P37	330	78	139	144	113	358	195
P38	250	54	94	98	62	291	147
P39	320	69	123	142	73	331	178
P40	347	88	158	192	91	392	219
P41	178	65	105	105	65	308	164
P42	236	78	138	139	81	358	195
P43	281	88	158	161	90	395	219
P44	500	71	125	140	72	338	182
P45	361	78	138	159	81	358	195
P46	690	83	150	173	83	376	207

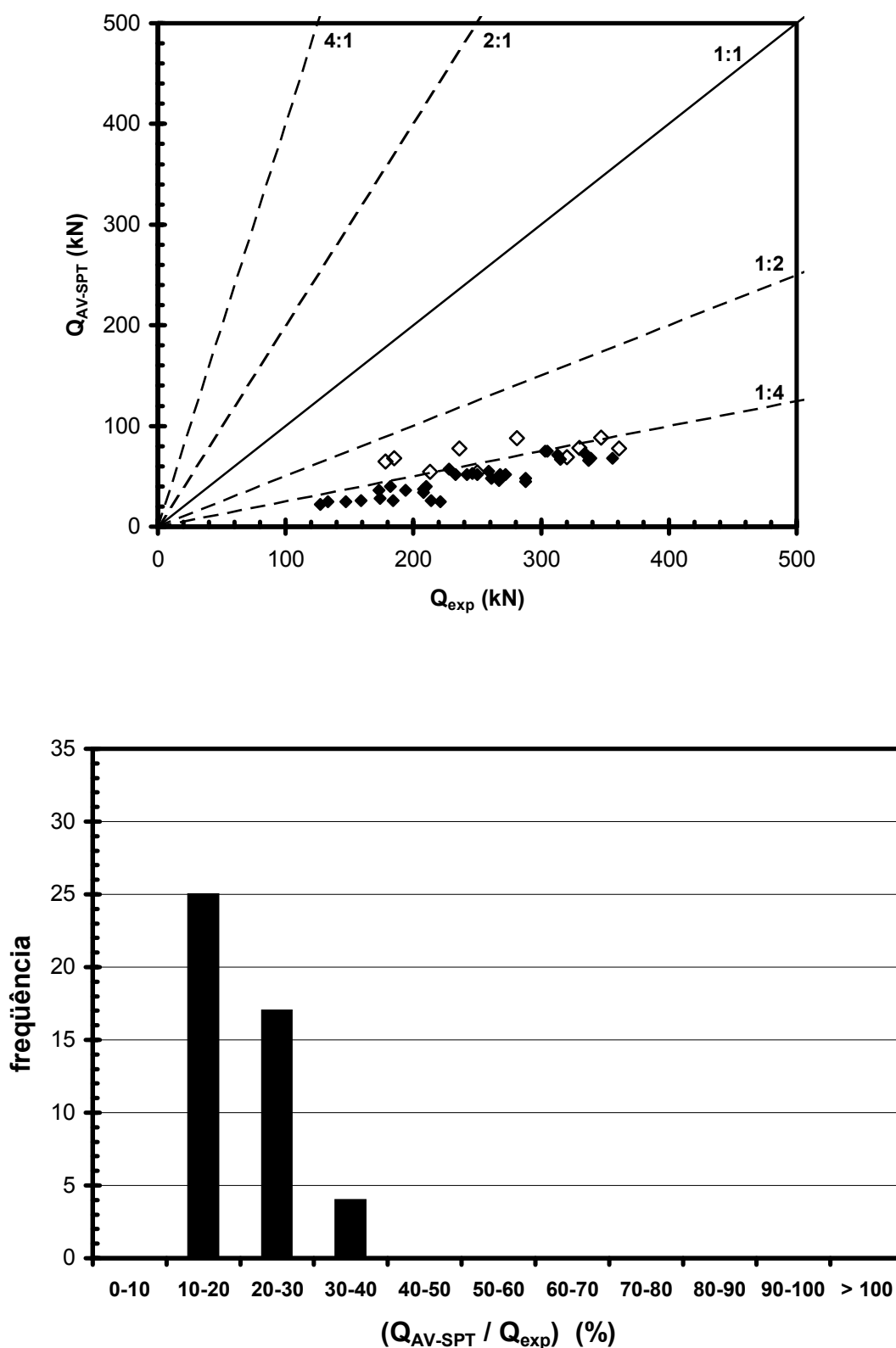


Figura 5.18 Método de Aoki e Veloso (1975) com base no SPT

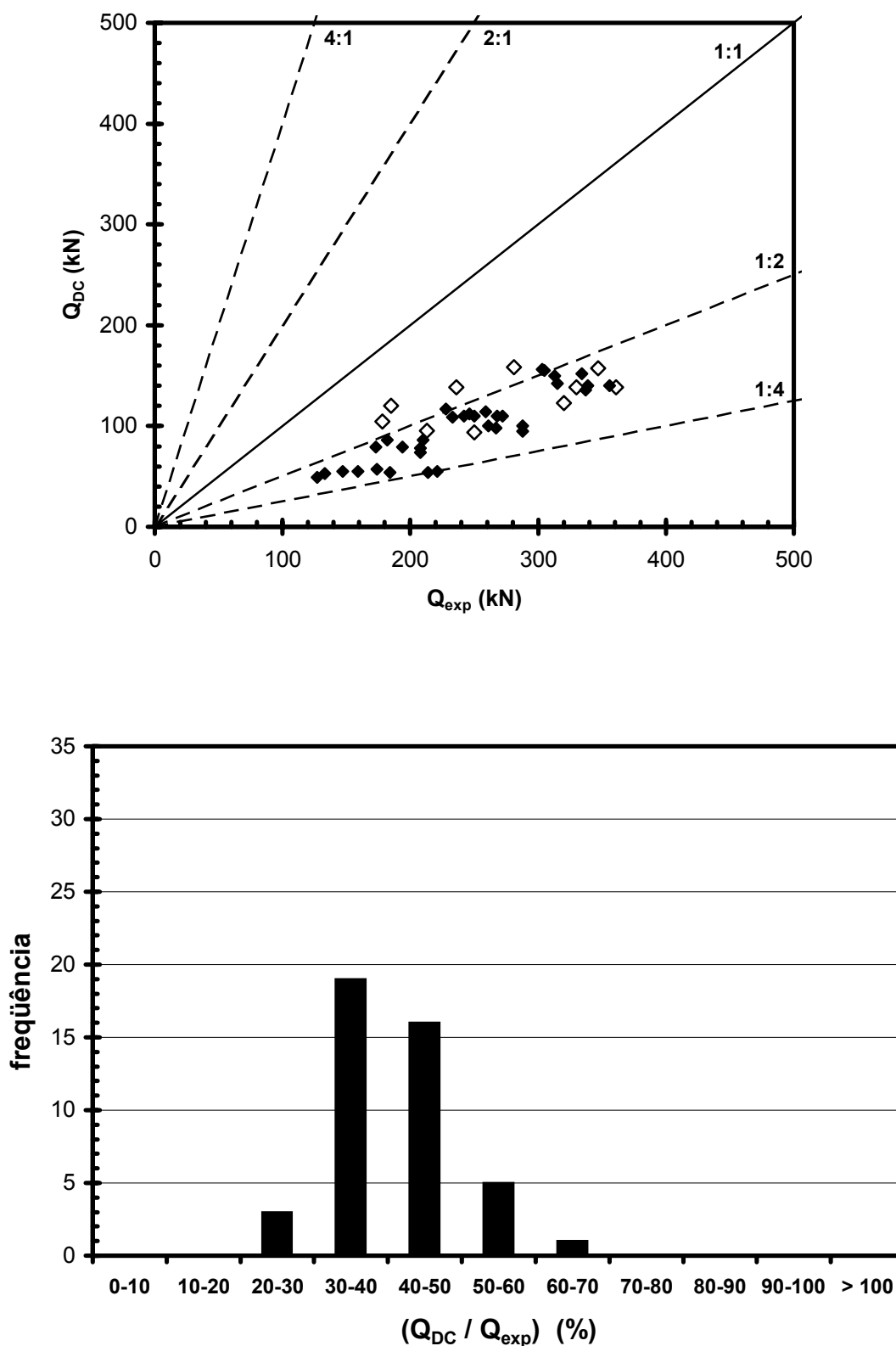


Figura 5.19 Método de Decourt e Quaresma (1978)

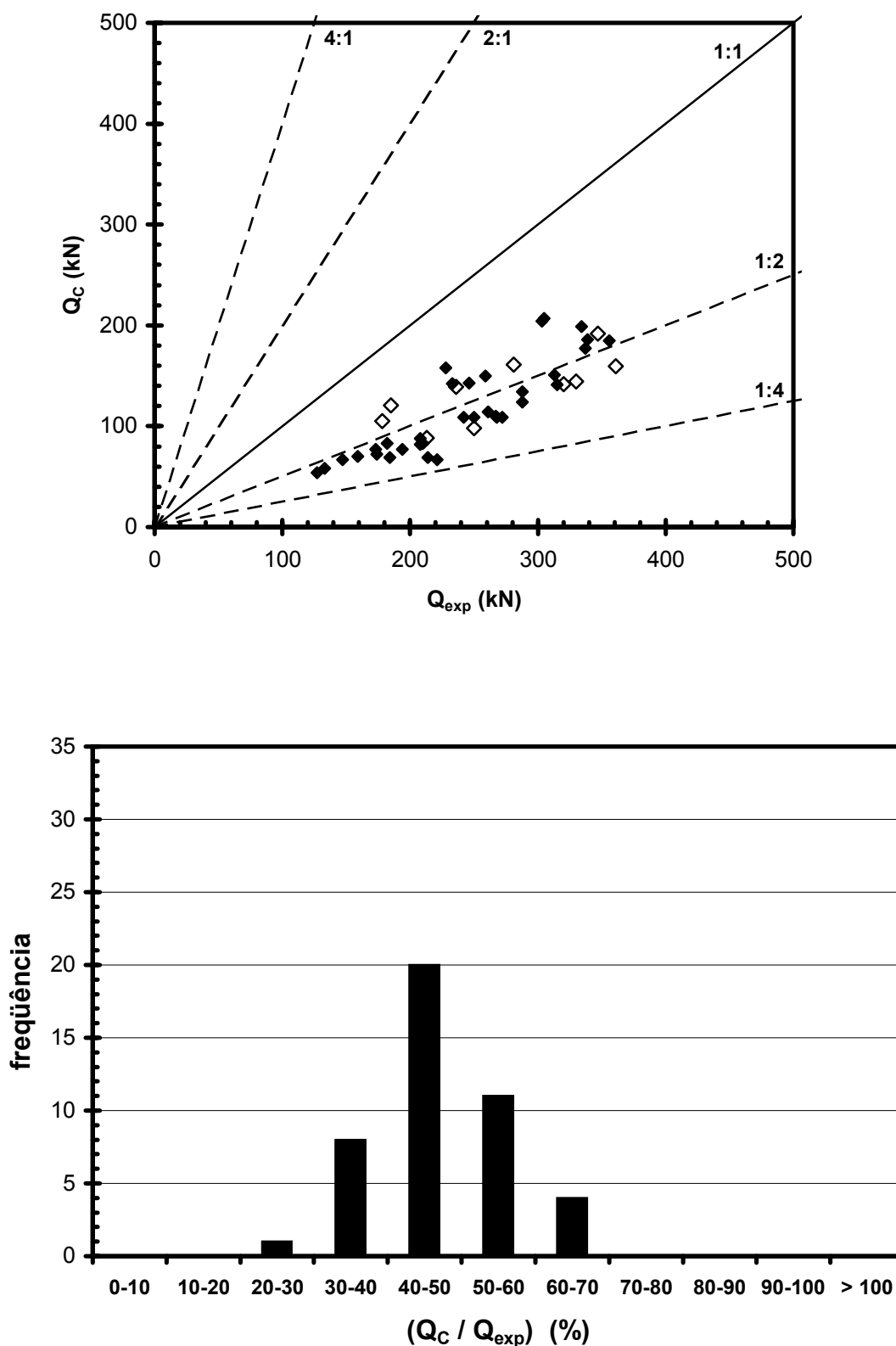


Figura 5.20 Método de Cabral (1987)



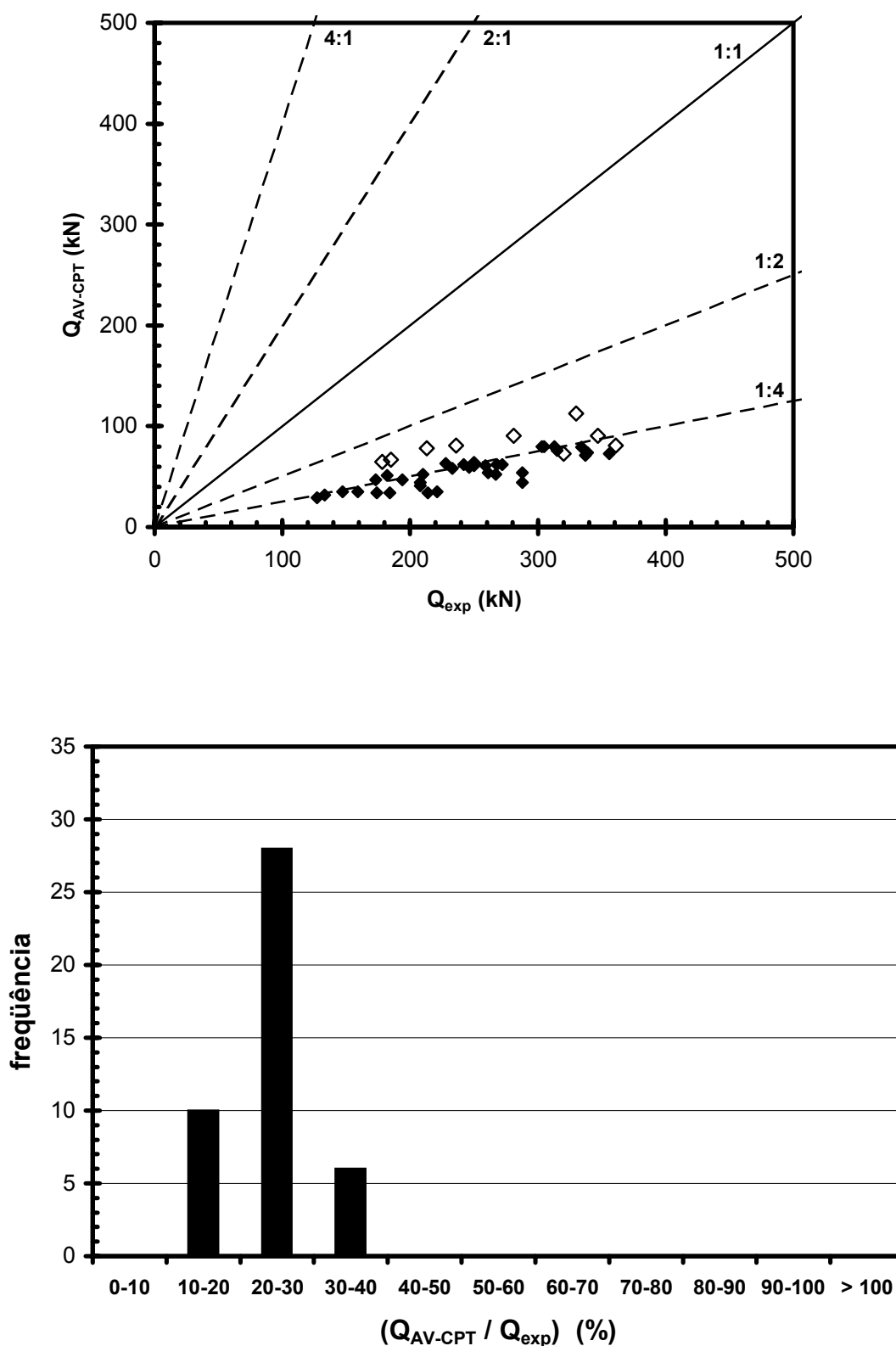


Figura 5.21 Método de Aoki e Veloso (1975) com base no CPT

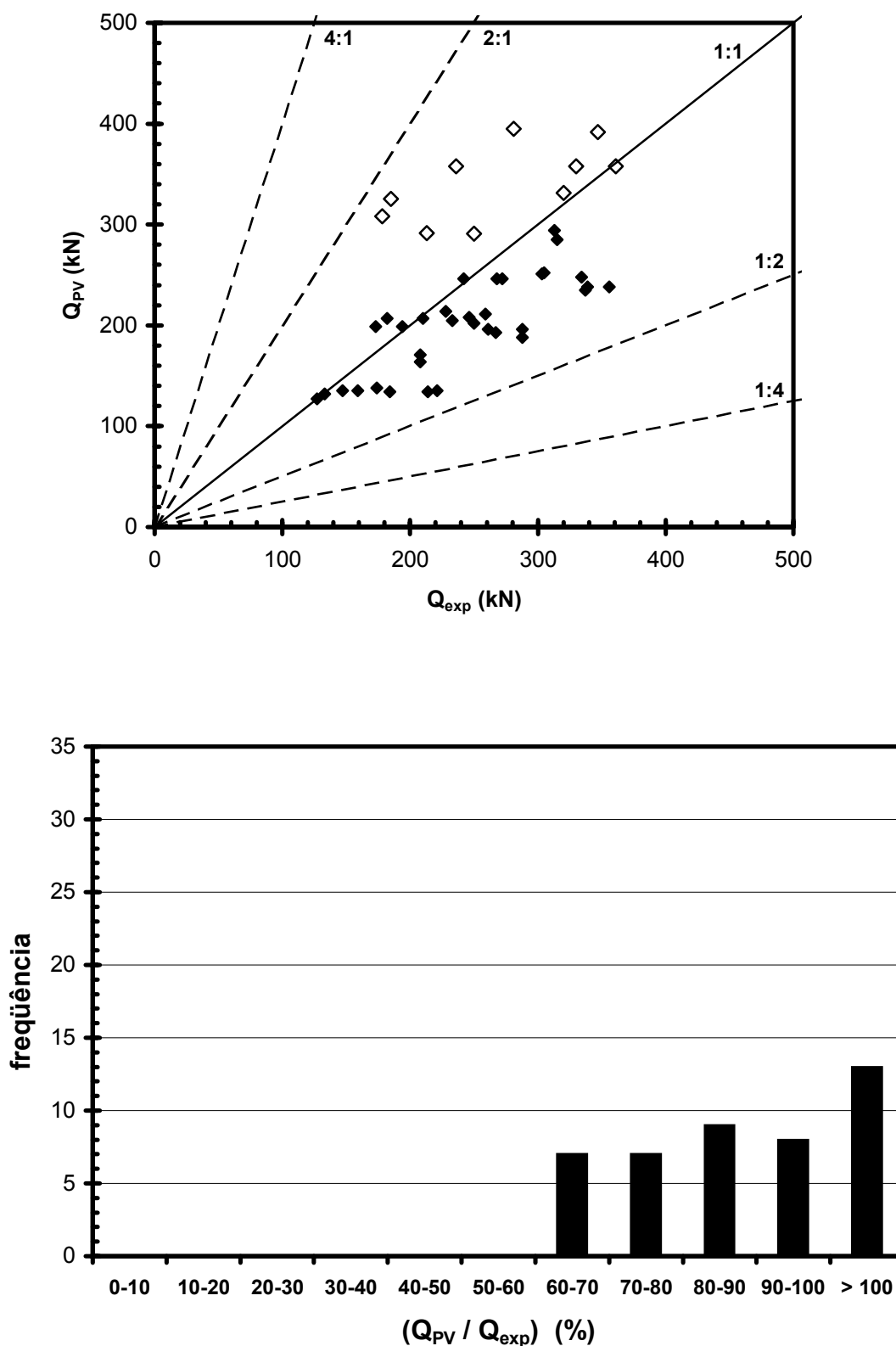


Figura 5.22 Método de P.P.C.Velloso (1981)

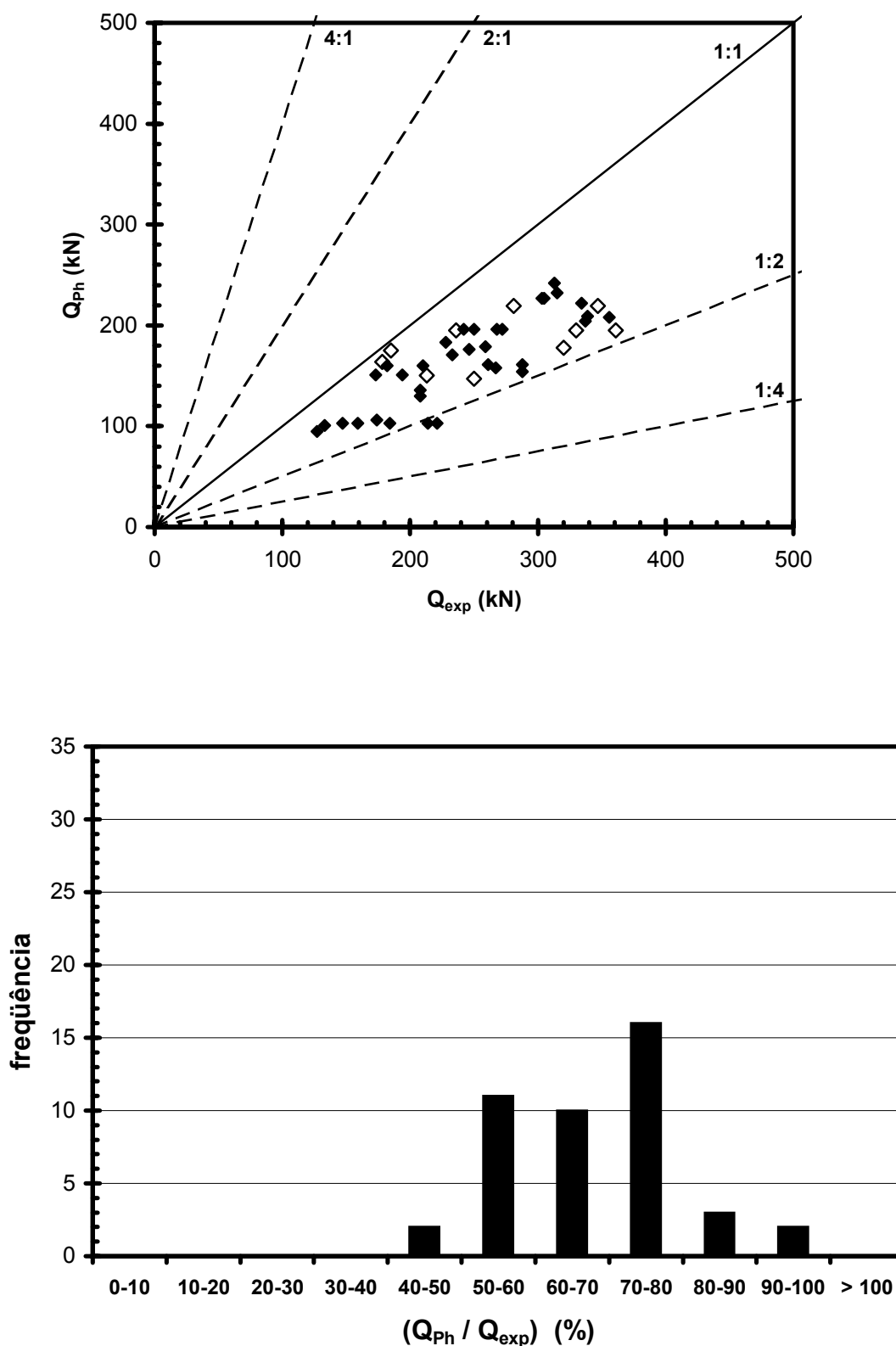


Figura 5.23 Método de Philipponnat (1986)

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 6.1 CONCLUSÕES

As principais conclusões deste trabalho, estabelecidas a partir da análise dos resultados das provas de carga e dos ensaios de penetração SPT e CPT, algumas das quais já foram enunciadas no decorrer do texto, são ordenadas e resumidas a seguir:

#### **i) Quanto à determinação da carga de ruptura**

Um dos objetivos do presente estudo foi o de conduzir as provas de carga até a ruptura ou até um valor de carga muito próximo à ruptura, tentando caracterizar o comportamento das estacas a grandes deformações. Para este conjunto de resultados experimentais, o valor estimado da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque é independente do método empregado em sua determinação, seja pela observação direta dos resultados experimentais ou através da aplicação dos critérios de interpretação apresentados.

#### **ii) Quanto à estimativa do atrito lateral unitário na ruptura**

Os resultados obtidos nas provas de carga à tração permitem concluir que para os intervalos de tempo analisados, entre 1 e 32 meses, a magnitude da tensão unitária de atrito lateral ( $q_s$ ) não é influenciada pelo tempo de espera entre a construção da estaca e a execução da prova de carga.

Em relação à influência da inclinação da estaca em relação à vertical, no caso das estacas apiloadas (P1 a P18), a tensão  $q_s$  apresenta uma tendência de diminuir com o aumento da inclinação da estaca, porém a variação é da mesma ordem de grandeza da dispersão dos valores encontrados. O valor médio de  $q_s$  correspondente às estacas verticais (96kPa) resultou 17% maior que o valor correspondente às estacas inclinadas a 10 graus (82kPa), e 33% maior que o valor correspondente às estacas inclinadas a 20 graus (72kPa). Este comportamento poderia ser atribuído à diminuição da eficiência do

apiloamento com o aumento da inclinação da estaca. Para maiores inclinações, o atrito existente entre o pilão e a armadura da estaca aumenta, aplicando-se uma energia de compactação menor (note-se que a armadura serve de guia ao pilão). Sendo assim, a eficiência do apiloamento resulta máxima nas estacas verticais (condição mais próxima à queda livre) o que é consistente com os valores obtidos experimentalmente. Poderia-se ainda sugerir que o aumento de resistência seria decorrência do aumento do diâmetro da estaca ou do aumento do atrito solo-estaca durante o apiloamento; a hipótese de aumento de diâmetro é desconsiderada no presente trabalho dada as características do solo e a energia de compactação utilizada no campo. A diminuição de  $q_s$  com o aumento da inclinação da estaca poderia ser atribuído também à anisotropia do solo, porém é necessário, para uma comprovação mais precisa, a realização por exemplo de ensaios de cisalhamento direto em amostras obtidas a diferentes inclinações, no sentido de avaliar o possível comportamento anisotrópico do solo.

As estacas apiloadas inclinadas a 20 graus apresentam um comportamento similar às estacas não apiloadas verticais, com valores médios para  $q_s$  de 72kPa e 74kPa respectivamente. Em consequência nas estacas inclinadas a 20 graus o apiloamento não teria influência na magnitude de  $q_s$ , ou seja a eficiência do apiloamento seria quase nula.

Analisando exclusivamente o comportamento das estacas verticais, observa-se que as estacas apiloadas apresentam um valor médio da tensão  $q_s$  22% maior que o valor médio correspondente às estacas não apiloadas. Por isto, na estimativa da resistência por atrito lateral das estacas ensaiadas nas provas de carga à compressão foram utilizados valores médios de  $q_s$  diferenciados para estacas apiloadas e não apiloadas. O valor característico de atrito lateral unitário na ruptura  $q_s$  adotado para as estacas apiloadas foi 96kPa, enquanto que o valor adotado para as estacas não apiloadas foi 74kPa.

A comparação entre os valores de atrito lateral unitário à tração estimados na ruptura e os valores de atrito lateral unitário previstos a partir dos métodos de previsão de capacidade de carga empregados, permite os seguintes comentários:

- No caso das estacas não apiloadas, o método de Aoki & Velloso (1975) fornece valores de  $q_s$  significativamente menores que o valor médio de  $q_s$  estimado a partir

das provas de carga, da ordem do 30%. Os métodos de Decourt e Quaresma (1978) e Cabral (1987) apresentam valores da ordem do 40% do valor médio estimado a partir das provas de carga. Por último, os métodos de P.P.C. Velloso (1981) e Philipponnat (1986) forneceram as melhores previsões, com valores previstos da ordem do 80% do valor médio estimado nas provas de carga;

- No caso das estacas apiloadas os métodos de previsão subestimam os valores medidos experimentalmente, especialmente nas provas de carga em estacas verticais.

A partir da estimativa da resistência por atrito lateral das estacas ensaiadas nas provas de carga à compressão, observou-se que a resistência de base mobilizada nas provas de carga P36, P41 e P42 resultou nula ou muito pequena, embora as provas de carga tenham sido conduzidas até a ruptura. Sugere-se que este comportamento pode ser atribuído ao fato destas estacas apresentarem concreto não apiloadado cujo “slump” é muito baixo, inferior a valores recomendados na prática internacional, conforme discutido no Capítulo 4. Outra possibilidade considerada refere-se à limpeza defeituosa do fundo da escavação previamente à concretagem.

A comparação entre os valores de tensão na base estimados na ruptura e os valores previstos a partir dos métodos de previsão de capacidade de carga empregados, permite os seguintes comentários:

- O método de P.P.C.Velloso (1981) fornece valores contrários à segurança, i.e. cargas estimadas superiores a cargas medidas;
- Os demais métodos fornecem valores previstos próximos entre si, porém com uma dispersão considerável; subestimam os valores de tensão na base e situam-se geralmente acima da relação 1:2 entre tensão prevista e tensão medida.

### **iii) Quanto à deformabilidade do sistema solo-estaca**

Tanto o apiloamento do concreto quanto a inclinação da estaca em relação à vertical não influenciam na magnitude da inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque. Observou-se também que para os intervalos de tempo analisados, entre 1 e 32 meses, a magnitude da inclinação do trecho inicial linear da curva carga-recalque não é

influenciada pelo tempo de espera entre a construção da estaca e a execução da prova de carga.

Em relação à razão  $(EA/L)/I$  em função da relação  $(L/D)$ , no caso das estacas ensaiadas à compressão, o valor da razão  $(EA/L)/I$  varia em torno da unidade para valores de  $(L/D)$  variando entre 13 e 25. Esta evidência confirma o comportamento anteriormente sugerido por Kulhawy e Hirany (1989). As estacas ensaiadas à tração apresentaram a mesma tendência das estacas ensaiadas à compressão, porém com uma dispersão mais significativa nos valores da razão  $(EA/L)/I$ . Observa-se, ainda, que a assíntota correspondente às estacas ensaiadas à tração situa-se um pouco acima da unidade; não foi possível no entanto determinar as razões para a diferença de comportamento entre as estacas à compressão e à tração.

Com base nos resultados experimentais, sugere-se que é possível estimar a magnitude dos recalques elásticos de estacas escavadas, na formação “Libertad”, a partir da razão  $EA/L$ , cuja aplicação é bastante simples pois depende do conhecimento do módulo de elasticidade do concreto e da geometria da estaca.

#### **iv) Quanto ao desempenho dos métodos de previsão de capacidade de carga**

O método de Aoki & Velloso (1975), baseado tanto no SPT quanto em CPT, conduz a valores conservadores, subestimando os valores de capacidade de carga. Os valores previstos pelo método resultam na média da ordem do 23% dos valores medidos nas provas de carga. Observa-se também que a relação  $(Q_{\text{prevista}}/Q_{\text{exp}})$  tende a ser maior nas provas de carga à compressão.

O método de Decourt e Quaresma (1978) também mostrou-se conservador, porém apresenta uma relação média entre carga prevista e carga estimada da ordem do 40%.

O método de Cabral (1987) é o método que apresenta melhor desempenho entre todos os baseados no ensaio SPT. Fornece valores de capacidade de carga na média da ordem do 47% dos valores medidos nas provas de carga, sempre abaixo da reta de ajuste ideal (1:1).

O método de P.P.C. Velloso (1981) apresenta um comportamento diferenciado na tração e na compressão. Nas provas de carga à tração os pontos situam-se em torno da reta de ajuste ideal. Os valores previstos, para as estacas ensaiadas à tração resultam na média da ordem do 94% dos valores medidos nas provas de carga. Porém fornece, em alguns casos, valores contrários à segurança. Nas estacas à compressão, os valores previstos pelo método são na média da ordem do 120% dos valores medidos, novamente contrários à segurança.

O método de Philipponnat (1986) apresenta o melhor desempenho entre todos os métodos analisados. Fornece valores de capacidade de carga prevista muito próximos aos medidos e geralmente inferiores, em concordância com a filosofia adotada no tratamento de dados estatísticos. Os valores previstos resultam na média da ordem do 70% dos valores medidos nas provas de carga.

Na prática uruguaia, não é comum a utilização do ensaio CPT. Por esta razão, embora o método de Philipponnat (1986) tenha apresentado o melhor desempenho entre todos os métodos analisados, a aplicação deste procedimento é ainda restrita. Assim como no Brasil, o ensaio SPT constitui-se na ferramenta mais utilizada em projeto de fundações. Previsões de capacidade de carga em estacas escavadas na Formação “Libertad”, utilizando-se resultados de ensaios SPT, podem ser realizadas com base em métodos consagrados, recomendando-se para esta finalidade a adoção do método de Decourt e Quaresma (1978) ou Cabral (1987).

## **6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Visando aprofundar os conhecimentos em relação ao comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da Formação “Libertad”, formulam-se as seguintes sugestões:

Realizar provas de carga em estacas instrumentadas, com o objetivo de conhecer a distribuição de cargas ao longo do fuste e na base da estaca, para compreender melhor o fenômeno de transferência de cargas na interação solo estaca.



Realizar ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas retiradas do local de construção das estacas. Os resultados destes ensaios de laboratório poderão ser utilizados na comparação dos resultados obtidos nas provas de carga e nos métodos estatísticos de previsão de capacidade de carga com métodos teóricos.

Escavar várias das estacas ensaiadas, com o objetivo de observar cuidadosamente o fuste das estacas. Escavando algumas das estacas apiloadas, tanto verticais quanto inclinadas, poderá ser avaliada a influência do apiloamento no diâmetro da estaca. A escavação de algumas das estacas ensaiadas à compressão, especialmente aquelas com resistência de base nula ou quase nula, permitiria a verificação da presença de vazios no fuste possivelmente criadas na concretagem devido ao tipo de concreto utilizado.

Finalmente, observa-se a nível nacional (Uruguai) e internacional, inclusive no Brasil, uma tendência de uso de provas de cargas dinâmicas para avaliar o desempenho de estacas. A Universidade da República, em Montevideo, possui um equipamento de monitoramento de penetração dinâmica que deverá ser empregado para medir o comportamento das estacas em provas de carga dinâmicas. Este estudo possibilitará uma comparação entre comportamento estático e dinâmico e poderá avaliar a aplicabilidade desta prática em estacas escavadas no Uruguai.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT: NBR 6121/1986; *Estaca e tubulão – Prova de Carga – Método de ensaio*; Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986
- ABNT: NBR 6122/1996; *Projeto e execução de fundações*; Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996
- ABNT: NBR 6484/1980; *Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos – Método de ensaio*; Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980
- ABNT: NBR 12131/1991; *Estacas- Prova de carga estática – Método de ensaio*; Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991
- ABREU, L.; “Informe do estágio na Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá – UNESP”; Relatório interno; Montevideo; 1997
- ANTON, D & GOSO, H.; “Estado Actual de los conocimientos sobre el cuaternario en el Uruguay”; Dirección de suelos y fertilizantes, Ministerio de Agricultura y Pesca; Inédito; 1974
- ASCE, *Design of pile foundation – Technical engineering and design guides as adapted from the US Army Corps of Engineers*, N° 1, pp 56-62; ASCE; 1993
- ASTM D 1143/81 (r.1994); *Standard test method for piles under static axial compressive load*; American Society for Testing Materials; 1994
- ASTM D 3689/90 (r.1995); *Standard test method for individual piles under static axial tensile load*; American Society for Testing Materials; 1995
- AOKI, N & VELLOSO D.A.; “An approximate method to estimate the bearing capacity of piles”, in: V PCSMFE, vol. 5, pp. 373-388; Buenos Aires; 1975
- BAZANT, Z.; *Methods of foundation engineering*, pp. 382-383; Elsevier Scientific Publishing Company; 1979
- BURLAND, J. B. & COOKE, R. W.; “The design of bored piles in stiff clays”; *Ground Engineering*, vol.7, pp. 28-38; 1974
- CHAGAS MEKSRAITIS, P.R.; “Comportamento de microestacas”; dissertação de mestrado; CPGEC/UFRGS; Porto Alegre, 1988
- DA SILVEIRA MATOS, L.F.; “Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro num solo parcialmente saturado”; dissertação de mestrado; CPGEC/UFRGS; Porto Alegre, 1989

- DE CARVALHO SILVA, C.H.; “*Uso do valor  $N(SPT)$  na estimativa da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto*”; dissertação de mestrado; CPGEC/UFRGS; Porto Alegre, 1989
- DÉCOURT, L. & QUARESMA, A. R.; “Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT”; Proc. VI COBRAMSEF; Rio de Janeiro, 1978
- FELLENIUS, B. H.; “Test load of piles and new proof testing procedure”; Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 101, N° GT9, pp. 855-869; ASCE; 1975
- GOSO, H.; “El cenozoico en el Uruguay”; Instituto Geológico del Uruguay; Inédito; 1965
- GUTIÉRREZ, A.; “Sobre el ensayo de un grupo de pilotes sometidos a carga vertical y su interpretación. El caso de las marinas de Punta del Este”; Anales XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, pp. 125-136; Montevideo; 1993
- GUTIÉRREZ, A., RODRÍGUEZ, G. & ABREU, L.; “Fundación de torres de alta tensión mediante pilotes. Estudio de pilotes sometidos a cargas de tracción”; Anais X COBRAMSEF, vol. 1, pp. 207-213, Foz do iguaçu; 1994
- GUTIÉRREZ, A., RODRÍGUEZ, G. & BARTESAGHI, A.; “Fundación de torres de alta tensión mediante pilotes. Estudio de pilotes sometidos a cargas de tracción. Dispositivo de ensayo”; Anales XXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, vol. 3, pp. 1111-1119; São Carlos; 1997
- GUTIÉRREZ, A., ABREU, L., HASARD, D. & HOFFMANN, C.; “Fundación de torres de alta tensión mediante pilotes. Estudio de pilotes sometidos a cargas de tracción. Resultados en los suelos arcillosos de la formación Libertad-Dolores”; Anales XXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, vol. 3, pp. 1101-1110; São Carlos; 1997
- GUTIÉRREZ, A.; “Geotécnica y Fundaciones en el Uruguay”; Anais Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul - Geosul’98, pp. 89-105; Porto Alegre; 1998
- HIRANY, A. & KULHAWY, F. H.; “Interpretation of load tests on drilled shafts part 1: Axial compression”; Foundation Engineering: Current Principles and Practice, vol. 2, pp. 1132-1149; ASCE; 1989
- IET: IE 2/54; “*Procedimiento para el Ensayo de Pilotes*”; Instituto de Estructuras e Transporte, Faculdade de Engenharia; Montevideo; 1954
- IET; “Fundación de torres de alta tensión mediante pilotes. Estudio de pilotes sometidos a carga de tracción”; Relatório da 1ª etapa, Projecto CSIC; Montevideo; 1998

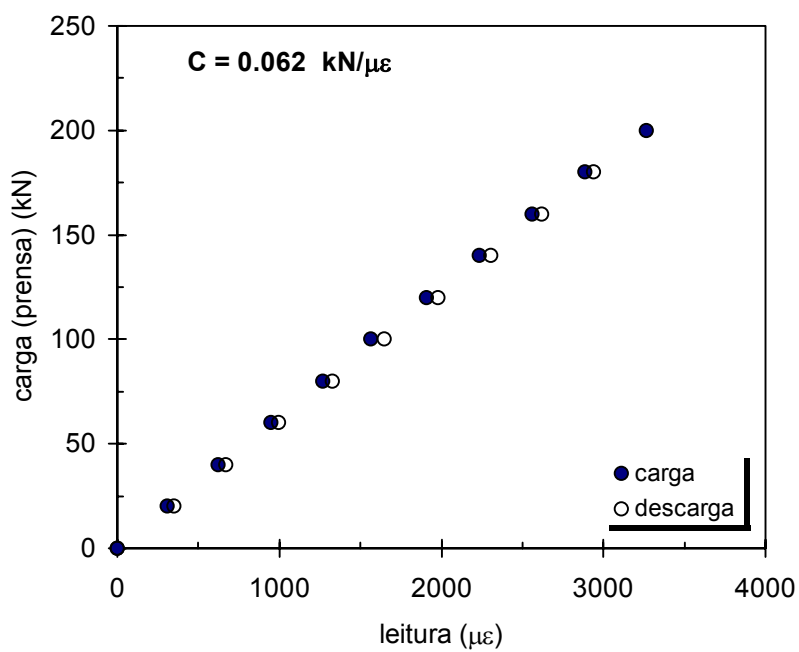
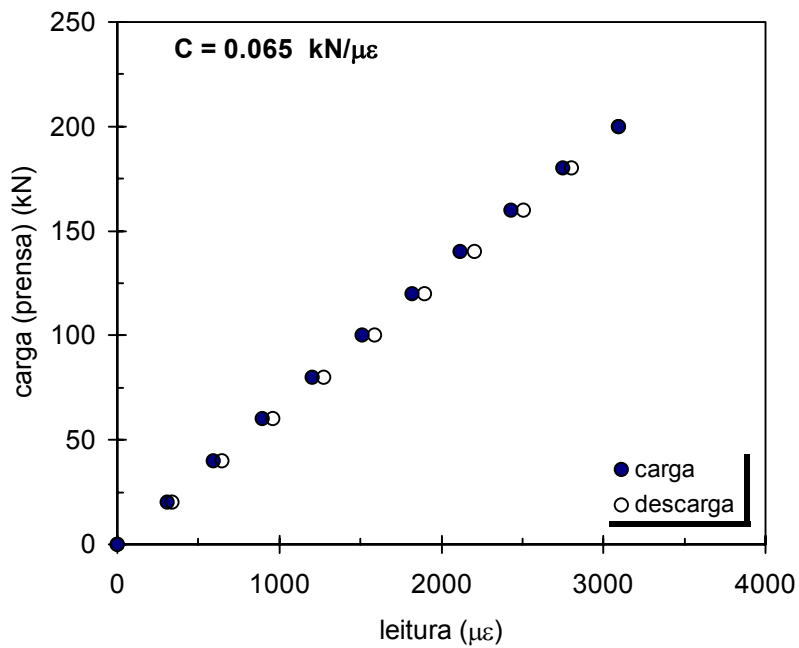
- IET; “Fundación de torres de alta tensión mediante pilotes. Estudio de pilotes sometidos a carga de tracción”; Relatório da 2ª etapa, Proyecto CSIC; Montevideo; 1999
- IET; “Determinación de los factores de seguridad reales en pilotes de pequeño diámetro, efecto de la compactación en la resistencia.”; Relatório final, Proyecto CONICYT-FINTEC; Montevideo; 1999
- KULHAWY, F. H. & HIRANY, A.; “Interpretation of load tests on drilled shafts part 2: Axial uplift”; *Foundation Engineering: Current Principles and Practice*, vol. 2, pp. 1150-1159; ASCE; 1989
- KULHAWY, F. H., TRAUTMANN, C. H., BEECH, J. F., O’ROURKE, T. D., MCGUIRE, W., WOOD, W.A. & CAPANO, C.; “Transmission line structure foundations for uplift/compression loading, Report EL-2870, Elec. Power Res. Inst.; Palo Alto; 1983
- LUNNE, T., ROBERTSON, P. K. & POWELL, J. J. M.; *Cone penetration testing in geotechnical practice*; Londres; Blackie Academic & professional; 1997
- MARQUES ALVES, I.P.; “*Comportamento de estacas escavadas no Rio Grande do Sul*”; dissertação de mestrado; CPGEC/UFRGS; Porto Alegre, 1984
- MILITITSKY, J.; “Provas de carga estáticas”; Proc. SEFE II, 1991
- MUSSO LAESPIGA, M. A.; *Estudo do Fenômeno de Expansão dos Sedimentos da Formação Libertad Quaternario): Metodologia de Avaliação e Mapeamento na região de Montevideo-Uruguai*; dissertação de mestrado; USP; São Carlos; 2001
- PERES RAMIRES, M.C.; “*Estudo do comportamento a compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo parcialmente saturado*”; dissertação de mestrado; CPGEC/UFRGS; Porto Alegre, 1993
- PHILIPPONNAT, G.; “Methode pratique de calcul d’un pieu isole a l’aide du penetromete statique”; in: *Revue Francaise de Geotechnique*, tradução da ABMS; 1986
- POULOS, H. G. & DAVIS, E. H.; *Pile foundation analysis and design*; John Wiley and Sons; 1980
- PRECIOZZI, f., SPOTURNO, J., HEINZEN, W. & ROSSI, P.; Carta Geológica del Uruguay – Escala 1:500.000. Memoria Descriptiva; DINAMIGE-MIE; Montevideo; 1988
- QUARESMA, A. R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A. R., ALMEIDA, M. S. S. & DAZINGER, F.; “Investigações Geotécnicas – Cap 2” in: *Fundações – Teoria e Prática*; ABMS/ABEF; SP; Editora Pini; 1996

- ROSTAN, A. E.; *O uso de métodos sísmicos e não destrutivos aplicados à geotecnia*; dissertação de mestrado; CPGEC/UFRGS; Porto Alegre, 1997
- SADALLA NETO, S. F.; *Estudo do comportamento de estacas injetadas – Capacidade de carga e interação solo-estaca*; dissertação de mestrado; PUC; Rio de Janeiro; 1995
- SCHNAID, FERNANDO; *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*; SP; Oficina de textos; 2000
- SIMONS, N.E, & MENZIES, B.K.; *A short course in foundation engineering*; Londres; Newnes-Butterworths; 1977
- TNO; *Sonic Integrity Testing User's Guide – FPDS6*; Delft; 1997
- VAN DER VEEN, C.; “The bearing capacity of a pile”; Proc. III ICSMFE, vol 2, pp. 84-90; Zurich; 1953
- VELLOSO, P. P. C.; “Estacas em solo. Dados para a estimativa do comprimento”; Ciclo de palestras sobre estacas escavadas; 1981
- VESIC, A. S.; “Design of pile foundations”; Research Report to Transportation Research Board, National research Council; Washington, D.C; 1977

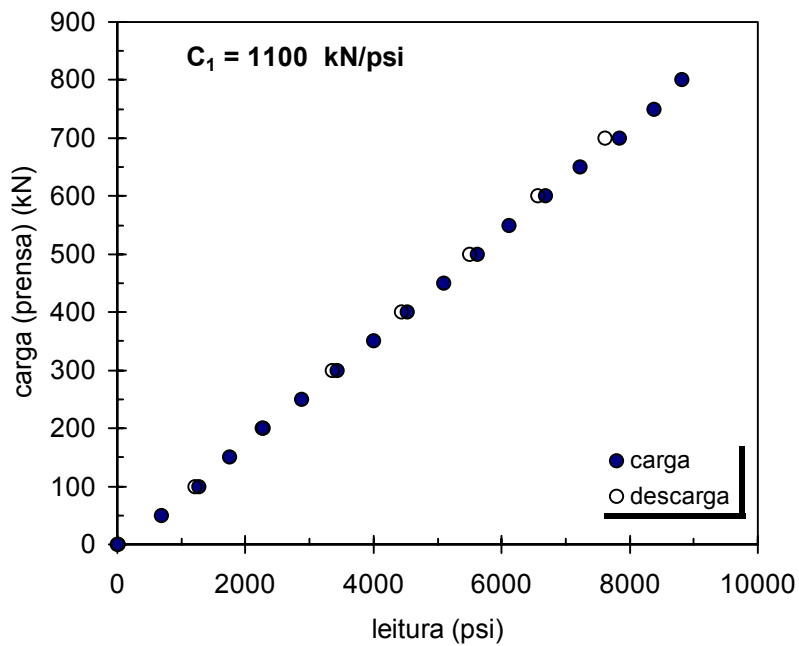
## **ANEXO**

---

### **CURVAS DE CALIBRAÇÃO – DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO DE CARGAS**



**Curvas de calibração - barras instrumentadas**



**Curva de calibração - conjunto bomba-manômetro-cilindro**