

PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE

**ESTACAS ESCAVADAS, HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA:
ESTUDO DO COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO EM SOLO
RESIDUAL DE DIABÁSIO, ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA
INSTRUMENTADAS EM PROFUNDIDADE**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do grau de Doutor em Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Faïçal Massad

Co-Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

São Paulo / SP

2001

PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE

**ESTACAS ESCAVADAS, HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA:
ESTUDO DO COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO EM SOLO
RESIDUAL DE DIABÁSIO, ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA
INSTRUMENTADAS EM PROFUNDIDADE**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do grau de Doutor em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Solos

Orientador: Prof. Dr. Faïçal Massad

Co-Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

São Paulo / SP

2001

Perante a prova a
cercar-te,
Serve, crê, ama e
confia,
Lembrando que, em toda
parte,
Deus vê, Deus sabe, Deus
guia.

(Chico Xavier por
Ferreira Aguiar)

Aos meus pais,
grandes colaboradores
no alcance de mais um
degrau nesta senda de
aprendizagem.

Ao querido irmão
Antônio (in-memoriam)
sempre presente nos
momentos mais
difíceis de minha
vida.

Ao meu filho Rodrigo,
fonte perene de
alegria.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Faiçal Massad, pela orientação, confiança, ensinamentos e compreensão durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho, cujo envolvimento, fundamental na elaboração deste trabalho, não pode ser mensurado.

À FUNDESP e aos seus diretores Aldo Corda e Riccardo Baratta, e ao seu gerente comercial Eng^o Miguel Ferreira, pelo apoio técnico e financeiro, relevante em todas as etapas da pesquisa, como também à sua equipe de campo, representada pelo encarregado Reinaldo A. Gomes, cuja experiência foi de suma importância na execução das estacas.

À FAPESP, pelo recursos financeiros necessários à realização da pesquisa.

Ao CNPq, pelo auxílio financeiro.

Aos professores, funcionários e alunos do Departamento de Estruturas e Fundações da EPUSP, por participarem desta caminhada.

À Feagri-Unicamp, especialmente ao Departamento de Construções Rurais, representada pelo Prof. Dr. Antônio L. Beraldo e demais professores, pelo apoio e cessão dos equipamentos, bem como a todos os funcionários do Campo Experimental.

À Faculdade de Engenharia de Sorocaba, dirigida pelo Eng^o Antônio Fábio Beldi e coordenada pelo Eng^o José Antônio De Milito, pelo apoio e incentivo dados durante o desenvolvimento da pesquisa.

À amiga Eng^a Anna Sílvia P. Peixoto, pelo companheirismo, conselhos e incentivo.

Ao amigo João Evaristo Bergamo, pelos seus conselhos, paciência e auxílio, principalmente nos momentos críticos.

Aos técnicos Alexandre Vaz de Lima e Márcio Luiz Pazini, pelo esforço dedicado a todas as etapas deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira (Unesp-Bauru), pelo incentivo e cessão dos equipamentos.

Aos colegas Eliezer Laister, Aline Cacace e Bruno Braz Zammataro, pela elaboração da parte gráfica e auxílio em campo.

Aos técnicos Roberto Carlos “Fubá” de Souza e Luiz Carlos S. Silva, pela participação nos serviços de campo.

Ao Departamento de Geotecnia da EESC-USP, na pessoa do Prof. Dr. José Carlos A. Cintra, pela cessão de equipamentos.

À Faculdade de Engenharia Elétrica e Almojarifado da Unicamp, pela cessão do equipamento necessário à movimentação da viga de reação.

Ao Prof. Dr. José Jairo de Sales (EESC-USP), pelo cálculo da viga de reação.

Ao Eng° José Veríssimo Nery (Sondosolo), pela execução das estacas de reforço do sistema de reação e posterior extração das estacas.

Ao Eng° Douglas Constâncio (Helix e Stack-Tecsolo), pelas sondagens e execução das estacas escavadas.

À Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp e ao Prof. Dr. Luiz Roberto Cavicchia pelo apoio e orientações.

Ao Eng° Maurício Pereira pelo auxílio em várias etapas deste trabalho.

À Carmem Lúcia e às irmãs Beth, Lúcia e Patrícia, pelo incentivo, carinho, apoio incansável e paciência demonstrados em todos os momentos deste trabalho.

À Profª Ivani V. Garcia da Universidade Paulista, pela revisão da redação.

A todos aqueles que, de alguma maneira, contribuíram para realização deste trabalho.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	ix
Lista de Fotos.....	xv
Lista de Tabelas	xvi
Lista de Símbolos	xxi
Resumo	xxvi
Abstract.....	xxix
Introdução	1
Revisão Bibliográfica	4
2.1. Introdução	4
2.2. Estacas Hélice Contínua.....	5
2.2.1. Técnica Executiva	5
2.2.2. Difusão do Uso – Vantagens e Desvantagens.....	6
2.2.3. Opiniões Contraditórias Quanto ao seu Comportamento	8
2.2.4. Necessidade de Pesquisas	10
2.3. Estacas Ômega	11
2.3.1. Técnica Executiva	11
2.3.2. Difusão do Uso – Vantagens e Desvantagens.....	13
2.3.3. Necessidade de Pesquisas	15
2.4. Provas de Carga Comuns e Instrumentadas	15
2.4.1. Carregamento Estático	18
2.4.2. Prova de Carga Comum	20
2.4.3. Prova de Carga com Instrumentação ao Longo do Fuste	20
2.4.4. Instrumentação de Estacas em Profundidade.....	21
2.4.4.1. Técnicas	21
2.4.4.2. Extensômetros Elétricos de Resistência - Utilização e Funcionamento	26
2.4.4.2.1. Princípio de Funcionamento	27
2.4.4.2.2. Técnicas de Instalação nas Estacas	28
2.4.4.3 – Provas de Carga Estáticas Instrumentadas no Brasil	30
2.4.4.4. A Implantação de Campos Experimentais no Brasil	34

2.5. Métodos de Previsão de Recalques.....	36
2.5.1. Métodos Teóricos e Semi-Empíricos	37
2.5.1.1. Método de POULOS & DAVIS (1968)	37
2.5.1.2. Método de VÉSIC (1969, 1975a)	39
2.5.1.4. Método de AOKI & LOPES (1975).....	41
2.5.1.5. Método de RANDOLPH & WROTH (1978)	43
2.5.2. Métodos Empíricos de Previsão de Recalques.....	47
2.5.2.1. Método de DÉCOURT (1995)	47
2.5.2.2. Método de SOUZA & COUSO Jr. (1997)	49
2.6. Métodos de Previsão de Capacidade de Carga	51
2.6.1. Introdução	51
2.6.2. Método de ALONSO (1996, 2000)	53
2.6.3. Método de BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)	55
2.6.4. Método de CABRAL et al. (2000)	58
2.6.5. Método de KAREZ & ROCHA (2000).....	59
2.6.6. Método de VORCARO & VELLOSO (2000a,2000b)	60
2.6.6.1. Estaca Hélice Contínua (VORCARO & VELLOSO, 2000a)	60
2.6.6.2. Estaca Escavada (VORCARO & VELLOSO, 2000b)	61
Campo Experimental da Unicamp	62
3.1. Informações Gerais	62
3.2. Aspectos Geológicos.....	62
3.3. Aspectos Geotécnicos	64
3.4. Resultados de Provas de Carga em Estaca Pré-Moldada	76
Estacas: Execução, Instrumentação, Provas de Carga e Efeitos de Instalação no Terreno.....	79
4.1. Estacas Testes	79
4.2. Sistema de Reação	83
4.3. Execução das Provas de Carga	84
4.4. Instrumentação	84
4.4.1. Confecção da instrumentação	84
4.4.2. Instalação da Instrumentação.....	84
4.5. Extração de Três Estacas Testes.....	86

4.5.1. Retirada dos Blocos.....	86
4.5.2. Dispositivo para Fixação do Guindaste	86
4.5.3. Extração das Estacas Testes.....	87
4.5.4. Análise das Estacas Testes Extraídas.....	88
4.6. Efeitos de Instalação das Estacas no Subsolo.....	97
4.6.1. Ensaio do Cone Elétrico.....	97
4.6.2. Peso Específico do Solo Próximo ao Fuste	102
4.7. Monitoração das Estacas Hélice Contínua e Ômega	103
4.7.1. Pressão Média de Injeção de Concreto	103
4.7.2. Torque Médio.....	103
4.7.3. Velocidade de Rotação e Avanço	104
4.7.4. Consumo Excedente de Concreto (“sobre-consumo”) e Diâmetros ...	104
Apresentação e Análise das Provas de Carga	106
5.1. Resultados Obtidos com a Instrumentação do Topo das Estacas	106
5.1.1. Estacas Escavadas	108
5.1.2. Estacas Hélice Contínua.....	111
5.1.3. Estacas Ômega	113
5.2. Resultados Obtidos com a Instrumentação em Profundidade das Estacas	116
5.2.1. Propriedades dos Materiais das Estacas.....	116
5.2.2. Resultados e Análises dos Dados da Instrumentação em Profundidade	118
5.2.2.1. Estacas Escavadas	119
5.2.2.2.1. Reação de Ponta – Estacas Escavadas	127
5.2.2.2.1.2. Atrito Lateral – Estacas Escavadas	129
5.2.2.2. Estacas Hélice Contínua	137
5.2.2.2.1. Reação de Ponta – Estacas Hélice Contínua	145
5.2.2.2.2. Atrito Lateral – Estacas Hélice Contínua	146
5.2.2.3. Estacas Ômega	155
5.2.2.3.1. Reação de Ponta – Estacas Ômega.....	155
5.2.2.3.2. Atrito Lateral - Estacas Ômega	163
5.2.2.4. Comentários sobre a Consistência dos Resultados Obtidos na Instrumentação	172

5.3. Previsão da Capacidade de Carga	173
5.3.1. Métodos Teóricos.....	173
5.3.2. Métodos Semi-Empíricos e Empíricos	174
5.3.3. Métodos Específicos para as Estacas Hélice Contínua e Ômega	177
5.4. Previsão da Curva Carga x Recalque	180
5.5. Análise Global dos Resultados	184
5.5.1. Análise das Provas de Carga	184
5.5.1.1. Cargas Totais de Ruptura.....	184
5.5.1.2. Reação de Ponta	186
5.5.1.2.1. Estaca Escavada x Estaca Hélice Contínua.	187
5.5.1.2.2. Estaca Escavada x Estaca Ômega.....	187
5.5.1.2.3. Estaca Hélice Contínua x Estaca Ômega	188
5.5.1.2.4. Estaca Pré-Moldada x Três outros Tipos.....	188
5.5.1.3. Atrito Lateral Unitário	189
5.5.1.3.1. Estaca Escavada x Estaca Hélice Contínua.	190
5.5.1.3.2. Estaca Escavada x Estaca Ômega.....	191
5.5.1.3.3. Estaca Hélice Contínua x Estaca Ômega.	191
5.5.1.3.4. Estaca Pré-Moldada x Três outros Tipos.....	193
5.5.1.3.5. Efeito do Abaulamento da Estaca Hélice Contínua	194
5.5.1.3.6. Equacionamento para Determinação do Atrito Lateral Unitário Máximo a Partir de Ensaios de Campo.	196
5.5.1.4. Valores Obtidos na Previsão da Carga de Ruptura	197
5.5.1.5. Previsão da Curva Carga x Recalque	202
Conclusões.....	205
6.1. Monitoração das Estacas Hélice Contínua e Ômega	205
6.2. Extração das Estacas e seus Reflexos na Interpretação dos Resultados	205
6.3. Instrumentação ao Longo da Profundidade.....	206
6.4. Interpretação dos Dados da Instrumentação em Termos de Cargas Totais	207
6.5. Interpretação dos Dados da Instrumentação em Termos de Reação de Ponta e Atrito Lateral.....	208
6.6. Previsão da Carga de Ruptura	209

6.7. Previsão da Curva Carga x Recalque	209
6.8. À Guisa de Conclusão	210
Anexo I	211
Referências Bibliográficas	215
Apêndice A	235
Apêndice B.....	254
Apêndice C.....	256
Apêndice D	262

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Equipamento para execução de estaca hélice contínua (GEOFIX, 1998).....	5
Figura 2.2 – Processo de execução da estaca ômega (FUNDESP, 199?).....	12
Figura 2.3 – Diferentes formas de escavação (VAN IMPE, 1988).....	12
Figura 2.4 – Detalhe do formato da broca (FUNDESP, 199?).....	13
Figura 2.5 – Resultados das provas de carga (VAN IMPE et al., 1998).....	14
Figura 2.6 - Bloqueador "Tripode modèle 70" (JÉZÉQUEL et al., 1972).....	24
Figura 2.7 – Esquema de instrumentação utilizado para estacas pré-moldadas de ponta aberta (NIYAMA & AZEVEDO, 1990).....	29
Figura 2.8 – Estaca embutida em camada finita.	38
Figura 2.9 – Fator de deslocamento I_p - camada finita ($\nu=0,5$).	39
Figura 2.10 - Distribuição de atrito.	41
Figura 2.11 – Distribuição de cargas de uma fundação.	42
Figura 2.12 - Sistema de coordenadas.	42
Figura 2.13. – Comparação da relação carga-recalque para diferentes tipos de índice de esbeltez das estacas.	45
Figura 2.14 – Modelo proposto para representação da curva carga-recalque para estacas de deslocamento.	48
Figura 2.15 – Modelo proposto para representação da curva carga-recalque para estacas de não-deslocamento.....	49
Figura 2.17 – Esquema gráfico para a determinação de f_s em função da forma de execução da estaca e tipo de solo.....	58
Figura 3.1 - Perfil geológico da região de Campinas (ZUQUETTE, 1987).....	63
Figura 3.2 – Sondagem de simples reconhecimento com leitura de Torque (SPT-T).....	65
Figura 3.3 - Variação do N_{SPT}	66
Figura 3.4 – Sondagem de penetração estática (CPT) – valores médios (Begemann).	67
Figura 3.5 – Sondagem de penetração estática (CPT) – valores médios (cone elétrico).....	68

Figura 3.6 - Variação do índice de vazios em profundidade.	71
Figura 3.7 - Variação do grau de saturação em profundidade.	71
Figura 3.8 – Distribuição granulométrica ao longo da profundidade.	72
Figura 3.9 – Variação do limite de liquidez, índice de plasticidade e umidade ao longo da profundidade.	72
Figura 3.10 - Ábaco para avaliação em profundidade da atividade dos argilo-minerais do solo do Campo Experimental da Unicamp (GIACHETI et al., 1998). ..	73
Figura 3.11 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 9m.	73
Figura 3.12 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 11,75m.	74
Figura 3.13 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 13,75m.	74
Figura 3.14 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 15,75m.	75
Figura 3.15 – Características geotécnicas médias.	75
Figura 3.16- Curvas carga x recalque da estaca pré-moldada.	76
Figura 3.17 – Atrito lateral unitário máximo na ruptura dos ensaios lento e rápido – estaca pré-moldada.	77
Figura 3.18 – Transferência de carga ao longo da profundidade dos ensaios lento e rápido – estaca pré-moldada.	78
Figura 4.1 - Localização das estacas e ensaios de campo.	80
Foto 4.1 – Posicionamento do equipamento para o início de execução da estaca ômega.	81
Figura 4.2 – Esquema do sistema de reação.	83
Figura 4.3 – Valores dos diâmetros das estacas.	96
Figura 4.4– Locação das sondagens do cone elétrico.	98
Figura 4.5 - Gráfico de resistência de lateral (f_s).	100
Figura 4.6 - Gráfico de resistência de ponta (q_c).	101
Figura 5.1 - Curvas carga x deslocamento das estacas escavadas.	110
Figura 5.2 – Curvas carga x deslocamento das estacas hélice contínua.	112
Figura 5.3 – Curvas carga x deslocamento das estacas ômega.	113
Figura 5.4 – Curvas carga x recalque de todas as estacas – prova de carga lenta e rápida.	115
Figura 5.5 - Gráficos tensão x deformação, obtidos nas secções de referência, em todas as estacas (provas de carga lentas).	117

Figura 5.6 - Gráficos tensão x deformação, obtidos nas secções de referência, em todas as estacas (provas de carga rápidas).....	117
Figura 5.7 – Gráfico de transferência de carga - estaca escavada 1.....	120
Figura 5.8 – Gráfico de transferência de carga - estaca escavada 2.....	121
Figura 5.9 – Gráfico de transferência de carga - estaca escavada 3.....	122
Figura 5.10 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga lentas.	123
Figura 5.11 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga rápidas.	124
Figura 5.12 – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca escavada.....	128
Figura 5.13 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estacas escavadas.	130
Figura 5.14 – Atrito lateral unitário no trecho de 0-5m em função deslocamento médio do fuste – estacas escavadas.....	131
Figura 5.15 – Atrito lateral unitário no trecho 5-12m em função deslocamento médio do fuste – estacas escavadas.....	132
Figura 5.16 – Atrito lateral – escavada 1 – 1ª PC lenta.	133
Figura 5.17 – Atrito lateral – escavada 1 – 2ª PC lenta.	134
Figura 5.18 – Atrito lateral – escavada 1 – 3ª PC lenta.	134
Figura 5.19 – Atrito lateral – escavada 2 – PC lenta.	135
Figura 5.20 – Atrito lateral – escavada 2 – PC rápida.	135
Figura 5.21 – Atrito lateral – escavada 3 – PC lenta.	136
Figura 5.22 – Atrito lateral – escavada 3 – PC rápida.	136
Figura 5.23 – Gráfico de transferência de carga - estaca hélice contínua 1.	138
Figura 5.24 – Gráfico de transferência de carga - estaca hélice contínua 2.	139
Figura 5.25 – Gráfico de transferência de carga - estaca hélice contínua 3.	140
Figura 5.26 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga lentas.	141
Figura 5.27 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga rápidas.	142
Figura 5.28 – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estacas hélice contínua.....	147
Figura 5.30 – Atrito lateral unitário no trecho de 0 – 5m em função deslocamento médio do fuste – estacas hélice contínua.....	149

Figura 5.31 – Atrito lateral unitário no trecho de 5 – 12m em função deslocamento médio do fuste – estacas hélice contínua.....	150
Figura 5.32 – Atrito lateral – hélice contínua 1 – PC lenta.	151
Figura 5.33 – Atrito lateral – hélice contínua 1 – PC rápida.	151
Figura 5.34 – Atrito lateral – hélice contínua 2 – PC lenta.	152
Figura 5.35 – Atrito lateral – hélice contínua 2 – PC rápida.	153
Figura 5.36 – Atrito lateral – hélice contínua 3 – PC lenta.	153
Figura 5.37 – Atrito lateral – hélice contínua 3 – PC rápida.	154
Figura 5.38 – Gráfico de transferência de carga – estaca ômega 1.....	156
Figura 5.39 – Gráfico de transferência de carga – estaca ômega 2.....	157
Figura 5.40 – Gráfico de transferência de carga – estaca ômega 3.....	158
Figura 5.41 – Gráfico de transferência de carga – prova de carga lenta.....	159
Figura 5.42 – Gráfico de transferência de carga – prova de carga rápida.	160
Figura 5.43 – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estacas ômega.....	165
Figura 5.44 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estacas ômega.	166
Figura 5.45 — Atrito lateral unitário no trecho 0 – 5m em função deslocamento médio do fuste – estaca ômega 3.....	167
Figura 5.46 – Atrito lateral unitário no trecho de 5 – 12m em função deslocamento médio do fuste – estaca ômega 3.....	168
Figura 5.47 – Atrito lateral – ômega 1 – PC lenta 1.....	169
Figura 5.48 – Atrito lateral – ômega 1 – PC lenta 2.....	169
Figura 5.49 – Atrito lateral – ômega 1 – PC rápida.....	170
Figura 5.50 – Atrito lateral – ômega 2 – PC lenta.	170
Figura 5.51 – Atrito lateral – ômega 2 – PC rápida.....	171
Figura 5.52 – Atrito lateral – ômega 3 – PC lenta.	171
Figura 5.53 - Valores de cargas de ruptura obtida através da aplicação dos métodos	174
Figura 5.54 - Variação da carga de ruptura das estacas em função do tipo de ensaio de campo (AOKI & VELLOSO, 1975).....	175

Figura 5.55 - Variação da carga de ruptura da estaca escavada em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregados.	176
Figura 5.56 – Variação da carga de ruptura de estaca hélice contínua obtida através da aplicação de vários métodos de cálculo.	178
Figura 5.57 – Valores das cargas de ruptura em função do tipo de ensaio utilizado na aplicação do método de BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)	179
Figura 5.58 - Curvas carga x recalque previstas.	183
Figura 5.59 – Variação da reação de ponta em função do tipo de estaca e prova de carga.	187
Figura 5.60 – Variação do atrito lateral unitário máximo médio em função do tipo de estaca e prova de carga.	190
Figura 5.61 – Representação gráfica do deslocamento da estaca hélice contínua.	193
Figura 5.62 – Representação gráfica do deslocamento da estaca ômega.	193
Figura 5.63 - Forma do fuste da estaca hélice contínua 2.....	194
Figura 5.64 - Atrito lateral da estaca hélice contínua 2 – com e sem efeito cônico.	196
Figura 5.65 – Variação de $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função dos métodos e ensaios utilizados – estaca escavada.	199
Figura 5.66 – Variação de $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função dos métodos e ensaios utilizados – estaca hélice contínua.....	200
Figura 5.67 – Variação de $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função dos métodos e ensaios utilizados – estaca ômega.	201
Figura 5.68 – Variação de $S_{trab-calc}/S_{trab-pc}$ em função do método utilizado para a previsão de recalque.	203
Figura AN.1 – Dados de Execução - Estaca Hélice Contínua 1	211
Figura AN.2 – Dados de Execução - Estaca Hélice Contínua 2	212
Figura AN.3 – Dados de Execução - Estaca Hélice Contínua 3.....	212
Figura AN.4 – Dados de Execução - Estaca Ômega 1.....	213
Figura AN.5 – Dados de Execução - Estaca Ômega 2.....	213
Figura AN.6 – Dados de Execução - Estaca Ômega 3.....	214
Figura A.1 - Relação entre V e $\delta\phi$ para vários tipos de estacas.....	237

Figura A.2 - Obtenção do fator de correção (FC) para K'	237
Figura A.3 - Parâmetros A_b e B_b	238
Figura A.4 - Coeficientes α_T	239
Figura A.5 - Fator de capacidade de carga para estacas curtas cravadas na intersecção de duas camadas de solo não coesivo	241
Figura B.1 – Determinação de $k\delta$	255

LISTA DE FOTOS

Foto 4.1 – Posicionamento do equipamento para o início de execução da estaca ômega.	81
Foto 4.2 – Detalhe do prolongamento do tubo galvanizado.....	82
Foto 4.3 - Vista geral dos blocos de coroamento das estacas.	82
Foto 4.4 – Equipamentos utilizados na injeção da nata de cimento.....	85
Foto 4.5 – Topo da estaca ômega após a retirada do bloco.....	86
Foto 4.6 – Anel metálico.....	87
Foto 4.7 – Fixação do anel metálico à estaca.....	88
Foto 4.8 - Fixação dos cabos do guindaste.....	89
Foto 4.9 - Extração da estaca hélice contínua 2.....	90
Foto 4.10 - Estaca ômega de 5,5 a 7,5m de profundidade.....	90
Foto 4.11 - Estaca ômega de 9,0 a 10,5m de profundidade.....	91
Foto 4.12 – Aderência do solo na estaca ômega 2.....	92
Foto 4.13 - Estaca ômega 2– ponta.....	92
Foto 4.14 - Estaca hélice contínua 2 – ponta.....	93
Foto 4.15 - Estaca escavada 1 – ponta.....	93
Foto 4.16 – Aspecto da ponta de todas as estacas.....	94
Foto 4.17- Aspecto do fuste da estaca escavada 1 (2º Plano) e da estaca ômega 2 (1º Plano).....	94
Foto 4.18 –Aspecto do fuste da estaca hélice contínua 2 (1º Plano).....	95
Foto 4.19 - Aumento do diâmetro da estaca hélice contínua 2 no trecho de 1,5 a 3,0m (1º Plano).....	95
Foto 4.20 – Vista do equipamento do ensaio de cone elétrico.....	99
Foto 4.21 - Detalhe do ensaio de cone elétrico.....	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características das estacas (VAN IMPE et al., 1998).....	14
Tabela 2.2 – Experiência nacional em provas de carga instrumentadas.	33
Tabela 2.3 - Valores de C_p	40
Tabela 2.4 – Determinação de recalques nos pontos em consideração.....	48
Tabela 2.5 – Limites de r_l e valores de α para estacas hélice contínua.	53
Tabela 2.6 - Valores de k_p , k_c e k_N	56
Tabela 2.7 – Escolha das curvas a serem utilizadas na Figura 2.17.....	58
Tabela 2.8 – Solos que compõem os cinco grupos adotados.	61
Tabela 3.1 - Classificação e caracterização do solo (GIACHETI, 1991).....	69
Tabela 3.2 – Parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade.	70
Tabela 4.1 – Valores de diâmetros médios e intervalos de variação.....	96
Tabela 4.2 - Índices físicos das amostras de solo, extraídos a 11 m de profundidade.	102
Tabela 4.3 – Parâmetros utilizados para o cálculo da tensão vertical.	102
Tabela 4.4 – Pressão média de injeção de concreto.....	103
Tabela 4.5 – Torque médio na escavação das estacas.	104
Tabela 4.6 – Velocidade de avanço médio.....	104
Tabela 4.7 – Volume de concreto nas estacas.	105
Tabela 4.8 – Diâmetros nominais, reais e os obtidos pela monitoração das estacas.	105
Tabela 5.1 - Características geométricas das estacas.	107
Tabela 5.2 – Valores de carga e deslocamento máximo obtidos nas provas de carga.	107
Tabela 5.3 – Valores de carga de ruptura médios e desvios padrão.	108
Tabela 5.4 – Módulo de elasticidade das estacas.....	116
Tabela 5.5 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 1 (prova de carga lenta 1).	119
Tabela 5.6 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 1 (prova de carga lenta 2)	119

Tabela 5.7 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 1 (prova de carga lenta 3).	125
Tabela 5.8 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 2 (prova de carga lenta).	125
Tabela 5.9 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 2 (prova de carga rápida)	126
Tabela 5.10 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 3 (prova de carga lenta).....	126
Tabela 5.11 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 3 (prova de carga rápida).	127
Tabela 5.12 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios lentos – estacas escavadas.....	133
Tabela 5.13 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios rápidos – estacas escavadas.....	133
Tabela 5.14 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios lentos – estacas hélice contínua.....	137
Tabela 5.15 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios rápidos – estacas hélice contínua.....	137
Tabela 5.16 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 1(prova de carga lenta).....	143
Tabela 5.17 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 1(prova de carga rápida).....	143
Tabela 5.18 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 2 (prova de carga lenta).....	144
Tabela 5.19 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 2 (prova de carga rápida).....	144
Tabela 5.20 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 3 (prova de carga lenta).....	145
Tabela 5.21 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 3 (prova de carga rápida).....	145
Tabela 5.22 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 1(prova de carga lenta 1).....	161

Tabela 5.23 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 1 (prova de carga lenta 2).....	161
Tabela 5.24 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 1 (prova de carga rápida).....	162
Tabela 5.25 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 2 (prova de carga lenta).....	162
Tabela 5.26 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 2 (prova de carga rápida).....	162
Tabela 5.27 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 3 (prova de carga lenta).....	163
Tabela 5.28 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios lentos – estacas ômega.....	164
Tabela 5.29 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios rápidos – estacas ômega.....	164
Tabela 5.30 - Valores de atrito lateral unitário médio para os três tipos de estaca.....	172
Tabela 5.31 – Resultados de aplicação dos métodos de BEREZANTZEV (1957, 1961) & NORDLUND (1963), MEYERHOF (1976, 1977) e de SKEMPTON (1951) (Estaca Escavada).....	173
Tabela 5.32 - Método AOKI & VELLOSO (1975)	174
Tabela 5.33 – Resultados da aplicação dos métodos de MEYERHOF (1976, 1977), PHILIPPONAT (1978) e P. P. VELLOSO (1981) e VORCARO & VELLOSO (2000a) para estacas escavadas.....	175
Tabela 5.34 - Método de DÉCOURT & QUAREMA (1978) alterado por DÉCOURT (1996)	176
Tabela 5.35 – Resultados da aplicação dos métodos de ALONSO (1996), KAREZ & ROCHA (2000) e VORCARO & VELLOSO (2000b) para estacas hélice contínua...	177
Tabela 5.36 – Resultados da aplicação dos métodos de CABRAL et al. (2000) e BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998) para estacas ômega.....	178
Tabela 5.37 – Relações diversas envolvendo entre atrito lateral unitário e reação de ponta, obtidos através dos vários ensaios de CPT (Campo Experimental da Unicamp).....	180

Tabela 5.38 - Previsão de recalque – Métodos de DÉCOURT (1995) e SOUZA & COUSO Jr (1997)	181
Tabela 5.39 - Previsão de recalque– RANDOLPH & WROTH (1978) , VÉSIC (1969, 1975a) e POULOS & DAVIS (1968)	181
Tabela 5.40 – Parâmetros adotados para o emprego dos métodos de RANDOLPH & WROTH (1978) , VÉSIC (1969, 1975a) e POULOS & DAVIS (1968)	181
Tabela 5.41 - Previsão de recalque – Método de AOKI&LOPES (1975)	182
Tabela 5.42 - Valores de reação e percentual de ponta para os quatro tipos de estaca.	186
Tabela 5.43 – Valores de atrito lateral unitário máximo.....	189
Tabela 5.44 – Equações para determinação do atrito lateral unitário na ruptura (f_u) com base em resultados de ensaios de campo - estacas escavada e hélice contínua – Valores em kPa.	197
Tabela 5.45 – Equações para determinação do atrito lateral unitário na ruptura (f_u) com base em resultados de ensaios de campo – estaca ômega – Valores em kPa.	197
Tabela 5.46 - Carga de ruptura – métodos teóricos.	198
Tabela 5.47 - Carga de ruptura prevista – estaca escavada.....	199
Tabela 5.48 - Carga de ruptura prevista – estaca hélice contínua.	200
Tabela 5.49 - Carga de ruptura prevista – estaca ômega.	201
Tabela 5.50 – Valores de recalque obtidos através dos métodos, para a carga de trabalho.	202
Tabela A.1 - Valores de K'	236
Tabela A.2 - Relação entre coesão e adesão (WINTERKORN & FANG, 1975).....	242
Tabela A.3 - Valores de capacidade de carga (N_c).	242
Tabela A.4 - Valores de F_1 e F_2 propostos por AOKI & VELLOSO (1975)	245
Tabela A.5- Valores de $\alpha_{avi} \cdot K_{avi}$ propostos por AOKI & VELLOSO (1975)	245
Tabela A.6- Valores de α_s	248
Tabela A.7- Valores de α_f	248
Tabela A.8 - Valores de α_p	248
Tabela A.9 – Valores do coeficiente β_{DQ} em função do tipo de solo e estaca.....	250

Tabela A.10 - Valores de K_{DQ}	251
Tabela A.11 – Valores do coeficiente α_{DQ} em função do tipo de solo e estaca	251
Tabela A.12 - Valores de S_t	252
Tabela A.13 - Valores P_t	253
Tabela C.1 – Estaca Escavada 1 (Prova de Carga Lenta 1).	256
Tabela C.2 – Estaca Escavada 1 (Prova de Carga Lenta 2).	256
Tabela C.3 – Estaca Escavada 1 (Prova de Carga Lenta 3).	256
Tabela C.4 – Estaca Escavada 2 (Prova de Carga Lenta).....	257
Tabela C.5 – Estaca Escavada 2 (Prova de Carga Rápida).	257
Tabela C.6 – Estaca Escavada 3 (Prova de Carga Lenta).....	257
Tabela C.7 – Estaca Escavada 3 (Prova de Carga Rápida).	258
Tabela C.8 – Estaca Hélice Contínua 1 (Prova de Carga Lenta).....	258
Tabela C.9 – Estaca Hélice Contínua 1 (Prova de Carga Rápida).....	258
Tabela C.10 – Estaca Hélice Contínua 2 (Prova de Carga Lenta).....	259
Tabela C.11 – Estaca Hélice Contínua 2 (Prova de Carga Rápida).....	259
Tabela C.12 – Estaca Hélice Contínua 3 (Prova de Carga Lenta).....	259
Tabela C.13 – Estaca Hélice Contínua 3 (Prova de Carga Rápida).....	260
Tabela C.14 – Estaca Ômega 1 (Prova de Carga Lenta 1).	260
Tabela C.15 – Estaca Ômega 1 (Prova de Carga Lenta 2).	260
Tabela C.16 – Estaca Ômega 1 (Prova de Carga Rápida).	261
Tabela C.17 – Estaca Ômega 2 (Prova de Carga Lenta).	261
Tabela C.18 – Estaca Ômega 2 (Prova de Carga Rápida).	261
Tabela C.19 – Estaca Ômega 3 (Prova de Carga Lenta).	261
Tabela D.1 – Valores de resistência à compressão aos 28 dias em corpos de prova de concreto.....	262
Tabela D.2 – Valores de módulo de elasticidade do concreto obtidos em corpos de prova.	263
Tabela D.3 – Valores de módulo de elasticidade e resistência aos 28 dias da nata de cimento para cada tipo de estaca.	263

LISTA DE SÍMBOLOS

φ	ângulo de atrito do solo – tensão total ($^{\circ}$)
δ	ângulo de atrito entre solo / estaca ($^{\circ}$)
ω	ângulo de inclinação do fuste abaulado da estaca ($^{\circ}$)
α	coeficiente de correção do $f_{\text{SPT-T}}$
Ω	estaca ômega
μ	fator de majoração de atrito
τ	tensão de cisalhamento no fuste (kPa)
φ'	ângulo de atrito do solo – tensão efetiva ($^{\circ}$)
σ'_v	tensão vertical efetiva média ao longo do fuste da estaca (kPa)
σ_{ad}	tensão de pré-adensamento (kPa)
α_{AV}	relação de atrito (AOKI & VELLOSO, 1975)
ϕ	diâmetro da estaca
ϕ_b	diâmetro da barra de aço (mm)
α_{BG}	valor característico do solo na região da ponta da estaca (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1998)
β_{DQ}	coeficiente em função do tipo de solo e estaca (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)
β_{DQ}	constante para correção para carga de ponta (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)
ϕ_{eq}	diâmetro equivalente da estaca (m)
α_f	coeficiente em função do tipo de estaca (PHILIPPONAT, 1978)
ρI	fator de influência do deslocamento vertical devido a uma carga (POULOS & DAVIS, 1968)
ϕ_{nt}	diâmetro interno do tubo galvanizado (mm)
ϕ_m	diâmetro do macaco hidráulico (cm)
$\tau_{\text{máx}}$	tensão de cisalhamento máxima no fuste (kPa)
γ_{nat}	peso específico natural (kN/m^3)
β_{pp}	fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca (P.P. VELLOSO, 1981)
α_{DQ}	coeficiente em função do tipo de solo e estaca (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)
α_{pp}	fator de carga lateral em função do tipo de solo (P.P. VELLOSO, 1981)

λ_{pp}	fator em função do tipo de carregamento da estaca (P.P. VELLOSO, 1981)
ν	coeficiente de Poisson do solo
σ_{RD}	tensão radial (kPa)
α_s	coeficiente em função do tipo de solo (PHILIPPONAT, 1978)
γ_s	peso específico do sólido (kN/m ³)
α_{ss}	fator de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste
α_T	fator de redução da tensão vertical (BEREZANTZEV, 1957, 1961 & NORDLUND, 1963)
σ_z	tensão vertical (kPa)
A	área da secção transversal da estaca (m ²)
a	comprimento do trecho acima e abaixo da ponta da estaca (m)
A_B	variável em função do ângulo de atrito do solo (BEREZANTZEV, 1957, 1961 & NORDLUND, 1963)
A_l	área lateral da estaca (m ²)
A_p	área da ponta da estaca (m ²)
$A\ell$	atrito lateral (kPa)
B_B	variável em função do ângulo de atrito do solo (BEREZANTZEV, 1957, 1961 & NORDLUND, 1963)
c	coesão do solo (kPa)
C_a	adesão estaca / solo (kPa)
C_c	índice de compressão
C_f	coeficiente para cálculo de recalque (VÉSIC, 1977)
C_p	coeficiente para cálculo de recalque (VÉSIC, 1977)
E	estaca escavada
e	índice de vazios do solo
E_c	módulo de elasticidade da estaca (kPa)
E_e	módulo de elasticidade da estaca (GPa)
E_n	módulo de elasticidade da nata de cimento (kPa)
$F1$	fator de carga de ponta em função do tipo de estaca (AOKI & VELLOSO, 1975)
$F2$	fator de carga lateral em função do tipo de estaca (AOKI & VELLOSO, 1975)
f_c	atrito lateral local (CPT)
f_{c28}	resistência à compressão do concreto aos 28 dias (MPa)
f_{ck}	resistência à compressão característica do concreto (MPa)

f_s	atrito lateral unitário (kPa)
f_u	atrito unitário na ruptura (kPa)
f_u	tensão limite de resistência por atrito lateral (kPa)
G	módulo de cisalhamento do solo (kPa)
h	profundidade da camada semi-infinita (m)
HC	estaca hélice contínua
HC-R	estaca hélice contínua (reação)
HC-T	estaca hélice contínua (ensaio à tração)
I_{bb}	fator de deslocamento vertical para a ponta devido a uma tensão de cisalhamento
I_{bj}	fator de deslocamento vertical para a ponta devido a uma tensão de cisalhamento no elemento j
I_{ib}	fator de deslocamento vertical devido à tensão vertical na ponta
I_{ij}	fator de deslocamento vertical devido à tensão de cisalhamento
IP	índice de plasticidade (%)
k_δ	fator adimensional que expressa a relação resultante entre a tensão efetiva e a cisalhante
K_{av}	fator de carga (kPa) (AOKI & VELLOSO, 1975)
K_{BG}	coeficiente adimensional de BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998) , depende do tipo de solo
K_{DQ}	coeficiente que correlaciona a resistência à penetração (N_{SPT}) com a resistência de ponta em função do tipo de solo (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)
K_{KR}	coeficiente para carga de ponta (KAREZ & ROCHA, 2000)
K_R	rigidez da estaca como peça estrutural (kN/mm)
K_s	coeficiente de empuxo médio da estaca
K_{SPT-T}	constante de correção do torque
L	comprimento da estaca embutida no solo (m)
LL	limite de liquidez (%)
MT	momento de torção (bars)
n	porosidade do solo (%)
N_c	fator de capacidade de carga (Terzaghi)
N_c	fator de Terzaghi
N_e	média do número de golpes do SPT, 0,5m acima e abaixo da ponta da estaca

N_{qi}	fator de capacidade de carga (Terzaghi)
N_{SPT}	número de golpes do SPT
\bar{N}_p	número de golpes médios do SPT, imediatamente acima e abaixo da ponta da estaca
p_b	tensão vertical uniforme (kPa)
PC J	pressão de injeção de concreto (bars)
P_d	sobrecarga (kN/m ²)
p_{le}	pressão equivalente (pressiômetro de Ménard)
Pt	fator de carga de ponta (Meyerhof)
q_{ce}	média aritmética da resistência de ponta do CPT (MPa)
q_{l1}	resistência limite de ponta para camada superior (kPa)
q_{l2}	resistência limite de ponta para camada inferior (kPa)
Q_{l-calc}	carga de ruptura lateral da estaca (kN)
Q_m	carga média no trecho considerado (kN)
q_p	reação de ponta da estaca (kPa)
Q_{l-calc}	carga lateral de ruptura - calculada (kN)
Q_{p-calc}	carga de ruptura de ponta da estaca - calculada (kN)
$Q_{total-calc}$	carga de ruptura no topo da estaca - calculada (kN)
Q_{l-pc}	carga lateral de ruptura da prova de carga (kN)
Q_{p-pc}	carga de ruptura de ponta da estaca da prova de carga (kN)
$Q_{total-pc}$	carga de ruptura no topo da estaca da prova de carga (kN)
$Q_{trab-calc}$	carga de trabalho calculada (kN)
R^2	coeficiente de correlação estatístico
r	raio da estaca (m)
R	razão entre a tensão mobilizada na ponta e seu deslocamento (kPa/mm)
R_c	resistência à compressão do solo (kPa)
R_p	resistência máxima de ponta (kN)
R_l	parcela de resistência por atrito lateral (kN)
S	deslocamento total da estaca (mm)
S_∞	deslocamento da estaca em um meio semi-infinito (mm)
S_e	deslocamento devido ao encurtamento elástico da estaca (mm)
S_{em}	deslocamento devido ao encurtamento elástico médio da estaca (mm)
S_f	deslocamento devido às cargas de atrito ao longo do fuste (mm)
S_h	deslocamento da estaca em uma profundidade h (mm)

S_p	deslocamento devido à carga de ponta da estaca (mm)
S_{pf}	deslocamento da estaca (ponta + lateral) (mm)
S_t	fator de carga lateral (MEYERHOF, 1976, 1977)
$S_{trab-calc}$	deslocamento associado à carga de trabalho calculada (mm)
$S_{trab-pc}$	deslocamento associado à carga de trabalho da prova de carga (mm)
$T_{m\acute{a}x}$	torque máximo do SPT (kgf.m)
$T_{m\acute{i}n}$	torque mínimo do SPT (kgf.m)
U	perímetro da estaca (m)
U_z	menor perímetro da estaca (m)
$U\ell$	área lateral da estaca para metro linear (m ² /m)
V_A	velocidade de avanço do trado (m/h)
V_R	velocidade de rotação (rpm)
Vol	volume de concreto (l/m)
VS_J	velocidade de subida do trado (cm/min)
w	umidade natural do solo (%)
x_f	atrito lateral (VORCARO & VELLOSO, 2000)
x_p	reação de ponta (VORCARO & VELLOSO, 2000)
y_1	deslocamento necessário para esgotar a resistência por atrito numa dada secção da estaca (mm)
z_b	profundidade da estaca embutida na última camada do solo (m)
z_e	profundidade de embutimento da estaca na camada de apoio da ponta (m)

RESUMO

O trabalho apresenta o estudo do comportamento à compressão de três tipos de estacas, executadas no Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos da Unicamp. Foram instaladas três estacas de cada tipo: escavada (sem lama bentonítica), hélice contínua e ômega. Os diâmetros nominais das estacas foram de 40cm, 40cm e 36cm, respectivamente, e comprimentos de 12m.

O subsolo local é caracterizado por solo residual de diabásio; a primeira camada (0 a 6m) é constituída por argila silto-arenosa colapsível, seguida de silte argilo-arenoso (6 a 18m), mais compacto e com planos de fratura. O nível d'água não é encontrado até 17m. Vários parâmetros geotécnicos, obtidos através de ensaios de campo e laboratório, realizados em outras pesquisas desenvolvidas no local, são apresentados. Em particular, citam-se resultados de provas de carga em estaca pré-moldada de concreto ($\phi=0,18\text{m}$ e $L=14\text{m}$), instrumentada, objeto do Mestrado do autor.

Informações gerais obtidas na literatura técnica sobre os aspectos executivos, as características, vantagens e desvantagens de uso das estacas hélice contínua e ômega, são apresentadas nesta pesquisa.

Antes da realização das provas de carga foram feitos cálculos para a previsão das cargas de ruptura e das curvas carga – recalque. Para isto realizou-se um levantamento dos métodos disponíveis, tanto os desenvolvidos especificamente para as estacas hélice contínua e ômega quanto os já consagrados, de uso generalizado, pela comunidade geotécnica.

Para o estudo do comportamento das estacas supra citadas foram feitas provas de carga dos tipos lentas e rápidas, em intervalos de quatro dias. Os deslocamentos máximos, após os ensaios, foram da ordem de 30% (120mm) do diâmetro das estacas. As estacas foram instrumentadas ao longo da profundidade com extensômetros elétricos, situados a 0,30m (secção de referência), 5,0m, 11,1m e 11,7m. Os instrumentos foram instalados em tubos de aço, previamente inseridos nas estacas, durante as suas execuções. Verificou-se a dificuldade de instrumentar as estacas hélice contínua e ômega, face aos seus processos

executivos, que obrigam a colocação da instrumentação ao longo do fuste somente após as concretagens. Problema semelhante ocorre na inserção da armadura nestas estacas.

Constatou-se, através dos dados fornecidos pela instrumentação, que a maior parte da carga aplicada no topo das estacas foi absorvida por atrito lateral. As estacas escavadas forneceram valores médios de carga de ruptura, nos ensaios lentos, da ordem de 682kN; as estacas hélice contínua, de 885kN; e, as ômega, de 1428kN, numa proporção surpreendente de 0,46:0,60:1,00. É feita uma análise das funções de transferência de carga, que apresentaram uma definição muito boa, tanto para o atrito lateral unitário quanto para a reação de ponta. Como já era esperado, as estacas absorveram pouca carga na ponta, em média cerca de 2% (14kN / 87kPa) nas escavadas, 7% (62kN / 491kPa) nas hélice contínua e 14% (198kN / 1665kPa) nas ômega. Esta última cifra é praticamente a que foi constatada em estaca pré-moldada, ensaiada no mesmo local e com ponta na mesma cota. Para os carregamentos lentos, os valores de atrito lateral unitário máximo médio situaram-se em torno de 41kPa, 58kPa e 86kPa para as estacas escavadas, hélice contínua e ômega, respectivamente.

Verificou-se, para as estacas hélice contínua e ômega, que tanto os valores de carga de ruptura quanto as parcelas de resistências de atrito e ponta, obtidos nos ensaios rápidos, foram inferiores aos fornecidos pelos ensaios lentos. Tal fato é decorrência do processo construtivo (por exemplo, formação de nervuras das estacas ômega e "abaulamento" das hélice contínua) e do tipo de solo da segunda camada, que se apresenta com planos de fratura e comportamento "strain-softening".

Um dos aspectos a destacar refere-se à importância que teve a extração de uma estaca de cada tipo, que permitiu explicar comportamentos anômalos verificados nas estacas hélice contínua e ômega, como a queda de resistência, apontada acima.

Outra constatação resultante da extração das estacas foi o estado em que se encontrava o solo em volta das estacas ômega: fortemente aderido e muito denso. Diante deste fato, foi inserido programa de ensaios penetrométricos ao lado e ao longo dos fustes, para verificar a influência da instalação das estacas no

subsolo. Para as estacas ômega, houve aumento significativo nas resistências de ponta e lateral destes ensaios, entre 0 e 5m de profundidade, correspondente à camada de solo poroso.

Os valores de carga de ruptura, obtidos nas provas de carga, foram superiores aos fornecidos através dos métodos de previsão, empíricos e teóricos. Para possibilitar melhores estimativas, são apresentados parâmetros para a obtenção do atrito lateral unitário, a partir de informações de vários ensaios de campo. Faz-se também uma análise da influência dos dados fornecidos pelos ensaios de penetração estática, quando se varia o tipo de ponteira. Com relação à curva carga x recalque previstas, verificou-se uma certa dispersão quando comparadas às curvas obtidas nas provas de carga.

Finalmente, são feitas considerações quanto ao comportamento relativo das estacas estudadas, cotejando-as, inclusive, com estaca pré-moldada de concreto.

ABSTRACT

The paper studies the behavior of three types of piles under compression, built on the UNICAMP Experimental Field for Foundations and Soil Mechanics. Three piles of each of the following types were installed: Bored piles (without bentonite slurry), CFA and omega piles. Nominal diameters were 40cm, 40cm and 36cm, respectively; all lengths were 12m.

Local subsoil is characterized as diabasic residual; the first layer (0 to 6 m) is silty-sandy collapsible clay, followed by a sandy clay silt (6 to 18 m), more compact and having fracture planes. Water level is not reached till 17m. Various geotechnical parameters, obtained through field and laboratory tests carried out in other research developed at the site, are presented. Particularly, results of a loading test are cited, performed on a pre-cast concrete pile (diameter = 0.18m and length=14m), equipped with instruments, the subject of a MSc thesis by the author.

General information from the technical literature, on the aspects of construction, characteristics, advantages and disadvantages of the use of and omega type piles, are presented in this study.

Before performing the loading tests, calculations were made to foresee the failure loads and load - settlement curves. For this, available methods were investigated, both those specifically developed for CFA and omega type piles as the procedures generally used and accepted by the geotechnical community.

To study the behavior of the piles mentioned above, slow maintained load (SML) and quick maintained load (QML) tests were carried out, at four (4) day intervals. Maximum settlements after the tests, were of the order of 30% (120 mm) of pile diameters. The piles had instruments installed along their depth, with electrical strain-gages, located at 0.30 m (for reference), 5.0 m, 11.1 m and 11.7 m. The instruments were installed inside steel tubing, previously inserted in the piles during their construction. The difficulty to install instruments in the CFA and omega type piles, due to their construction processes, required placing the

instrumentation along the pile shaft after concreting. A similar problem occurs in these piles, when inserting reinforcement.

The data furnished by the instruments indicated that the larger part of the load applied at the top of the piles was absorbed by lateral friction. The bored piles supplied mean values for failure load of the order of 682 kN; the CFA piles, 885 kN and the omega piles, 1428 kN in a surprising proportion of 0.46 : 0.60 : 1.00. An analysis of the load transfer functions is made, which presented very good definition, both for unit lateral friction as for the tip reaction. As expected, the piles absorbed little load at the tip, a mean value of 2% (14kN) for the bored piles, 7% (62kN) for the CFA and 14% (198kN) for the omega piles. This last value is practically what was measured on a pre-cast pile, tested in the same location and with its tip at the same level. For SML tests, the mean values of the maximum unit lateral friction were situated around 41 kPa, 58 kPa and 86 kPa for bored, CFA and omega piles, respectively.

For the CFA and omega type piles it was seen that the total failure load, as the friction and tip resistance obtained in the QML tests were smaller than those reported in the SML tests. This is caused by the construction (for example, formation of ribs in the omega piles and "vaulting" on the CFA piles) and the type of soil in the second layer, with fracture planes and a "strain-softening" behavior.

One of the aspects to emphasize refers to the importance of the extraction of one pile of each type, which allowed an explanation for the anomalous behavior verified in the CFA and omega piles, resistance reduction indicated above.

Another verification resulting from pile extraction was the state of the soil in the vicinity of the omega piles: strongly adhered and very dense. From this fact, penetration tests were carried out on the side and along the shafts, to verify the influence of pile installation in the subsoil. For the omega piles, there was a significant increase in the tip and lateral resistances, between 0 and 5 m depth, corresponding to the layer of porous soil.

The failure load values obtained in the loading tests were above those furnished by the estimating methods, empirical and theoretical. To permit better estimates, parameters to obtain the unit lateral friction are presented, developed from information of various field tests. An analysis of the influence of the data

supplied by the static penetration tests is also made, for different types of tips. In relation to the load - settlement curve foreseen, a certain dispersion was found, when compared with the curves obtained in the load tests.

Finally, considerations are made on the relative behavior of the piles studied, comparing them with the pre-cast concrete pile.

INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a engenharia geotécnica experimentou um grande avanço nos processos de execução de fundações profundas, devido a exigências cada vez maiores das cargas a serem transferidas ao solo. Em função disto houve a necessidade da engenharia de fundações acompanhar de perto tal crescimento, desenvolvendo novas técnicas para execução de fundações profundas em estacas moldadas in-loco.

Ao final da década de 80 surgiu na Europa a estaca hélice contínua e no final da década de 90 a estaca ômega, ambas monitoradas durante a execução. No Brasil, a utilização de estacas hélice contínua já se tornou constante em obras de médio e grande porte, principalmente as localizadas no Estado de São Paulo, onde se concentra o maior número de empresas executoras desse tipo de fundação. A estaca ômega, pouco conhecida no nosso meio técnico, devido à sua recente introdução no Brasil, ainda é pouco utilizada, pois apenas uma empresa detém sua patente no nosso país e também o fato de necessitar equipamentos com grande capacidade de torque, igual ou superior a 160kN.m.

Com o avanço do uso dessas estacas, torna-se imperativo o conhecimento de seus comportamentos. São poucos os dados de campo disponíveis para esses dois tipos de estacas para que se definam parâmetros de projeto. Persiste a dúvida se tais estacas se comportam, em termos de resistência lateral e de ponta, como escavadas ou de deslocamento.

O interior do Estado de São Paulo, principalmente a região de Campinas, onde o crescimento econômico é marcante, gera um bom número de obras de médio e grande porte, acarretando assim um aumento no emprego desses tipos de fundação, principalmente por se tratar de obras industriais, onde o fator tempo de execução é preponderante.

O local escolhido para o desenvolvimento da pesquisa foi o Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Estadual de

Campinas - Unicamp, cujo subsolo constitui-se de solo residual de diabásio (argilas e siltes), com baixos valores de resistência à penetração; o nível d'água não é encontrado até 17m de profundidade. Além disso, os primeiros 6m de profundidade constituem-se de solo colapsível.

Para a realização deste trabalho foram executadas três estacas escavadas, três hélice contínua e três ômega, com diâmetros nominais da ordem de 0,40m e 12,0m de comprimento. O conjunto de reação constituiu-se de perfil metálico, com capacidade de 1500kN, e estacas hélice contínua de 0,40m de diâmetro e 18m de profundidade. Todas as estacas testes ensaiadas à compressão foram instrumentadas com extensômetros elétricos em diversos níveis ao longo da profundidade.

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica, que se inicia com a definição dos tipos de estacas, objeto desta pesquisa. A seguir são apresentadas as metodologias empregadas em ensaios de estacas (provas de carga), com ênfase em ensaios realizados a partir da instrumentação ao longo da profundidade. São relatadas as técnicas de instrumentação empregadas no Brasil, desde seu início até a atualidade. São apresentados métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos de previsão de recalques e de capacidade de carga.

As informações do Campo Experimental são apresentadas no Capítulo 3, com a descrição dos aspectos referentes à geologia do local e às propriedades geotécnicas e, inclusive, aos resultados de provas de carga em estaca pré-moldada.

No Capítulo 4 mostram-se detalhes referentes à execução das estacas testes (escavada, hélice contínua e ômega), inclusive do sistema de reação. São descritos os procedimentos empregados para a realização das provas de carga, o tipo de instrumentação utilizado, sua confecção e instalação, em profundidade. Mostram-se também as observações feitas após a extração de três estacas, uma de cada tipo, fato inédito entre nós. Finalmente, são feitas algumas análises dos efeitos de instalação das estacas no subsolo, medidos, inclusive, através de ensaios de campo (penetrométricos) realizados nas proximidades das estacas.

A apresentação e a análise dos resultados estão contidos no Capítulo 5; o Apêndice C mostra os "dados brutos", obtidos diretamente da instrumentação em profundidade. Na seqüência é feita uma análise dos resultados por tipo de estaca e

de carregamento, lento ou rápido. Os valores obtidos na aplicação dos métodos de previsão de capacidade de carga e da curva carga x recalque são comparados com os efetivamente medidos. Finalmente, é feita uma análise global de todas as informações obtidas.

O Capítulo 6 refere-se às conclusões a que se chegou na pesquisa dando-se destaque: a) à grande diferença constatada no desempenho dos três tipos de estacas estudadas; e b) à influência, nos resultados, tanto da técnica construtiva das estacas quanto do comportamento tensão – deformação do solo da segunda camada.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

As estacas hélice contínua (“continuous flight auger”), introduzidas no Brasil em 1987 e difundidas mais amplamente em 1993 (**CAPUTO et al., 1997**), estão sendo muito utilizadas em obras de fundações, havendo crescimento no seu emprego devido ao controle que se tem do processo construtivo, à possibilidade de execução em diversos tipos de subsolo e à maior garantia da integridade do fuste, comparativamente às estacas escavadas; os investimentos atuais de empresas de fundações, nestes equipamentos, são indicativos desta tendência. As estacas ômega, introduzidas no Brasil em meados de 1998, apresentam também grande potencial de crescimento, pois, como as estacas hélice contínua, por utilizarem o mesmo equipamento em sua execução, permitem o monitoramento de sua execução.

As estacas hélice contínua geram grandes questionamentos no meio técnico quanto ao seu comportamento. A estaca ômega, ainda não muito conhecida, mas com potencial para fazer tanto sucesso quanto à primeira, também necessita de muitos estudos por parte da comunidade geotécnica.

Apresenta-se neste item um relato sobre as características, o desenvolvimento e comportamento das estacas hélice contínua e ômega. A definição e os procedimentos para execução de provas de carga também são apresentados, seguido das técnicas e do emprego da instrumentação ao longo do fuste em estacas. Na seqüência são apresentados alguns métodos de previsão de recalque e carga de ruptura.

2.2. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

2.2.1. TÉCNICA EXECUTIVA

É um tipo de estaca moldada in-loco, caracterizada pela escavação do solo através de um trado contínuo, possuidor de hélices em torno de um tubo central vazado. Para evitar que durante a introdução do trado haja entrada de solo ou água na haste tubular, existe, em sua face inferior, uma tampa metálica, que é pela pressão do concreto deslocada ao início da concretagem. Após a sua introdução no solo, até a cota especificada, o trado é extraído concomitantemente à injeção do concreto através do tubo vazado. À medida que o trado vai sendo retirado, o solo confinado entre as pás da hélice é removido. O concreto utilizado é caracterizado pela mistura de agregados (pedrisco e areia), o consumo mínimo de cimento é da ordem de 400kg/m^3 ; o abatimento deve ser da ordem de 240mm.

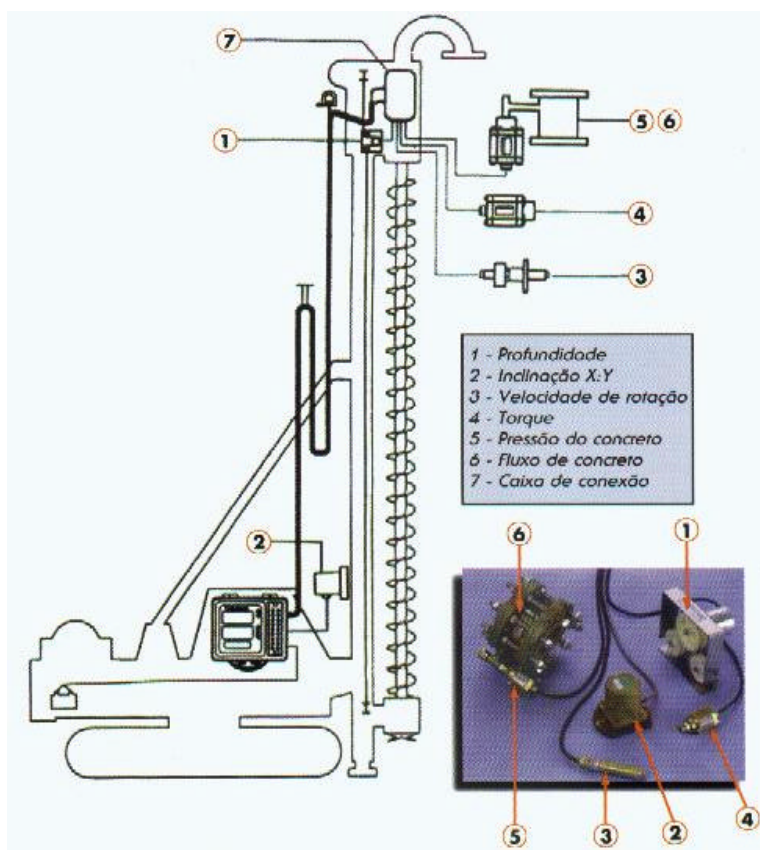


Figura 2.1 – Equipamento para execução de estaca hélice contínua (GEOFIX, 1998).

2.2.2. DIFUSÃO DO USO – VANTAGENS E DESVANTAGENS

O início do emprego de estaca executada com trado hélice contínua se deu na década de 50 nos Estados Unidos. Na Europa sua introdução se deu através da Alemanha na década de 70, e posteriormente para o Japão (**PENNA et al., 1999**).

O uso da estaca hélice contínua cresceu a tal ponto que, ao final da década de 80, estimava-se que ela contribuía, aproximadamente, com a metade das estacas com diâmetro de até 600mm, executadas na Grã-Bretanha (**CAPUTO et al., 1997**).

Desse período até nossos dias muitos foram os investimentos das empresas executoras de estacas hélice contínua e, atualmente, já é possível executá-las até 32m de profundidade, com diâmetros de até 1200mm e com torque disponível de até 390kNm.

A introdução da estaca hélice contínua no Brasil deu-se em 1987, através de equipamentos fabricados nacionalmente, baseados em modelos importados, possibilitando a execução de estacas com diâmetros de 275, 350 e 425mm e comprimento máximo de 15m (**ANTUNES & TAROZZO, 1996**). Em 1993, com a importação facilitada, já era possível executar estacas de até 1000mm de diâmetro e comprimentos de até 25m. Atualmente várias empresas executoras de fundações adquiriram esses equipamentos, o que demonstra o potencial desse tipo de fundação. Esses autores citam que as vantagens da utilização dessa estaca são: redução do cronograma da obra; utilização em vários tipos de terrenos (exceto rochas e matacões); ausência de distúrbios e vibrações no terreno, típicos de equipamentos à percussão; ausência de descompressão do terreno e de detritos, provenientes do uso da lama bentonítica. As desvantagens ficam por conta da necessidade de um terreno plano e de fácil movimentação para os equipamentos; da solicitação de uma central de concreto próxima à obra; da necessidade de pá-carregadeira para a limpeza e remoção do solo, extraído pela broca; da exigência de uma quantidade mínima de estacas para a adequação dos custos de mobilização do equipamento e pela limitação do comprimento da estaca e armadura.

As estacas hélice contínua tornaram-se muito populares na década de 80 devido às vantagens técnicas combinadas ao custo relativamente baixo (**BRONS &**

KOOL, 1988). No entanto, os autores advertem que o processo de produção deve receber atenção especial, principalmente quanto ao controle da continuidade do fuste, à perturbação do subsolo devido à extração da broca e também observar que em solos fracos a alta pressão do concreto pode levar à ruptura do solo e ao seu alto consumo. Advertem também para o fato de que, com o aumento da concorrência entre as empresas executoras, com a conseqüente diminuição dos custos, pode haver uma perda de qualidade no processo produtivo dessas estacas.

DE COCK (1998), em seu trabalho sobre estacas escavadas, carregadas axialmente, fez um levantamento dos vários tipos de estacas utilizadas em países europeus. Verificou que na França, Irlanda, Itália, Holanda e Reino Unido, as estacas hélice contínua têm uma extensa utilização. No Brasil há uma mesma tendência, que poderá ser acelerada se o custo reduzir, principalmente com a importação de equipamentos por várias empresas executoras.

Estudos realizados por Van Impe na Europa (Itália, Alemanha, Holanda, Grã-Bretanha, França, Bélgica e Áustria), verificaram a tendência no decréscimo da utilização das estacas escavadas, sendo substituídas pelas hélice contínua (**HARTIKAINEN & GAMBIN, 1991**). Os autores indicam as seguintes vantagens desta última: execução rápida e ininterrupta dispensa o uso de fluido de contenção do fuste, pois o próprio solo escavado desempenha esta função; pode ser utilizada em vários tipos de solos, do mais granular ao mais coesivo, exceto em argilas duras (rochas moles também podem ser perfuradas). A presença de água raramente restringe a técnica, que pode ser também utilizada como paredes de arrimo (estacas tangente e secante). Este fenômeno também vem ocorrendo no Brasil, a estaca hélice contínua vem substituindo as escavadas, mas também as pré-moldadas, principalmente nos parques industriais e nos centros urbanos.

A dificuldade de execução das estacas hélice contínua quando não há monitoramento no processo é discutida por **ALONSO (1996)**, principalmente na etapa de concretagem, quando então poderia acontecer o seccionamento da estaca devido à rápida extração do trado, ou mesmo uma contaminação do concreto devido a uma eventual lentidão.

A sensibilidade do operador no controle de execução da estaca hélice contínua é a limitação mais severa (**BOTTIAU, 1993**). Muita atenção deve ser posta

em todo o processo de instalação, incluindo a escavação, a extração da broca e a colocação da armadura. O autor cita ainda que o desenvolvimento das estacas hélice contínua objetivou eliminar uma das mais importantes desvantagens das estacas escavadas: a descompressão do solo. Em estudos realizados em campo com dilatômetro Marchetti, antes e depois da execução de uma estaca, verificou-se que o processo de execução não causou tal descompressão. **BOTTIAU (1993)** ressalta que outra importante vantagem da estaca hélice contínua é a possibilidade de um monitoramento eletrônico contínuo, além de fornecer a documentação da execução da estaca. Os seguintes parâmetros são registrados pelo computador:

- data e hora;
- profundidade de escavação;
- velocidade de penetração;
- torque;
- volume e pressão do concreto;
- diâmetro da estaca;
- velocidade de extração da broca.

2.2.3. OPINIÕES CONTRADITÓRIAS QUANTO AO SEU COMPORTAMENTO

Apresenta-se neste item informações obtidas sobre o comportamento dessa estaca, a partir do ponto de vista de vários autores.

VIGGIANI (1993) verificou, através de provas de carga em estacas hélice contínua instrumentadas, que seu comportamento se situa entre as estacas escavadas e cravadas. O autor informa sobre a necessidade de estudos para o fornecimento de maiores critérios de projetos. Porém, a Norma Alemã de Fundações não estabelece diferenças entre uma estaca escavada e uma hélice contínua (**NELISSEN, 1981**).

Com relação ao atrito lateral, **DÉCOURT (1993)** verificou que o valor obtido nas estacas hélice contínua geralmente é da mesma ordem das estacas de deslocamento.

O comportamento da estaca hélice contínua está mais próximo das estacas cravadas do que das escavadas, quanto aos métodos de cálculo e parâmetros do

solo e à previsão de sua capacidade de carga (**ANTUNES & CABRAL, 1996**). Os autores ainda demonstram certa preocupação quanto à resistência de ponta e à quantidade de resultados de provas de carga, ainda insuficientes para se avaliar estatisticamente os métodos de previsão existentes.

Em seu trabalho, **ALONSO (1996)** ressalta que a rapidez de execução da estaca é fundamental para minimizar a influência da resistência do solo (alívio de tensões), obtendo assim um fator α (fator de resistência lateral) ligeiramente maior do que o obtido para estacas escavadas. Através da análise da instrumentação será possível verificar este parâmetro, pois obter-se-á a resistência lateral de cada estaca.

Evitar a descompressão do solo no processo executivo pode acarretar cargas de ruptura superiores aos fornecidos pelas estacas escavadas. Este aspecto é estudado neste trabalho, através de comparação do comportamento de três tipos de estacas (escavada, hélice contínua e ômega), executadas num mesmo local e com praticamente mesmas características geométricas.

Em ensaios realizados em duas estacas hélice contínua, executadas em subsolo caracterizado por argila siltosa de elevada consistência, da Formação Guabirotuba ($N_{SPT} > 20$ golpes), **KORMANN & CHAMECKI (2000)** verificaram que estas estacas tiveram seu diâmetro inferior ao nominal entre 3 e 6% e que houve uma diferença entre os valores de carga de ruptura¹ por metro linear da ordem de 17,5%. A carga de ponta foi de 14,0 e 28,2% da carga de ruptura. Os autores ressaltam que esta diferença pode estar associada à pressão de injeção, pois através de ensaios de SPT realizados antes e depois dos ensaios não detectaram anomalias que pudessem indicar esta diferença. É importante ressaltar que as provas de carga não atingiram a ruptura física, ficando todas as análises baseadas através da extrapolação, o que pode gerar algumas dúvidas.

Os parâmetros obtidos através da monitoração na execução de uma estaca hélice contínua, podem auxiliar no estudo do comportamento da estaca. **PFEIFFER et al. (1993)** verificaram que a capacidade de carga, em especial o atrito lateral, é extremamente dependente destes fatores. Os autores deduziram uma equação

¹ A carga de ruptura total foi obtida por extrapolação, utilizando o método de Van der Veen.

que avalia o grau de deslocamento do solo, definido como OCC (sobre consumo de concreto).

$$OCC = \frac{V_b - V_p}{V_p} * 100(\%) \quad (2.1)$$

onde:

V_p = volume teórico da estaca

V_b = volume de concreto consumido

O OCC indica a existência de deslocamentos de solo durante a escavação. Em seus estudos, os autores obtiveram um OCC de 95%; segundo eles, este valor alto, se traduz principalmente em dois fatores: a primeira camada de solo (0 – 8m), composto de material desagregado, e uma outra (8,7 – 10,3m) de solo mole. Os autores concluíram que, para este tipo de estaca, a velocidade de penetração e o tempo de execução são fatores importantes que influenciam o estado de tensões em torno da estaca. Basear-se nos dados fornecidos pelo monitoramento da estaca, pode gerar algumas incertezas, principalmente no que diz respeito ao volume de concreto, pois para haver confiabilidade nas informações há a necessidade de calibração do equipamento de acordo com a bomba de concreto utilizada. Caso não haja essa calibração, a confiabilidade nas informações recebidas pelo sistema será afetada.

2.2.4. NECESSIDADE DE PESQUISAS

CAPUTO & MANRUBIA (1996), em estudos sobre técnicas usuais de execução de estacas hélice contínua, destacam que a interação estaca-solo deve ser mais explorada através da realização de provas de carga. A mesma observação também é feita por **ZACLIS & FALCONI (1996)**. A realização de pesquisas teóricas que objetivem conhecer o comportamento da estaca é defendida por **SOUZA & COUSO Jr. (1997)**, com a finalidade de que se possa instituir um critério de projeto aproveitando as vantagens da mesma em benefício da economia.

Em debate realizado pela ABMS/NRSP em Maio/97, ficaram sem resposta, entre outros, os aspectos relativos ao comportamento das estacas hélice contínua.

Abordaram-se com maior ênfase a necessidade de realização de provas de cargas instrumentadas e sua comparação com as estacas escavadas convencionais.

Através das citações apresentadas é de se notar a importância da execução de ensaios de campo, principalmente no que diz respeito à utilização de instrumentação ao longo do fuste, para que se possa obter valores de transferência de carga ao longo da profundidade.

2.3. ESTACAS ÔMEGA

2.3.1. TÉCNICA EXECUTIVA

De acordo com **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)**, as estacas ômega, "Atlas", "De Waal" e "Spire" são de última geração, consideradas como de deslocamento, que preferem simplesmente citar como "screw piles". Segundo os autores, este processo melhora teoricamente a resistência por atrito lateral.

O processo de execução da estaca pode ser resumido da seguinte maneira: a cabeça é cravada por rotação, podendo ser empregada a mesma máquina utilizada nas estacas hélice contínua; durante a descida do elemento perfurante o solo é deslocado para baixo e para o lado do furo; ao término da perfuração, concomitantemente à retirada da haste com rotação, o concreto deve ser injetado sob pressão (Figura 2.2). O concreto utilizado é caracterizado pela mistura de agregados (pedrisco e areia), o consumo mínimo de cimento é da ordem de 400kg/m^3 ; o abatimento deve ser da ordem de 240mm. O que limita a utilização dessa estaca é o torque disponível pela máquina, que deve ser superior a 150kN.m, e o comprimento da haste, no máximo 30m. Atualmente, seu diâmetro pode variar de 310 a 660mm. Durante sua execução a monitoração é feita obtendo-se os parâmetros de profundidade, torque, taxa de penetração e características da concretagem.

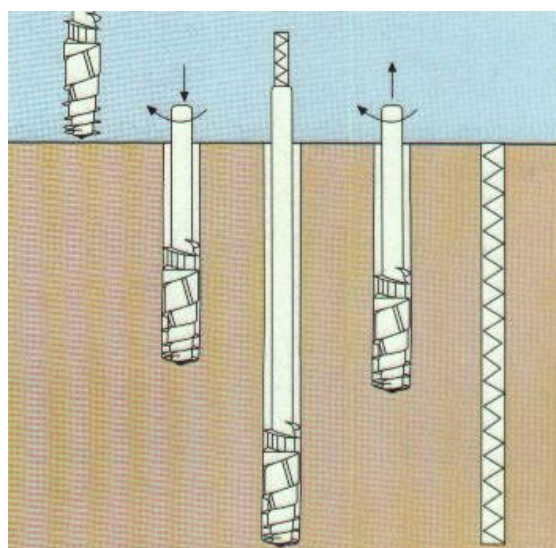


Figura 2.2 – Processo de execução da estaca ômega (FUNDESP, 199?).

A diferença da estaca ômega para a hélice contínua está relacionada ao transporte do solo à superfície; o primeiro tipo de estaca não retira o solo, que permanece comprimido ao redor do fuste da estaca.

VAN IMPE (1988) apresenta claramente a diferença existente entre os dois processos de execução, mostrando que existem estacas que permitem a descompactação do solo e as que movimentam o solo. Nesta época ainda não era citada a estaca ômega e sim a estaca "Atlas" (Figura 2.3).

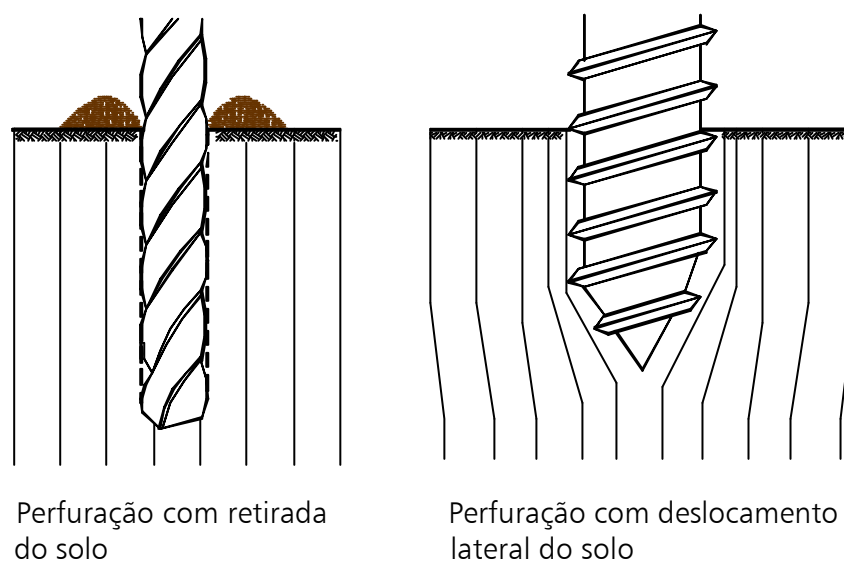


Figura 2.3 – Diferentes formas de escavação (VAN IMPE, 1988).

Sua configuração está associada à forma cônica e a variação do “passo” do parafuso que oferece a característica peculiar de movimentar o solo para baixo e para os lados. Apresenta-se na Figura 2.4 a forma do elemento de perfuração.

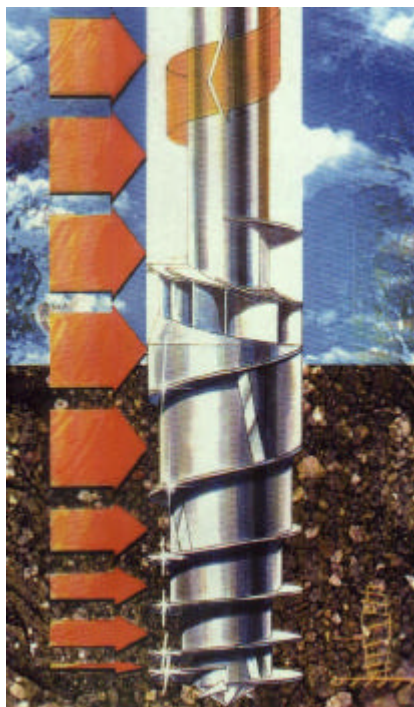


Figura 2.4 – Detalhe do formato da broca (FUNDESP, 1997?).

2.3.2. DIFUSÃO DO USO – VANTAGENS E DESVANTAGENS

Introduzida no mercado europeu no ano de 1995, derivada de pesquisas feitas no “Sistema Atlas” por Van Impe, da Universidade de Ghent, Bélgica, realizadas na tentativa de otimizar a taxa de penetrabilidade e a energia utilizada, melhorando o controle dos movimentos do solo na cravação. Na Europa, este tipo de estaca é executado pela empresa belga Socofonda.

Na França, foi introduzida no ano de 1996 e é executada pela empresa francesa Sols & Foundation. No Brasil, sua introdução se deu em 1997.

As vantagens de utilização da estaca estão em sua rápida execução, com poucos ruídos e alta capacidade de carga (BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1998). Sua produção diária, em oito horas de trabalho, varia de 120 a 200 metros lineares. O “sobre consumo” de concreto varia de 5 a 30%, dependendo do solo, e o valor representativo é da ordem de 15%.

De acordo com **VAN IMPE et al. (1998)**, o princípio tecnológico e científico da estaca ômega surgiu em 1993, mas somente em 1997 formou-se um grupo de estudos para esse tipo de estaca, que, instrumentando-a com “tell-tales”, analisou o comportamento carga x recalque modificando os parâmetros de execução, o que refletiu na forma da curva carga-recalque e na capacidade de carga. Apresenta-se na Tabela 2.1 as características das estacas e na Figura 2.5 os resultados das provas de carga.

Tabela 2.1 – Características das estacas (**VAN IMPE et al., 1998**).

Estaca	Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Abatimento (cm)	Observações
2	36	14,5	20	Concretada por gravidade
3	36	14,5	20	Concretada com 2 bar (200kPa) de pressão na bomba
4*	36	11,0	12	Ponta alargada, concretada com mais de 10bar (1000kPa) de pressão na bomba
5*	36	11,0	12 (ponta) 20 (fuste)	Ponta e fuste alargados, concretada com mais de 10 bar (1000kPa) de pressão na bomba

* Estaca ômega “plus”

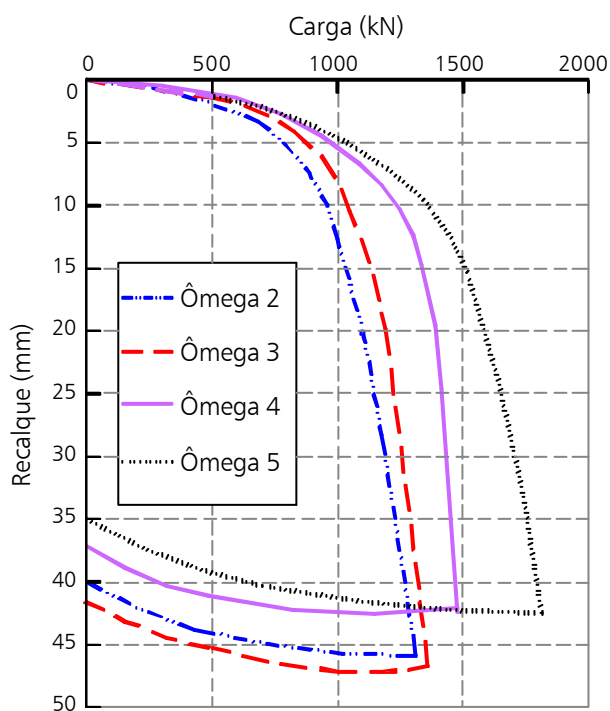


Figura 2.5 – Resultados das provas de carga (**VAN IMPE et al., 1998**).

Pode-se observar, através da Figura 2.5, que o processo de concretagem da estaca tem certa influência na capacidade de carga, aquela concretada a partir do bombeamento do concreto (ômega 3) apresenta maior valor de capacidade de carga que a outra (ômega 2). O outro fator que influenciou esta carga foi o alargamento da ponta (ômega 4) e a situação de alargamento da ponta e fuste (ômega 5), nas duas situações, a carga de ruptura foi superior à das estacas 2 e 3.

Algumas considerações com relação à execução destas estacas podem ser citadas (**VAN IMPE et al., 1998**):

- a forma do elemento de perfuração traz muitos benefícios à penetração, mas o aumento da capacidade de carga não pode ser comprovado, o autor indica a execução de mais trabalhos;
- o torque máximo da máquina é de suma importância para sua execução;
- a taxa de penetração depende do diâmetro da estaca e do tipo de solo, e despende-se mais energia para movimentar o solo do que para vencer o atrito entre o elemento perfurante e o solo; e
- este tipo de estaca não apresenta problemas quando executada em regiões granulares saturadas e fofas e o fato do solo não ser escavado traz muitos benefícios.

2.3.3. NECESSIDADE DE PESQUISAS

Da mesma maneira que as estacas hélice contínua, e por ser estaca recém introduzida no mercado, verifica-se que faltam informações a respeito do comportamento das estacas ômega, sendo este um dos aspectos a ser considerado neste trabalho.

2.4. PROVAS DE CARGA COMUNS E INSTRUMENTADAS

A natural dificuldade em entender o mecanismo de distribuição de carga e avaliar com exatidão a carga de ponta e a distribuição do atrito lateral, a necessidade de se conhecer as propriedades do solo onde as fundações serão construídas, a alteração das condições iniciais provocadas pela execução das estacas e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo, de difícil

modelagem numérica ou analítica, justificam a necessidade da utilização deste ensaio em verdadeira grandeza.

As provas de carga permitem verificar aspectos importantes como a capacidade de carga, os deslocamentos do elemento da fundação, e ainda, no caso de estacas instrumentadas, a transferência de carga em profundidade.

A prova de carga é um ensaio que visa determinar, por meios diretos, as características de deslocamento ou resistência do terreno, ou de elementos estruturais da fundação (**ABNT - NBR 6121/86**). É recomendada a execução de pelo menos uma prova de carga em obras com mais de 100 estacas e carga de trabalho acima de 3000kN.

Os diversos motivos que levam à execução de uma prova de carga podem ser resumidos da seguinte maneira:

- * assegurar que não irá ocorrer ruptura para uma certa carga de trabalho;
- * avaliar a integridade estrutural do elemento da fundação;
- * determinar qual a carga de ruptura, realizando uma verificação das estimativas;
- * determinar o comportamento carga x deslocamento de um elemento de fundação, especialmente para a região da carga de trabalho.

Dos motivos citados, os dois primeiros podem ser considerados como ensaios relativos ao "controle de qualidade", ao passo que os restantes seriam ensaios para a obtenção de dados, usados na avaliação dos parâmetros adotados em projetos, tendo em vista a previsão de recalques ou projetos de obra semelhantes.

As provas de carga podem ser feitas com cargas verticais ou inclinadas, à compressão ou tração, cargas horizontais, procurando reproduzir as condições de funcionamento da fundação a que se destinam.

As provas de carga podem ser divididas em:

- a) prova de carga direta sobre o terreno da fundação;
- b) prova de carga estática em estacas e tubulões;
- c) prova de carga dinâmica em estacas.

Com relação à realização de provas cargas no Brasil, **MASSAD, E. (1985)** efetuou um levantamento no acervo do IPT a partir de 1930 e verificou que a primeira prova de carga documentada, datada de 1936, foi realizada nas obras da estação da Estrada de Ferro Noroeste do Brasil e executada pelo Prof. Telemaco Van Langendonck. Segundo o autor, inicialmente executavam-se provas de carga no Brasil de diferentes maneiras, ora influenciadas pelas normas alemãs (DIN 1054/1940) ora pelo Código de Boston (1944), mas somente a partir de 1951 surge a primeira Norma Brasileira sobre provas de carga, a NB 22; atualmente os parâmetros são orientados pela **ABNT-NBR 12.131/91**. O autor também apresenta um panorama geral sobre alguns aspectos referentes à logística de execução de uma prova de carga, metodologia de execução e o uso de instrumentação para aprimorar os métodos de previsão de transferência de carga em fundações.

VARGAS (1990) também fez um apanhado histórico sobre realização de provas de carga no Brasil; além de citar o ensaio realizado em Bauru, ressalta que o responsável pela introdução desta prática foi a Companhia Internacional de Estacas Frankignoul. O autor menciona o ano de 1942, mais precisamente o mês de abril, como marco da realização das primeiras provas de carga no Rio de Janeiro, em estacas Franki, executadas para as fundações do Instituto de Resseguros do Brasil.

Em palestra realizada pela ABMS/NRSP, **ALONSO (1997)** também apresenta um histórico da realização de provas de carga no Brasil, a evolução dos sistemas de reação empregados, alguns cuidados a serem tomados nos ensaios e as principais mudanças ocorridas nas Normas Brasileiras de provas de carga, desde a NB 20/1951 (primeira) até a NBR 12.131/1991 (última).

Pode-se observar, através dos trabalhos acima citados, que a técnica de execução de provas de carga é conhecida há mais de 50 anos e que várias mudanças foram efetuadas no seu procedimento para que a comunidade geotécnica pudesse ter dados cada vez melhores e mais confiáveis.

2.4.1. CARREGAMENTO ESTÁTICO

Este item destina-se a uma breve apresentação das formas de execução de provas de carga estática como a velocidade de carregamento e uso de instrumentação.

A prova de carga estática é definida como a aplicação de sucessivos estágios de carga à fundação, de forma controlada, conjuntamente com a leitura dos recalques correspondentes; para aplicar a carga é preciso utilizar um sistema de reação, possibilitando efetuar o carregamento. Neste trabalho, as provas de carga serão do tipo carga controlada.

Neste tipo de ensaio o estudo estatístico raramente é feito, tendo em vista que não se consegue abranger um número significativo de elementos, pois toda uma estrutura é necessária para a realização da prova de carga estática, que envolve custos e tempo. Mas, apesar de todas estas dificuldades, este procedimento ainda é o melhor para a comprovação do desempenho de uma fundação isolada, principalmente se for profunda, do tipo estaca ou tubulão.

As provas de carga podem ser executadas através de carregamento lento ou rápido (**ABNT-NBR 12.131/91**), sendo que a estaca deve ser carregada até à ruptura, ou até duas vezes o valor da carga de trabalho prevista. No momento da interpretação das deformações é importante considerar-se a maneira pela qual se realizou o ensaio. Segue uma descrição sucinta sobre como realizar as provas de carga, observando-se que todos os carregamentos devem ser feitos em estágios iguais e sucessivos.

A – Prova de carga rápida (QML)

- a. A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista;
- b. em cada estágio deve-se manter a carga durante 5min, independente da estabilização dos deslocamentos;
- c. os deslocamentos devem ser lidos no início e no fim de cada estágio;
- d. atingindo-se a carga máxima deve-se proceder ao descarregamento, em quatro estágios de 5min cada um; e
- e. após o descarregamento total, efetuar a leitura final após 10min.

B – Prova de carga lenta (SML)

- a. O incremento de carga em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho;
- b. em cada estágio a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e por no mínimo 30min;
- c. após cada aplicação de carga, deve-se fazer uma leitura imediata, e outra aos 2min, 4min, 8min, 15min e 30min; após, a cada 30min até a estabilização dos deslocamentos;
- d. considerar-se-ão os deslocamentos estáveis, aqueles em que a diferença entre as leituras realizadas nos tempos t e $t/2$, corresponda a, no máximo, 5% do deslocamento havido no estágio;
- e. caso não se atinja a ruptura, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um período mínimo de 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento;
- f. o descarregamento deve ser efetuado em quatro estágios, obedecendo ao critério de estabilização dos deslocamentos; o tempo mínimo empregado deverá ser de 15min; e
- g. ao final do descarregamento total, as leituras devem continuar até a estabilização.

Há que se notar que a execução do ensaio lento requer muito tempo, mas por conseguinte, a curva carga x recalque representa, de maneira mais adequada, o comportamento da fundação em determinada etapa de carregamento. Com relação ao ensaio rápido, os carregamentos são alterados antes da estabilização dos recalques, acarretando em uma curva carga x recalque diferenciada do primeiro tipo de ensaio. Para evitar qualquer erro de interpretação dos resultados neste trabalho, optou-se por realizar a primeira prova de carga do tipo lenta e a segunda do tipo rápida.

Alguns cuidados devem ser tomados na execução de uma prova de carga, tais como: leitura de deslocamentos, sistema de carregamento e local da prova de carga, além de outros aspectos gerais (abrigo, isolamento do sistema de referência etc.). Nos ensaios realizados neste trabalho procurou-se seguir as orientações de

TORRES et al. (1982), visando obter os dados com o máximo grau de confiabilidade

É importante considerar as pequenas deformações decorrentes de agentes externos em uma prova de carga, principalmente o referencial das medidas de recalque, pois estes podem resultar em variações na interpretação dos resultados e na duração de um ensaio (**YASSUDA, 1985**). Outro aspecto de importância é a variação de temperatura durante a realização dos ensaios, pois a dilatação dos elementos que sustentam os relógios de leitura de deslocamento pode gerar acréscimos ou decréscimos nas leituras efetuadas.

As provas de carga estáticas podem ser executadas com ou sem o recurso da instrumentação ao longo da profundidade; apresentam-se, a seguir, as principais diferenças entre estas técnicas.

2.4.2. PROVA DE CARGA COMUM

Não se faz uso de instrumentação em profundidade e ocorre na maior parte das provas de carga realizadas. Os dados obtidos no ensaio referem-se somente ao deslocamento e à carga aplicada no topo da estaca. São necessários apenas relógios comparadores (analógicos), colocados na base do bloco de coroamento, e de um macaco hidráulico ligado a uma bomba possuidora de um manômetro aferido. Pode-se também utilizar células de carga no topo para que se possa obter valores de carga com maior precisão.

2.4.3. PROVA DE CARGA COM INSTRUMENTAÇÃO AO LONGO DO FUSTE

A utilização de provas de carga estáticas, com instrumentação ao longo do fuste, visa obter um melhor conhecimento sobre o comportamento das fundações, auxiliando na definição de critérios de ruptura para aquelas não instrumentadas. É possível obter as cargas de ponta e lateral, em cada estágio de carregamento da estaca. Porém, para o uso deste recurso, é necessário haver uma equipe especializada, conhecedora das técnicas de instrumentação e aquisição de dados. No item 2.4.4.1 são apresentadas algumas destas técnicas.

A formulação teórica sobre a distribuição de tensões e deformações normais e cisalhantes em uma fundação é apresentada por **COSTA NUNES &**

FERNANDES (1982). Com base em suas observações, comentam a importância do uso da instrumentação em provas de carga, visando ao conhecimento da distribuição do atrito lateral e carga na ponta. Segundo os autores, "A distribuição da carga transmitida por uma estaca ao solo encaixante, tanto pela resistência lateral como pela base, constitui um elemento decisivo para a solução de problemas bastante difíceis numa formulação teórica rigorosa em mecânica dos solos". Anteriormente ao estudo pioneiro destes autores, **SILVEIRA (1975)** sugeria, em seu discurso de abertura no Simpósio sobre Instrumentação de Campo em Engenharia de Solos e Fundações, que se iniciasse uma campanha de observação do comportamento de nossas fundações profundas, citando, como exemplo, a obtenção das cargas laterais e de ponta em tubulões.

Mais recentemente, na abordagem do emprego de fundações no interior do Estado de São Paulo, onde são apresentados diferentes tipos de estacas e vários resultados de provas de carga, **ALBIERO et al. (1993)** recomendam o aumento no número de provas de carga instrumentadas em vários tipos de fundações.

É importante ressaltar que o conhecimento da técnica de instrumentação, principalmente no que se refere ao emprego de barras instrumentadas, está restrito aos centros de pesquisas. Seria de extrema importância que a comunidade acadêmica fizesse parceria com empresas executoras para que, em suas provas de carga, utilizassem os recursos da instrumentação em profundidade.

2.4.4. INSTRUMENTAÇÃO DE ESTACAS EM PROFUNDIDADE

2.4.4.1. TÉCNICAS

Existem várias técnicas de instrumentação geotécnica, e a escolha do uso de uma delas dependerá dos parâmetros que se deseja obter.

Em seus estudos, **HANNA (1982)** questiona a função da instrumentação em engenharia de fundações. O autor apresenta algumas razões para o uso, como o controle da execução, checagem de critérios adotados em projeto, conhecimento de um determinado parâmetro geotécnico e avaliação de métodos computacionais.

LINDQUIST et al. (1988) citam algumas técnicas de instrumentação para medidas de deslocamentos e deformações, cargas, tensões totais, pressões neutras, vazões, vibrações e para o estudo do mecanismo de transferência de carga de fundações profundas, mencionando, no caso, a utilização de “tell-tales” (deslocamento), extensômetros de armadura (carga na secção), células de pressão (pressão total), células de expansão (tensão e carga), extensômetros elétricos (deformação e carga) etc. **DUNNICLIFF (1988)** apresenta vários tipos de instrumentos utilizados em geotecnia e também exemplos de aplicação de instrumentação.

A seguir são apresentadas, com alguns detalhes, cinco técnicas de instrumentação de estacas.

A – “Tell-Tales”

Neste tipo de instrumentação se obtém os valores de deformação de maneira direta. Consiste, basicamente, em se colocar um tubo guia, de aproximadamente 25mm de diâmetro, dentro da estaca, com sua ponta localizada em níveis pré-determinados. São colocadas hastes de alumínio ($\phi_{ext}=15\text{mm}$ e $\phi_{int}=9\text{mm}$) dentro do tubo guia e rosqueadas na ponta. Através das leituras de deslocamento das hastes existentes nos diversos níveis torna-se possível determinar o encurtamento da estaca para cada trecho e, por conseguinte, a transferência de carga em cada nível. Este sistema é limitado pelo número de hastes. Deve-se tomar cuidado com o possível atrito existente entre as hastes e o tubo, que pode afetar as leituras dos instrumentos.

VELLOSO et al. (1975) ressaltam que, para considerar as informações de transferência de carga, neste tipo de instrumentação, é necessário um encurtamento significativo do elemento de concreto. Outro fator importante, mas de difícil obtenção, é o módulo de elasticidade da estaca, necessário para calcular a transferência de carga.

B – Extensômetros Elétricos de Resistência

É uma maneira indireta de obtenção de deformações, que se baseia na utilização de “strain-gages”, colados ou não na armadura. “Strain-Gages” ou

extensômetros elétricos de resistência são, como o próprio nome diz, resistências elétricas que, solidarizadas a um determinado material, como o aço, fornecem valores de deformação quando submetidos a determinados tipos de esforços e a uma pequena corrente elétrica. Apresenta-se, no item 2.4.4.2, este tipo de instrumentação em maiores detalhes, posto que, é o processo adotado no presente trabalho.

C – Extensômetros Removíveis

Trata-se de um conjunto de “bloqueadores”, ligados entre si por tiras metálicas, instrumentadas com “strain-gages”. O conjunto é introduzido num tubo guia previamente colocado dentro da estaca. Antes do início da prova de carga, o bloqueador junto à ponta da estaca é acionado, ficando preso. Em seguida, o conjunto é pré-tracionado e os outros bloqueadores são acionados simultaneamente, ficando aderidos ao tubo guia. Quando a estaca é carregada, estas tiras sofrem um alívio de tensão e se deformam e, como o “strain-gage” está solidarizado a elas, torna-se possível determinar o encurtamento entre dois bloqueadores consecutivos. Sua característica essencial está na possibilidade de reutilização, após o término dos ensaios, e sua instalação é rápida e fácil.

Este tipo de instrumento foi desenvolvido pioneiramente pelos pesquisadores do “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées” (França); em seu artigo, **JÉZÉQUEL et al. (1972)** apresentam o funcionamento do equipamento. Segundo os autores, o mesmo surgiu em função das dificuldades na colocação da instrumentação comumente empregada em fundações (extensômetros de cordas vibrantes, extensômetros de armadura, tell-tales etc.); outro fator importante foi o econômico, sabendo-se que os extensômetros elétricos utilizados em armadura são irre recuperáveis. O bloqueador utilizado, denominado “Tripode modèle 70”, constituído de três braços acionados por mecanismo pneumático (Figura 2.6) é de constituição robusta, pois o equipamento foi desenvolvido para uso em estacas tubulares de grande diâmetro.

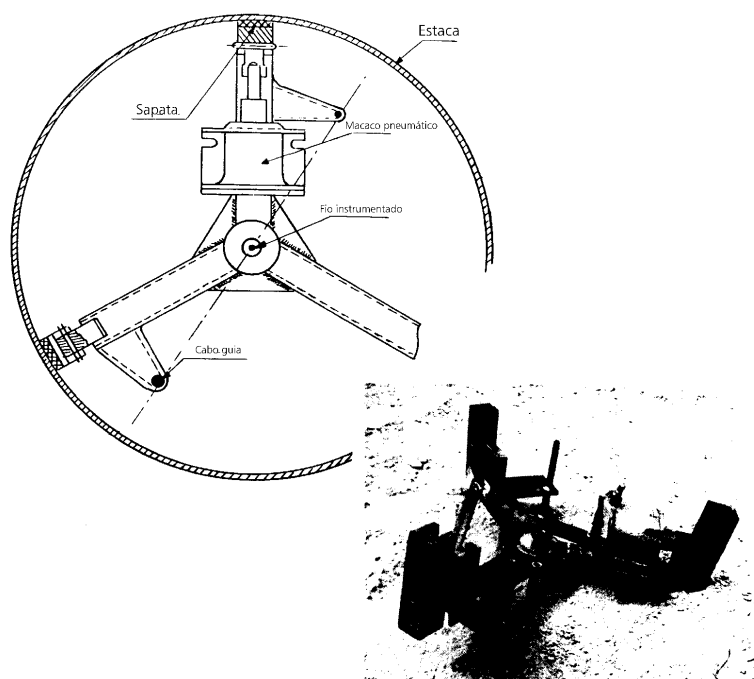


Figura 2.6 - Bloqueador "Tripode modèle 70" (JÉZÉQUEL et al., 1972).

Tendo sanado as limitações do uso do equipamento em relação ao tipo de fundação e seu diâmetro, **BUSTAMANTE & JÉZÉQUEL (1975)** desenvolveram um novo tipo de bloqueador denominado "Gonflabes modèle 72", que pode ser utilizado tanto em estacas como em tirantes devido ao seu diâmetro reduzido ($\phi=42\text{mm}$ e $\phi=25\text{mm}$). O bloqueador "Gonflabe" desce dentro de um tubo colocado dentro do elemento de fundação no momento de sua execução. Diferentemente do modelo anterior, ele é constituído basicamente de uma célula central dilatável por pressão de ar e de uma parte exterior constituída por esporas que irão se fixar ao tubo. **BAGUELIN et al. (1975)** utilizaram os extensômetros removíveis e o bloqueador "Gonflabe" em provas de carga sobre estacas escavadas de 0,52 e 0,56m de diâmetro, estacas pré-moldadas de 0,35 x 0,35m e estacas metálicas de 0,50m de diâmetro.

Passados alguns anos após o surgimento do primeiro extensômetro removível, **BUSTAMANTE et al. (1991)** apresentam um novo modelo denominado EX89, com as mesmas características do primeiro, mas com alguns aprimoramentos no bloqueador de 48mm, que asseguram as seguintes melhorias: montagem e desmontagem no prazo de 3h, metal tratado contra corrosão,

aumento do número de níveis de leitura (chegam a 16), redução do peso em 25% e adaptação a vários diâmetros de tubo.

No Brasil, o IPT desenvolveu um transdutor de deformação específica removível (**NIYAMA et al., 1994**); o protótipo foi constituído basicamente de quatro sistemas: elemento sensor, sistema de fixação hidráulico, sistema de controle e realimentação hidráulico e sistema eletrônico de medição. Segundo os autores a principal vantagem deste instrumento é a possibilidade de remoção para correção dos defeitos e substituição depois de instalado. Em testes de laboratório, verificou-se a confiabilidade do sistema de fixação e de controle do transdutor.

O sistema desenvolvido por **NIYAMA et al. (1994)** foi utilizado pela primeira vez em ensaio de verdadeira grandeza em uma prova de carga estática de fundação mista; segundo **CAMPOS & SOBRINHO (1996)**, o sistema revelou-se promissor substituto dos tradicionais métodos empregados.

D – Micrômetro Deslizante Iseth ou Sliding Micrometer (SBM)

O equipamento, desenvolvido pela Escola Politécnica de Zurique/Alemanha, foi utilizado no Brasil pela Consultoria, Estudos e Projetos de Engenharia Ltda – COEPE. É um medidor de deslocamentos de alta precisão. Consiste em um transdutor indutivo de deslocamentos e em uma sonda esférica que, ao serem solicitados, fornecem valores de movimentação da estaca com precisão de 10^{-6} . O aparelho permite a determinação de componentes axiais de deslocamentos ao longo de eixos retilíneos no interior de massas de concreto, rocha ou solo. Num furo de aproximadamente 100mm de diâmetro são fixadas, através de injeção, marcas de referência a cada 1000mm, ligadas entre si por um tubo protetor. A leitura de deslocamentos é feita através da introdução da sonda (3 kg) que, associada às hastes, é levada a cada ponto de referência existente no tubo guia. Tanto as marcas de referência quanto os cabeçotes esféricos das extremidades da sonda são dotados de chanfros que permitem a passagem da mesma (posição de deslizamento). Através de um giro de 45° e o tracionamento do conjunto (haste/sonda), posiciona-se os elementos de medição entre as marcas de referência, possibilitando leituras em tubos horizontais, verticais ou inclinados, com profundidade de até 100m. Estas leituras são feitas através de um aparelho

digital que registra as informações efetuadas pelo transdutor, que são transmitidas via cabo. O trabalho com o Micrômetro é rápido. Por exemplo: um tubo com 30m de extensão é medido ida e volta em 30min.

CARVALHO & KOVÁRI (1983) apresentam em detalhes o procedimento de preparação para a utilização do Micrômetro Deslizante, em estacas tubulares metálicas ($\phi=0,65\text{m}$ e $L=45\text{m}$), utilizadas nas fundações da ponte do Mar Pequeno (ligação entre os municípios de Praia Grande e São Vicente, no Estado de São Paulo). O processo consistiu na colocação de tubos de PVC, em três pontos da secção transversal da estaca, com luvas de referência espaçadas em 1 metro, nos quais descia o extensômetro para cada carregamento. Os tubos de referência foram solidarizados à secção de aço meia cana, soldadas no perfil através da injeção de nata de cimento ($A/C=0,71$) e aditivo Expansor® na proporção 0,2% em peso de cimento).

Com base nos resultados obtidos através de prova de carga instrumentada em estacas metálicas da ponte do Mar Pequeno, **ROTTMANN (1985)** estudou o comportamento do conjunto solo-estaca, verificando a aplicabilidade dos métodos usuais de previsão de capacidade de carga. O autor apresenta também as características técnicas do instrumento.

2.4.4.2. EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA - UTILIZAÇÃO E FUNCIONAMENTO

No Brasil, as técnicas mais empregadas são as do "tell-tale" e as dos extensômetros elétricos. É importante ressaltar que o primeiro tipo fornece valores de deformação não tão precisos por se tratar de elemento mecânico, o que pode acarretar imprecisões nos valores de deformação, principalmente para pequenas cargas, como citam **VELLOSO et al. (1975)**.

A técnica que vem substituindo o "tell-tale" é a instrumentação através de "strain-gages", sendo a mais empregada pela comunidade acadêmica, por fornecer valores de deformação confiáveis, mas em contrapartida tem um custo superior, devido aos equipamentos e materiais utilizados serem de alta tecnologia e necessitar de técnicos qualificados para seu manuseio. Por isso, esta técnica será apresentada, a seguir, com algum detalhe.

2.4.4.2.1. PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO

O extensômetro elétrico de resistência é um elemento sensível que relaciona pequenas variações de dimensão com variações equivalentes em sua resistência elétrica. Associado a instrumentos especiais (transdutores), possibilita a medida de pressão, tensão, força e aceleração. Seu princípio, de que a resistência de um condutor aumenta, quando submetido à força de tração, e diminui, quando a força é de compressão, foi observado por Lord Kelvin em 1856, mas somente na década de 30 foi aplicado na prática. Dentre suas características, destacam-se:

- * alta precisão de medida;
- * excelente resposta dinâmica;
- * excelente linearidade;
- * pode ser utilizado imerso em água ou em atmosfera de gás corrosivo, desde que se faça o tratamento adequado;
- * possibilidade de se efetuar medidas à distância etc.

Estas características fazem com que o extensômetro elétrico de resistência tenha ampla aplicação em estudos experimentais.

A ponte de Wheatstone é o circuito mais utilizado com extensômetros elétricos de resistência, tanto para medidas de deformações estáticas como dinâmicas. Este tipo de circuito permite eliminar, com facilidade, a influência da temperatura do extensômetro, desde que se faça a montagem adequada.

No caso dos estudos efetuados neste trabalho, utilizar-se-á um tipo de ligação chamada "ponte completa", com 4 extensômetros, que permite eliminar os efeitos da temperatura e das deformações provenientes da flexão, obtendo-se as deformações provenientes apenas do esforço normal.

O princípio de funcionamento é simples: a deformação (ϵ) provocada em uma secção transversal da estaca de área (A), devido a determinado carregamento, é fornecida pelos extensômetros elétricos de resistência. Utilizando-se a Lei de Hooke obtém-se:

$$F = E_e * \epsilon * A \quad (2.2)$$

onde F é a carga na secção transversal e E_e o módulo de elasticidade da estaca.

Instrumentando-se, então, pontos da estaca ao longo do fuste, com extensômetros elétricos, obtém-se a carga em várias profundidades, determinando-se, assim, a transferência de carga ao longo da estaca.

2.4.4.2.2. TÉCNICAS DE INSTALAÇÃO NAS ESTACAS

Nos últimos anos vários trabalhos de fundações sobre estacas utilizaram a técnica de instrumentação com “strain-gages” (barras instrumentadas), podendo ser citados: **MASSAD F. et al. (1981)**, **ROCHA et al. (1985)**, **ABEF (1989)**, **CARVALHO (1991)**, **MANTILLA (1992)**, **ALBUQUERQUE (1996)**, **MENEZES (1997)** e **FERREIRA (1998)**; em todas as situações verificou-se que a técnica de instrumentação adotada forneceu dados confiáveis.

Com o objetivo de obter informações relativas à transferência de carga em profundidade para uma estaca submetida a um carregamento, é instalada uma barra de aço instrumentada, podendo ou não ser calibrada, em cada nível pré-definido. Atualmente tem-se instalado tais instrumentos após a implantação das fundações no campo, através de bainhas de aço corrugado ou canos de aço, instalados nas estacas quando de sua confecção, pois, segundo **DYSLI (1983)**, quando se instala a instrumentação na estaca antes da concretagem pode haver uma perda de 10% a 20% dos instrumentos. Tais instrumentos, colocados verticalmente, são solidarizados à estaca através da injeção de nata de cimento. O autor apresenta ainda uma técnica de obtenção de atrito lateral e carga na ponta em estacas moldada in-loco, através da utilização da instrumentação. Para a determinação da carga na ponta pode-se utilizar células de pressão ou sensores de deformação (“strain-gages”) inseridos no concreto.

Os extensômetros de armadura são inseridos imediatamente após o término da concretagem; existe também a técnica utilizada em estacas metálicas, que consiste em colar os extensômetros elétricos diretamente em sua superfície; as barras instrumentadas em laboratório, de comprimento máximo de 1m, sendo em alguns casos calibradas e inseridas em tubos previamente colocados nas estacas.

Uma técnica para instrumentação de uma estaca pré-moldada é apresentada por **NIYAMA & AZEVEDO (1990)**, com o intuito de eliminar ou

minimizar os danos ocorridos em extensômetros elétricos causados pela cravação. Tal técnica, desenvolvida pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), consiste na colocação prévia de tubos no interior da estaca durante sua confecção; em seguida os extensômetros são introduzidos na estaca e o espaço preenchido com nata de cimento (Figura 2.7). Os autores observaram o sucesso do uso desta técnica na realização de outras provas de carga. A técnica apresentada pelos autores foi utilizada neste trabalho, pois reduz consideravelmente perdas das barras instrumentadas. **FARREL et. al. (1998)** apresentam algumas técnicas para proteção dos instrumentos quando se necessita instalá-los em uma estaca pré-moldada, para minimizar o risco de choques na cravação.

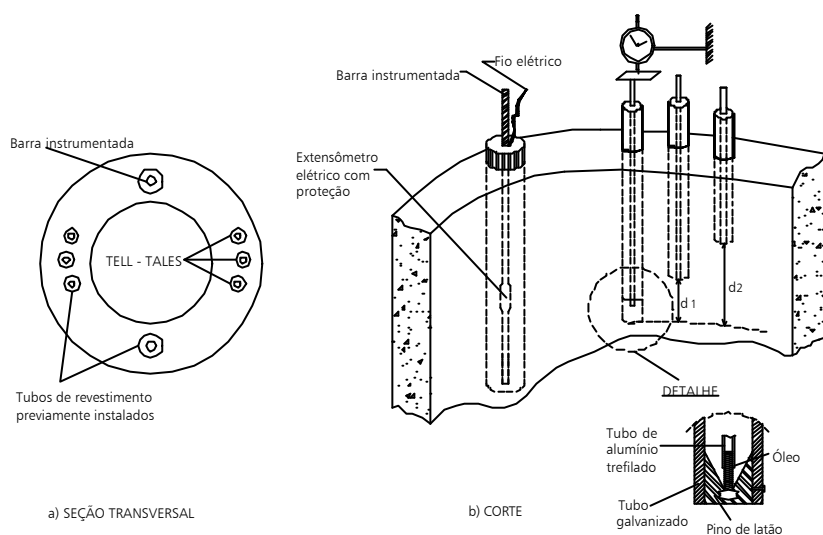


Figura 2.7 – Esquema de instrumentação utilizado para estacas pré-moldadas de ponta aberta (**NIYAMA & AZEVEDO, 1990**).

A técnica de instrumentação é complexa e requer muito cuidado e experiência dos profissionais envolvidos. **EHRlich & SOUZA (1988)**, com base em experiências obtidas no uso de extensômetros elétricos de resistência, apresentam em seu trabalho os cuidados que devem ser tomados na confecção, os tipos de extensômetros comumente empregados, os tipos de circuitos usuais e os fatores que afetam o desempenho de uma peça instrumentada.

Quando se deseja instrumentar uma estaca pré-moldada deve-se tomar alguns cuidados, como se passa a descrever.

- a) Os espaçamentos entre os instrumentos, ao longo da profundidade, são definidos de acordo com informações que se deseja obter, como posicioná-los anteriormente a uma mudança de camada de solo e também na região da ponta da estaca. Quanto ao posicionamento dos instrumentos na ponta, **DYSLI (1983)** sugere que não se posicione sensores num trecho 2ϕ desta, pois neste intervalo ocorre um fenômeno complexo de forças, podendo interferir na leitura das deformações.
- b) Para que se possa utilizar a Expressão 2.2, é necessário dispor de valor de E_e . Uma das formas de determiná-lo é instalando um instrumento num trecho inicial da estaca, situado abaixo do bloco de coroamento, sem nenhum contato com o solo circundante. Desta forma, mede-se a deformação (ϵ) para uma dada força (F) e, através, da Expressão 2.2, determina-se E_e . A secção instrumentada, deste trecho inicial, é denominada "secção de referência".

2.4.4.3 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS INSTRUMENTADAS NO BRASIL

Apresenta-se, neste item, uma série de trabalhos publicados pela comunidade técnica nacional, referente à provas de carga realizadas com o recurso da instrumentação (Tabela 2.2).

Analisando-se a Tabela 2.2, observa-se um avanço na utilização de provas de carga instrumentadas, pois há praticamente 25 anos a comunidade geotécnica nacional possuía somente o tell-tale como instrumento. Com o decorrer dos anos, novos tipos de instrumentos foram surgindo, baseados principalmente em deformações, como os extensômetros elétricos (strain-gages); os instrumentos formados a partir destes também evoluíram, desde os primeiros, constituídos de barras longas, instrumentadas no local, até aqueles removíveis.

A técnica de instrumentação foi utilizada em vários tipos de fundações, desde as mais simples, como as escavadas convencionais, até as mais complexas, como a do tipo raiz.

Os solos onde as estacas foram instaladas variam desde as argilas moles (**DIAS & SOARES, 1990**), até aqueles com solos mais resistentes, como no campo experimental da POLI/USP (**ABEF, 1989**).

Verifica-se também a existência de cinco tipos de instrumentos e várias formas de instalação. Pode-se dizer que a maior parte dos instrumentos e as técnicas de instalação foram desenvolvidas nos centros de ensino e pesquisa, sendo que a entidade que mais se destaca é o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), responsável pela criação de várias técnicas de instrumentação de fundações.

Apresentam-se, a seguir, alguns comentários sobre pesquisas feitas em provas de carga instrumentadas e divulgadas no meio técnico nacional.

A técnica de instrumentação em estacas metálicas é abordada no trabalho de **NIYAMA et al. (1981)**, onde foram colados strain-gages in-loco em estaca tubular. Nesta pesquisa destaca-se a importância dos cuidados que deve haver durante a colagem e proteção dos strain-gages.

AMARAL & ROCHA FILHO (1985) apresentam o desenvolvimento e o desempenho de uma célula de carga utilizada para a determinação da transferência de carga em estacas escavadas (baseado no modelo desenvolvido pelo "Building Research Station", Inglaterra).

O comportamento de estacas raiz foi apresentado por **ROCHA et al. (1985)** e **ROCHA & DANTAS (1986)**. A instrumentação consistiu na inserção de uma barra de aço CA-50, onde foram colados extensômetros elétricos em seis níveis ao longo do comprimento, posicionada no centro de cada estaca. No primeiro trabalho mostram a importância da determinação experimental do módulo de elasticidade, através da adoção da secção de referência da estaca.

No outro trabalho os autores escavaram o solo até encontrar o segundo nível de instrumentação, com a finalidade de dispor de uma segunda secção de referência. Executadas mais duas provas de carga, os autores verificaram na segunda um valor de rigidez 7% superior ao primeiro. Este fato é muito importante, pois, se for levado em consideração nas análises de transferência de carga, estas deverão ser majoradas no valor proporcional ao valor encontrado entre os dois níveis estudados.

A instrumentação de uma estaca metálica é apresentada por **DIAS & SOARES (1990)**, que colaram extensômetros elétricos em uma secção, com parede de espessura reduzida, procurando obter a carga axial nas fases de cravação e adensamento (por se tratar de argila mole). Durante o processo de preparação da cravação houve perda de uma secção instrumentada, deduzindo-se que certos cuidados de proteção são sempre necessários quando se utiliza extensômetros elétricos.

Em 1989, no Campo Experimental da POLI/USP, foram executados vários ensaios em diversos tipos de fundações profundas, quais sejam: estacas hélice contínua, Franki, barrete, escavadas de grande diâmetro, injetadas de pequeno diâmetro, Strauss, pré-moldadas e metálicas. Destas, somente o último tipo não teve algum tipo de instrumentação ao longo do fuste. Os tipos de instrumentos utilizados foram os extensômetros elétricos e "tell-tales".

ALBUQUERQUE (1996), MENEZES (1997), TEIXEIRA et al. (1998) e FERREIRA et al. (1998), instrumentaram vários tipos de estacas. A instrumentação consistiu em extensômetros elétricos colados em barras de aço CA-50A ($\phi=12,5\text{mm}$ e $L=0,60\text{m}$), calibradas em laboratório, inseridas em uma bainha de aço e unidas através de luvas até formarem uma barra contínua; após a inserção das barras, injetou-se nata de cimento de baixo para cima para solidarização do conjunto. Com base nos trabalhos efetuados com este tipo de instrumentação, devido à experiência absorvida e aos bons resultados apresentados, adotou-se esta sistemática de instalação da instrumentação neste trabalho.

Tabela 2.2 – Experiência nacional em provas de carga instrumentadas.

Ano	Local	Referência	Solo	Fundação	Instrumentação
1975	Rio de Janeiro/RJ	Velloso et al. (1975)	Areia siltosa, argila siltosa	Estaca barrete (0,50x1,3m, L=8m)	"Tell-tales"
1979	Itaguaí/RJ	Costa Nunes et al. (1979), Spinelli et al. ¹⁰⁹ (1979)	Argila orgânica, areia siltosa	Estaca pré-moldada $\phi=0,60$ m, L=24 e 27,5m)	Barras instrumentadas e "tell-tales"
1981	São Paulo/SP	Niyama et al. (1981), Massad F. et al. (1981)	Aterro, solo de alteração de rocha	Micro-estacas ($\phi=0,11$ m L=3,55m e 7,21m e 9,92m)	Barra instrumentada longa (inserida em tubo)
1982	Plataforma Marítima/CE	Niyama et al. (1982)	Areia siltosa	Estaca tubular metálica ($\phi=34"$ L=88,4m)	Extensômetros colados na superfície da estaca
1982	Vitória/ES	Fontoura et al. (1982)	Argila arenosa, argila siltosa	Estaca Escavada ($\phi=1,2$ m, L=22m)	"Tell-tales"
1985	n/d	Amaral & Rocha Filho (1985)	n/d	Escavada ($\phi=0,30$ m, L=10m)	Célula de carga
1985	Rio de Janeiro/RJ	Lamare Neto et al. (1985)	Areia silto-argilosa	Estaca injetada sob pressão ($\phi=0,117$ m L=5,8m)	Barra instrumentada longa (inserida em tubo)
1985	IP/SP	Rocha et al. (1985), Rocha & Dantas (1986)	Argila siltosa, areia de textura variada	Estaca raiz ($\phi=0,26$ m, L=20,23m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas)
1989	Campo Exp. POLI/USP	ABEF (1989)	Siltos arenosos	Hélice contínua, Franki, barrete escavadas, Strauss, injetadas, pré-moldadas	Barras instrumentadas e "tell-tales"
1990	São Paulo/SP	Azevedo Jr et al. (1990)	Argila arenosa, arenito	Estacas pressão-ancoragem $\phi=0,15$ e L=20m) e raiz ($\phi=0,17$ e L=20m)	Barras instrumentadas curtas
1990	IPR - DNER/RJ	Dias & Soares (1990)	Argila mole	Estaca tubular metálica ($\phi=8"$ L=6,5m)	Extensômetros colados na superfície da estaca
1992	IP/SP (laboratório)	Niyama (1992)	Areia fina (tubo de ensaio)	Modelos de estacas (aço e concreto) $\phi_{aço}=14$ cm, L=2,0m)	Extensômetros colados na estaca de aço, barra e "tell-tale"
1991	Campo Exp. EESC/USP	Carvalho et al. (1991)	Areia argilosa	Estaca raiz ($\phi=0,25$ m e L=16m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas)
1994	Campo Exp. EESC/USP	Mantilla et al. (1994)	Areia argilosa	Estacas escavadas ($\phi=0,35$, 0,40, 0,50m e L=10m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas)
1996	São Paulo/SP	Campos & Sobrinho (1996)	Argila silto-arenosa,	Estaca mista (pré-moldado L=10m e sapata L=1,8m)	Extensômetro removível (IPT)
1996	Campo Exp. Unicamp	Albuquerque (1996)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca pré-moldada ($\phi=0,18$ m e L=14m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
1997	Campo Exp. Unesp (Ilha Solteira)	Menezes (1997)	Areia siltosa	Estacas pré-moldadas 0,17x0,17m e 0,23x0,23m, L=13m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
1998	Campo Exp. Unesp (Bauru)	Ferreira (1998)	Areia silto-argilosa	Estacas apoiadas $\phi=0,25$ m e L=4; 7,05 e 10m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo

2.4.4.4. A IMPLANTAÇÃO DE CAMPOS EXPERIMENTAIS NO BRASIL

Existem vários Campos Experimentais onde foram realizadas diversas provas de carga, instrumentadas ou não, podendo ser citados: IPT e POLI-USP (São Paulo/SP), EESC-USP (São Carlos/SP), Unesp (Bauru/SP), Unesp (Ilha Solteira/SP), Unicamp (Campinas/SP), UFLA (Lavras/MG), UFPR (Curitiba/PR), Londrina (UEL), Brasília (UnB), Porto Alegre (UFRS) entre outros. Dentre estes pode-se destacar o pertencente ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas, cujos estudos se iniciaram em meados da década de 80. No local foram executadas provas de carga dinâmicas em estacas pré-moldadas e escavadas; realizaram-se também provas de carga em estacas raiz, com instrumentação no fuste.

O custo de implantação de um Campo Experimental é relativamente alto, e para torná-lo viável torna-se importante o trabalho em parceria. Desta maneira, a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e a Associação Brasileira de Engenharia de Fundações (ABEF), criaram um Campo Experimental situado dentro da Cidade Universitária (São Paulo) no ano de 1988, com área aproximada de 5.000m². Os resultados das provas de carga executadas, instrumentação utilizada em cada tipo de fundação, bem como as características do Campo Experimental podem ser encontradas em **ABEF (1989)**. Pode-se citar dentre os trabalhos realizados com estes dados, os desenvolvidos por **AZEVEDO Jr. & NIYAMA (1990), NIYAMA (1991), MASSAD, F. (1991a); MASSAD, F. (1991b); MASSAD, F. (1992); DÉCOURT (1995); SOUZA & MASSAD, F. (1996)**.

Em São Carlos/SP encontra-se o Campo Experimental da Escola de Engenharia de São Carlos-USP, implementado em 1989, onde diversos trabalhos já foram realizados em estacas escavadas de variados diâmetros (instrumentadas), estacas raiz (instrumentadas), estudos de comportamento de estacas brocas, isoladas e em grupo, ensaios de carregamento horizontal em estacas, executadas no local, com e sem inundação do terreno e sobre o comportamento de tubulões (instrumentados) a partir de provas de carga estáticas e dinâmicas. No local se desenvolveram várias Teses de Doutorado e Dissertações de Mestrado, atestando que este Campo Experimental trouxe, indubitavelmente, relevantes contribuições

ao meio técnico, tanto pelos diversos tipos de fundações estudados, como por se tratar de solo arenoso colapsível, comum ao interior do Estado de São Paulo.

Na região centro-oeste e norte do Estado de São Paulo encontram-se, respectivamente, os Campos Experimentais de Bauru e Ilha Solteira, podendo-se dizer que são recentes. No primeiro, com área de 52.000m², foram realizados estudos do comportamento de estacas apiloadas de comprimentos variados (instrumentadas), estudando-se o efeito da inundação, análise do comportamento de solo colapsível com águas de diferentes pH e ensaios de infiltração para obtenção de parâmetros para dimensionamento de sumidouros de fossas sépticas; atualmente encontra-se em estudos o comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível. Até o momento foram produzidas duas Teses de Doutorado, uma Dissertação de Mestrado e vários trabalhos de Iniciação Científica. No segundo foram realizados estudos de fundações rasas, estacas apiloadas de pequeno diâmetro, executadas com concreto e solo-cimento; continuando o programa de estudos em fundações, executou-se uma série de ensaios em estacas pré-moldadas, com carregamentos à compressão, tração e horizontal. Com a finalidade de estudar o comportamento estaca-solo instrumentaram-se estacas submetidas a carregamentos axiais, instrumentadas ao longo da profundidade; as estacas submetidas ao carregamento horizontal foram instrumentadas com mini-inclinômetros. Realizou-se também uma pesquisa sobre o comportamento de estacas escavadas ($\phi=0,30\text{m}$ e $L=10\text{m}$), executadas com concreto e solo-cimento plástico, instrumentadas ao longo do fuste. Já foram desenvolvidas duas Dissertações de Mestrado e duas Tese de Doutorado e, tendo-se em vista os estudos já realizados em São Carlos/SP, pode-se afirmar que em breve será bem conhecido o comportamento de vários tipos de fundações assentes em solos arenosos do interior do Estado.

Em Campinas, região centro-leste do Estado de São Paulo, encontra-se o Campo Experimental da Unicamp, cujo subsolo é constituído por solo residual de diabásio. No local foram realizados ensaios à tração e à compressão, em estacas pré-moldadas (instrumentadas), e ensaios com carregamento horizontal instrumentados através de mini-inclinômetros. Uma Dissertação de Mestrado foi

defendida com base nas provas de carga em estacas pré-moldadas. No Capítulo 3 apresentam-se os detalhes e características deste Campo Experimental.

No interior de Minas Gerais, na cidade de Lavras, encontra-se o Campo Experimental da Universidade Federal de Lavras - UFLA. Trata-se de solo residual de gnaíse (colapsível), onde já foram realizados experimentos em tubulões curtos (instrumentados), sapatas e estacas de pequeno diâmetro. Uma Tese de Doutorado foi apresentada com base em ensaios realizados neste local.

Em Curitiba/PR foi instalado, recentemente, o Campo Experimental da Universidade Federal do Paraná-UFPR. O subsolo local é caracterizado pela Formação Guabirota, composto por argilas siltosas e siltes argilosos, de alta plasticidade e elevada expansibilidade, popularmente chamados de "sabão de caboclo". A importância deste Campo Experimental reside na ausência de conhecimentos do comportamento de obras realizadas neste solo. Em estudos sobre o comportamento de fundações foram executadas três estacas hélice contínua sobre as quais se realizaram provas de carga instrumentadas (**KORMANN & CHAMECKI, 2000**).

2.5. MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES

A estimativa do recalque do topo de uma estaca é muito importante para qualquer projeto de fundações, pois a carga de trabalho é também função dos recalques que a estrutura pode tolerar.

Existem muitos métodos de previsão de recalques: alguns deles consideram as estacas instaladas em um meio elástico ou elasto-plástico, ocupando um espaço semi-infinito; outros admitem um mecanismo simples de transferência de carga, através de funções de transferência, definidas de alguma forma.

O mecanismo de transferência de carga da estaca ao solo é, na realidade, muito complexo, envolvendo diversos fatores, como a rigidez da estaca; a sua deformabilidade e resistência ao cisalhamento do solo, o processo construtivo, entre outros. Portanto, torna-se muito difícil o seu equacionamento.

Apesar da complexidade da formulação, surgiram também alguns métodos mais simples de cálculo, em que alguns dos fatores intervenientes são

desprezados. Pode-se separar os métodos de previsão da curva carga-recalque em métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos.

2.5.1. MÉTODOS TEÓRICOS E SEMI-EMPÍRICOS

Existem muitos métodos teóricos e semi-empíricos de previsão de recalque, e este trabalho apresentará apenas alguns deles. Os métodos que serão vistos a seguir não são de uso corrente no meio técnico pois, para utilizá-los, é necessário um certo conhecimento das propriedades do solo, cuja determinação requer a execução de ensaios pouco comuns na prática de engenharia de fundações, como, por exemplo, ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Mas alguns deles podem ser empregados retroanalizando resultados de provas de carga, como se verá adiante.

Os métodos teóricos têm suas limitações e não permitem incluir nos cálculos as questões relativas à heterogeneidade e a não linearidade da curva tensão-deformação do solo.

2.5.1.1. MÉTODO DE POULOS & DAVIS (1968)

Os autores propõem um método de previsão de recalques de uma estaca cilíndrica, carregada axialmente em uma massa de solo, de comportamento elástico linear, baseado na Equação de Mindlin. As hipóteses adotadas são:

- a) supõe-se que exista uma linearidade entre as tensões e deformações;
- b) solo homogêneo; e
- c) estaca incompressível.

Com base nas hipóteses acima, pode-se dizer que o recalque de uma estaca isolada pode ser calculada através da expressão abaixo.

$$S = \frac{Q}{L.E_s} . I_p \quad (2.3)$$

onde:

Q = carga na estaca

L = comprimento da estaca

E_s = módulo de elasticidade do solo

I_p = fator de influência para deformações

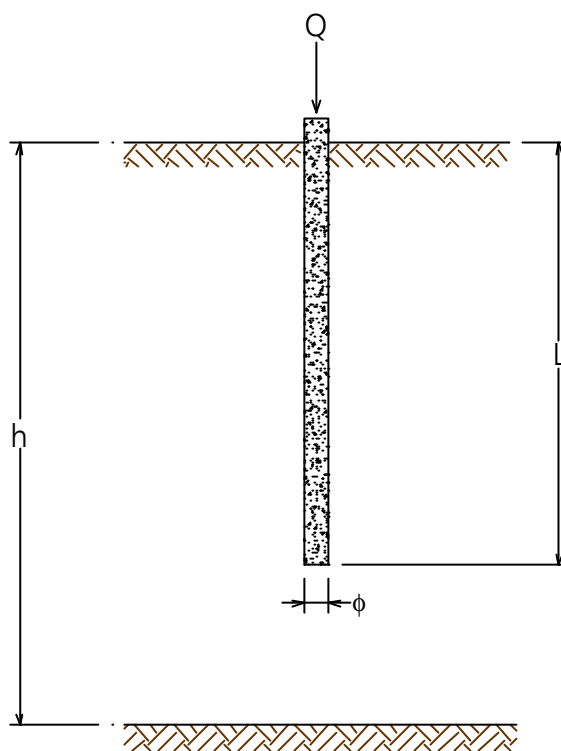


Figura 2.8 – Estaca embutida em camada finita.

O fator I_p é função de L/h e ϕ_p/ϕ , onde ϕ_p é o diâmetro da ponta da estaca. A este fator são introduzidos fatores de correção para levar em conta os seguintes parâmetros:

- compressibilidade da estaca;
- camada resistente na ponta da estaca;
- camada finita de solo;
- coeficiente de Poisson.

Para a obtenção de I_p os autores propõem a utilização ábacos como, por exemplo, o apresentado na Figura 2.9.

É possível, através de retroanálise, determinar o módulo de elasticidade do solo.

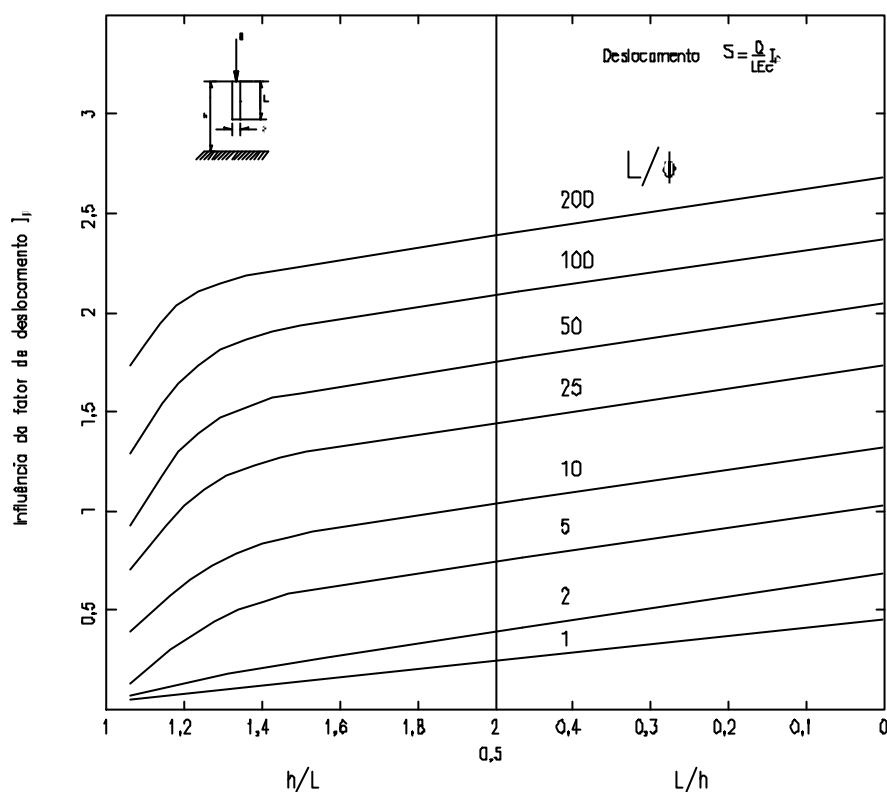


Figura 2.9 – Fator de deslocamento I_p - camada finita ($\nu=0,5$).

2.5.1.2. MÉTODO DE VÉSIC (1969, 1975A)

É um método semi-empírico, baseado na forma de distribuição do atrito lateral e do tipo de estaca em estudo. O recalque de uma estaca é dado pela soma de três parcelas:

s_e = recalque devido ao encurtamento elástico da estaca;

s_p = recalque do solo devido à carga de ponta da estaca;

s_f = recalque do solo devido às cargas de atrito ao longo do fuste.

Portanto, pode-se escrever:

$$S = s_e + s_p + s_f \quad (2.4)$$

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca s_e é determinado em função da distribuição do atrito lateral e do valor da carga de ponta, através da expressão:

$$s_e = (Q_p + \alpha_{ss} Q_{lat}) \frac{L}{A E_c} \quad (2.5)$$

onde:

Q_p = carga na ponta no estágio de carregamento (kN)

Q_{lat} = carga lateral no estágio de carregamento (kN)

A = área da secção transversal da estaca (m^2)

E_c = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)

ϕ = diâmetro da estaca (m)

L = comprimento da estaca (m)

α_{ss} = fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste.

Na Figura 2.10, pode-se verificar as várias formas de distribuição do atrito e os respectivos valores de α_{ss} .

Para a parcela de recalque devido à carga transmitida na ponta tem-se:

$$s_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{\phi \cdot q_p} \quad (2.6)$$

Para a parcela de recalque devido à carga transmitida ao longo do fuste tem-se:

$$s_f = \frac{C_s \cdot Q_{lat}}{L \cdot q_p} \quad (2.7)$$

Nestas expressões C_p (Tabela 2.3) e C_s (Tabela 2.4) são coeficientes que dependem do tipo de solo e tipo de estaca.

Tabela 2.3 - Valores de C_p .

TIPO DE SOLO	ESTACA CRAVADA	ESTACA ESCAVADA
Areia (densa a fofa)	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
Argila (rija a mole)	0,02 - 0,04	0,04 - 0,08
Silte (denso a fofo)	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

O valor de C_s é dado pela seguinte Equação:

$$C_s = (0,93 + 0,16\sqrt{L/\phi})C_p \quad (2.8)$$

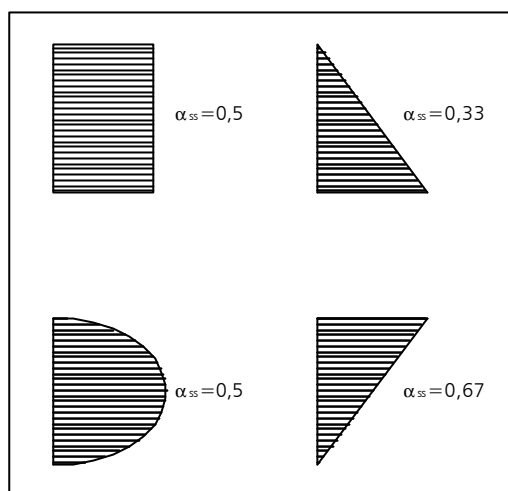


Figura 2.10 - Distribuição de atrito.

O emprego deste método é simples, pois não há necessidade do conhecimento de parâmetros do solo de difícil obtenção, como por exemplo, o módulo de elasticidade do solo. É importante ressaltar, que o autor leva em consideração na sua utilização o tipo de estaca empregada.

2.5.1.4. MÉTODO DE AOKI & LOPES (1975)

Os autores propõem um método numérico para estimativa de tensões e recalques em pontos no interior do solo para estacas e tubulões (isolados ou grupos). É feita uma discretização das cargas transmitidas aos elementos de uma fundação em um sistema de cargas concentradas, estaticamente equivalentes, determinando as tensões e recalques de um dado ponto através da superposição de efeitos.

As cargas transmitidas à fundação são separadas em atrito lateral e carga de ponta. Considera-se a distribuição do atrito ao longo do fuste como linear, sendo f_2 para a profundidade L_2 e $f_1 = \xi \cdot f_2$ para a profundidade L_1 . A tensão na ponta é considerada como uniformemente distribuída (Figura 2.11).

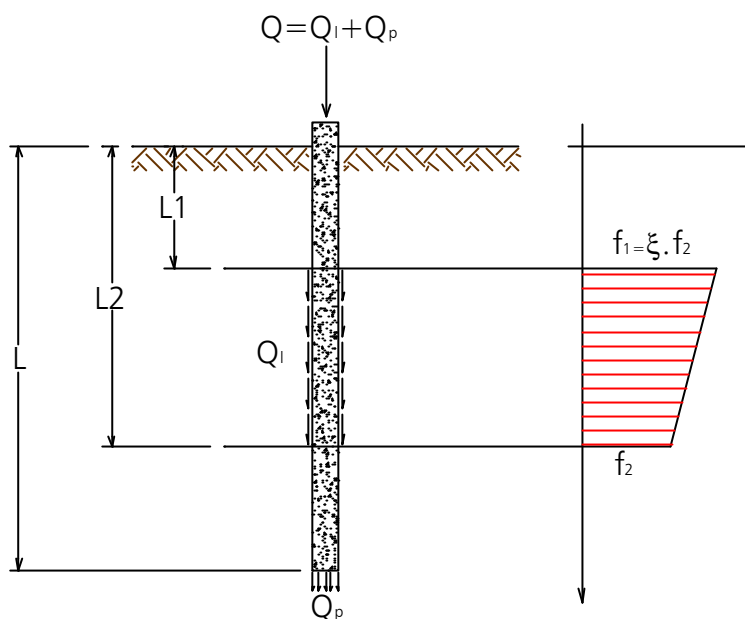


Figura 2.11 – Distribuição de cargas de uma fundação.

As tensões e o deslocamento vertical, devido a uma carga pontual no interior de uma massa semi-infinita, homogênea, isotrópica e elástica linear, podem ser obtidos através da Equação de Mindlin. Para o emprego do equacionamento, supõe-se conhecer:

- a força no topo (Q);
- a profundidade (c);
- as coordenadas do ponto em estudo (B) em referência a uma coordenada local (xyz) com o eixo vertical da força ;
- a distância horizontal (r);
- o módulo de elasticidade (E_s);
- e o coeficiente de Poisson médio do solo (ν).

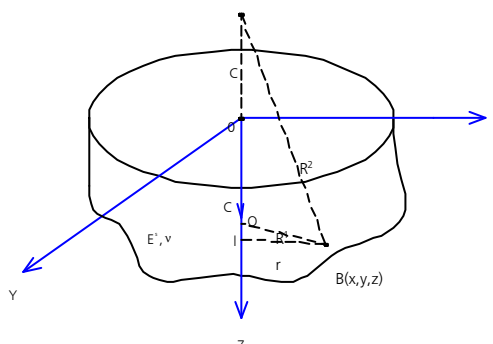


Figura 2.12 - Sistema de coordenadas.

O recalque do solo em um determinado ponto é calculado pela seguinte expressão:

- Para fundações cilíndricas

$$s_{pf} = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} S_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} S_{i,k} \quad (2.9)$$

- Para fundações prismáticas:

$$s_{pf} = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} S_{i,j} + \sum_{1}^{4\text{faces}} \sum_{i(\text{ou}j)=1}^{n_1(\text{ou}n_2)} \sum_{k=1}^{n_3} S_{i(\text{ou}j),k} \quad (2.10)$$

onde:

$S_{i,j}$ = recalque induzido pela carga de ponta $Q_{i,j}$

$S_{i,k}$ = recalque induzido pelas cargas pontuais $Q_{i,k}$, parte lateral

Para o cálculo do recalque no topo da estaca S , somar ao valor de ξ_{fr} , relativo ao topo, o valor do recalque elástico s_e :

$$s_e = \frac{1}{AE_c} \left[\frac{Q - N_1}{2} \cdot z_1 + \frac{N_1 + Q_p}{2} \cdot z_2 \right] \quad (2.11)$$

onde:

A = área da estaca (m^2)

E_c = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)

Q = carga no topo da estaca (kN)

Q_p = carga na ponta da estaca (kN)

z_i = profundidade da camada (m)

N_z = carga transferida do topo na profundidade z (kN)

Para o cálculo dos recalques através deste método foi elaborado um programa computacional pelos autores em linguagem BASIC e pode ser encontrado em **ALONSO (1991)**.

2.5.1.5. MÉTODO DE RANDOLPH & WROTH (1978)

Os autores desenvolveram um método analítico para a determinação do recalque, baseado em funções de transferência de carga e levando em conta a heterogeneidade do solo. As análises efetuadas envolvem as seguintes variáveis:

S = recalque da estaca;
 Q = carga aplicada;
 L = comprimento da estaca;
 r = raio da estaca;
 G = módulo de cisalhamento do solo;
 ν = coeficiente de Poisson do solo.

Deve-se observar que o coeficiente de Poisson da estaca é ignorado pois tem efeito insignificante no comportamento carga-recalque. Com base em estudos onde o módulo de cisalhamento do solo é vital para o desenvolvimento do recalque, os autores propuseram os seguintes procedimentos: a) separar as cargas de atrito lateral e ponta; b) dividir o subsolo em camada superior e inferior, em relação ao plano horizontal AB, situado no o nível da ponta da estaca; e c) assumir, inicialmente, que a camada superior do solo é deformada exclusivamente pela carga transferida ao fuste e, a inferior, pela carga da ponta.

Os autores idealizaram o modelo de deformação baseados nas observações de **COOKE (1974)**, que mostrou a boa concordância entre os resultados obtidos em estacas teste e o formato das deformações em profundidade, **FRANK (1974, 1975)** e **BAGUELIN et al. (1975)** que utilizaram o método dos elementos finitos para a construção do modelo de deformação

Quando a estaca é carregada, há o incremento de tensões cisalhantes, τ , nas áreas vizinhas ao fuste, o que pode ser muito maior que a tensão vertical σ_z . Empregaram a seguinte expressão para o cálculo do deslocamento do fuste.

$$S_f = \frac{\tau_o r}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right) = \xi \frac{\tau r}{G} \quad (\text{solo homogêneo}) \quad (2.12)$$

onde $r_m = 2,5L(1-\nu)$, raio virtual a partir do qual a tensão de cisalhamento torna-se insignificante (válida para solo homogêneo).

$$\xi = \ln\left(\frac{r_m}{r}\right) \quad (2.13)$$

Através da Figura 2.13 pode-se obter a relação carga-recalque em comparação ao índice de esbeltez da estaca (l/r), para dois diferentes valores de coeficientes de Poisson.

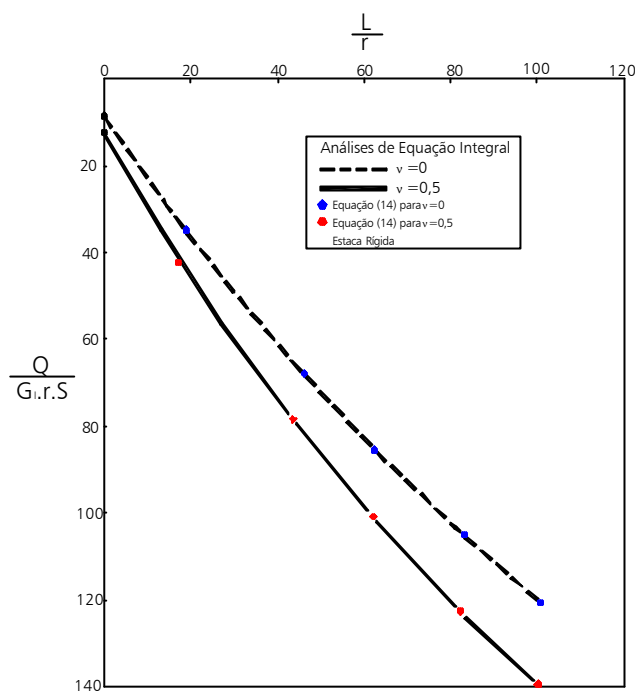


Figura 2.13. – Comparação da relação carga-recalque para diferentes tipos de índice de esbeltez das estacas.

Segue a Equação para o cálculo do recalque no topo de uma estaca:

$$S = S_b \cosh[\nu(L - z)] \quad (2.14)$$

O recalque na ponta da estaca pode ser calculado como:

$$S_p = S_b \cosh(\nu - L) \quad (2.15)$$

No caso de heterogeneidade vertical do solo, a rigidez varia com a profundidade. Os autores citam que o mais importante tipo de heterogeneidade vertical do solo é aquele em que a rigidez de um mesmo tipo de solo cresce com a profundidade. Para solos heterogêneos a Equação 2.12 pode ser reescrita como

$S_f = \tau_0 r \int_r^{r_m} \frac{d_r}{G}$, onde $r_m = 2,5L\psi (1-\nu)$. Para uma estaca em um espaço semi-infinito

$r_m = 2,0L\psi (1-\nu)$.

Neste caso introduz-se um fator de heterogeneidade ψ , que é a razão do módulo de cisalhamento da estaca no seu comprimento médio.

$$\psi = \frac{G_{L/2}}{G_L} \quad (2.16)$$

Assim, a expressão geral para a relação carga-recalque $\frac{Q}{G_r S}$ é:

$$\frac{Q}{G_r S} = \left[\frac{4}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi}{\xi} \psi \frac{L}{r} \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L} \right] \left[1 + \frac{4}{\eta(1-\nu)} \frac{1}{\pi \lambda} \frac{L}{r} \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L} \right]^{-1} \quad (2.17)$$

onde $\xi = \ln(r_m/r) = \ln[2,5(L/r)\psi(1-\nu)]$ e $(\mu L)^2 = \left[\frac{2}{\xi \lambda} \right] \left(\frac{L}{r} \right)^2$

Os autores simplificaram a Equação 2.17, ignorando o segundo termo (da ordem de 0,1), compensado ignorando-se a contribuição do termo referente à ponta:

$$\frac{Q}{G_r S} \cong \frac{2\pi}{\xi} \psi \frac{L}{r} \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L} \quad (2.18)$$

Que pode ser rescrito da seguinte forma:

$$S \cong \frac{Q}{\frac{2\pi}{\xi} L G_r \psi \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L}} \quad (2.19)$$

Esta simplificação pode superestimar o recalque da estaca em torno de 10%. Os valores de μL podem variar de $0,5 < \mu L < 2,0$ e a variação de $G_r \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L}$

pode ser aproximada para $\frac{2}{3} G_r$.

Uma subestimativa de G em 30% pode conduzir a uma superestimativa de recalque em torno de 20%.

Estimativa de G

O modelo proposto pelos autores também pode ser utilizado para a retroanálise de uma prova de carga para se obter o G , com razoável precisão. Isto

foi verificado através de estudos efetuados na argila de Londres, em que estudaram o valor de G obtido de ensaios pressiométricos e prova de carga.

Os autores ressaltam que as análises só foram possíveis por se possuir os valores de recalques no topo e na ponta. Nos casos em que se tem somente as cargas e os recalques no topo da estaca, a relação Q/S_t pode ser usada para estimar a média da tensão de cisalhamento G_{ψ} com aproximação de 10%, desde que a variação de $(1/\xi) [\tanh(\mu L / (\mu L))]$ com ψ seja pequena.

2.5.2. MÉTODOS EMPÍRICOS DE PREVISÃO DE RECALQUES

2.5.2.1. MÉTODO DE DÉCOURT (1995)

O autor propõe um método empírico de previsão da curva carga-recalque baseado em resultados de provas de carga, tanto em estacas de deslocamento quanto escavadas. Inicialmente se deve determinar a carga de ruptura, através de algum método conhecido na literatura, e separar as cargas lateral e de ponta.

O método considera duas situações: estacas de deslocamento, em qualquer solo, e estacas escavadas, em solo argiloso (situação 1); e as escavadas, em solos granulares (situação 2).

Os seguintes passos devem ser seguidos para a obtenção da curva carga-recalque:

1. determinar o X_1

$$\text{Situação 1 - } X_1 = \frac{Q_p}{0,07\phi}$$

$$\text{Situação 2 - } X_1 = \frac{Q_p}{0,21\phi}$$

Onde X é o índice de crescimento de carga com o deslocamento e ϕ o diâmetro da estaca.

2. obter o valor do atrito lateral na ruptura Q_s ;
3. marcar o ponto Q_s no eixo das cargas, definindo-se então o ponto 0;
4. conhecido o X_1 , traça-se a reta definida pelos pontos 0 e 2 e sendo $X_2=0,5X_1$, obtém-se o ponto 3 de ruptura

5. traça-se uma reta partindo da origem até encontrar a reta referente aos pontos 1 e 2, correspondente a 5mm na situação 1 e 10mm na situação 2

Na Tabela 2.4 são apresentados os fatores de obtenção dos recalques nos pontos 1, 2 e 3 para as duas situações citadas acima. Nas Figuras 2.14 e 2.15, o esquema gráfico do método.

Tabela 2.4 – Determinação de recalques nos pontos em consideração.

	Situação 1	Situação 2
Ponto 1	$\delta_1 = 5\text{mm}$	$\delta_1 = 10\text{mm}$
Ponto 2	$\delta_2 = 0,04*\phi$	$\delta_2 = 0,12*\phi$
Ponto 3	$\delta_3 = 0,10*\phi$	$\delta_3 = 0,30*\phi$

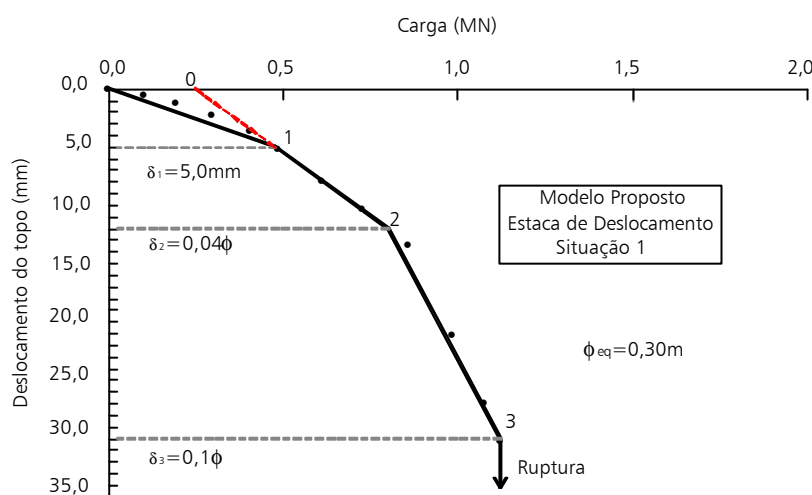


Figura 2.14 – Modelo proposto para representação da curva carga-recalque para estacas de deslocamento.

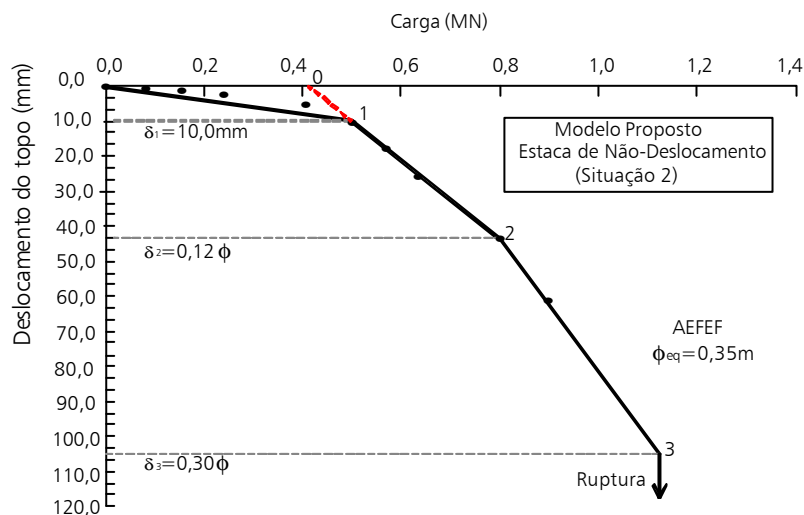


Figura 2.15 – Modelo proposto para representação da curva carga-recalque para estacas de não-deslocamento.

2.5.2.2. MÉTODO DE SOUZA & COUSO JR. (1997)

Com base num método semi-empírico, que utiliza as relações de Cambefort e na análise de oito provas de carga em estaca hélice contínua, os autores propuseram um procedimento de estimativa da curva carga-recalque baseado em ensaios SPT e/ou SPT-T, e numa razão R entre a tensão mobilizada na ponta e o seu deslocamento. As provas de carga executadas foram metade do tipo lento e outra metade do tipo rápido.

Para a interpretação das provas de carga os autores empregaram o “Método das Duas Retas” (**MASSAD, F., 1991; LAZO & MASSAD, F., 1996; e MASSAD, F. & LAZO, 1998**), que adota como funções de transferência de carga as Relações de Cambefort. O método consiste em ajustar duas retas à curva carga-recalque medida, a primeira no trecho inicial da curva, correspondente à resistência por atrito, e, a segunda, referente à franca mobilização da ponta. Apresenta-se na Figura 2.16 a ilustração gráfica do método.

Nesta figura estão assinalados vários parâmetros, que tem os seguintes significados:

- a) y_1 é deslocamento necessário para esgotar a resistência por atrito numa dada secção da estaca, admitido igual a 4mm;
- b) y_2 é deslocamento necessário para esgotar a resistência de ponta;
- c) e_c é o encurtamento elástico da estaca;
- d) Q_{l-r} é a parcela de resistência por atrito lateral; e
- e) Q_{p-r} é a parcela de resistência de ponta.

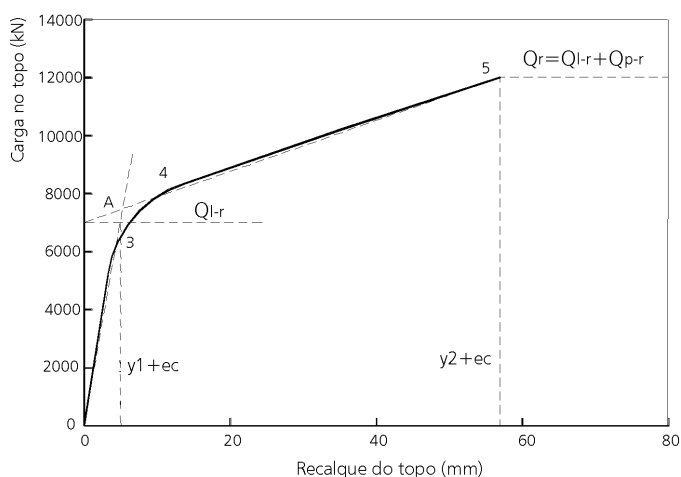


Figura 2.16 – Ilustração gráfica do método das duas retas.

Com base nos estudos de interpretação das provas de carga, os autores apresentaram um método de estimativa da curva carga-recalque, que deverá ser verificado e melhorado com o aumento de casos estudados. A metodologia é apresentada na seqüência:

- a) Estimativa da parcela da resistência por atrito lateral

$$Q_{l-r} = f_u \cdot A_l \quad (2.20)$$

Os valores de f_u e f_s podem ser determinados pelas expressões:

$$f_u = f_s \text{ (SPT-T)} = 7,4N \text{ (SPT) (kPa) para argilas silto-arenosas e } 0,70f_s \text{ (SPT-T)} = 5,2N \text{ (SPT) (kPa) para siltes arenosos (residuais).}$$

Ou outras, mais confiáveis, para outros tipos de solos. Onde:

f_u = tensão limite de resistência por atrito lateral

A_l = área lateral da estaca

f_s = adesão medida no ensaio SPT-T

N_{SPT} = número de golpes para cravar o amostrador padrão (SPT)

- b) Cálculo das coordenadas do ponto A da curva carga-recalque, correspondente ao esgotamento da resistência por atrito lateral.

$$Q(A) = Q_l + Q_p(A) = Q_l + R_p \cdot A_p \cdot y_1 \quad (2.21)$$

e

$$S(A) = y_1 + ((Q(A) + Q_p(A))/2) \cdot L / (E_c \cdot A_p) \quad (2.22)$$

onde:

S (A) = recalque do topo da estaca ao final da mobilização da resistência por atrito

Q (A) = carga no topo da estaca ao final da mobilização da resistência por atrito

Q_p (A) = carga na ponta da estaca ao final da mobilização da resistência por atrito

A_p = área da ponta da estaca

E_c = módulo de elasticidade do concreto da estaca, admitido igual a 25GPa, caso não se tenha ensaio na obra

c) Estimativa da reta correspondente à mobilização franca da resistência de ponta.

$$\frac{Q - Q_{l\text{-calc}}}{S - \frac{Q_{l\text{-calc}}}{2 \cdot K_R}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_R} + \frac{1}{R \cdot A} \right)} \quad (2.23)$$

onde:

Q = carga aplicada no topo da estaca

$Q_{l\text{-calc}}$ = carga lateral de ruptura de cálculo

A = área da secção transversal da estaca

R = razão entre a tensão mobilizada na ponta e seu deslocamento

K_R = rigidez da estaca como peça estrutural

S = recalque do topo da estaca

2.6. MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

2.6.1. INTRODUÇÃO

Para a determinação da carga de ruptura de uma fundação os engenheiros podem utilizar métodos teóricos, empíricos ou semi-empíricos. Para a aplicação dos métodos teóricos é necessário o conhecimento das propriedades geotécnicas do solo do local (coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade etc.) e, para os métodos empíricos e semi-empíricos, dados de ensaios de campo.

Os métodos baseados em ensaios de penetração contínua e resultados de sondagem à percussão, com medida do SPT têm sido constantemente empregados na previsão da carga de ruptura de estacas. No Brasil, a sua utilização tem sido generalizada, devido principalmente à enorme facilidade de aplicação, e mesmo de programação; segundo **ALBIERO (1990)**, o meio técnico, em sua grande maioria, utiliza fórmulas empíricas baseadas nos valores de resistência à penetração. As mais utilizadas são: **AOKI & VELLOSO (1975)**, **DÉCOURT & QUARESMA (1978)**, **P. P. VELLOSO (1981)** e **MEYERHOF (1976)**. Os métodos mais conhecidos estão apresentados no Apêndice A. Nestas expressões a carga de ruptura, ou carga admissível, é calculada pela soma das parcelas de cargas de ruptura ou admissíveis, lateral e de ponta.

Apresentam-se neste item os métodos de previsão de carga de ruptura surgidos recentemente, bem como aqueles específicos para as estacas hélice contínua e ômega. No Apêndice A apresentam-se os métodos relativamente mais antigos, entre eles os teóricos, semi-empíricos e empíricos.

ALONSO (1996) propõe uma metodologia de cálculo da parcela referente ao atrito lateral de estacas baseado no torque medido no ensaios SPT-T. Com a finalidade de reavaliar sua metodologia de cálculo de carga de ruptura em estacas hélice contínua, **ALONSO (2000)** apresenta uma proposta para o emprego de seu método em argila siltosa da Formação Guabirota e solos da cidade de Serra, na região de Vitória/ES.

Além da metodologia proposta por **ALONSO (1996)** para a determinação da carga de ruptura de estacas hélice contínua, **KAREZ & ROCHA (2000)** apresentam um método baseado em estudos realizados em 38 provas de carga realizadas na região sul-sudeste do país, utilizando dados de sondagem a percussão. **VELLOSO & VORCARO (2000a)** também apresentam um método para o cálculo da carga de ruptura de estacas hélice contínua, baseado em estudos probabilísticos utilizando um banco de dados de provas de carga. Os mesmos autores apresentam também um outro método, com as mesmas premissas do primeiro, para o cálculo de estacas escavadas (**VELLOSO & VORCARO, 2000b**).

Para determinação da carga de ruptura de estacas perfuradas (screw piles), sendo a estaca ômega parte do grupo, tem-se os métodos de **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998) CABRAL et al. (2000)**.

Apresenta-se, a seguir, com detalhes, a metodologia de proposta pelos autores supra citados.

2.6.2. MÉTODO DE ALONSO (1996, 2000)

Para obtenção do atrito lateral na ruptura de estacas hélice contínua, **ALONSO (1996)** correlaciona o atrito lateral f_s e a carga de ponta com os valores de $T_{m\acute{a}x}$ e $T_{m\acute{i}n}$, obtidos no ensaio SPT-T. A carga de ruptura total é obtida através da aplicação da seguinte expressão:

$$Q_{total-calc} = Q_{p-calc} + Q_{l-calc} \quad (2.24)$$

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l-calc} = \Sigma(U.L.r_l) \quad (2.25)$$

onde:

U = perímetro da estaca (m)

L = comprimento da estaca (m)

$r_l = \alpha.f_s$ (adesão média na ruptura ao longo do fuste da estaca)

α = coeficiente de correção de f_s obtido através da interpretação de provas de carga carregadas nas proximidades da ruptura

Tabela 2.5 – Limites de r_l e valores de α para estacas hélice contínua.

Região	Limite de r_l	α
Bacia Sedimentar de São Paulo	$\leq 200\text{kPa}$	0,65
Formação Guabito tuba	$\leq 80\text{kPa}$	0,65
Cidade de Serra/ES	$\leq 200\text{kPa}$	0,76

Para a obtenção do atrito lateral f_s , medido com o torque, adota-se a expressão:

$$f_s = \frac{100.T_{m\acute{a}x}}{0,41.h_{SPT-T} - 0,032} \quad (2.26)$$

onde:

f_s = atrito lateral (kPa)

$T_{\text{máx}}$ = torque máximo (kgf.m)

$h_{\text{SPT-T}}$ = penetração total do amostrador (cm)

A expressão acima pode ser reescrita :

$$f_s = \frac{T_{\text{máx}}}{K} \quad (2.27)$$

sendo:

$$K_{\text{SPT-T}} = \frac{100}{0,41 h_{\text{SPT-T}} - 0,032} \quad (2.28)$$

Quando não há valores de $T_{\text{máx}}$ e $T_{\text{mín}}$, devido a não execução do ensaio SPT com leitura de torque, o autor propõe adotar:

$$T_{\text{máx}} = 1,2N_{\text{SPT}} \quad \text{e} \quad T_{\text{mín}} = 1,0 N_{\text{SPT}}$$

Para a Formação Guabirota as equações são:

$$T_{\text{máx}} = 1,13N_{\text{SPT}} \quad \text{e} \quad T_{\text{mín}} = 0,98N_{\text{SPT}}$$

Os valores de N_{SPT} para a determinação de $T_{\text{máx}}$ e $T_{\text{mín}}$ devem ser limitados a 40 golpes.

O autor propõe também uma correlação para o índice de resistência à penetração N_{SPT} . Com base em estudos estatísticos foi possível desenvolver duas equações básicas: uma correspondente a uma reta genérica ($f_s = a + bN_{\text{SPT}}$) e outra a uma reta que passa pela origem das coordenadas ($f_s = cN_{\text{SPT}}$). As análises efetuadas a partir de um universo de 980 pontos, nos quais se destacam solos do tipo areia fina, média argilosa, argila silto-arenosa e silte arenoso pouco argiloso, permitiram adotar duas equações médias:

$$f_s = 15 + 5N_{\text{SPT}} \quad \text{e} \quad f_s = 6N_{\text{SPT}}$$

No sentido de correlacionar a adesão r_l (média) entre solo e fuste de diversos tipos de estacas e o atrito lateral f_s , foram utilizadas as diversas expressões

de variados métodos de capacidade de carga. Os estudos ficaram restritos ao solos citados acima.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = r_p * A_p \quad (2.29)$$

com:

$$r_p = \beta \frac{T_{\min}^1 + T_{\min}^2}{2} \quad (2.30)$$

onde:

T_{\min}^1 = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho 8ϕ acima da ponta da estaca.

T_{\min}^2 = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho 3ϕ abaixo da ponta da estaca.

Obs.:

- Valores de T_{\min}^1 e T_{\min}^2 superiores a 40 kgf.m adotar este valor.
- Para a região da Bacia Sedimentar de São Paulo deve-se adotar: areias ($\beta=200$ kPa/kgf.m), para os siltes ($\beta=150$ kPa/kgf.m) e para argilas ($\beta=100$ kPa/kgf.m).
- Argila da Formação Guabirota o autor sugere adotar $\beta=80$ kPa/kgf.m.
- Para o solo da cidade de Serra/ES o autor sugere adotar valores 30% superiores aqueles recomendados para a Bacia de São Paulo, sendo: areias ($\beta=260$ kPa/kgf.m), para os siltes ($\beta=195$ kPa/kgf.m) e para argilas ($\beta=130$ kPa/kgf.m).

2.6.3. MÉTODO DE BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)

Com base nos resultados de ensaios como o CPT, SPT e pressiômetro de Ménard, os autores apresentam uma formulação para determinar a carga de ruptura de ponta e atrito lateral de estacas ômega.

$$Q_{\text{total-calc}} = Q_{\text{p-calc}} + Q_{\text{l-calc}} \quad (2.31)$$

onde:

$Q_{\text{p-calc}}$ = carga de ponta na ruptura

$Q_{\text{l-calc}}$ = carga de atrito lateral na ruptura

Independentemente dos ensaios de campo, é possível apresentar um equacionamento para a determinação das parcelas apresentadas acima.

- Carga de ponta na ruptura

$$Q_{\text{p-calc}} = K_{\text{BG}} * A_p * \alpha_{\text{BG}} \quad (2.32)$$

onde:

K_{BG} = coeficiente adimensional, depende do ensaio de campo executado, e pode ser particularizado em k_p (Pressiômetro de Ménard), k_c (CPT) e k_N (SPT) (Tabela 2.6)

A_p = área da ponta da estaca

α_{BG} = valor da resistência do solo na região da ponta da estaca que pode ser tomado igual ao p_1 do pressiômetro de Ménard; ou q_c do CPT; ou ainda igual a N do SPT. Estes parâmetros são transformados em valores correspondentes devido à maneira de sua obtenção.

A Tabela 2.6 indica valores de K_{BG} em função do tipo de solo.

Tabela 2.6 - Valores de k_p , k_c e k_N .

Solo	k_p	k_c	k_N
Argila	1,6 – 1,8	0,55 – 0,65	0,9 – 1,2
Areia	3,6 – 4,2	0,50 – 0,75	1,8 – 2,1
Pedregulho	$\geq 3,6$	$\geq 0,5$	Não determinado

Obtenção de α_{BG}

a) Pressiômetro de Ménard (PMT)

O valor de α_{BG} equivale a pressão equivalente p_{1e} , é obtida utilizando a expressão abaixo:

$$p_{1e} = \sqrt[3]{p_{l1} * p_{l2} * p_{l3}} \text{ (MPa)} \quad (2.33)$$

O valor de p_l deve ser obtido num trecho 0,5m acima e abaixo da ponta da estaca.

b) Sondagem de Penetração Estática (CPT)

O valor de α_{BG} equivale ao valor q_{ce} que é a média aritmética da resistência de cone q_c no trecho de dimensão a , acima e abaixo da ponta da estaca, com:

$$a = 1,5 * \phi \quad (2.34)$$

Para as situações que se tem somente valor de q_t , obtido dos ensaios de CPT elétrico, deve-se fazer as seguintes correções:

$$q_{c(\text{mecânico})} = \beta_{BG} * q_{C(\text{eletrônico})} \quad (2.35)$$

onde:

$$\beta_{BG} = 1,4 \text{ a } 1,7 \text{ (solos coesivos)}$$

$$\beta_{BG} = 1,3 \text{ (areias saturadas)}$$

c) Sondagem à Percussão (SPT)

O valor de α_{BG} equivale ao valor de N_e e é obtido pela seguinte expressão:

$$N_e = \sqrt[3]{N_{SPT(i-0,5m)} * N_{SPT(i)} * N_{SPT(i+0,5m)}} \quad (2.36)$$

O valor de N_e é a média geométrica dos valores de N_{SPT} no trecho 0,5m acima e abaixo da ponta da estaca. Onde i é a cota de apoio da estaca.

- Carga Lateral de Ruptura

$$Q_{l-\text{calc}} = f_s * A_l \quad (2.37)$$

A_l = área lateral da estaca

f_s = atrito lateral, depende do tipo de estaca e do solo; para obtê-lo os autores propõem a utilização da Figura 2.17 em conjunto com a Tabela 2.7.

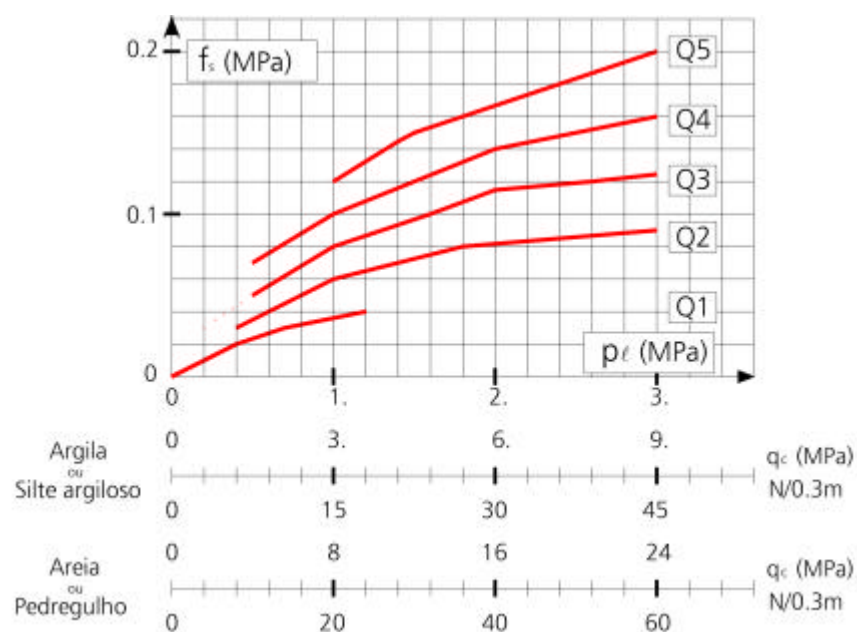


Figura 2.17 – Esquema gráfico para a determinação de f_s em função da forma de execução da estaca e tipo de solo.

Tabela 2.7 – Escolha das curvas a serem utilizadas na Figura 2.17.

Solo	Curvas		p_l (MPa)	f_s (MPa)
	C ⁽¹⁾	M ⁽²⁾		
Argila ou Silte Argiloso ou Argila Siltosa	Q1	Q1	<0,3	<1,0
	Q3	Q2	>0,5	>1,5
	Q4	Q2	≥1,0	≥3,0
Areia ou Pedregulho	Q1	Q1	<0,3	<1,0
	Q4	Q2	>0,5	>3,5
	Q5	Q2	≥1,2	>8,0

(1) C – Estaca perfurada in-loco

(2) M – Estaca perfurada com revestimento

2.6.4. MÉTODO DE CABRAL ET AL. (2000)

Com base ensaios SPT, os autores desenvolveram um método simplista para determinação da carga de ruptura de estacas ômega. A carga de ruptura total é obtida através da aplicação da Equação 2.31.

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l-\text{calc}} = \beta_1 * \bar{N}_{\text{SPT}} * \pi * \phi * L \quad (\text{kN}) \quad (2.38)$$

onde:

β_1 = coeficiente para determinação da carga lateral (Tabela 2.8)

ϕ = diâmetro da estaca

L = comprimento da estaca (m)

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = \beta_2 * N_{\text{SPT}} * A_p \text{ (kN)} \quad (2.39)$$

onde:

β_2 = coeficiente para determinação da carga de ponta (Tabela 2.8)

N_{SPT} = número de golpes do SPT da ponta da estaca

A_p = área da ponta da estaca (m²)

Condição:

$$\beta_2 * N_{\text{SPT}} < 50\text{KN/m}^2$$

Tabela 2.8 – Coeficientes β_1 e β_2 .

Solos	β_1	β_2
Areia	5,4	3,20
Areia siltosa	5,0	2,60
Areia argilosa	4,7	2,80
Silte	3,0	1,20
Silte arenoso	4,2	2,50
Silte argiloso	3,2	1,80
Argila	3,0	1,56
Argila arenosa	3,9	1,75
Argila siltosa	2,5	1,20

2.6.5. MÉTODO DE KAREZ & ROCHA (2000)

O método foi proposto para a determinação de carga de ruptura para estacas tipo hélice contínua. A carga de ruptura total é obtida através da aplicação da Equação 2.31.

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l\text{-calc}} = 4,9.\pi.\phi.L.\Sigma N_{\text{SPT}} \text{ (kN)} \quad (2.40)$$

onde:

ϕ = diâmetro da estaca

L = comprimento da estaca (m)

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = K_{KR} \cdot N_{SPT} \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (2.41)$$

onde:

A_p = área da ponta da estaca (m^2)

K_{KR} = 210 (argila), 250 (silte) e 290 (areia)

N_{SPT} = número de golpes do SPT da ponta da estaca

2.6.6. MÉTODO DE VORCARO & VELLOSO (2000A, 2000B)

A partir de dados de provas de carga os autores estabeleceram, probabilisticamente, uma formulação que permite prever a carga de ruptura em estacas hélice contínua e escavada. O princípio do equacionamento baseou-se na Regressão Linear Múltipla, onde ajustaram-se, simultaneamente, várias equações que descrevem, cada uma, a resposta medida durante o carregamento de um sistema estaca-solo.

A resistência da ponta em um determinado solo é chamada de x_{pi} e a resistência do fuste, relacionada à resistência de várias camadas de solo, de x_{fj} , sendo estas as variáveis independentes.

2.6.6.1. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA (VORCARO & VELLOSO, 2000A)

Para o cálculo da carga de ruptura deste tipo de estaca, avaliaram-se inicialmente, duas hipóteses relacionadas à previsão de carga de ponta e fuste, a primeira delas utilizando dados do N_{SPT} , sem limitação de valores, e a segunda limitada por valores de N_{SPT} inferiores que 50 golpes para o fuste e N_{SPT} inferiores que 75 golpes para a ponta. Com base nas análises efetuadas verificou-se que os valores de carga de ruptura obtidos através da limitação do N_{SPT} apresentaram melhores resultados.

Os autores chegaram à seguinte expressão para a determinação da carga de ruptura total:

$$Q_{\text{total-calc}} = e^{(1,96\ln x_p - 0,34\ln x_p \ln x_f + 1,36\ln x_f \pm 0,29)} \quad (2.42)$$

com:

$$x_p = A_p \cdot N_{\text{SPT-ponta}} \quad \text{e} \quad x_f = U \cdot \Sigma N_{\text{SPT-fuste}}$$

onde:

A_p = área da ponta da estaca

U = perímetro da estaca

2.6.6.2. ESTACA ESCAVADA (VORCARO & VELLOSO, 2000B)

Para este tipo de estaca, os autores efetuaram um estudo em que foi levado em consideração os tipos de solos, que foram reunidos em cinco grupos de acordo com a classificação granulométrica, como mostra a Tabela 2.9:

Tabela 2.9 – Solos que compõem os cinco grupos adotados.

Grupos	Solos	Sigla
1 (i ou j)	Areia	100
2 (i ou j)	Areia siltosa	120
	Areia silto-argilosa	123
	Areia argilosa	130
	Areia argilo-siltosa	132
3 (i ou j)	Silte	200
	Silte arenoso	210
	Argila arenosa	310
4 (i ou j)	Silte areno-argiloso	213
	Silte argilo-arenoso	231
	Argila areno-siltosa	312
	Argila silto-arenosa	321
5 (i ou j)	Silte argiloso	230
	Argila	300
	Argila siltosa	320

Obs.: i para ponta e j para o fuste.

Adotaram-se limites para o número de golpes: N_{SPT} inferiores que 25 golpes para o fuste e N_{SPT} inferiores que 75 golpes para a ponta

A partir de estudos efetuados sobre os ajustes entre as cargas previstas e as obtidas nas provas de carga, os autores verificaram que a equação que forneceu o melhor resultado foi:

$$Q_{\text{total-calc}} = 50,6x_p \pm 471,3 + e^{\sqrt{8,84\ln x_f \pm 4,87}} \quad (\text{kN}) \quad (2.43)$$

CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP

Neste capítulo serão apresentadas as informações gerais sobre o Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, destacando-se os aspectos geológicos e geotécnicos dos solos, lá ocorrentes.

Diversos ensaios já foram executados, inclusive prova de carga em estaca pré-moldada instrumentada em profundidade.

3.1. INFORMAÇÕES GERAIS

A pesquisa foi realizada no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações, já implantado dentro do Campus da Unicamp.

No local já foram realizados diversos ensaios de campo (SPT-T, CPT, "Cross-hole", Dilatômetro de Marchetti, Sísmica de Refração, Sondagem Elétrica Vertical) e ensaios laboratoriais em amostras deformadas (ensaios de caracterização) e indeformadas (triaxiais, adensamento, compressão simples), retiradas de um poço de 16m de profundidade. Também já foram realizadas provas de carga estáticas (compressão, tração, horizontal) e dinâmicas em estacas pré-moldadas instrumentadas.

Baseados nos ensaios supra citados, dois estudos de caracterização geotécnica foram realizados, sendo o pioneiro trabalho de **GIACHETI (1991)** o mais completo. **ALBUQUERQUE (1996)** apresenta resultados complementares a alguns ensaios citados por este autor. Já o estudo da colapsibilidade do solo local pode ser encontrado no trabalho realizado por **MONACCI (1995)**.

3.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

O subsolo da região é formado por migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral (diabásio), perfazendo 98km² da região de Campinas, cerca 14% de sua área total. Corpos de diabásio também são

encontrados encaixados na Formação Itararé e no Complexo Cristalino, sob formas de “sills” e diques.

Nos afloramentos, é possível verificar que os diabásios estão bastante fraturados, formando blocos pequenos; as fraturas normalmente estão abertas ou então preenchidas com materiais argilosos. Segundo **ZUQUETE (1987)**, tais materiais são classificados, pedologicamente, como latossolos roxos e mineralogicamente constituído por quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gibsita, óxidos e hidróxidos de ferro, sendo que as espessuras encontradas variam de 5 a 30m.

O perfil do subsolo do Campo Experimental é constituído por solo residual de diabásio, apresentando uma camada superficial de aproximadamente 6,5m de espessura, constituída por argila silto-arenosa de alta porosidade, seguida de uma camada de silte argilo-arenoso até 19m; o nível d’ água é encontrado a 17,7m.

Pelo exposto acima, pode-se dizer que a primeira camada é constituída de um solo maduro, que sofreu intenso processo de intemperização. O fenômeno da lixiviação pode explicar a porosidade, devido ao carreamento dos finos para o horizonte mais profundo. A segunda camada é composta por um solo residual jovem, que guarda características herdadas da rocha de origem.

Apresenta-se na Figura 3.1 uma secção geológica típica da região de Campinas.

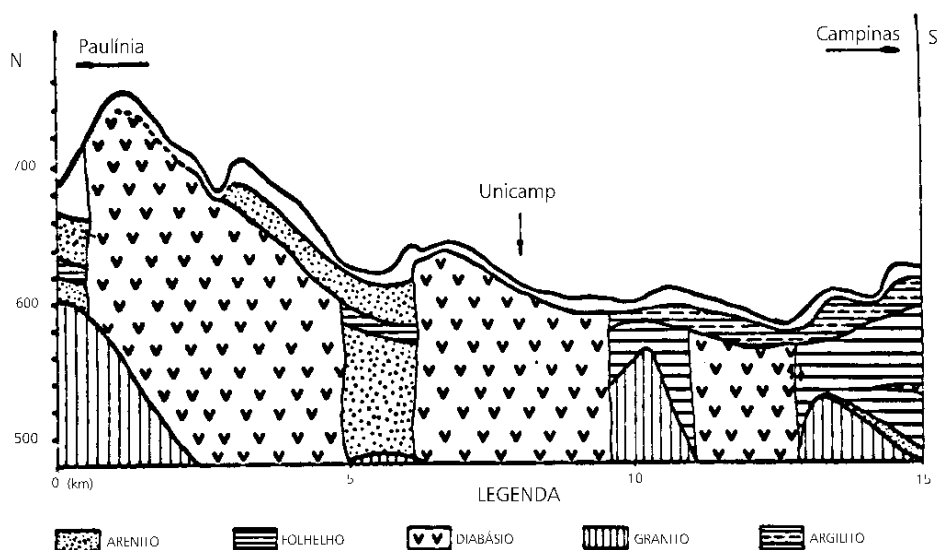


Figura 3.1 - Perfil geológico da região de Campinas (ZUQUETE, 1987).

3.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Neste item apresentar-se-ão alguns dados de ensaios de laboratório e campo realizados no Campo Experimental da Unicamp. A Figura 3.2 mostra um perfil de sondagem típico do Campo Experimental.

Baseados em ensaios de campo (ver as Figuras 3.3, 3.4 e 3.5) pode-se dizer, resumidamente, que o solo da primeira camada apresenta índices médios de resistência à penetração que satisfazem as seguintes inequações:

$$N_{spt} \leq 5, q_c < 1500 \text{kPa}, T_{max} \leq 2 \text{ e } T_{res} = 1$$

e, na segunda camada:

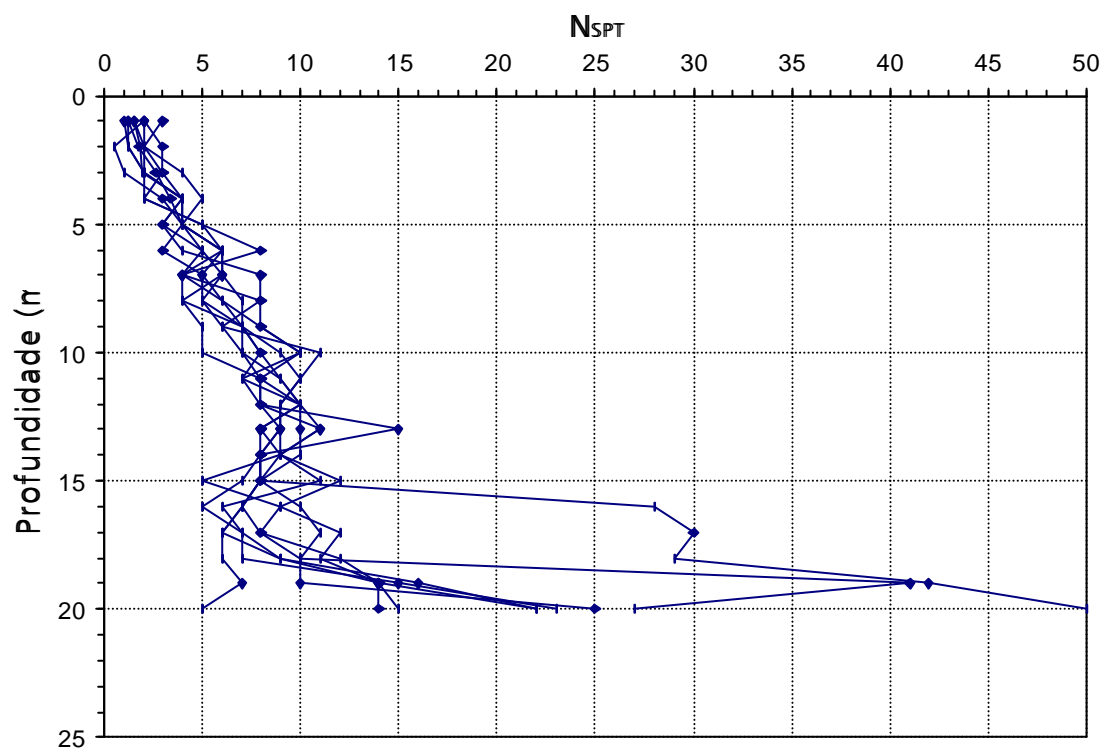
$$N_{spt} \leq 35, q_c < 3000 \text{kPa}, T_{max} \leq 35 \text{ e } T_{res} \leq 24.$$

Observando a Figura 3.4 (Begemann) nota-se que o valor de q_c referente a profundidade de 6m apresenta um “pico” de resistência, que está associado a uma camada de material concrecionado que ocorre neste ponto. A partir daí até 17m de profundidade este valor se mantém constante. A Figura 3.5 (Cone Elétrico) não apresenta o “pico” verificado anteriormente, mas sim uma redução nos valores de q_c .

O solo da primeira camada é colapsível, apresentando índices de colapso variando de 2,4% a 24% dependendo da pressão aplicada, segundo **VARGAS (1978)**. A Figura 3.6 revela que a camada superior é muito porosa, com índices de vazios da ordem de 1,8; para a camada inferior, assume valores de cerca de 1,5.

COTA (m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	TORQUE MÁXIMO (kgF.m)	TORQUE RESIDUAL (kgF.m)	PENETRAÇÃO N.º GOLPES / 30 cm.					DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.A. (m)
					10	20	30	40	50		
95.00	1	2	2	1						ARGILA SILTOSA, MUITO MOLE A MOLE, VERMELHA ESCURA. (SOLO RESIDUAL).	
	2	3	2	1							
	3	3	2	1							
	4	4	2	1							
	5	4	3	1							
90.00	6	5	4	2						SILTE ARENOSO, COM NÓDULOS DE ARGILA, FOFO, VERMELHO ESCURO. (SOLO RESIDUAL).	6.45
	7	4	3	1							
	8	4	4	2							
	9	5	6	4							
	10	5	8	5							
85.00	11	8	11	6						SILTE ARGILO ARENOSO, FOFO A POUCO COMPACTO, LAMINADO, COM VESTÍGIOS DE ROCHA DECOMPOSTA, VARIEGADO, VERMELHO CLARO, MARRON CLARO, AMARELO ESCURO. (SOLO RESIDUAL).	7.00
	12	8	11	7							
	13	9	13	10							
	14	8	10	08							
	15	7	10	07							
80.00	16	5	10	07						**** (VER OBSERVAÇÃO). ****	17.77
	17	7	15	09							
	18	7	12	08							
	19	15	28	20							
	20	23	35	24							
LIMITE DA SONDAAGEM										18.80	
LIMITE DA SONDAAGEM										20.45	
Lavagem por Tempo - 30 minutos			Leitura	Intervalo	N.A.(m)	Método	Início(m)	Fim(m)	Início: 05/02/99	Fim: 08/02/99	
Prof. Inicial: --- m - Estágios:			1	08/02/99	18.00	T. Cavadeira	0.00	18.45			
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm			2	09/02/99	17.77	T. Espiral	---	---	Revestimento: 19.00 m		
			3	---	---	Lavagem	19.00	20.45			
Obs: SILTE ARGILO ARENOSO, COM FRAG. DE ROCHA DECOMPOSTA, COM VESTÍGIOS DE MICA MEDIAN, COMPACTO A COMPACTO, VARIEGADO, VERM. CLARO, MARRON CLARO, BRANCO, SOLO SAPROLÍTICO. VERIF. DOS NÍVEIS D'ÁGUA: 08/02/99: 15:35; 09/02/99: 10:00											
ENG. RESP. DOUGLAS CONSTÂNCIO - CREA 68.930											

Figura 3.2 – Sondagem de simples reconhecimento com leitura de Torque (SPT-T)

Figura 3.3 - Variação do N_{SPT} .

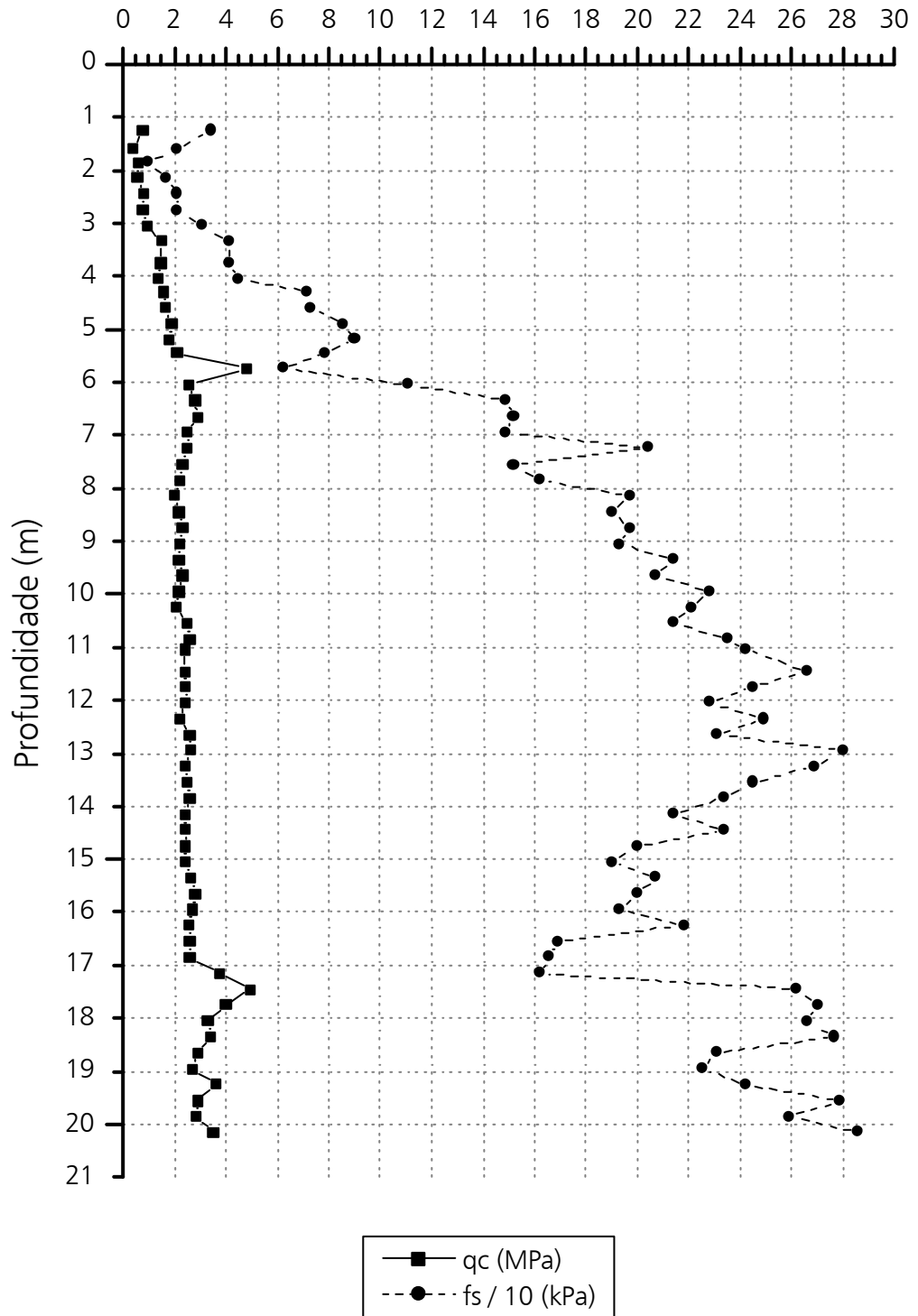


Figura 3.4 – Sondagem de penetração estática (CPT) – valores médios (Begemann).

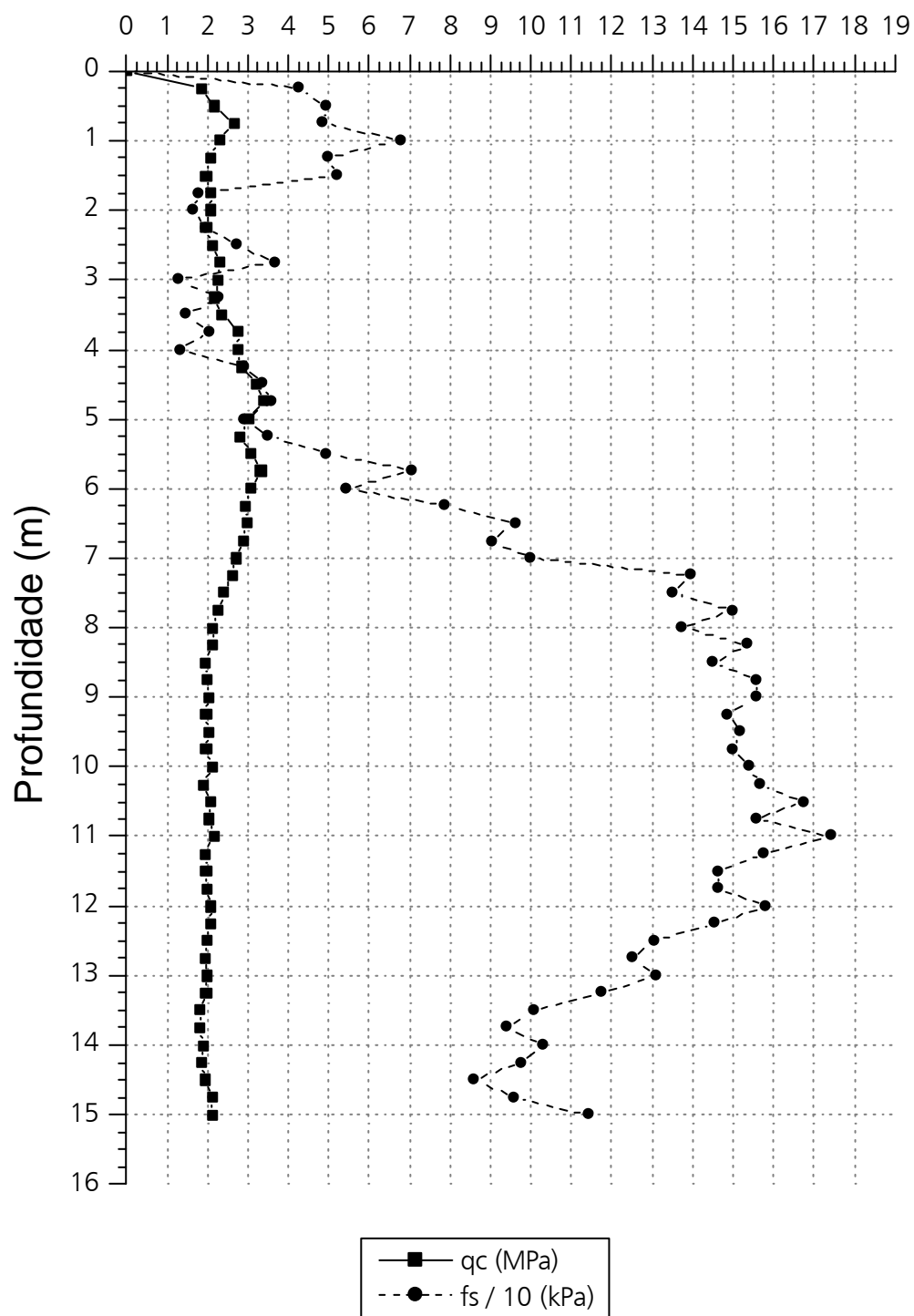


Figura 3.5 – Sondagem de penetração estática (CPT) – valores médios (cone elétrico).

Outra característica digna de menção é a primeira camada ser de solo argiloso laterítico (LG'), de micromorfologia formada por áreas distintas de galerias de origem animal e vegetal; notou-se um adensamento do solo com diminuição do espaço poral, bem como atividades biológicas nas proximidades da segunda camada, esta de solo argiloso não laterítico (NG'), de acordo com a classificação MCT, e com predominância de materiais de alteração (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Classificação e caracterização do solo (**GIACHETI, 1991**).

Camadas (m)	Gênese	Textura	Mineralogia	Micro-morfologia	Pedologia	Unificada	MCT
0,0 a 6,5	Residual de Diabásio	Argila silto-arenosa, porosa, marrom avermelhada	Caulinita, gibsitita, óxidos de Fe e Al e quartzo	Galerias de origem animal, atividades biológicas	Latossolo roxo.	CL	LG'
6,5 a 10,0	Residual de Diabásio	Silte argilo-arenoso, variegado	Caulinita, montmorilonita e restos de rocha	Predominância de materiais de alteração	-----	MH	NG'

Com relação à granulometria local nota-se, através da Figura 3.8, que até 6,5m de profundidade o solo é nitidamente argiloso e vai passando gradativamente a siltoso, sem que a parcela arenosa se altere.

Apesar da primeira camada ser constituída de solo predominantemente argiloso, os valores de limite de liquidez são inferiores aos da outra camada (Figura 3.9). Isto pode ser explicado pela presença de material expansivo (montmorilonita) na camada inferior a 6,5m, conforme mostra a Tabela 3.1. Estudos efetuados por **GIACHETI et al. (1998)** apresentam um ábaco para avaliação da atividade do argilo-mineral, baseado em ensaios de azul de metileno (Figura 3.10); analisando este ábaco observa-se que a atividade aumenta progressivamente com a profundidade e que em profundidades superiores a 12m há predominância dos argilo-minerais com características "muito ativos".

Outro fato que pode ser verificado é que ao longo da profundidade o ângulo de atrito do solo, em termos de tensões totais, decresce, havendo um aumento de coesão, em desencontro com as características físicas observadas (Tabela 3.2). Ao moldar corpos de prova para a realização de ensaios triaxiais, notou-se que o solo da segunda camada apresentava planos de fratura bem

definidos, dificultando sobremaneira a realização destes ensaios, o que foi observado com maior intensidade a partir dos 12m de profundidade. Pode-se observar através das Figuras 3.11 a 3.14 que, as curvas tensão – deformação apresentam pico na ruptura, denotando comportamento “strain softening”.

Tabela 3.2 – Parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade.

Prof. (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	w (%)	Sr (%)	e	n(%)	c (kPa)	ϕ°	Rc(kPa)	C_c	σ_{ad} (kPa)
1	13,4	29,7	24,3	40,8	1,77	63,8	5	31,5	26,2	0,62	52
2	13,0	29,1	23,4	38,7	1,76	63,7	11	31,5	48,0	0,60	130
3	13,0	29,5	22,8	37,6	1,79	64,1	2	30,5	40,7	0,58	198
4	13,0	30,1	23,7	38,4	1,86	65,0	0	26,5	11,2	0,60	91
6	15,4	30,1	24,6	51,4	1,44	59,0	18	18,5	54,1	***	***
7	15,4	29,1	26,3	54,7	1,40	58,2	31	22,5	76,1	***	***
8	14,8	29,5	28,1	53,1	1,56	60,1	18	25,5	59,1	0,65	120
9	15,0	30,1	29,9	56,2	1,60	61,5	64	14,5	50,6	0,60	140
10	15,1	30,1	30,5	57,4	1,60	61,6	78	22,8	67,0	***	***
12	16,1	29,6	33,8	68,5	1,46	59,4	87	18,3	145,1	***	***
14	16,4	30,6	32,8	67,8	1,48	59,7	76	19,1	185,4	***	***
16	16,7	30,1	39,2	78,1	1,51	60,1	55	22,0	218,7	***	***

Obs.: Valores de c e ϕ em termos de tensões totais - *** Quando não existe amostra

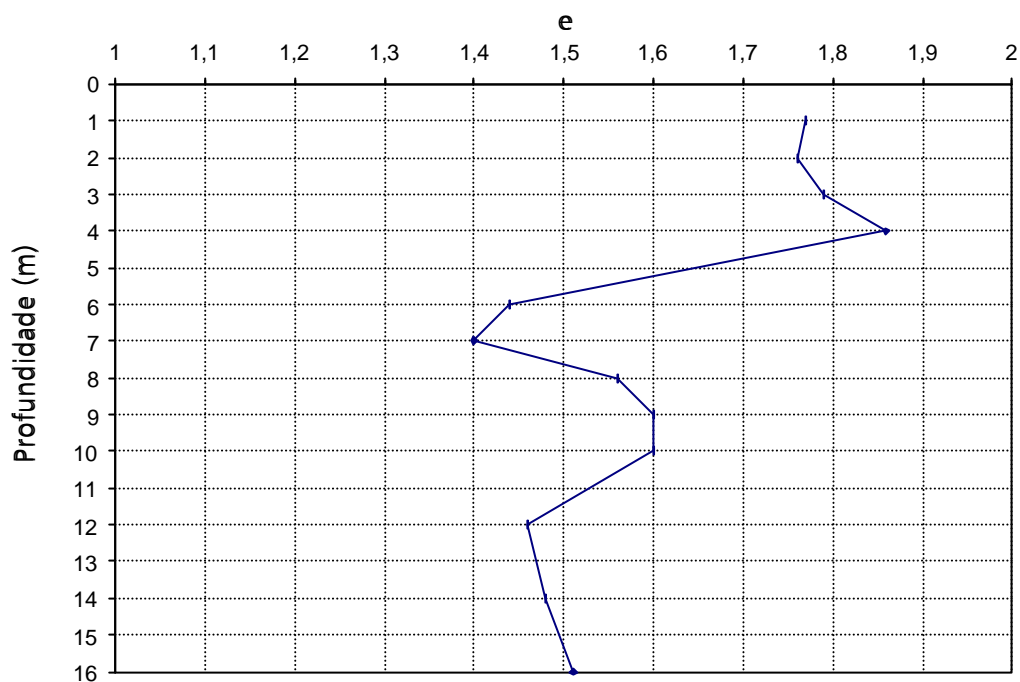


Figura 3.6 - Variação do índice de vazios em profundidade.

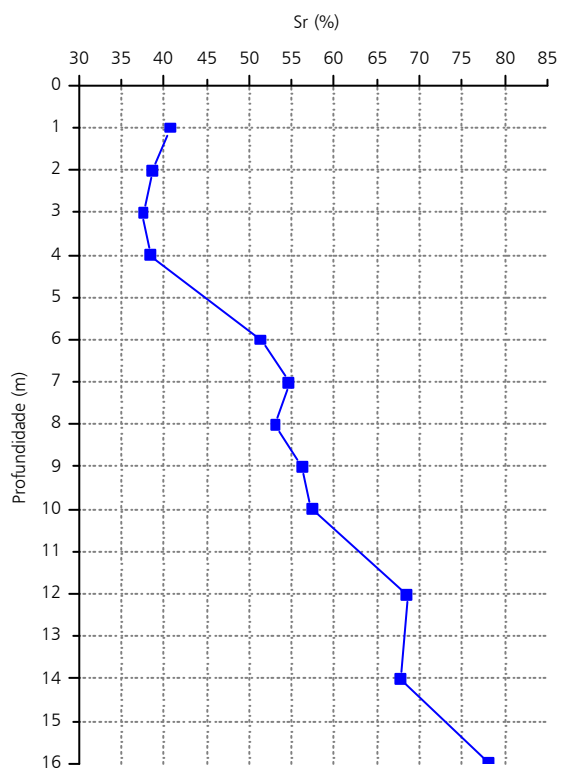


Figura 3.7 - Variação do grau de saturação em profundidade.

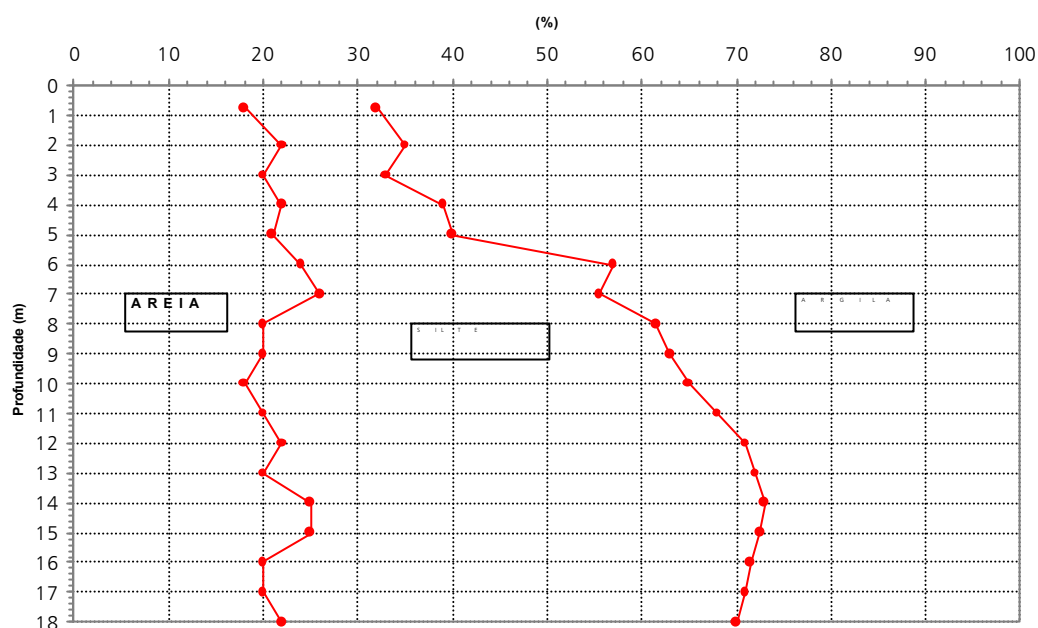


Figura 3.8 – Distribuição granulométrica ao longo da profundidade.

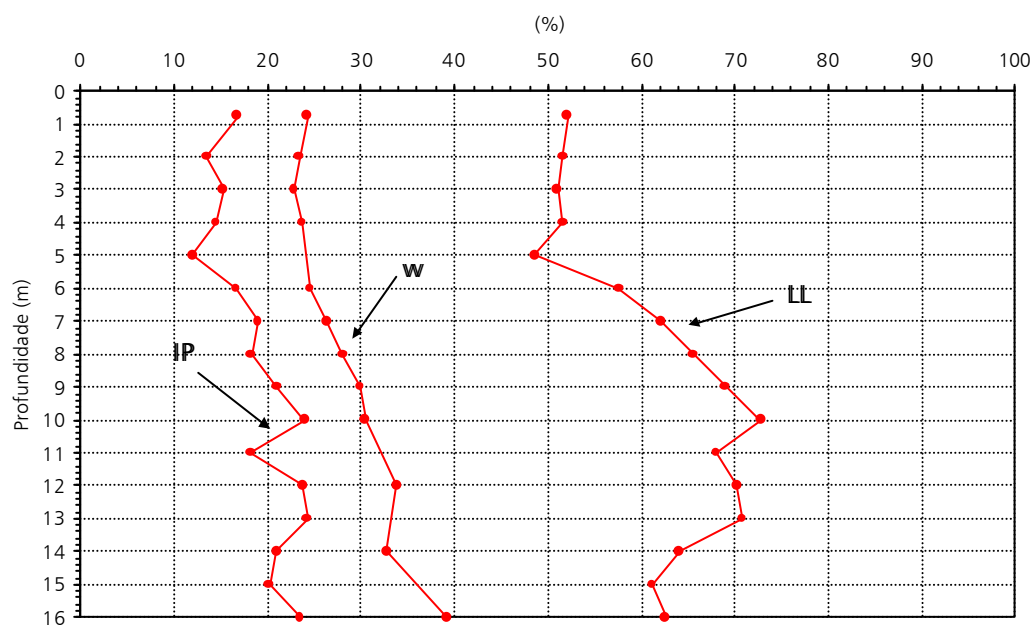


Figura 3.9 – Variação do limite de liquidez, índice de plasticidade e umidade ao longo da profundidade.

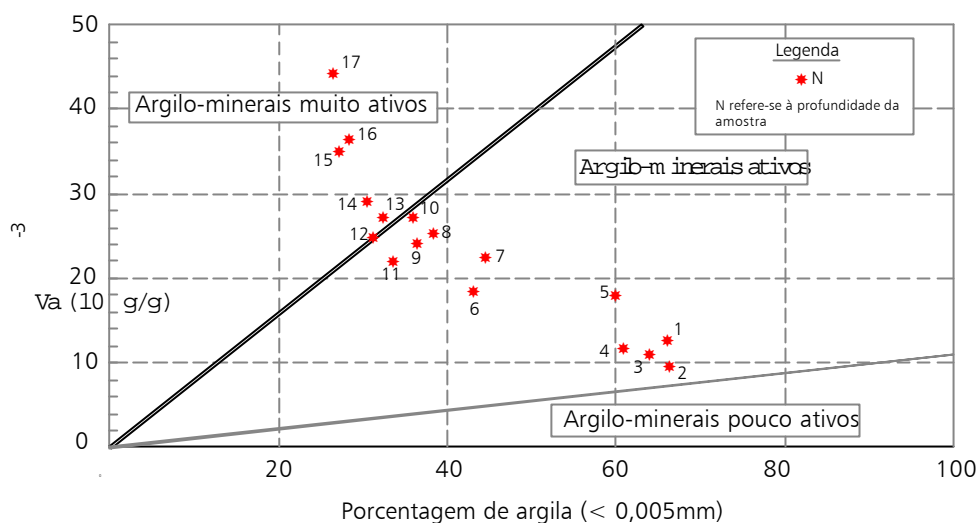


Figura 3.10 - Ábaco para avaliação em profundidade da atividade dos argilo-minerais do solo do Campo Experimental da Unicamp (GIACHETI et al., 1998).

Apresentam-se nas Figuras 3.11 a 3.14, as curvas tensão – deformação, obtidas nos ensaios triaxiais (Adensado Rápido), realizados em amostras retiradas das profundidades 9m, 11,75m, 13,75m e 15,75m. Note-se, inicialmente, que estas amostras são da segunda camada. Ademais, constata-se que este solo apresenta um comportamento “strain-softening”: as resistências atingem um pico e depois sofrem uma redução, não muito acentuada.

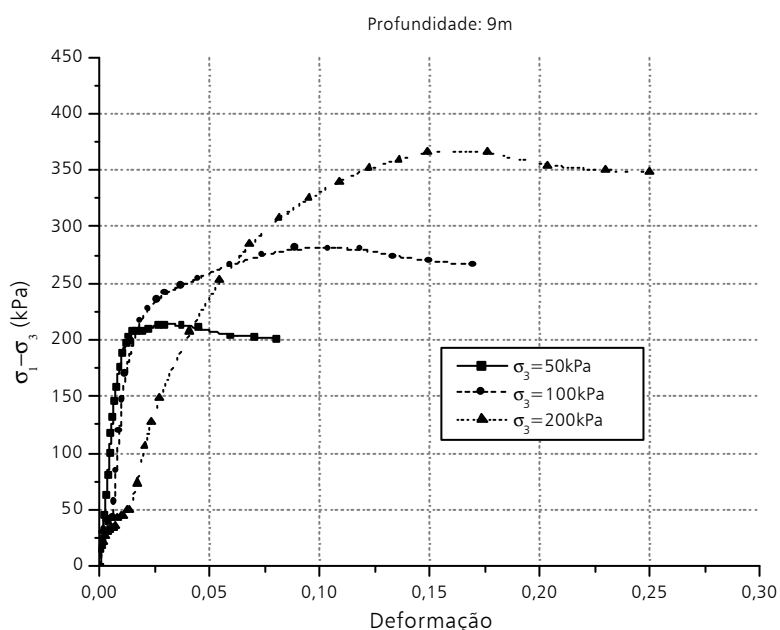


Figura 3.11 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 9m.

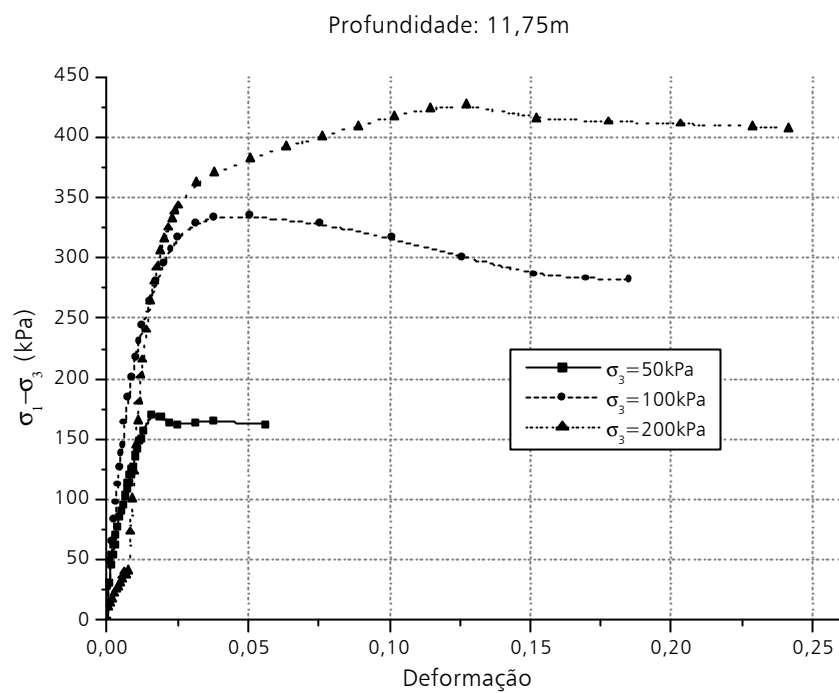


Figura 3.12 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 11,75m.

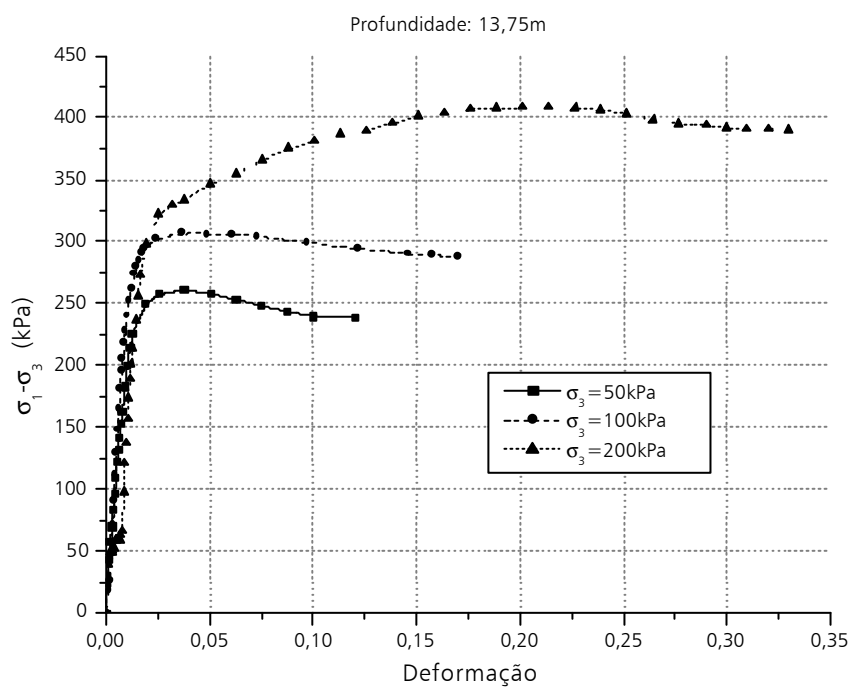


Figura 3.13 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 13,75m.

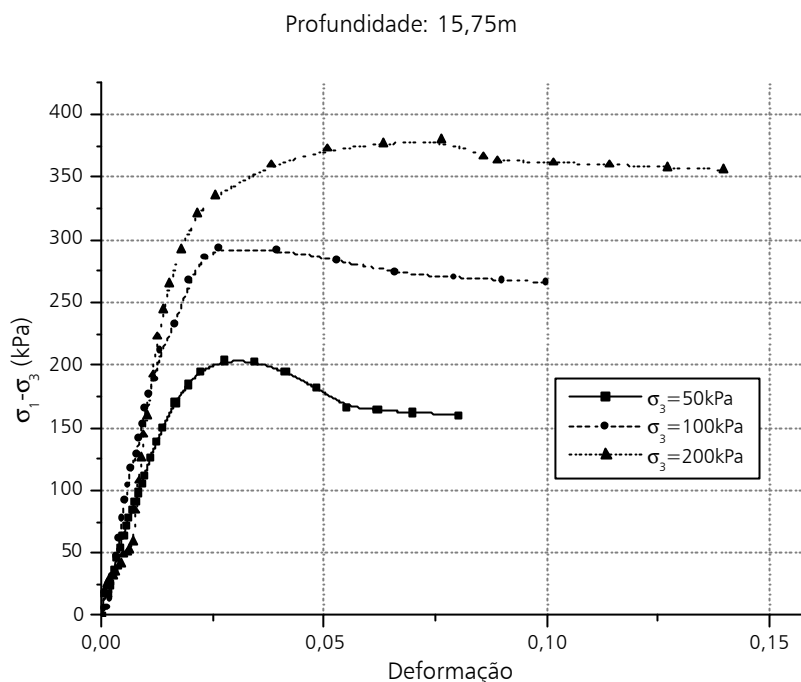


Figura 3.14 – Curvas tensão x deformação do solo – Profundidade 15,75m.

A Figura 3.15 resume algumas das características geotécnicas médias do subsolo, no local onde se desenvolveu a presente pesquisa.

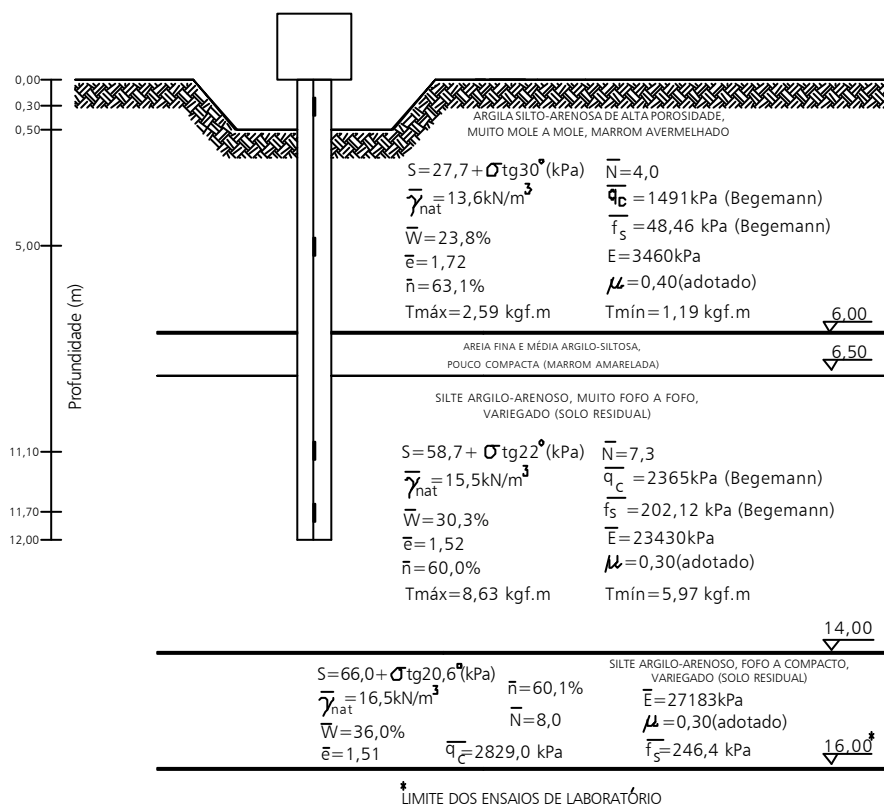


Figura 3.15 – Características geotécnicas médias.

3.4. RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACA PRÉ-MOLDADA

No local foram realizadas duas provas de carga lenta em estaca pré-moldada, instrumentada ao longo da profundidade, com diâmetro de 0,18m e comprimento de 14m (sendo que, a cota da ponta é a mesma das estacas da pesquisa).

Na seqüência, são apresentadas, de forma resumida, informações referentes a estes ensaios (ALBUQUERQUE, 1996).

A carga de ruptura obtida no carregamento lento foi da ordem de 262kN, sendo 219kN absorvidos pelo atrito lateral e 43kN pela ponta. No ensaio rápido a carga de ruptura foi de 234kN, sendo o atrito lateral de 194kN e a carga de ponta de 40kN. Na Figura 3.16 apresentam-se as curvas carga – recalque das provas de carga efetuadas. Verificou-se a ocorrência de um trecho vazio entre estaca/solo nos primeiros 2m, devido ao drapejamento da estaca na cravação.

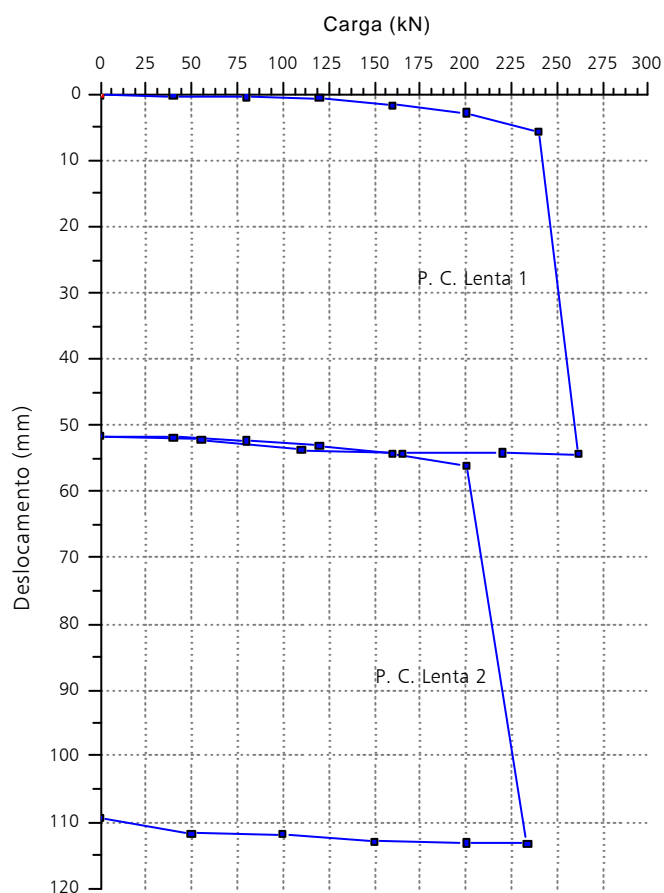


Figura 3.16- Curvas carga x recalque da estaca pré-moldada.

Pode-se observar que o valor da carga de ruptura no ensaio lento 2 foi inferior ao obtido no ensaio lento 1, contrariando as expectativas. A carga de ponta no ensaio lento 1 foi responsável por 16,4% da carga de ruptura, e, no ensaio lento 2, este valor foi de 17,1%.

Na Figura 3.17 são apresentados o gráfico de distribuição do atrito lateral na ruptura para os dois ensaios. As curvas de transferência de carga ao longo da profundidade, são apresentadas na Figura 3.18.

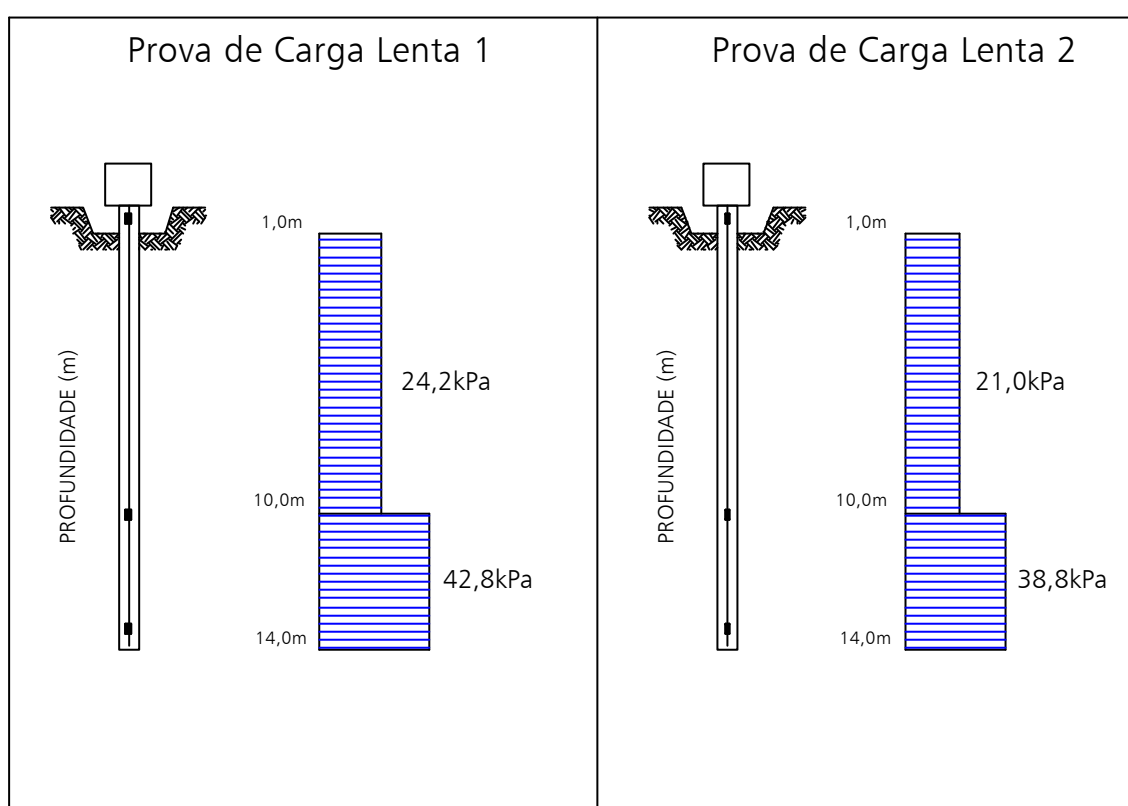


Figura 3.17 – Atrito lateral unitário máximo na ruptura dos ensaios lento e rápido – estaca pré-moldada.

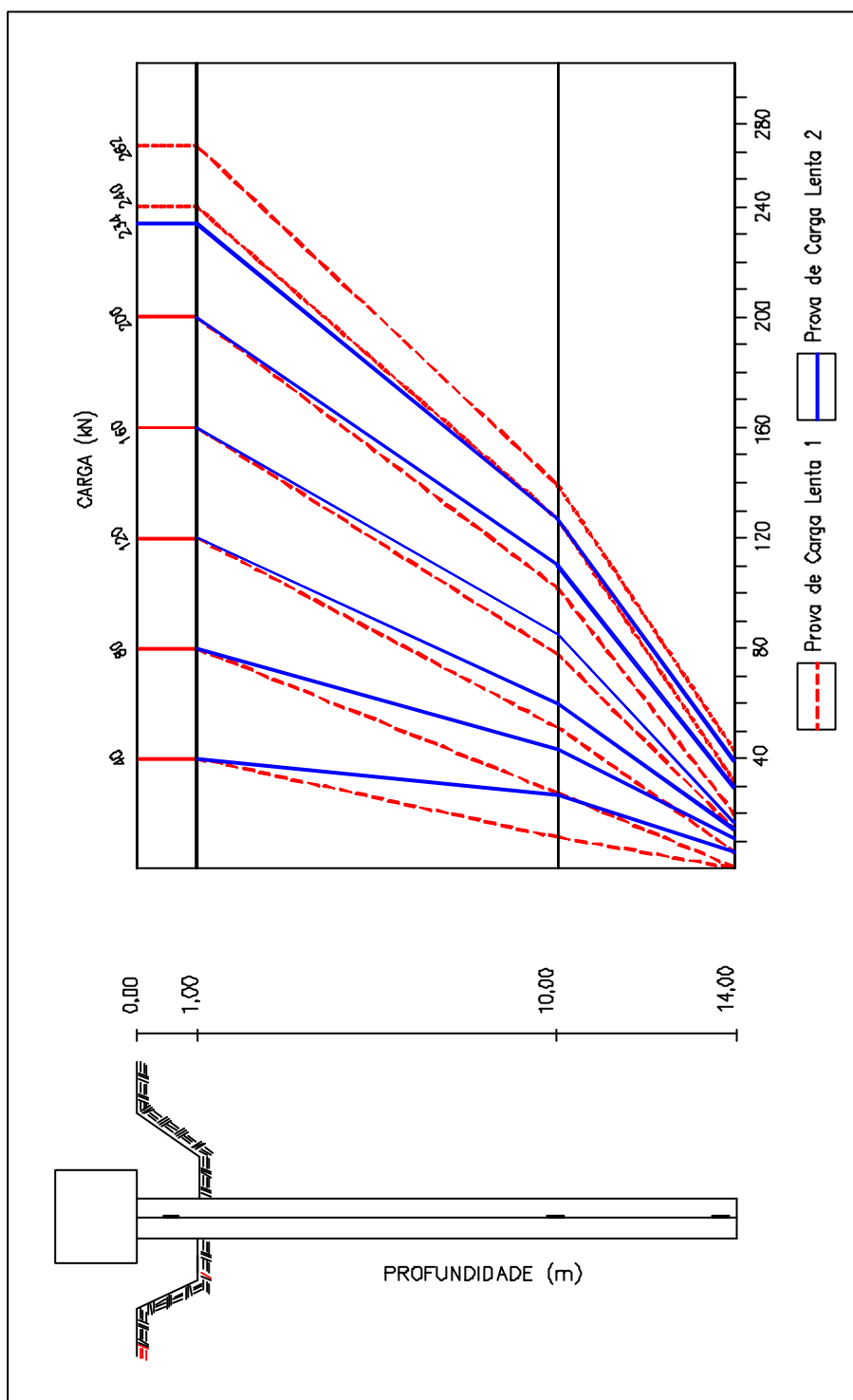


Figura 3.18 – Transferência de carga ao longo da profundidade dos ensaios lento e rápido – estaca pré-moldada.

ESTACAS: EXECUÇÃO, INSTRUMENTAÇÃO, PROVAS DE CARGA E EFEITOS DE INSTALAÇÃO NO TERRENO

4.1. ESTACAS TESTES

Para a realização da pesquisa foram executadas nove estacas testes de 0,40m de diâmetro e 12m de profundidade, sendo três do tipo hélice contínua, três do tipo ômega (Figura 4.1) e três do tipo escavadas convencionais (sem lama bentonítica). A armadura longitudinal das estacas constituiu-se de $4\phi_{16,0\text{mm}}$ ($\cong 8\text{cm}^2$), com 6m de comprimento; isso dá uma diferença de 6% (superior) em termos de módulo de elasticidade, comparativamente a parte de baixo da estaca, e estribos de $\phi_b=6,4\text{mm}$, a cada 20cm (Aço CA-50).

O concreto utilizado nas estacas hélice contínua e ômega (bombeável, slump $\pm 240\text{mm}$) consumiu cimento à razão de 400kg/m^3 e agregados (areia e pedrisco). Para as estacas escavadas, o fck do concreto (slump $\pm 70\text{mm}$) foi da ordem de 15MPa, utilizando-se brita 2 e areia. Para os blocos de coroamento (0,7x0,7x0,7m) utilizou-se concreto com fck=25 MPa.

Para execução das estacas hélice contínua e ômega utilizou-se a perfuratriz MAIT HR-200, que permite executar diâmetros de até 1200mm e 600mm, respectivamente, com profundidades de até 32m. O torque do equipamento se situa entre 220kN.m a 380kN.m, sendo esta variação função da velocidade de rotação e diâmetro empregados.

As estacas seguiram um alinhamento pré-definido e o espaçamento entre elas ficou em 4,80m (12ϕ) (Figura 4.1). Os eixos das estacas foram posicionados, em planta, com auxílio de Teodolito; tomou-se o cuidado de executar as escavações nos pontos demarcados (Foto 4.1).

No centro de todas as estacas testes foi colocado um tubo de aço galvanizado, de $\phi_{nt}=42,3\text{mm}$ (Foto 4.2), sendo introduzido nas estacas hélice contínua e ômega imediatamente após a concretagem e, nas escavadas,

anteriormente a este processo. Na Foto 4.3 apresenta-se uma vista geral do campo experimental após a execução dos blocos de coroamento.

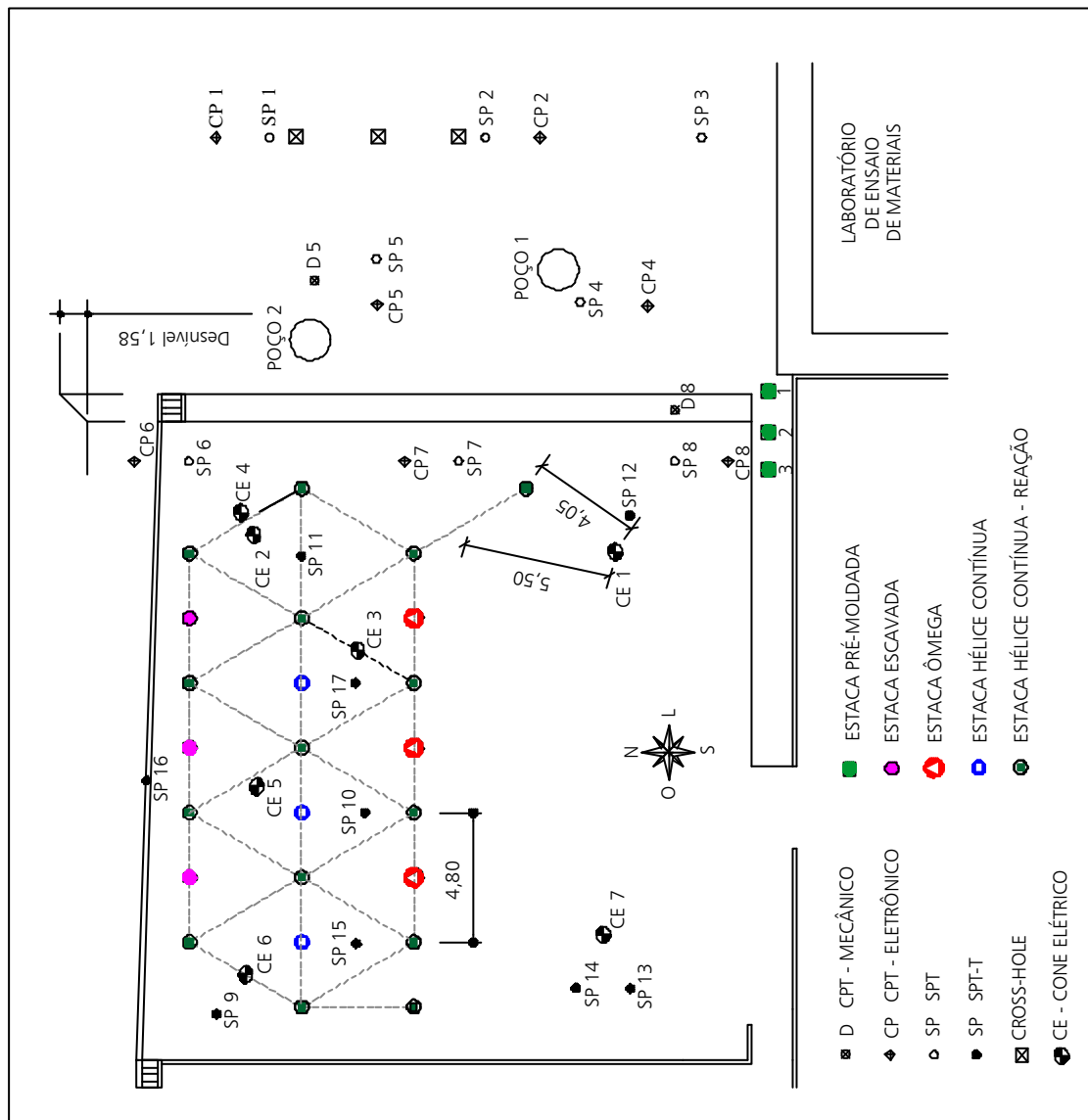


Figura 4.1 - Localização das estacas e ensaios de campo.



Foto 4.1 – Posicionamento do equipamento para o início de execução da estaca ômega.



Foto 4.2 – Detalhe do prolongamento do tubo galvanizado.



Foto 4.3 - Vista geral dos blocos de coroamento das estacas.

4.2. SISTEMA DE REAÇÃO

Um dos aspectos que limitam a realização das provas de carga estáticas é a necessidade de se obter uma reação compatível com a carga na fundação a ser ensaiada. Esta limitação é imposta pelo alto custo do sistema e da viga de reação.

Neste trabalho, o sistema de reação foi composto de viga de reação, sistema de atirantamento Dywidag e estacas de reação (Figura 4.2), conforme se apresenta a seguir.

- Para cada estaca teste a ser ensaiada utilizou-se duas estacas de reação alinhadas e espaçadas a 2,40m (6ϕ) da estaca teste. Estas estacas foram do tipo hélice contínua, com 0,40m de diâmetro e 18m de comprimento; foram colocadas armaduras de 6m de comprimento, constituídas por $4\phi 16,0$ mm (longitudinal), e estribos de $\phi 6,4$ mm a cada 20cm (Aço CA-50).
- A viga de reação, perfil duplo "I", com largura total de 0,80m, altura de 0,75m, comprimento de 5,30m e massa total da ordem de 3100kg, foi projetada para suportar cargas aplicadas em seu centro de até 1500kN.
- O sistema de atirantamento foi composto por barras especiais de aço (Dywidag) ST-85/105, com 32,0mm de diâmetro, porcas, placas e luvas de aço, todos fabricados com o mesmo material empregado nos tirantes, do tipo Dywidag. No interior de cada estaca de reação foi colocada uma barra de 18,6m de comprimento, imediatamente após a sua execução.

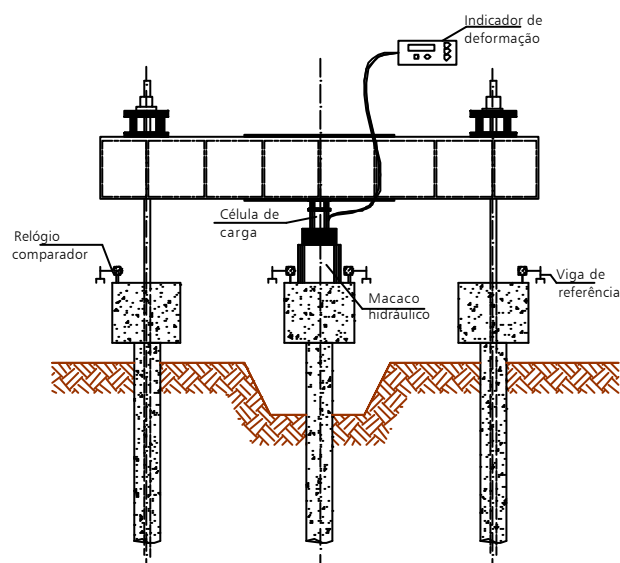


Figura 4.2 – Esquema do sistema de reação.

4.3. EXECUÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

Os carregamentos à compressão foram aplicados em estágios sucessivos, com incrementos de acordo com o especificado pela Norma Brasileira (**ABNT-NBR 12.131/91**), tanto para o carregamento lento (SML) quanto para o carregamento rápido (QML), mantendo-se um intervalo de quatro dias entre eles. Escavou-se o solo a partir da base do bloco de coroamento, até a profundidade de 0,60m; tal trecho foi utilizado como secção de referência, para a determinação do módulo de elasticidade.

4.4. INSTRUMENTAÇÃO

4.4.1. CONFECÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação consistiu de barras instrumentadas com extensômetros elétricos, como foi descrito no item 2.4.4.2. Para sua confecção utilizou-se barras de aço do tipo CA-50, com 12,5mm de diâmetro e 0,60m de comprimento, para a colagem dos extensômetros elétricos (“strain-gages”). Estas barras foram posteriormente unidas e colocadas dentro do tubo galvanizado, em posição pré-definida, até formarem uma barra contínua.

Para possibilitar a emenda das barras, utilizou-se o sistema de rosqueamento das pontas, com acoplamento de luvas do mesmo material.

Os extensômetros elétricos utilizados, especiais para aço (KFG-2-120-D16-11 – Kyowa Electronics Instruments), foram colados em ponte completa e protegidos contra umidade e choque mecânico, através da aplicação de resina especial (Scotchcast – 3M). Completada a instrumentação, todas as barras foram levadas ao laboratório para calibração, verificando-se assim o seu perfeito funcionamento.

4.4.2. INSTALAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação foi instalada na cabeça das estacas (secção de referência) e nos níveis 5m, 11,1m e 11,7m de profundidade, ao longo do fuste das estacas. Apresenta-se, a seguir, o processo de instalação:

- a) as barras instrumentadas foram conectadas às barras de ligação, através de luvas;
- b) as barras foram introduzidas dentro do tubo de aço, juntamente com uma mangueira de plástico transparente, com diâmetro aproximado de 6mm;
- c) através da mangueira de plástico foi injetada nata de cimento no tubo, de baixo para cima, com fator água/cimento igual a 0,45; a fim de solidarizar o conjunto de barras instrumentadas à bainha;
- d) as barras ficaram suspensas no ato da injeção, evitando flambagem dentro do tubo; e
- e) utilizou-se um reservatório de aço, em conjunto com uma bomba de ar comprimido, fornecendo pressão de 300kPa, para pressionar a nata até o fundo do tubo (Foto 4.4).



Foto 4.4 – Equipamentos utilizados na injeção da nata de cimento.

4.5. EXTRAÇÃO DE TRÊS ESTACAS TESTES

Com a finalidade de se conhecer as características geométricas das estacas escavada, hélice contínua e ômega, procedeu-se à retirada de três estacas, uma de cada tipo. Para que fosse possível executar esse serviço, foi necessário um minucioso estudo sobre as possíveis maneiras de extraí-las. Vários foram os trabalhos efetuados em campo para que se tornasse viável a extração. São descritos, a seguir, todos os passos efetuados nessa etapa da pesquisa.

4.5.1. RETIRADA DOS BLOCOS

Para que fosse possível extrair as estacas, foi necessário demolir os blocos de coroamento, para diminuir a massa a ser içada pelo guindaste, e também, não oferecer riscos à escavação. Para isto contratou-se uma empresa especializada para o serviço, pois a demolição só seria viável através do uso de martelete. Na Foto 4.5, pode-se verificar a estaca sem o bloco.



Foto 4.5 – Topo da estaca ômega após a retirada do bloco.

4.5.2. DISPOSITIVO PARA FIXAÇÃO DO GUINDASTE

Para que fosse possível içar as estacas, foram feitos vários estudos sobre a forma de prender o gancho do guindaste às estacas. Verificou-se que a maneira mais adequada seria fixar um anel metálico, bi-partido no fuste. Para a confecção

dos anéis foi necessário determinar o perímetro de cada estaca a ser extraída, a fim de obter seu diâmetro com a máxima precisão, para que, posteriormente, cada anel tivesse uma perfeita fixação na estaca. O detalhe da metade do anel é mostrado na Foto 4.6.



Foto 4.6 – Anel metálico.

Os anéis foram fixados às estacas unindo-se as duas partes do anel, através de três parafusos. Preencheu-se a interface fuste-anel com pasta de cimento, com aditivo (Eucocryl®), que é utilizado em serviços quando é necessário garantir-se uma boa aderência entre peças (Foto 4.7).

4.5.3. EXTRAÇÃO DAS ESTACAS TESTES

Trinta e três dias após a fixação dos anéis, procedeu-se à retirada das estacas. Para isto foi necessário escavar em torno de seu fuste, o que foi feito por poceiros.

Antes de iniciar as escavações, foi feito um planejamento para determinar-se a data da extração, pois o fim das escavações deveria ser no dia anterior à data marcada. Tomou-se este cuidado para que o local não ficasse muito tempo com os poços abertos, o que poderia acarretar algum acidente.

Para içar as estacas empregou-se guindaste apropriado para a ocasião, que deveria erguer as estacas pelo menos 1m acima da superfície, mantendo-se uma distância horizontal de 8m em relação à estaca a ser extraída (Fotos 4.8 e 4.9).

Após a retirada das estacas, os poços foram preenchidos com o solo proveniente das escavações e, efetuou-se a limpeza do local.



Foto 4.7 – Fixação do anel metálico à estaca.

4.5.4. ANÁLISE DAS ESTACAS TESTES EXTRAÍDAS

Foi feita uma inspeção minuciosa das estacas testes extraídas, que revelou dados importantes sobre a superfície do fuste, sua geometria e forma da ponta.

- A estaca ômega apresentou em seu fuste formato de “espiral” de parafuso (“nervuras”), com “passo” da ordem de 30cm nos seus primeiros 6m (Foto 4.10) e, nos últimos 6m, da ordem de 12cm (Foto 4.11). A inspeção visual no fuste das estacas, mostrou que o solo encontrava-se fortemente aderido à estaca ômega, de forma compacta,

com uma espessura variando entre 5 e 8cm (Foto 4.12). Este aspecto já havia sido constatado durante a escavação em torno da estaca. A partir de informações fornecidas pelos poceiros, verificou-se que o solo próximo ao fuste estava mais compacto. As outras estacas (escavada e hélice contínua) não apresentaram essa característica.



Foto 4.8 - Fixação dos cabos do guindaste.



Foto 4.9 - Extração da estaca hélice contínua 2.



Foto 4.10 - Estaca ômega no trecho de 5,5 a 7,5m de profundidade.



Foto 4.11 - Estaca ômega no trecho de 9,0 a 10,5m de profundidade.

- A forma da ponta da estaca ômega é apresentada na Foto 4.13. Na estaca hélice verificou-se que a ponta foi moldada pela forma da broca. (Foto 4.14). A ponta da estaca escavada (Foto 4.15) apresentou aspecto pontiagudo em um dos lados. Na Foto 4.16, apresentam-se todas as pontas das estacas.
- Com relação à superfície do fuste, a estaca escavada apresentou-se com pouca rugosidade (Foto 4.17 – 2º plano). Já a estaca hélice contínua mostrou a presença de “frisos”, formados pela broca, em todo o comprimento do fuste (Foto 4.18). Quanto à estaca ômega, constatou-se uma grande rugosidade, derivada dos pedriscos utilizados no concreto, como se estes tivessem se separado da pasta de cimento e sido compactados junto à parede do fuste (Foto 4.17, 1º Plano).



Foto 4.12 – Aderência do solo na estaca ômega 2.



Foto 4.13 - Estaca ômega 2 – ponta.



Foto 4.14 - Estaca hélice contínua 2 – ponta.



Foto 4.15 - Estaca escavada 1 – ponta.



Foto 4.16 – Aspecto da ponta de todas as estacas.

Com base nas estacas extraídas, pode-se fazer um levantamento de seus perímetros e, assim, obter-se o diâmetro médio de cada estaca, conforme se pode observar na Figura 4.3. Verificou-se um “abaulamento”, na estaca hélice contínua, isto é, um aumento do diâmetro (Foto 4.19), no trecho de 1,5 a 3,0m de comprimento.



Foto 4.17- Aspecto do fuste da estaca escavada 1 (2º Plano) e da estaca ômega 2 (1º Plano).

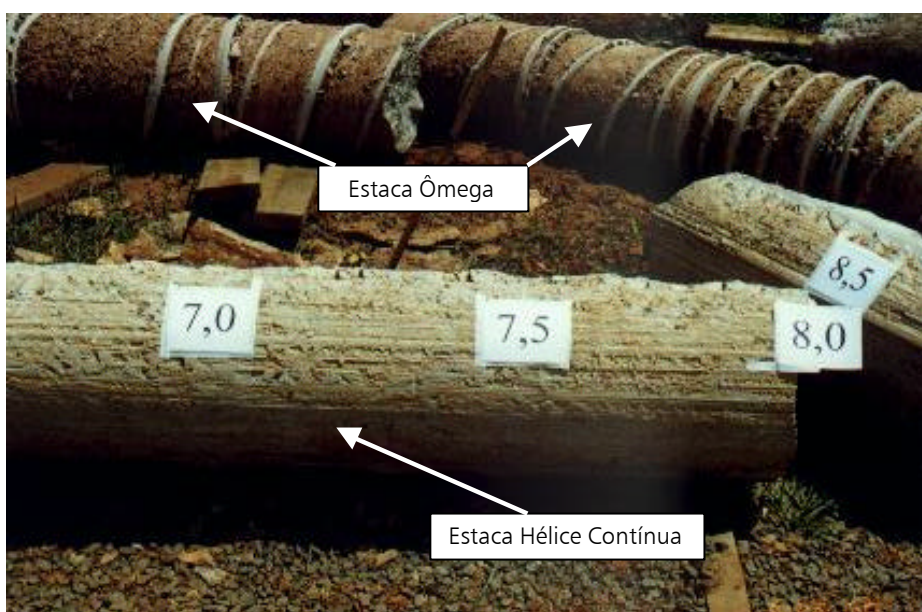


Foto 4.18 –Aspecto do fuste da estaca hélice contínua 2 (1º Plano).

Constatou-se que, para a estaca escavada 1, o diâmetro médio efetivo foi superior ao nominal cerca de 13%; para a estaca hélice contínua 2, situou-se da mesma ordem do valor nominal e, para a estaca ômega 2 da ordem 5% superior (Figura 4.3 e Tabela 4.1).



Foto 4.19 - Aumento do diâmetro da estaca hélice contínua 2 no trecho de 1,5 a 3,0m (1º Plano).

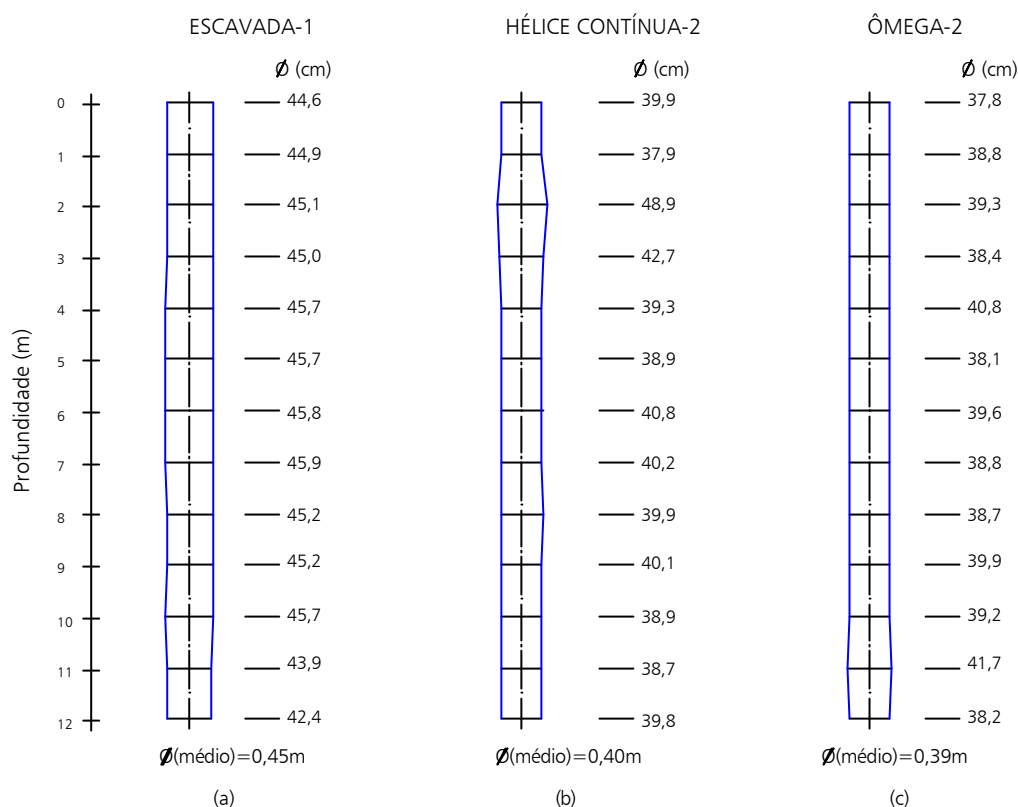


Figura 4.3 – Valores dos diâmetros das estacas.

Tabela 4.1 – Valores de diâmetros médios e intervalos de variação.

Estaca Teste Extraída	Diâmetro Nominal (cm)	Diâmetro Médio (cm)	Desvio Padrão (cm)	Faixa de Variação (cm)
Escavada 1	40,0	45,0	0,96	42,4 ↔ 45,9
Hélice Contínua 2	40,0	40,4	2,78	37,9 ↔ 48,9
Ômega 2	37,0	39,2	1,11	37,8 ↔ 41,7

Notou-se, na extração, que os tubos instrumentados não ficaram posicionados de acordo com o esperado, isto é, no eixo da estaca. Para a estaca escavada o valor médio deste desvio foi da ordem de 1cm, para a estaca hélice contínua de 12cm e para a ômega de 9cm. Verificou-se que a estaca escavada apresentou flecha, ao longo do seu comprimento, da ordem de 2,5cm, situada entre as profundidades 2 a 6,5m. Estes assuntos serão tratados com mais detalhes no item 5.2.2.4.

4.6. EFEITOS DE INSTALAÇÃO DAS ESTACAS NO SUBSOLO

Com base nas observações efetuadas sobre a compactação do solo, em torno do fuste da estaca ômega extraída, resolveu-se executar ensaios de penetração estática, com o uso de cone elétrico. A finalidade foi avaliar o efeito da compactação ao longo dos fustes das estacas hélice contínua e ômega.

4.6.1. ENSAIO DO CONE ELÉTRICO.

Realizaram-se dois ensaios próximos à estaca ômega T-3 (estaca não ensaiada), distantes 0,15m (CE 4) e 0,40m (CE 2) do fuste e um ensaio com 0,25m (CE 5) de distância do fuste da estaca hélice contínua T-2 (estaca não ensaiada) (Figura 4.4). Optou-se por não executar ensaios mais próximos que 0,15m para não colocar em risco o equipamento. Além destes ensaios, foram realizados outros, afastados da área de influência das estacas, para que se pudesse obter limites máximo e mínimo de resistência lateral e ponta. Estes limites são utilizados como parâmetros na análise dos furos próximos às estacas.

Apresenta-se, na Figura 4.4, a localização das sondagens; nas Fotos 4.20 e 4.21, o equipamento utilizado; e, na Figuras 4.5 e 4.6, os gráficos de resistência lateral e ponta obtidos.

Através da análise das Figura 4.5 e 4.6 verifica-se que, em geral, os valores de f_{ξ} e q_c situaram-se no intervalo dos limites máximo e mínimo. Pode-se notar que, nos primeiros 6m, os valores referentes à distância de 0,15m excederam o limite máximo em alguns trechos ao longo do comprimento das estacas.

Pode-se verificar também que as curvas de f_{ξ} , referentes às estacas hélice contínua (0,15m – CE4) e ômega (0,40m – CE2), apresentaram-se dentro dos intervalos limites, indicando que, nestas condições, não houve influência da execução da estacas.

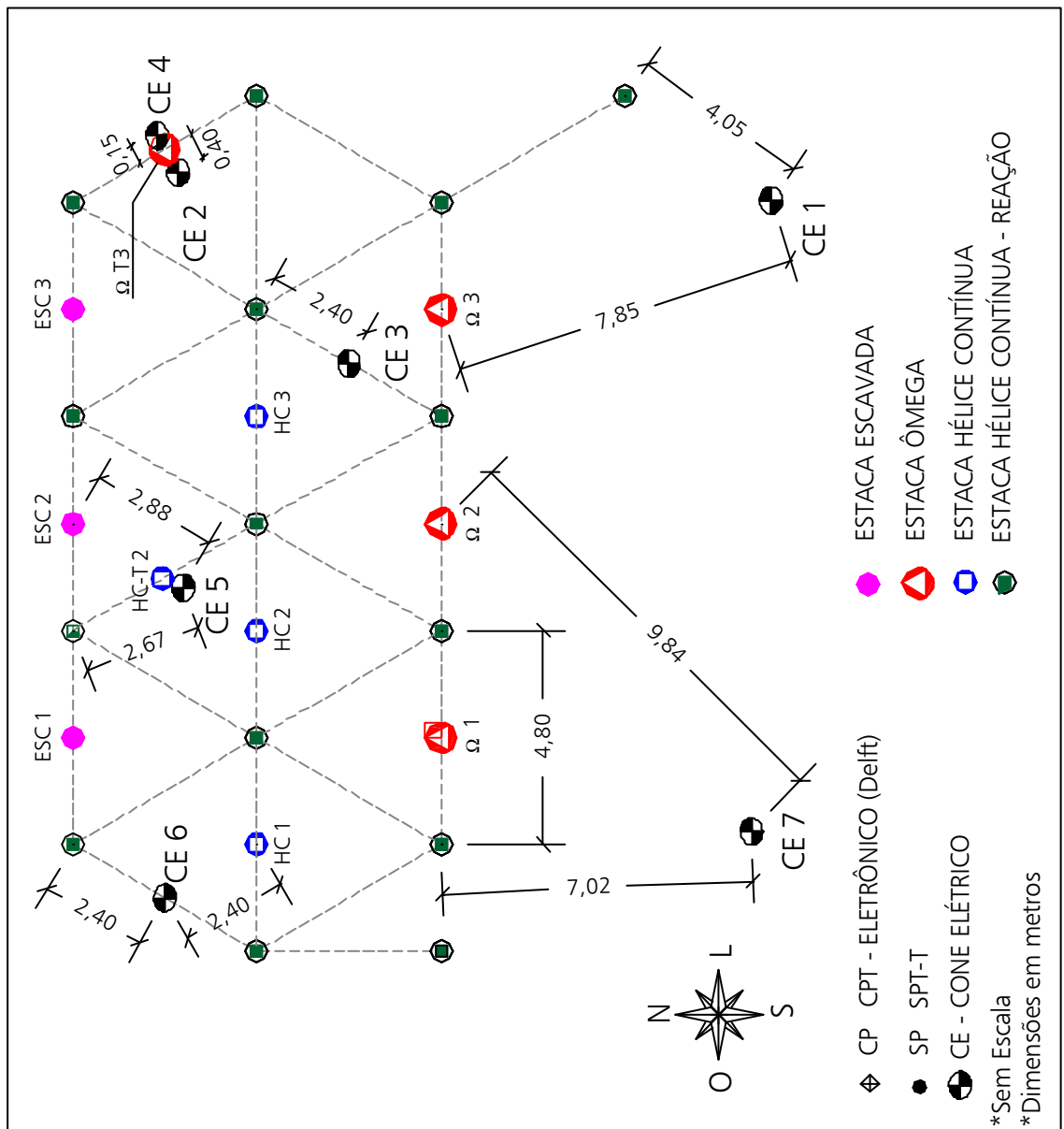


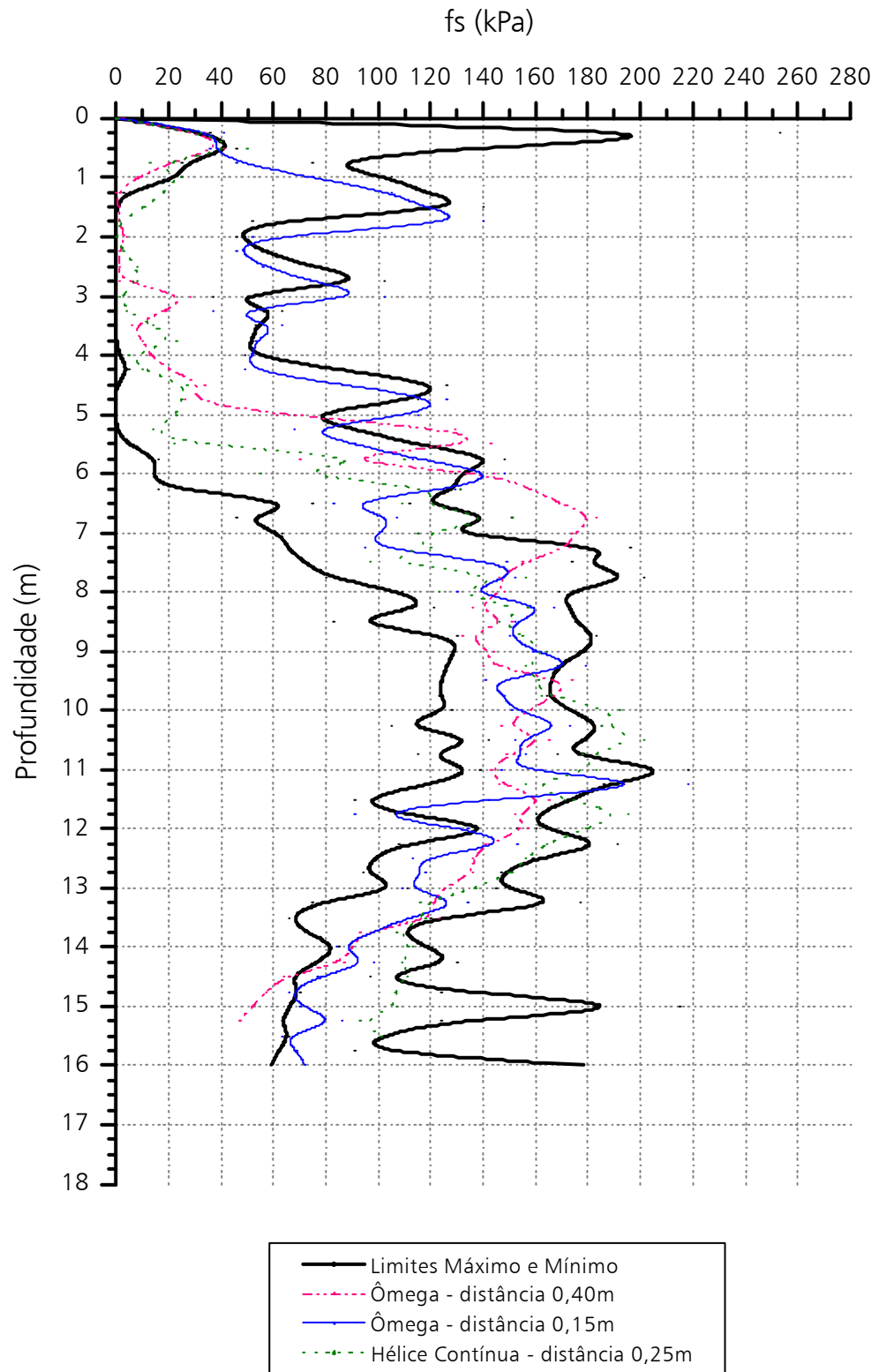
Figura 4.4– Localização das sondagens do cone elétrico.

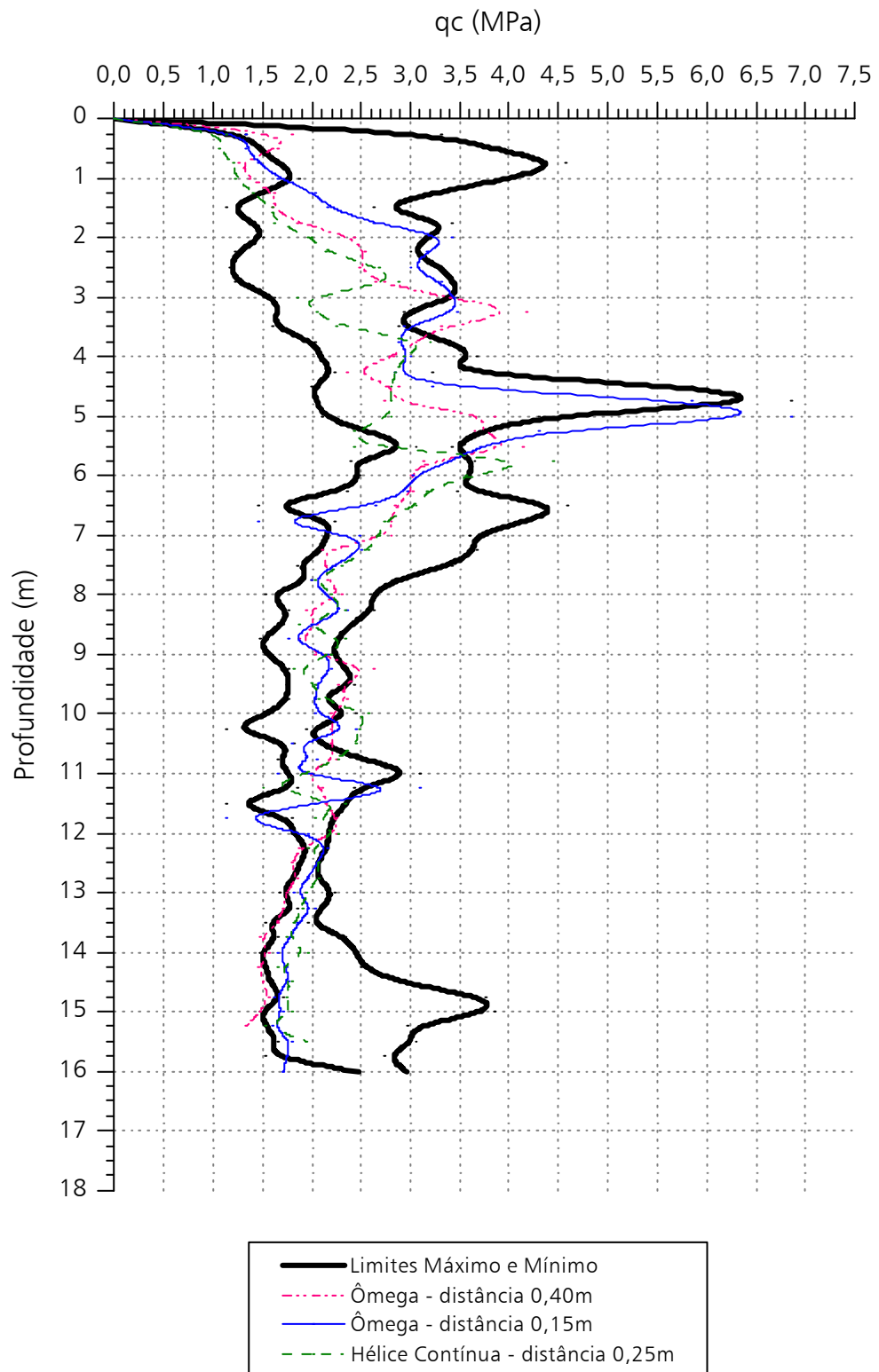


Foto 4.20 – Vista do equipamento do ensaio de cone elétrico.



Foto 4.21 - Detalhe do ensaio de cone elétrico.

Figura 4.5 - Gráfico de resistência lateral (f_s).

Figura 4.6 - Gráfico de resistência de ponta (q_c).

Com base nas análises efetuadas conclui-se que, nos 5m iniciais de profundidade, as resistências lateral (f_s) e de ponta (q_d), determinadas a uma distância de 0,15m da estaca ômega T-3, superaram os máximos valores obtidos para o solo (primeira camada) no seu estado natural. Abaixo dos 5 m, as resistências situaram-se dentro do intervalo de variação para o solo (segunda camada) no seu estado natural.

4.6.2. PESO ESPECÍFICO DO SOLO PRÓXIMO AO FUSTE

Através de análise táctil-visual notou-se que a amostra do solo extraída a 5cm do fuste da estaca ômega 2 apresentava uma aparência mais compacta que aquela a 50cm.

As amostras de solo foram levadas ao laboratório onde foram realizados ensaios de determinação do peso específico natural, umidade, índice de vazios e porosidade. Os resultados constam da Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Índices físicos das amostras de solo, extraídos a 11 m de profundidade.

Distância do fuste	γ_{nat} (kN/m ³)	w (%)	e	n (%)
Solo 1 – 5cm	17,53	31,1	1,23	55,1
Solo 2 – 50cm	16,10	33,5	1,48	59,7

De sua análise, enfatizando-se em particular o seu índice de vazios, pode-se concluir que o solo 1 apresentou uma característica mais compacta que o outro, ratificando a avaliação feita pela inspeção táctil-visual.

Com base nos valores apresentados acima e nos obtidos em ensaio de adensamento (Tabela 4.3), procurou-se determinar a tensão vertical associada à redução do índice de vazios de 1,60 a 1,23, para a profundidade 11 m.

Tabela 4.3 – Parâmetros utilizados para o cálculo da tensão vertical.

Parâmetro	Valor Utilizado
e_o	1,60
Cc	0,6
$\bar{\sigma}'_a$	140kPa
γ_{nat}	15,0kN/m ³

Utilizando a equação da reta virgem obteve-se um valor de tensão vertical da ordem de 682kPa. Este valor é 4,13 vezes superior à tensão vertical (peso efetivo de terra) do solo na profundidade em estudo. Pode-se dizer, então, que o processo executivo da estaca ômega imprimiu alterações substanciais ao redor do fuste da estaca.

4.7. MONITORAÇÃO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA

4.7.1. PRESSÃO MÉDIA DE INJEÇÃO DE CONCRETO

Através das informações apresentadas no Anexo I, sobre a monitoração da execução das estacas hélice contínua e ômega, pode-se obter a pressão média de concretagem na subida da haste de escavação para cada tipo de estaca (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Pressão média de injeção de concreto.

Estaca	Pressão média (kPa)	Estaca	Pressão média (kPa)	
	0 - 12m		0 - 6m	6 - 12m
Hélice Contínua 1	400	Ômega 1	900	1000
Hélice Contínua 2	600	Ômega 2	800	1000
Hélice Contínua 3	500	Ômega 3	900	1500
Média	500	Média	870	1170

A Tabela 4.4 e as Figuras AN.4 a AN.6 (Anexo I), mostram que a pressão de injeção de concreto nas estacas ômega decresce de acordo com a subida da haste nos trechos de 0 a 6m. As estacas hélice contínua não apresentaram esta variação de pressão ao longo da profundidade. Nas estacas ômega a pressão de injeção para o trecho de 6 - 12m foi 74% superior ao obtido na estaca hélice contínua e, no trecho de 0 - 6m, foi 134% superior.

4.7.2. TORQUE MÉDIO

Os valores de torque médio da escavação estão apresentados na Tabela 4.5, vê-se que o valor médio associado às estacas ômega é cerca de 25% superior ao das estacas hélice contínua. No entanto isto não reflete diferença na sua capacidade de carga nesses dois tipos de estacas como se verá adiante.

Tabela 4.5 – Torque médio na escavação das estacas.

Estaca	Torque médio (kN.m)	Estaca	Torque médio (kN.m)
Hélice Contínua 1	12000	Ômega 1	15000
Hélice Contínua 2	12000	Ômega 2	15000
Hélice Contínua 3	12000	Ômega 3	15000
Média	12000	Média	15000

4.7.3. VELOCIDADE DE ROTAÇÃO E AVANÇO

Com relação à velocidade de rotação do trado, pode-se dizer que se manteve dentro de uma média de 20rpm para estacas hélice contínua e 18rpm para estacas ômega.

Na Tabela 4.6 pode-se observar os valores de velocidade de avanço média, para dois intervalos de profundidade, para os dois tipos de estaca.

Tabela 4.6 – Velocidade de avanço médio.

Estaca	Velocidade média (m/h)		Estaca	Velocidade média (m/h)	
	0 – 6m	6 – 12m		0 – 2m	2 – 12m
Hélice Contínua 1	425	325	Ômega 1	300	250
Hélice Contínua 2	425	350	Ômega 2	300	225
Hélice Contínua 3	425	350	Ômega 3	300	225
Média	425	350	Média	300	235

Observando as Figuras AN.1 a AN.6 (Anexo I) e a Tabela 4.6, nota-se que para cada tipo de estaca a velocidade média de avanço foi igual no primeiro trecho. Para o segundo trecho esta velocidade diminuiu, caracterizando um solo mais resistente, principalmente para as estacas ômega, pois devido ao processo executivo torna-se mais difícil a perfuração, que ocasiona uma compactação ao redor do fuste.

4.7.4. CONSUMO EXCEDENTE DE CONCRETO (“SOBRE-CONSUMO”) E DIÂMETROS

Através da análise da geometria das estacas extraídas do local, pode-se fazer uma análise do consumo do concreto. Na Tabela 4.7 apresentam-se os valores de consumo nominal, real e o fornecido pelo monitoramento (“Taracord”) da estaca hélice contínua 2 e ômega 2.

Tabela 4.7 – Volume de concreto nas estacas.

Estaca	Volume (m ³)			$\frac{V_{real}}{V_{nominal}}$	$\frac{V_{Taracord}}{V_{nominal}}$	$\frac{V_{Taracod}}{V_{real}}$	OCC (%)
	Nominal	Real	“Taracord”				
Escavada 1	1,512	1,909	-----	1,26	-----	-----	-----
Hélice Contínua 2	1,512	1,561	1,640	1,03	1,08	1,05	3,2
Ômega 2	1,221	1,428	1,530	1,17	1,25	1,07	17,0

Pela análise da Tabela 4.7 verifica-se que o volume real, em todas as estacas, foi superior ao nominal; maior atenção deve ser dada às estacas escavadas e à ômega devido ao consumo excedente, 26% e 17%, respectivamente. Na estaca escavada 2 este efeito está associado ao movimento de retirada do solo da escavação, o que ocasiona, a todo o momento, a entrada e saída do trado, acarretando um alargamento do fuste. Quanto às estacas ômega, o consumo de concreto está relacionado à compactação do solo e à formação das “nervuras”, observadas na estaca ômega 2 extraída (ver item 4.5). Pode-se verificar através do valor do OCC, que o grau de deslocamento do solo da estaca ômega foi muito superior ao da estaca hélice contínua.

Com relação ao volume estimado pelo “Taracord” pode-se verificar que forneceu valores pouco acima do real, da ordem de 5% para as estacas hélice contínua e 7% para as estacas ômega.

Com relação ao diâmetro nominal, o equipamento também forneceu valores também pouco superiores, da ordem de 5% para a estaca hélice contínua e 8% para a ômega. No entanto, comparando-se os diâmetros obtidos pela monitoração com os diâmetros reais, constata-se que houve uma boa proximidade de valores (Tabela4.8).

Tabela 4.8 – Diâmetros nominais, reais e os obtidos pela monitoração das estacas.

Estaca	Diâmetro (m)			$\frac{\phi_{real}}{\phi_{nominal}}$	$\frac{\phi_{Taracord}}{\phi_{nominal}}$	$\frac{\phi_{Taracord}}{\phi_{real}}$
	Nominal	Real	“Taracord”			
Escavada 1	0,40	0,45	-----	1,13	-----	-----
Hélice Contínua 2	0,40	0,40	0,42	1,00	1,05	1,05
Ômega 2	0,37	0,39	0,40	1,05	1,08	1,03

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

Apresentam-se neste capítulo os resultados obtidos através da realização de onze provas de carga lentas e sete provas de carga rápidas, sendo estas subdivididas nas nove estacas ensaiadas (três estacas escavadas, três hélice contínua e três estacas ômega). Todos realizados com o subsolo nas condições naturais de umidade. Com base nos ensaios foram obtidos:

- a) as cargas e os deslocamentos do topo;
- b) o módulo de elasticidade do concreto, das várias estacas;
- c) as cargas nos vários níveis instrumentados, ao longo dos fustes;
- d) as cargas de ponta, por extrapolação dos valores de carga obtidos nos dois níveis mais profundos (11,1 e 11,7m); e
- e) os diagramas de transferência de carga.

Na seqüência apresentam-se os resultados da aplicação dos métodos de previsão de capacidade de carga dos diversos tipos de estacas e da curva carga x recalque.

No fim do capítulo apresenta-se uma análise global dos resultados obtidos.

5.1. RESULTADOS OBTIDOS COM A INSTRUMENTAÇÃO DO TOPO DAS ESTACAS

Neste item são apresentadas e analisadas as curvas carga x recalque do topo, obtidas nas provas de carga, lentas e rápidas, para cada tipo de estaca, bem como a carga de ruptura e o deslocamento máximo. Na Tabela 5.1 apresentam-se as características geométricas médias das estacas, obtidas através de medidas efetuadas nas estacas extraídas.

Apresentam-se na Tabela 5.2 os valores de carga de ruptura e deslocamento máximo de cada estaca, para cada tipo de carregamento e, na

Tabela 5.3, os valores médios de carga de ruptura obtidos de cada tipo de estaca e seus desvios padrão.

Tabela 5.1 - Características geométricas das estacas.

Estaca	Diâmetro Médio (m)	Comprimento (m)
Escavada	0,45	12,0
Hélice Contínua	0,40	12,0
Ômega	0,39	12,0

Tabela 5.2 – Valores de carga e deslocamento máximo obtidos nas provas de carga.

Ensaio	Estaca	Carga Máxima ou de Ruptura(kN)	Deslocamento máximo (mm)
1ª Lenta	Escavada 1 (E1)	400 (interrompida)	1,55
2ª Lenta		600 (interrompida)	3,82
3ª Lenta		684	112,48
Lenta	Escavada 2 (E2)	670	107,70
Rápida		717	71,19
Lenta	Escavada 3 (E3)	693	65,94
Rápida		771	65,43
Lenta	Hélice Contínua 1 (HC1)	960	80,24
Rápida		810	70,48
Lenta	Hélice Contínua 2 (HC2)	975	85,62
Rápida		915	62,77
Lenta	Hélice Contínua 3 (HC3)	720	88,23
Rápida		683	62,09
1ª Lenta	Ômega 1 (Ω 1)	1080 (interrompida)	3,03
2ª Lenta		1545	64,57
Rápida		1320	60,75
Lenta	Ômega 2 (Ω 2)	1420	61,83
Rápida		1235	62,28
Lenta	Ômega 3 (Ω 3)	1320*	22,52

* Não foi possível estabilizar o carregamento, houve ruptura do concreto logo abaixo do bloco de coroamento.

Tabela 5.3 – Valores de carga de ruptura médios e desvios padrão.

Tipo de Estaca	Tipo de Carregamento	Carga de Ruptura	
		Média (kN)	Desvio Padrão (kN)
Escavada	Lento	682	12
	Rápido	744	38
Hélice Contínua	Lento	885	143
	Rápido	803	116
Ômega	Lento	1428	113
	Rápido	1278	60

Não houve carregamento rápido na estaca escavada 1 (E1) devido à instabilidade do sistema de reação. É importante ressaltar que no primeiro e segundo carregamentos, do tipo lento, a estaca não foi levada à ruptura devido à rotação da viga. No terceiro ensaio, executado somente após sanar o problema anteriormente citado, a prova de carga foi levada à ruptura.

Devido à possibilidade da ocorrência de acidente e danos no sistema de reação, optou-se por não executar a quarta prova de carga. Após estudos sobre os motivos que acarretaram a instabilidade do sistema de reação, foram tomadas as providências para sanar o problema. Em função disto, os ensaios foram paralisados por quinze dias. Após os serviços de reparos, os ensaios reiniciaram sem que ocorresse novamente o problema anterior.

5.1.1. ESTACAS ESCAVADAS

Na Figura 5.1 apresentam-se os conjuntos de curvas cargas x deslocamento obtidas em todas as provas de carga executadas neste tipo de estaca.

Através da análise da Tabela 5.2 e da Figura 5.1, é possível observar que as cargas de ruptura das três estacas foram bem próximas. A média obtida para a prova de carga lenta foi de 682kN, com desvio padrão de 12kN, e, para a prova de carga rápida, de 744kN, com desvio padrão de 38kN. Verifica-se que o acréscimo de carga, devido a um segundo carregamento, foi em média de 9%. Pode-se observar através da Figura 5.1 que os gráficos carga x recalque das estacas escavadas 2 e 3 apresentaram um “salto” na curva referente ao ensaio rápido, fato

este que pode estar associado à compactação do solo na ponta das estacas, ao fim do primeiro carregamento. Este fato pode ser melhor observado na Figura 5.12.

Em todas as provas de carga verificou-se o esgotamento da resistência do sistema estaca-solo, chegando-se a recalques próximos ao limite do relógio comparador (70mm). Procurou-se, ao final de cada prova de carga rápida, chegar a um valor de deslocamento que, somado ao obtido no primeiro ensaio, fosse da ordem de 120mm (30% do ϕ_{estaca}). Verificou-se que as estacas atingiram a ruptura com deslocamentos da ordem de 3,8 % do diâmetro, em média (17mm) (Figura 5.1).

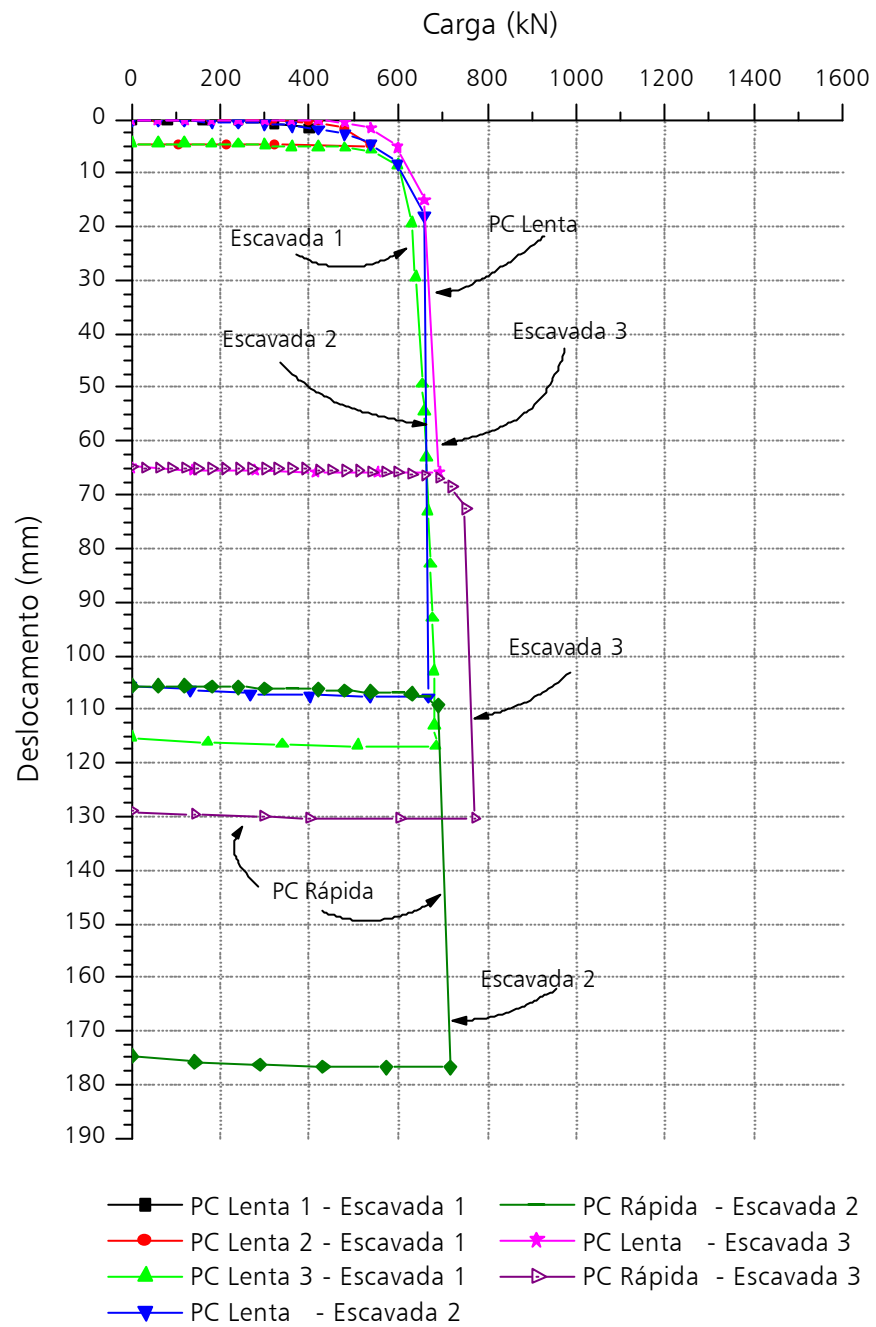


Figura 5.1 - Curvas carga x deslocamento das estacas escavadas.

5.1.2. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Na Figura 5.2 apresentam-se as curvas carga x recalque obtidas nas provas de carga lenta e rápida.

O valor médio da carga de ruptura para a prova de carga lenta foi de 885kN, com desvio padrão de 143kN e, para a prova de carga rápida, de 803kN, com desvio padrão 116kN. É possível observar que em todos os casos houve uma perda de resistência na segunda prova de carga, da ordem de 9% em média.

Através da Tabela 5.2 e da Figura 5.2 verifica-se que a estaca hélice contínua 3 (HC 3) apresentou um valor de carga de ruptura inferior às outras duas estacas, nos dois tipos de carregamento. Este valor foi 26% inferior à média obtida nas estacas HC 1 e HC 2, para o carregamento lento, e 21% para o carregamento rápido. Este fato pode ter sido ocasionado por uma redução do atrito lateral, deficiência de ponta ou também devido à heterogeneidade do subsolo, conforme pode ser verificado através dos valores de N_{SPT} (Figura 3.3).

Constatou-se que as estacas atingiram a ruptura com deslocamentos da ordem de 4,8 % do diâmetro em média (19mm) (Figura 5.2).

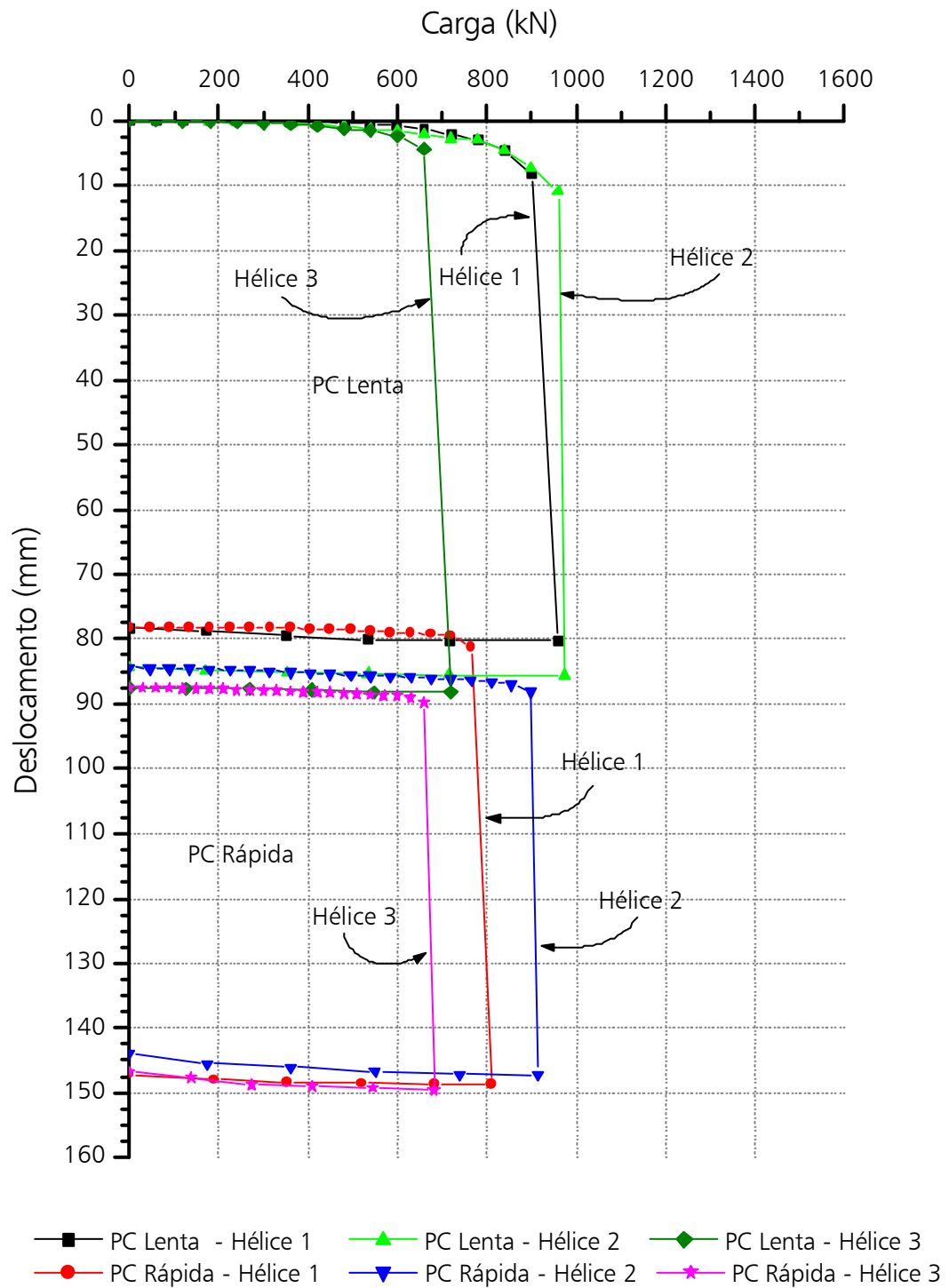


Figura 5.2 – Curvas carga x deslocamento das estacas hélice contínua.

5.1.3. ESTACAS ÔMEGA

Apresentam-se, na Figura 5.3, as curvas carga x recalque obtidas para este tipo de estaca.

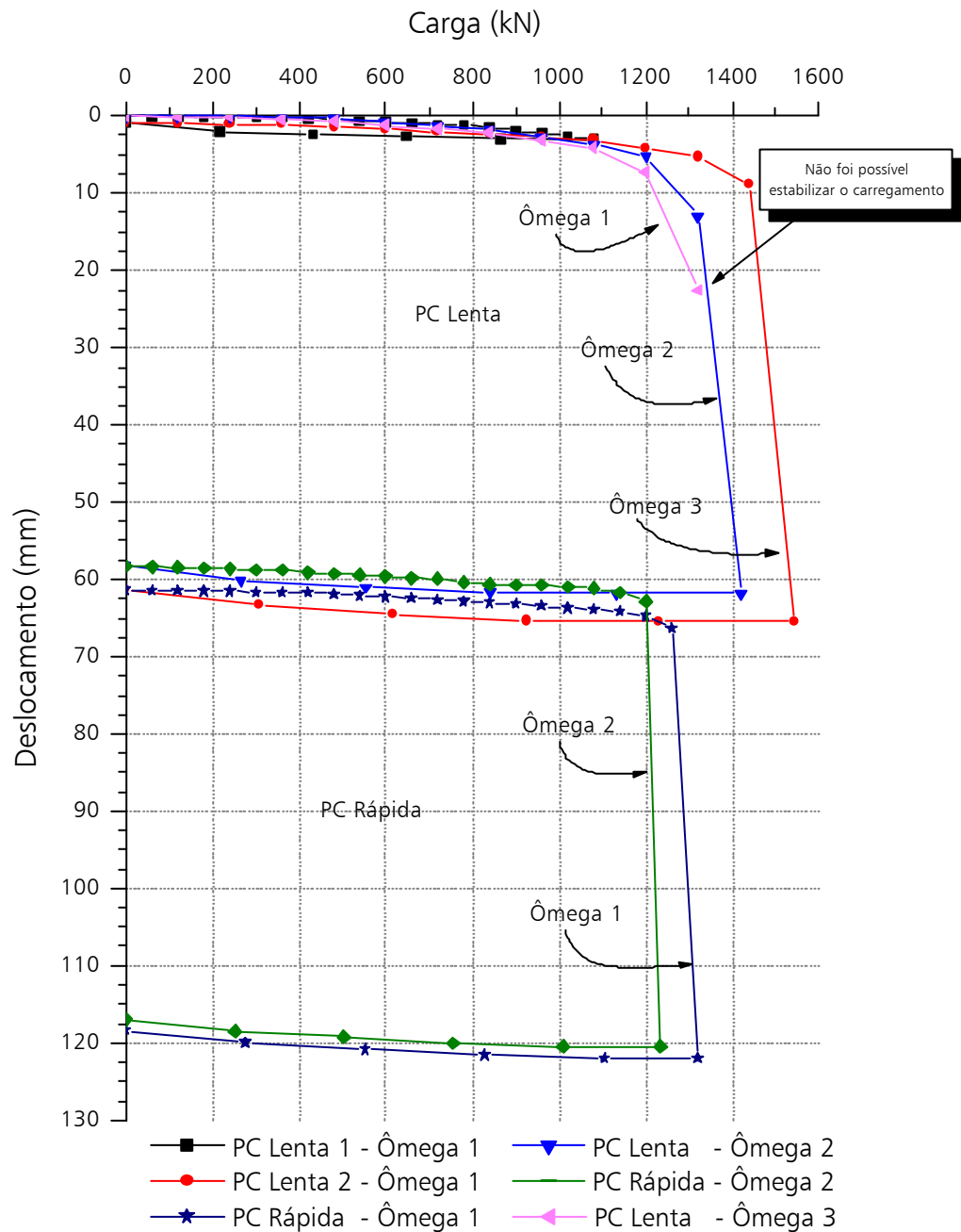


Figura 5.3 – Curvas carga x deslocamento das estacas ômega.

Os valores médios de carga de ruptura, obtidos para este tipo de estaca, foram da ordem de 1428kN, com desvio padrão de 113kN, para o carregamento lento, e de 1278kN, com desvio padrão 60kN, para o carregamento rápido.

Considerando somente as estacas ômega 1 ($\Omega 1$) e ômega 2 ($\Omega 2$), que foram submetidas ao carregamento rápido, a redução da carga de ruptura foi da ordem de 14%, em média. Não foi possível realizar o segundo ensaio na estaca ômega 3 ($\Omega 3$) devido à ruptura do concreto no seu topo, logo abaixo do bloco, ao fim do carregamento lento.

Na estaca ômega ($\Omega 1$) foram realizadas duas provas de carga lentas devido à interrupção do primeiro ensaio, quando se chegou a 1080kN, face ao limite do sistema de atirantamento (1200kN). A carga de ruptura destas estacas ficou bem acima das expectativas. A paralisação dos ensaios se deu entre 27/08/1999 a 01/10/1999, período em que foram executados reforços no sistema de reação, com a inclusão de mais quatro estacas em cada conjunto, aumentando-se assim a capacidade de reação para 3600kN.

Analisando-se a Figura 5.3, é possível verificar que a curva carga x deslocamento da estaca $\Omega 1$, no segundo ensaio, seguiu a mesma tendência verificada no primeiro, ambas com carregamento lento, sem que houvesse a ocorrência de decréscimo de carga. As possíveis causas deste decréscimo, nas provas de carga rápidas, serão analisadas no item 5.5.1. No entanto, presume-se que, se as provas de carga tivessem sido feitas com velocidade de penetração controlada, teria ocorrido um "pico" de valor de carga aplicada, seguida de um decréscimo gradual, com a eliminação do salto que foi observado na Figura 5.3.

Através da análise da Figura 5.3, verifica-se que as estacas atingiram a ruptura com deslocamentos da ordem de 6,3 % do diâmetro em média (25mm).

Na Figura 5.4 apresentam-se as curvas carga x recalque de todas as provas de carga realizadas.

Observa-se o melhor desempenho das estacas ômega em relação às hélice contínua e destas em relação às escavadas, apesar de seus diâmetros terem variado em ordem inversa (Tabela 5.1). Esta constatação será objeto de análises na seqüência deste trabalho.

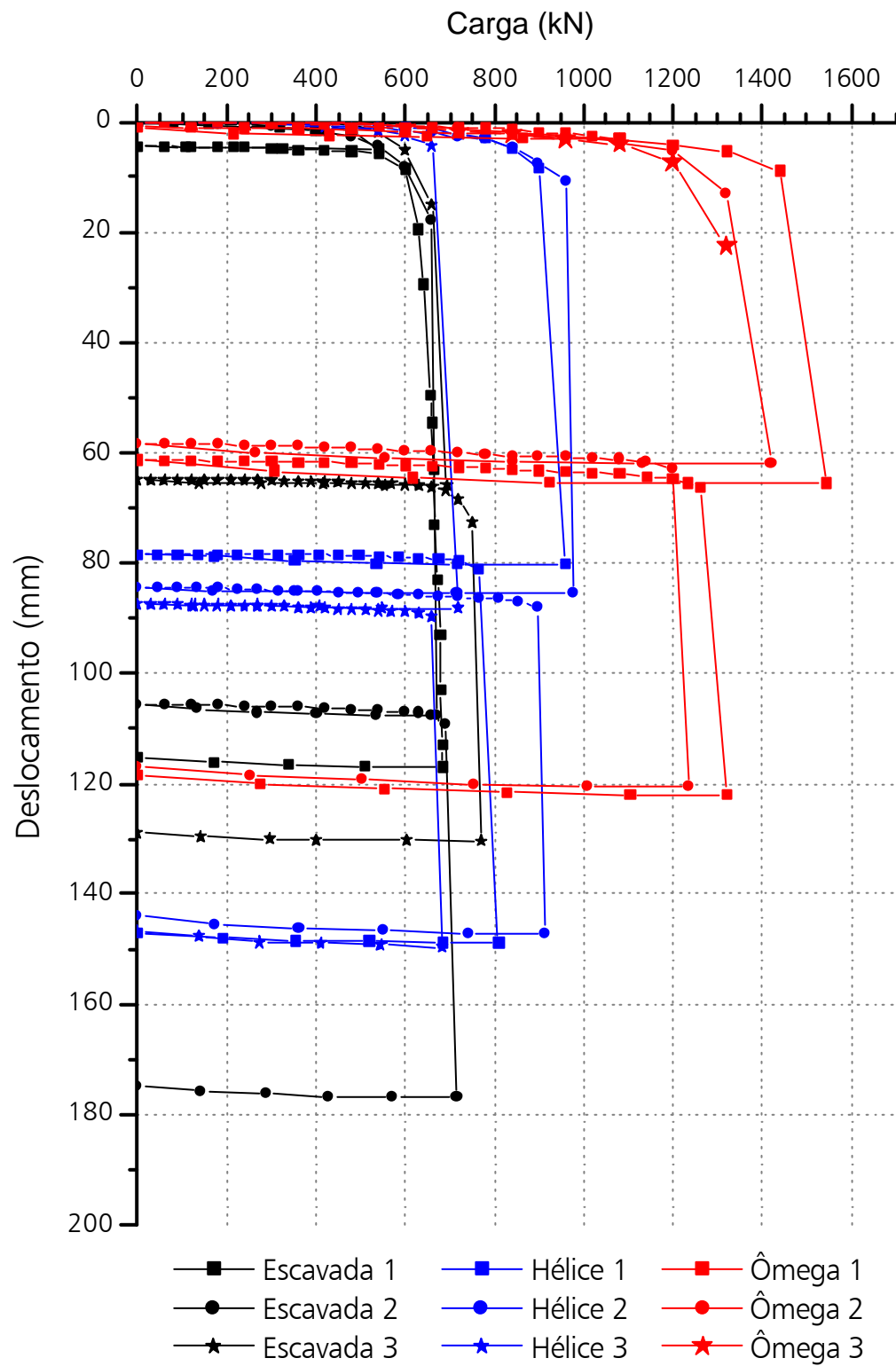


Figura 5.4 – Curvas carga x recalque de todas as estacas – prova de carga lenta e rápida.

5.2. RESULTADOS OBTIDOS COM A INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE DAS ESTACAS

Neste item são apresentados os dados obtidos através da instrumentação das estacas em profundidade, bem como as curvas de transferência de carga e as funções de transferência de carga. As estacas foram instrumentadas, ao longo do fuste nas seguintes profundidades: 0,30m (secção de referência); 5,0m; 11,1m e 11,7m, conforme mostrado na Figura 3.11.

5.2.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DAS ESTACAS

Para a análise da instrumentação, em profundidade, é de suma importância o conhecimento do módulo de elasticidade da estaca. Para sua obtenção fez-se uso de um trecho abaixo do bloco de coroamento, onde foi posicionado um instrumento de medida (Figura 3.15). Neste trecho escavou-se o solo em sua volta para que não houvesse sua influência nas leituras dos instrumentos. Esta trecho é a secção de referência, citada acima.

Apresentam-se, na Tabela 5.4, os valores obtidos do módulo de elasticidade para cada estaca e tipo de carregamento, e, nas Figuras 5.5 e 5.6, os gráficos tensão x deformação associados às secções de referência.

Tabela 5.4 – Módulo de elasticidade das estacas.

ESTACA	Prova de carga lenta		Prova de carga rápida	
	E (GPa)	R ²	E (GPa)	R ²
Escavada 1	20,8*	0,996	-----	-----
Escavada 2	19,4	0,998	21,8	0,999
Escavada 3	19,3	0,999	18,2	0,997
Hélice Contínua 1	23,0	0,999	24,2	0,999
Hélice Contínua 2	22,2	0,997	21,1	0,997
Hélice Contínua 3	15,2	0,993	11,2	0,999
Ômega 1	28,1	0,997	29,7	0,998
Ômega 2	35,7	0,984	45,7	0,994
Ômega 3	28,5	0,998	-----	-----

* valor referente a terceira prova de carga lenta.

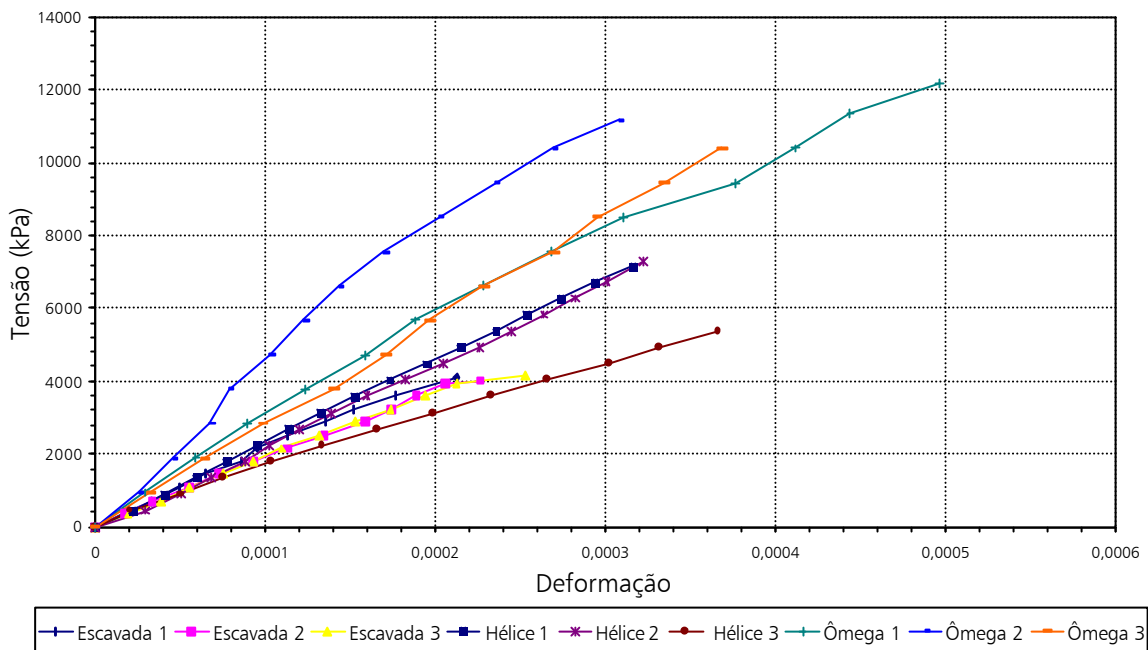


Figura 5.5 - Gráficos tensão x deformação, obtidos nas secções de referência, em todas as estacas (provas de carga lentas).

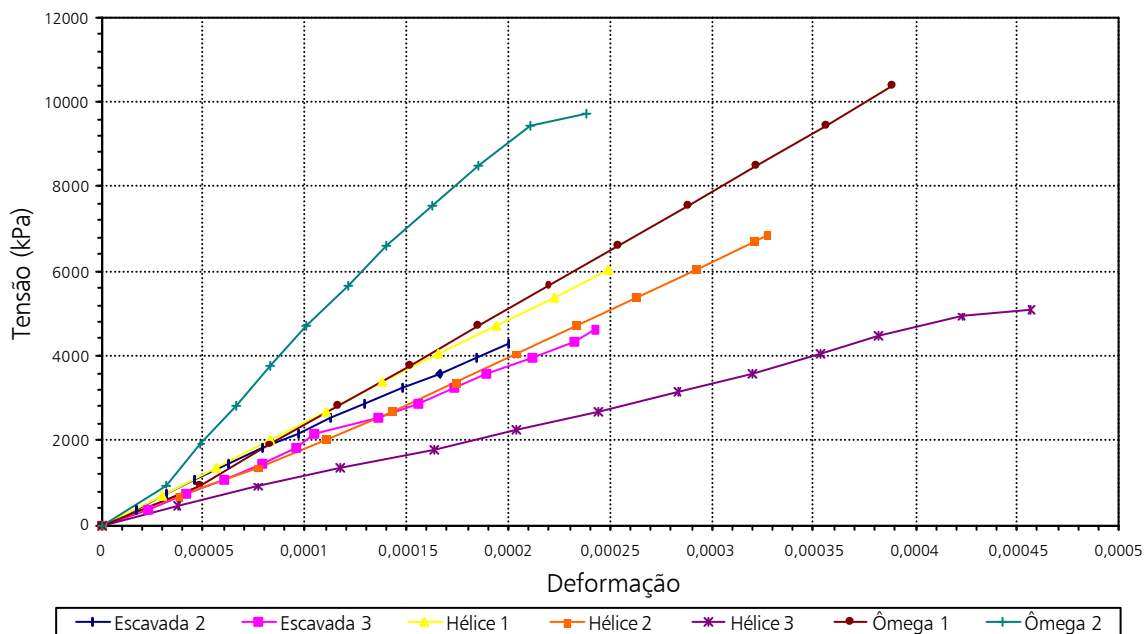


Figura 5.6 - Gráficos tensão x deformação, obtidos nas secções de referência, em todas as estacas (provas de carga rápidas).

Reportando-se à Tabela 5.4 verifica-se que os módulos de elasticidade das estacas escavadas foram inferiores aos das hélice contínua e ômega; isto se deve ao fato do f_{ck} do concreto das escavadas ter sido inferior. Nota-se que os valores obtidos para as estacas ômega são superiores aos das estacas hélice contínua e escavada. Pode-se também observar que o módulo de elasticidade da estaca hélice contínua 3 foi inferior aos obtidos para o mesmo tipo de estaca, apesar das características do concreto serem as mesmas.

Analisando-se as Figuras 5.5 e 5.6 é possível verificar o comportamento da curva tensão - deformação no topo da estaca. Verifica-se uma linearidade das curvas, exceto aquelas relativas aos ensaios lentos em todas as estacas ômega. Nota-se que no ensaio rápido houve uma linearidade do gráfico para as estacas ômega 1 e 3, o que não aconteceu para a estaca ômega 2. Os valores de módulo de elasticidade situaram-se, em geral, dentro dos limites esperados (Tabela 5.4), indicando o bom funcionamento da instrumentação. Apresentam-se, no Apêndice D, outras informações sobre o concreto e a nata de cimento, utilizados neste trabalho

5.2.2. RESULTADOS E ANÁLISES DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

Apresentam-se neste item os resultados obtidos através dos dados fornecidos pela instrumentação ao longo do fuste. Com base nestes valores foi possível obter:

- a) a transferência de carga ao longo da profundidade;
- b) o atrito lateral entre dois níveis instrumentados consecutivos;
- c) a reação de ponta em função do deslocamento da ponta; e
- d) o atrito lateral médio em função do deslocamento médio ao longo do fuste.

Será apresentado também um estudo sobre a influência da excentricidade da instrumentação ao longo do fuste e da carga do topo das estacas.

Para os três últimos níveis de extensômetros (11,1m; 11,7m e ponta), a variação da carga axial foi linearizada através de regressão estatística, para homogeneização dos resultados. Para as estacas ômega 1 e 2, incluiu-se nesta

linearização a carga do topo, pois os extensômetros do nível 5,0m foram descartados.

5.2.2.1. ESTACAS ESCAVADAS

Nas Figuras 5.7 a 5.11 são apresentadas as curvas de transferência de carga ao longo da profundidade de todas as estacas escavadas, para os carregamentos lento e rápido. Observa-se, nestas figuras, que há uma tendência ao paralelismo, nas retas associadas aos cinco últimos estágios de carregamento, indicando o esgotamento do atrito lateral.

Apresentam-se nas Tabela 5.5 a 5.7 os valores de carga em cada nível instrumentado, obtidos na estaca escavada 1.

Tabela 5.5 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 1 (prova de carga lenta 1).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
80	43,5	7,2	2,4	0,0	0,0
240	145,4	24,0	8,1	0,0	0,0
320	208,4	36,1	13,5	2,3	0,7
400	268,4	48,2	19,3	4,6	1,2

* Valor extrapolado

Tabela 5.6 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 1 (prova de carga lenta 2)

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	50,3	8,3	2,8	0,0	0,0
180	117,8	19,5	6,6	0,0	0,0
300	198,3	34,8	13,3	2,4	0,8
420	268,7	47,2	18,4	3,6	0,9
480	315,2	53,7	21,6	4,2	0,9
540	354,9	62,7	24,4	4,8	0,9

* Valor extrapolado

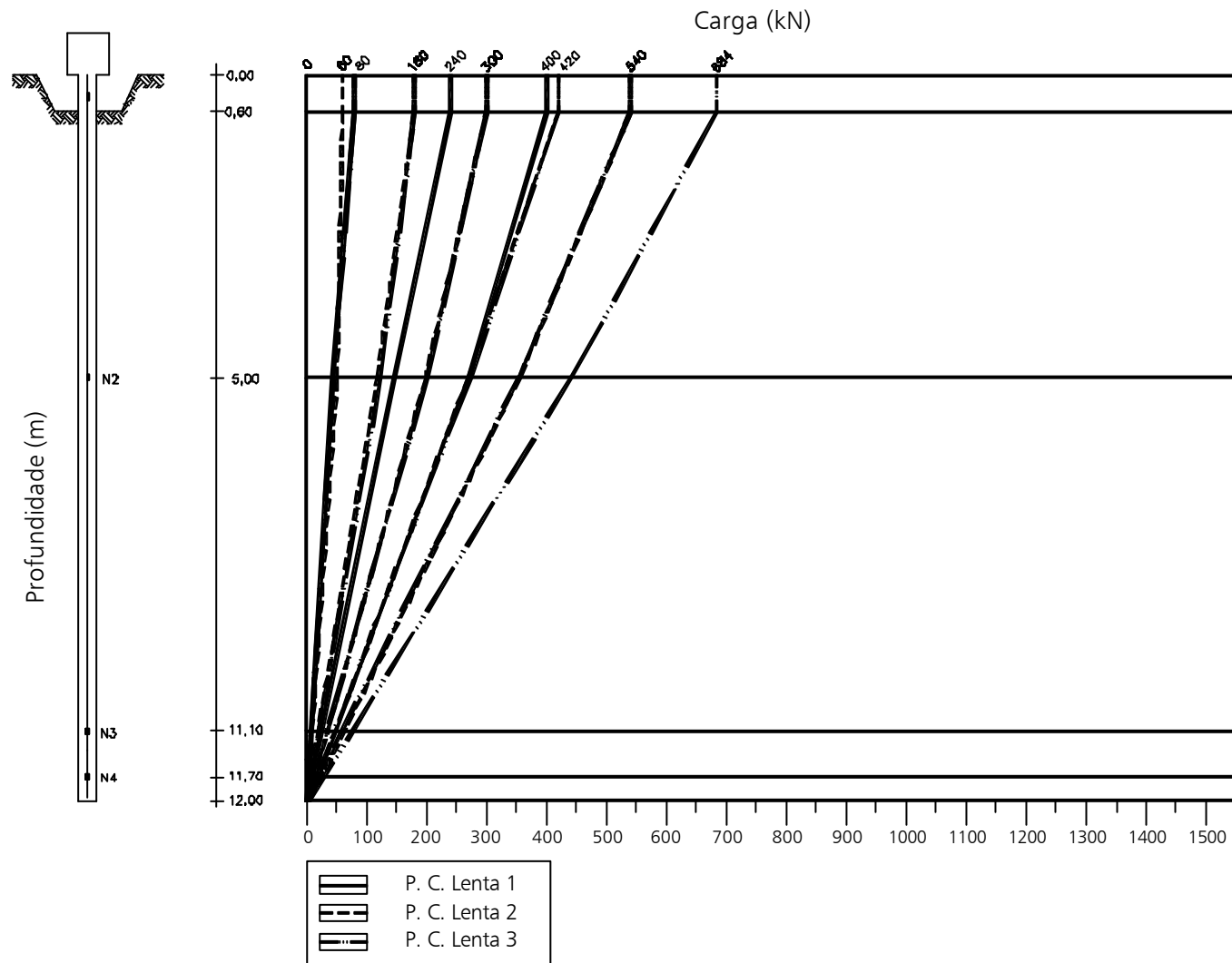


Figura 5.7 – Gráfico de transferência de carga - estaca escavada 1.

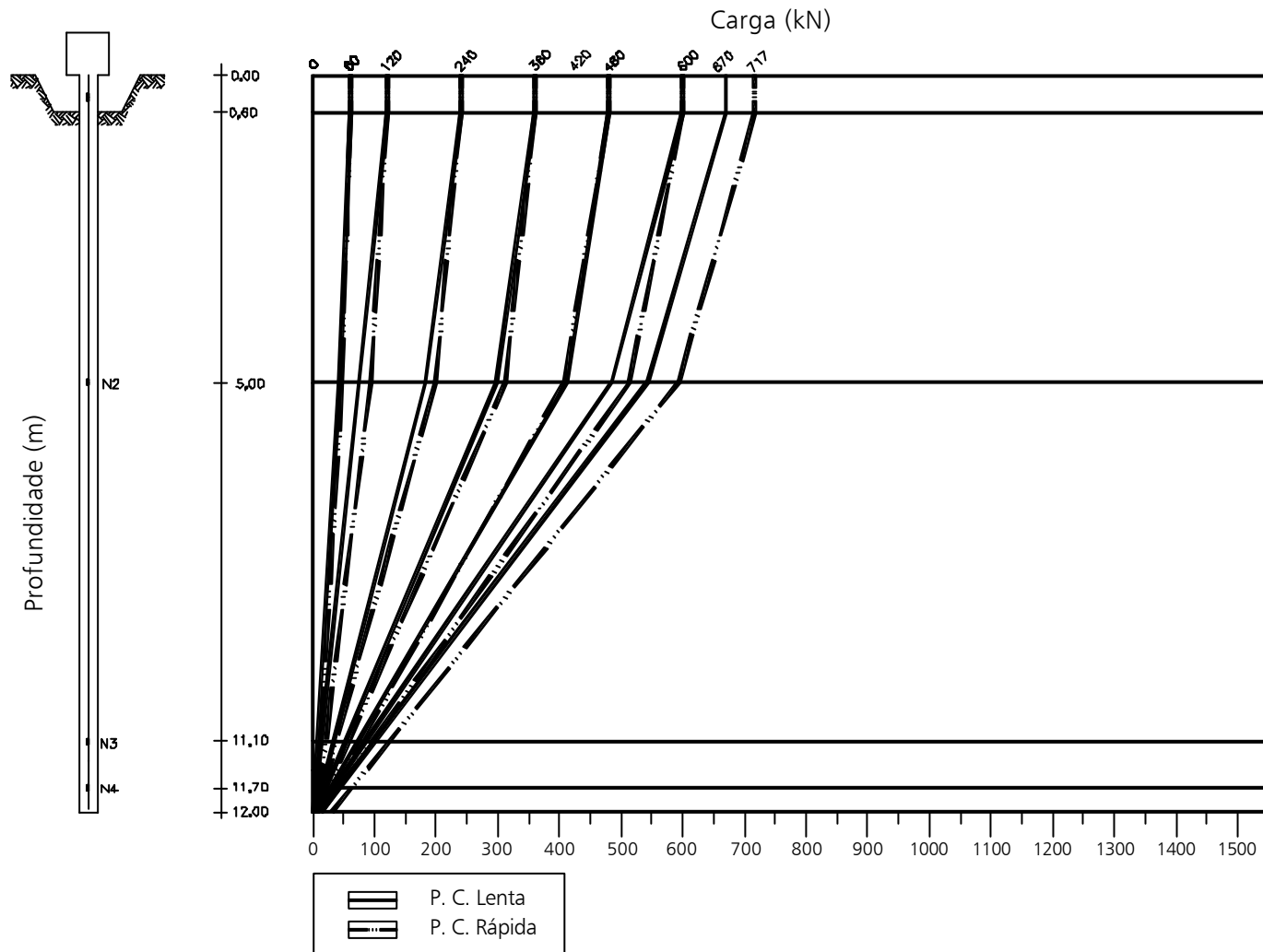


Figura 5.8 – Gráfico de transferência de carga - estaca escavada 2.

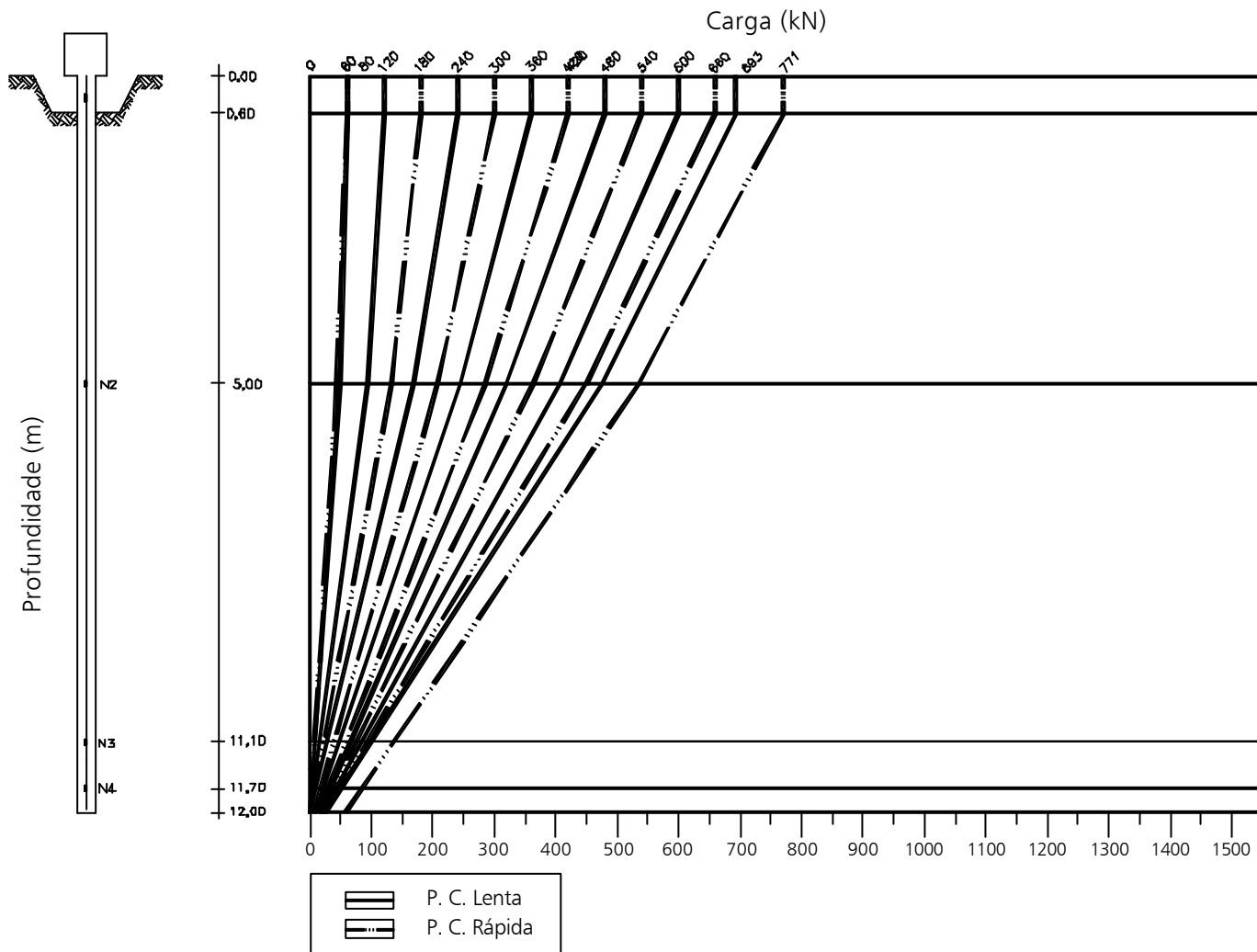


Figura 5.9 – Gráfico de transferência de carga - estaca escavada 3.

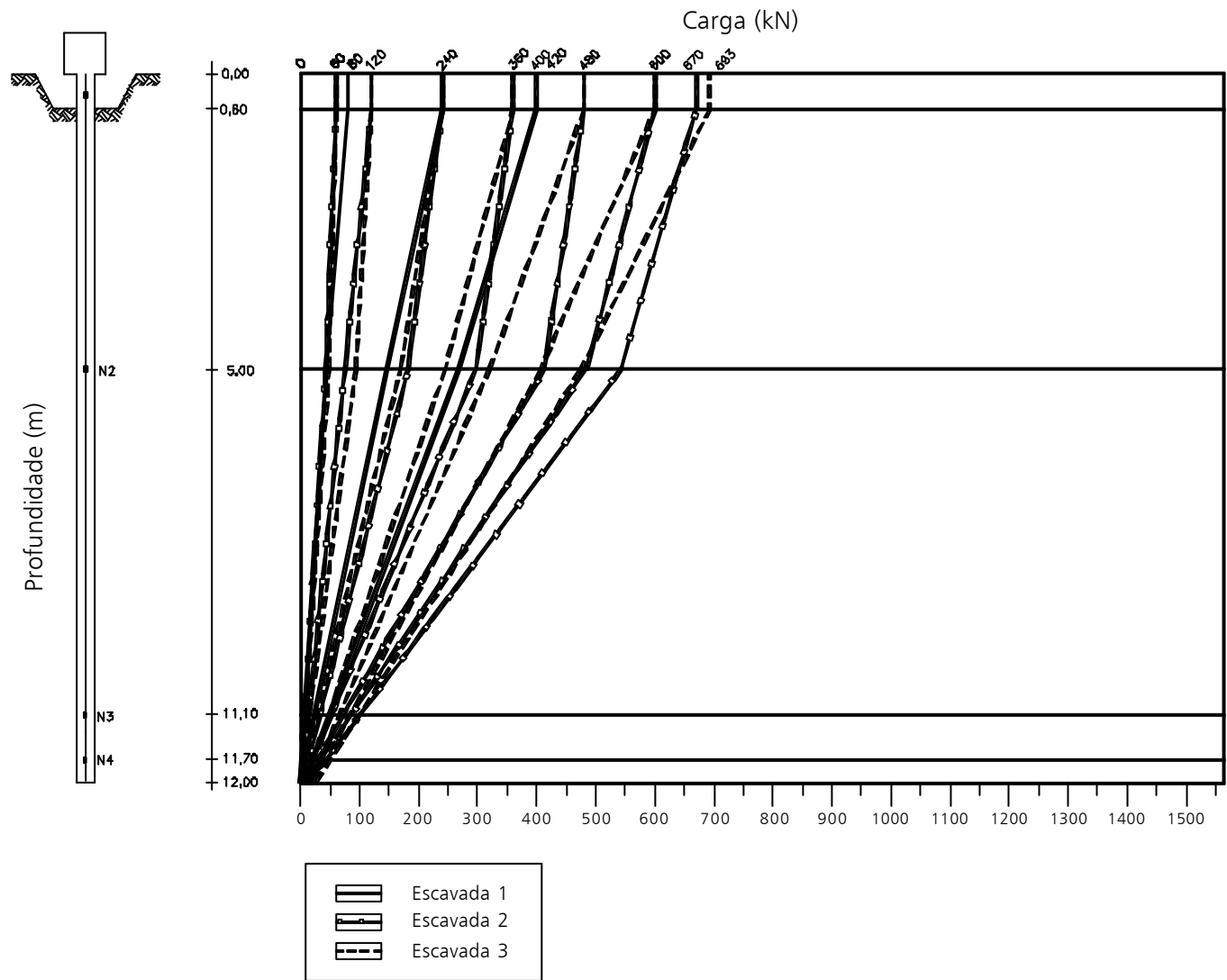


Figura 5.10 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga lentas.

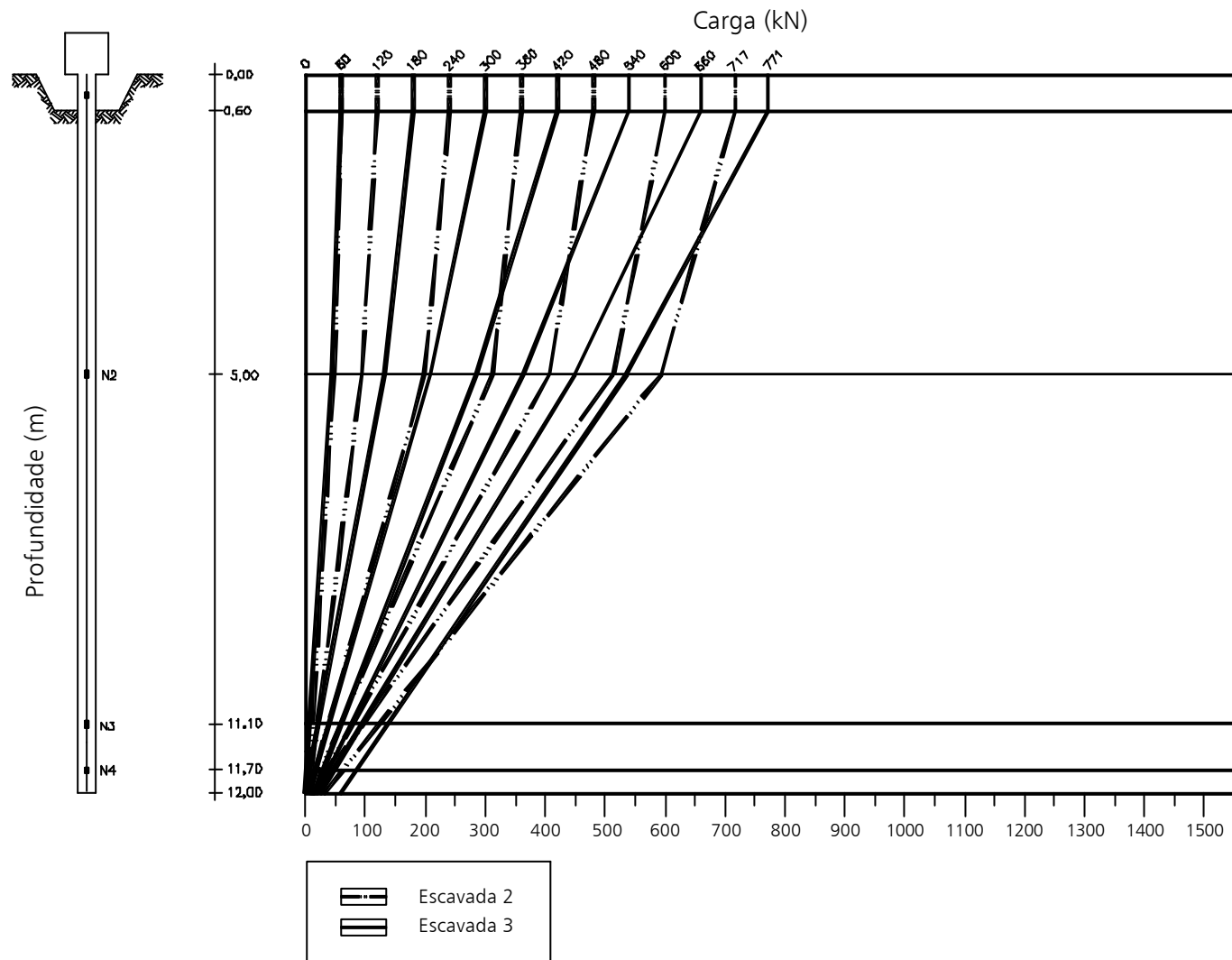


Figura 5.11 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga rápidas.

Tabela 5.7 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 1 (prova de carga lenta 3).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	44,2	7,3	2,5	0,0	0,0
180	123,1	20,4	6,9	0,0	0,0
300	200,7	34,1	12,2	1,0	0,3
420	273,0	46,0	16,2	2,1	0,5
540	353,3	59,2	20,6	2,5	0,5
600	390,1	64,8	22,4	2,8	0,5
684	441,6	75,9	27,9	3,4	0,5

* Valor extrapolado

Nas Tabelas 5.8 e 5.9, apresentam-se os valores de carga em cada nível instrumentado obtido na estaca escavada 2.

Tabela 5.8 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 2 (prova de carga lenta).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0	0,0
60	42,4	7,0	2,4	0	0,0
120	74,8	13,3	5,3	1,1	0,9
240	182,1	33,2	13,7	3,7	1,5
360	296,9	52,8	20,8	4,4	1,2
480	412,9	72,9	28,3	5,5	1,1
600	484,0	85,8	33,6	6,9	1,2
660	532,6	96,8	40,2	11,4	1,7
670	542,6	100,8	42,9	13,3	2,0

* Valor extrapolado

Tabela 5.9 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 2 (prova de carga rápida)

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	47,6	11,8	7,1	4,7	7,8
120	93,7	20,5	10,9	6	5,0
240	198,7	38,2	17,2	6,4	2,7
360	312,0	58,6	25,4	8,4	2,3
480	407,2	78,2	35,1	13,4	2,8
600	513,5	96,1	41,4	13,5	2,3
660	555,5	107,5	52,8	22,9	3,5
717	593,3	123,9	62,4	30,9	4,3

* Valor extrapolado

Nas Tabelas 5.10 e 5.11, apresentam-se os valores de carga em cada nível instrumentado obtido na estaca escavada 3.

Tabela 5.10 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 3 (prova de carga lenta)

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	48,0	7,9	2,7	0,0	0,0
120	93,6	15,5	5,2	0,0	0,0
240	169,1	28,0	9,5	0,0	0,0
360	244,7	47,6	21,8	8,6	2,4
480	320,3	65,8	32,5	15,4	3,2
600	406,7	83,9	41,6	19,9	3,3
660	443,9	95,2	47,0	23,5	3,6
693	475,1	99,5	50,2	25,1	3,6

* Valor extrapolado

Tabela 5.11 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca escavada 3 (prova de carga rápida).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	42,9	7,1	2,4	0,0	0,0
180	132,3	21,9	7,4	0,0	0,0
300	208,2	39,0	16,8	5,5	1,8
420	285,3	58,5	28,7	13,5	3,2
540	363,5	75,5	37,7	18,4	3,4
660	449,2	93,6	47,0	23,1	3,5
720	490,1	113,5	65,8	40,7	5,7
771	535,1	137,0	84,8	58,1	7,5

* Valor extrapolado

Analisando-se as Tabelas 5.5 a 5.11, verifica-se que maior parte da carga aplicada no topo foi absorvida pelo atrito lateral; os valores situaram em 98% em média nas provas de carga lentas e 94% nas provas de carga rápidas.

5.2.2.2.1. REAÇÃO DE PONTA – ESTACAS ESCAVADAS

Através da Figura 5.12 pode-se verificar que o limite para a reação de ponta nas provas de carga lenta deu-se com deslocamentos na ponta da ordem de 8,6mm, 17,4mm e 14,4mm; os valores de reação de ponta foram da ordem de 21kPa, 83kPa e 157kPa, para as estacas escavadas 1, 2 e 3, respectivamente.

Para a prova de carga rápida os valores limites se deram com deslocamentos da ordem de 1,4mm e 2,7mm; e reação de ponta de 193kPa e 363kPa, para estacas escavadas 2 e 3, respectivamente.

Verifica-se que, com deslocamentos médios de 13,5mm, no primeiro carregamento, e de 2,0mm, no segundo carregamento, a reação de ponta chegou ao seu limite de resistência. Observa-se na Figura 5.12, a ocorrência de um “salto” nos valores de carga de ponta do primeiro para o segundo ensaio, nas estacas escavadas 2 e 3. Este efeito pode estar associado à compactação do solo na ponta da estaca, ocorrido com o deslocamento das estacas ao fim do carregamento lento.

Segunda Lei de Cambefort - Estaca Escavada

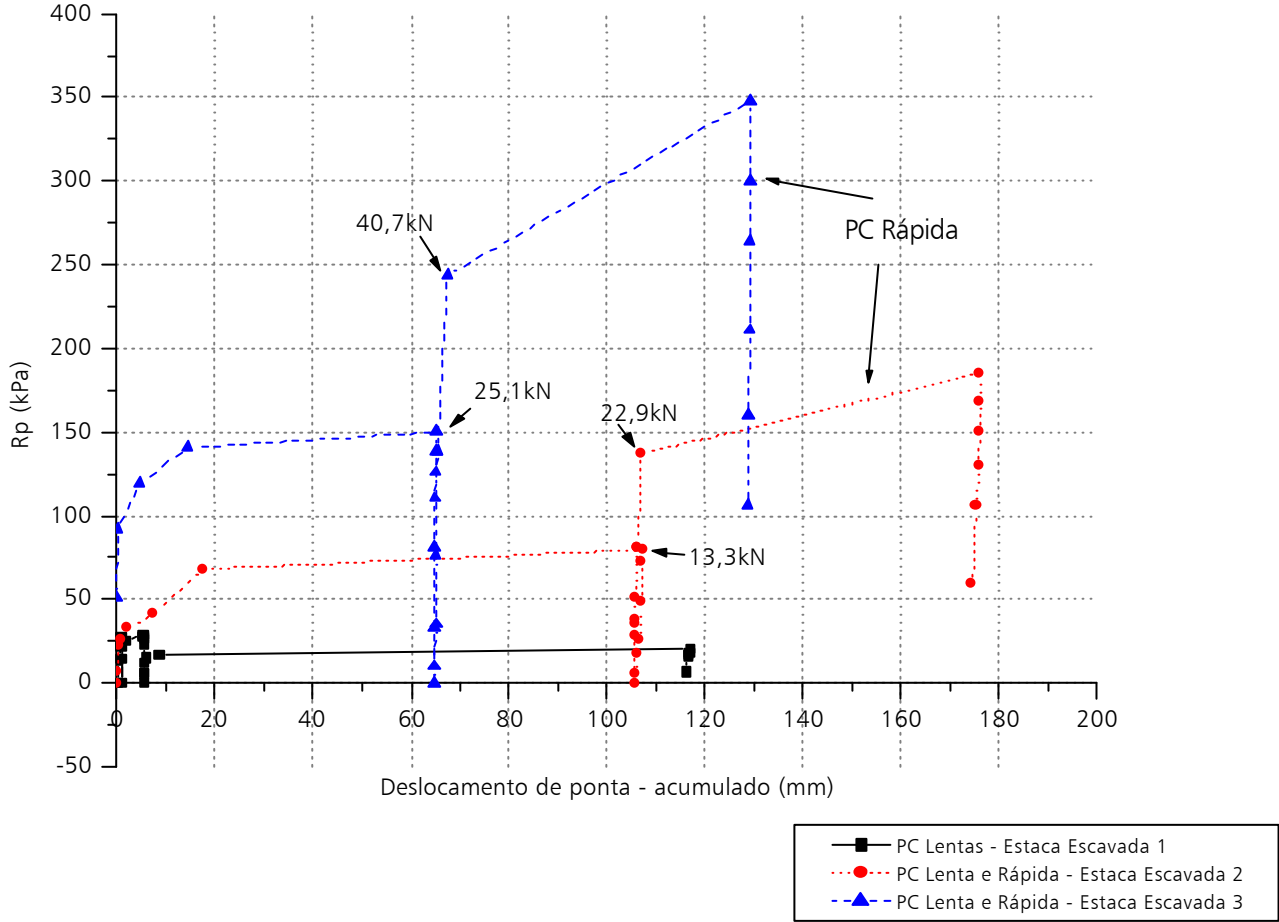


Figura 5.12 – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estaca escavada.

No entanto, para a estaca escavada 3, o aumento da reação de ponta, do primeiro para o segundo carregamento, não foi expressivo, pois a diferença foi da ordem de 15,6kN (Figura 5.12).

5.2.2.1.2. ATRITO LATERAL – ESTACAS ESCAVADAS

Observando-se a Figura 5.13 pode-se verificar que os valores de deslocamento no momento do esgotamento do atrito lateral unitário médio, obtidos no carregamento lento, foram da ordem de 3,5mm; 7,8mm e 4,8mm com valores de atrito de 42kPa, 40kPa e 41kPa, para as estacas escavadas 1, 2 e 3, respectivamente. Nos ensaios rápidos os deslocamentos foram da ordem de 1,7mm e 1,0mm e atrito lateral de 42kPa e 44kPa, para estacas 2 e 3, respectivamente. Observa-se que com pequenos deslocamentos atingiu-se o esgotamento do atrito lateral unitário nos ensaios rápidos. É possível verificar, na Figura 5.13, que os valores de atrito nos ensaios rápidos foram superiores aos ensaios lentos.

Apresentam-se nas Figuras 5.16 a 5.22 os gráficos de distribuição do atrito lateral em profundidade. Verifica-se que o atrito do segundo trecho das estacas (5 – 12m) foi superior ao do primeiro trecho; esta ocorrência está associada principalmente ao fato do solo na segunda camada ser mais resistente que o da primeira.

Pode-se observar, através das Tabelas 5.12 e 5.13, que houve diferença entre os valores de atrito lateral entre as estacas, quando se compara cada trecho. Este fato pode estar associado à heterogeneidade existente no subsolo, que pode ser observada na variação dos valores de N_{SPT} ao longo da profundidade (Figura 3.3) e nos valores de q_c e f_s (Figuras 3.4 e 3.5).

Primeira Lei de Cambefort - Estaca Escavada - Atrito Médio

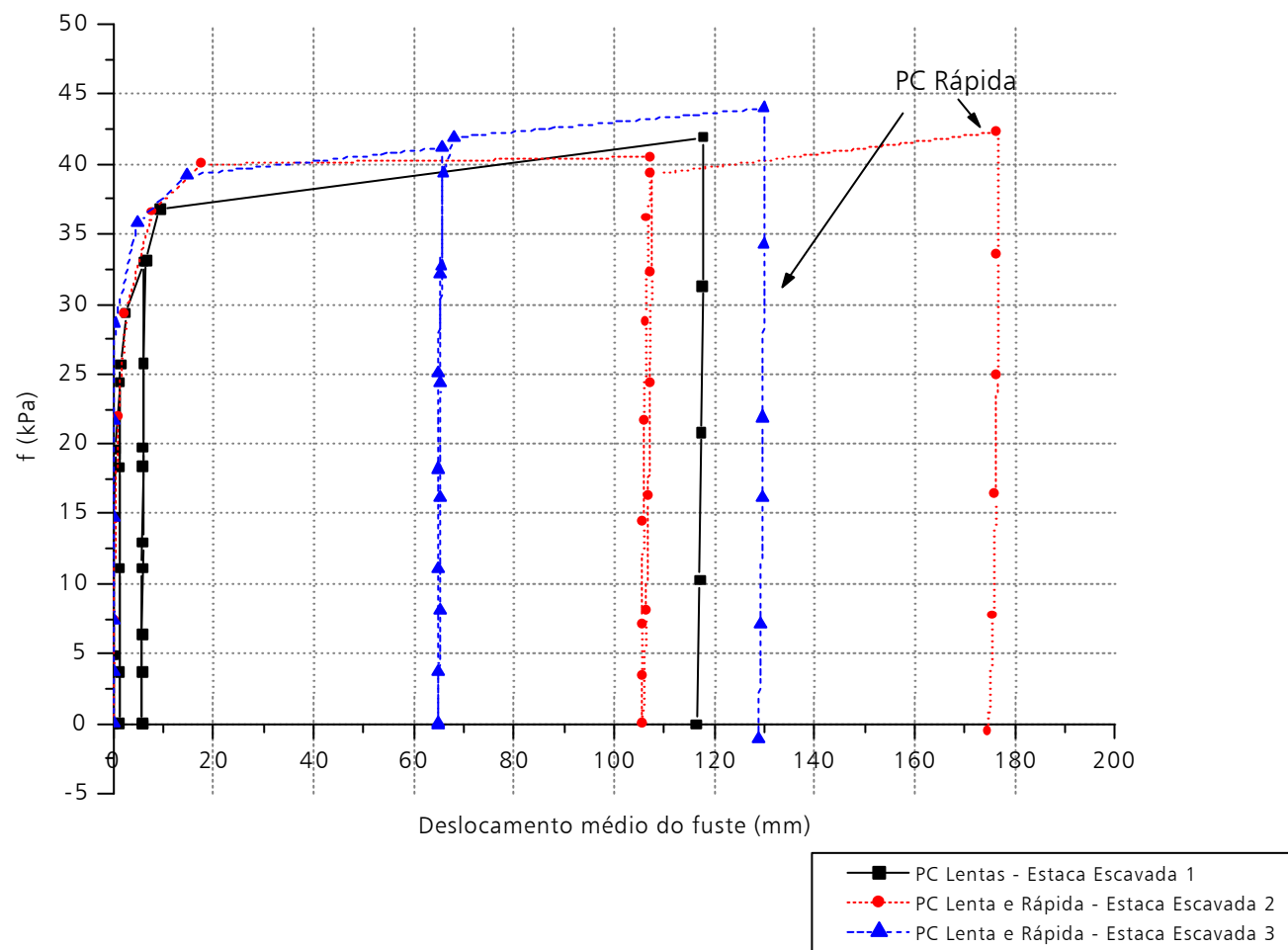


Figura 5.13 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estacas escavadas.

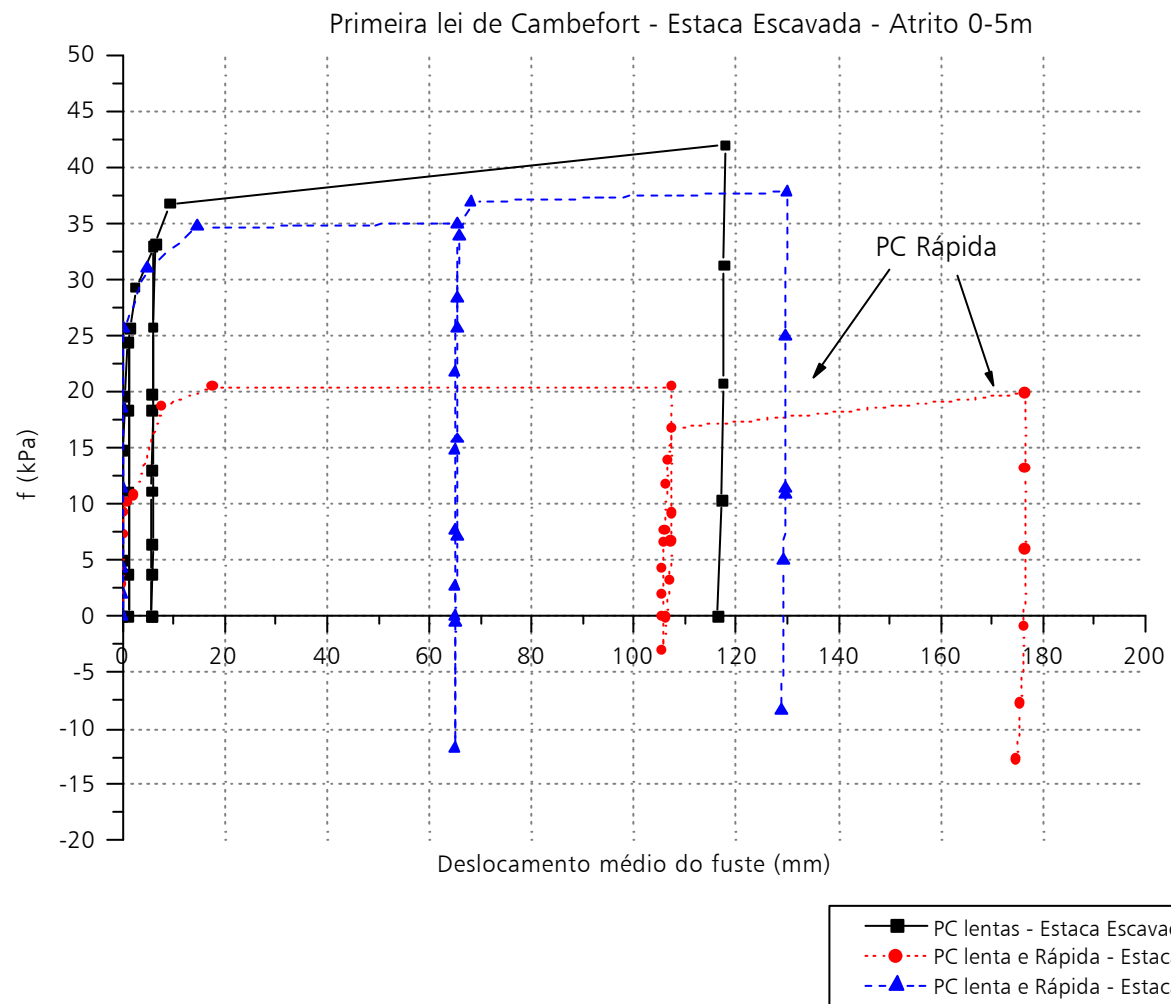


Figura 5.14 – Atrito lateral unitário no trecho de 0-5m em função deslocamento médio do fuste – estacas escavadas.

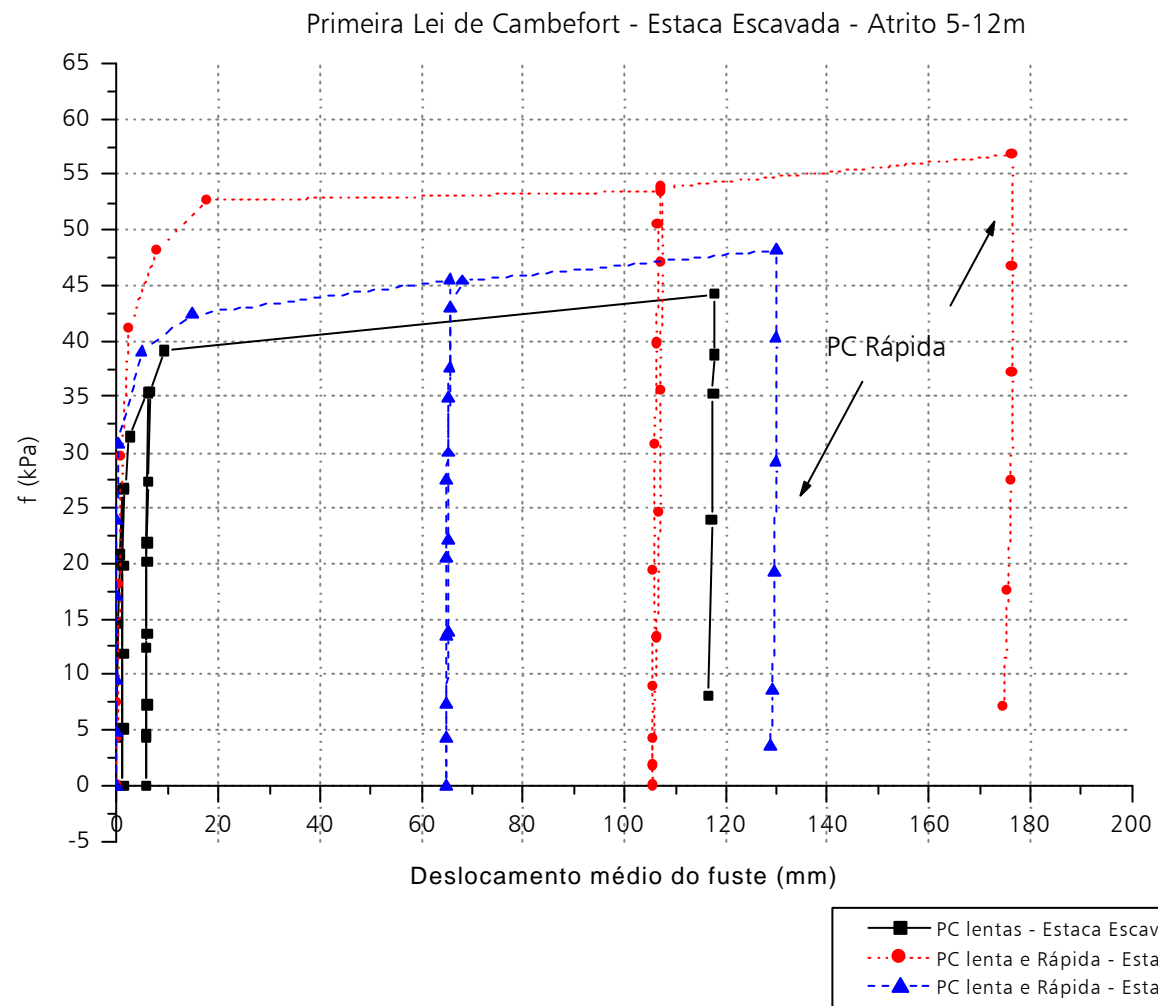


Figura 5.15 – Atrito lateral unitário no trecho 5-12m em função deslocamento médio do fuste – estacas escavadas.

Tabela 5.12 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios lentos – estacas escavadas.

Estaca	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)	
	0 – 5m	5 – 12m
Escavada 1	39,0	44,3
Escavada 2	20,5	53,5
Escavada 3	35,0	45,5
Média	31,5	47,8

Tabela 5.13 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios rápidos – estacas escavadas.

Estaca	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)	
	0 – 5m	5 – 12m
Escavada 1	----	----
Escavada 2	19,9	56,8
Escavada 3	37,9	48,2
Média	28,9	52,5

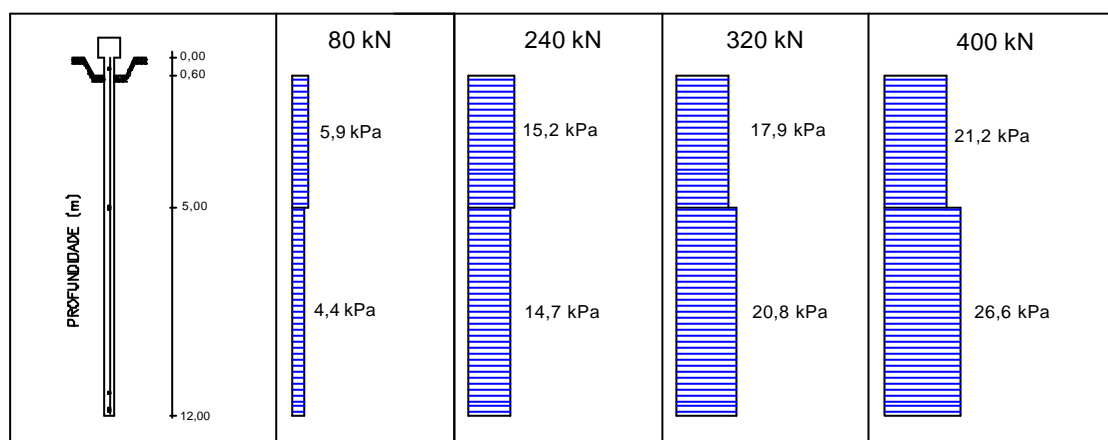


Figura 5.16 – Atrito lateral – escavada 1 – 1ª PC lenta.

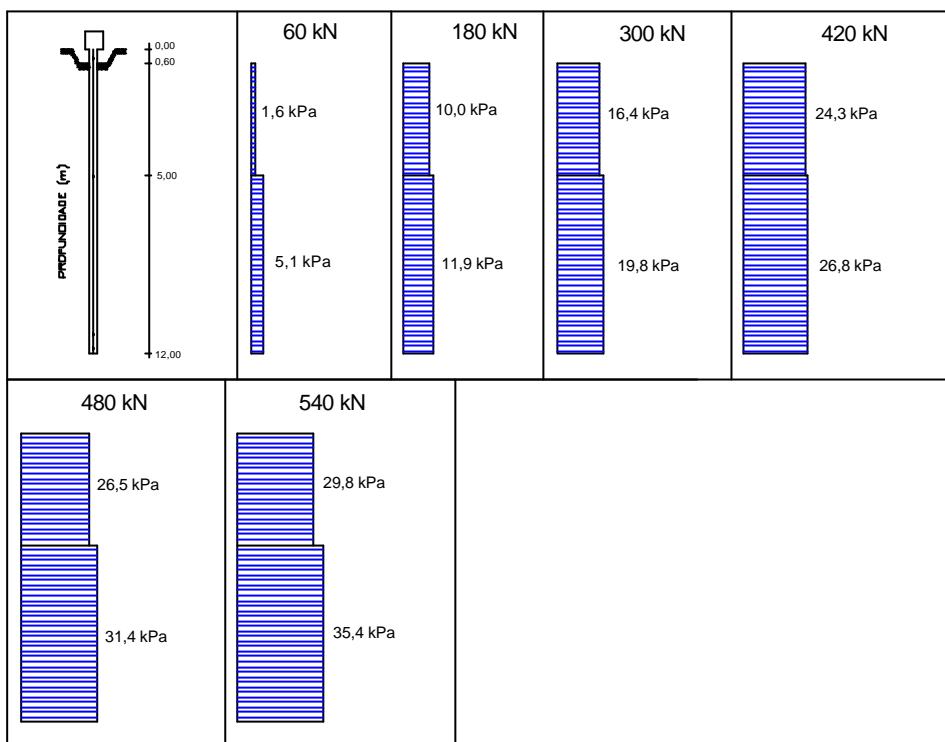


Figura 5.17 – Atrito lateral – escavada 1 – 2ª PC lenta.

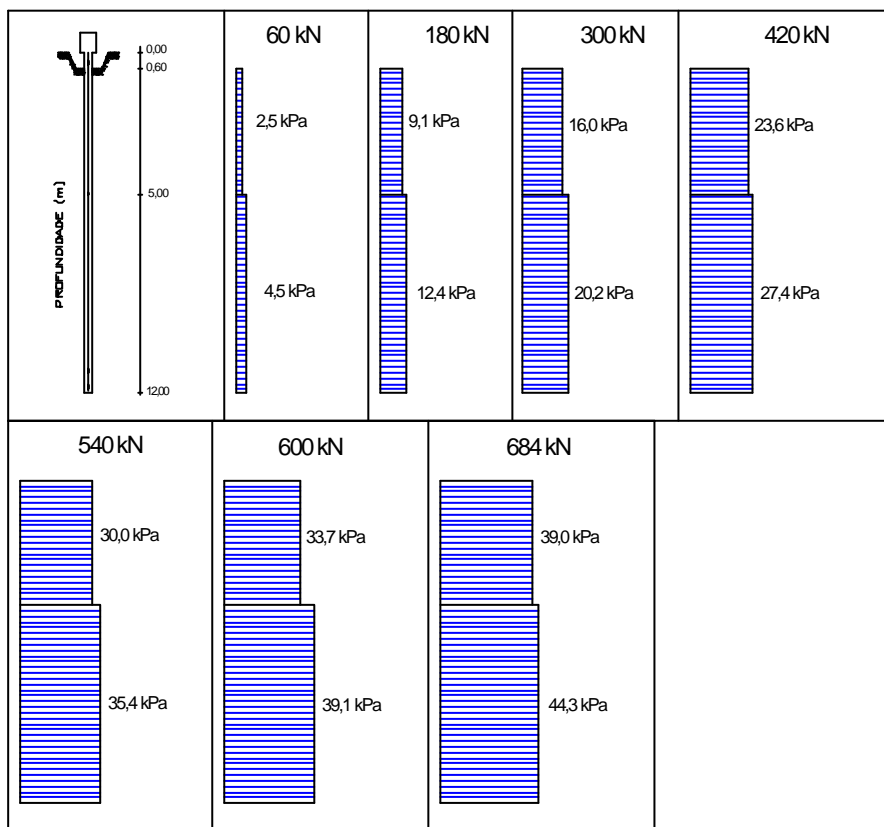


Figura 5.18 – Atrito lateral – escavada 1 – 3ª PC lenta.

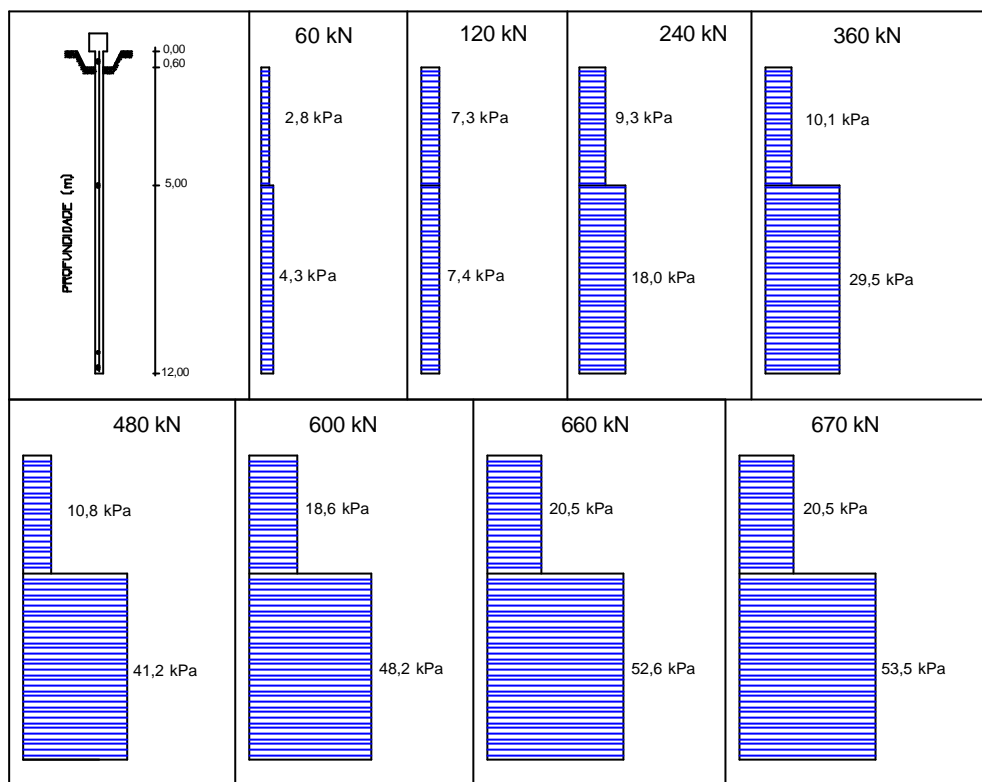


Figura 5.19 – Atrito lateral – escavada 2 – PC lenta.

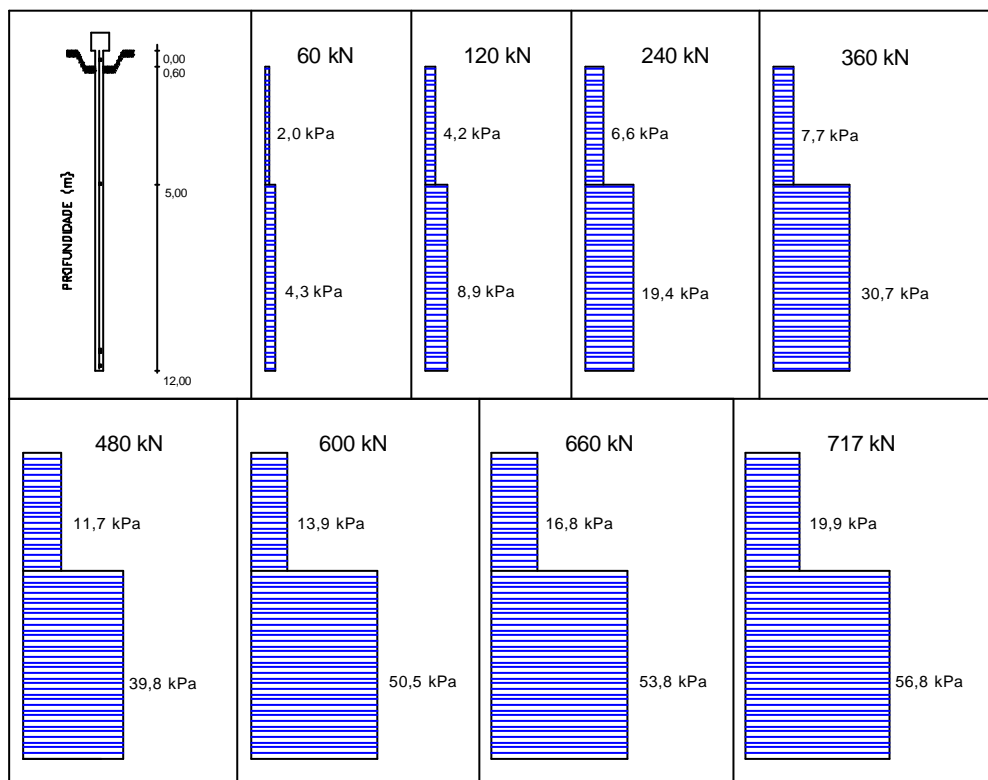


Figura 5.20 – Atrito lateral – escavada 2 – PC rápida.

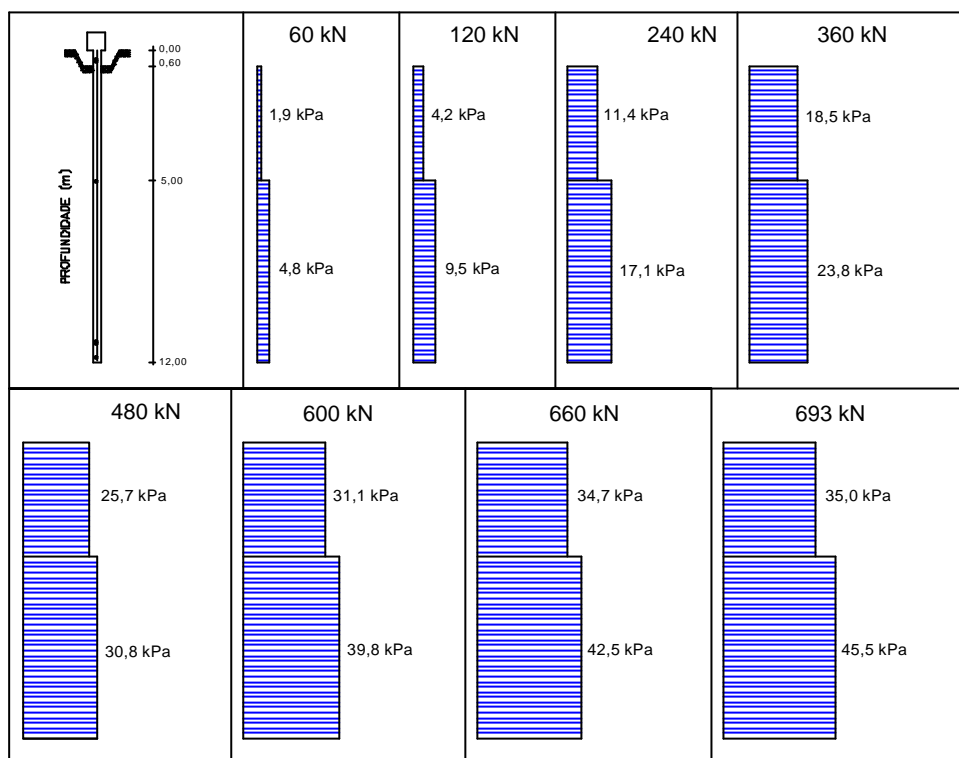


Figura 5.21 – Atrito lateral – escavada 3 – PC lenta.

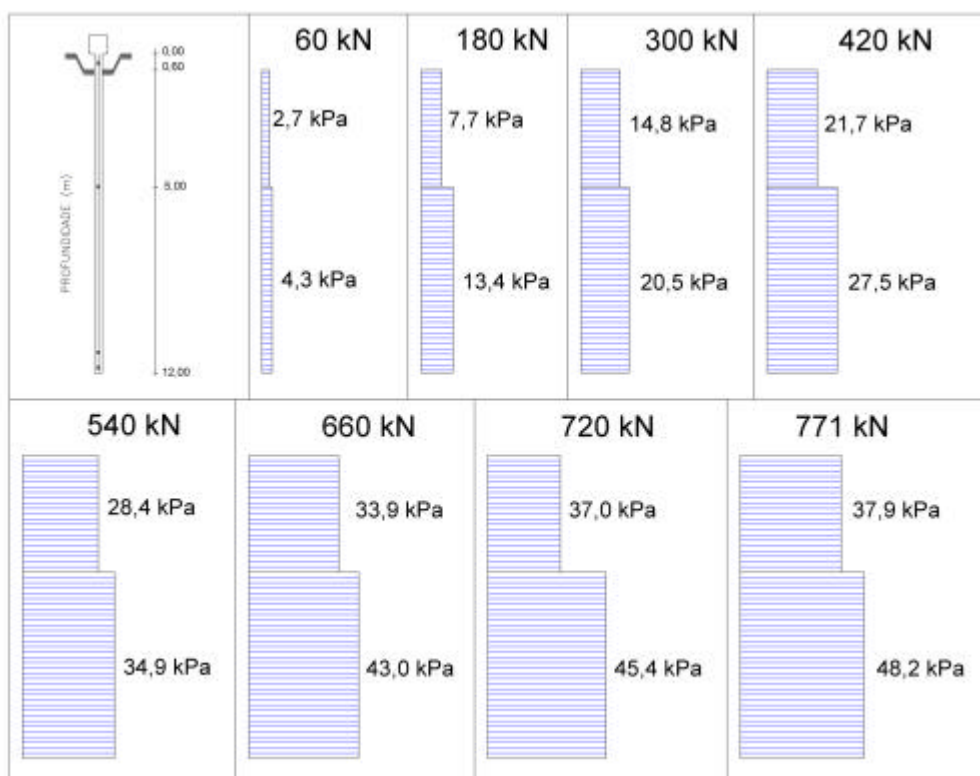


Figura 5.22 – Atrito lateral – escavada 3 – PC rápida.

5.2.2.2. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Nas Figuras 5.23 a 5.27 apresentam-se os gráficos de transferência de carga nos ensaios lentos e rápidos. São mostrados nas Tabelas: 5.16 a 5.21, os valores de carga em cada nível instrumentado e as porcentagens de carga na ponta; na Figura 5.28, o gráfico de variação da reação de ponta x deslocamento de ponta; e, nas Figuras 5.29, 5.30 e 5.31, os gráficos do atrito lateral unitário médio, nos trechos 0 a 5m e 5 a 12m, em função do deslocamento médio da estaca.

Nas Figuras 5.32 a 5.37 os gráficos de distribuição de atrito lateral nos ensaios rápidos e lentos para as estacas hélice contínua 1, 2 e 3. Observa-se que os valores de atrito foram superiores na primeira camada de solo do que na segunda, o que não era esperado pois o solo da primeira camada tem menor resistência. Este fenômeno provavelmente está associado ao abaulamento observado neste tipo de estaca após sua extração do subsolo, conforme pode-se observar na Foto 4.19. Este assunto será tratado no item 5.5.1.3.5.

Nas Tabelas 5.14 e 5.15, são apresentados os valores de atrito lateral na ruptura obtidos nos carregamentos lentos e rápidos para as três estacas hélice contínua. Como foi observado para as estacas escavadas, neste tipo de estaca também houve diferenças nos valores de atrito quando se comparam as estacas entre si.

Tabela 5.14 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios lentos – estacas hélice contínua.

Estaca	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)	
	0 – 5m	5 – 12m
Hélice Contínua 1	80,4	47,1
Hélice Contínua 2	79,5	52,8
Hélice Contínua 3	68,5	36,3
Média	76,1	45,4

Tabela 5.15 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios rápidos – estacas hélice contínua.

Estaca	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)	
	0 – 5m	5 – 12m
Hélice Contínua 1	68,1	41,7
Hélice Contínua 2	72,0	51,4
Hélice Contínua 3	65,0	34,8
Média	68,4	42,6

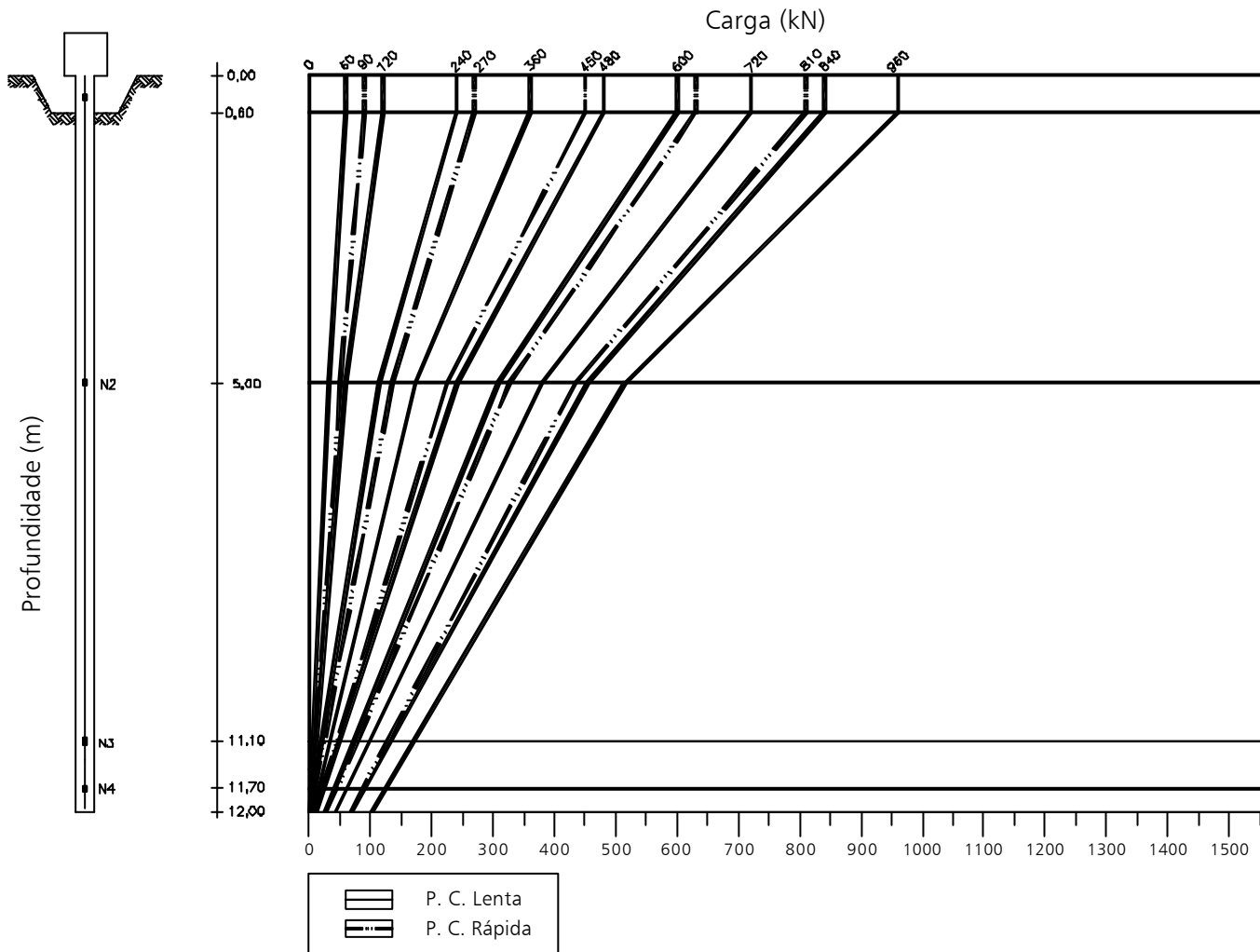


Figura 5.23 – Gráfico de transferência de carga - estaca hélice contínua 1.

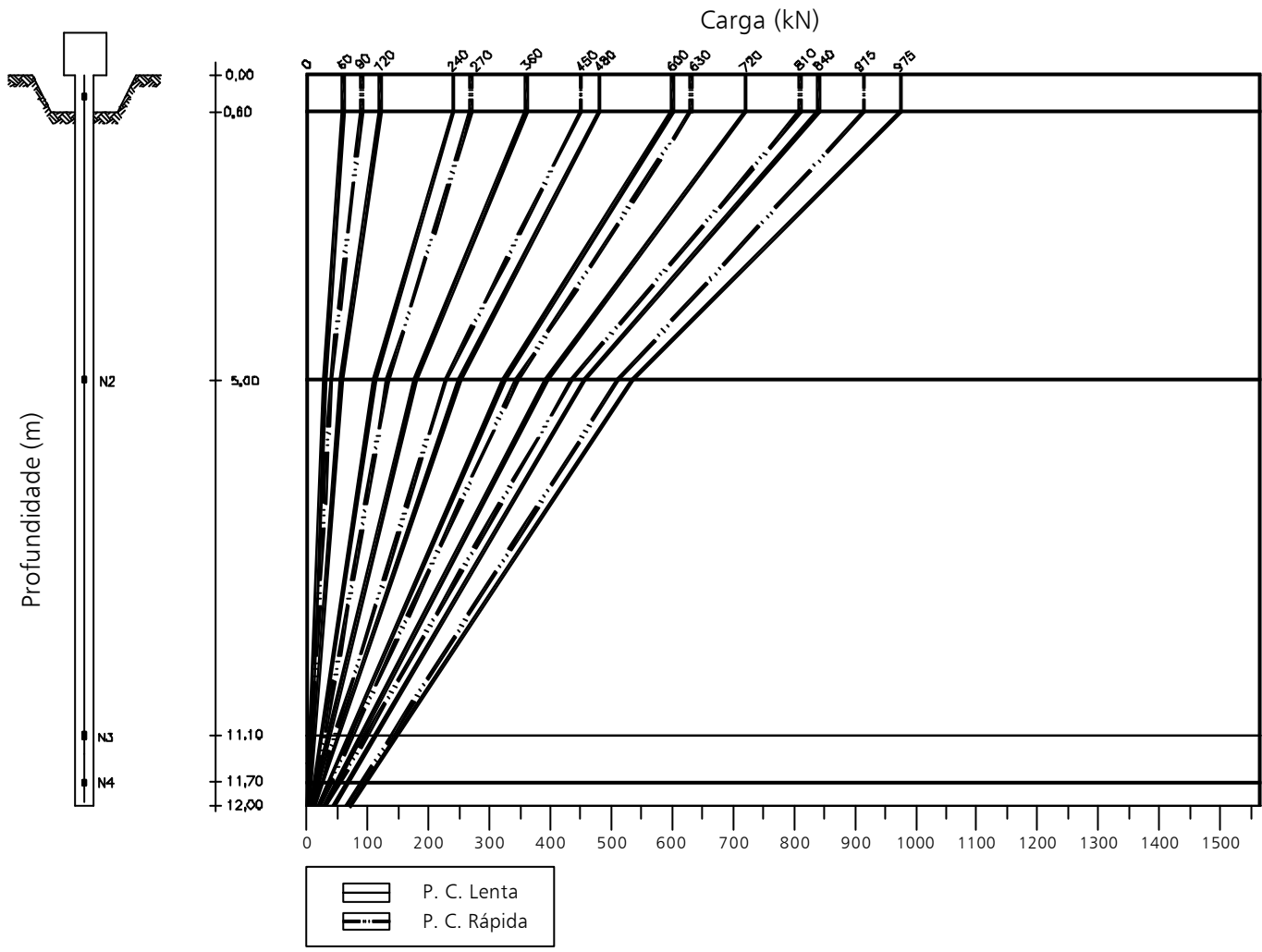


Figura 5.24 – Gráfico de transferência de carga - estaca hélice contínua 2.

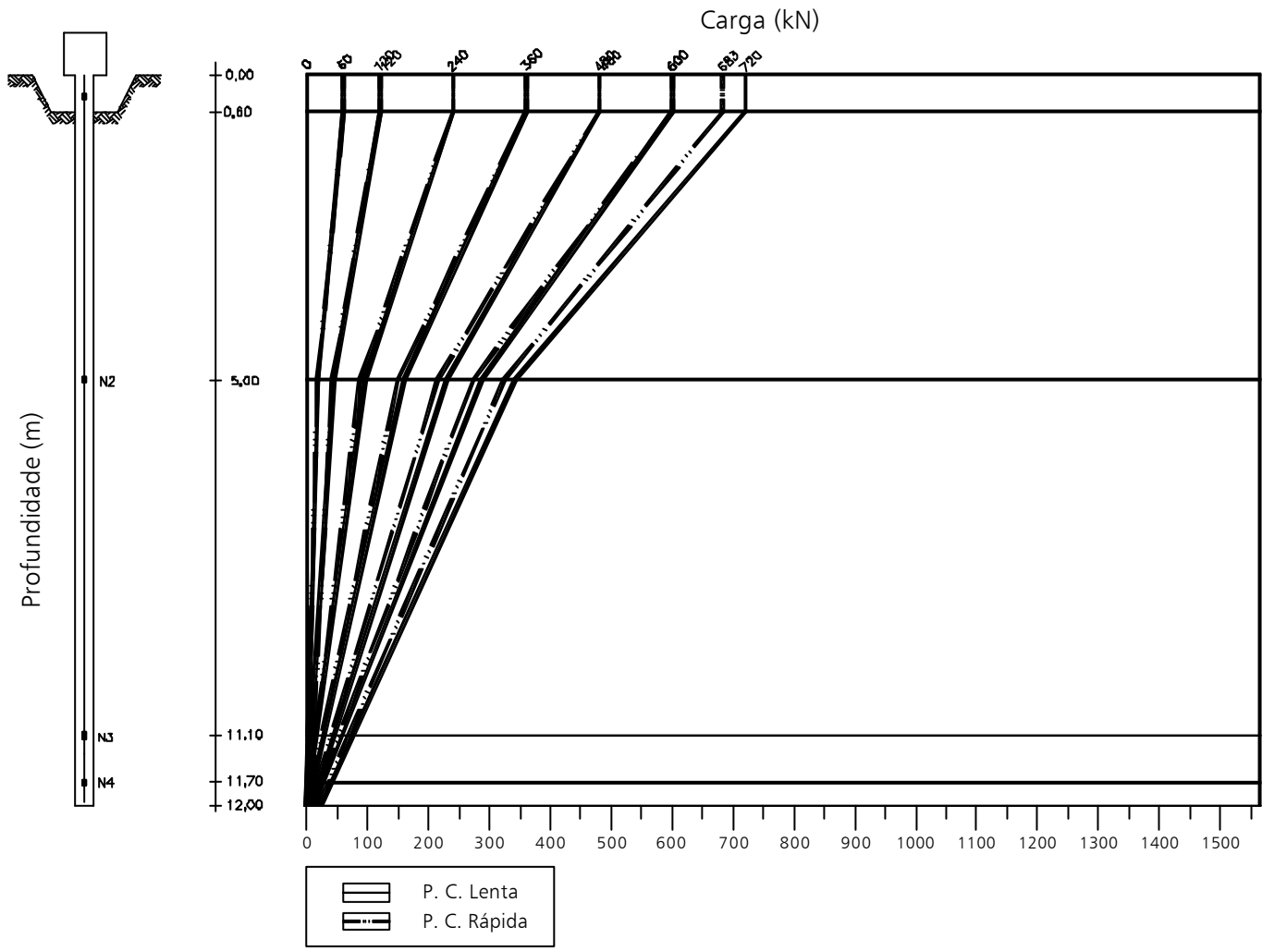


Figura 5.25 – Gráfico de transferência de carga - estaca hélice contínua 3.

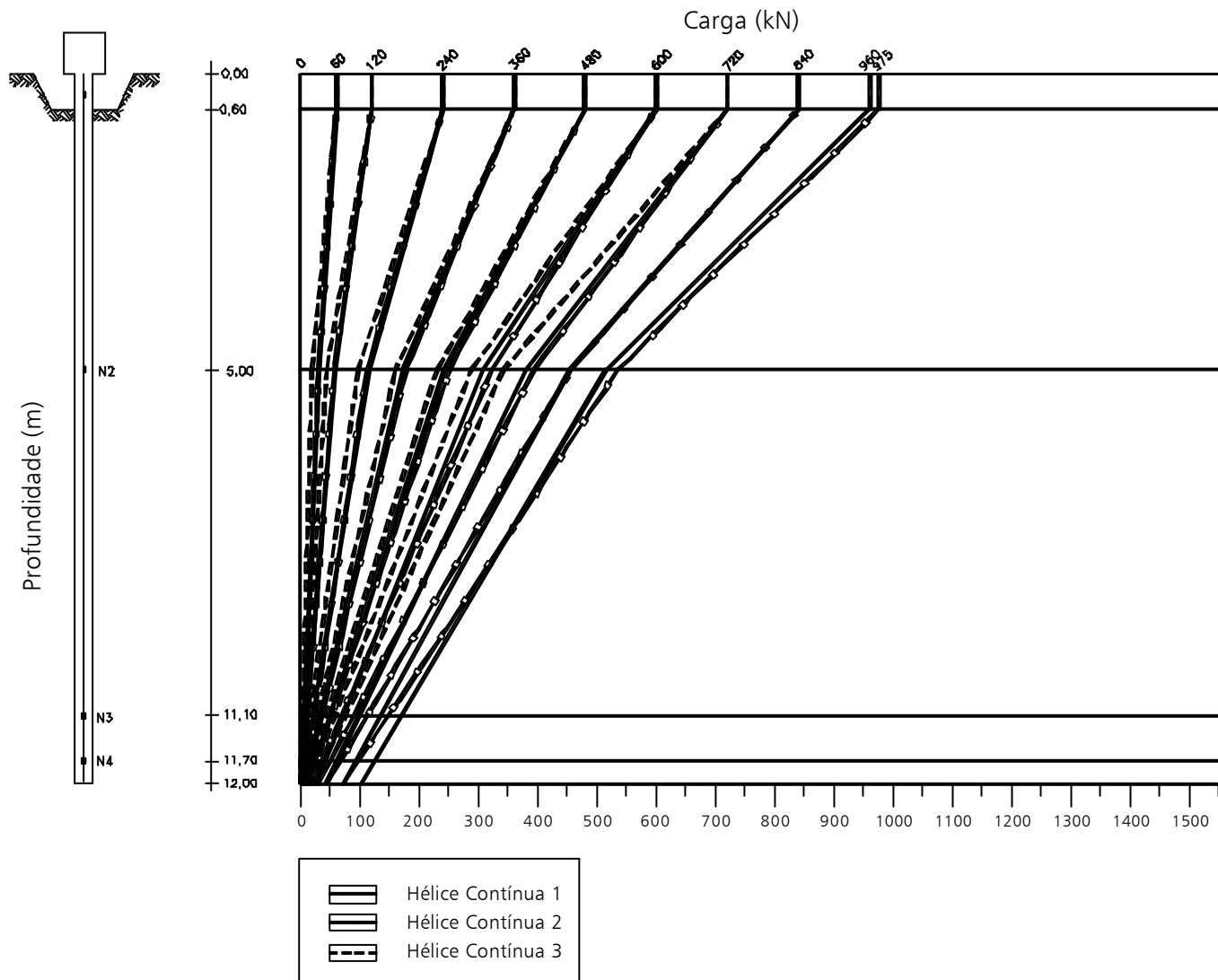


Figura 5.26 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga lentas.

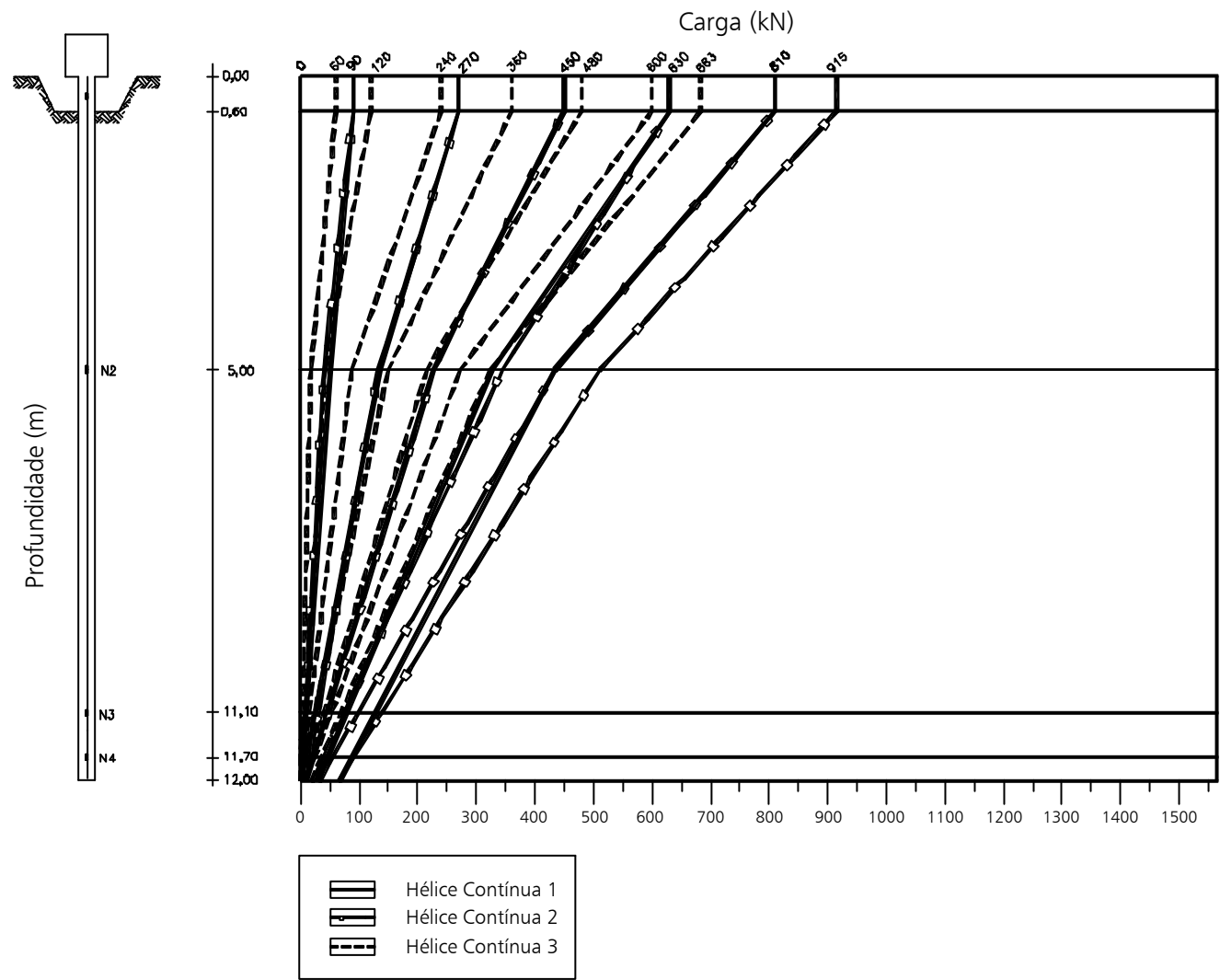


Figura 5.27 – Gráfico de transferência de carga – provas de carga rápidas.

Tabela 5.16 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 1 (prova de carga lenta).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	32,0	5,7	2,3	0,5	0,8
120	59,3	10,9	4,5	1,3	1,1
240	115,1	20,6	8,2	1,9	0,8
360	173,3	33,9	15,6	6,3	1,8
480	242,1	48,7	23,4	10,4	2,2
600	308,6	72,7	41,8	26,0	4,3
720	380,9	98,8	61,8	42,9	6,0
840	454,5	134,3	92,4	70,9	8,4
900	478,3	151,8	108,9	85,7	9,5
960	516,0	170,3	125,0	101,8	10,6

* Valor extrapolado

Tabela 5.17 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 1 (prova de carga rápida).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
90	51,2	9,2	3,8	0,9	1,0
270	135,4	24,3	9,7	2,3	0,9
450	225,1	44,6	20,9	8,8	2,0
630	327,5	77,9	45,2	28,4	4,5
720	380,7	104,8	67,9	49,1	6,8
810	434,3	128,0	87,9	67,3	8,3

* Valor extrapolado

Tabela 5.18 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 2 (prova de carga lenta).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	29,7	6,7	3,7	2,2	3,7
120	56,0	12,3	6,6	3,7	3,1
240	112,0	23,7	12,1	6,2	2,6
360	178,3	36,4	17,8	8,3	2,3
480	251,4	51,7	25,6	12,2	2,5
600	323,4	68,9	35,6	18,5	3,1
720	394,2	89,8	49,9	29,5	4,1
840	452,1	112,4	67,3	44,3	5,3
900	469,9	132,7	84,1	59,4	6,6
975	536,0	147,9	97,1	71,0	7,3

* Valor extrapolado

Tabela 5.19 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 2 (prova de carga rápida).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
90	44,6	8,2	4,1	1,9	2,1
270	140,6	29,7	16,1	9,2	3,4
450	241,1	47,1	23,4	11,2	2,5
630	345,1	75,9	39,7	21,6	3,4
810	451,4	98,5	54,3	31,7	3,9
900	504,0	129,1	82,5	60,7	6,7
915	517,7	138,9	90,1	65,1	7,1

* Valor extrapolado

Tabela 5.20 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 3 (prova de carga lenta).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	18,8	2,2	0,7	0,0	0,0
120	43,8	5,9	2,2	0,0	0,0
240	97,0	16,1	5,5	0,0	0,0
360	159,7	28,6	11,4	2,6	0,7
480	230,1	44,9	20,6	8,2	1,7
600	288,0	58,1	28,0	12,6	2,1
660	317,0	66,5	34,3	17,9	2,7
720	342,0	76,1	41,2	23,0	3,2

* Valor extrapolado

Tabela 5.21 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca hélice contínua 3 (prova de carga rápida).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	17,4	2,9	1,0	0,0	0,0
120	41,4	6,8	2,3	0,0	0,0
240	87,4	14,5	4,9	0,0	0,0
360	149,6	24,7	8,4	0,0	0,0
480	215,3	39,9	16,9	0,0	0,0
600	273,4	53,1	24,2	9,4	1,6
660	302,7	51,7	32,8	13,0	2,0
683	324,4	68,7	35,1	18,0	2,6

* Valor extrapolado

Analisando-se as Tabelas 5.16 a 5.21, verifica-se que as estacas hélice contínua absorveram a maior parte da carga por atrito lateral, ficando esta parcela, em média, 93% para o primeiro carregamento e, 94% para o segundo carregamento.

5.2.2.2.1. REAÇÃO DE PONTA – ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Os deslocamentos responsáveis pelos limites da reação de ponta, para este tipo de estaca, nos ensaios lentos, foram da ordem de 7,3mm para a estaca hélice 1; 6,5mm para a hélice 2 e 3,5mm para hélice 3. A reação de ponta foi da ordem

de 760kPa, 530kPa e 182kPa, respectivamente. Nota-se neste caso a significativa diferença destes valores (Figura 5.28). Nos ensaios rápidos, estes valores foram da ordem de 2,1; 2,6 e 1,0mm para o deslocamento de ponta e, para a reação de ponta de 502kPa, 497kPa e 134kPa, para as estacas hélice 1, 2 e 3, respectivamente. Nota-se uma redução do valor do deslocamento da ponta para se atingir o limite da reação de ponta nos segundos carregamentos. Os valores de reação de ponta obtidos nos segundos carregamentos foram inferiores aos fornecidos pelo primeiros ensaio, por razões que serão apresentadas mais adiante.

5.2.2.2.2. ATRITO LATERAL – ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

Os valores de atrito lateral unitário médio, obtidos nas três estacas, nas provas de carga lentas foram de 60kPa, 63kPa e 49kPa, para as estacas 1, 2 e 3, com deslocamentos da ordem de 7,8mm; 7,0mm e 3,9mm, respectivamente. Pode-se observar, na Figura 5.29, que o esgotamento do atrito lateral deu-se com baixos valores de deslocamento e que os valores de atrito se situaram próximos nas duas primeiras estacas. Nos ensaios rápidos, os valores de atrito tiveram uma pequena redução, apresentando valores de 52kPa, 59kPa e 46kPa, e deslocamentos da ordem de 2,5mm; 3,1mm e 1,7mm, para as estacas 1, 2 e 3, respectivamente.

No trecho de 0 – 5m, o atrito lateral unitário máximo foi cerca de 80kPa, 80kPa e 69kPa, nos ensaios lentos, e 68kPa, 72kPa e 65kPa, nos ensaios rápidos, para as estacas 1, 2 e 3, respectivamente (Figura 5.30).

Com relação ao trecho de 5 – 12m, obtiveram-se valores da ordem de 47kPa, 53kPa e 36kPa, nos ensaios lentos, e 42kPa, 51kPa e 35kPa nos ensaios rápidos (Figura 5.31).

Observa-se que nos segundos carregamentos, os deslocamentos necessários para o esgotamento do atrito lateral unitário foi por volta de 50% inferior ao obtido nos primeiros ensaios (Figuras 5.29 a 5.31).

Segunda lei de Cambefort - Estaca Hélice Contínua

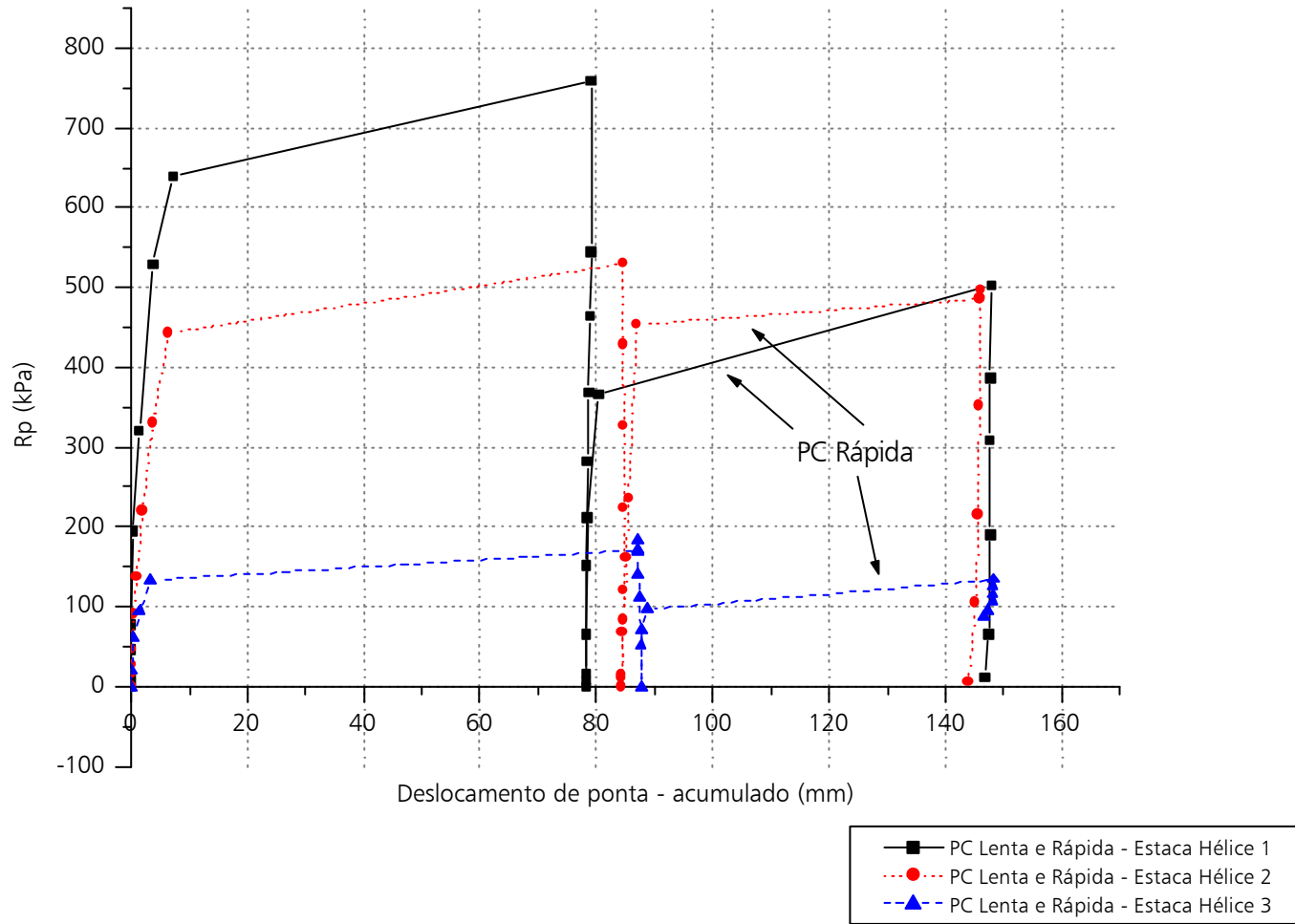


Figura 5.28 – Gráfico de reação de ponta x deslocamento acumulado da ponta – estacas hélice contínua.

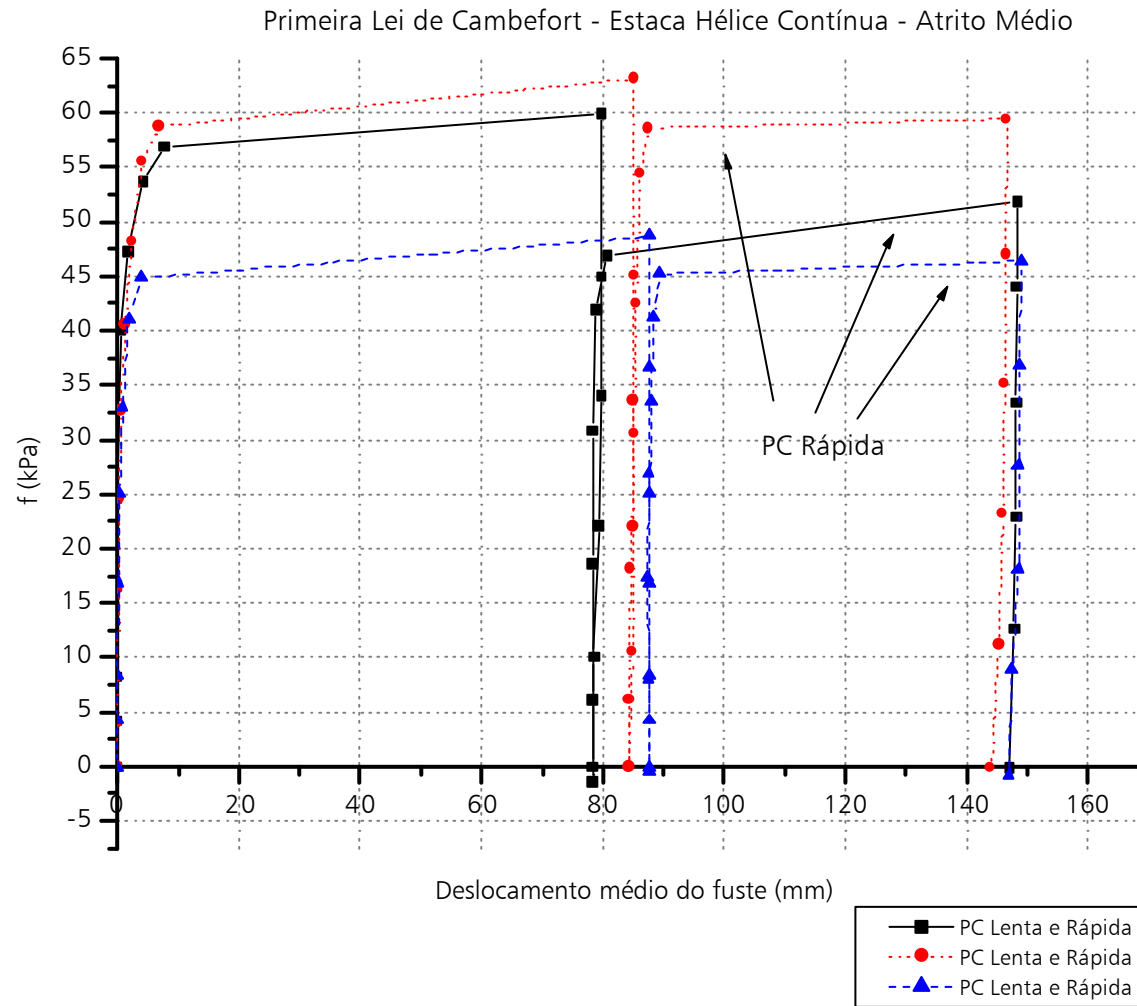


Figura 5.29 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estacas hélice contínua.

Primeira Lei de Cambeport - Estaca Hélice Contínua - Atrito 0 - 5m

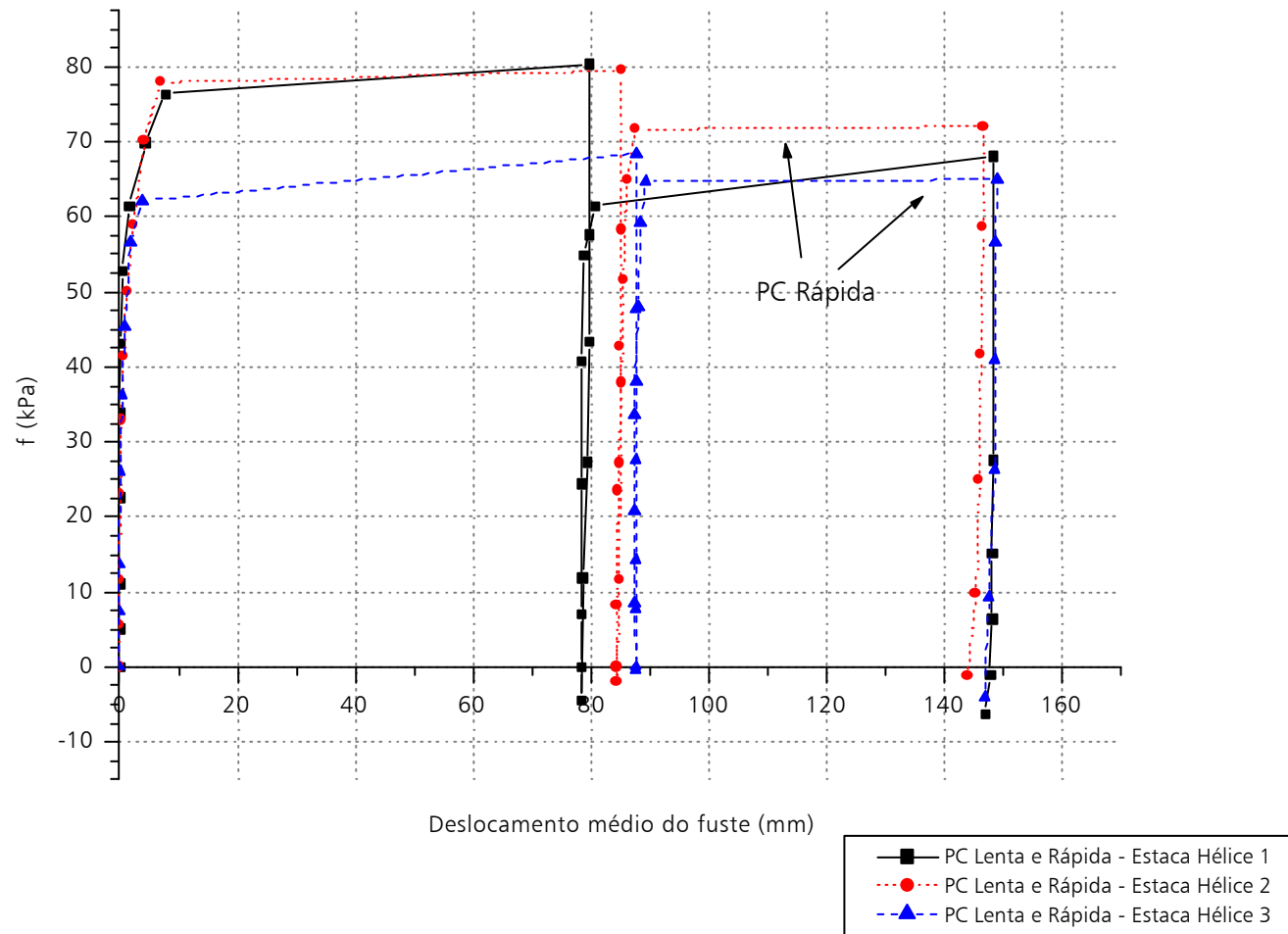


Figura 5.30 – Atrito lateral unitário no trecho de 0 – 5m em função deslocamento médio do fuste – estacas hélice contínua.

Primeira Lei de Cambeport - Estaca Hélice Contínua - Atrito 5 - 12m

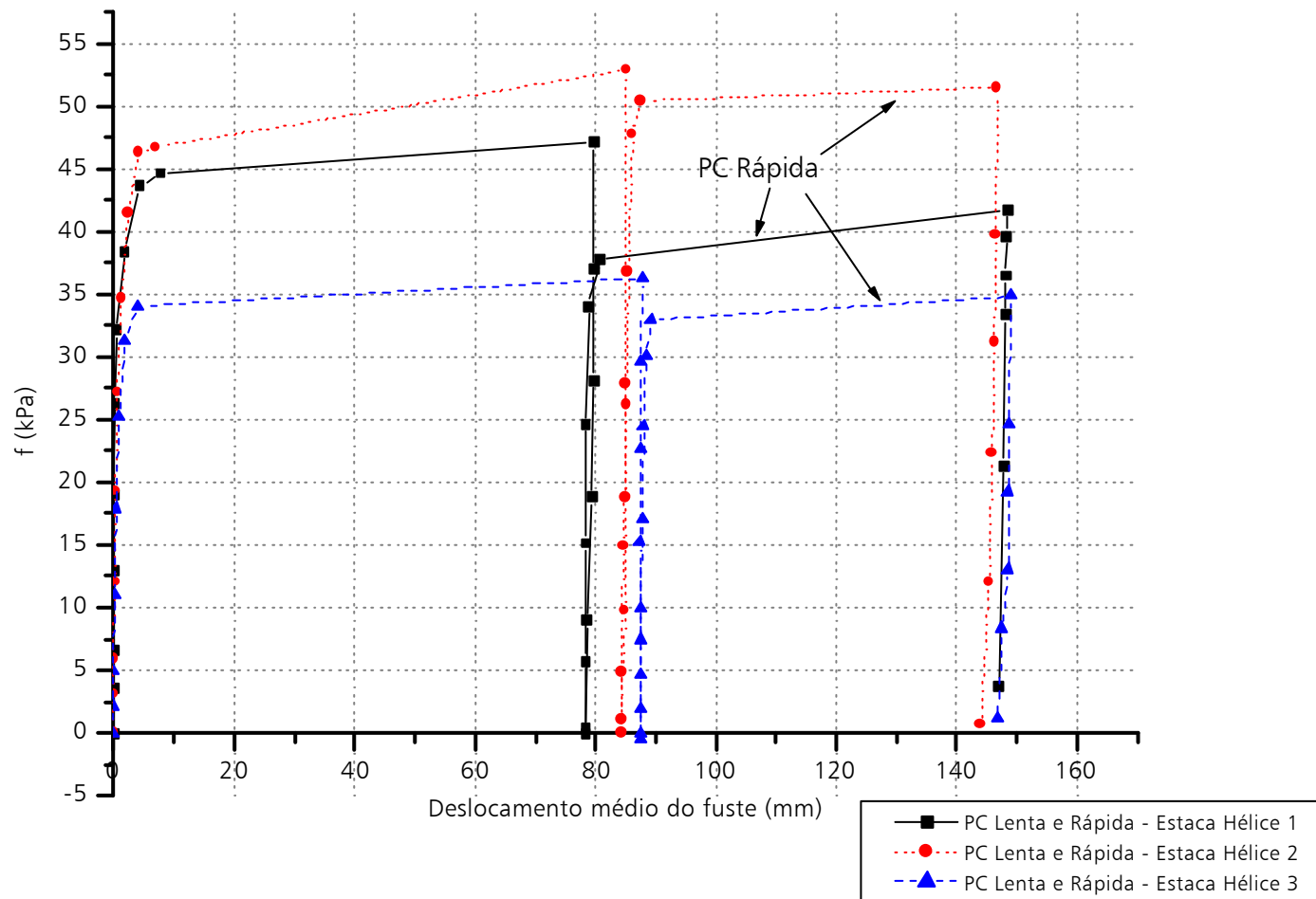


Figura 5.31 – Atrito lateral unitário no trecho de 5 – 12m em função deslocamento médio do fuste – estacas hélice contínuas.

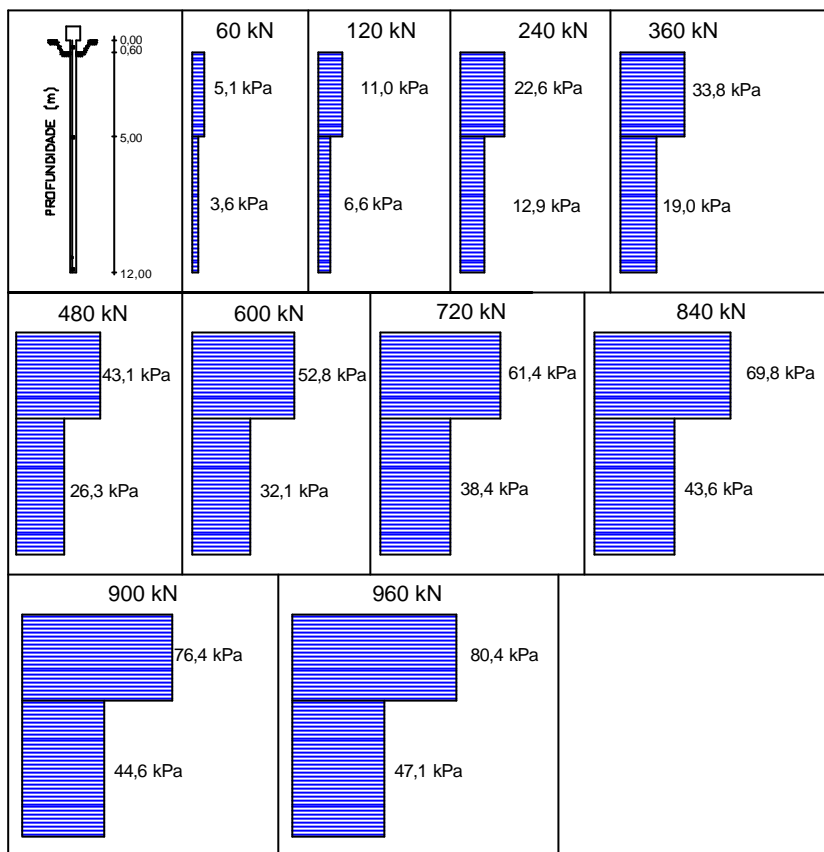


Figura 5.32 – Atrito lateral – hélice contínua 1 – PC lenta.

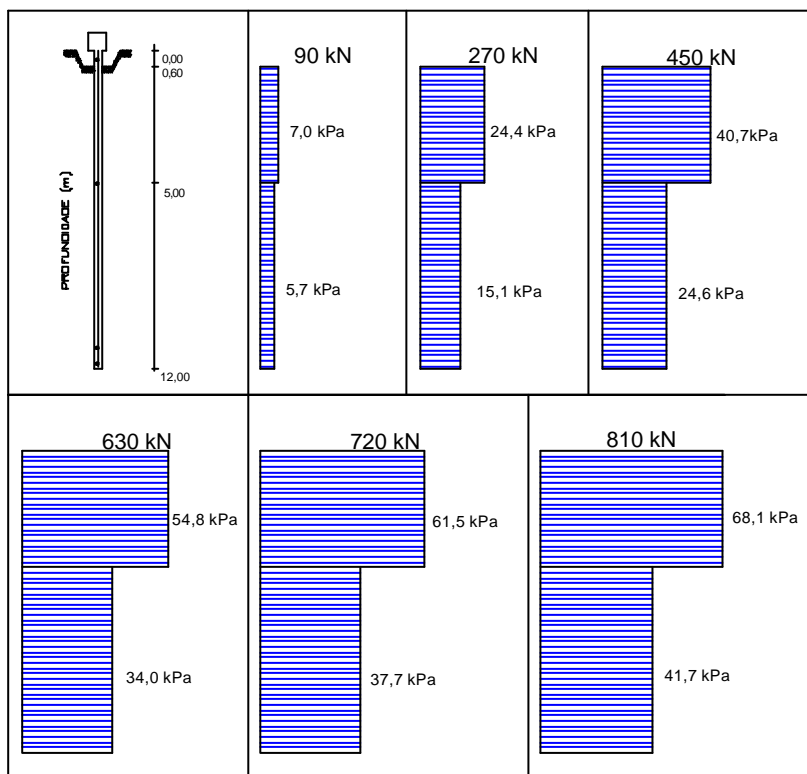


Figura 5.33 – Atrito lateral – hélice contínua 1 – PC rápida.

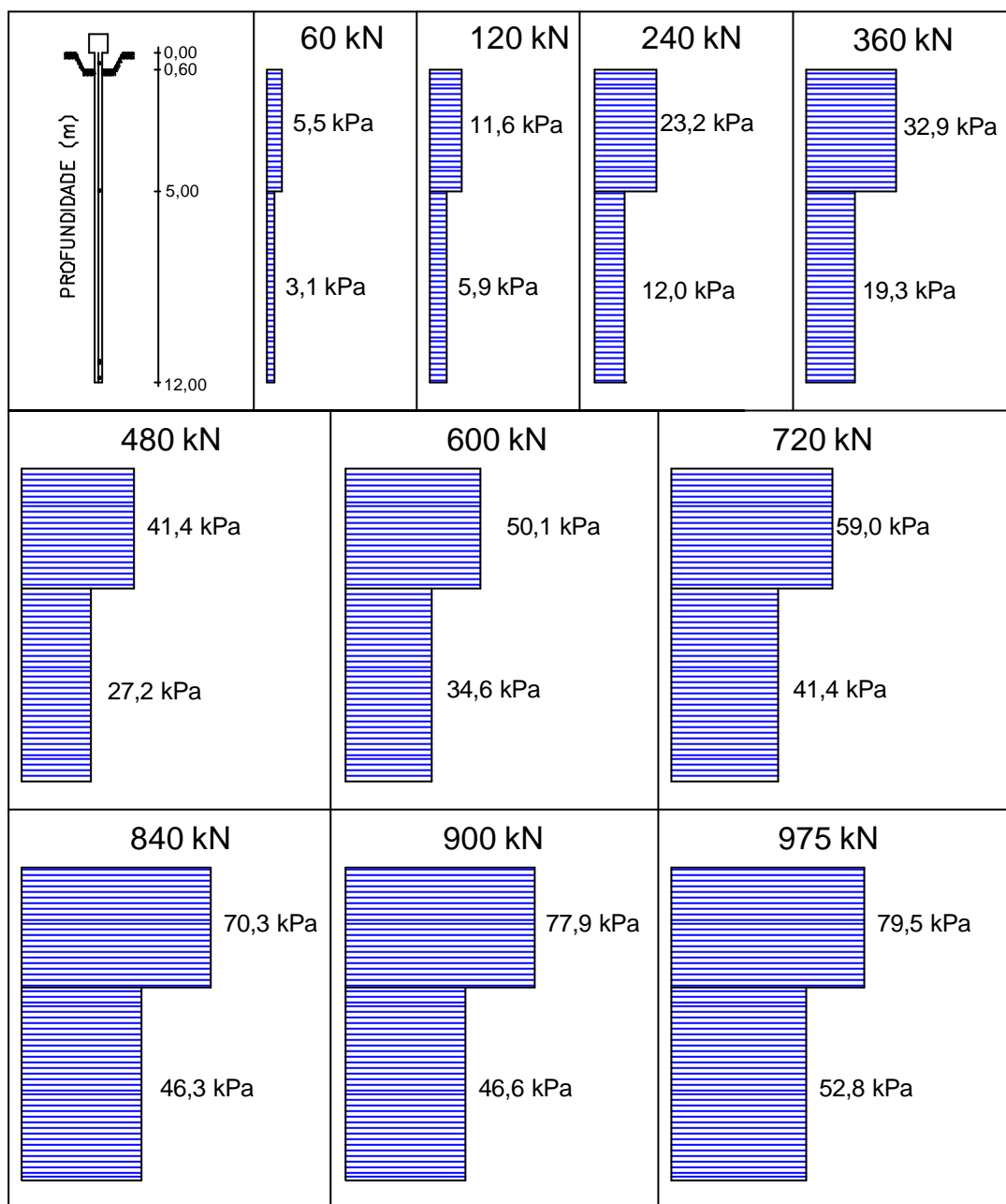


Figura 5.34 – Atrito lateral – hélice contínua 2 – PC lenta.

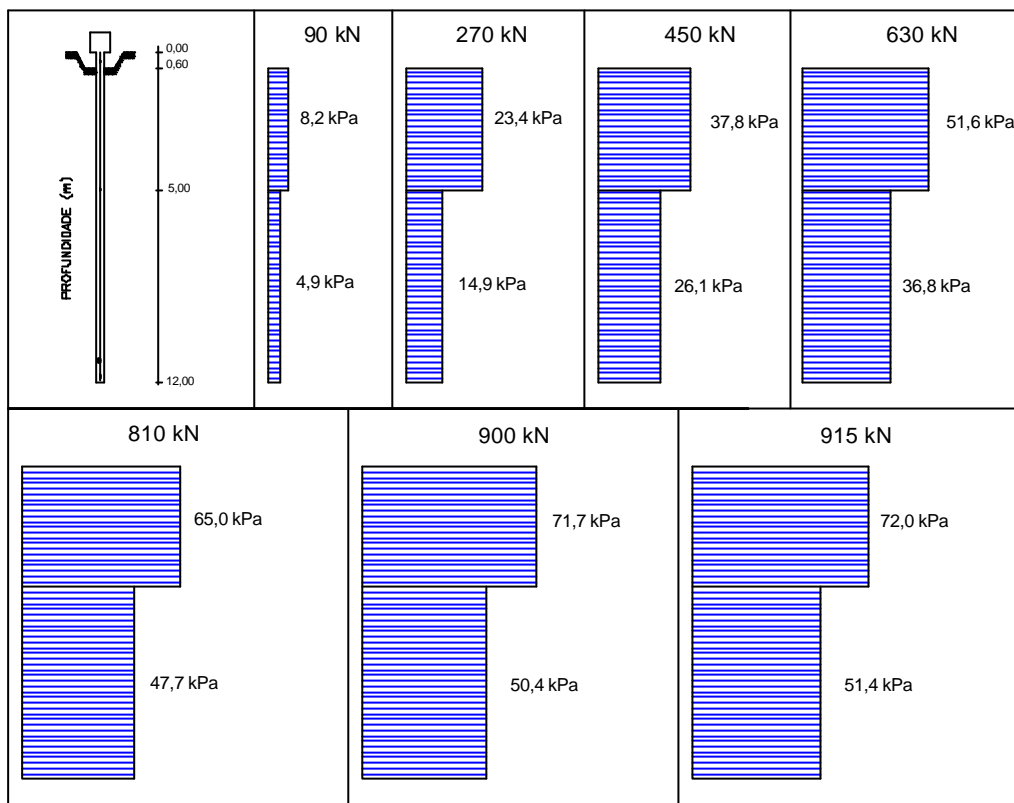


Figura 5.35 – Atrito lateral – hélice contínua 2 – PC rápida.

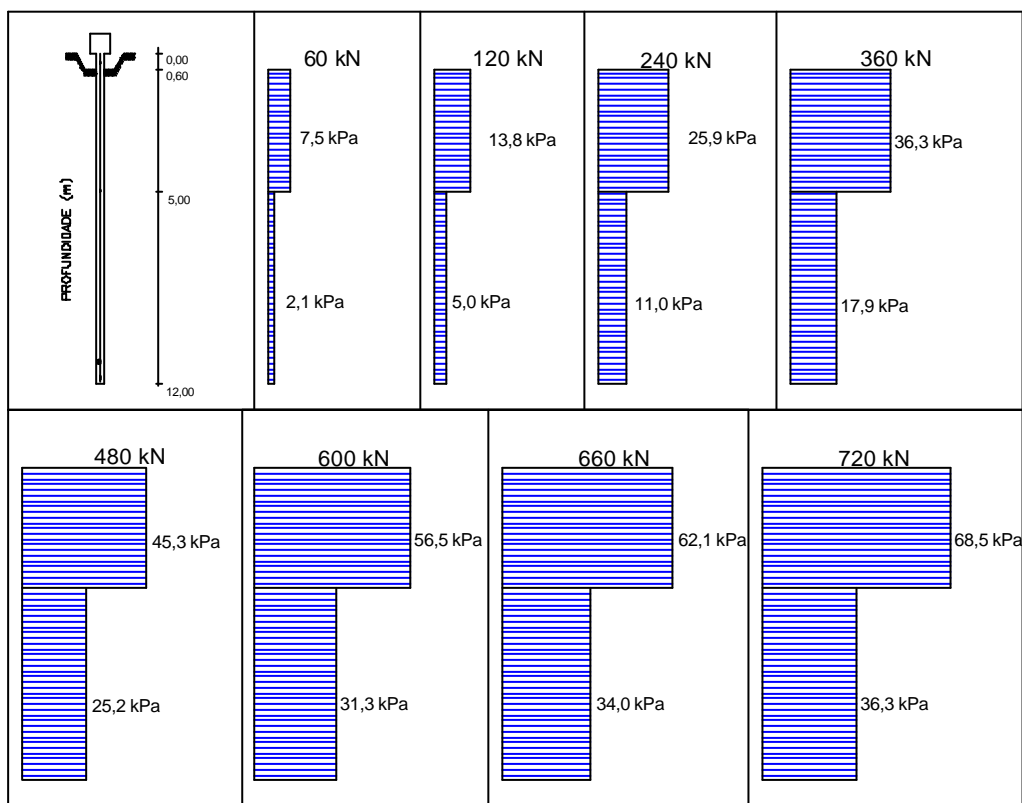


Figura 5.36 – Atrito lateral – hélice contínua 3 – PC lenta.

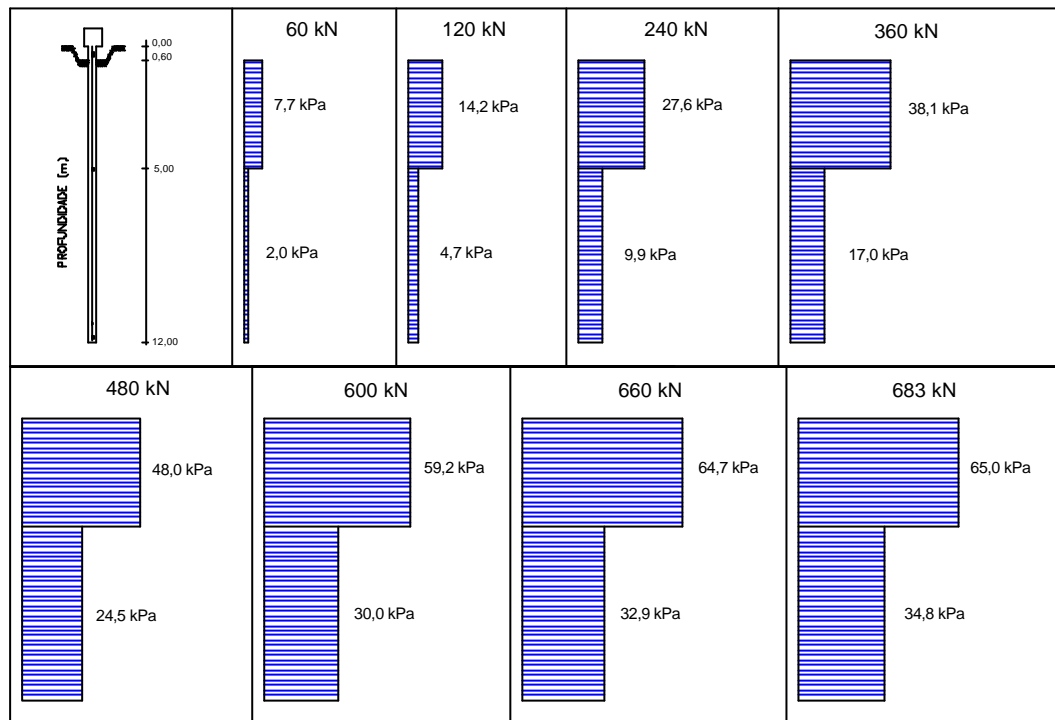


Figura 5.37 – Atrito lateral – hélice contínua 3 – PC rápida.

5.2.2.3. ESTACAS ÔMEGA

Nas Figuras 5.38 a 5.42 apresentam-se os gráficos de transferência de carga nos ensaios lentos e rápidos; nas Tabelas 5.22 a 5.27, os valores de carga em cada nível instrumentado e as porcentagens de carga na ponta; na Figura 5.43, o gráfico da variação da reação de ponta x deslocamento de ponta; e, nas Figuras 5.44, 5.45 e 5.46, os gráficos do atrito lateral unitário médio, trechos de 0 – 5m e 5 – 12m, em função do deslocamento médio do fuste da estaca.

Observa-se através das Tabelas 5.22 a 5.27, que as estacas absorveram as cargas aplicadas, predominantemente por atrito lateral. Para os primeiros carregamentos (lentos), as estacas absorveram ao longo do fuste, em média 86% do da carga do topo, e para os segundos (rápidos) 87%. Verifica-se que os valores nos ensaios rápidos foram inferiores aos obtidos nos ensaios lentos, para todas as estacas.

5.2.2.3.1. REAÇÃO DE PONTA – ESTACAS ÔMEGA

Através da Figura 5.43 pode-se observar o comportamento de ponta das estacas quando submetidas aos dois tipos de carregamentos. Nos ensaios lentos o deslocamento necessário para o limite da reação de ponta foram da ordem de 7,1mm; 11,6mm e 6,6mm, para as estacas ômega 1, 2 e 3, respectivamente e, nos ensaios rápidos, de 2,1mm e 3,4mm para as estacas 1 e 2. Os valores da reação de ponta foram de 1411kPa, 2430kPa e 1153kPa, para os ensaios lentos (estacas 1, 2 e 3) e, para os ensaios rápidos 1064kPa e 1681kPa para as estacas 1 e 2, respectivamente. Verifica-se que os deslocamentos necessários à obtenção do máximo valor da reação de ponta foram inferiores nos segundos carregamentos, quando comparados com os primeiros carregamentos. Como pode-se notar, os valores de reação de ponta nos segundos carregamentos foram inferiores aos verificados nos primeiros carregamentos, fato este que será analisado mais adiante.

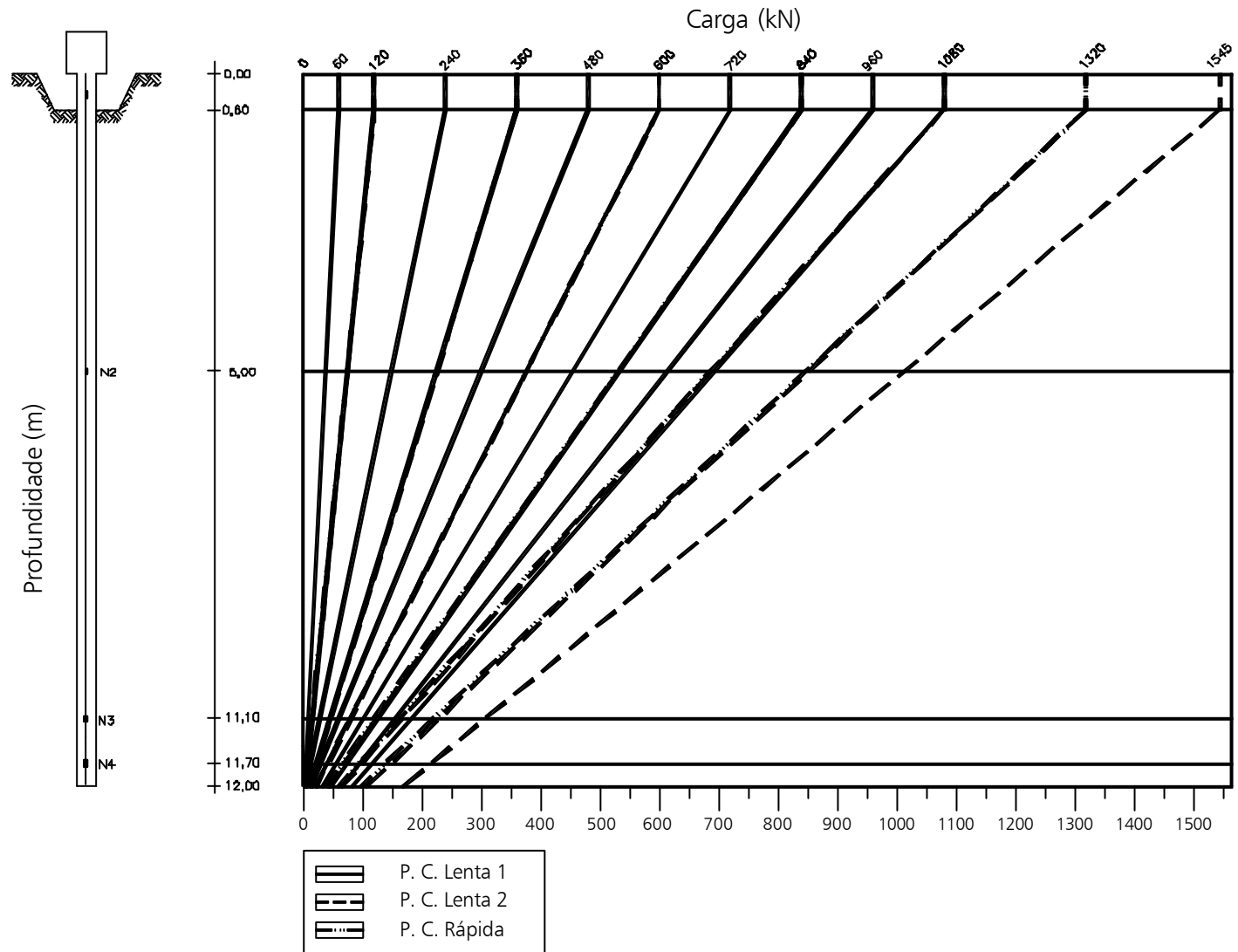


Figura 5.38 – Gráfico de transferência de carga – estaca ômega 1.

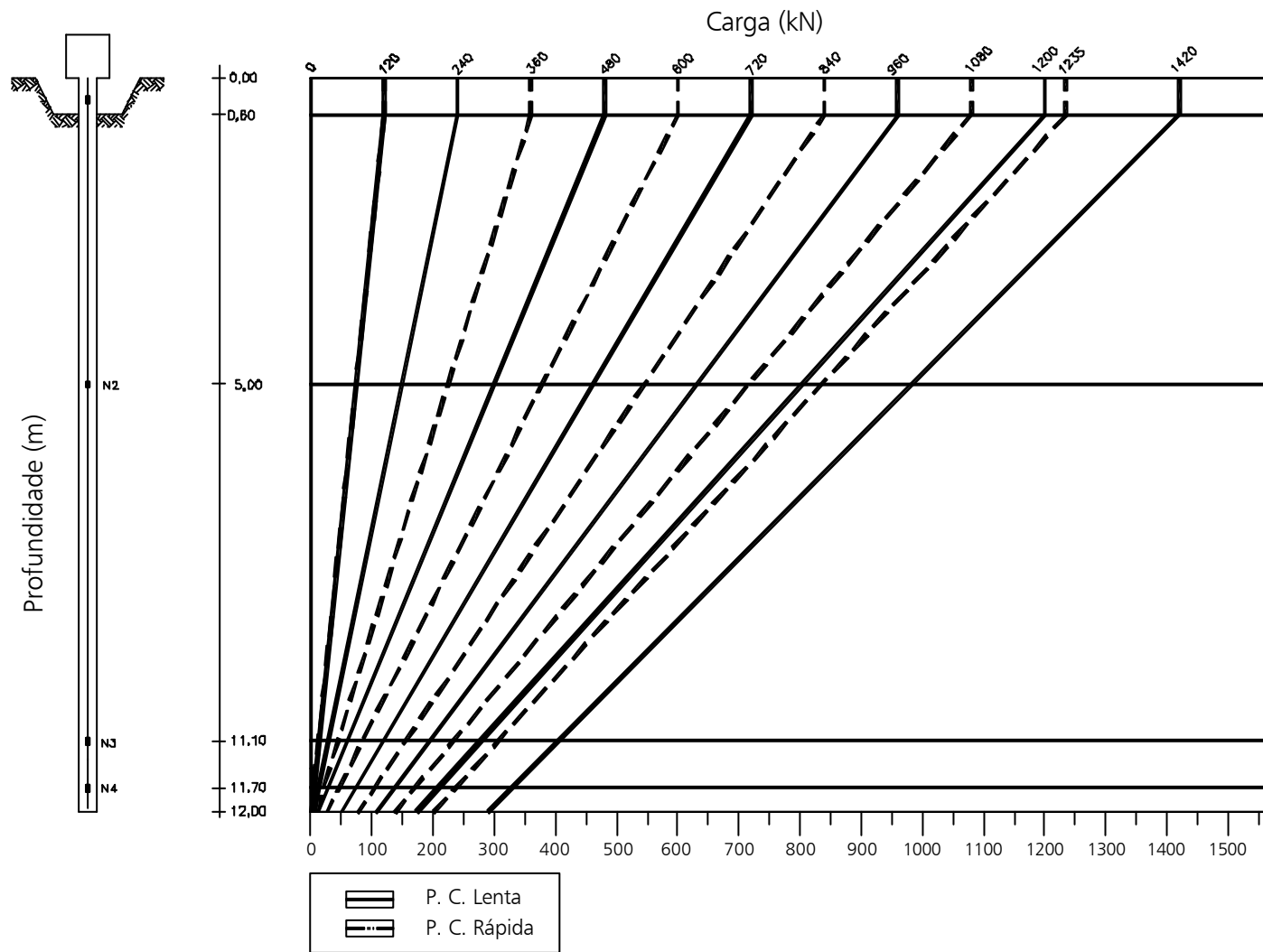


Figura 5.39 – Gráfico de transferência de carga – estaca ômega 2.

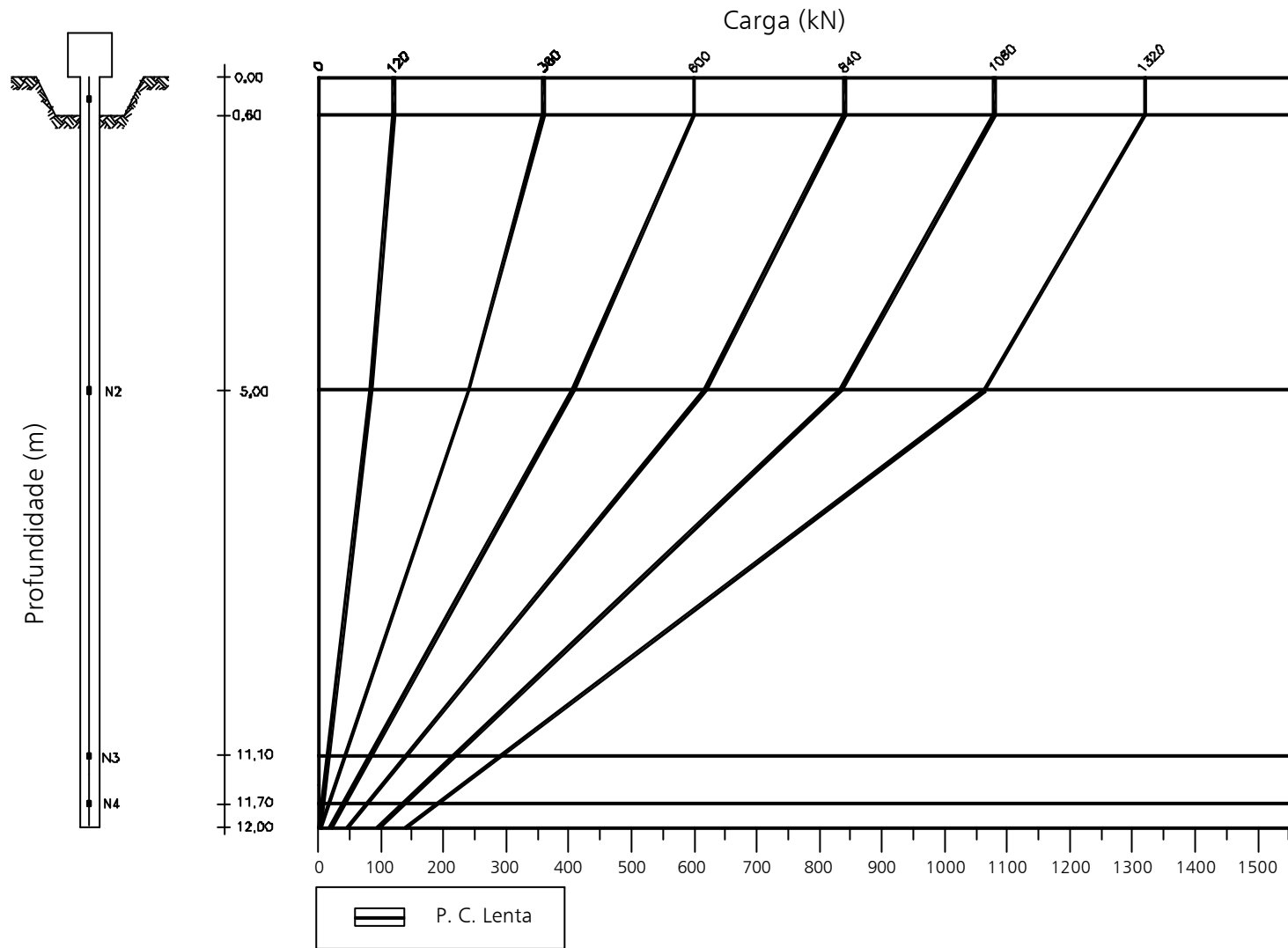


Figura 5.40 – Gráfico de transferência de carga – estaca ômega 3.

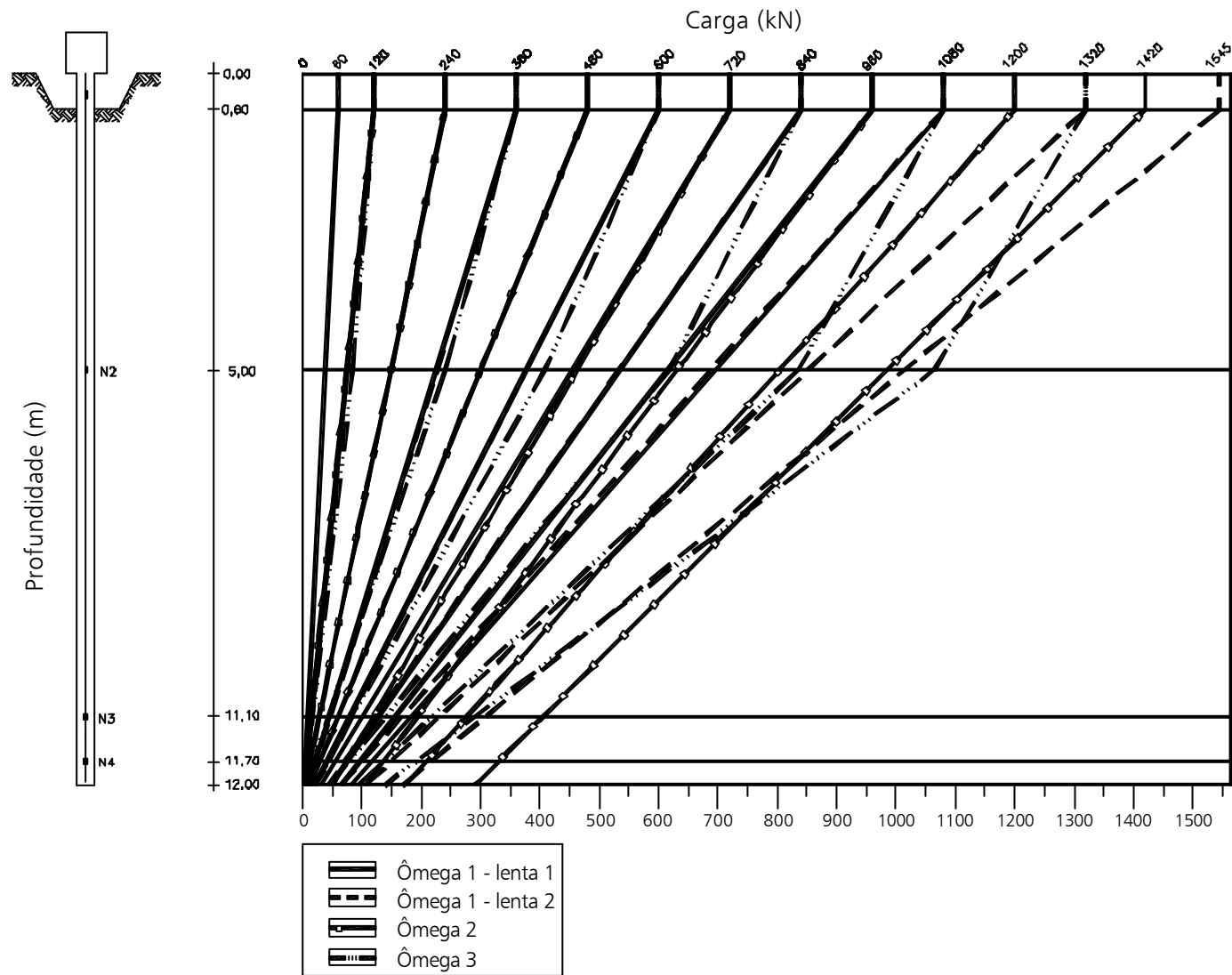


Figura 5.41 – Gráfico de transferência de carga – prova de carga lenta.

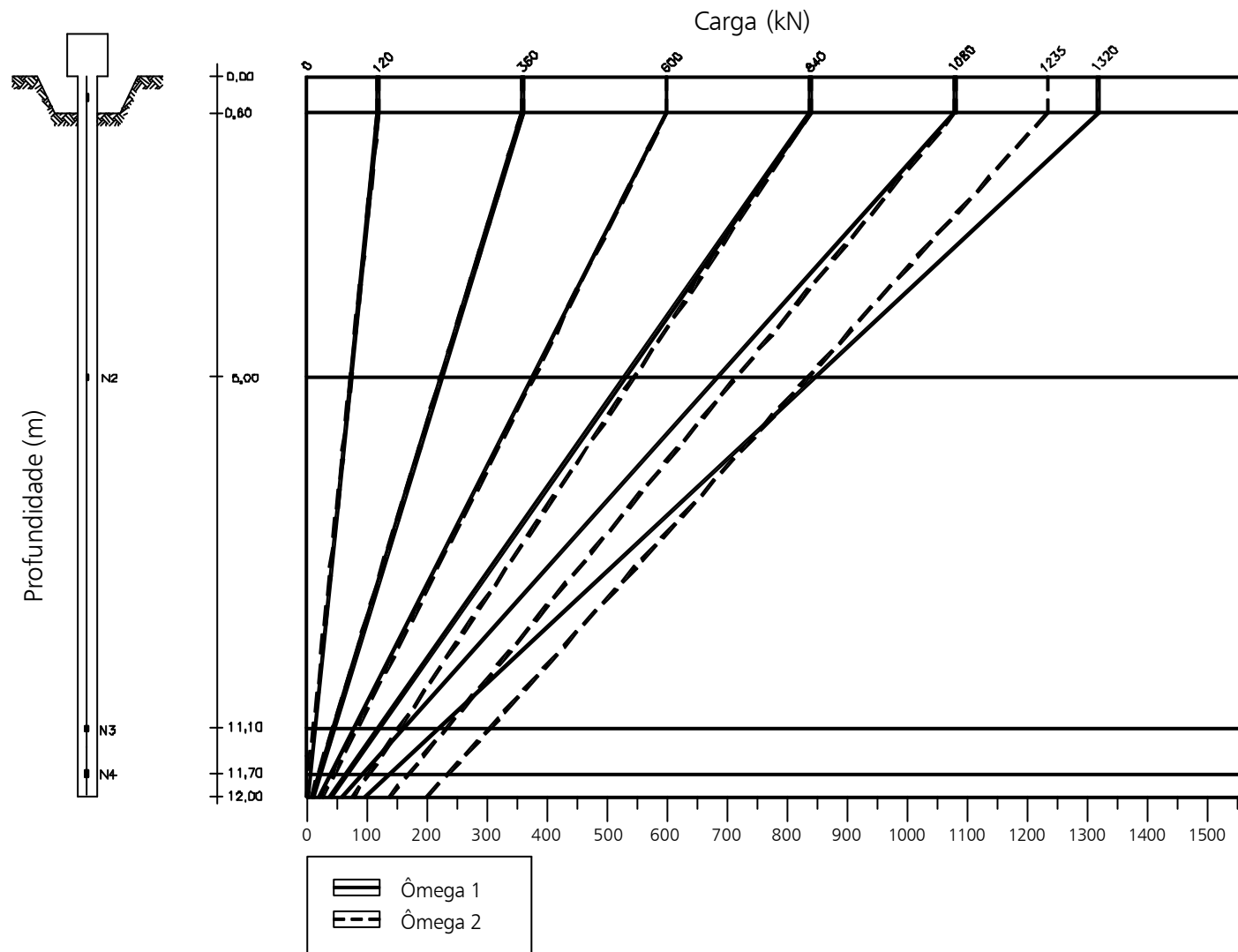


Figura 5.42 – Gráfico de transferência de carga – prova de carga rápida.

Tabela 5.22 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 1 (prova de carga lenta 1).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
60	38,1	8,9	5,1	3,1	5,2
120	75,1	15,5	7,7	3,7	3,1
240	149,2	28,7	12,9	4,8	2,0
360	224,6	44,9	21,4	9,3	2,6
480	300,0	60,9	29,6	13,5	2,8
600	376,3	79,3	40,4	20,5	3,4
720	454,5	101,9	55,7	32,0	4,4
840	534,1	127,8	74,6	47,6	5,7
960	614,7	156,2	96,1	65,4	6,8
1020	654,2	171,5	105,7	75,8	7,4
1080	695,1	183,9	116,9	87,7	8,1

* Valor extrapolado

Tabela 5.23 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 1 (prova de carga lenta 2).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
120	75,3	16,0	8,2	4,2	3,5
360	225,9	47,9	24,5	12,6	3,5
600	377,2	81,4	42,6	22,8	3,8
840	532,3	123,6	70,1	42,7	5,1
1080	688,3	168,3	100,1	65,3	6,0
1320	851,6	229,8	148,2	106,5	8,1
1440	932,7	267,2	188,9	139,7	9,7
1545	1013,7	308,3	215,9	168,6	10,9

* Valor extrapolado

Tabela 5.24 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 1 (prova de carga rápida).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
120	74,8	17,4	9,7	5,8	4,8
360	225,3	51,8	28,7	16,9	4,7
600	376,4	90,4	52,3	32,8	5,5
840	531,0	134,5	81,7	54,7	6,5
1080	686,2	182,8	115,8	81,4	7,5
1200	769,2	213,8	145,3	108,0	9,0
1320	847,9	248,3	168,2	127,2	9,6

* Valor extrapolado

Tabela 5.25 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 2 (prova de carga lenta).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
120	74,0	12,9	4,9	0,0	0,0
240	148,8	27,7	11,8	3,7	1,5
480	299,3	59,5	28,0	11,9	2,5
720	461,9	119,1	74,2	51,2	7,1
960	630,4	192,8	135,7	106,1	11,1
1200	803,7	277,4	208,4	173,1	14,4
1320	897,4	348,7	264,9	233,6	17,7
1420	984,0	405,1	329,2	290,4	20,5

* Valor extrapolado

Tabela 5.26 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 2 (prova de carga rápida).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0	0,0
120	73,7	12,2	4,1	0	0,0
360	224,3	44,1	20,5	8,4	2,3
600	378,5	84,4	45,8	26,1	4,4
840	545,8	155,1	103,8	77,7	9,3
1080	716,3	233,4	170,1	137,7	12,8
1200	804,8	287,5	211,8	184,6	15,4
1235	835,9	305,9	236,4	200,9	16,3

* Valor extrapolado

Tabela 5.27 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados e porcentagem de ponta – estaca ômega 3 (prova de carga lenta).

Carga no topo (kN)	Carga no nível (kN)				% de ponta
	5m	11,1m	11,7	Ponta*	
0	0,0	0,0	0,0	0	0,0
120	84,0	17,8	7,7	3,2	2,7
360	240,0	42,9	17,1	3,9	1,1
600	408,0	83,6	41,1	19,4	3,2
840	618,0	140,3	77,7	45,7	5,4
1080	835,0	217,7	136,8	95,4	8,8
1200	950,0	257,8	166,2	114,3	9,5
1320	1064,0	291,0	189,7	137,8	10,4

* Valor extrapolado

Analisando-se as Tabelas 5.22 a 5.27, verifica-se que os valores de atrito lateral médio, para o ensaio lento, situaram-se por volta de 86% da carga de ruptura e, para o ensaio rápido de 87%.

5.2.2.3.2. ATRITO LATERAL - ESTACAS ÔMEGA

Para as estacas ômega, os valores de deslocamento no esgotamento do atrito lateral unitário médio para os carregamentos lentos da estaca 1, foram da ordem de 7,1mm; para a estaca 2, de 4,6mm; e, para a estaca 3 de 6,7mm; nos segundos carregamentos, os valores foram da ordem de 2,8mm (ômega 1) e 4,0mm (ômega 2) (Figura 5.44).

Os valores de atrito lateral unitário médio, obtidos nos primeiros carregamento, foram de 97kPa, 80kPa e 83kPa, para as estacas 1,2 e 3, respectivamente, com média de 86kPa. Para os segundos ensaios, os valores de atrito foram de 84kPa e 73kPa (estaca 1 e 2), sendo a média de 79kPa. A redução no atrito foi da ordem de 8%, quando se comparam os dois ensaios.

No trecho de 0 – 5m, o atrito lateral unitário obtido para a estaca 3, foi de 45 kPa (figura 5.45) e, no trecho de 5 – 12m, o valor foi de 108kPa (Figura 5.46). Estes valores referem-se ao ensaio lento.

Apresentam-se, nas Figura 5.47 a 5.52, os gráficos de distribuição do atrito lateral longo da profundidade. Para as estacas ômega 1 e 2 não foram

apresentados valores de atrito lateral unitário distribuído por camada, porque o instrumento situado a 5m apresentou resultados anômalos.

Nas Tabelas 5.28 e 5.29, são apresentados os valores de atrito lateral unitário máximo, obtidos nos carregamentos lentos e rápidos, para as três estacas ômega. Como foi observado para as estacas escavadas e hélice contínua, neste tipo de estaca também houve diferença nos valores de atrito quando se comparam os trechos. Este fator pode estar ligado à heterogeneidade do solo ao longo da profundidade.

Tabela 5.28 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios lentos – estacas ômega.

Estaca	Atrito Lateral (kPa)	
	0 – 5m	5 – 12m
Ômega 1	96,9*	
Ômega 2	79,5*	
Ômega 3	45,4	107,9

* Trecho de 0 – 12m

Tabela 5.29 – Valores de atrito lateral unitário máximo obtidos nos ensaios rápidos – estacas ômega.

Estaca	Atrito Lateral (kPa)
	0 – 12m
Ômega 1	83,9
Ômega 2	72,8

Primeira Lei de Cambefort - Estaca Ômega - Atrito Médio

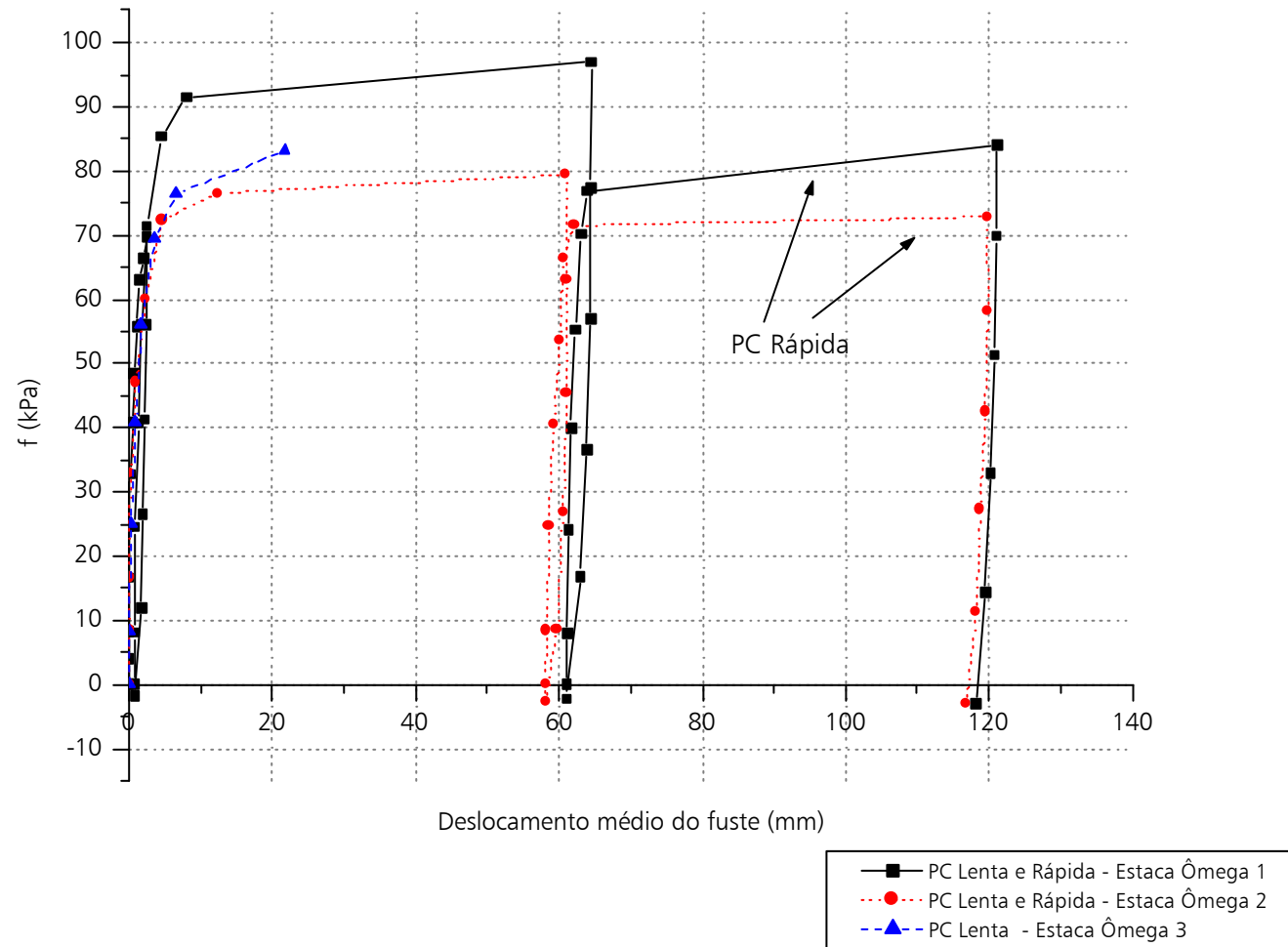


Figura 5.44 – Atrito lateral unitário médio ao longo do fuste em função do deslocamento médio – estacas ômega.

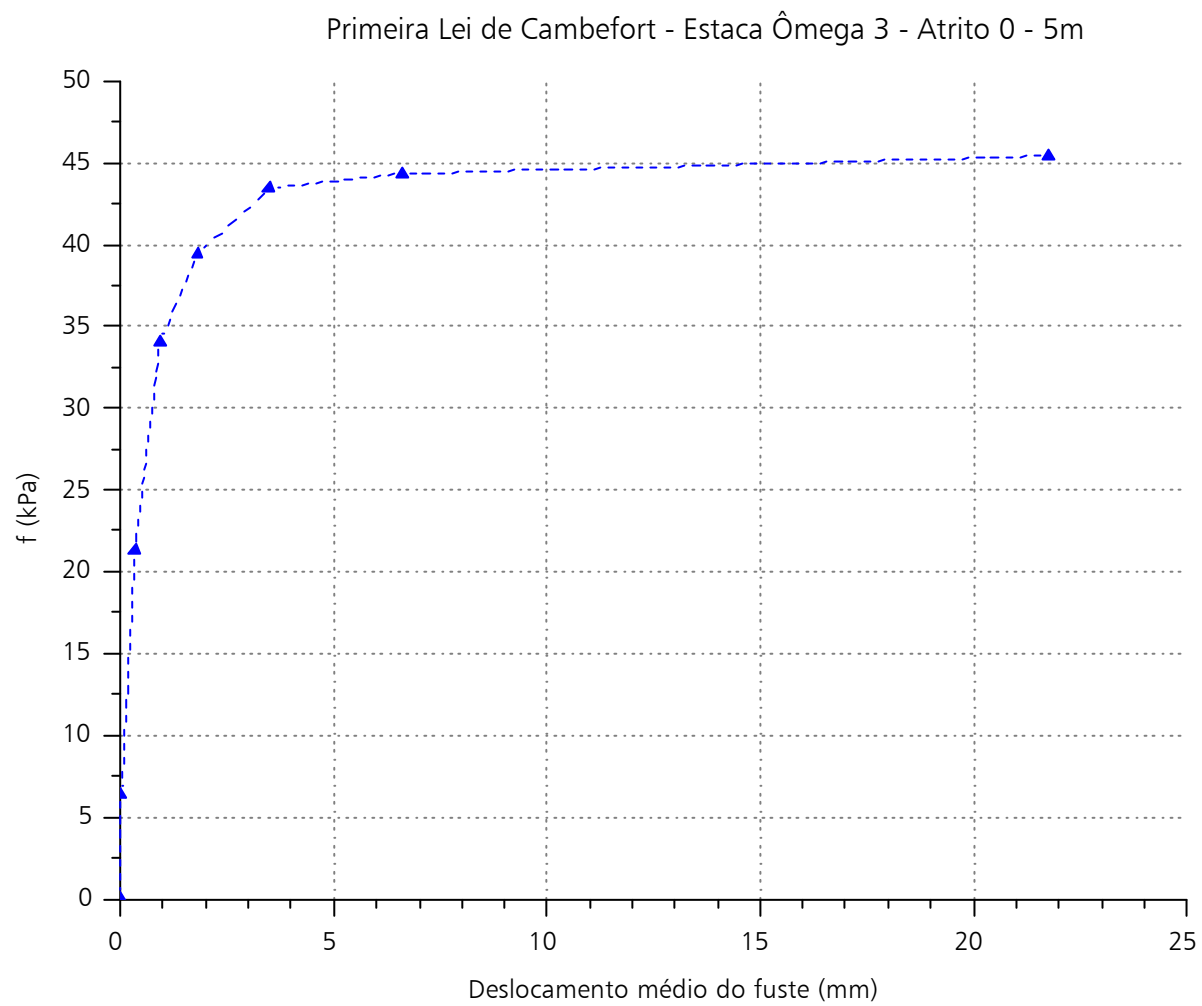


Figura 5.45 — Atrito lateral unitário no trecho 0 – 5m em função deslocamento médio do fuste – estaca ômega 3.

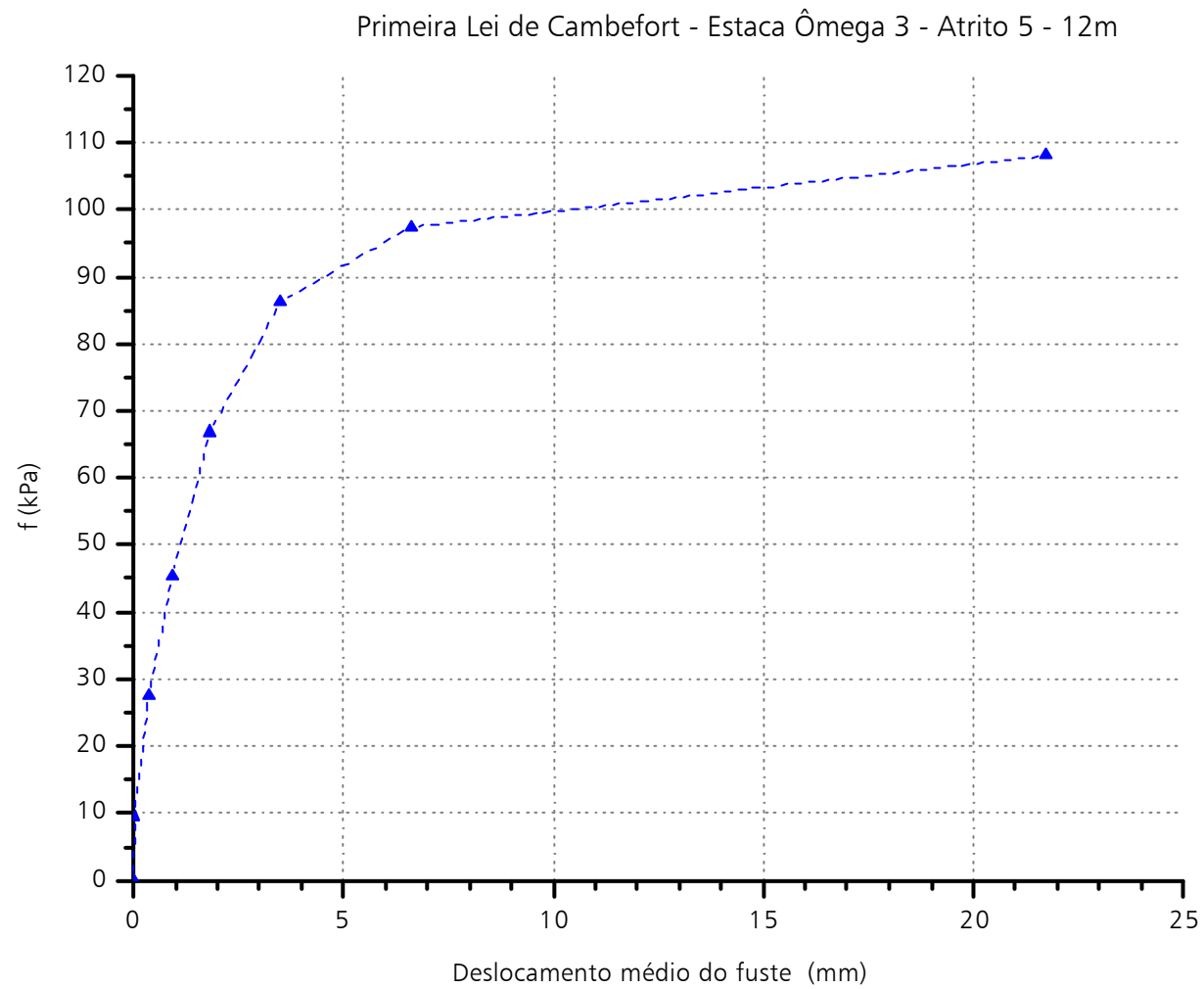


Figura 5.46 – Atrito lateral unitário no trecho de 5 – 12m em função deslocamento médio do fuste – estaca ômega 3.

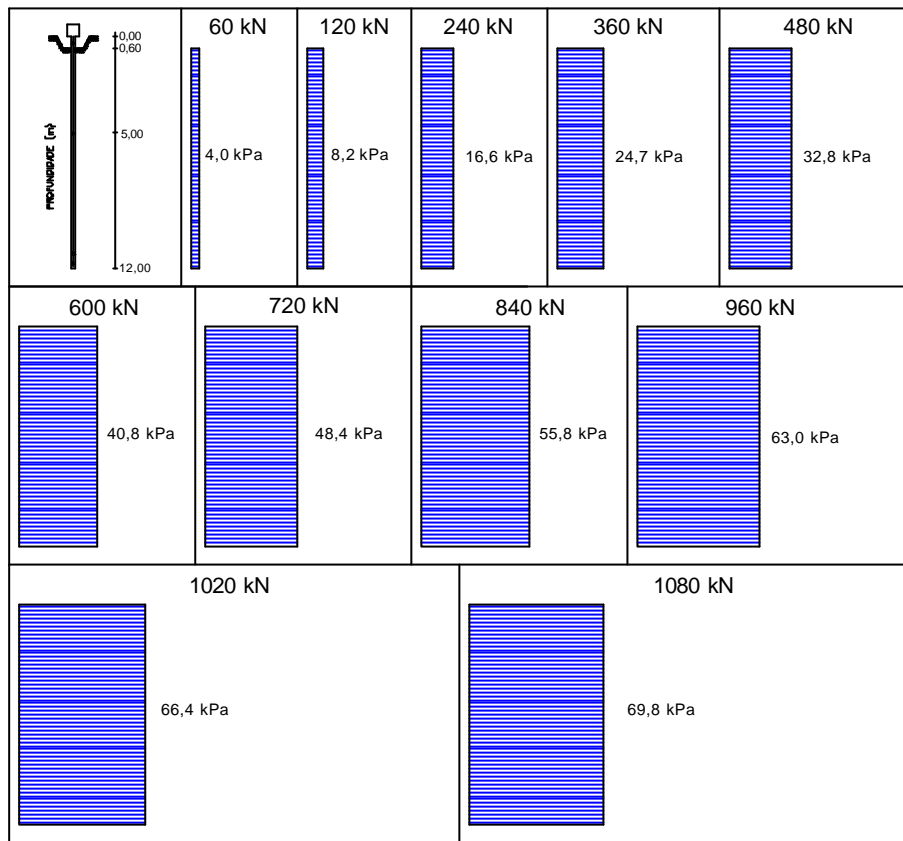


Figura 5.47 – Atrito lateral – ômega 1 – PC lenta 1.

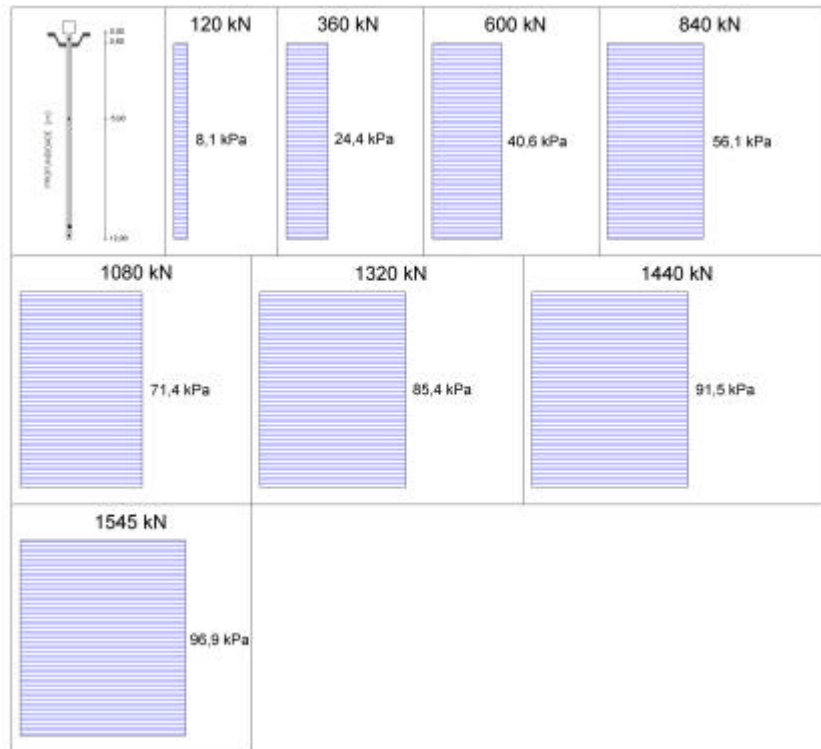


Figura 5.48 – Atrito lateral – ômega 1 – PC lenta 2.

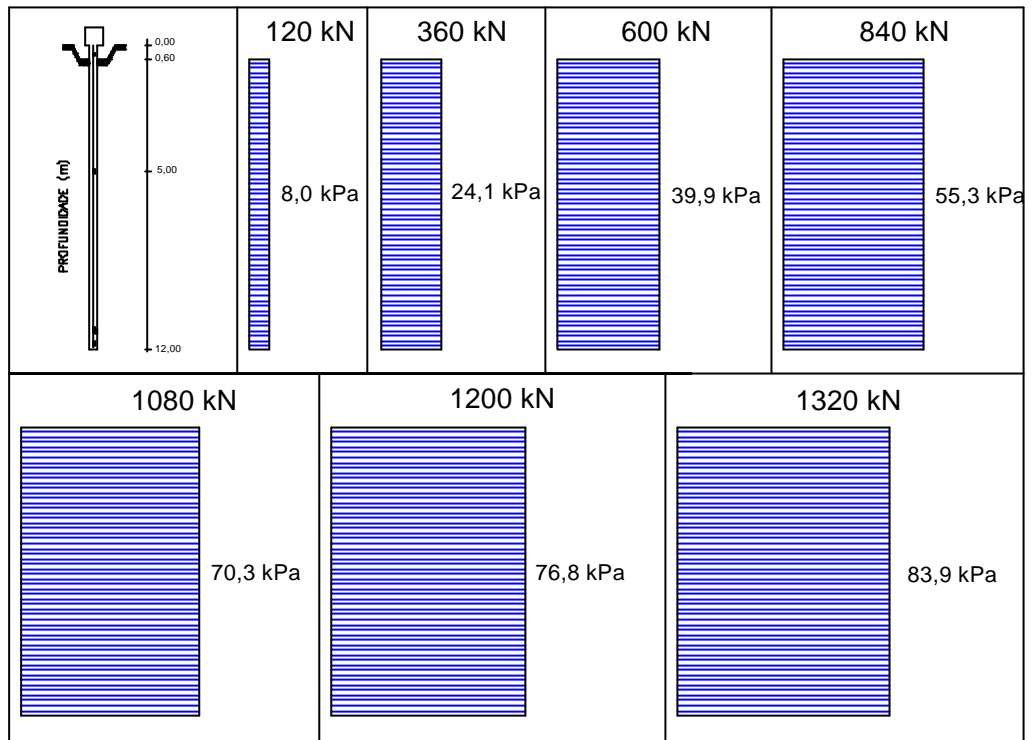


Figura 5.49 – Atrito lateral – ômega 1 – PC rápida.

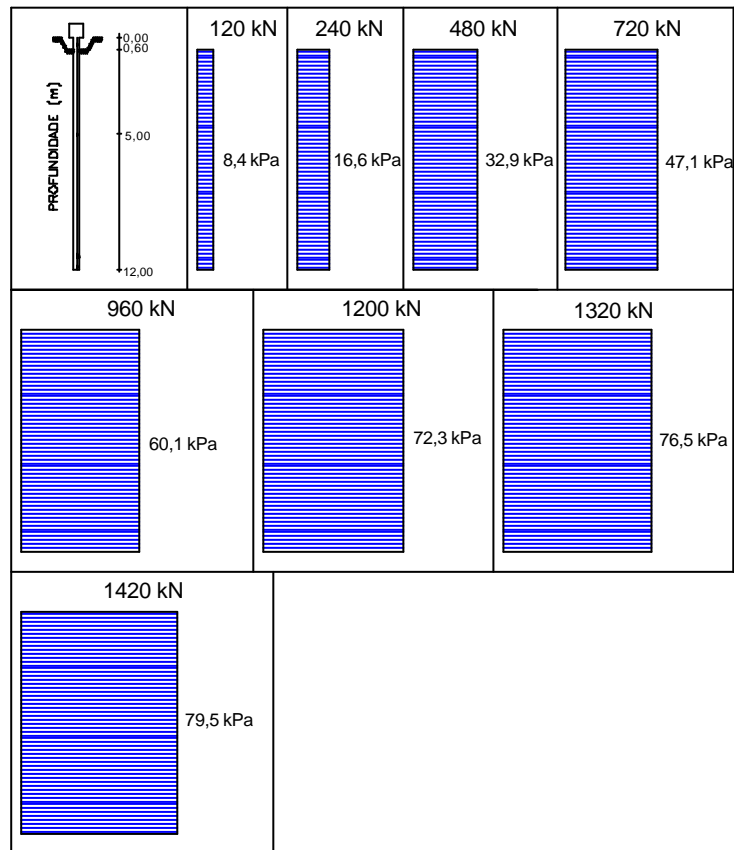


Figura 5.50 – Atrito lateral – ômega 2 – PC lenta.

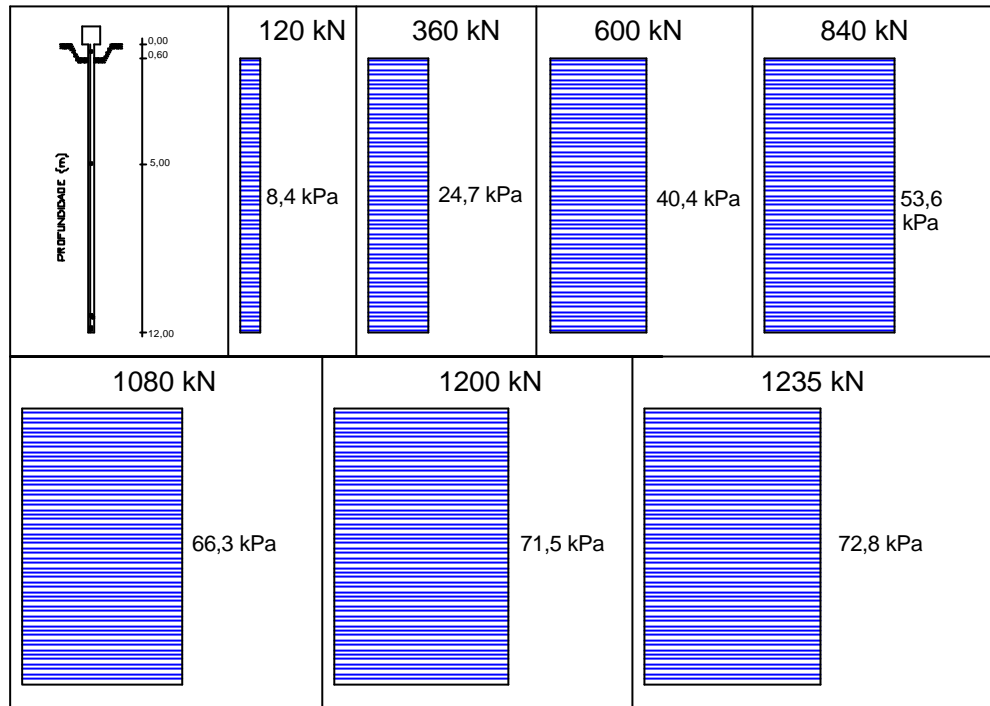


Figura 5.51 – Atrito lateral – ômega 2 – PC rápida.

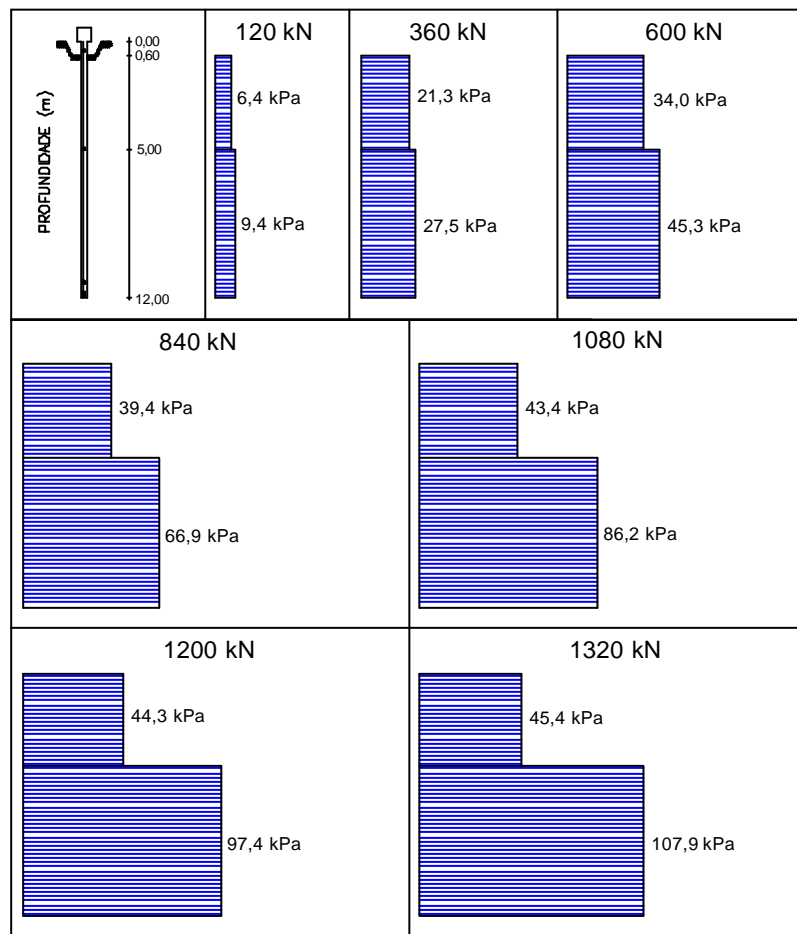


Figura 5.52 – Atrito lateral – ômega 3 – PC lenta.

5.2.2.4. COMENTÁRIOS SOBRE A CONSISTÊNCIA DOS RESULTADOS OBTIDOS NA INSTRUMENTAÇÃO

Os desvios no tubo da instrumentação e a existência de flecha na estaca escavada, como foi relatado no item 4.5, levantou questão de como isto pode ter influenciado nos valores dos resultados obtidos com a instrumentação ao longo do fuste. No entanto, analisando-se os atritos laterais, obtidos nas estacas de mesmo tipo (Tabela 5.30), observa-se uma consistência nos mesmos; podendo as dispersões serem consideradas como inerentes ao próprio solo (Figura 3.3), o que indica o bom funcionamento da instrumentação.

Tabela 5.30 - Valores de atrito lateral unitário médio para os três tipos de estaca.

Estaca	Provas de Carga Lentas			Provas de Carga Rápidas		
	Atrito Lateral Unitário (kPa)			Atrito Lateral Unitário (kPa)		
	Individual	Média	Sd	Individual	Média	Sd
Escavada 1	42,1*			---		
Escavada 2	39,8	41,0	1,2	41,4	42,7	1,8
Escavada 3	41,1			43,9		
Hélice Contínua 1	59,9			51,9		
Hélice Contínua 2	63,1	57,2	7,6	59,4	52,6	6,5
Hélice Contínua 3	48,7			46,4		
Ômega 1	96,9			83,9		
Ômega 2	79,5	86,1	9,4	72,8	78,4	7,8
Ômega 3	81,9			---		

Obs.: Sd = Desvio Padrão.

* Valor referente à terceira prova de carga lenta.

Pode-se dizer que, mesmo tendo havido desvios do tubo instrumentado, a instrumentação forneceu valores confiáveis de carga ao longo da profundidade.

5.3. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

A seguir são apresentados os resultados de carga de ruptura, obtidos através do uso de várias fórmulas de previsão, teóricas, semi-empíricas e empíricas. É importante ressaltar que grande parte dos métodos utilizados não apresentam parâmetros específicos para o uso em estacas hélice contínua e ômega. Os valores, apresentados abaixo, foram calculados anteriormente à execução das provas de carga.

5.3.1. MÉTODOS TEÓRICOS

Apresentam-se, a seguir os resultados obtidos no emprego de fórmulas teóricas de previsão de capacidade de carga (Tabela 5.31). Utilizaram-se as fórmulas de **BEREZANTZEV (1957, 1961) & NORDLUND (1963)**, **MEYERHOF (1976, 1977)** e de **SKEMPTON (1951)**. As metodologias propostas para o cálculo da carga de ruptura, desenvolvidas por estes autores, estão apresentadas no Apêndice A. Os métodos aplicam-se somente às estacas escavadas.

Tabela 5.31 – Resultados de aplicação dos métodos de **BEREZANTZEV (1957, 1961) & NORDLUND (1963)**, **MEYERHOF (1976, 1977)** e de **SKEMPTON (1951)** (Estaca Escavada).

Estaca	Q_{l-calc} (kN)	Q_{p-calc} (kN)	$Q_{total-calc}$ (kN)
Berezantzev (1957, 1961) & Nordlund (1963)	301	534	835
Meyerhof (1976) (1976, 1977)	835	6	841
Skempton (1951)	509	178	687

Apresenta-se na Figura 5.53 um gráfico onde estão plotados os valores obtidos acima.

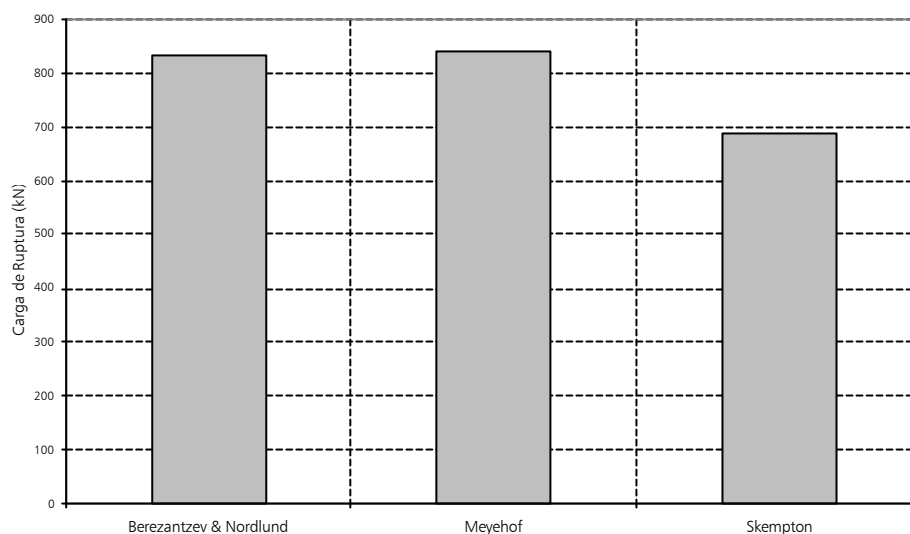


Figura 5.53 - Valores de cargas de ruptura obtida através da aplicação dos métodos.

Através da Figura 5.53 é possível observar que os valores de carga de ruptura obtidos através do emprego dos métodos de **BEREZANTZEV (1957, 1961) & NORDLUND (1963)** e **MEYERHOF (1976, 1977)** se situaram muito próximos entre si.

5.3.2. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS E EMPÍRICOS

Neste item apresentam-se os resultados obtidos com a utilização dos métodos de **AOKI & VELLOSO (1975)**, **MEYERHOF (1976, 1977)**, **PHILIPPONAT (1978)**, **P. P. VELLOSO (1981)**, **VORCARO & VELLOSO (2000a e b)** e **DÉCOURT & QUARESMA (1978)** de previsão de carga de ruptura, todos baseados em ensaios de campo (CPT e SPT). As metodologias para a aplicação destes métodos estão apresentadas no Apêndice A.

Tabela 5.32 - Método **AOKI & VELLOSO (1975)**.

Estaca	Ensaio	Q_{l-calc} (kN)	Q_{p-calc} (kN)	$Q_{total-calc}$ (kN)
Escavada	SPT	135	112	247
	CPT – Begemann	354	130	484
	CPT – Delft	106	104	210
	Cone Elétrico	259	111	370

A Figura 5.54 mostra a variação da carga de ruptura quando se utilizam resultados de vários dos ensaios CPT e SPT no método de **AOKI & VELLOSO (1975)**.

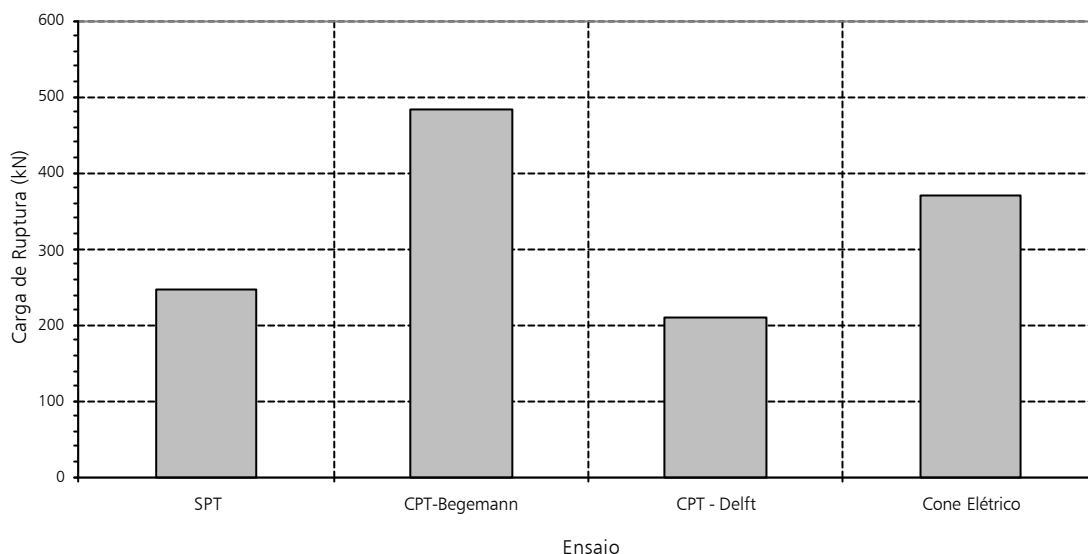


Figura 5.54 - Variação da carga de ruptura das estacas em função do tipo de ensaio de campo (**AOKI & VELLOSO, 1975**).

Verifica-se que, para cada tipo de ensaio, o método apresenta um resultado diferente de carga de ruptura. Os maiores valores foram obtidos a partir dos dados de CPT (Begemman) e, os menores, com o CPT (Delft), donde a importância de se manter o tipo de ensaio adotado originalmente pelos autores do método. É importante ressaltar que, ao utilizar o método, o calculista tenha conhecimento do tipo de ensaio realizado em campo.

Apresentam-se, na Tabela 5.33, os valores de carga de ruptura de ponta, lateral e total, obtidos através da utilização dos métodos de **MEYERHOF (1976, 1977)**, **PHILIPPONAT (1978)** e **P. P. VELLOSO (1981)** e **VORCARO & VELLOSO (2000a)**. A Figura 5.55 mostra a variação destes valores.

Tabela 5.33 – Resultados da aplicação dos métodos de **MEYERHOF (1976, 1977)**, **PHILIPPONAT (1978)** e **P. P. VELLOSO (1981)** e **VORCARO & VELLOSO (2000a)** para estacas escavadas.

Método	Ensaio	Q_{l-calc} (kN)	Q_{p-calc} (kN)	$Q_{total-calc}$ (kN)
Meyerhof (1976, 1977)	SPT	173	319	492
Philipponat (1978)	CPT – Begemann	499	175	674
	CPT – Delft	323	141	464
	Cone Elétrico	642	149	791
P. P. Velloso (1981)	CPT – Begemann	1062	164	1226
	Cone Elétrico	778	140	918

Vorcaro & Velloso (2000a)	SPT	----	----	583
---------------------------	-----	------	------	-----

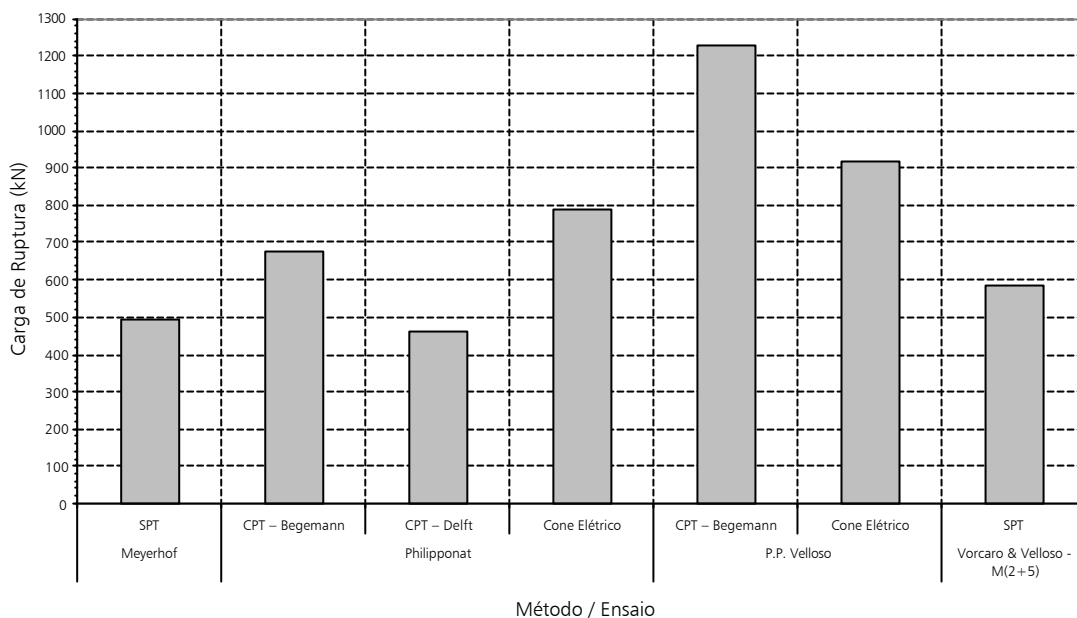


Figura 5.55 - Variação da carga de ruptura da estaca escavada em função do tipo de ensaio de campo e método de previsão empregados.

Pode-se verificar que, como foi discutido anteriormente, quando se varia o tipo de ensaio, os resultados de carga de ruptura alteram-se, como pode ser observado nos valores fornecidos pelos métodos de **PHILIPPONAT (1978)** e **P. P. VELLOSO (1981)**.

Apresentam-se no Tabela 5.34 os valores de carga de ruptura a partir do emprego do método de **DÉCOURT & QUARESMA (1978)**, alterado por **DÉCOURT (1996)**. O autor propõem, para o cálculo, além dos valores de N_{SPT} , a possibilidade do uso de valores de torque. **DÉCOURT (1996)** também apresenta parâmetros para a utilização em estacas hélice contínua.

Tabela 5.34 - Método de **DÉCOURT & QUAREMA (1978)** alterado por **DÉCOURT (1996)**.

Estaca	Q_{l-calc} (kN)	Q_{p-calc} (kN)	$Q_{total-calc}$ (kN)
Escavada - SPT	358	161	519
Escavada - SPT-T	315	179	494
Hélice Contínua - SPT	440	64	504
Hélice Contínua - SPT-T	387	71	458

Através da Tabela 5.35, verifica-se que as cargas de ruptura, obtidas a partir dos dados do SPT, foram superiores àquelas fornecidas pelos dados de torque. Ademais, a estaca escavada apresentou carga de ruptura superior à hélice. Esta diferença pode ser melhor observada quando se analisa a carga de ponta: nota-se que este foi o fator preponderante no baixo valor da carga de ruptura das estacas hélice. E isto porque **DÉCOURT (1996)** propõe um fator $\alpha=0,3$, inferior ao fornecido para a estaca escavada. Para as estacas escavadas, a carga de ruptura, obtida através do SPT, foi 5% superior ao obtido através dos valores de torque e 10%, para as estaca hélice contínua.

5.3.3. MÉTODOS ESPECÍFICOS PARA AS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA

Os métodos apresentados neste item foram desenvolvidos especificamente para a determinação da carga de ruptura de estacas hélice contínua e ômega. Os desenvolvidos para estacas hélice contínua foram os métodos de **ALONSO (1996)**, **KAREZ & ROCHA (2000)** e **VORCARO & VELLOSO (2000b)** e, para estacas ômega, os métodos de **CABRAL et al. (2000)** e **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)**.

Apresenta-se na Tabela 5.35 os valores de carga de ruptura obtidos através da aplicação dos métodos de **ALONSO (1996)**, **KAREZ & ROCHA (2000)** e **VORCARO & VELLOSO (2000b)** para estacas hélice contínua.

Tabela 5.35 – Resultados da aplicação dos métodos de **ALONSO (1996)**, **KAREZ & ROCHA (2000)** e **VORCARO & VELLOSO (2000b)** para estacas hélice contínua.

Método	Ensaio	Q _{l-calc} (kN)	Q _{p-calc} (kN)	Q _{total-calc} (kN)
Alonso (1996)	SPT-T	304	190	494
	SPT – (fs= 15+5N _{SPT})	434	190	629
Karez & Rocha (2000)	SPT	420	266	686
Vorcaro & Velloso (2000b)	SPT	----	----	454

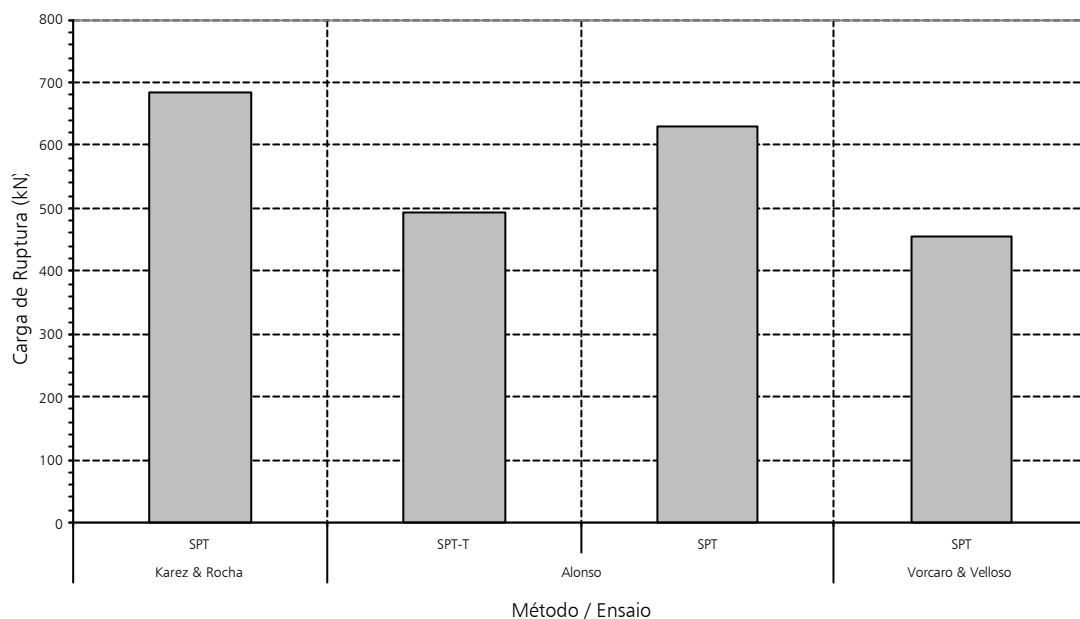


Figura 5.56 – Variação da carga de ruptura de estaca hélice contínua obtida através da aplicação de vários métodos de cálculo.

Pode-se observar, na Tabela 5.35 e Figura 5.56, que os valores de carga de ruptura variaram em 50%, mostrando que os métodos apresentados requerem mais estudos, pois foram desenvolvidos apenas para determinados tipos de solo.

Na Tabela 5.36 apresentam-se os valores de carga de ruptura obtidos através da aplicação dos métodos de **CABRAL et al. (2000)** e **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)** para as estacas ômega.

Tabela 5.36 – Resultados da aplicação dos métodos de **CABRAL et al. (2000)** e **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)** para estacas ômega.

Método	Ensaio	Q_{l-calc} (kN)	Q_{p-calc} (kN)	$Q_{total-calc}$ (kN)
Cabral et al. (2000)	SPT	324	280	604
	SPT	701	1073	1774
Bustamante & Gianeselli (1998)	CPT – Begemann	1011	175	1186
	CPT – Delft	1011	120	1131
	Cone Elétrico	1129	221	1350

Os resultados obtidos com o método de **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)** estão apresentados também na Figura 5.57.

Observando-se a Tabela 5.36, verifica-se que o método de **CABRAL et al. (2000)** apresentou valor de carga de ruptura inferior ao método de **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)**, principalmente no que se refere à carga lateral. Observando a mesma Tabela pode-se ver que o método de **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)** forneceu o mesmo valor de carga lateral quando se utiliza o CPT-Begemann e CPT-Delft. Isto ocorreu porque os autores propuseram uma correção quando se utiliza o CPT mecânico e elétrico. **DÉCOURT (1996)** também faz observação a respeito da diferença nos parâmetros fornecidos pelos dois tipos de CPT. Nota-se que os valores de carga de ponta, obtidos com base no SPT, foram diferentes dos obtidos com o CPT, principalmente no que se refere à carga de ponta. Isto deve estar associado à energia utilizada no ensaio SPT, diferente da aplicada no Brasil. O valor da carga de ruptura deste método está associada à carga referente ao recalque equivalente a 10% do seu diâmetro.

Como foi citado anteriormente, é muito importante que se tenha conhecimento dos tipos de ensaio de campo, para que se possa utilizar com segurança os métodos de previsão de carga de ruptura. Apresentam-se na Tabela 5.37 as relações entre atrito lateral e reação de ponta, observadas através dos vários ensaios de CPT efetuados no local.

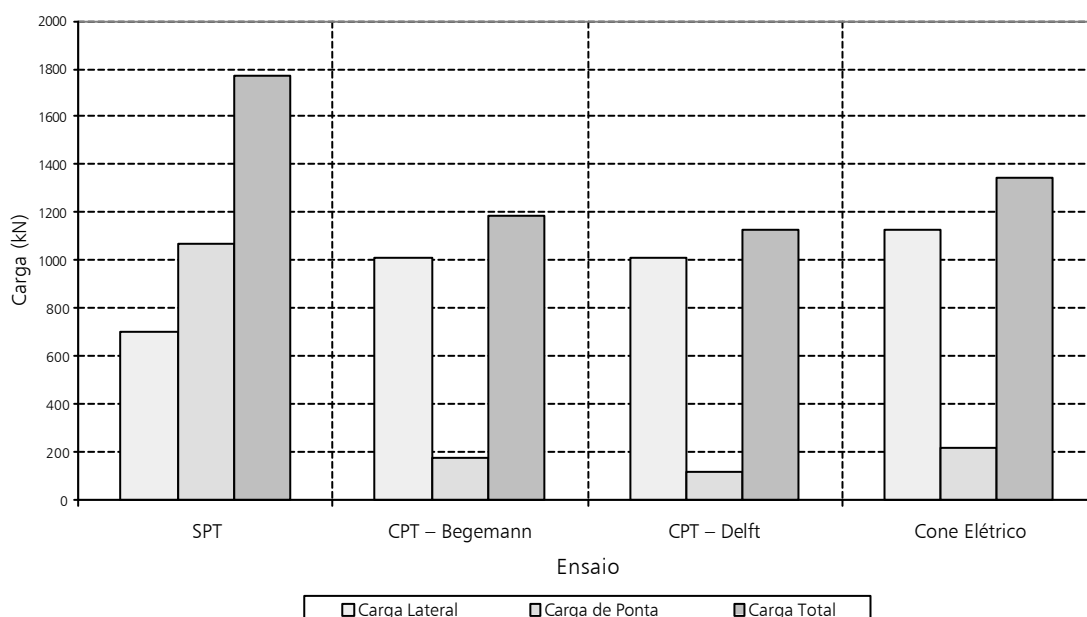


Figura 5.57 – Valores das cargas de ruptura em função do tipo de ensaio utilizado na aplicação do método de **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)**.

Tabela 5.37 – Relações diversas envolvendo entre atrito lateral unitário e reação de ponta, obtidos através dos vários ensaios de CPT (Campo Experimental da Unicamp).

Relação	1º Trecho – 0 -6m	2º Trecho – 6 -12m
$q_{C_{\text{Begemann}}}/q_{C_{\text{Delft}}}$	1,55	1,55
$q_{C_{\text{Begemann}}}/q_{C_{\text{Cone Elétrico}}}$	0,59	1,09
$q_{C_{\text{Cone Elétrico}}}/q_{C_{\text{Delft}}}$	2,61	1,52
$f_{s_{\text{Begemann}}}/f_{s_{\text{Cone Elétrico}}}$	1,37	1,37

5.4. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

Apresentam-se, neste item, os resultados obtidos na aplicação dos seguintes métodos de previsão de recalques: **RANDOLPH & WROTH (1978)**, **VÉSIC (1969, 1975a)**, **POULOS & DAVIS (1968)**, **AOKI & LOPES (1975)**, **DÉCOURT (1995)** e **SOUZA & COUSO Jr (1997)**. Cabe ressaltar que estes métodos também foram empregados antes da realização das provas de carga.

Para a utilização dos métodos optou-se por fixar uma única carga de ruptura, para facilitar a comparação entre eles. O valor adotado para o atrito lateral unitário máximo foi da ordem de 33,5kPa, obtido em prova de carga em estaca pré-moldada, instalada no local por **ALBUQUERQUE (1996)**; a parcela absorvida pela ponta foi de 15% da carga total. A partir destes valores obteve-se uma carga de ruptura da ordem de 600kN, sendo 505kN de resistência por atrito lateral e 95kN para a carga de ponta, para uma estaca genérica de 0,40m de diâmetro com 12m de comprimento .

Apresentam-se, a seguir, os resultados obtidos através do emprego dos métodos supra citados. Dentre os utilizados estão aqueles semi-empíricos e

empíricos: **DÉCOURT (1995)** e **SOUZA & COUSO Jr (1997)** (Tabela 5.38) e os teóricos: **RANDOLPH & WROTH (1978)**, **VÉSIC (1969, 1975a)**, **POULOS & DAVIS (1968)** (Tabela 5.39), **AOKI & LOPES (1975)** (Tabela 5.41).

Tabela 5.38 - Previsão de recalque – Métodos de **DÉCOURT (1995)** e **SOUZA & COUSO Jr (1997)**.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Parâmetros adotados	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Parâmetros adotados
	Décourt			Souza & Couso Jr.	
0	0	$X_{1,2}=3,39\text{kN/mm}$ $X_{2,3}=6,78\text{kN/mm}$	0	0	$y_1=2,5\text{mm}$ $R=120\text{kPa/mm}$ $E_c=25\text{GPa}$
505	5,00		543	3,60	
542	16,00		600	5,68	
600	40,00				

Tabela 5.39 - Previsão de recalque – **RANDOLPH & WROTH (1978)**, **VÉSIC (1969, 1975a)** e **POULOS & DAVIS (1968)**.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)		
	Randolph&Wroth	Vésic	Poulos&Davis
0	0,00	0,00	0,00
60	1,96	0,16	0,60
120	3,92	0,40	1,19
180	5,89	0,72	1,69
240	7,85	1,12	2,38
300	9,81	1,82	2,98
360	11,77	2,69	3,57
420	13,74	3,72	4,17
480	15,70	4,92	4,76
540	17,66	6,29	5,36
600	19,62	7,40	5,95

Os parâmetros adotados para o emprego dos métodos acima citados estão apresentados na Tabela 5.40.

Tabela 5.40 – Parâmetros adotados para o emprego dos métodos de **RANDOLPH & WROTH (1978)**, **VÉSIC (1969, 1975a)** e **POULOS & DAVIS (1968)**.

Método	Parâmetro
Randolph & Wroth	$\xi=4,03$; $G_1 \frac{\text{tgh}(\mu L)}{\mu L} = 2,18\text{MN}$; $\psi=0,75$
Vésic	$C_p=0,04$; $C_r=0,071$, $E_c=25\text{GPa}$; $\alpha_{ss}=0,5$
Poulos & Davis	$\nu=0,4$; $E_s=13445\text{kPa}$

Tabela 5.41 - Previsão de recalque – Método de **AOKI&LOPES (1975)**.

Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Parâmetros adotados
	Aoki&Lopes	
0	0	
510	6,02	
520	6,40	
530	6,82	$E_{s(1^\circ \text{ camada})}=3460\text{kPa}$
540	7,31	$E_{s(2^\circ \text{ camada})}=23430\text{kPa}$
550	7,89	$E_{s(3^\circ \text{ camada})}=27183\text{kPa}$
560	8,60	$\nu_{1^\circ \text{ camada}}=0,4$
570	9,51	$\nu_{2^\circ \text{ camada}}=0,3$
580	10,80	$\nu_{3^\circ \text{ camada}}=0,3$
590	13,00	
599	20,31	

Apresentam-se, na Figura 5.58, as curvas cargas x recalque obtidas a partir do uso dos métodos citados.

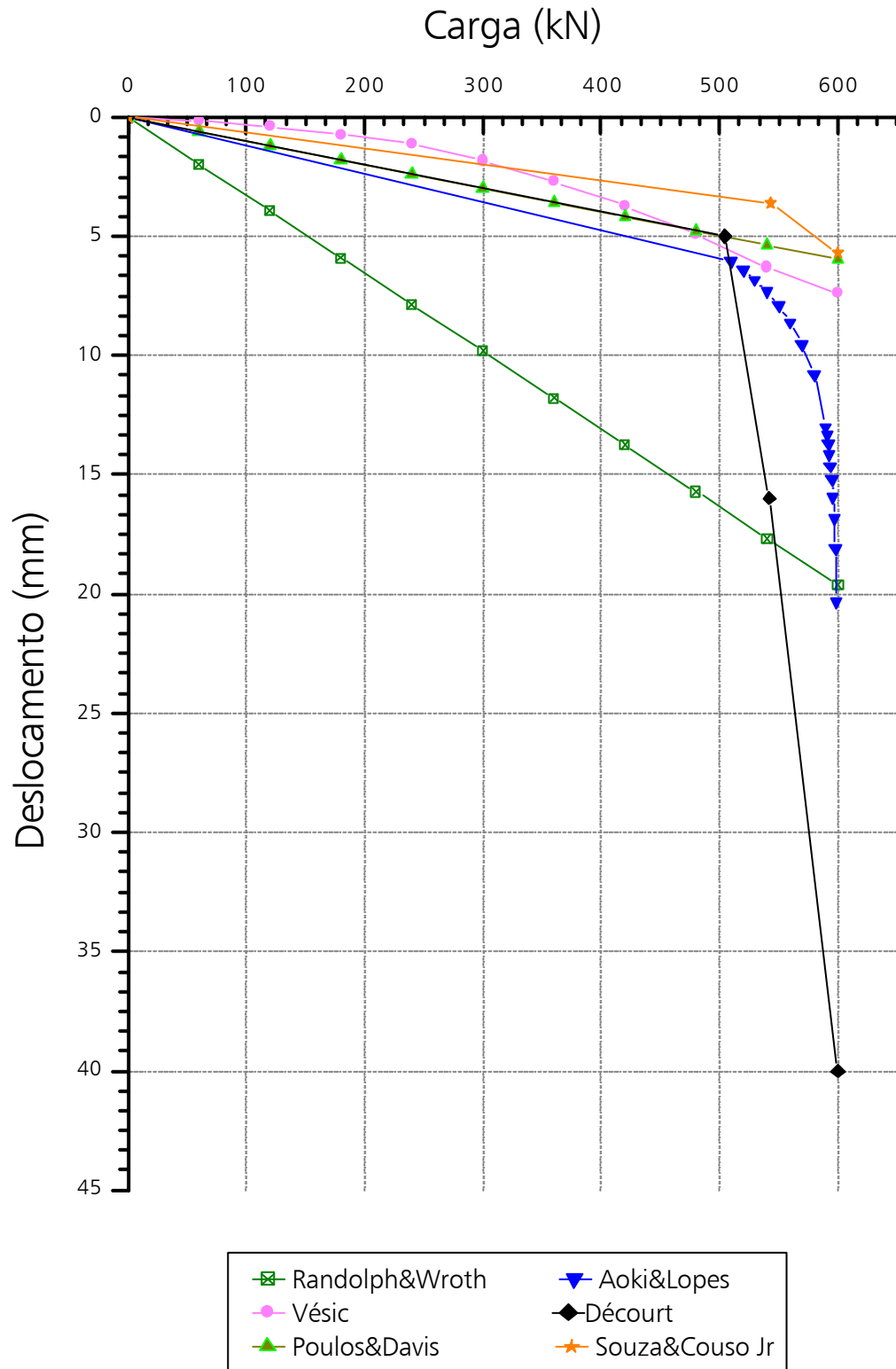


Figura 5.58 - Curvas carga x recalque previstas.

Os métodos teóricos apresentaram uma certa dispersão nos resultados, como se pode verificar na Figura 5.58.

Os métodos de **POULOS & DAVIS (1968)**, **DÉCOURT (1995)** e **AOKI & LOPES (1975)**, apresentaram mesma tendência no trecho inicial da curva, até deslocamentos da ordem de 5,0mm.

5.5. ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS

Apresenta-se neste item a análise global do comportamento das estacas, com base nas provas de carga executadas. São feitas também avaliações dos métodos de previsão dos recalques e das cargas de ruptura.

5.5.1. ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

As análises serão feitas em termos de cargas de ruptura, reação de ponta e atrito lateral.

5.5.1.1. CARGAS TOTAIS DE RUPTURA

Em todos os ensaios realizados procurou-se atingir deslocamentos de no mínimo 15% do diâmetro da estaca. Somando-se as porcentagens de deslocamento dos ensaios lentos e rápidos, chegou-se a valores da ordem de 30% do diâmetro, aproximadamente 120mm.

Uma análise dos resultados dos ensaios lentos, apresentados no item 5.1, permite dizer que:

- as estacas escavadas forneceram uma carga de ruptura média de 682kN, com desvio padrão de 12kN;
- para as estacas hélice contínua, a carga de ruptura média, obtida nas provas de carga lentas, foi da ordem de 885kN e o desvio padrão de 143kN. A baixa carga de ruptura apresentada pela estaca hélice contínua 3 pode estar associada à heterogeneidade do solo, conforme citado anteriormente, e à paralisação da concretagem, devido ao término do concreto na betoneira; a conclusão de sua execução deu-se 1h30min após a interrupção. Este fato pode ter acarretado anomalias à estaca ou ao solo. O atrito lateral, na segunda camada, e a reação de ponta são inferiores àqueles obtidos nas outras duas estacas; e

- o valor da carga de ruptura média para as estacas ômega foi da ordem de 1428kN e o desvio padrão de 113kN.

A partir dos dados obtidos em todas as provas de carga lentas nota-se que, em média, as estacas ômega forneceram valores de carga de ruptura 83% superiores aos das estacas escavadas e 61% superiores aos das estacas hélice contínua .

Analisando-se as estacas hélice contínua e escavadas verifica-se que as primeira forneceram um valor de carga de ruptura média da ordem de 30% superior a escavada.

Para os ensaios rápidos os resultados obtidos foram:

- para as estacas escavadas a carga de ruptura média foi de 744kN e desvio padrão de 38kN;
- nas estacas hélice contínua o valor médio foi da ordem de 803kN e desvio padrão de 116kN; e
- a estaca ômega forneceu um valor médio de 1278kN e desvio padrão de 60kN.

A diminuição da carga de ruptura nos carregamentos rápidos foi observada tanto para as estacas hélice continua quanto para as estacas ômega. Este fenômeno de redução pode estar associado ao processo executivo: ele se manifestou somente para estes dois tipos de estacas, cuja forma de concretagem é semelhante, não sendo observado nas estacas escavadas.

O processo de concretagem, sob pressão, pode imprimir algumas características ao solo, ao redor do fuste, de maneira a torná-lo menos suscetível a responder às cargas de um segundo carregamento. Mas para que ocorra esta redução nos resultados, é necessário que o primeiro carregamento seja levado até o esgotamento do atrito lateral e provoque um grande deslocamento da estaca, ao longo do fuste. Isto pode ser observado quando se analisa o primeiro e o segundo carregamentos lentos executados na estaca ômega 1, que foram interrompidos, como foi destacado no item 5.1 acima (Figura 5.33). Como os

deslocamentos foram pequenos e não se chegou ao esgotamento do atrito lateral, não houve a redução de carga no segundo carregamento lento.

5.5.1.2. REAÇÃO DE PONTA

Apresenta-se a seguir uma análise do comportamento da ponta das estacas, com base nos valores de reação e percentual de ponta obtidos nos três tipos de estacas (Tabela 5.42). A última linha foi acrescida para efeito de comparação e diz respeito a dados obtidos por **ALBUQUERQUE (1996)**, em prova de carga em estaca pré-moldada, instalada no mesmo local e com ponta na mesma cota.

Tabela 5.42 - Valores de reação e percentual de ponta para os quatro tipos de estaca.

Estaca	Prova de Carga Lenta		Prova de Carga Rápida	
	Rp (kPa)	% de ponta	Rp (kPa)	% de ponta
Escavada 1	21	0,5	---	---
Escavada 2	83	2,0	193	4,3
Escavada 3	157	3,6	363	7,5
Média	87	2,0	278	5,9
Hélice 1	760	10,6	502	8,3
Hélice 2	530	7,3	497	7,1
Hélice 3	182	3,2	134	2,6
Média	491	7,0	378	6,0
Ômega 1	1411	10,9	1064	9,6
Ômega 2	2430	20,5	1681	16,3
Ômega 3	1153	10,4	---	---
Média	1665	13,9	1373	13,0
Pré-Moldada	1690	16,4	1572	17,1

Na Figura 5.59 pode-se observar a variação da reação de ponta das estacas nos dois tipos de provas de carga.

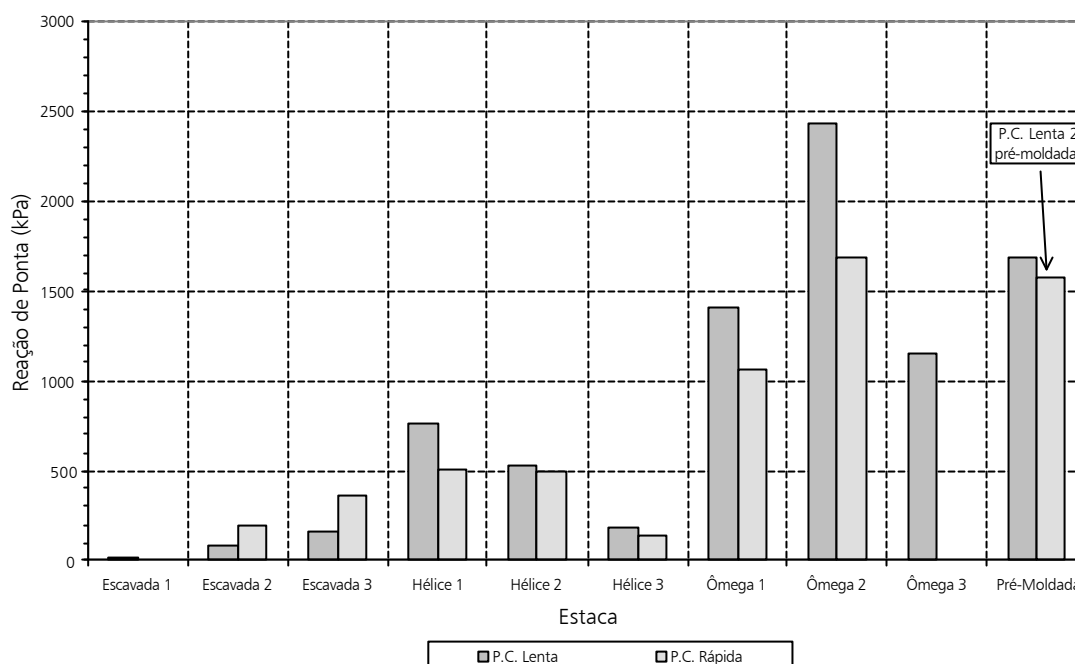


Figura 5.59 – Variação da reação de ponta em função do tipo de estaca e prova de carga.

5.5.1.2.1. ESTACA ESCAVADA X ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.

Verifica-se que devido ao processo executivo, as estacas hélice contínua apresentaram comportamento de ponta melhor que o das escavadas, mobilizando uma reação de ponta 6 vezes superior à escavada. Em termos de percentuais médios de carga de ponta relacionados à carga aplicada no topo, a estaca escavada forneceu um valor de 2% e a estaca hélice contínua 7%.

Analisando-se os deslocamentos necessários para a obtenção do limite máximo da reação de ponta, verifica-se que para a estaca escavada foi em média de 2,3% do diâmetro (10,1mm) e para a estaca hélice de 1,5% (5,8mm). A partir dos valores citados acima, verifica-se que a estaca escavada requereu um deslocamento maior para atingir o limite da reação de ponta.

5.5.1.2.2. ESTACA ESCAVADA X ESTACA ÔMEGA

As estacas ômega também apresentaram comportamento de ponta melhor que o das escavadas, mobilizando uma reação de ponta 19 vezes maior. Com relação aos percentuais de carga de ponta, as estaca ômega forneceram um valor

médio de 14%. Comparando-se ao valor obtido na estaca escavada (2%), pode-se dizer que o processo executivo desta estaca altera às condições do solo em sua ponta.

Com relação aos deslocamentos necessários para obtenção do limite máximo da reação de ponta, verifica-se que para a estaca ômega o valor médio foi de 2,2% do diâmetro (8,4mm), valor próximo ao obtido para a estaca escavada 2,3% do diâmetro (10,1mm).

5.5.1.2.3. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA X ESTACA ÔMEGA

Analisando os valores de reação de ponta, observa-se que as estacas ômega forneceram um valor 3,4 vezes superior ao das estacas hélice contínua. Com relação aos percentuais médios de carga de ponta, as estacas ômega apresentaram um valor de 14% e, as estacas hélice contínua de 7%.

Verifica-se que as estacas ômega, devido ao seu processo executivo, absorveram uma maior resistência de ponta que as outras estacas. Isto deve estar relacionado ao fato de, além de não apresentarem alívio de tensões na escavação, compacta o solo durante a execução.

Verifica-se, pela análise da Tabela 5.42, que as estacas hélice contínua e ômega apresentaram reações de ponta nos ensaios rápidos inferiores aos correspondentes valores nos ensaios lentos. Este fato pode estar relacionado ao comportamento ("strain softening") do solo da segunda camada (ver as Figuras 3.11 a 3.14).

5.5.1.2.4. ESTACA PRÉ-MOLDADA X TRÊS OUTROS TIPOS

A estaca pré-moldada forneceu valores de reação de ponta muito superiores às estacas escavadas, da ordem de 2000% (ensaio lento) e 700% (ensaio rápido). Para as estacas hélice contínua estes valores também foram superiores: 400% (ensaio lento) e 500% (ensaio rápido). Com relação às estacas ômega, estes valores se situaram muito próximos. No ensaio lento a reação de ponta da estaca pré-moldada foi 2% superior e para o ensaio rápido 14%. Pelo exposto, pode-se dizer que, para o solo residual de diabásio, o comportamento de ponta das estacas hélice contínua situa-se entre as estacas escavadas e de

deslocamento e, que as estacas ômega comportam-se como estacas de deslocamento.

5.5.1.3. ATRITO LATERAL UNITÁRIO

Apresentam-se, neste item, as análises do comportamento das estacas em termos dos valores médios do atrito lateral unitário máximo. Os valores de atrito unitário obtidos nos ensaios lentos e rápidos estão apresentados na Tabela 5.44 e na Figura 5.60.

Tabela 5.43 – Valores de atrito lateral unitário máximo.

Tipo de Carregamento	Estaca	Atrito Lateral Unitário Máximo (kPa)			
		0- 5m	5 – 12m	Média	Média Geral
Lento	Escavada 1	39	44	40	41
	Escavada 2	21	54	40	
	Escavada 3	35	46	41	
	Hélice Contínua 1	80	47	60	57
	Hélice Contínua 2	80	53	63	
	Hélice Contínua 3	69	36	49	
	Ômega 1	-----	-----	97	86
	Ômega 2	-----	-----	80	
	Ômega 3	45	108	82	
	Pré-Moldada	24*	43**	29	29
	Pré-Moldada	21*	39**	26	26
	Rápido	Escavada 1	-----	-----	-----
Escavada 2		20	57	41	
Escavada 3		38	48	44	
Hélice Contínua 1		68	42	52	52
Hélice Contínua 2		72	51	59	
Hélice Contínua 3		65	35	46	
Ômega 1		-----	-----	84	79
Ômega 2		-----	-----	73	
Ômega 3		-----	-----	-----	
Pré-Moldada		21*	39**	26	26

* Trecho 0 – 10m

** Trecho 10 – 14m

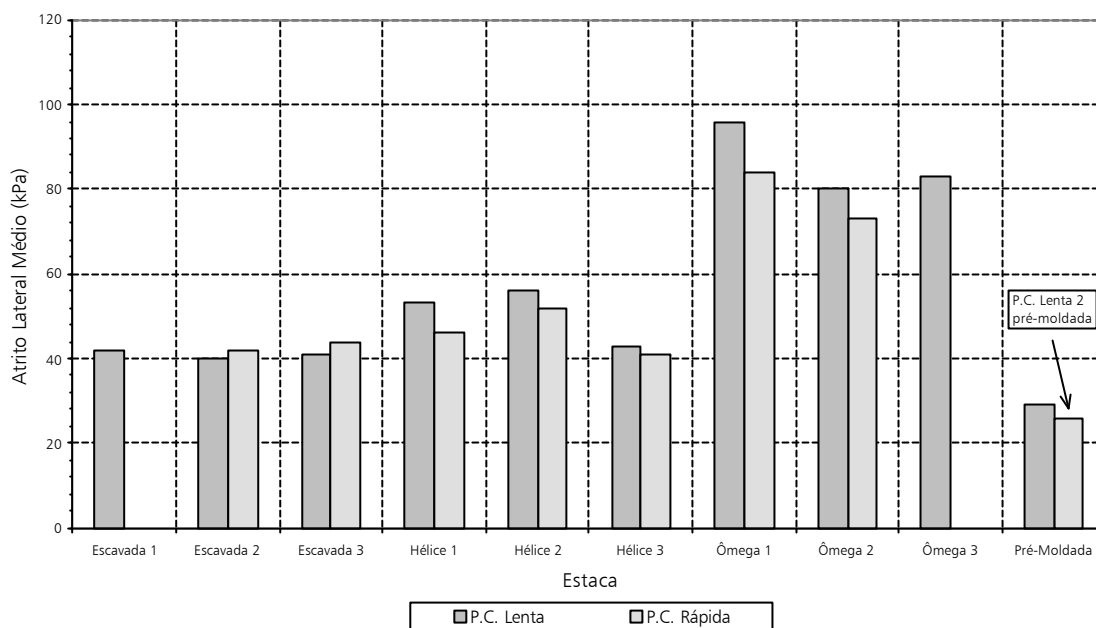


Figura 5.60 – Variação do atrito lateral unitário máximo médio em função do tipo de estaca e prova de carga.

5.5.1.3.1. ESTACA ESCAVADA X ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.

Através de análises efetuadas individualmente para cada trecho das estacas, isto é, de 0 a 5m e de 5 a 12m (Figuras 5.13, 5.14, 5.15, 5.18, 5.19 e 5.21), verificou-se que no primeiro trecho (até 5m), onde o solo é menos resistente, o valor médio de atrito lateral unitário máximo das estacas hélice contínua foi da ordem de 76kPa, superando o valor de 32kPa das estacas escavadas e 45kPa da estaca ômega 3; inclusive o valor médio de 45kPa, obtido no segundo trecho da própria estaca hélice. Este fato pode ser justificado através do abaulamento verificado na estaca hélice contínua 2 (item 4.5). Com relação ao segundo trecho (5 a 12m), verifica-se que as estacas hélice contínua e escavada, forneceram valores de atrito da mesma ordem de grandeza, isto é, 45kPa e 48kPa, respectivamente. Pelo exposto e abstraindo-se do efeito do abaulamento, pode-se dizer que os valores de atrito lateral unitário máximo das estacas hélice contínua estão muito próximos das estacas escavadas e que a diferença nos valores de carga de ruptura está associada aos diferentes valores de reação de ponta.

5.5.1.3.2. ESTACA ESCAVADA X ESTACA ÔMEGA

A estaca ômega forneceu um valor de atrito lateral no primeiro trecho de 45kPa, este valor foi 44% superior ao fornecido pela média das estacas escavadas (32kPa). No segundo trecho (5 –12m) esta diferença aumenta consideravelmente, sendo de 108kPa para a estaca ômega e 48kPa para a estaca escavada, portanto de 125% superior. Isto demonstra que o processo executivo da estaca ômega altera as características do solo, aumentando sua resistência.

5.5.1.3.3. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA X ESTACA ÔMEGA.

Como foi observado anteriormente, os valores de atrito lateral para o primeiro trecho (0 a 5m), fornecidos pelas estacas hélice contínua, sem considerar o efeito do abaulamento, situaram-se no mesmo patamar das estacas escavadas, da ordem de 32kPa, portanto inferiores aos obtido para as estacas ômega. Com relação ao segundo trecho (5 a 12m), o valor de atrito das estacas ômega (108kPa) é 138% superior à média obtida para as estacas hélice contínua, mostrando assim que o processo de execução é o fator diferenciador no comportamento das estacas em estudo.

Com relação ao atrito lateral médio ao longo da profundidade, observa-se que, nos primeiros carregamentos, as estacas ômega apresentaram um valor de 1,4 vezes superior ao das estacas hélice contínua.

Nos ensaios rápidos verificou-se um decréscimo médio no atrito lateral de 10% para as estacas hélice contínua, 8% para a estacas ômega e um acréscimo médio de 5% para a estaca escavada; o fato das estacas hélice contínua e ômega fornecerem valores inferiores no segundo ensaio pode estar associado ao formato do fuste verificado após a extração das estacas. O abaulamento, verificado na estaca hélice contínua, pode ocasionar, após o término do primeiro carregamento, uma região do fuste sem contato com o solo, como é apresentado na Figura 5.61, o que reduziria a área de contato da estaca com o solo, diminuindo o atrito lateral. De fato, a região sem contato estaca – solo, para a estaca hélice contínua 2, situa-se entre as profundidade 1 e 3m (ver Figura 4.3b). Isto implica numa redução de área lateral de cerca de $\frac{1}{12} \cong 9\%$.

Com relação à estaca ômega, pode-se dizer que a redução do atrito lateral, após o primeiro carregamento, está associada a dois efeitos contrários:

- a) o primeiro refere-se à diminuição do contato entre a estaca e o solo no primeiro trecho (0 –5m), como é apresentado na Figura 5.62. Tendo em vista que o “passo” entre nervuras helicoidais é de 30 cm, tal hipótese levaria a uma redução de área lateral de $\frac{5}{0,30} \cdot \frac{0,06}{5} = 20\%$ no final do primeiro carregamento.
- b) o segundo efeito diz respeito ao trecho (5 –12m), em que o solo, por ser mais denso, naturalmente e em consequência do processo de instalação, aderiu firmemente à estaca e passou a fazer parte da mesma, além do que o referido “passo” ficou mais “apertado”, cerca de 12 cm; como estas nervuras implicavam num aumento do diâmetro da estaca em cerca de 4 cm, ter-se-ia um aumento na área lateral de $\frac{4}{36} = 11\%$.

Como resultado desses dois efeitos ter-se-ia uma redução no valor do atrito lateral, da ordem de 5%, por estes cálculos simplistas.

Outro fator que poderia ter gerado esta redução de atrito é o comportamento “strain softening” do solo da segunda camada, associado à presença de superfícies de ruptura, como já foi destacado acima. No entanto, esta conclusão deve ser vista com cautela, pois tal fenômeno não se manifestou nas estacas escavadas.

A distribuição do atrito lateral, por trechos das estacas, mostrou que na estaca escavada a maior parcela do atrito mobilizado se concentra no seu trecho inferior, tal fato era esperado, pois o solo, neste trecho, apresenta maior resistência (Figuras 5.16 a 5.22).

Para a estaca hélice contínua verificou-se que a maior parte do atrito ficou concentrado no trecho superior (Figuras 5.32 a 5.37), o que pode ser explicado através do abaulamento, verificado na estaca hélice contínua 2, como é apresentado no item a seguir.

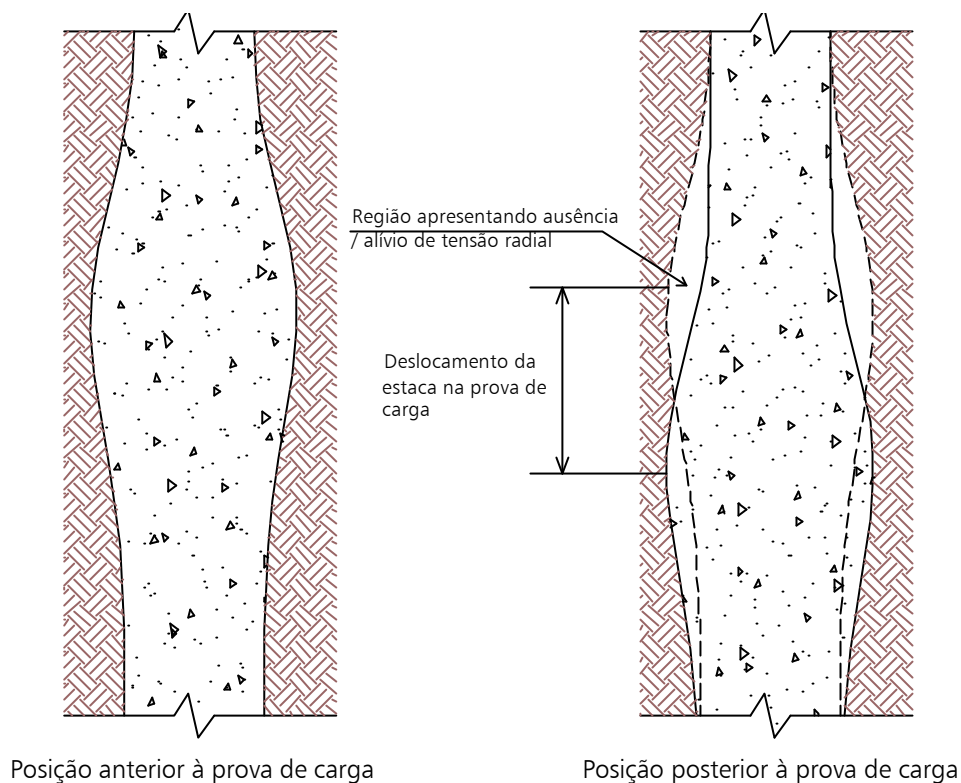


Figura 5.61 – Representação gráfica do deslocamento da estaca hélice contínua.

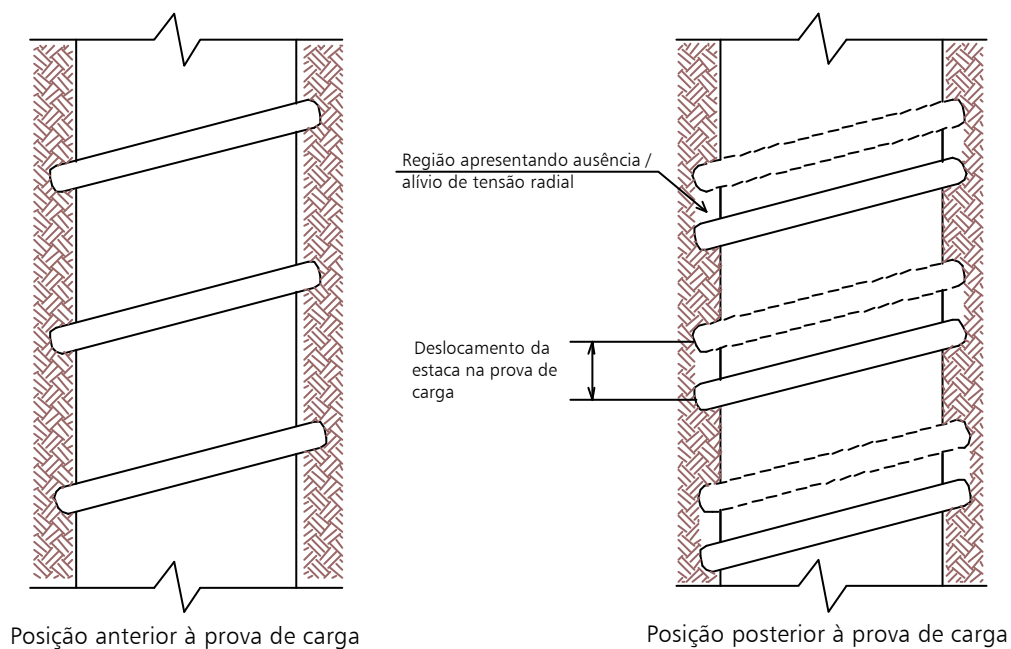


Figura 5.62 – Representação gráfica do deslocamento da estaca ômega.

5.5.1.3.4. ESTACA PRÉ-MOLDADA X TRÊS OUTROS TIPOS

Não é possível fazer uma análise do atrito lateral obtido no primeiro trecho da estaca pré-moldada em comparação aos outros três tipos de estacas. E isto

porque, durante a cravação da estaca pré-moldada houve um descolamento do solo, da camada porosa, em relação ao fuste, por efeito de drapejamento, conforme relatado por **ALBUQUERQUE (1996)**. Este efeito também foi observado por **MENEZES (1997)**, em estaca cravada em solo poroso de Ilha Solteira (SP).

Com relação ao segundo trecho, o atrito fornecido pela estaca pré-moldada (43kPa), no ensaio lento 1, situou-se próximo da média obtida nas estacas escavadas (48kPa) e hélice contínua (45kPa) mas afastou-se muito daquele da estaca ômega (108 kPa). Para o ensaio lento 2, o atrito lateral unitário máximo do segundo trecho da estaca pré-moldada (39kPa), foi inferior ao fornecido pelo ensaio rápido nas estacas escavadas e hélice contínua; 53kPa e 42kPa, respectivamente.

5.5.1.3.5. EFEITO DO ABAULAMENTO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

Através da análise do fuste da estaca hélice extraída do local, verificou-se em dois trechos ao longo do fuste um aumento de sua secção transversal, que são apresentados na Figura 5.63.

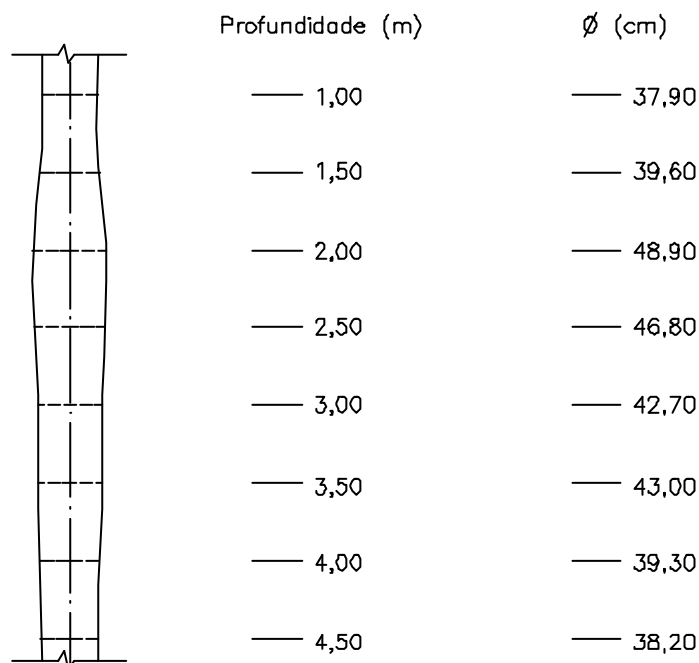


Figura 5.63 - Forma do fuste da estaca hélice contínua 2.

Pode-se verificar que o fuste da estaca teve seu diâmetro aumentado no trecho apresentado acima e que se formaram duas regiões abauladas, nos trechos

de 1 a 3m e de 3 a 4,5m. No primeiro trecho o acréscimo no seu diâmetro foi de 9cm, quando comparado com o diâmetro médio de 40cm.

Como foi citado anteriormente, as estacas hélice contínua forneceram valores de atrito lateral unitário máximo, no primeiro nível instrumentado (0 a 5m), superiores ao outro nível (5 a 12m). Fato este não era esperado, pois através dos ensaios de campo (CPT e SPT), verifica-se que a camada de solo superior oferece valores de resistência mais baixos, o que contraria os resultados de atrito obtidos. Após a extração da estaca hélice contínua 2 verificou-se o fato acima mencionado (abaulamento), o que pode explicar este fenômeno. A ocorrência do aumento de diâmetro da estaca, no trecho superior, está associada à pressão do concreto quando da sua execução, pois como o solo tem natureza fraca e a pressão de concretagem foi elevada, deve ter havido nesses pontos ruptura do solo, por expansão cilíndrica, ocasionando assim uma secção maior na estaca. Pode-se conjecturar, e isto será admitido na seqüência, que o mesmo fenômeno deve ter ocorrido nas outras duas estacas hélice contínua.

Fazendo-se uma analogia destes abaulamentos com a situação de conicidade local da estaca, foi possível justificar o aumento do atrito, citado acima. Para tanto, recorreu-se à literatura técnica, mais propriamente ao trabalho de **NORDLUND (1963)**, que desenvolveu um modelo matemático para o cálculo da carga de ruptura de estacas cônicas, separando o atrito lateral e a carga de ponta. Um resumo do método é apresentado no Apêndice C.

A partir de cálculos efetuados com os parâmetros da estaca e do solo local, mas com coesão nula, obtiveram-se os valores do atrito lateral unitário nos trechos cônicos. Na Figura 5.64 apresenta-se a distribuição do atrito na situação real, isto é, com os abaulamentos, ao lado da situação em que a estaca foi tomada como perfeitamente cilíndrica.

Pode-se verificar, através da Figura 5.64, que nos trechos onde a estaca apresentou abaulamento, de 2 a 5m, os valores de atrito foram de 64% (trecho 2 – 3,5m) superiores à situação não abaulada. Através deste cálculo simples, que teve mais o objetivo de indicar uma tendência, face à hipótese de coesão nula, pode-se explicar o fato do atrito no primeiro nível (0 a 5m) ser superior ao do segundo nível (5 – 12m).

Há de se ressaltar também que este fenômeno não ocorreu na estaca ômega 2, apesar do processo de concretagem ter sido idêntico, porque o solo no fuste é compactado no momento da perfuração, o que reduz a possibilidade de sua ruptura sob a pressão de concreto.

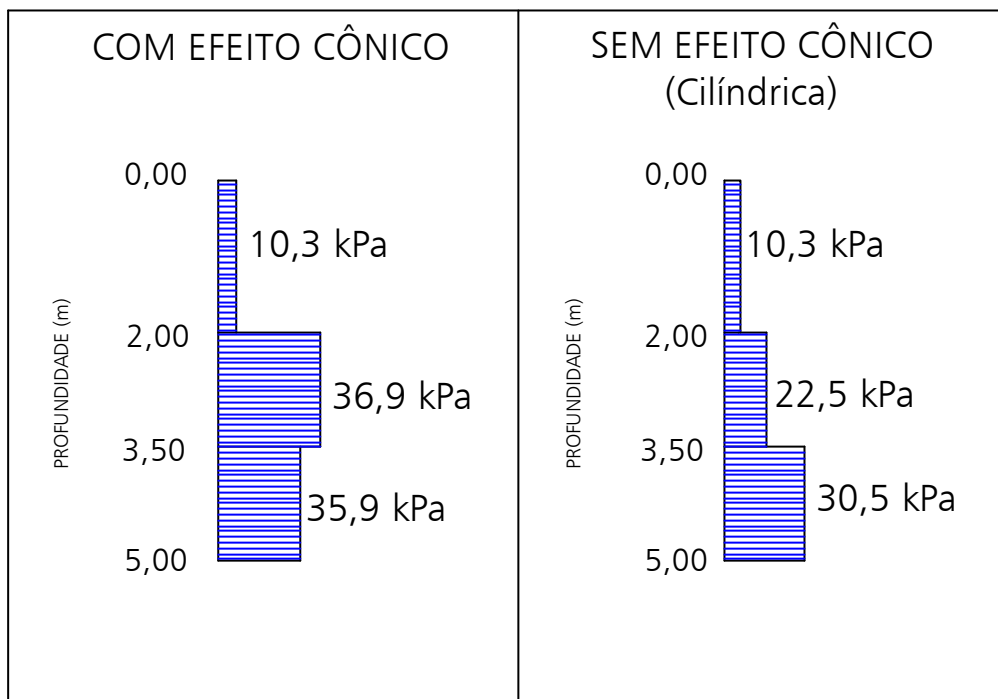


Figura 5.64 - Atrito lateral da estaca hélice contínua 2 – com e sem efeito cônico.

5.5.1.3.6. EQUACIONAMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO ATRITO LATERAL UNITÁRIO MÁXIMO A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO.

Apresentam-se, nas Tabela 5.44 e 5.45, equações para determinação do atrito lateral unitário máximo para cada tipo de estaca. Estas formulações foram obtidas a partir dos valores de atrito lateral médio de cada trecho instrumentado ao longo do fuste das estacas e da média dos parâmetros fornecidos pelos ensaios de campo (SPT-T, CPT-Delft, CPT-Begemann e Cone Elétrico), para o mesmo trecho.

Tabela 5.44 – Equações para determinação do atrito lateral unitário na ruptura (f_u) com base em resultados de ensaios de campo - estacas escavada e hélice contínua – Valores em kPa.

Ensaio	1º Trecho – 0 -5m	2º Trecho – 5 -12m
SPT (N_{SPT})	$f_u = 7,9 * \bar{N}_{SPT}$	$f_u = 6,6 * \bar{N}_{SPT}$
SPT-T (Torque)	$f_u = 2,2 * \bar{T}_{máx}$	$f_u = 1,0 * \bar{T}_{máx}$
CPT - Delft	$f_u = 0,0325 * \bar{q}_c$	$f_u = 0,0313 * \bar{q}_c$
CPT - Begemann	$f_u = 0,0211 * \bar{q}_c$ $f_u = 0,65 * \bar{f}_s$	$f_u = 0,0202 * \bar{q}_c$ $f_u = 0,24 * \bar{f}_s$
Cone Elétrico	$f_u = 0,0125 * \bar{q}_c$ $f_u = 0,89 * \bar{f}_s$	$f_u = 0,0206 * \bar{q}_c$ $f_u = 0,32 * \bar{f}_s$

Tabela 5.45 – Equações para determinação do atrito lateral unitário na ruptura (f_u) com base em resultados de ensaios de campo – estaca ômega – Valores em kPa.

Ensaio	1º Trecho – 0 -5m	2º Trecho – 5 -12m
SPT (N_{SPT})	$f_u = 11,4 * \bar{N}_{SPT}$	$f_u = 14,8 * \bar{N}_{SPT}$
SPT-T (Torque)	$f_u = 3,2 * \bar{T}_{máx}$	$f_u = 2,3 * \bar{T}_{máx}$
CPT - Delft	$f_u = 0,0469 * \bar{q}_c$	$f_u = 0,0706 * \bar{q}_c$
CPT - Begemann	$f_u = 0,0304 * \bar{q}_c$ $f_u = 0,94 * \bar{f}_s$	$f_u = 0,0456 * \bar{q}_c$ $f_u = 0,53 * \bar{f}_s$
Cone Elétrico	$f_u = 0,0180 * \bar{q}_c$ $f_u = 1,28 * \bar{f}_s$	$f_u = 0,0465 * \bar{q}_c$ $f_u = 0,73 * \bar{f}_s$

5.5.1.4. VALORES OBTIDOS NA PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA

Vários métodos de previsão de carga de ruptura foram apresentados anteriormente, entre eles, os já consagrados na engenharia geotécnica brasileira **AOKI & VELLOSO (1975)** e **DÉCOURT & QUARESMA (1978)**. A maioria dos métodos, principalmente os teóricos, não levam em consideração o processo executivo das estacas, o que torna seus empregos, restrito apenas à indicação da carga de ruptura para o caso de uma estaca genérica (escavada).

Para a determinação da carga de ruptura das estacas hélice contínua e ômega, (principalmente para o primeiro tipo), já existem algumas proposições, como é o caso dos métodos de **ALONSO (1996, 2000)**, **DÉCOURT & QUARESMA (1978)** alterado por **DÉCOURT (1996)**, **VORCARO & VELLOSO (2000b)** e **KAREZ &**

ROCHA (2000), estes dois últimos apresentados por ocasião do 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE IV).

Para a estaca ômega existem os métodos de **BUSTAMANTE & GIANESSELLI (1998)** e de **CABRAL et al. (2000)**, este divulgado informalmente através de catálogo técnico também por ocasião do SEFE IV.

Apresenta-se na Tabela 5.46 os valores de carga de ruptura obtidos através da aplicação dos métodos teóricos, utilizando-se os dados de uma estaca genérica (escavada) com 12m de comprimento e 0,45m de diâmetro; igual a estaca estudada neste trabalho.

Tabela 5.46 - Carga de ruptura – métodos teóricos.

Método	Q _{l-calc}	Q _{p-calc}	Q _{total-calc}	Q _{l-nc}	Q _{p-nc}	Q _{total-nc}	Q _{total-calc} / Q _{total-nc}
Berezantzev & Nordlund	301	534	835	655	27	682	1,22
Meyerhof	835	6	841				1,23
Skempton	509	178	687				1,01

Obs.: Os valores de carga de ruptura referentes à prova de carga são obtidos através da média dos valores das três estacas escavadas.

Verifica-se através da Tabela 5.47, que os valores de carga de ruptura obtidos se aproximaram ao da prova de carga, principalmente o método de **SKEMPTON (1951)**. É importante ressaltar que estes métodos não levam em consideração o processo executivo da estaca, mas sim suas características geométricas.

A Tabela 5.47 apresenta os resultados obtidos através do emprego dos métodos empíricos e semi-empíricos para estacas escavadas.

Tabela 5.47 - Carga de ruptura prevista – estaca escavada.

Método	Ensaio	Q_{l-calc}	Q_{p-calc}	$Q_{total-calc}$	Q_{l-pc}	Q_{p-pc}	$Q_{total-pc}$	$Q_{total-calc} / Q_{total-pc}$
Aoki & Velloso	SPT	135	112	247	641	14	682	0,36
	CPT - Begemann	354	130	484				0,71
	CPT - Delft	106	104	210				0,31
	Cone Elétrico	259	111	370				0,54
P.P.Velloso	CPT - Begemann	1062	164	1226				1,80
	Cone Elétrico	778	140	918				1,35
Philipponat	CPT - Begemann	499	175	674				0,99
	CPT - Delft	323	141	464				0,68
	Cone Elétrico	642	149	791				1,16
Décourt & Quaresma	SPT	358	161	519				0,87
	SPT - T	315	179	494				0,72
Meyerhof	SPT	173	319	492				0,72
Alonso	SPT - T	304	190	494				0,72
	$f_s = 5N_{SPT} + 15$	434	190	624				0,91
Vorcaro & Velloso	SPT	---	---	583				0,85

Na Figura 5.65 estão plotados os valores da relação $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função do tipo de método e ensaio utilizados para a estaca escavada.

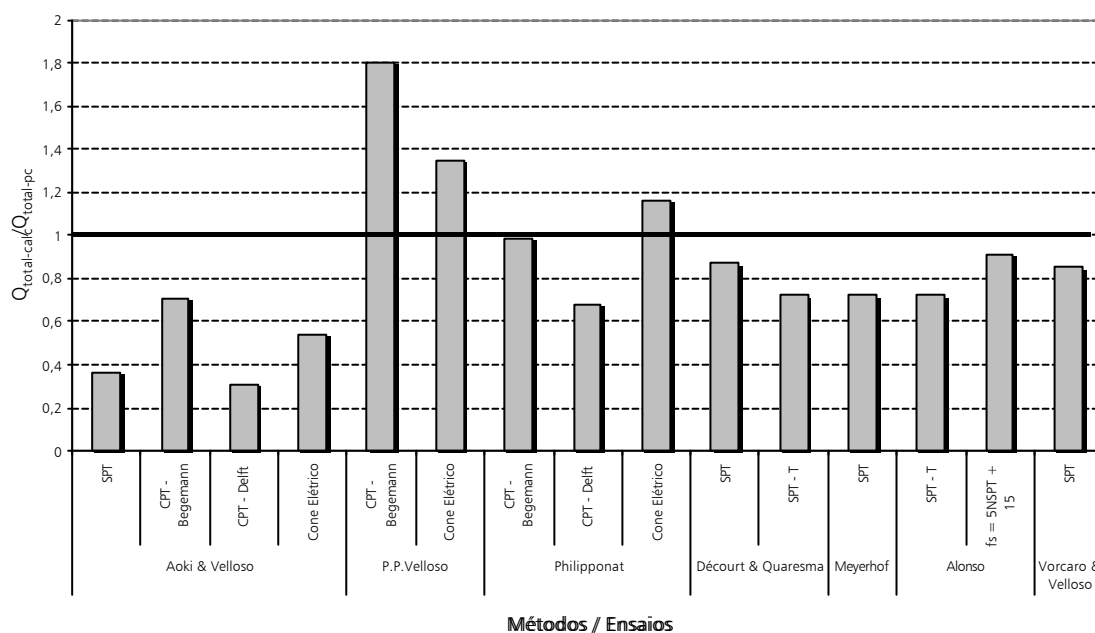


Figura 5.65 – Variação de $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função dos métodos e ensaios utilizados – estaca escavada.

Através da análise efetuada na Tabela 5.48 e Figura 5.65, pode-se observar que a maioria dos métodos forneceram carga de ruptura abaixo do valor obtido na prova de carga; apenas os métodos de **P.P. VELLOSO (1981)** e **PHILIPPONAT (1978)**

(cone elétrico) proporcionaram valores superiores ao do ensaio. Os métodos de **ALONSO (1996)** ($f_s = 5N_{SPT} + 15$), **PHILIPPONAT (1978)** (CPT–Begemann e Cone Elétrico), **DÉCOURT & QUARESMA (1978)** (SPT) e **VORCARO & VELLOSO (2000a)** forneceram bons resultados. Deve-se notar que os valores de carga lateral e de ponta, ficaram distantes dos obtidos na prova de carga, principalmente no que diz respeito à carga de ponta. Pode-se dizer que a maioria destes métodos são conservativos

Na Tabela 5.48 são apresentados os valores previstos de carga de ruptura para estacas hélice contínua.

Tabela 5.48 - Carga de ruptura prevista – estaca hélice contínua.

Método	Ensaio	Q_{l-calc}	Q_{p-calc}	$Q_{total-calc}$	Q_{l-pc}	Q_{p-pc}	$Q_{total-pc}$	$Q_{total-calc} / Q_{total-pc}$
Décourt & Quaresma	SPT	358	161	519	820	65	885	0,59
	SPT - T	315	179	494				0,56
Alonso	SPT - T	299	151	489				0,55
	$f_s = 5N_{SPT} + 15$	427	151	617				0,70
Karez & Rocha	SPT	420	266	686				0,78
Vorcaro & Velloso	SPT	---	---	454*				0,51

* Valor médio

Na Figura 5.66 estão plotados os valores da relação $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função do tipo de método e ensaio utilizados para a estaca hélice contínua.

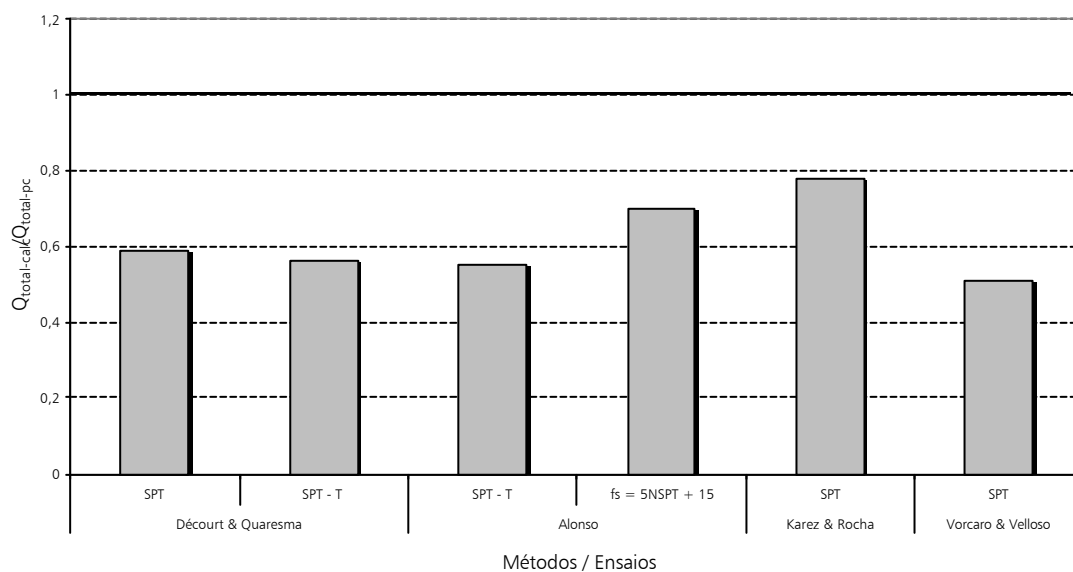


Figura 5.66 – Variação de $Q_{total-calc} / Q_{total-pc}$ em função dos métodos e ensaios utilizados – estaca hélice contínua.

Observando-se a Tabela 5.49 e a Figura 5.66, nota-se que os métodos forneceram valores de carga de ruptura abaixo dos valores obtidos na prova de carga. O método **KAREZ & ROCHA (2000)** forneceu o maior valor de carga de ruptura, apesar de ainda ser inferior ao obtido na prova de carga. A partir destes dados verifica-se a necessidade de maiores estudos, possibilitando a proposição de parâmetros confiáveis para utilização destes métodos.

A Tabela 5.49 apresenta os valores obtidos para a estaca ômega.

Tabela 5.49 - Carga de ruptura prevista – estaca ômega.

Método	Ensaio	Q_{l-calc}	Q_{p-calc}	$Q_{total-calc}$	Q_{l-pc}	Q_{p-pc}	$Q_{total-pc}$	$Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$
Bustamante & Gianeselli	SPT	701	1043	2104	1229	199	1428	1,47
	CPT - Begemann	1011	175	1186				0,83
	CPT - Delft	1011	120	1350				0,95
	Cone Elétrico	1129	221	1350				0,95
Cabral et. al.	SPT	324	280	604				0,42

Na Figura 5.67 estão plotados os valores da relação $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função do tipo de método e ensaio utilizados para a estaca ômega.

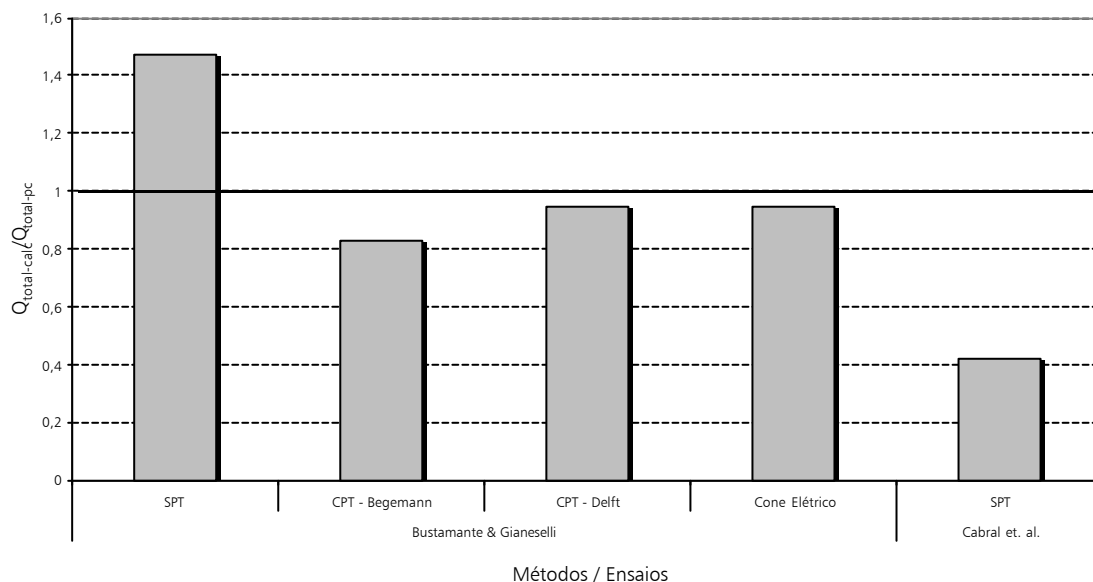


Figura 5.67 – Variação de $Q_{total-calc}/Q_{total-pc}$ em função dos métodos e ensaios utilizados – estaca ômega.

Em relação aos métodos **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)** e o de **CABRAL et. al. (2000)**, desenvolvidos para as estacas ômega, verifica-se que o primeiro método forneceu valores próximos ao obtido na prova de carga. Observar

que, quando se utiliza os dados do SPT, os valores são superiores, devendo-se, portanto, tomar muito cuidado ao empregar dados deste ensaio. Com relação ao método de **CABRAL et. al. (2000)**, é importante ressaltar que faltam parâmetros que permitam empregá-lo em variados tipos de solos.

5.5.1.5. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

Com base nas curvas carga x recalque obtidas através do emprego dos métodos apresentados em item 5.4 e a partir dos dados obtidos dos ensaios realizados na estaca escavada². Analisar-se-á resultados obtidos no emprego dos métodos de previsão da curva carga x recalque .

Apresenta-se na Tabela 5.68 os valores de deslocamento máximo obtidos através do emprego das fórmulas de previsão de recalque, e sua comparação ao deslocamento médio associado à carga de trabalho (FS=1,5) 400kN (previsão) e 455kN (valor médio) das estacas escavadas (ensaio lento). Utilizou-se fator de segurança igual a 1,5.

Tabela 5.50 – Valores de recalque obtidos através dos métodos, para a carga de trabalho.

Método	$Q_{\text{trab-calc}}$ (kN)	$S_{\text{trab-calc}}$ (mm)	$S_{\text{trab-pc}}$ (mm)	$S_{\text{trab-calc}}/S_{\text{trab-pc}}$
Randolph & Wroth	400	13,1	1,1*	11,6
Vésic	400	3,4		3,0
Poulos & Davis	400	5,1		4,5
Aoki & Lopes	400	4,7		4,2
Décourt	400	4,0		3,5
Souza & Couso Jr	400	2,7		2,3

* Deslocamento médio associado a carga de trabalho de 455kN.

Apresenta-se na Figura 5.68 um gráfico em que se pode observar a variação da relação $S_{\text{calc}}/S_{\text{pc}}$ em função do método utilizado para o cálculo de recalque. É importante ressaltar que os valores de recalque das provas de carga são estimados a partir da curva obtida nas provas de carga.

² Considerou-se este tipo de estaca devido seu comportamento se aproximar mais de uma situação genérica.

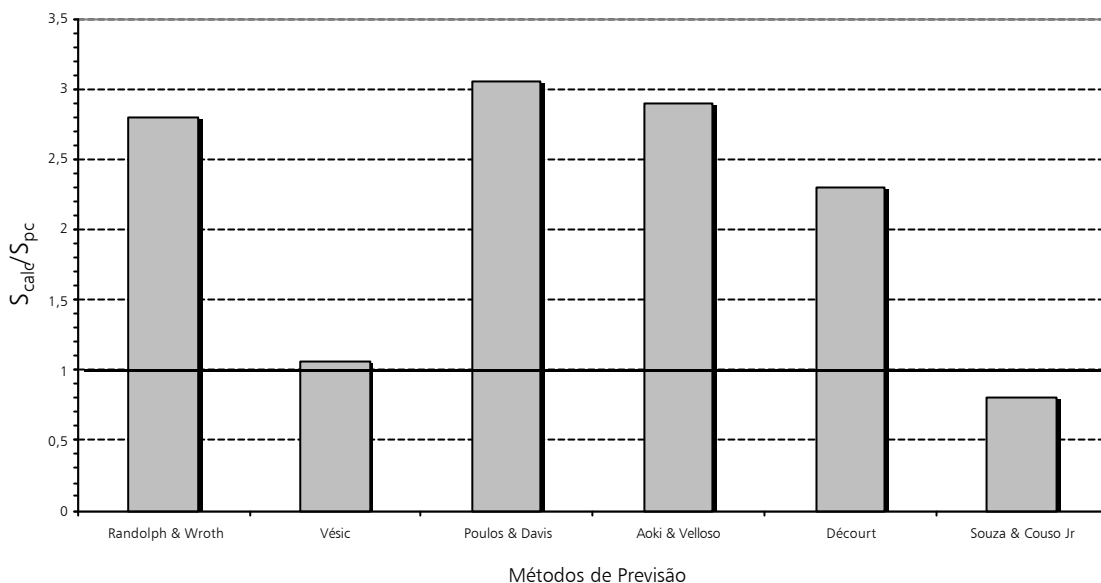


Figura 5.68 – Variação de $S_{trab-cal}/S_{trab-pc}$ em função do método utilizado para a previsão de recalque.

Pode-se observar através da Tabela 5.50 e da Figura 5.68. que o método de **RANDOLPH & WROTH (1978)**, foi o que mais se afastou do recalque médio associado à carga de trabalho para a estaca escavada. Os que mais se aproximaram foram os de **SOUZA & COUZO Jr. (1997)** e **VÉSIC (1969, 1975a)**.

É importante ressaltar que a maioria dos métodos citados acima, são teóricos, baseados principalmente nas propriedades do solo, sendo que o único empírico é o de **DÉCOURT (1995)**.

Na Figura 5.69 apresentam-se as curvas obtidas a partir da porcentagem de carga associada à carga de ruptura com relação ao deslocamento. Pode-se observar que, exceto as curvas obtidas através de **RANDOLPH & WROTH (1978)**, as outras apresentaram uma tendência de comportamento próxima às obtidas nas provas de carga. Nota-se que, em todos os métodos, os valores de recalques foram superiores ao obtidos nas provas de carga no trecho de mobilização do atrito lateral. O método de **AOKI & LOPES (1975)** apresentou um trecho associado à inflexão da curva carga x recalque, adjacente à ruptura, próximo ao fornecido pelas estacas escavadas 2 e 3.

Através de análises efetuadas nas curvas carga x recalque em conjunto com os gráficos de Cambefort, verifica-se que os deslocamentos associados ao ponto de inflexão da curva carga x recalque, pontos estes anteriores à ruptura da estaca, foram em média de 14mm para as estacas escavadas, 7mm para as estacas hélice contínua e 9mm para as estacas ômega.

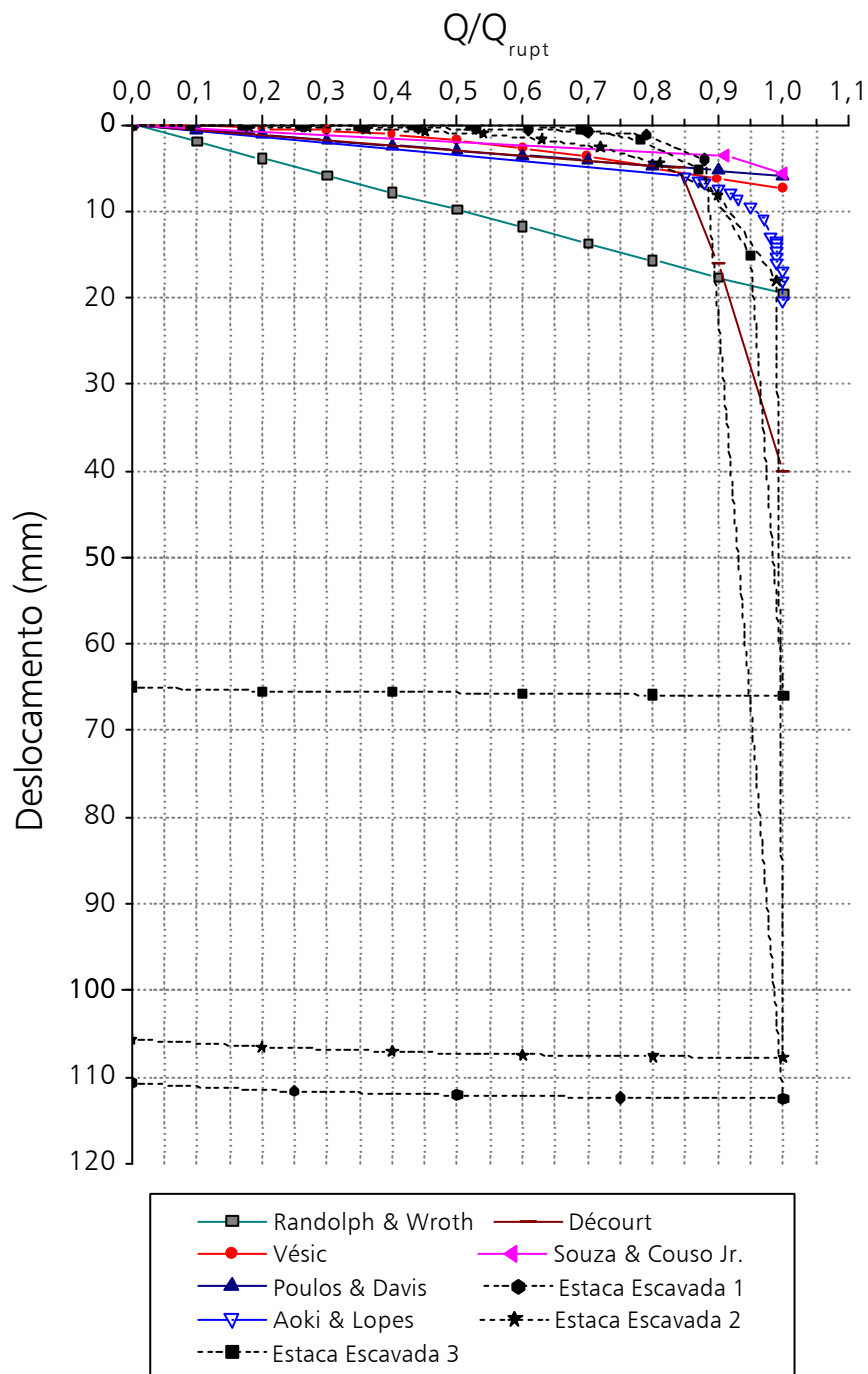


Figura 5.69 – Curvas da relação Q/Q_{rupt} x recalque – previstas e obtidas nos ensaios.

CONCLUSÕES

A pesquisa permitiu chegar a várias conclusões, de interesse ao meio técnico, não só do ponto de vista do comportamento das estacas, consideradas em si mesmas e através de comparações, mas também no que se refere:

- a) à monitoração executiva das estacas hélice contínua e ômega;
- b) à avaliação do estado das estacas extraídas do terreno e sua importância na interpretação dos resultados;
- c) ao desempenho da instrumentação;
- d) à interpretação dos dados da instrumentação em termos de cargas totais e das reações de ponta e atrito lateral; e
- e) às previsões das cargas de ruptura e das curvas carga-recalque do topo, feitas antes da realização das provas de carga.

6.1. MONITORAÇÃO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA

6.1.1. Os diâmetros, determinados através dos volumes fornecidos pela monitoração, situaram-se próximos ao real. Para a estaca hélice contínua o valor obtido pela monitoração foi de 0,42m e o real de 0,40m, e, para a estaca ômega, foi de 0,40m e 0,39m, respectivamente.

6.1.2. No entanto, não se pode generalizar esta conclusão, havendo a necessidade de se criar um banco de dados com resultados de monitoração e de inspeções nestes tipos de estacas.

6.2. EXTRAÇÃO DAS ESTACAS E SEUS REFLEXOS NA INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

6.2.1. O procedimento para extração de uma estaca apresenta grandes dificuldades, devendo-se tomar cuidado ao dimensionar o anel metálico de fixação no fuste para que, ao içá-la, não haja risco de ruptura do aço e da aderência do

anel-concreto. Deve-se escavar totalmente o fuste da estaca, reduzindo-se ao máximo a força imprimida pelo guindaste e, assim, diminuindo o risco de acidentes. Ao quebrar o bloco de coroamento da estaca, deve-se cuidar para que não haja danos ao topo da mesma, o que tornaria esta região mais fraca, diminuindo a resistência do concreto à solicitação de tração, esforço este ocasionado pelo içamento da estaca.

6.2.2. Constatou-se, após a extração das estacas, que:

- a) as estacas escavadas e a hélice contínua apresentaram pouca rugosidade, sendo verificado, nesta última, “frisos” ao longo do fuste; nas estacas ômega o grau de rugosidade foi alto, devido à presença de pedrisco ao longo de seu comprimento;
- b) a estaca hélice contínua apresentou abaulamento no trecho de 1,5 a 3,0m; a estaca ômega apresentou, em seu fuste, nervuras espaçadas de 30cm, nos seus primeiros 6m, e de 12cm, nos últimos 6m;
- c) o solo estava fortemente aderido à estaca ômega; e
- d) as suas pontas possuíam formas diferentes, sendo que, para a escavada, era pontiaguda; para a hélice contínua, coincidia com a da ponta da broca; e, para a ômega, era arredondada.

6.3. INSTRUMENTAÇÃO AO LONGO DA PROFUNDIDADE

6.3.1. Apesar dos desvios do tubo da instrumentação em relação ao eixo da estaca, verificados após a extração das 3 estacas, pode-se dizer que houve consistência nos resultados obtidos. Isto confirma que a utilização de barras de aço CA-50, instrumentadas em ponte completa, instaladas posteriormente em tubos de aço, inseridos ao longo do fuste de estacas, é uma boa técnica para a medida da transferência de carga de uma fundação profunda.

6.3.2. O processo utilizado na instalação do tubo de aço / barras instrumentadas em estacas hélice contínua e ômega precisa ser reavaliado, para evitar a ocorrência de desvios em relação ao eixo das estacas, como foi citado acima. Deve-se, então, buscar alternativas de instalação do tubo, como, por exemplo, ao final da escavação, descer o tubo pelo eixo do trado, antes do lançamento do concreto.

6.4. INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO EM TERMOS DE CARGAS TOTAIS

6.4.1 As curvas carga x recalque, obtidas nas provas de carga lentas e rápidas, apresentaram clara definição de ruptura.

6.4.2. As estacas escavadas forneceram valores médios de carga de ruptura, nos ensaios lentos, de 682kN, bem inferiores aos encontrados para as estacas hélice contínua, de 885kN, e para as ômega, de 1428kN, mostrando que o processo executivo é fator preponderante na definição da capacidade de carga.

6.4.3. O processo executivo das estacas ômega imprimiu certas características ao solo, tornando o seu comportamento, em termos de carga de ruptura, superior aos outros dois tipos de estacas. O solo ao redor dessas estacas, por ter sido deslocado, sofreu intenso processo de densificação, fato confirmado pelas amostras de solo, coletadas nas suas proximidades. Além disso, o processo construtivo gerou rugosidades e nervuras ao longo do fuste das estacas ômega, como foi indicado acima.

6.4.4. A redução nos valores médios das cargas de ruptura, observados nos segundos carregamentos das estacas hélice contínua (de 885 a 803kN) e ômega (de 1428 a 1278kN), está associada às características geométricas do fuste ("abaulamento", na parte superior das hélice contínua, e "nervuras", nas ômega), observadas após a extração das estacas, e ao comportamento "strain softening" dos solos da camada inferior. Um dos efeitos destas características geométricas foi a diminuição das áreas de contato do solo-estaca, na camada superior, no final do primeiro carregamento. Nas estacas ômega este efeito foi maior do que aquele resultante do aumento das suas secções transversais, no trecho correspondente à segunda camada de solo, causado pelas nervuras, que se dispunham num passo "apertado", além do que o solo neste trecho estava fortemente aderido aos fustes das estacas.

6.5. INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO EM TERMOS DE REAÇÃO DE PONTA E ATRITO LATERAL

6.5.1. As funções de transferência de carga apresentaram uma boa definição, tanto para o atrito lateral unitário quanto para a reação de ponta. Foram necessários pequenos deslocamentos para a plena mobilização do atrito lateral, da ordem de 5,4mm para as estacas escavadas, de 6,2mm para as estacas hélice contínua e de 6,1mm para as estaca ômega.

6.5.2. As estacas absorveram, em relação à carga total, pouca carga na ponta, em média de 2% para as estacas escavadas, 7% para as estacas hélice contínua e 14% para as estacas ômega. Esta última cifra é praticamente a que foi constatada em estaca pré-moldada, ensaiada no mesmo local e com ponta na mesma cota. As estacas escavadas deixam solo solto e desestruturado na região da ponta, daí o baixo valor médio da reação de ponta (87kPa nos ensaios lentos). As hélice contínua revelaram, neste aspecto, comportamento intermediário (491kPa) e, as estacas ômega, um valor mais elevado (1665kPa), próximo ao da pré-moldada de concreto (1690kPa).

6.5.3. Em termos de distribuição ao longo do fuste, o atrito lateral unitário foi crescente com a profundidade para as estacas escavadas e ômega, o que era esperado, pois a camada inferior de solo é mais resistente. Quanto às estacas hélice contínua, o atrito lateral foi maior no trecho superior devido ao já citado efeito do abaulamento da estaca nessa região.

6.5.4. Analisando-se os valores de atrito lateral unitário médio, fornecidos pelas estacas escavadas (48kPa - ensaio lento – 5 a 12m) e hélice contínua (45kPa - ensaio lento – 5 a 12m), e desconsiderando-se o citado efeito de abaulamento, pode-se dizer que ambas apresentaram comportamentos semelhantes em termos de atrito.

6.5.5. As estacas ômega, mais rugosas, com “nervuras” e com solo mais denso em volta dos fustes, mercê do processo construtivo, apresentaram valores de atrito lateral unitário médio (86kPa) muito superiores aos das outras estacas (41kPa – escavada e 57kPa – hélice contínua).

6.5.6. Estas características (“abaulamento” e “nervuras”), foram responsáveis pela diminuição do atrito lateral destas estacas nos ensaios rápidos, como se explicou acima.

6.6. PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA

6.6.1. Para as estacas escavadas, verificou-se que os métodos de **VORCARO & VELLOSO (2000a)**, **DÉCOURT & QUARESMA (1978)**–SPT, **ALONSO (1996)** ($f_s = 5N_{SPT} + 15$) e **PHILIPPONAT (1978)** (CPT – Begemann e Cone Elétrico), forneceram valores de carga de ruptura próximos à média obtida nos ensaios lentos.

6.6.2. Quanto às estacas hélice contínua, os métodos empregados revelaram-se conservadores; o que forneceu valor mais próximo à carga de ruptura foi de **KAREZ & ROCHA (2000)**.

6.6.3. O método de **BUSTAMANTE & GIANESELLI (1998)**, desenvolvido para estacas ômega, conduziu a valor de capacidade de carga próximo ao obtido nas provas de carga quando são utilizados dados de CPT, mas deve ser reavaliado quando a estimativa é feita com base no SPT, pois os parâmetros propostos para seu emprego podem estar baseados em energia de cravação diferente da utilizada no Brasil.

6.6.4. Deve-se usar criteriosamente os dados de ensaios de CPT, na previsão da capacidade de carga, pois o tipo de ponteira conduz a valores diferentes de atrito lateral e de carga de ponta.

6.7. PREVISÃO DA CURVA CARGA X RECALQUE

6.7.1. Os métodos de previsão de recalques de **SOUZA & COUZO Jr. (1997)** e **VÉSIC (1969, 1975a)** forneceram valores de recalques, associados à carga de trabalho, mais próximos do valor médio observado nas estacas escavadas.

6.7.2. Dos métodos utilizados, o proposto por **AOKI & LOPES (1975)**, foi o que apresentou melhor resultado do ponto de vista global.

6.7.3. Os métodos de **RANDOLPH & WROTH (1978)** e **POULOS & DAVIS (1968)**, são de difícil aplicação, pois levam em consideração parâmetros do solo

relacionados a ensaios pouco disponíveis para o projeto de fundações, como por exemplo, o módulo de cisalhamento do solo.

6.8. À GUIA DE CONCLUSÃO

Um dos objetivos desta pesquisa foi o de tentar dirimir dúvidas quanto ao comportamento, à compressão, de três tipos de estacas (escavadas, hélice contínua e ômega) entre sí e perante as estacas de deslocamento (pré-moldadas de concreto), quando instaladas em solo residual de diabásio..

Graças à medições feitas e ao cotejamento com o comportamento de estaca pré-moldada de concreto, objeto de pesquisa que levou o autor ao Mestrado, pôde-se chegar a algumas conclusões, neste sentido.

a) As estacas ômega apresentaram valores de reação de ponta médio 3,4 vezes superior aos das estacas hélice contínua e 19,1 vezes aos das estacas escavadas. As estacas ômega aproximam-se das pré-moldadas de concreto quanto a esse aspecto; as escavadas são as que mais se afastam e as hélice contínua revelaram comportamento intermediário.

b) As estacas ômega apresentaram valores de atrito lateral médio 1,5 vezes superior aos das estacas hélice contínua (considerando o efeito de “abaulamento”) e 2,1 vezes aos das estacas escavadas, face ao desenvolvimento de nervuras ao longo do fuste e à densificação do solo ao redor das estacas. Apresentaram, inclusive, valores de atrito lateral superiores aos das estacas pré-moldadas de concreto, provavelmente porque durante a cravação destas últimas houve um descolamento do solo, da camada porosa, em relação ao fuste, por efeito de drapejamento

c) Abstraindo-se de efeitos de “abaulamento”, as estacas hélice contínua e as escavadas apresentaram atritos laterais comparáveis entre si.

ANEXO I

RESULTADOS DA MONITORAÇÃO DA EXECUÇÃO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA E ÔMEGA

Apresentam-se neste item os gráficos fornecidos pela monitoração da execução das estacas hélice contínua e ômega.

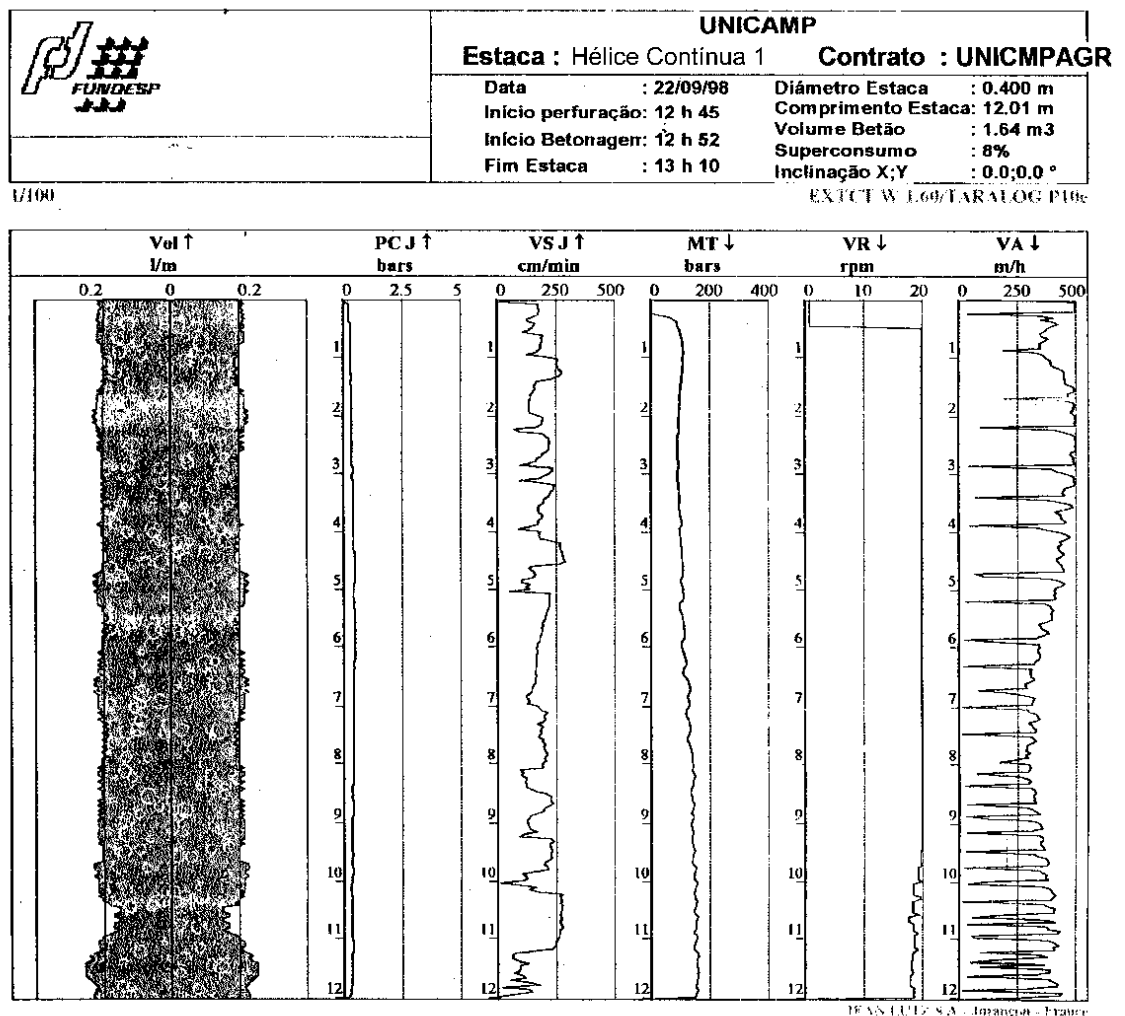


Figura AN.1 – Dados de Execução - Estaca Hélice Contínua 1

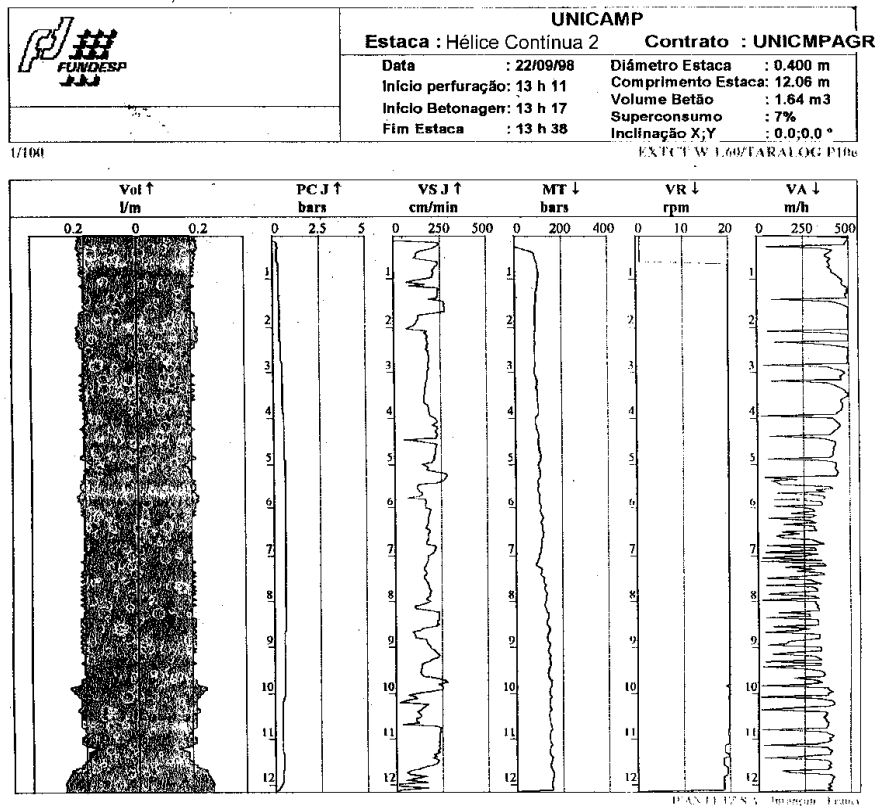


Figura AN.2 – Dados de Execução - Estaca Hélice Contínua 2

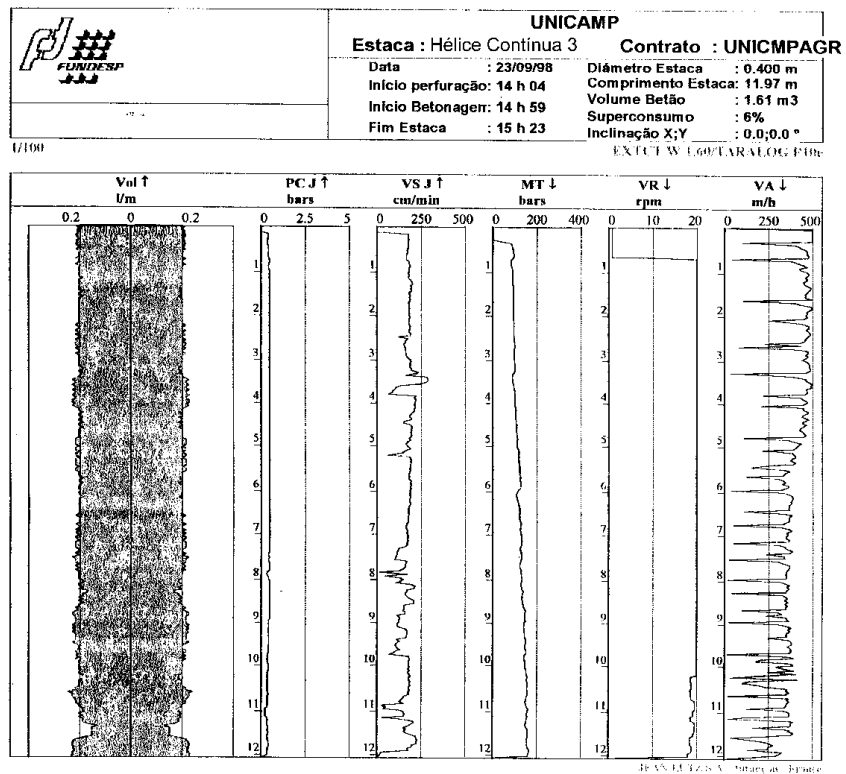


Figura AN.3 – Dados de Execução - Estaca Hélice Contínua 3.

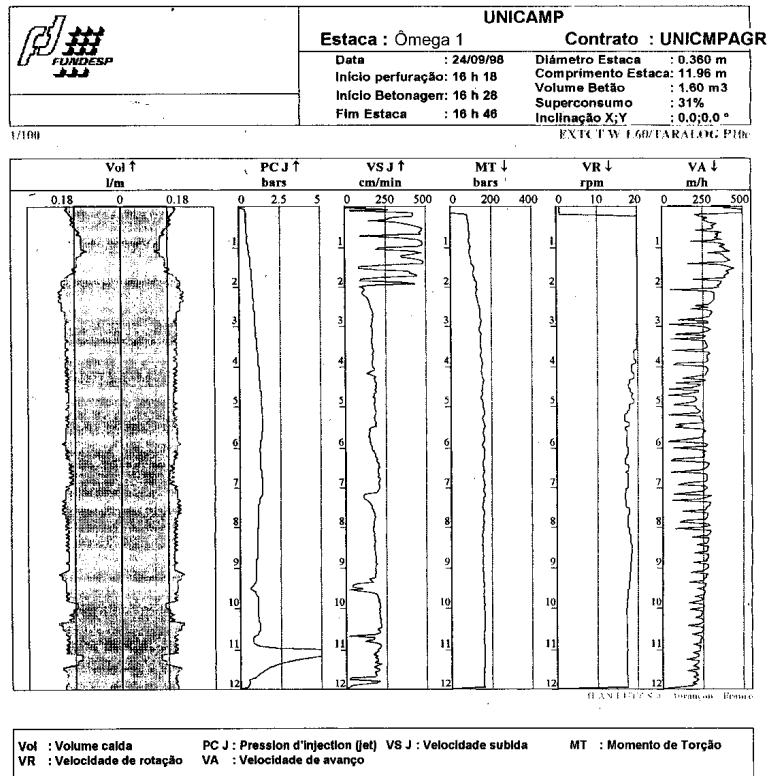


Figura AN.4 – Dados de Execução - Estaca Ômega 1.

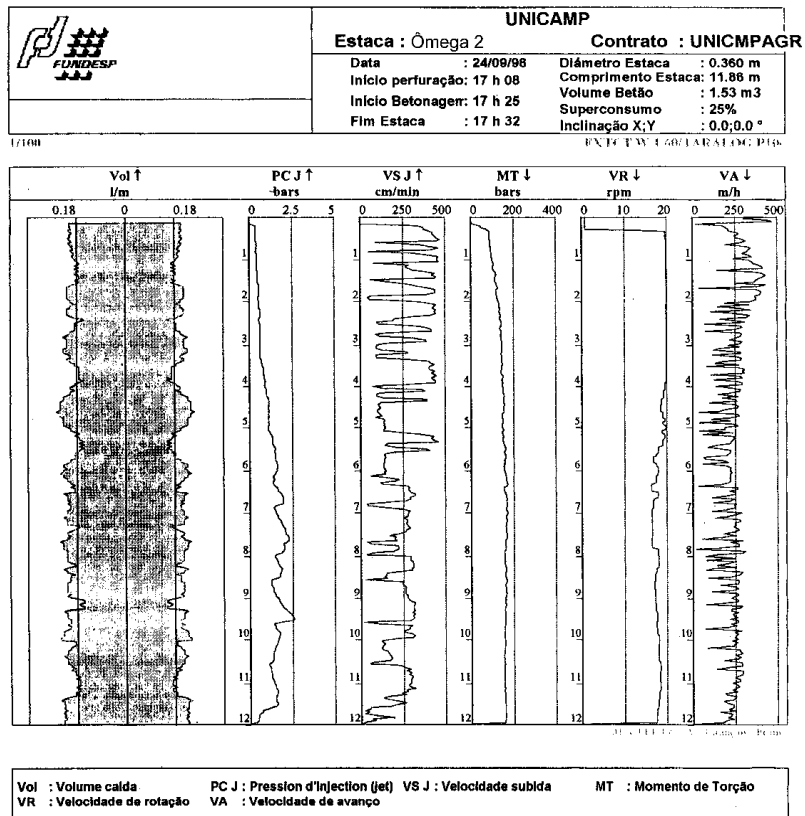

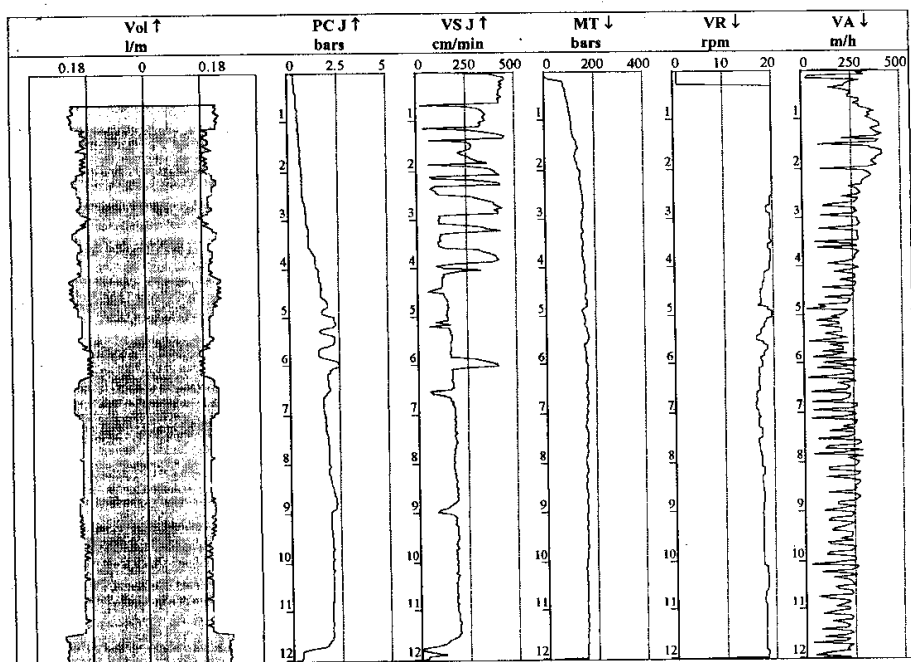


Figura AN.5 – Dados de Execução - Estaca Ômega 2.

	UNICAMP	
	Estaca : Ômega 3	Contrato : UNICMPAGR
Data : 24/09/98	Diâmetro Estaca : 0.360 m	
Início perfuração : 16 h 46	Comprimento Estaca : 12.04 m	
Início Betonagem : 17 h 01	Volume Betão : 1.61 m ³	
Fim Estaca : 17 h 07	Superconsumo : 31%	
	Inclinação X;Y : 0.0;0.0 °	

1/108

EX.FCT.W.1.60/TARALOG.P10c



JEAN LUIZ S.A. - Aracaju - Pernambuco

Vol : Volume calda	PC J : Pression d'Injection (jet)	VS J : Velocidade subida	MT : Momento de Torção
VR : Velocidade de rotação	VA : Velocidade de avanço		

Figura AN.6 – Dados de Execução - Estaca Ômega 3.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.B.E.F. Research on foundation engineering. **Published on the Occasion of the XII ICSMF**. 1989. 86p.

ALBIERO, J. H. Análise do emprego de fórmulas empíricas na previsão da carga última de estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9º, 1990, Salvador-BA. **Anais...** Salvador: A.B.M.S., 1990. v.2, p.501-512.

_____, CARVALHO, D., LOBO, A. S. Fundações. **Solos do interior do Estado de São Paulo**. ABMS, 1993. cap.9, p.243-275.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de campinas**. Dissertação de Mestrado – FEAGRI, Unicamp, 1996. 170f.

_____, CARVALHO, D. Análise de transferência de carga de estaca pré-moldada em solo residual de diabásio. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.22, n.2, p.101-109, 1999.

_____, CARVALHO, D., FERREIRA, C.V. Capacidade de carga de estaca pré-moldada de concreto em solo residual de diabásio, submetida a carregamentos de tração In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4º, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000. v.1, p.341-348.

ALONSO, U. R. Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática para a cidade de São Paulo. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.3, n.3, p.19-25, 1980.

_____., Recalque imediato de estacas. In: _____. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda, 1991. p.97-103.

_____., Interpretação de provas de carga axial em estacas hélice contínua monitoradas na execução. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.19, n.3, p.233-242, 1996a.

_____., Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico - previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 3º, 1996b, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1996b. v.2, p.141-151.

_____., Prova de carga estática em estacas (Uma proposta para revisão da Norma NBR 12.131). **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.19, n.1, 81-84, 1996c.

_____., Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com torque no ensaio SPT-T. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.20, n.1, 47-59, 1997.

_____., Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para 2 regiões geotécnicas distintas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4º, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000. v.2, p.425-429.

AMARAL, C. S., ROCHA FILHO, P. Características e desempenho de uma célula de carga para a determinação do mecanismo de transferência de carga em estacas escavadas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 1º, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1985. v.2, p.161-172.

ANTUNES, W. R. & CABRAL, D. A. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 3º, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1996. v.2, p.105-110.

_____, TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.S., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. **Fundações Teoria e Prática**. São Paulo: Editora. PINI Ltda, 1996. Cap.9, p.345-347.

AOKI, N, & VELLOSO, D. A. Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5º, 1975, Buenos Aires, **Proceedings...**, Buenos Aires, 1975. v.1, p.367-376.

_____, LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5º, 1975, Buenos Aires, **Proceedings...**, Buenos Aires, 1975. v.1, p.377-386.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. : **Estaca e Tubulão - Prova de Carga** : NBR 6121/86. Rio de Janeiro: A.B.N.T, 1986.

_____. : **Provas de Carga Estática**: NBR 12.131/91. Rio de Janeiro: A.B.N.T, 1991.

_____. : **Projeto e Execução de Fundações**: NBR 6122/96. Rio de Janeiro: A.B.N.T, 1996.

_____. : **Informação e documentação – Referência - Elaboração**: NBR 6023/00. Rio de Janeiro: A.B.N.T, 2000.

AZEVEDO Jr, N., MORAES, J.T.L., CAMPOS, G.C. Provas de carga em estacas de pequeno diâmetro – casos de ruptura por flambagem. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 11º, 1990, Salvador/BA. **Anais...** Salvador/BA, v.2, p.513-517.

_____, NIYAMA, S. Determinação do módulo de elasticidade de estacas de concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9^o, 1990, Salvador/BA. **Anais...** Salvador, v.2, p.519-522.

BAGUELIN, F., BUSTAMANTE, M., FRANK, R., JÉZÉQUEL, J.F. La capacité portante des pieux. **Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, n. 330, Serie: Sols et Foundations/116, juillet-aout, p.4-19, 1975.

BEREZANTZEV, V. G. & YAROSHENKO, V. A. - The bearing capacity of sands under deep foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4th, 1957, Londres. **Proceedings...**, Londres, v.1.

_____; KHRISTOFOROV, V S.; GOLUBKOV, V. N. - .Load bearing capacity and deformation of piled foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5th, 1961, Paris. **Proceedings...**, Paris, v. 2.

BOTTIAU, M. Pile walling with the PCS-method. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2nd, 1993, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. p.185-190.

BRANCO, C.J.M.C., MIGUEL, M.C. Estudo do comportamento de estacas hélice contínua monitoradas em solo argiloso mediante provas de carga e métodos semi-empíricos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4^o, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000. v.1, p.116-126.

BRONS, K.F., KOOL, A.F. Methods to improve the quality of auger piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1nd, 1988, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. p.269-272.

BUSTAMANTE, M., JÉZÉQUEL, J.F. Mesures des élongations dans le pieux et tirantes a l'aide d'extensomètres amovibles. **Travaux**. n. 489. Paris. p. 48-52. dec, 1975.

_____, DOIX, B., JÉZÉQUEL, J.F. Un nouveau modèle d'extensomètre amovible LPC. **Fondations Profondes**. Actes du Colloque Organisé par L'Ecole Nationale des Ponts e Chaussées. Paris, mars, 1991. p.397-404.

_____, GIANESELLI, L.. Installation parameters and capacity of screwed piles. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3nd, 1998, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p.95-108.

CABRAL, D.A. O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8^o, 1994. Porto Alegre/RS. **Anais...** Porto Alegre, 1994. v.6, p.71-82.

_____, ANTUNES, W.R.; FERREIRA, M. **Comunicação pessoal**. 2000.

CAMPOS, G.C., SOBRINHO, R.R. Comportamento de fundação mista em provas de carga instrumentada. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 3^o, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1996. v.1, p.193-204.

CAPUTO, A N. & MANRUBIA, H. A estaca hélice contínua com monitoração eletrônica. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 3^o, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1996. v.2, p.133-140.

_____, TAROZZO, H., ALONSO, U.R., ANTUNES, W.R. **Estacas hélice contínua: projeto, execução e controle**. São Paulo/SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Núcleo Regional de São Paulo, 1997. 59p.

CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos-SP.** Tesede Doutorado, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991. 204f.

_____, MANTILLA, J.N.R., ALBIERO, J.H., CINTRA, J.C.A. Provas de carga à tração e à compressão em estacas instrumentadas do tipo raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE II, 2^o, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1991. v.1, p.79-87.

_____, ALBUQUERQUE, P.J.R., GIACHETI, H.L. Campo experimental para estudos de mecânica dos solos e fundações em Campinas-SP. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, SEMINÁRIO BRASILEIRO DE INVESTIGAÇÕES DE CAMPO - BIC, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000. v.3, p.90-100.

CARVALHO, O.S., KOVÁRI, K. The measurement of strain distribution in large diameter steel piles. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELDS MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 1st, 1983, Zurich-Germany. **Proceedings...**Zurich, v.1, p.361-372.

CHAMECKI, P.R., KORMANN, A.C.M., NASCIMENTO, N.A., DYMINSKI, A.S. Sítio experimental de geotecnia da UFPR – objetivos e dados preliminares. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11^o, 1998, Brasília/DF. **Anais...**Brasília, v.2, p.819-826.

CINTRA, J.C.A., CARNEIRO, B.J.I. Ampliação do campo experimental de fundações da USP/São Carlos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11^o, 1998, Brasília/DF. **Anais...**Brasília, v.3, p.1505-1510.

COOKE, R.W. The settlement of friction pile foundation. In: CONFERENCE ON TALL BUILDINGS. 1974, Kuala Lumpur-Malaysia. **Proceedings...** Kuala Lumpur, 1974.

COSTA NUNES, A.J., NOVAES, J.L.M., SILVA, S.R.B. Instrumented load tests in driven precast-concrete. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6º, 1979, Lima/Peru, **Proceedings...**, Lima, 1979. v.2, p.205-210.

_____, FERNANDES, C.E.M. Aspectos relativos à instrumentação dos resultados de provas de carga em estacas instrumentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7º, 1982, Olinda/Recife. **Anais...** Olinda, v.3, p.201-209.

COYLE, H.M., REESE, L.C., Load transfer for axially loaded piles in clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v.92, n.SM2, p.1-26, mar, 1966.

D'APPOLONIA, E., ROMUALDI, J.P. Load transfer in end bearing steel H-piles. In: *American*. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v.89, n.SM2, p.1-25, 1963.

DE COCK, F. Design of axially loaded bored piles – European Codes, practice and experience. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3rd, 1998, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p.63-74.

DÉCOURT, L. & QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6th, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...**, Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45-53.

_____, Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2th, 1982, Rotterdam. **Proceedings...**, Balkema, 1982, v.1, p.29-34.

_____, Predicted and measured behavior. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2nd, 1993, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. p.369-376.

_____, On the load-settlement behavior of piles. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.18, n.2, p.93-112, ago., 1995.

_____, Análise e Projeto de Fundações Profundas. Estacas. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. **Fundações Teoria e Prática**. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda, 1996. cap. 8.1. p.265-301.

_____, Ruptura de fundações e coeficiente de segurança a luz do conceito da rigidez. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11^o, 1998, Brasília/DF. **Anais...**Brasília, A.B.M.S.: 1998. v.3, p.1599-1606.

DIAS, C.R.R., SOARES, M.M. Instrumentação de uma estaca metálica teste instalada em argila mole. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO – SINGEO 90, 1990, Rio de Janeiro-RJ. **Anais...**Rio de Janeiro, 1990, p.71-84.

DIETRICH, H. Instrumentation of test piles. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELDS MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 1st, 1983, Zurich-Germany. **Proceedings...**Zurich, v.1, p.435-439.

DUNNICLIFF, J.-**Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. New York, A Wiley-Interscience Publication, 1988. 577 p.

DYSLI, M. Some practical considerations on pile and diaphragm wall instrumentation. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELD MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 1st, 1983, Zurich-Germany. **Proceedings...Zurich**, v.1, p.451-461.+

EHRlich, M., SOUZA, H.G. Transdutores elétricos de força para uso em geotecnia. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro-RJ. **Anais...Rio de Janeiro**, 1988, v.2, p.377-391.

FARREL, E., LEHANE, B., LOOBY, M. An instrumented driven pile in Dublin boulder clay. **Geotechnical Engineering**, v.131, Issue 4, 1998, p.233-241, oct, 1998.

FERREIRA, C.V. **Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru/SP.** Tese de Doutorado – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998. 160f.

_____, ALBIERO, J.H., LOBO, A.S., CARVALHO, D. Correlações entre atrito lateral medido em provas de carga, em estacas apiloadas, instrumentadas e resultados de ensaios SPT-T e CPT. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.1, n.1, p.3-18, 1998.

FONTOURA, S.A.B., VELLOSO, P.P.C., PEDROSA, M.G. Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada, com instrumentação do fuste. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7^o, 1982, Olinda/PE. **Anais...Olinda**, v.2, p.221-235.

FRANK, R., **Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance.** Doctor-Engineer Thesis – University Paris, Pierre e Marie Curie University, 1974.

_____, Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale.
Rapport de Recherche, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n.46, 1975.

FUNDAÇÕES ESPECIAIS – FUNDESP. **Fundações**: São Paulo, SP, 199?.folder.

GEOFIX FUNDAÇÕES (São Paulo, SP). **Estaca hélice contínua monitorada**: catálogo.
 São Paulo, 1998. 8 p.

GIACHETI, H.L. **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado – EESC/USP, 1991. 232f.

_____, COELHO, V., CARVALHO, D. Caracterização geotécnica de dois perfis de solos tropicais com base em ensaios de laboratório. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11^o, 1998, Brasília/DF. **Anais...**Brasília, A.B.M.S.: 1998. v.1, p.195-202.

HANNA, T.H. Instrumentation of foundation structures – a new review. In: CONFERENCE ON CONSTRUCTION PRACTICES AND INSTRUMENTATION IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. 1982, Surat-India. **Proceedings...**Surat, v.1, p.339-344.

HARTIKAINEN, J., GAMBIN, M.P. Deep foundations with soli excavation: bored piles, root piles, CFA piles, slurry trench walls. In: PILE AND DEEP FOUNDATIONS. 4th INTERNATIONAL CONFERENCE. 1991, Stresa-Italy. **Proceedings...**Stresa, 1991, v.2.

HEIJNEN, W.J., JANSE, E. Case studies of the second european symposium on penetration testing. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING. 1985, Delft. **Proccedings...** Soil Mechanics Laboratory, 1985.

JÉZÉQUEL, J. F., LEMÉE, E. , GUÉGAN, J. N., LIBERGE, P. Appareillage amovible pour la mesure des relations contraintes-déplacements dans les pieux. **Bulletin Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées**, n. 57–jan-fev 1972. p.59-62.

JOHNSTON, W.I. A pressure cell for shear and normal stress measurement in piles. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELD MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 1st, 1983, Zurich-Germany. **Proceedings...Zurich**, v.1, p.483-492.

KAREZ, M., ROCHA, E.A.C. Estacas tipo hélice contínua previsão da capacidade de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4^o, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000. v.1, p.274-278.

KORMANN, A.C.M., CHAMECKI, P.R. Estacas hélice contínua em argila sobreadensada: comportamento em provas de carga estáticas e dinâmicas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4^o, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000. v.1, p.58-70.

KOVÁRI, K., AMSTAD, C. H. A new method of measuring deformations in diaphragm walls and piles. **Géotechnique**, v.32, n.2, p.402-406, dez, 1982.

LAMARE NETO, A., BERNARDES, G. P., COSTA FILHO, L. M. Resultados de provas de carga executadas sobre estacas injetadas de pequeno diâmetro. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE I, 1^o, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1985. v.1, p.163-178.

LAZO, G., MASSAD, F. Estacas cravadas rígidas em compressão axial: método de análise considerando as cargas residuais. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 3^o, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1996. v.2, p.1-13.

LINDQUIST, L.N., YASSUDA, A.J., SILVEIRA, J.F., SILVA, R.F., NIYAMA, S. Técnicas modernas de instrumentação de campo. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro-RJ. **Anais...**Rio de Janeiro, 1988, v.2, p.589-610.

MANTILLA, J. N. R. **Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas, à compressão**. Tese de Doutorado, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1992. 200f.

_____, ALBIERO, J.H., CARVALHO, D. Transferência de carga em estacas escavadas à compressão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10^o, 1994, Foz do Iguaçu/PR. **Anais...**Foz do Iguaçu, v.1, p.303-310.

MASSAD, E., Provas de carga e acompanhamento de recalques In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE I, 1^o, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1985. v.2, p.9-72.

MASSAD, F., NIYAMA, S., ROCHA, R. Vertical load tests on instrumental root-piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10th, 1981, Stockholm, **Proceedings...**, Tokyo, 1981, v. 2, p.771-775.

_____, Comportamento de estacas escavadas de elevadas compressibilidades. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 2^o, 1991a, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1991a. v.1, p.245-254.

_____, Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando à estimativa dos recalques. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 2^o, 1991b, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1991b. v.1, p.255-264.

_____, Análise de transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 2º, 1991c, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1991c. v.1, p.235-244.

_____, Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: Solos relativamente homogêneos. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.15, n.2, p.103-115, 1992.

_____, LAZO, G. Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas e curtas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11º, 1998, Brasília/DF. **Anais...** Brasília, A.B.M.S.: 1998. v.3, p.1407-1414.

MENEZES, S.M. **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado – Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1997. 377f.

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundation. **Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division**, ASCE, 1976.

_____, VALSANGKAR, A. J. Bearing Capacity of Piles in Layered Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9th, 1977, Tokyo, **Proceedings...**, Tokyo, 1977, v. 1.

MILITITSKY, J. Provas de carga estática.. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE II, 2º, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1991. v.2, p.203-228.

MINDLIN, R.D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v.7, p.195-202, 1936.

MONACCI, M.D. **Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp**. Dissertação de Mestrado–FEAGRI, Unicamp, 1995. 114f.

MONTEIRO, P.F.F. A estaca ômegafranki – capacidade de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4^o, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000. v.2, p.356-369.

NELISSEN, H. Berekeningsmethoden van schoroeffboorpalen. In: SYMPOSIUM ON AUGERED PILES – DUCTH SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION INGEENERING. DELFT **Proceedings...** 1981, DELFT.

NIYAMA, S., MASSAD, F., ROCHA, R., XAVIER FILHO, M.S., Análises de provas de carga em micro-estacas injetadas num solo de alteração In: SIMPÓSIO BRASILEIROS DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, COPPE/UFRJ, **Anais...** v. único, p.683-705.

_____, BONJR, W., MARTINS, J.A.A., ROCHA, J.L.R., MULLER, M., MEDEIROS Jr, C.J., RODRIGUES, S.G.H. Instrumentação e monitoração do teste de cravação de uma estaca num solo calcário na Bacia de Curimã, Ceará. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7^o, 1982, Olinda/Recife. **Anais...**Olinda, v.3, p.151-167.

_____, AZEVEDO Jr, N. Considerações sobre instrumentação de estacas cravadas de ponta aberta. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO – SINGEO 90, 1990, Rio de Janeiro-RJ. **Anais...**Rio de Janeiro, 1990, p.27-36.

_____, O efeito do embuchamento na distribuição de resistências em estacas cravadas de ponta aberta. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE II, 2^o, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1991. v.1, p.294-303.

_____, **Contribuição para o estudo do embuchamento em estacas cravadas de ponta aberta**. Tese de Doutorado. POLI/USP, 1992. 292f.

_____, MORAES, J.T.L., SOBRINHO, R.R., ALVIM, F.M., TACHIBANA, L.S. Desenvolvimento de um transdutor de deformação específica para provas de carga em estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10^o, 1994, Foz do Iguaçu/PR. **Anais...**Foz do Iguaçu, v.1, p.152-158.

NORDLUND, R. L. Bearing capacity of piles in cohesion less soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, n.SM3, may, 1963.

PENNA, S.D.A.; CAPUTO, A.N.; MAIA, C.M.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S.C.; ALONSO, U.R. **A estaca hélice-contínua – A experiência atual**. 1.ed. São Paulo: Falconi, F.F. & Marzionna, J.D., ABMS/ABEF/IE, 1999. 162p.

PFEIFFER, H., VAN IMPE, W. F, CORTVRINDT, G., BOTTIAU, M. Evaluation of the influence of pile execution parameters on the soil condition around the pile shaft of a PCS-pile. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2nd, 1993, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. p.217-220.

PHILIPPONAT, G. - Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique. **Informations Techniques Bulletin**, Paris, Soletanche Enterprise, 21p. 1978.

POTYONDY, J. G. Skin friction between various soils and construction material. **Géotechnique**, v.2, n.4, dec, 1961.

POULOS, H.G., DAVIS, E.H. The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers. **Géotechnique**, v.18, n.3, p.351-371, set, 1968.

RANDOLPH, M.F., WROTH, C.P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.104,gt12,p.1465-1487, dec, 1978.

REESE, L. C. Design and evaluation of load tests on deep foundations. In: BEHAVIOR OF DEEP FOU DATIONS, 1979, Boston. **Proceedings**...Boston: Raymond Lundgren Ed, ASTM STP 670, 1979. P.4-26.

ROCHA, R., YASSUDA, A.J., MASSAD, E. Provas de carga em estaca raiz instrumentada. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE I, 1º, 1985, São Paulo. **Anais**... São Paulo, A.B.M.S., 1985. v.1, p.179-193.

_____, DANTAS, F.A.S. Análise do comportamento da argamassa de preenchimento e das provas de carga instrumentadas em estaca do tipo raiz. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8º, 1986, Porto Alegre/RS. **Anais**...Porto Alegre, v.6, p.181-192.

ROTTMANN, E. **Previsões teóricas e resultados de instrumentação como elementos de projeto de estacas: um caso real**. Dissertação de Mestrado – POLI/USP, 1985. 2v., 208f.

SADALLA NETO, S.F., BERNARDES, G.P., ALENCAR, J.A. Análise da distribuição de cargas e atrito lateral unitário de estacas injetadas instrumentadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11º, 1998, Brasília/DF. **Anais**...Brasília, v.3, p.1511-1518.

SALAS, J.A.J. Discussion on division 4. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOLI MECHANICS, 6th, 1965, **Proccedings**... 1965, v.3, p.489-492.

SEED, H.B., REESE, L.C. The action of soft clay along friction piles. **Transactions**. A.S.C.E., v.122, 1957.

SILVEIRA, A. O papel da instrumentação em engenharia de solos e fundações. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO EM ENGENHARIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES, 1975, Rio de Janeiro/RJ. **Anais...** Rio de Janeiro: COOPE-UFRJ, 1975, v.1, p.17-25.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS. London, 1951, **Proceedings...** London, 1951.

SOUZA, N. R., COUSO Jr, E. Considerações sobre o comportamento de estacas. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.20, n.2, p.99-105, 1997.

_____, MASSAD, F. Considerações sobre a eficácia de alguns métodos de previsão de comportamento de estacas escavadas de grandes dimensões. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 3^o, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1996. v.1, p.131-143.

SPINELLI, H. O., COSTA NUNES, A. J., NOVAES, J. L. M., SILVA, S. R. B. Avaliação do comportamento de estacas pré-moldadas cravadas. In: JORNADAS LUSO-BRASILEIRAS DE ENGENHARIA CIVIL, 4^a, Recife/PE - Salvador/BA. 1979, **anais...** Recife/PE - Salvador/BA, 1979.

STEINBRENNER, W. Tafeln zur setzungberechnung. **Strasse**, v.1, 121p., 1934.

TEIXEIRA, C.Z., ALBIERO, J.H., CARVALHO, D. Transferência de carga de tubulões curtos de base alargada em solos residuais de gnaisses. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11^o, 1998, Brasília/DF. **Anais...** Brasília, v.3, p.1561-1566.

THURMAN, A.G., D'APPOLONIA, E. Computed movement of friction and end-bearing piles embedded in uniform and stratified soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS, 6th, 1965, **Proceedings...** 1965, v.2, p.323-327.

TING, W.H., TOH, C.T. An instrumented bored pile with soil improvement for increased shaft resistance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11th, 1985, San Francisco-USA. **Proceedings...** San Francisco: A.A. Balkema, 1985. v.3,p.1483-1488.

TORRES, A., NICHOLSON, R.E., MORAES, P.P. Considerações práticas sobre a execução de provas de carga de médio e grande porte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7^o, 1982, Olinda/Recife. **Anais...**Olinda, v.3, p.298-312.

VAN IMPE, W.F. Considerations on the auger pile design. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1nd, 1988, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. p.193-218.

_____, VAN IMPE, P.O., VIGGIANI, C., RUSSO, G., BOTTIAU, M. Load-settlement behavior versus distinctive Ω -pile execution parameters. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 3nd, 1998, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1998. p.355-366.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda, 1978. 509p

_____, Provas de carga em estacas - Uma apreciação histórica. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.13 (único), p.3-12, 1990.

VELLOSO, P.P.C. **Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo**. Publicações – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 1981.

VELLOSO, D.A., AOKI, N., LOPES, F.R., SALOMON, J.A. Instrumentação simples para provas de carga em tubulões e estacas escavadas. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO EM ENGENHARIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES, 1975, Rio de Janeiro/RJ. **Anais...** Rio de Janeiro: COOPE-UFRJ, 1975, v.1, p.269-280.

VÉSIC, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sand. **Performace of Deep Foundation, ASTM - SPEC Techn. Publ.**, nº 444, p.171-222. 1969.

_____, general report on excavations and deep foundations. . In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5^o, 1975a, Buenos Aires, **Proceedings...**, Buenos Aires, 1975a. v.5, p.373-387.

_____, **Principles of pile foundation design**. School of Engineering, Duke University, Durhan, 1975b, nº 38, 60p.

VIGGIANI, C. Further experiences with auger piles in Naples area. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2nd, 1993, Ghent-Belgium. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. p.445-458.

VORCARO, M.C., VELLOSO, D.A. Avaliação da carga última em estacas hélice contínua por regressão linear múltipla. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4^o, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000a. v.2, p.315-330.

VORCARO, M.C., VELLOSO, D.A. Avaliação da carga última em estacas escavadas por regressão linear múltipla. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4^o, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 2000b. v.2, p.331-344.

WINTERKORN, H. F., FANG, H. Y. **Foundation engineering handbook**. New York, Van Nostrand Reinhold Company International. 1975. 751p.

YASSUDA, C. T. Problemas executivos em provas de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE I, 1^o, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1985. v.2, p.147-160.

ZACLIS, E., FALCONI, F. Estacas hélice contínua - Comparação entre previsão de carga de ruptura e resultados de provas de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE III, 3^o, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1996. v.2, p.153-158.

ZUQUETTE, L. V. Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras. Tese de Doutorado. EESC/USP, 1987, 3 v. 673f.

APÊNDICE A

MÉTODOS DE PREVISÃO DE CARGA DE RUPTURA

Apresentam-se a seguir os métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos de previsão de carga de ruptura empregados nesta pesquisa.

- Métodos Teóricos

- **BEREZANTZEV (1957, 1961) e NORDLUND (1963)**
- **MEYERHOF (1976, 1977)**
- **SKEMPTON (1951)**

- Métodos Empíricos e Semi-Empíricos

- **AOKI & VELLOSO (1975)**
- **P. P. VELLOSO (1981)**
- **PHILIPPONAT (1978)**
- **DÉCOURT & QUARESMA (1978)**
- **MEYERHOF (1976)**

A.1 - MÉTODOS TEÓRICOS

A.1.1. MÉTODO DE BEREZANTZEV (1957, 1961) E NORDLUND (1963)

Para a obtenção da carga de ruptura total, a fórmula de BEREZANTZEV, baseada no princípio de tensões efetivas (método β), deve ser utilizada em conjunto com uma outra fórmula, para determinação do valor limite do atrito lateral; sugere-se utilizar a expressão de NORDLUND.

$$Q_{\text{total-calc}} = Q_{\text{l-calc}} + Q_{\text{p-calc}} \quad (\text{A.1})$$

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

A expressão de **NORDLUND (1963)** aplica-se a solos não coesivos, levando-se em conta a rugosidade, a forma da estaca e o volume do solo deslocado pela mesma quando de sua cravação.

$$Q_{l-calc} = \sum_{i=1}^n K_h \cdot \gamma_i \cdot \Delta z_i \cdot \tan \delta_i \cdot A_l \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.2})$$

e

$$K_h = K' \cdot FC \quad (\text{A.3})$$

Onde:

Q_{l-calc} = carga lateral de ruptura (kN)

K_h = coeficiente de empuxo lateral

K' = coeficiente obtido do volume de solo deslocado e ângulo de atrito do solo (Tabela A.1)

γ = peso específico do solo (kN/m³)

δ = ângulo de atrito entre o solo e o material da estaca

FC = fator de correção para K' , obtidos através das Figuras A.1 e A.2

Tabela A.1 - Valores de K' .

ϕ	K'		
	$V \text{ (m}^3\text{/m)}$		
	0,01	0,1	1,0
25°	0,70	0,85	1,00
30°	0,85	1,15	1,45
35°	1,16	1,76	2,34
40°	1,72	3,02	4,28

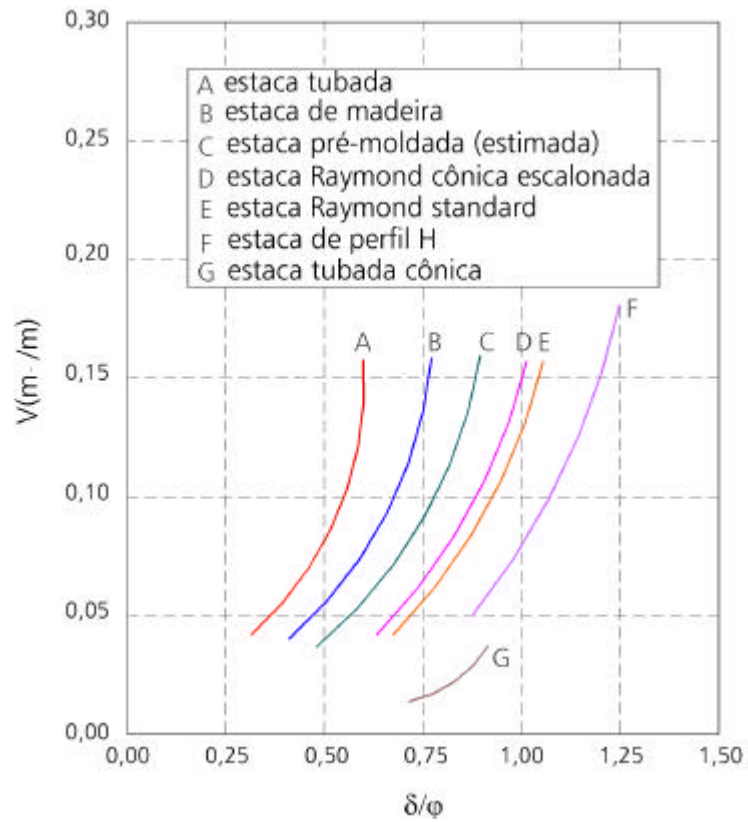


Figura A.1 - Relação entre V e δ/ϕ para vários tipos de estacas.

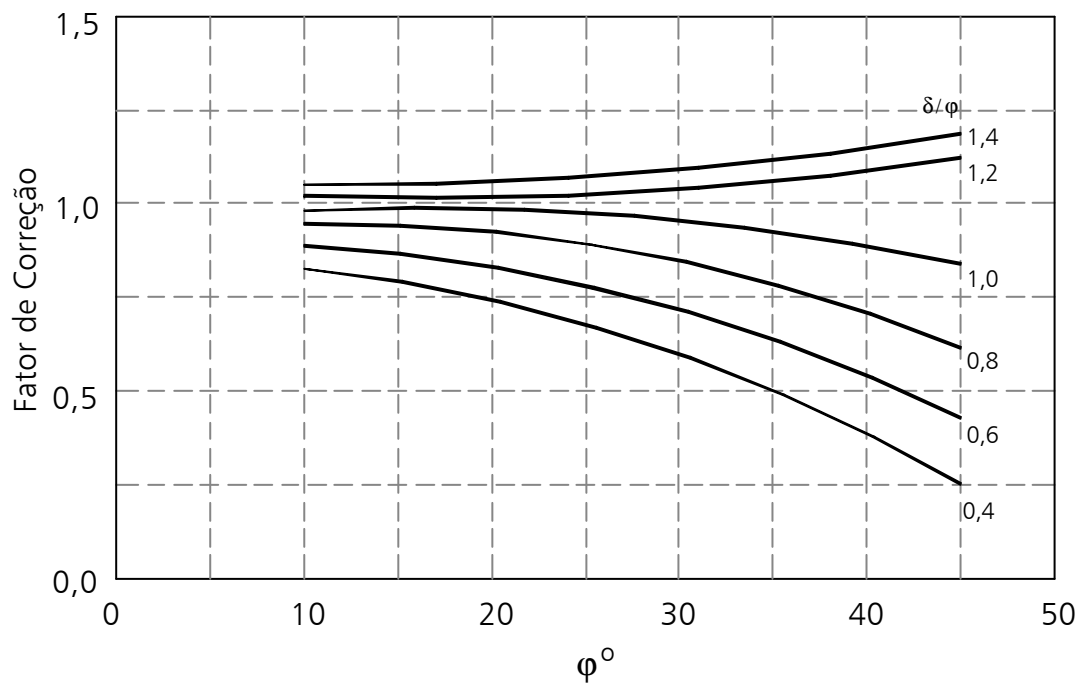


Figura A.2 - Obtenção do fator de correção (FC) para K' .

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = (A_B \cdot \gamma_2 \cdot d + B_B \cdot \alpha_T \cdot \gamma_1 \cdot L) \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.4})$$

Onde:

A_B e B_B = variáveis em função do ângulo de atrito do solo (Figura A.3)

γ_1 = peso específico do solo acima da ponta da estaca (kN/m^3)

γ_2 = peso específico do solo abaixo da ponta da estaca (kN/m^3)

d = diâmetro da estaca (m)

α_T = fator de redução de σ_v

L = comprimento da estaca (m).

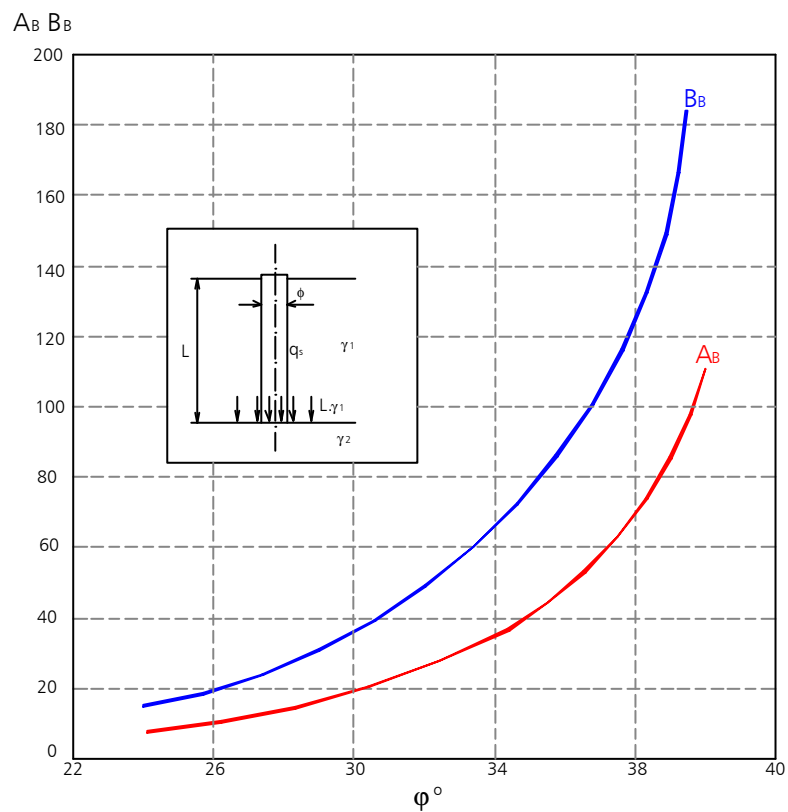


Figura A.3 - Parâmetros A_B e B_B .

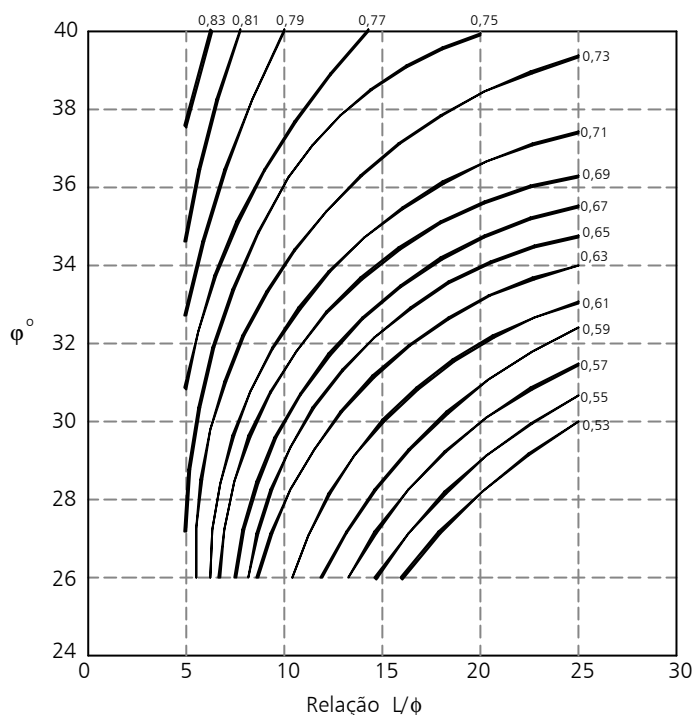


Figura A.4- Coeficientes α_T .

- Carga de Ruptura Total

$$Q_{\text{total-calc}} = (A_B \cdot \gamma_2 \cdot d + B_B \cdot \alpha_T \cdot \gamma_1 \cdot L) \cdot A_p + \sum_{i=1}^n K_h \cdot \gamma_i \cdot \Delta z_i \cdot \text{tang} \delta_i \cdot A_l \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.5})$$

A.1.2. MÉTODO DE MEYERHOF (1976, 1977)

Através de estudos em modelos, o autor desenvolveu um método de previsão de carga de ruptura de estacas, baseado no princípio das tensões efetivas (método β). Para a obtenção da carga de ruptura somam-se as parcelas correspondentes às cargas de ponta e lateral (Equação A.1).

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l\text{-calc}} = K_s \cdot \sigma_v \cdot \text{tang} \delta \cdot A_l \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.6})$$

Onde:

K_s = coeficiente de empuxo médio do fuste da estaca

σ_v = tensão efetiva média ao longo do fuste da estaca (kPa)

δ = ângulo de atrito entre o solo e o material da estaca ($^\circ$)

A_l = área lateral da estaca (m^2)

Para o cálculo de K_s , propõe para argilas moles a média $K_s \cong K_0 \cong (1 - \text{sen} \phi')$ onde ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo; o autor também propõe, para o caso de estacas cravadas, a aplicação de um coeficiente de valor 1,5. Para a obtenção de δ será utilizado o proposto por **POTYONDY (1961)**, em que $\delta = 0,88 \cdot \phi'$. Portanto, a equação final para o cálculo do K_s se traduz em:

$$K_s = [(1 - \text{sen} \phi') \cdot \text{tang}(0,88 \cdot \phi')].1,5 \quad (\text{A.7})$$

VÉSIC (1975) propõe uma forma para a obtenção de $K_s \cdot \text{tang} \delta$, no trato de argilas consolidadas e com ângulo de atrito efetivo variando de 10° a 35° , que é :

$$K_s \text{ tang} \delta = \frac{\text{sen} \phi' \cdot \cos \phi'}{1 - \text{sen}^2 \phi'} \quad (\text{A.8})$$

De acordo com o autor, o valor de $K_s \cdot \text{tang} \delta$ para argilas consolidadas deve variar entre 0,16 a 0,35.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p-\text{calc}} = [q_{l_1} + (q_{l_2} - q_{l_1}) \frac{Z_b}{10 \cdot d}] A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.9})$$

onde:

q_{l_1} = resistência limite de ponta para camada superior (kPa)

q_{l_2} = resistência limite de ponta para camada inferior (kPa)

Z_b = profundidade da estaca embutida na última camada de solo (m)

d = diâmetro da estaca (m)

Nq_i = fator de capacidade de carga em função do ângulo de atrito i

ϕ = ângulo de atrito do solo (em termos de tensão total) ($^\circ$)

Os valores de q_{l_1} e q_{l_2} podem ser calculados pela seguinte equação genérica:

$$q_{l_i} = 0,5 \cdot Nq_i \cdot \text{tang} \phi \quad (\text{A.10})$$

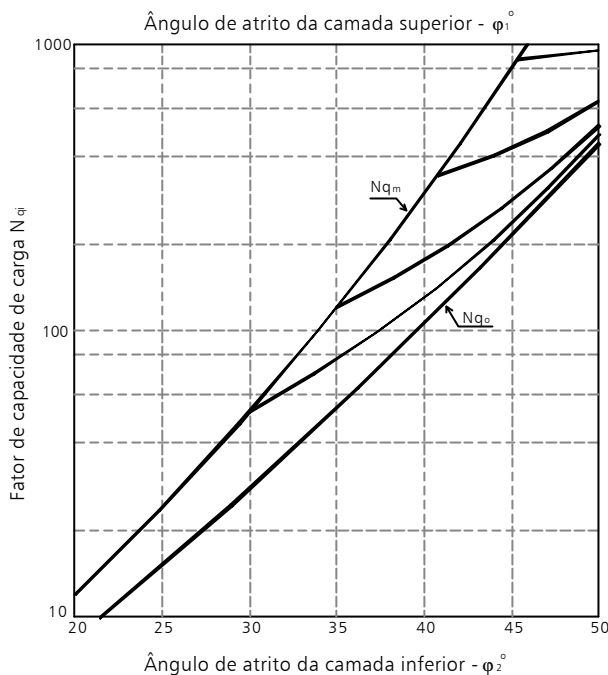


Figura A.5 - Fator de capacidade de carga para estacas curtas cravadas na intersecção de duas camadas de solo não coesivo.

- Carga de Ruptura Total

$$Q_{\text{total-calc}} = K_s \cdot \sigma_v \cdot \text{tang} \delta \cdot A_l + [q_{l1} + (q_{l2} - q_{l1}) \frac{Z_b}{10 \cdot d}] A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.11})$$

A.1.3 – MÉTODO DE SKEMPTON (1951)

Apresenta-se a seguir a expressão para estimar a capacidade de suporte da argila, na hipótese de $\phi = 0^\circ$, com carregamento centrado e vertical, podendo ser chamado de método α (em função da coesão do solo). O autor reescreveu a fórmula geral de TERZAGHI, que leva em consideração para o cálculo da capacidade de suporte a somatória das parcelas devidas à coesão, atrito e sobrecarga; desprezou-se a parcela de atrito, os fatores de forma S_c e S_q e o fator de capacidade de carga N_{qr} , ficando então:

$$\sigma_r = c \cdot N_c + \bar{\gamma} \cdot H \quad (\text{A.12})$$

Para o cálculo da carga de ruptura total utiliza-se também a somatória das parcelas de ponta e atrito lateral (Equação A.1). Para o cálculo da carga de ruptura lateral, utilizou-se a proposição **POULOS & DAVIS, 1968**.

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l\text{-calc}} = A_l \cdot C_a \text{ (kN)} \quad (\text{A.13})$$

onde:

A_l = área lateral da estaca (m^2)

C_a = adesão solo-estaca (kPa)

Tabela A.2 - Relação entre coesão e adesão (**WINTERKORN & FANG, 1975**).

ESTACA	CONSISTÊNCIA	COESÃO (kPa)	ADESÃO (kPa)
Concreto e madeira	mole	0 – 37	0 – 34
	média	37 – 72	34 – 43
	rija	72 – 144	43 – 62
Aço	mole	0 – 37	0 – 29
	média	37 – 72	29 – 72
	rija	72 – 144	-----

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = (c \cdot N_c + \bar{\gamma} \cdot H) \cdot A_p \text{ (kN)} \quad (\text{A.14})$$

onde:

c = coesão do solo (kPa)

$\bar{\gamma}$ = peso específico médio do solo (kN/m^3)

H = profundidade total da camada de solo (m)

A_p = área da ponta da estaca (m^2)

Tabela A.3 - Valores de capacidade de carga (N_c).

ϕ°	N_c	ϕ°	N_c	ϕ°	N_c
0	5,14	16	11,63	32	35,49
1	5,38	17	12,34	33	38,64
2	5,63	18	13,10	34	42,16
3	5,90	19	13,93	35	46,12
4	6,19	20	14,83	36	50,59
5	6,49	21	15,82	37	55,63
6	6,81	22	16,88	38	61,35
7	7,16	23	18,05	39	67,87
8	7,53	24	19,32	40	75,31
9	7,92	25	20,72	41	83,86
10	8,35	26	22,25	42	93,71
11	8,80	27	23,94	43	105,11
12	9,28	28	25,80	44	118,37
13	9,81	29	27,86	45	133,88
14	10,37	30	30,14		
15	10,98	31	22,67		

- Carga de Ruptura Total

$$Q_{\text{total-calc}} = A_l \cdot C_a + (c \cdot N_c + \bar{\gamma} \cdot H) \cdot A_p \text{ (kN)} \quad (\text{A.15})$$

A.2. MÉTODOS EMPÍRICOS E SEMI-EMPÍRICOS

A.2.1 – MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

AOKI & VELLOSO (1975) apresentam uma expressão para o cálculo da carga de ruptura de estacas, fórmula esta baseada em dados fornecidos por ensaios de penetração contínua (CPT) ou, quando não se dispõe deste valor, em parâmetros correlacionados à resistência à penetração (N_{SPT}), obtidos de sondagem à percussão. Os autores consideram o tipo de estaca (Franki, aço, concreto) e baseiam-se em dados obtidos de provas de carga em estacas comprimidas para proporem a fórmula. A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de carga de ruptura lateral e de ponta (Equação A.1). Ressalta-se ainda que esta fórmula tem sido largamente utilizada em nosso meio técnico.

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l\text{-calc}} = \sum_{i=1}^n U_i \cdot f_{ui} \cdot \Delta z_i \text{ (kN)} \quad (\text{A.16})$$

Para os autores, existe uma correlação entre o valor da tensão lateral de ruptura (f_u) e a resistência lateral local (f_c), medida no ensaio de penetração contínua.

$$f_u = f_c / F_2 \quad (\text{A.17})$$

F_2 é fator de carga lateral em função do tipo de estaca, e que relaciona os comportamentos do modelo (cone) e do protótipo (estaca). Quando não se dispõe de medida direta, a resistência lateral local (f_c) pode ser estimada a partir da resistência de cone, utilizando a relação de atrito (α_{av}), que é uma constante para cada tipo de solo.

$$f_c = \alpha_{av} \cdot q_c \quad (\text{A.18})$$

e

$$f_u = \alpha_{av} \cdot q_c / F_2 \quad (\text{A.19})$$

Segundo os autores, é possível estimar a resistência de cone (q_c), utilizando correlações empíricas com o valor da resistência à penetração (N).

$$q_c = K_{av} \cdot N \quad (\text{A.20})$$

e deste modo:

$$f_u = \alpha_{av} \cdot K_{av} \cdot N / F_2 \quad (\text{A.21})$$

portanto,

$$Q_{l\text{-calc}} = \sum_{i=1}^n \frac{U_i \alpha_{avi} K_{avi} N_{li}}{F_2} \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.22})$$

O valor dos fatores $\alpha_{avi} \cdot K_{avi}$ são apresentados na Tabela A.4 e valores de F_1 e F_2 no Tabela A.5.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = q_u \cdot A_p \quad (\text{A.23})$$

onde:

q_u é a resistência de ruptura de ponta que deve ser obtida a partir da resistência de cone (q_c).

$$q_u = q_c / F_1 \quad (\text{A.24})$$

O fator de carga de ponta F_1 relaciona o comportamento do modelo (cone) ao do protótipo (estaca) e depende do tipo de estaca (Tabela A.4). A resistência de cone pode ser estimada a partir dos valores da resistência à penetração (N), utilizando valores K_{av} do Tabela A.5.

$$Q_{p\text{-calc}} = \frac{K_{av} \bar{N}_p}{F_1} A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.25})$$

Tabela A.4 - Valores de F_1 e F_2 propostos por **AOKI & VELLOSO (1975)**.

TIPO DE ESTACA		F_1	F_2
Franki	Fuste apilado*	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
Metálica		1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	Cravada*	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
Escavada	Pequeno diâmetro	3,00	6,00
	Grande diâmetro	3,50	7,00
	C/ lama bentonítica*	3,50	4,50
Raiz*		2,20	2,40
Strauss*		4,20	3,90
Hélice Contínua*		3,00	3,80

* Coeficientes propostos por **MONTEIRO (2000)**.Tabela A.5- Valores de $\alpha_{avi} \cdot K_{avi}$ propostos por **AOKI & VELLOSO (1975)**.

SOLO	Notação	K (kPa)	α (%)	$\alpha \cdot K$ (kPa)	
AREIA	pura	100	1,4	14,00	
	siltosa	120	2,0	16,00	
	silto argilosa	123	2,4	16,80	
	argilosa	130	3,0	18,00	
	argilo siltosa	132	500	2,8	14,00
SILTE	puro	200	3,0	12,00	
	arenoso	210	650	2,2	12,10
	areno argiloso	213	450	2,8	12,60
	argiloso	230	230	3,4	7,82
	argilo arenoso	231	250	3,0	7,50
ARGILA	pura	300	200	6,0	12,00
	arenosa	310	750	2,4	8,40
	areno siltosa	312	300	2,8	6,40
	siltosa	320	220	4,0	8,80
	silto arenosa	321	330	3,0	9,90

- Carga Total de Ruptura

$$Q_{\text{total-calc}} = \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n \alpha_{avi} K_{avi} N_{li} + \frac{1}{F_1} K_{avi} \bar{N}_p A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.26})$$

A.2.2 – MÉTODO DE P. P. VELLOSO (1981)

P. P. VELLOSO (1981) apresenta uma expressão para o cálculo de carga de ruptura de estacas, baseada em dados fornecidos por ensaios de penetração contínua (CPT). O autor considera o tipo de estaca (cravada ou escavada) e o tipo de carregamento (tração ou compressão); a carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de carga de ruptura lateral e de ponta (Equação A.1).

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{L\text{-calc}} = \alpha_{pp} \lambda_p \sum_{i=1}^n U_i f_{ui} \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.27})$$

onde:

α_{pp} = fator de carga lateral em função do tipo de estaca (1,0 = estaca cravada e 0,5 = estaca escavada)

λ_p = fator em função do tipo de carregamento da estaca (1,0 = estaca comprimida e 0,7 = estaca tracionada)

f_{ui} = atrito lateral (CPT) (kPa).

Quando não se dispõe do ensaio CPT pode-se obter f_u a partir de correlações válidas para o local em estudo.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = \alpha_{pp} \beta \bar{q}_{cp} A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.28})$$

onde:

β = fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca; relaciona o comportamento do modelo (cone) ao comportamento do protótipo (estaca).

- estacas comprimidas $\rightarrow \beta = 1,016 - 0,016 (d/D_c) \geq 0,2$

- estacas tracionadas $\rightarrow \beta = 0$

e

q_{cp} = resistência média de cone na região da ponta da estaca = $(q_{ca} + q_{cb})/2$ (kPa)

q_{ca} = resistência média de cone, numa faixa de 8ϕ acima da cota da ponta da estaca (kPa).

q_{cb} = resistência média de cone numa faixa de $3,5\phi$ abaixo da cota da ponta da estaca (kPa).

Quando não se dispõe do ensaio CPT pode-se obter q_c a partir de correlações válidas para o local em estudo.

- Carga Total de Ruptura

$$Q_{\text{total-calc}} = \alpha_{pp}\beta p \sum_{i=1}^n U_i f_{ui} \Delta z_i + \alpha_{pp}\beta q_{cp} A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.29})$$

A.2.3 – MÉTODO DE PHILIPPONAT (1978)

O método desenvolvido por **PHILIPPONAT (1978)**, utilizando dados obtidos de ensaios de penetração estática (CPT), é também chamado de método francês. A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de carga de ruptura lateral e de ponta (Equação A.1).

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l\text{-calc}} = \sum_{i=1}^n U_i f_{ui} \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.30})$$

a resistência lateral (f_u) pode ser determinada por:

$$f_u = \alpha_f \cdot \frac{q_{ci}}{\alpha_s} \quad (\text{A.31})$$

onde :

α_s = coeficiente em função do tipo de solo

α_f = coeficiente que leva em conta o tipo de estaca

Os valores propostos por **PHILIPPONAT (1978)** para α_s e α_f estão apresentados nas Tabelas A.6 e A.7.

Tabela A.6- Valores de α_s .

NATUREZA DO SOLO	α_s
Argila, Argila Calcárea	50
Silte, Argila Arenosa, Areia Argilosa	60
Areia pouco compacta	100
Areia medianamente compacta	150
Areia compacta, Pedregulhos	200

Tabela A.7- Valores de α_f .

Interface Solo/Estaca	Tipo de Estaca	α_f
CONCRETO	Pré-moldada	1,25
	Moldada in-loco de revestimento cravado	
	Escavadas com revestimento vibro cravado (concreto vibrado)	
	Injetadas	0,85
	Escavada ($d < 1,50m$)	
	Benoto	
	Escavada ($d > 1,50m$)	0,75
	Barretes	
	Prensadas	

Obs: Em **PHILIPPONAT (1978)** se encontram valores de α_f para outros tipos de interface.

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p-calc} = A_p \cdot \alpha_p \cdot q_c \text{ (kN)} \quad (\text{A.32})$$

Os valores do coeficiente α_p estão apresentados na Tabela A.8 e foram obtidos através de comparações entre provas de carga.

Tabela A.8 - Valores de α_p .

Tipo de Solo	α_p
Argila	0,50
Silte	0,45
Areia	0,40
Pedregulho	0,35

A resistência de ponta de uma estaca de diâmetro d é influenciada por uma altura "a" e "c", respectivamente acima e abaixo da ponta, no caso de solo heterogêneo. Assim, na expressão inicial, q é substituído por q'_c , obtido pela média aritmética das resistências de ponta de cone, nos trechos a e c.

Ou seja:

$$q'_c = (q_{ac} + q_{cc})/2 \quad (\text{A.33})$$

onde:

q_{ac} = resistência média de ponta de cone no trecho $3d$ acima da ponta da estaca (kPa)

q_{cc} = resistência média de ponta de cone no trecho $3d$ abaixo da ponta da estaca (kPa)

- Carga Total de Ruptura

$$Q_{\text{total-calc}} = \sum_{i=1}^n U_i \cdot f_{ui} \cdot \Delta z_i + A_p \cdot \alpha_p \cdot q_c \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.34})$$

A.2.4 - MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978)

DÉCOURT & QUARESMA (1978) apresentam uma fórmula para estacas pré-moldadas, abrangendo posteriormente outros tipos de estacas (**DÉCOURT, 1996**). Esta fórmula fornece a carga de ruptura total através da soma das parcelas das cargas de ruptura lateral e ponta (Equação A.1), utilizando a resistência à penetração N .

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

Considerando \bar{f}_u a resistência lateral de ruptura média, obtida ao longo do fuste da estaca, a carga lateral de ruptura é dada por:

$$Q_{l-calc} = UL \cdot \bar{f}_u \quad (\text{A.35})$$

Os autores estabeleceram uma correlação empírica entre a resistência lateral de ruptura média (\bar{f}_u) e o valor da resistência à penetração média ao longo do fuste da estaca (\bar{N}_i).

$$\bar{f}_u = 3,33\bar{N}_i + 10 \quad (\text{kPa}) \quad (\text{A.36})$$

onde:

U = perímetro da estaca (m)

L = comprimento da estaca (m)

\bar{N}_i devem ser limitados a 50 ($N < 50$) e 3 ($N > 3$).

A carga lateral de ruptura fica:

$$Q_{l\text{-calc}} = \beta_{DQ} \cdot U \cdot L (3,33\bar{N}_i + 10) \text{ (kN)} \quad (\text{A.37})$$

A expressão, originalmente estabelecida para estacas cravadas de concreto, teve sua utilização ampliada para outros tipos de estacas através do emprego do coeficiente β_{DQ} (Tabela A.9).

Tabela A.9 – Valores do coeficiente β_{DQ} em função do tipo de solo e estaca

Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis (**DÉCOURT, 1996**).

- Carga de Ruptura de Ponta

$$Q_{p\text{-calc}} = q_u \cdot A_p \quad (\text{A.38})$$

O valor de q_u pode ser obtido utilizando-se sua correlação empírica com a resistência à penetração média na região da ponta da estaca (A_p).

$$q_u = K_{DQ} \cdot \bar{N}_p \quad (\text{A.39})$$

onde:

q_u = reação de ponta (kPa)

\bar{N}_p = resistência à penetração do SPT, resultante da média de 3 valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo desta

K_{DQ} = coeficiente que correlaciona a resistência à penetração (N) com a resistência de ponta em função do tipo de solo proposto por DÉCOURT & QUARESMA (Tabela A.10)

$$\bar{N}_p = \frac{N_{p+1} + N + N_{p-1}}{3} \quad (\text{A.40})$$

Tabela A.10 - Valores de K_{DQ} .

Solo	Tipo de Estaca		Esc/Desl.
	Deslocamento	Escavada	
Argila	120	100	0,83
Silte Argiloso*	200	120	0,60
Silte Arenoso*	250	140	0,56
Areia	400	200	0,50

* Solos Residuais

A carga de ruptura de ponta fica:

$$Q_{p\text{-calc}} = \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot \bar{N}_p \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.41})$$

O coeficiente α_{DQ} permite estender os cálculos efetuados para a estaca padrão para outros tipos de estacas e solos (Tabela A.11).

Tabela A.11 – Valores do coeficiente α_{DQ} em função do tipo de solo e estaca

Solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	0,85	0,85*	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60*	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50*	0,30*	0,50*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis (DÉCOURT, 1996).

- Carga Total de Ruptura

$$Q_{\text{total-calc}} = \beta_{DQ} (3,33\bar{N}_i + 10)UL + \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot \bar{N}_p \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.42})$$

A.2.5 - MÉTODO DE MEYERHOF (1976)

A expressão de **MEYERHOF (1976)**, estabelecida para solos não coesivos, fornece o valor da carga de ruptura pela soma das parcelas das cargas de ruptura lateral e ponta (Equação A.1)

- Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l\text{-calc}} = \bar{f}_u \cdot U \cdot L \quad (\text{kN}) \quad (\text{A.43})$$

Para o caso de estaca cravada de deslocamento, é possível estabelecer f_u a partir da resistência à penetração (N). Para solos não coesivos:

$$f_u = 2 N_l \quad (\text{kPa}) \quad (\text{A.44})$$

Sendo que, para estacas cravadas em solos coesivos:

$$f_u > 2 N_l \quad (\text{kPa}) \quad (\text{A.45})$$

Valores medidos para estacas cilíndricas cravadas resultam maiores do que os obtidos pela expressão acima; isto permitiria estender seu uso para o caso de estacas metálicas (perfil H) de pequeno deslocamento. Para estacas metálicas:

$$N \leq f_u \leq 2 N \quad (\text{kPa}) \quad (\text{A.46})$$

Procurando ampliar a utilização da Equação A.46 para outros tipos de estacas, é possível introduzir um fator de carga lateral (S_t) que leva em conta o tipo de estaca.

$$f_u = 2 \cdot S_t \cdot N \quad (\text{kPa}) \quad (\text{A.47})$$

Valores de S_t estão apresentados na Tabela A.12:

Tabela A.12 - Valores de S_t .

Tipo de Estaca	S_t
Cilíndrica cravada	1,0
Cônica cravada (conicidade $\geq 1\%$)	1,5
Escavada	0,5
Franki	1,0

- Carga de Ponta de Ruptura

$$Q_{p\text{-calc}} = q_u \cdot A_p \text{ (kN)} \quad (\text{A.48})$$

A tensão de ruptura de ponta (q_u) pode ser obtida a partir da resistência à penetração (N).

A - Solos não coesivos (pedregulhos, areias grossas, areias):

$$q_u = \frac{40 \cdot \bar{N}_p \cdot Z_e}{d} \leq 400 \cdot \bar{N}_p \text{ (kPa)} \quad (\text{A.49})$$

B - Siltes não plásticos:

$$q_u = \frac{30 \cdot \bar{N}_p \cdot Z_e}{d} \leq 300 \cdot \bar{N}_p \text{ (kPa)} \quad (\text{A.50})$$

onde:

d = diâmetro da estaca (m)

\bar{N}_p = Número de golpes médio da ponta

$Z_e \leq 10d$ é a profundidade de embutimento da estaca na camada de apoio da ponta.

As expressões de q_u não valem para grandes pressões na ponta da estaca (grandes profundidades); quando a relação q_u/N diminui, a resistência à penetração N aumenta sem que aumente a resistência de cone q_c , ou mesmo q_u . Para estes casos torna-se conveniente o emprego do valor de resistência à penetração corrigida, em função da pressão vertical efetiva.

A fórmula de MEYERHOF pode ser empregada para outros tipos de estacas pela adoção de um fator de carga de ponta P_t . Valores de P_t estão na Tabela A.13.

Tabela A.13 - Valores P_t .

Tipo de Estaca	P_t
Escavada	0,33 a 0,50
Cravada cilíndrica	1,00
Franki	2,00

- Carga Total de Ruptura

$$Q_{\text{total-calc}} = q_u \cdot A_p + \bar{f}_u \cdot UL \text{ (kN)} \quad (\text{A.51})$$

APÊNDICE B

CÁLCULO DO ATRITO LATERAL DE ESTACAS CÔNICAS - NORDLUND (1963)

Apresenta-se neste item um resumo do método desenvolvido por **NORDLUND (1963)** para o cálculo do atrito lateral de estacas cônicas. Para isto deve-se ter conhecimento de algumas propriedades do solo (ângulo de atrito e peso específico), das características da estaca (inclinação do trecho cônico, comprimento, perímetro). Na Figura B.1 é apresentada a proposição do autor.

É importante ressaltar que o modelo foi proposto para solos granulares, o que não é o caso do trabalho em questão, mas se optou por utilizá-lo para que se pudesse ter valores que possibilitassem avaliar o ocorrido com a geometria da estaca. Com o modelo de **NORDLUND (1963)** é possível fazer uma análise relativa de como o abaulamento da estaca influi no estudo do atrito lateral.

Verificou-se que o conhecimento da rugosidade das estacas é um fator importante para a determinação da capacidade de carga.

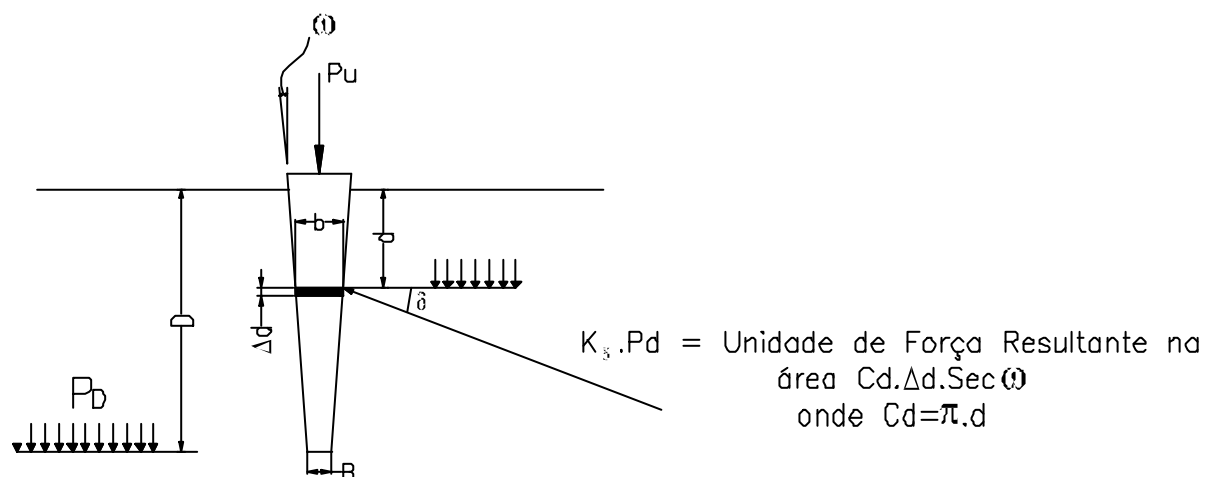


Figura B.1 - Modelo de tensões proposto por **NORDLUND (1963)**.

Através da análise de tensões decorrentes da conicidade da estaca, **NORDLUND (1963)** propôs uma formulação simplificada para o cálculo da carga lateral para situações cujo ângulo de inclinação da estaca fossem iguais ou inferiores a 1° , o equacionamento é apresentado abaixo.

$$Q_l = \sum_{d=0}^{d=D} k_{\delta} \cdot p_d \cdot \text{sen} \delta \cdot C_d \cdot \Delta d \quad (\text{B.1})$$

onde:

k_{δ} = fator adimensional que expressa a relação resultante entre a tensão efetiva normal e a cisalhante;

p_d = pressão na ponta da região cônica;

δ = ângulo de atrito do fuste

C_d = menor perímetro da estaca;

Δd = variação da profundidade.

ω = tangente do ângulo de inclinação da estaca

Inicialmente, calcula-se o volume unitário deslocado da estaca. A partir deste parâmetro obtém-se a relação $\frac{\delta}{\varphi}$ (Figura A.1 – Apêndice A).

Com o valor de φ (ângulo de atrito do solo), determina-se δ . Utilizando o ábaco da Figura B.1, determina-se o valor de K_{δ} .

Determinados os parâmetros acima e utilizando a Equação A.1, determina-se a carga de ruptura lateral do trecho considerado.

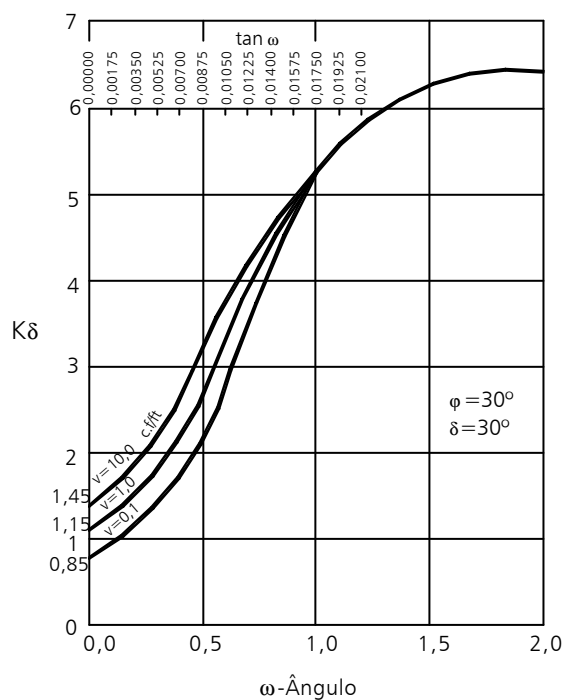


Figura B.1 – Determinação de k_{δ} .

APÊNDICE C

DADOS OBTIDOS DIRETAMENTE DA INSTRUMENTAÇÃO, EM PROFUNDIDADE

Tabela C.1 – Estaca Escavada 1 (Prova de Carga Lenta 1).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
80	2,62E-05	1,12E-05	1,54E-06	3,85E-07	43,5	7,2	2,4
240	6,42E-05	3,73E-05	3,85E-06	1,54E-06	145,4	24	8,1
320	8,31E-05	5,35E-05	5,00E-06	2,69E-06	208,4	36,1	13,5
400	9,50E-05	6,88E-05	5,77E-06	3,85E-06	268,4	48,2	19,3

Tabela C.2 – Estaca Escavada 1 (Prova de Carga Lenta 2).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	1,54E-05	1,35E-05	7,69E-07	3,85E-07	50,3	8,3	2,8
180	4,92E-05	3,15E-05	3,46E-06	1,92E-06	117,8	19,5	6,6
300	8,38E-05	5,31E-05	1,65E-05	3,85E-06	198,3	34,8	13,3
420	1,11E-04	7,19E-05	1,69E-05	4,62E-06	268,7	47,2	18,4
480	1,28E-04	8,42E-05	1,88E-05	5,38E-06	315,2	53,7	21,6
540	1,46E-04	9,50E-05	1,88E-05	6,54E-06	354,9	62,7	24,4

Tabela C.3 – Estaca Escavada 1 (Prova de Carga Lenta 3).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	1,62E-05	1,27E-05	1,92E-06	1,15E-06	44,2	7,3	2,5
180	4,96E-05	3,54E-05	5,38E-06	3,46E-06	123,1	20,4	6,9
300	8,58E-05	5,77E-05	8,08E-06	4,23E-06	200,7	34,1	12,2
420	1,13E-04	7,85E-05	1,19E-05	5,38E-06	273,0	46,0	16,2
540	1,52E-04	1,02E-04	1,50E-05	6,92E-06	353,3	59,2	20,6
600	1,77E-04	1,15E-04	1,73E-05	8,46E-06	390,1	64,8	22,4
684	2,12E-04	1,27E-04	1,96E-05	9,23E-06	441,6	75,9	27,9

Tabela C.4 – Estaca Escavada 2 (Prova de Carga Lenta).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	1,77E-05	1,31E-05	1,15E-06	7,69E-07	42,4	7,0	2,4
240	7,31E-05	5,62E-05	1,00E-05	4,62E-06	74,8	13,3	5,3
300	9,27E-05	7,35E-05	1,35E-05	5,77E-06	182,1	33,2	13,7
420	1,35E-04	1,09E-04	1,92E-05	7,69E-06	296,9	52,8	20,8
480	1,58E-04	1,27E-04	2,04E-05	9,23E-06	412,9	72,9	28,3
600	1,88E-04	1,49E-04	2,19E-05	1,23E-05	484,0	85,8	33,6
660	2,06E-04	1,64E-04	2,27E-05	1,35E-05	532,6	96,8	40,2
670	2,26E-04	1,67E-04	2,50E-05	1,58E-05	542,6	100,8	42,9

Tabela C.5 – Estaca Escavada 2 (Prova de Carga Rápida).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	1,73E-05	1,31E-05	2,31E-06	2,31E-06	47,6	11,8	7,1
120	3,15E-05	2,58E-05	4,62E-06	3,46E-06	93,7	20,5	10,9
240	6,27E-05	5,46E-05	9,23E-06	5,38E-06	198,7	38,2	17,2
360	9,65E-05	8,58E-05	1,38E-05	8,08E-06	312,0	58,6	25,4
480	1,29E-04	1,12E-04	1,85E-05	1,12E-05	407,2	78,2	35,1
600	1,66E-04	1,41E-04	2,31E-05	1,31E-05	513,5	96,1	41,4
660	1,84E-04	1,53E-04	2,58E-05	1,50E-05	555,5	107,5	52,8
717	2,00E-04	1,63E-04	3,08E-05	1,92E-05	593,3	123,9	62,4

Tabela C.6 – Estaca Escavada 3 (Prova de Carga Lenta).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	1,92E-05	1,54E-05	2,31E-06	3,85E-07	48,0	7,9	2,7
120	3,85E-05	3,00E-05	3,85E-06	7,69E-07	93,6	15,5	5,2
240	7,54E-05	5,42E-05	8,85E-06	2,69E-06	169,1	28,0	9,5
360	1,10E-04	7,85E-05	1,46E-05	7,69E-06	244,7	47,6	21,8
480	1,53E-04	1,03E-04	1,96E-05	1,15E-05	320,3	65,8	32,5
600	1,93E-04	1,30E-04	2,42E-05	1,50E-05	406,7	83,9	41,6
660	2,12E-04	1,42E-04	2,65E-05	1,69E-05	443,9	95,2	47,0
693	2,52E-04	1,52E-04	3,04E-05	1,77E-05	475,1	99,5	50,2

Tabela C.7 – Estaca Escavada 3 (Prova de Carga Rápida).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	2,31E-05	1,35E-05	2,31E-06	1,54E-06	42,9	7,1	2,4
180	6,00E-05	4,15E-05	6,92E-06	4,62E-06	132,3	21,9	7,4
300	9,62E-05	6,54E-05	1,42E-05	9,62E-06	208,2	39,0	16,8
420	1,36E-04	9,50E-05	2,00E-05	1,35E-05	285,3	58,5	28,7
540	1,73E-04	1,23E-04	2,62E-05	1,81E-05	363,5	75,5	37,7
660	2,12E-04	1,54E-04	3,62E-05	2,65E-05	449,2	93,6	47,0
720	2,32E-04	1,73E-04	4,58E-05	3,65E-05	490,1	113,5	65,8
771	2,43E-04	1,88E-04	5,31E-05	4,62E-05	535,1	137,0	84,8

Tabela C.8 – Estaca Hélice Contínua 1 (Prova de Carga Lenta).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	2,15E-05	1,04E-05	1,54E-06	1,54E-06	32,0	5,7	2,3
120	4,08E-05	1,92E-05	2,69E-06	2,31E-06	59,3	10,9	4,5
240	7,73E-05	3,73E-05	4,62E-06	3,46E-06	115,1	20,6	8,2
360	1,13E-04	5,62E-05	8,46E-06	6,15E-06	173,3	33,9	15,6
480	1,52E-04	7,85E-05	1,35E-05	8,85E-06	242,1	48,7	23,4
600	1,94E-04	1,00E-04	2,12E-05	1,54E-05	308,6	72,7	41,8
720	2,35E-04	1,23E-04	2,92E-05	2,23E-05	380,9	98,8	61,8
840	2,74E-04	1,47E-04	4,04E-05	3,31E-05	454,5	134,3	92,4
900	2,94E-04	1,55E-04	4,73E-05	3,96E-05	478,3	151,8	108,9
960	3,16E-04	1,65E-04	5,46E-05	4,62E-05	516,0	170,3	125,0

Tabela C.9 – Estaca Hélice Contínua 1 (Prova de Carga Rápida).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
90	3,00E-05	1,58E-05	2,31E-06	2,31E-06	51,2	9,2	3,8
270	8,27E-05	5,19E-05	7,69E-06	6,54E-06	135,4	24,3	9,7
450	1,38E-04	9,19E-05	1,46E-05	1,23E-05	225,1	44,6	20,9
630	1,94E-04	1,31E-04	2,38E-05	1,92E-05	327,5	77,9	45,2
720	2,23E-04	1,55E-04	2,96E-05	2,31E-05	380,7	104,8	67,9
810	2,49E-04	1,80E-04	4,19E-05	3,54E-05	434,3	128,0	87,9

Tabela C.10 – Estaca Hélice Contínua 2 (Prova de Carga Lenta).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	2,96E-05	1,00E-05	1,54E-06	1,54E-06	29,7	6,7	3,7
120	5,08E-05	1,88E-05	3,08E-06	2,69E-06	56,0	12,3	6,6
240	8,81E-05	3,77E-05	5,77E-06	5,00E-06	112,0	23,7	12,1
360	1,20E-04	6,00E-05	9,23E-06	7,31E-06	178,3	36,4	17,8
480	1,59E-04	8,46E-05	1,35E-05	1,04E-05	251,4	51,7	25,6
600	2,05E-04	1,09E-04	1,85E-05	1,42E-05	323,4	68,9	35,6
720	2,45E-04	1,33E-04	2,50E-05	1,96E-05	394,2	89,8	49,9
840	2,82E-04	1,53E-04	3,27E-05	2,50E-05	452,1	112,4	67,3
900	3,00E-04	1,57E-04	3,77E-05	2,77E-05	469,9	132,7	84,1
975	3,22E-04	1,80E-04	3,92E-05	3,81E-05	536,0	147,9	97,1

Tabela C.11 – Estaca Hélice Contínua 2 (Prova de Carga Rápida).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
90	3,77E-05	1,50E-05	3,08E-06	2,69E-06	44,6	8,2	4,1
270	1,10E-04	4,73E-05	1,12E-05	8,85E-06	140,6	29,7	16,1
450	1,74E-04	8,12E-05	2,19E-05	1,62E-05	241,1	47,1	23,4
630	2,33E-04	1,16E-04	3,38E-05	2,50E-05	345,1	75,9	39,7
810	2,92E-04	1,52E-04	4,69E-05	3,38E-05	451,4	98,5	54,3
900	3,21E-04	1,70E-04	5,92E-05	3,85E-05	504,0	129,1	82,5
915	3,27E-04	1,74E-04	6,35E-05	3,92E-05	517,7	138,9	90,1

Tabela C.12 – Estaca Hélice Contínua 3 (Prova de Carga Lenta).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	2,04E-05	9,23E-06	1,15E-06	3,85E-07	18,8	2,2	0,7
120	5,08E-05	2,15E-05	3,08E-06	1,15E-06	43,8	5,9	2,2
240	1,03E-04	4,77E-05	6,15E-06	3,46E-06	97,0	16,1	5,5
360	1,66E-04	7,85E-05	1,12E-05	6,92E-06	159,7	28,6	11,4
480	2,33E-04	1,13E-04	1,85E-05	1,08E-05	230,1	44,9	20,6
600	3,02E-04	1,42E-04	2,69E-05	1,46E-05	288,0	58,1	28,0
660	3,32E-04	1,56E-04	3,27E-05	1,85E-05	317,0	66,5	34,3
720	3,66E-04	1,68E-04	3,92E-05	2,15E-05	342,0	76,1	41,2

Tabela C.13 – Estaca Hélice Contínua 3 (Prova de Carga Rápida).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	3,73E-05	1,31E-05	1,92E-06	7,69E-07	17,4	2,9	1,0
120	7,65E-05	2,77E-05	3,85E-06	1,92E-06	41,4	6,8	2,3
240	1,64E-04	5,85E-05	8,46E-06	4,23E-06	87,4	14,5	4,9
360	2,44E-04	9,00E-05	1,38E-05	6,92E-06	149,6	24,7	8,4
480	3,20E-04	1,23E-04	2,04E-05	1,08E-05	215,3	39,9	16,9
600	3,82E-04	1,51E-04	2,62E-05	1,31E-05	273,4	53,1	24,2
660	4,23E-04	1,73E-04	3,50E-05	1,96E-05	302,7	51,7	32,8
683	4,57E-04	1,92E-04	4,69E-05	2,69E-05	324,4	68,7	35,1

Tabela C.14 – Estaca Ômega 1 (Prova de Carga Lenta 1).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
60	1,77E-05	1,12E-05	1,92E-06	1,92E-06	38,1	8,9	5,1
120	3,08E-05	2,12E-05	3,46E-06	2,31E-06	75,1	15,5	7,7
240	6,08E-05	4,31E-05	6,92E-06	4,23E-06	149,2	28,7	12,9
360	9,35E-05	6,85E-05	1,12E-05	6,92E-06	224,6	44,9	21,4
480	1,29E-04	9,77E-05	1,65E-05	9,23E-06	300,0	60,9	29,6
600	1,66E-04	1,27E-04	2,27E-05	1,23E-05	376,3	79,3	40,4
720	2,08E-04	1,62E-04	3,08E-05	1,65E-05	454,5	101,9	55,7
840	2,50E-04	1,98E-04	3,96E-05	2,19E-05	534,1	127,8	74,6
960	2,96E-04	2,37E-04	4,92E-05	2,81E-05	614,7	156,2	96,1
1020	3,14E-04	2,57E-04	5,50E-05	3,15E-05	654,2	171,5	105,7
1080	3,33E-04	2,72E-04	5,92E-05	3,38E-05	695,1	183,9	116,9

Tabela C.15 – Estaca Ômega 1 (Prova de Carga Lenta 2).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,0	0,0	0,0
120	2,96E-05	2,35E-05	3,46E-06	2,31E-06	75,3	16,0	8,2
360	8,92E-05	7,65E-05	1,19E-05	7,31E-06	225,9	47,9	24,5
600	1,58E-04	1,35E-04	2,35E-05	1,19E-05	377,2	81,4	42,6
840	2,28E-04	1,95E-04	3,58E-05	1,96E-05	532,3	123,6	70,1
1080	3,10E-04	2,61E-04	5,00E-05	2,77E-05	688,3	168,3	100,1
1320	4,11E-04	3,49E-04	7,12E-05	4,04E-05	851,6	229,8	148,2
1440	4,44E-04	3,79E-04	9,23E-05	5,42E-05	932,7	267,2	188,9
1545	4,97E-04	4,01E-04	9,77E-05	5,85E-05	1013,7	308,3	215,9

Tabela C.16 – Estaca Ômega 1 (Prova de Carga Rápida).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
120	4,85E-05	3,58E-05	5,77E-06	3,08E-06	74,8	17,4	9,7
360	1,16E-04	9,69E-05	1,65E-05	9,23E-06	225,3	51,8	28,7
600	1,85E-04	1,64E-04	3,00E-05	1,65E-05	376,4	90,4	52,3
840	2,54E-04	2,32E-04	4,50E-05	2,58E-05	531,0	134,5	81,7
1080	3,22E-04	3,00E-04	6,27E-05	3,62E-05	686,2	182,8	115,8
1200	3,57E-04	3,27E-04	7,38E-05	4,35E-05	769,2	213,8	145,3
1320	3,88E-04	3,58E-04	8,50E-05	5,27E-05	847,9	248,3	168,2

Tabela C.17 – Estaca Ômega 2 (Prova de Carga Lenta).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
120	2,58E-05	1,85E-05	3,08E-06	1,15E-06	74,0	12,9	4,9
240	4,58E-05	3,77E-05	6,92E-06	2,69E-06	148,8	27,7	11,8
480	7,85E-05	7,00E-05	1,42E-05	6,54E-06	299,3	59,5	28,0
720	1,23E-04	1,38E-04	3,35E-05	1,62E-05	461,9	119,1	74,2
960	1,70E-04	1,85E-04	5,81E-05	2,88E-05	630,4	192,8	135,7
1200	2,35E-04	2,47E-04	8,69E-05	4,38E-05	803,7	277,4	208,4
1320	2,69E-04	2,72E-04	1,05E-04	5,69E-05	897,4	348,7	264,9
1420	3,08E-04	2,90E-04	1,28E-04	6,96E-05	984,0	405,1	329,2

Tabela C.18 – Estaca Ômega 2 (Prova de Carga Rápida).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
120	3,19E-05	2,46E-05	5,38E-06	3,46E-06	73,7	12,2	4,1
360	6,65E-05	7,58E-05	1,65E-05	8,85E-06	224,3	44,1	20,5
600	1,01E-04	1,28E-04	3,19E-05	1,73E-05	378,5	84,4	45,8
840	1,40E-04	1,79E-04	5,12E-05	2,73E-05	545,8	155,1	103,8
1080	1,85E-04	2,32E-04	7,27E-05	4,19E-05	716,3	233,4	170,1
1200	2,11E-04	2,57E-04	8,85E-05	5,19E-05	804,8	287,5	211,8
1235	2,38E-04	2,67E-04	1,07E-04	5,62E-05	835,9	305,9	236,4

Tabela C.19 – Estaca Ômega 3 (Prova de Carga Lenta).

Carga no Topo (kN)	Secção de Referência (ϵ)	Nível 5m (ϵ)	Nível 11,1m (ϵ)	Nível 11,7m (ϵ)	Nível 5m (kN)	Nível 11,1m (kN)	Nível 11,7m (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
120	3,31E-05	1,77E-05	3,85E-06	2,69E-06	84,0	17,8	7,7
360	9,85E-05	5,23E-05	1,12E-05	5,38E-06	240,0	42,9	17,1
600	1,71E-04	1,02E-04	2,54E-05	1,19E-05	408,0	83,6	41,1
840	2,28E-04	1,51E-04	4,69E-05	2,15E-05	618,0	140,3	77,7
1080	2,95E-04	2,11E-04	7,96E-05	3,65E-05	835,0	217,7	136,8
1200	3,34E-04	2,41E-04	8,81E-05	4,69E-05	950,0	257,8	166,2
1320	3,68E-04	2,68E-04	1,03E-04	5,15E-05	1064,0	291,0	189,7

APÊNDICE D

PROPRIEDADES DO CONCRETO E NATA DE CIMENTO UTILIZADOS

Apresentam-se neste item os valores de resistência aos 28 dias, abatimento e módulo de elasticidade, determinados em laboratório para o concreto e nata de cimento.

Tabela D.1 – Valores de resistência à compressão aos 28 dias em corpos de prova de concreto.

Estaca	Abatimento (cm)	$f_{c_{28}}$ (MPa)
E1/E2	7	22,0
HC1/HC2	23	31,1
HC1/HC2	23	27,3
HC3/R8	25	26,2
HC2/HC3	22	33,0
R5/R6	23	42,7
R10/R14	25	31,9
R1/R2	22	40,7
R7/R11	23	33,7
R3/R4	22	33,5
R13/R15	23	29,4

Obs.: A simbologia utilizada para as estacas de reação (hélice contínua) foi a letra R.

Verifica-se que o valor médio de resistência aos 28 dias do concreto utilizado na execução das estacas hélice contínua foi de $33 \pm 5,3$ MPa.

Apresentam-se na Tabelas D.2 os valores do módulo de elasticidade do concreto obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de concreto e na Tabela D.3 os valores do módulo de elasticidade e resistência aos 28 dias obtidos em ensaios de corpos de prova da nata de cimento.

Tabela D.2 – Valores de módulo de elasticidade do concreto obtidos em corpos de prova.

Estaca	E (GPa)	R ²
E1 / E2	28,1	0,998
HC1 / HC2	34,8	0,998
HC1-T / R1	32,2	0,949
HC2-T / HC3-T	33,7	0,912
R3 – R4	34,6	0,935

Observando a Tabela D.2 verifica-se que a média do módulo de elasticidade do concreto das estacas hélice contínua, obtida em laboratório, foi de $33,8 \pm 1,2$ MPa, 20% superior ao obtido do concreto das estacas escavadas.

Na Tabela D.3 apresentam-se os do módulo de elasticidade e resistência aos 28 dias obtidos em ensaios de corpos de prova de nata de cimento.

Tabela D.3 – Valores de módulo de elasticidade e resistência aos 28 dias da nata de cimento para cada tipo de estaca.

Estaca	E (GPa)	R ²	f _{c28} (MPa)
E2	21,7	0,988	31,7
HC2	18,1	0,996	28,5
Ω1	19,6	0,992	28,8

A média dos valores de módulo de elasticidade da nata de cimento foi de 19,8MPa e desvio padrão de 1,8MPa.