



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE
CONTÍNUA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM RECIFE - PE**

GISELLE MARIE TEÓFILO DE MOURA

CAMPINA GRANDE

JULHO - 2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE GEOTECNIA

GISELLE MARIE TEÓFILO DE MOURA

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM RECIFE - PE**

Orientadores: Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra
Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão

Campina Grande - PB

Julho 2003



M929a Moura, Giselle Marie Teofilo de
Avaliacao da capacidade de carga de estacas helice
continua atraves de provas de carga em Recife - PE /
Giselle Marie Teofilo de Moura. - Campina Grande, 2003.
171 f. : il.

Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) -
Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciencias
e Tecnologia.

1. Prova de Carga 2. Capacidade de Carga 3. Recalques 4.
Dissertacao 5. Dissertacao I. Bezerra, Raimundo Leidimar
II. Gusmao, Alexandre Duarte III. Universidade Federal de
Campina Grande - Campina Grande (PB) IV. Título

CDU 624.13(043)

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM RECIFE-PE**

GISELLE MARIE TEÓFILO DE MOURA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL, ÁREA DE GEOTECNIA.

DISSERTAÇÃO APROVADA POR:



Raimundo Leidimar Bezerra, D. Sc.
(Orientador)



Alexandre Duarte Gusmão, D.Sc.
(Orientador)



Olavo Francisco dos Santos Jr, D.Sc.
(Examinador Externo)



Erinaldo Hilário Cavalcante, D. Sc.
(Examinador Externo)

Campina Grande – PB

Julho / 2003

DEDICATÓRIA

**Aos meus pais
Heber José de Moura e
Maria das Mercês Teófilo Moura
e aos meus irmãos Heber Teófilo
de Moura e Aline Marie Teófilo de
Moura**

AGRADECIMENTOS

Aos Professores Raimundo Leidimar Bezerra e Alexandre Duarte Gusmão, pelas orientações recebidas que foram indispensáveis na realização deste trabalho.

Ao Professor Erinaldo Hilário Cavalcante pelo incentivo e pela gentileza de examinar este trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil, Área de Geotecnia, da Universidade Federal de Campina Grande.

Aos funcionários da área de Geotecnia da UFCG/CG, em especial a Josenira, D. Maurisa, José Sobreira, Rui Pereira, Marcos, Sr. Chiquinho e aos professores Afonso, Ailton e Jeconias pela ajuda e amizade durante todo o curso.

A Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior – ATECEL®.

A Construtora Moura Dubeaux e a SOLOSSANTINI pelo grande apoio na realização dos ensaios.

A toda minha família de Recife pelo estímulo e pela dedicação a mim transmitida.

A todos amigos de curso que direta ou indiretamente colaboraram para a realização desta importante etapa da minha vida.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Introdução.....	1
1.2 - Objetivo.....	2
1.3 - Organização da Dissertação.....	3

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 -Introdução.....	4
2.2 - Tipos de Estacas.....	4
2.2.1 - Estacas Broca.....	5
2.2.2 - Estaca Strauss.....	5
2.2.3 - Estaca Escavada.....	5
2.2.4 - Estaca Raiz.....	6
2.2.5 - Estaca Prancha.....	6
2.2.6 - Estaca Cravada por Percussão.....	6
2.2.7 - Estaca Cravada por Prensagem ou Estaca Mega.....	7
2.2.8 - Estaca Mista.....	7
2.2.9 - Estaca tipo Franki.....	7
2.2.10 - Estaca Hélice Contínua.....	7
2.2.11 - Estaca tipo Ômega.....	8
2.2.12 - Estaca Pré-moldadas.....	8
2.3 - Capacidade de Carga de Estacas.....	9
2.3.1 - Métodos Teóricos.....	9
2.3.2 - Métodos Semi-Empíricos de Previsão de Capacidade de Carga	11
2.3.2.1 - Método de Aoki e Velloso (1975).....	12
2.3.2.2 -Método de Décourt (1996).....	15
2.3.3 - Prova de Carga.....	17
2.3.3.1 - Determinação da Capacidade de Carga da Estaca.....	20
2.3.3.2 -Forma da Curva Carga x Recalque.....	24
2.3.3.3 - Carga Admissível.....	26
2.4 -Transferência de Carga para Estaca Isolada.....	28
2.5 - Estaca Hélice Contínua.....	31

2.5.1 - Generalidades.....	31
2.5.2 - Métodos Semi-empíricos de Previsão de Capacidade de Carga	39
2.5.2.1 - Método de Alonso (1996;2000).....	39
2.5.2.2 - Método de Antunes e Cabral (1996).....	43
2.5.2.3 - Método de Vorcaro e Velloso (2000).....	44
2.6 - Métodos de Previsão de Recalques.....	45
2.6.1 - Métodos Teóricos e Semi-empíricos	45
2.6.1.1 - Métodos de Poulos & Davis (1968).....	45
2.6.1.2 - Método de Vésic (1969;1975A).....	47
2.6.2 - Métodos Empíricos de Previsão de Recalques.....	50
2.6.2.1 - Método de Décourt (1996).....	50
2.6.2.2 - Método de Souza e Couso (1997).....	52
2.7 - Considerações Finais.....	55
CAPÍTULO 3 – ENSAIOS REALIZADOS	
3.1 - Generalidades.....	57
3.2 - Aspectos Geológicos e a Prática de Fundações da Cidade do Recife.....	57
3.2.1 - A Prática de Fundações em Recife.....	64
3.2.1.1 - Nos Morros e Tabuleiros.....	64
3.2.1.2 - Nas Planícies Deltáicas e Várzeas.....	65
3.2.1.3 - Na Planície Costeira.....	66
3.3 – Características dos Locais onde Foram Executadas as Provas de Carga.....	67
3.4 - Outras Informações Sobre as Estacas Testadas.....	76
3.5 - Procedimentos Gerais Adotados na Realização das Provas de Carga.....	81
3.5.1 - Edifício Aderbal Jurema.....	81
3.5.2 - Edifício Estação do Mar.....	83
3.5.3 - Edifício Parque dos Manguezais.....	85
3.5.4 - Edifício Consuelo Martins.....	87
3.5.5 - Edifício Maria de Lourdes.....	88
3.5.6 - Edifício Cristiano.....	89
3.5.7 - Edifício Maria Sophie.....	89

3.6 - Problemas Encontrados Durante a Realização das Provas de Carga.....	90
CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	
4.1 - Generalidades.....	93
4.2 - Edifício Aderbal Jurema.....	93
4.2.1 - Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga.....	93
4.2.2 - Curvas Carga x Levantamento das Estacas de Reação.....	96
4.3 - Edifício Estação do Mar.....	99
4.3.1 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga.....	99
4.4 - Edifício Parque dos Manguezais.....	102
4.4.1 - Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga.....	102
4.4.2 - Curvas Carga x Levantamento das Estacas de Reação.....	105
4.5 - Edifício Consuelo Martins.....	107
4.5.1 - Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga.....	107
4.5.2 - Curvas Carga x Levantamento das Estacas de Reação.....	110
4.6 - Edifício Maria de Lourdes.....	112
4.6.1 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga na Estaca E12.....	112
4.6.2 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga na Estaca E97.....	114
4.7 - Edifício Cristiano.....	115
4.7.1 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga.....	115
4.8 - Edifício Maria Sophie.....	118
4.8.1 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga.....	118
4.9 - Previsão da Capacidade de Carga.....	119
4.9.1 - Procedimentos para a Utilização dos Métodos.....	120
4.9.1.1 - Métodos de Previsão da Capacidade de Carga.....	120
4.9.1.2 - Estimativa de Atrito Lateral Obtido a Partir das Estacas de Reação.....	121
4.9.1.3 - Metodologia Empregada na Obtenção dos Coeficientes de Minoração.....	122
4.9.2 - Apresentação dos Resultados.....	124
4.9.2.1 - Previsão da Capacidade de Carga.....	124

4.9.2.2 - Previsão da Capacidade de Carga Utilizando o Coeficiente de Minoração de acordo com o item 4.9.1.3.....	128
4.9.2.3 – Comparação Entre a Previsão da Capacidade de Carga Utilizando o Coeficiente de Minoração e a Previsão Obtida com os Parâmetros Indicados pelos Métodos.....	132
4.9.2.4 – Atrito Lateral Obtido a Partir das Estacas de Reação.....	135
4.10 – Previsão do Recalque pelo Método de Poulos & Davis (1968).....	142
4.10.1 – Apresentação dos Resultados.....	143
4.11 – Comparação Estatística entre os Valores de Capacidade de Carga Obtidos pelas Provas de Carga e os Avaliados pelos Métodos de Previsão Analisados.....	144
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES.....	148
CAPÍTULO 6 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	151
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	152
ANEXO.....	160

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 -	Transferência de carga de uma estaca isolada (Alonso, 2000).....	10
Figura 2.2 -	Esquema típico de montagem de uma prova de carga (Marques, 2000).....	18
Figura 2.3 -	Procedimento para determinação da carga de ruptura convencional a partir de uma prova de carga à compressão em estaca (NBR 6122, 1996).....	21
Figura 2.4 -	Equação proposta por Van der Veen 1953 (Vianna e Cintra, 2000).....	22
Figura 2.5 -	Procedimento de extrapolação da curva carga x recalque proposto por Van der Veen (Alonso 1991).....	23
Figura 2.6 -	Ilustração do método de Mazurkiewicz (1972) para extrapolação da carga de ruptura de estacas.....	24
Figura 2.7 -	Curva carga-recalque do carregamento estático (Aoki, 2000).....	25
Figura 2.8 -	Diagramas de atrito lateral unitário nos estágios da carga (Souza e Massad, 2002).....	29
Figura 2.9 -	Foto do equipamento usado para execução da estaca tipo hélice contínua.....	32
Figura 2.10 -	Execução da estaca hélice contínua, (Caputo e Manrubia, 1996).....	35
Figura 2.11 -	Esquema de monitoramento da estaca hélice contínua (Caputo e Manrubia, 1996).....	36
Figura 2.12 -	Armação de ligação da estaca com o bloco de coroamento na cabeça da estaca hélice contínua.....	38
Figura 2.13 -	Estaca embutida em camada finita (Poulos&Davis, 1968, apud Albuquerque et al. 2001).....	46
Figura 2.14 -	Fator preponderante I_p – camada finita ($V = 0,5$), segundo Poulos & Davis (1968), apud Albuquerque et al.,	47
Figura 2.15 -	Distribuição de atrito lateral ao longo do fuste (Vésic, 1975 A)...	48

Figura 2.16 - Modelo proposto para representação da curva carga-recalque para estacas de deslocamento (Décourt, 1995 apud Albuquerque et al., 2001).....	50
Figura 2.17 - Modelo proposto para representação da curva carga x recalque de estacas escavadas (Décourt, 1995 apud Albuquerque et al., 2001).....	51
Figura 2.18 - Ilustração gráfica do método das duas retas, proposto (Souza e Couso 1997 apud Albuquerque et al., 2001).....	53
Figura 3.1 - Mapa das unidades geológicas do Recife (Alheiros et al., 1990).....	59
Figura 3.2 - Geologia da cidade do Recife (Gusmão Filho, 1982).....	61
Figura 3.3 - Processo de deposição de sedimentos marinhos na área da cidade do Recife (Gusmão Filho, 1982).....	62
Figura 3.4 - Sondagem próxima à estaca E107 do Edifício Aderbal Jurema.....	68
Figura 3.5 - Sondagem próxima à estaca E08 do Edifício Estação do Mar.....	69
Figura 3.6 - Sondagem próxima à estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais.....	70
Figura 3.7 - Sondagem próxima à estaca E34 do Edifício Consuelo Martins.....	71
Figura 3.8 - Sondagem próxima à estaca E12 do Edifício Maria de Lourdes.....	72
Figura 3.9 - Sondagem próxima à estaca E97 do Edifício Maria de Lourdes.....	73
Figura 3.10 - Sondagem próxima à estaca E05 do Edifício Cristiano.....	74
Figura 3.11 - Sondagem próxima à estaca E25A do Edifício Maria Sophie.....	75
Figura 3.12 - Foto do processo de execução da estaca hélice contínua.....	76
Figura 3.13 - Foto da colocação da ferragem na estaca hélice contínua.....	77

Figura 3.14-	Foto da colocação da armadura na estaca hélice contínua.....	78
Figura 3.15 -	Vista geral do sistema de reação empregado na estaca E107.....	82
Figura 3.16 -	Detalhes do sistema de aplicação de cargas e de medição de recalques da estaca E107.....	82
Figura 3.17-	Posicionamento dos relógios comparadores no topo das estacas de reação.....	83
Figura 3.18 -	Sistema de reação empregado na prova de carga do Edifício Estação do Mar.....	84
Figura 3.19 -	Detalhes das vigas de reação empregadas na prova de carga do Edifício Estação do Mar.....	84
Figura 3.20 -	Sistema de aplicação de cargas e de leitura de recalques da estaca durante a prova de carga na estaca E08 do Edifício Estação do Mar.....	85
Figura 3.21 -	Sistema de reação, macaco hidráulico e bloco de apoio (de concreto) utilizados nas provas de carga realizadas na estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais	86
Figura 3.22-	Vista geral do sistema de reação e do bloco sobre o topo da estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais durante a realização das provas de carga.....	87
Figura 3.23 -	Detalhes das trincas na viga principal de reação durante realização das provas de carga na estaca E107 do Edifício Aderbal Jurema.....	91
Figura 3.24 -	Vazamento de óleo no macaco hidráulico utilizado nas provas de carga sobre a estaca E107 do Edifício Aderbal Jurema.....	92
Figura 3.25 -	Vazamento de óleo no macaco hidráulico utilizado nas provas de carga sobre a estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais.....	92
Figura 4.1 -	Curvas carga versus recalque (estaca comprimida E107) nas provas de carga do Edifício Aderbal Jurema.....	94

- Figura 4.2 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E107 do Edifício Aderbal Jurema, com dados do segundo carregamento (lento), utilizando o método de Van der Veen (1953).95
- Figura 4.3 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E107 do Edifício Aderbal Jurema, com dados do terceiro carregamento (rápido), utilizando o método de Van der Veen (1953).....95
- Figura 4.4 - Curvas carga versus levantamento das estacas de reação usadas em prova de carga lenta do Edifício Aderbal Jurema - primeiro carregamento.....96
- Figura 4.5 - Curvas carga versus levantamento das estacas de reação usadas em uma prova de carga lenta do Edifício Aderbal Jurema – segundo carregamento.....98
- Figura 4.6 - Curvas carga versus levantamento das estacas de reação usadas em uma prova de carga rápida do Edifício Aderbal Jurema – terceiro carregamento.....99
- Figura 4.7 - Curva carga versus recalque da estaca E08 na prova de carga do Edifício Estação do Mar.....100
- Figura 4.8 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada no Edifício Estação do Mar, com os dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953).....101
- Figura 4.9 - Curvas carga versus recalque (estaca comprimida) nas provas de carga lenta e rápida do Edifício Parque dos Manguezais.....103
- Figura 4.10 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada do Edifício Parque dos Manguezais, com dados do 1º carregamento, utilizando o método de Van der Veen (1953).....103
- Figura 4.11 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada do Edifício Parque dos Manguezais, com dados do 2º carregamento, utilizando o método de Van der Veen (1953).....104
- Figura 4.12 - Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga lenta do Edifício Parque dos Manguezais, 1º carregamento.....105

Figura 4.13 -	Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga rápida do Edifício Parque dos Manguezais, 2º carregamento.....	106
Figura 4.14 -	Curvas carga versus recalque (estaca comprimida E34) nas provas de carga lenta e rápida do Edifício Consuelo Martins.....	108
Figura 4.15 -	Valores da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen na estaca E34 no ensaio lento do Edifício Consuelo Martins.....	109
Figura 4.16 -	Valores da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) da estaca E34 no ensaio rápido do Edifício Consuelo Martins.....	109
Figura 4.17 -	Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga lenta do Edifício Consuelo Martins, 1º carregamento.....	110
Figura 4.18 -	Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga rápida do Edifício Consuelo Martins, 2º carregamento.....	111
Figura 4.19 -	Curvas carga versus recalque (estaca comprimida E12) na prova de carga lenta do Edifício Maria de Lourdes.....	112
Figura 4.20 -	Valor da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen no ensaio lento para a estaca E12 do Edifício Maria de Lourdes.....	113
Figura 4.21 -	Curva carga versus recalque (estaca comprimida E97) na prova de carga lenta do Edifício Maria de Lourdes.....	114
Figura 4.22 -	Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E97 do Edifício Maria de Lourdes, com dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953).....	115
Figura 4.23 -	Curva carga versus recalque (estaca comprimida E05) na prova de carga lenta do Edifício Cristiano.....	116
Figura 4.24 -	Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E05 do Edifício Cristiano, com dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953).....	117

- Figura 4.25 - Curva carga versus recalque (estaca comprimida E25A) na prova de carga lenta do Edifício Maria Sophie.....118
- Figura 4.26 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E25A do Edifício Maria Sophie, com dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953)..... 119
- Figura 4.27 - Valores da variação entre as cargas de ponta sem a utilização do α para o método de Décourt (1996) e a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) de acordo com os dados obtidos durante a prova de carga lenta.....122
- Figura 4.28 - Valores da variação entre as cargas de ponta sem a utilização de F_1 para o método de Aoki-Velloso (1975) e a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) de acordo com os dados obtidos durante a prova de carga lenta.....123
- Figura 4.29 - Valores da variação entre as cargas de ponta sem a utilização do α para o método de Alonso (1996;2000) e a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) de acordo com os dados obtidos durante a prova de carga lenta.....124
- Figura 4.30 - Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Décourt (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).....145
- Figura 4.31 - Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Aoki-Velloso (1975) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).....145
- Figura 4.32 - Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Antunes e Cabral (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).....146
- Figura 4.33 - Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Alonso (1996;2000) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).....146

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Valores dos coeficientes K e α propostos por Aoki-Velloso (1975).....	13
Tabela 2.2 -	Valores dos coeficientes F_1 e F_2 propostos por Aoki-Velloso (1975).....	14
Tabela 2.3 -	Valores de K em função do tipo de solo (Décourt, 1978).....	16
Tabela 2.4 -	Valores de α propostos por (Décourt, 1996).....	17
Tabela 2.5 -	Valores de β segundo Décourt 1996A (com exceção dos valores de estacas escavadas em geral).....	17
Tabela 2.6 -	Deslocamentos necessários à mobilização de ponta (Teixeira, 1993).....	31
Tabela 2.7 -	Limites de q_s e valores de α para estacas hélice contínua (Alonso, 2000).....	40
Tabela 2.8 -	Valores de β_1 e β_2 propostos por Alonso (1996).....	44
Tabela 2.9 -	Valores do coeficiente C_p	49
Tabela 2.10 -	Valores dos recalques segundo o método de Décourt (1995) para os casos apresentados nas Figuras 2.15 e 2.16.....	52
Tabela 3.1 -	Resumo das provas de carga sobre estacas do tipo hélice contínua realizadas em Recife.....	58
Tabela 3.2 -	Unidades geológicas presentes na cidade do Recife (Alheiros et al., 1990).....	64
Tabela 4.1 -	Recalques correspondentes à estaca de compressão no Edifício Aderbal Jurema para todos os carregamentos.....	96
Tabela 4.2 -	Valores dos levantamentos obtidos das estacas de reação do primeiro ensaio lento do Edifício Aderbal Jurema.....	97
Tabela 4.3 -	Valores dos levantamentos obtidos das estacas de reação do segundo ensaio lento do Edifício Aderbal Jurema.....	98
Tabela 4.4 -	Valores dos levantamentos obtidos das estacas de reação do terceiro carregamento (ensaio rápido) executado no Edifício Aderbal Jurema.....	99

Tabela 4.5 -	Recalque correspondente a estaca de compressão do Edifício Estação do Mar, ensaio lento.....	101
Tabela 4.6 -	Recalque correspondente a estaca de compressão do Edifício Parque dos Manguezais, nos diversos tipos de provas de carga.....	105
Tabela 4.7 -	Levantamento das estacas de reação do ensaio lento do Edifício Parque dos Manguezais.....	106
Tabela 4.8 -	Levantamento das estacas de reação do ensaio rápido do Edifício Parque dos Manguezais.....	107
Tabela 4.9 -	Recalques correspondentes aos diversos tipos de provas de carga executadas no Edifício Consuelo Martins.....	108
Tabela 4.10 -	Levantamento das estacas de reação do ensaio lento do Edifício Consuelo Martins.....	110
Tabela 4.11 -	Levantamento das estacas de reação do ensaio rápido do Edifício Consuelo Martins.....	111
Tabela 4.12 -	Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E12, no Edifício Maria de Lourdes.....	113
Tabela 4.13 -	Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E97, no Edifício Maria de Lourdes.....	115
Tabela 4.14 -	Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E05, no Edifício Cristiano.....	117
Tabela 4.15 -	Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E25A, no Edifício Maria Sophie.....	119
Tabela 4.16 -	Valores da cota de arrasamento para as estacas hélice contínua submetidas aos esforços de compressão.....	125
Tabela 4.17 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Décourt (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.....	125
Tabela 4.18 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Antunes e Cabral (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.....	126

Tabela 4.19 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Alonso (1996;2000) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.....	127
Tabela 4.20 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Aoki-Velloso (1975) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.....	128
Tabela 4.21 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Décourt (1996), com o coeficiente de resistência de ponta $\alpha = 0,63$ e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.....	129
Tabela 4.22 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Aoki-Velloso (1975), com $F_1 = 3,21$ e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.....	130
Tabela 4.23 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Alonso (1996;2000) com $\alpha = 1870$ e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.....	131
Tabela 4.24 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Décourt (1996) para $\alpha = 0,63$ na resistência de ponta.....	132
Tabela 4.25 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Aoki-Velloso (1975) para $F_2 = 3,21$ na resistência de ponta.....	133
Tabela 4.26 -	Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Alonso (1996;2000) para $\alpha = 1870$ na resistência de ponta.....	134
Tabela 4.27 -	Métodos de previsão de capacidade de carga que ofereceram melhor estimativa, utilizando os coeficiente de minoração com exceção do método de Antunes e Cabral (1996) quando comparado com as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).....	135

Tabela 4.28 -	Valores das cargas de ruptura por atrito lateral extrapoladas por Van der Veen (1953) estimadas por atrito lateral para cada estaca de reação no segundo e terceiro carregamentos e de ponta calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral.....	136
Tabela 4.29 -	Diferença percentual entre os valores obtidos da carga de ruptura por atrito lateral na prova de carga e os valores obtidos através dos métodos de previsão.....	137
Tabela 4.30 -	Valores das cargas de ruptura por atrito lateral extrapoladas por Van der Veen (1953) estimadas por atrito lateral para cada estaca de reação no primeiro e segundo carregamentos e de ponta calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral.....	139
Tabela 4.31 -	Porcentagem das diferenças de valores da carga última do atrito lateral estimados nas provas de carga e dos métodos de previsão de capacidade de carga.....	140
Tabela 4.32 -	Valores das cargas de ruptura por atrito lateral extrapoladas por Van der Veen (1953) estimadas por atrito lateral para cada estaca de reação no ensaio lento e de ponta calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral.....	141
Tabela 4.33 -	Porcentagem das diferenças de valores da carga última do atrito lateral estimados nas provas de carga e dos métodos de previsão de capacidade de carga.....	141
Tabela 4.34 -	Módulo de elasticidade do solo utilizado no cálculo do recalque pelo método de Poulos&Davis (1968).....	142
Tabela 4.35 -	Comparação entre os valores dos recalques calculados pelos métodos de Poulos&Davis (1968) e os obtidos através de provas de carga.....	143
Tabela 4.36 -	Resultados entre os métodos de previsão capacidade de carga e o método de Van der Veen dos ensaios lentos.....	144

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- ϕ Ângulo de atrito entre a estaca e o solo
- σ_n Tensão normal efetiva atuando ao redor do fuste da estaca
- σ_{vo} Tensão vertical efetiva atuando no nível da ponta da estaca
- Δr Recalque de ruptura convencional
- α_{ss} Fator que depende da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste
 - a Coeficiente que depende da forma da curva no método de Van der Veen
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
 - A_p Área da seção transversal na ponta da estaca
 - A_s Área lateral da estaca
 - b Ponto de interseção da reta procurada no método de Van der Veen com o eixo das abcissas
- CPT Cone Penetration Test
 - D Diâmetro da estaca
 - D_i Diâmetro do círculo circunscrito à estaca
 - E Módulo de elasticidade do material da estaca
 - E_c Módulo de elasticidade do concreto da estaca
- EPI Estaca Piloto Instrumentada
 - E_s Módulo de elasticidade do solo
 - f_s Adesão medida na luva de Begemann
 - F_u Tensão limite de resistência, utilizado no método de Souza e Couso
- h_{SPT-T} Penetração total do amostrador padrão
 - I_p Fator de influência para deformações
 - K_a Relação entre a tensão normal e a tensão vertical efetiva
 - K_0 Coeficiente de empuxo em repouso
 - K_r Rigidez da estaca como peça estrutural
 - L Comprimento da estaca
- MB Método Brasileiro – ABNT
- NA Nível d' água do lençol freático
- NBR Norma Brasileira – ABNT
- N_{SPT} Resistência à penetração do SPT

T_{\max}	Torque máximo obtido no ensaio SPT
OCC	Grau de Deslocamento do Solo
Q_a	Carga admissível
q_c	Resistência de ponta medida no ensaio CPT
QML	Quick Maintained Load – Carregamento Rápido em Estágios
q_p	Tensão limite de cisalhamento na ponta
q_{PF}	Tensão de ruptura de ponta para estaca Franki
q_s	Tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste da estaca
Q_{SF}	Tensão de ruptura de atrito lateral para estaca Franki
Q_u	Carga de ruptura
Q_{uc}	Carga de ruptura convencional
Q_{uF}	Carga de ruptura física
R	Raio da estaca
R^2	Coefficiente de determinação
r_e	Recalque elástico
R_l	Reação ao longo do fuste da estaca
R_p	Reação sob a ponta da estaca
r_{pe}	Recalque permanente
r_t	Recalque total
SML	Slow Maintained Load – Carregamento Lento em Estágios
SPT	Standard Penetration Test
SPT-T	Standard Penetration Test with measurement of Torque
T^1_{\min}	Média aritmética dos valores do torque mínimo no trecho 8D acima da ponta da estaca
T^2_{\min}	Média aritmética dos valores do torque mínimo no trecho 3D abaixo da ponta da estaca
T_{\max}	Torque máximo obtido no ensaio SPT-T para uma penetração h do amostrador padrão
T_{\min}	Torque mínimo obtido no ensaio SPT-T para uma penetração h do amostrador padrão
U	Perímetro da estaca
V	Energia de deformação acumulada
V_b	Volume teórico da estaca

VDV Van der Veen

ΔL Espessura de solo, ao longo da qual o N_{SPT} pode ser considerado constante

V_e Energia de deformação elástica

V_p Volume de concreto consumido

W Trabalho realizado por forças não conservativas

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA

RESUMO

Este trabalho apresenta uma contribuição para o conhecimento do comportamento de estacas hélice contínua executadas em oito obras na cidade de Recife. Além de se mostrar as peculiaridades de suas execuções, analisa-se e discute-se o comportamento destas estacas submetidas aos esforços de compressão, através de provas de carga, comparando-se esses resultados com os valores de capacidade de carga avaliados pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Alonso (1996; 2000). Também são comparados os recalques verificados nas provas de carga com os avaliados pelo método de Poulos&Davis (1968). A determinação da capacidade de carga última da estaca foi determinada pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953), quando a prova de carga não atingiu a ruptura do sistema solo-estaca. Verifica-se que a utilização dos coeficientes de minoração α iguais a 0,63 e 1870 na resistência de ponta, dos métodos de Décourt (1996) e Alonso (1996;2000), forneceram valores mais aproximados dos obtidos pelas provas de carga para a maioria das estacas ensaiadas. Estes coeficientes foram determinados a partir dos resultados obtidos nas provas de carga, em Recife-Pe.

Palavras-Chave: Prova de carga, capacidade de carga de estacas, métodos semi-empíricos, recalques, estaca hélice contínua.

EVALUATION OF THE LOAD BEARING CAPACITY OF FLIGHT AUGER PILES BY LOAD TESTS CARRIED OUT IN RECIFE-PE

ABSTRACT

This thesis presents a contribution for the knowledge behavior of the flight auger piles executed on eight load tests Recife city. In addition, this thesis shows peculiarities of these piles execution and aims to analyze and discuss the behavior of these piles submitted to compression efforts through load tests and compared the results obtained by semi-empirical methods of Aoki-Velloso (1975), Décourt (1996), Antunes and Cabral (1996) and Alonso (1996, 2000). Also the settlement results obtained by load tests are compared with those obtained by Poulos&Davis (1968). The evaluation of the load bearing capacity was determined using Van der Veen (1953) extrapolation method, when the results obtained did not represents the ultimate failure of the system soil-pile. The Décourt (1996) and Aonso (1996, 2000) methods represented better results when compared with the values obtained by load tests on all the piles tested, when it was used the coefficient of minority α 0,63 and 1870 on the point resistance. The values for the minority coefficients α were obtained from those from load tests done in Recife-Pe.

Key words: bearing capacity of piles - load tests - semi-empirical methods - settlement

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.0 - Introdução

A realização de uma prova de carga constitui-se na maneira mais acurada para determinar a capacidade de carga de um elemento de fundação. Quando realizada em estaca, por exemplo, a prova de carga possibilita a determinação da capacidade de carga total da estaca, que geralmente se compõe de duas parcelas: a parcela decorrente da resistência de ponta e a parcela devida ao atrito lateral. Dependendo do tipo de estaca e do tipo de solo onde a estaca é instalada, pode ser preponderante uma ou a outra parcela.

Há basicamente duas maneiras de medir as deformações decorrentes da aplicação de cargas na estaca em teste: i) com instrumentação colocada apenas no topo da estaca e, ii) com instrumentação colocada simultaneamente no topo e ao longo do fuste. Na prova de carga em estaca com instrumentação colocada ao longo do fuste, é possível avaliar isoladamente a parcela devida ao atrito lateral e a parcela devida à resistência na ponta.

Há diversos tipos de estacas empregados na prática da engenharia de fundações, muitos deles possuindo metodologias de previsão de comportamento plenamente consagradas, como é o caso, por exemplo, das estacas tipo Franki (Aoki-Velloso, 1975). Porém, tipos de estacas mais recentemente inseridas no mercado brasileiro ainda demandam estudos cuidadosos para que se possa ter seu comportamento previsto com mais segurança (Alonso, 2000A; Gotlieb et al., 2002). É o caso da estaca denominada de hélice contínua. Cabe ressaltar que Alonso (2002) relata a execução de mais de 80 provas de carga nesse tipo de estaca em diversas cidades do Sul e do Sudeste brasileiro.

A estaca hélice contínua é um tipo de estaca moldada in-loco, através do torque aplicado a um trado contínuo composto por hélices em torno de um tubo central vazado, capaz de escavar o solo até grandes profundidades (e.g. 30,00 m) com predominância de comprimentos na faixa de 10,00 m a 20,00 m e diâmetros que podem variar de 0,25 m até 1,20 m, sendo usuais diâmetros entre 0,35 m e 0,80 m (Gotlieb et al., 2002). Após sua introdução no solo até a cota desejada, prevista para o apoio de ponta, o trado é extraído e simultaneamente é feita à injeção de concreto através do tubo central vazado. Para evitar a entrada de solo ou água no tubo central durante a inserção do trado, existe em sua face inferior uma tampa metálica.

Esse tipo de estaca tem sido amplamente utilizada em obras de grande e médio porte, nos Estados de São Paulo, Minas Gerais, Rio de Janeiro, Espírito Santo, Paraná e Rio Grande do Sul, principalmente quando se trata de obras com fins industriais onde o tempo é um fator preponderante de execução. No Nordeste, as experiências com a estaca hélice contínua são relativamente escassas, destacando-se as cidades de São Luiz, Salvador, Maceió e Recife (Alonso, 2002). Por esta razão, a presente pesquisa dedica-se a avaliar o comportamento de uma série de estacas hélice contínua executadas em obras na cidade de Recife. O primeiro lote deste tipo de estaca executada foi em 1993 e o segundo em 1998 com a realização de duas provas de carga na cidade de Recife.

1.2 – Objetivos da Pesquisa

Esta pesquisa tem como objetivo avaliar o comportamento carga x recalque e verificar o processo de transferência de carga da estaca para o solo, a partir de provas de carga realizadas em estacas do tipo hélice contínua executadas na cidade do Recife.

São feitas análises da capacidade de carga obtida através de métodos de previsão propostos na literatura de engenharia de fundações,

comparando com resultados das provas de carga executadas. Esse aspecto visa contribuir com a expansão do banco de dados sobre as estacas hélice contínua no Brasil, de forma que se tenha mais confiabilidade nas previsões sobre o seu comportamento.

1.3 – Organização da Dissertação

A dissertação está dividida em sete capítulos e um apêndice. No Capítulo 1 é feita a introdução e são apresentados os principais objetivos da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre os tipos de estacas, capacidades de carga e de recalque, métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga, prova de carga em estacas e transferência de carga de estaca isolada. É feita uma abordagem detalhada sobre estaca hélice contínua.

No Capítulo 3 são apresentadas relevantes características geológicas e geotécnicas dos locais onde foram feitas as provas de carga e são fornecidos dados importantes dos ensaios realizados. Ainda nesse capítulo são relatadas as principais dificuldades encontradas durante a realização da campanha de ensaios. O Capítulo 4 é dedicado à apresentação e análise de resultados, enquanto que as conclusões mais significativas e as sugestões para continuidade da pesquisa estão presentes nos Capítulos 5 e 6, respectivamente.

São listadas as referências bibliográficas consultadas ou referenciadas por outros autores consultados durante o desenvolvimento desta pesquisa.

No Anexo são apresentados os boletins das monitorações das execuções.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Introdução

As estacas são elementos de fundação profunda que transmitem a carga da superestrutura ao terreno através da base (resistência de ponta), da sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação de ambas e que estão apoiadas em profundidades superiores ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,00 m (NBR 6122, 1996).

As estacas são executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operários. As estacas podem ser confeccionadas de madeira, de aço ou de concreto (NBR 6122, 1996). O tipo de material a ser utilizado na execução da estaca vai depender de cada situação: disponibilidade de equipamentos, cargas de projeto, perfil do subsolo, dentre outros.

2.2 – Tipos de Estacas

As estacas podem ser classificadas como de deslocamento ou escavadas. As estacas de deslocamento não promovem a retirada do solo, são colocadas no terreno por um processo qualquer (cravação dinâmica ou estática), sendo comumente empregadas às estacas pré-moldadas de concreto, as de madeira e as metálicas. As estacas escavadas são executadas "in loco" através da perfuração do terreno por um processo de escavação qualquer, com ou sem revestimento, com remoção do material, com ou sem a utilização de um fluido estabilizante (Décourt 1993). O emprego de cada tipo de estaca também depende dos fatores citados ao final do parágrafo anterior.

Em solos arenosos, onde a compactidade varia de fofa a mediamente

compacta, as estacas de deslocamento tendem a uma maior capacidade de carga, se comparadas às estacas escavadas executadas no mesmo local. O mesmo não se pode dizer no caso de solos tropicais argilosos e estruturados (Alonso, 2002).

Existem vários tipos de estacas escavadas: escavada com injeção, tipo broca, tipo strauss, estacões, barretes, estacas injetadas e hélice contínua. A seguir será feita uma breve descrição dos principais tipos de estacas.

2.2.1 – Estacas Broca

Estaca tipo broca é executada por perfuração com trado e posterior concretagem, para cargas de 50,00 a 80,00 kN. Possuem pequeno diâmetro (0,25 a 0,30 m). A concretagem é simples com concreto jogado de cima e socamento manual, deixando as pontas de ferro na parte superior.

2.2.2 – Estaca Strauss

Estaca tipo Strauss é executada por perfuração através de balde sonda (piteira), com uso parcial ou total de revestimento recuperável e posterior concretagem (NBR 6122, 1996). Seu diâmetro normalmente varia entre 0,25 e 0,55 m. O equipamento de execução é simples, constituído de um tripé, tubos, soquete (3,00 kN), piteira e guincho com motor facilmente transportável.

2.2.3 – Estaca Escavada

Estaca escavada é executada por escavação mecânica, com uso ou não de lama bentonítica, revestimento total ou parcial, e posterior concretagem, NBR (6122, 1996). As estacas escavadas dividem-se em estacas escavadas a seco e as escavadas com fluido estabilizante. No primeiro grupo destacam-se as estacas broca, as Strauss e as escavadas mecanicamente. Como caso especial das estacas escavadas, destacam-se as estacas hélice contínua, que

apesar de serem executadas por processos de escavação, seu comportamento, quanto aos ensaios de prova de carga, se assemelha às pré-moldadas (Marques, 1997). As estacas escavadas com uso de lama podem ser circulares (estacão), ou alongadas (barrete ou paredes diafragma) e são executadas com equipamento de grande porte. O uso da lama permite estabilidade da escavação abaixo do nível d'água, podendo atingir grandes profundidades, da ordem de até 80,00 m. Exige-se que o nível da lama seja mantido acima do nível d'água duas vezes o diâmetro ou lado da maior estaca. A escavação é feita por caçamba rotativa (circulares) ou "clam-shell" (barrete ou diafragma).

2.2.4 – Estacas Raiz

São estacas de forma circular e diâmetro de até 0,41 m, escavadas com perfuratriz e injetadas. Podem ser dispostas verticalmente ou inclinadas. São executadas com equipamento de rotação ou roto percussão com circulação de água, lama bentonítica ou ar comprimido. Podem atravessar terrenos de qualquer natureza, como matacões, rochas, concreto, etc...

2.2.5 – Estacas Prancha

Estacas pranchas podem ser de madeira, de aço ou pré-moldadas de concreto armado usadas em obras de contenção, ensecadeiras, etc... As de madeira e concreto armado são do tipo macho e fêmea, as metálicas são fabricadas com vários tipos de desenhos e encaixes, com os mais variados momentos de inércia para a execução de ensecadeiras ou valas de contenção. Dependendo de sua utilização e características, podem ser estáveis sem escoramento interno ou exigir travamentos em um ou mais níveis.

2.2.6 – Estaca Cravada por Percussão

A própria estaca ou molde é introduzido no terreno por golpes de

martelo – de gravidade, de explosão, de vapor ou ar comprimido. A vibração é um fator negativo existente neste tipo de estaca, levando-se em conta as condições de vizinhança e peculiaridades do local. Em alguns casos a cravação pode ser precedida por escavação ou “lançamento” .

2.2.7 – Estaca Cravada por Prensagem ou Estaca Mega

Neste tipo de fundação a respectiva estaca ou um molde é introduzido no terreno por prensagem, através de um macaco hidráulico. São bastante utilizadas em obras de reforço de fundações devido ao pequeno porte de seus equipamentos e ausência de vibração.

2.2.8 – Estaca Mista

Este tipo de estaca se caracteriza pela combinação de dois materiais diferentes (madeira, aço, concreto pré-moldado e concreto moldado in loco).

2.2.9 – Estaca tipo Franki

Este tipo de estaca moldada “in loco” possui uma base alargada, com revestimento podendo ser recuperado. Através de golpes de um pilão, introduz-se uma certa quantidade de material granular ou de concreto no solo formando o bulbo. O fuste pode ser moldado no terreno, constituído por um elemento pré-moldado ou por revestimento perdido ou não. Os diâmetros usuais variam entre 0,30 m e 0,70 m, podendo atingir profundidades de até 30,00 m.

2.2.10 – Estaca Hélice Contínua

Tipo de fundação profunda moldada in loco e executada por meio de um trado contínuo e injeção de concreto através da própria haste do trado.

Dependendo do tipo de equipamento disponível pode ser executado de

200,00 m a 300,00 m de estaca por dia, em condições normais de terreno (Teixeira, 1996). As principais vantagens desta estaca é o controle contínuo da qualidade na fase de execução, ruídos e vibrações são extremamente baixas e permite execução abaixo do nível d' água. Em razão de ser o tipo de estaca objeto do tema desta dissertação, em itens posteriores serão detalhados aspectos importantes do seu comportamento.

2.2.11 – Estaca tipo Ômega

Segundo Bustamante & Gianceselli (1998), citados por Albuquerque et al. (2001), ela é considerada como estaca de deslocamento de última geração. O processo executivo da estaca ômega favorece teoricamente à resistência por atrito lateral. O torque disponível da máquina usada para sua execução deve ser superior a 150 kN.m, com comprimento de haste da ordem de 30,00 m. O diâmetro do fuste pode variar entre 0,31 m e 0,66 m.

A diferença entre a estaca tipo hélice contínua e a do tipo ômega está relacionada ao transporte do solo à superfície: a estaca do tipo ômega não retira o solo, que permanece comprimido ao redor do fuste de estaca (Albuquerque et al., 2001).

A forma cônica do elemento de perfuração e a variação do passo do parafuso oferecem a característica peculiar de movimentar o solo para baixo e para os lados (Albuquerque et al., 2001).

2.2.12 – Estacas Pré-moldadas

Podem ser de concreto armado ou concreto protendido, vibrado ou centrifugado, e concretadas em formas horizontais ou verticais (NBR 6122, 1996).

2.3 – Capacidade de Carga de Estacas

A capacidade de carga de uma estaca pode ser obtida por métodos estáticos, provas de carga e métodos dinâmicos.

Os métodos estáticos podem ser teóricos, quando o cálculo é feito de acordo com teoria presente na Mecânica dos Solos, ou semi-empíricos, quando são usadas correlações com ensaios "in situ" (NBR 6122, 1996).

Os métodos dinâmicos são baseados na previsão e/ ou na verificação do seu comportamento sob ação de carregamento dinâmico. Entre os métodos dinâmicos estão as chamadas "Fórmulas Dinâmicas" e os métodos que usam a "Equação de Onda". As "Fórmulas Dinâmicas" baseadas na nega visam apenas garantir a homogeneidade das fundações, conforme consta na NBR 6122 (1996).

2.3.1 – Métodos Teóricos

Uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir às solicitações impostas, parte pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parte pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

A capacidade de carga Q_U é definida como a soma da capacidade de carga do fuste Q_s e da capacidade da ponta ou base Q_p , ou seja (ver Figura 2.1):

$$Q_U = Q_s + Q_p \quad (2.1a)$$

$$Q_U = q_s A_s + q_p A_p \quad (2.1b)$$

sendo:

q_s e q_p – são as tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste e normal ao nível da base, respectivamente;

A_s e A_p – Área lateral da estaca e da seção transversal na ponta, respectivamente.

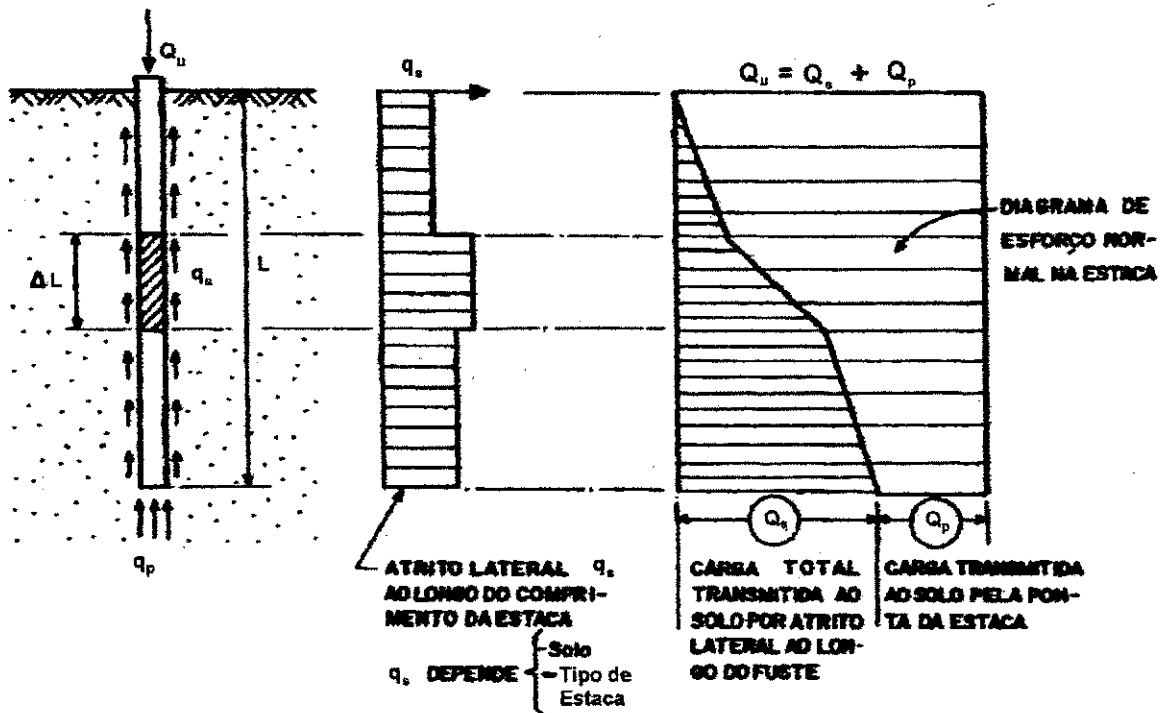


Figura 2.1 – Transferência de carga de uma estaca isolada (Alonso, 2000).

Em solos arenosos, tem-se:

$$q_p \cong N_q \times \sigma_n' \quad (2.2)$$

onde σ_n' é a tensão vertical efetiva atuante no nível da ponta da estaca e N_q o fator de capacidade de carga.

Para a estimativa do atrito lateral unitário de estacas em areia usa-se:

$$q_s = \sigma_n' \text{tg} \delta \quad (2.3)$$

sendo:

σ_n' = a tensão normal efetiva atuando ao redor do fuste da estaca;

δ = o ângulo de atrito entre a estaca e o solo;

K = coeficiente de empuxo.

O valor de K depende do coeficiente de empuxo em repouso (k_0), do processo de execução da estaca e do índice de compacidade inicial da areia (Berezantsev, 1961, citados por Décourt, 1996).

A capacidade de estacas em argilas pode aumentar com o tempo, devido à recuperação da resistência após sua execução. O aumento da capacidade pode ser explicado pelo volume deslocado, produzindo aumento de poro-pressão. Após o alívio das poro-pressões a consolidação do solo em torno da estaca tende a elevar o atrito/adeseção estaca-solo. A consolidação tende também a aumentar o diâmetro efetivo da estaca de 5,00% a 7,00% do valor inicial. Esse aumento é responsável por um acréscimo na capacidade de carga da estaca (Bowles, 1996).

Tavenas & Audy (1975), citados por Bowles (1996), comprovaram um aumento na capacidade de carga com o tempo mesmo em areia, principalmente no primeiro mês após a execução da estaca. O aumento da resistência, neste caso, não deve ser atribuído à dissipação de poro pressão, mas ao envelhecimento dos contaminantes químicos presentes no solo (primariamente o carbonato), causando fortalecimento dos contatos intergrãos e a adesão das partículas do solo com a estaca.

2.3.2 – Métodos Semi-empíricos de Previsão de Capacidade de Carga

Deve-se ter em mente que todo método empírico ou semi-empírico não é universal, devendo ser utilizado de maneira cautelosa (Alonso, 1996A), de acordo com a experiência confirmada no local de execução da presente pesquisa. Essa opinião é compartilhada pela autora da presente dissertação, visto que o processo de formação de um determinado depósito de solo (que depende dentre outras coisas, do regime pluviométrico local) tem uma significativa parcela de responsabilidade no comportamento de engenharia

deste solo.

2.3.2.1 – Método de Aoki-Velloso (1975)

No Método de Aoki-Velloso, tanto a tensão limite de ruptura de ponta (q_p), quanto o atrito lateral unitário (q_s) são avaliadas em função da resistência de ponta (q_c) do ensaio de penetração do cone (CPT).

Os coeficientes F_1 e F_2 foram definidos no intuito de levar em conta as diferenças do comportamento entre as estacas (protótipo) e o cone (modelo).

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.4a)$$

$$q_s = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.4b)$$

Para correlacionar o atrito local do cone da ponteira Begemann com a tensão de ponta, utiliza-se o coeficiente α estabelecido por Begemann. Foi proposto um artifício matemático, no intuito de obter um mesmo resultado prático no uso da luva de Begemann mais próximo da prática, através da seguinte correlação:

$$f_s = \alpha \cdot q_c \quad (2.5)$$

onde f_s é a adesão medida na luva de Begemann.

Anteriormente utilizavam-se os valores de α usados por Begemann correspondente à área lateral da luva (150 cm²). Posteriormente foi percebido que estes valores eram elevados quando comparados com os valores medidos na haste do CPT. Dessa forma, para contornar o problema adotou-se $F_2 = 2F_1$ e a área lateral da luva de Begemann passou a ter o dobro da teórica (300 cm²).

No caso de não se dispor do ensaio de cone, podem-se usar correlações existentes entre os valores de q_c e os valores de N_{SPT} (Equação 2.6). Deve-se lembrar que o uso de correlações deve ser feito sempre de maneira muito cautelosa.

$$q_c = K N_{SPT} \quad (2.6)$$

Os valores de K (kgf/cm^2) e α (%) são apresentados na Tabela 2.1, para diversos tipos de solo.

Tabela 2.1 - Valores dos coeficientes K e α propostos por Aoki-Velloso (1975).

TIPO DE SOLO	K (kgf/cm^2)	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia Siltosa	8,0	2,0
Areia Silto-argilosa	7,0	2,4
Areia Argilosa	6,0	3,0
Areia Argilo-siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte Arenoso	5,5	2,2
Silte Areno-argiloso	4,5	2,8
Silte Argiloso	2,3	3,4
Silte Argilo-arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila Arenosa	3,5	2,4
Argila Areno-siltosa	3,0	2,8
Argila Siltosa	2,2	4,0
Argila Silto-arenosa	3,3	3,0

Este método só deve ser utilizado para os tipos de estacas estudadas pelos autores: estacas tipo Franki, pré-moldadas, metálicas, as estacas

escavadas com auxílio de lama bentonítica, e para locais com formações geológicas similares às estudadas pelos autores.

Segundo os autores, os valores de F_1 e F_2 são válidos para a estaca padrão e estaca metálica. Entende-se, portanto, que para outro tipo de estaca esses parâmetros deverão ser ajustados. Um ajuste desse tipo foi feito, por exemplo, por Albuquerque et al. (2001) para estacas apiloadas executadas em solos vermelhos porosos do interior de São Paulo. Esses autores obtiveram um valor médio para F_2 igual a 1,47, número bem abaixo do limite inferior (3,00) proposto por Monteiro (2000), para o caso de estaca Franki com fuste apiloado (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2 propostos por Aoki-Velloso (1975).

Tipo de estaca		F_1	F_2
Franki	Fuste apiloado*	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
Metálica		1,75	3,50
Pré-moldado 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
	Com lama bentonítica*	3,50	4,50
Raiz*		2,20	2,40
Strauss*		4,20	3,90
Hélice Contínua*		3,00	3,80

*Valores sugeridos por Monteiro (2000)

Substituindo-se nas Equações 2.4a e 2.4b os parâmetros F_1 e F_2 tirados da Tabela 2.2 para o caso de estaca metálica, tem-se:

$$q_p = \frac{q_c}{1,75} \quad (2.7a)$$

$$q_s = \frac{\alpha q_c}{3,5} \quad (2.7b)$$

Para estacas tipo Franki relacionada com a estaca de referência:

$$q_{pF} = 0,83q_p \quad (2.8a)$$

$$q_{sF} = 0,83q_s \quad (2.8b)$$

onde q_{pF} e q_{sF} são a tensão de ruptura de ponta e de atrito lateral para este tipo de estaca.

Na utilização deste método é exigida uma correta caracterização do perfil de solo, o que às vezes é difícil de se configurar na prática.

2.3.2.2 – Método de Décourt (1996)

Este método tem por base o valor de N_{SPT} para o processo de avaliação da capacidade de carga de estacas.

Os valores de N_{SPT} podem ser aqueles medidos diretamente com o SPT tradicional ou os valores do N_{eq} obtidos a partir do torque do SPT-T. De acordo com Décourt (1991), o valor de N_{eq} é definido como o valor do torque em kgf.m dividido por 1,2:

$$N_{eq} = T_{max}(\text{kgf.m}) / 1,2 \quad (2.9)$$

Para estacas de deslocamento tem-se:

$$Q_U = q_p A_p + q_s A_s \quad (2.10)$$

A tensão de ruptura da ponta é dada por:

$$q_p = K_x N_{SPT} \quad (2.11)$$

sendo K função do tipo de solo, conforme mostrado na Tabela 2.3.

O atrito lateral unitário é dado por:

$$q_s = 10(N_{SPT} / 3 + 1) \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.12)$$

Tabela 2.3 – Valores de K em função do tipo de solo (Décourt, 1987).

TIPO DE SOLO	K(kN/m ²)	K(tf/m ²)
Argila	120	12
Silte Argiloso (Solo Residual)	200	20
Silte Arenoso (Solo Residual)	250	25
Areia	400	40

Não se adotando valores de N_{SPT} inferiores a 3 nem superiores a 15, nem considerando os valores de N_{SPT} que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta. Décourt (1982) estende o limite superior de 15 para 50 para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo $N \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto. O limite inferior $N = 3$ não é alterado. Assim, tem-se:

$$Q_U = \alpha Q_p + \beta Q_s \quad (2.13)$$

Os valores de α e β são apresentados nas Tabelas 2.4 e 2.5. Dessa forma, a tensão admissível deve atender simultaneamente às duas equações seguintes:

$$Q_a = \frac{\alpha \cdot Q_p}{4} + \frac{\beta \cdot Q_s}{1,3} \quad (2.14a)$$

e

$$Q_n = \frac{Q_U}{2} \quad (2.14b)$$

Tabela 2.4 – Valores de α propostos por Décourt (1996A).

Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonítica)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*

*valores apenas indicativos, diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 2.5 – Valores de β segundo Décourt, 1996A (com exceção dos valores de estacas escavadas em geral).

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Injetada (raiz)	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

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

2.3.3 – Prova de Carga

Uma prova de carga consiste em aplicar esforços estáticos e crescentes, registrando-se os deslocamentos correspondentes. Geralmente é utilizada uma ou mais vigas de reação presas a tirantes devidamente dimensionados para aplicar os esforços à estaca testada (ver Figura 2.2).

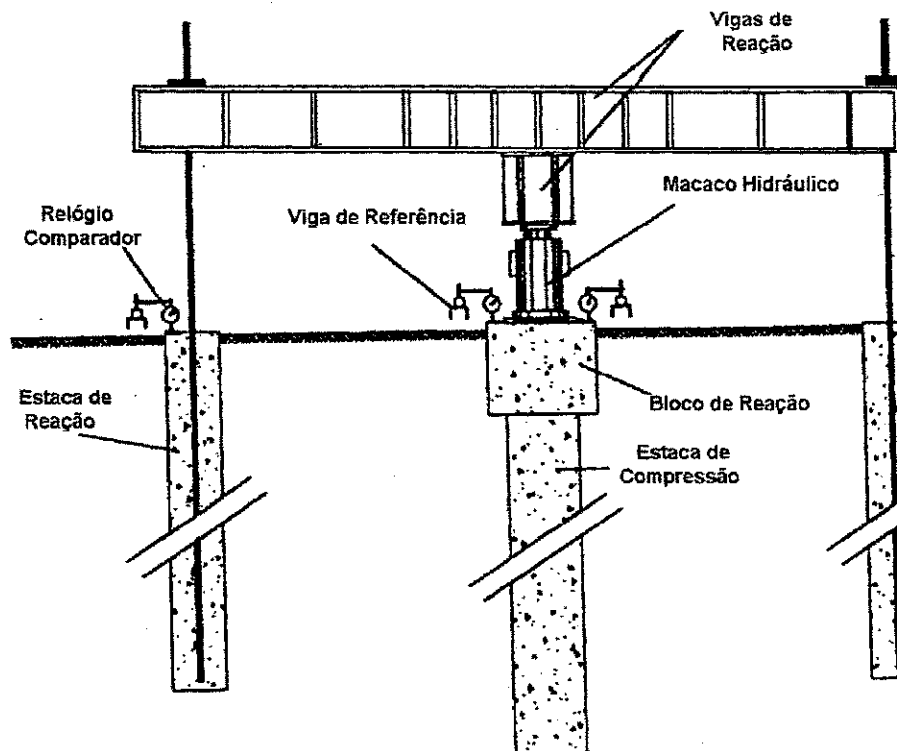


Figura 2.2 – Esquema típico de montagem de uma prova de carga (Marques et al., 2000).

Na prática, uma prova de carga se constitui na melhor maneira de determinação da carga capaz de provocar a ruptura ou a deformação excessiva do solo sob o elemento de fundação, fornecendo dados importantes relativos ao comportamento e à interação solo-elemento de fundação (Ferreira e Minette, 2000).

Na execução de uma prova de carga à compressão, a estaca é carregada até à ruptura ou até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho (NBR 12131, 1991).

Aoki e Alonso (1992) definiram como carga de ruptura de uma estaca aquela que provoca um escoamento estrutural da estaca ou do solo que lhe dá suporte. A carga de ruptura é obtida pelo menor dos dois valores.

Segundo Décourt (1996), pode-se definir a ruptura física de fundações em geral com base no conceito de rigidez. Define-se rigidez de uma fundação (R) como sendo a relação entre a carga a ela aplicada e o recalque

correspondente. Segundo o autor, para qualquer tipo de fundação, a rigidez diminui à medida que os recalques aumentam. Quanto menor a rigidez atingida no ensaio, mais acurada será a estimativa da carga de ruptura.

Define-se a ruptura física (Q_{UF}) como a carga correspondente a um valor de rigidez nulo:

$$Q_{UF} = \text{limite de } Q \text{ quando } r \rightarrow \infty$$
$$\text{e portanto } R = Q/r \rightarrow \text{zero} \quad (2.15)$$

A ruptura convencional (Q_{UC}) pode ser definida como sendo a carga correspondente a um deslocamento da ponta (ou do topo) da estaca de 10,00% de seu diâmetro, no caso das estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila, e de 30,00% de seu diâmetro, no caso de estacas em solos granulares, (Decóurt, 1996).

Quanto à velocidade de aplicação das cargas à estaca, o ensaio pode ser realizado de duas formas: carregamento lento e carregamento rápido.

No método de execução do ensaio lento o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos. A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20,00% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. As leituras são realizadas no instante da aplicação e após 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 minutos contados a partir do início de cada estágio. Não sendo atingida a ruptura da estaca, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 horas, entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento. Após o descarregamento total, que deve ser feito em no mínimo quatro estágios, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização (NBR 12131, 1991).

No ensaio rápido, o carregamento é feito também em estágios iguais e sucessivos. A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10,00%

da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio a carga deve ser mantida durante 5 min, independente da estabilização dos deslocamentos. Atingida a carga máxima do ensaio, o descarregamento deve ser feito em quatro estágios, cada um mantido por 5 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 minutos do descarregamento total, deve ser feita uma leitura final (NBR 12131, 1991).

Na verificação da carga admissível a partir do recalque por prova de carga, a carga admissível não pode ser superior a 1/1,5 daquela que produz o recalque admissível, medido no topo da estaca (NBR 6122, 1996).

2.3.3.1 – Determinação da Capacidade de Carga da Estaca

i) Critério da Norma Brasileira

A capacidade de carga da estaca é diretamente definida quando ocorre uma ruptura nítida do sistema estaca-solo. Se o carregamento da estaca não indicar uma carga de ruptura nítida, pode-se proceder a uma extrapolação da curva carga \times recalque através de métodos disponíveis. A Figura 2.3 mostra um procedimento recomendado pela NBR 6122 (1996), para o caso em que a curva carga-recalque apresenta um crescimento contínuo do recalque com a carga. Neste caso, a carga de ruptura (convencional) é definida como aquela capaz de produzir um recalque correspondente à 1/30 do diâmetro da estaca mais a parcela de encurtamento elástico do elemento de fundação, conforme a Equação 2.16:

$$\Delta_r = \frac{Q_{UC} \times L}{A_p \times E} + \frac{D_t}{30} \quad (2.16)$$

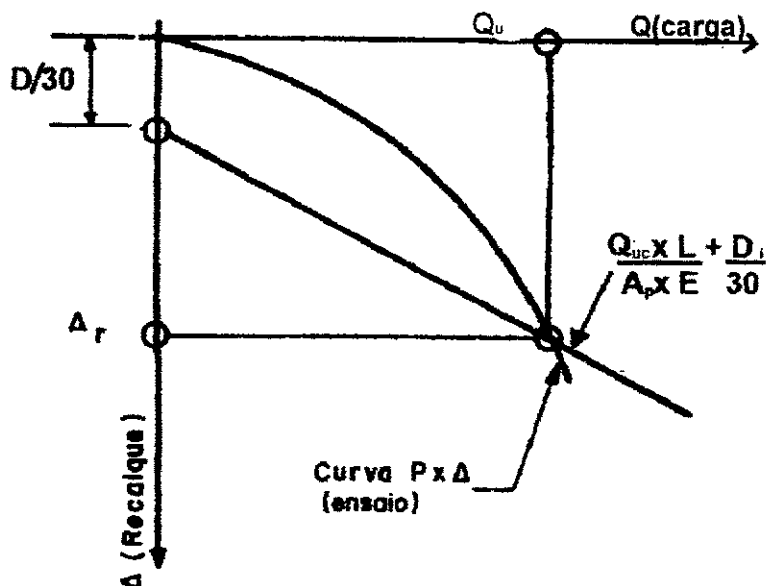


Figura 2.3 – Procedimento para determinação da carga de ruptura convencional a partir de uma prova de carga à compressão em estaca (NBR 6122, 1996).

sendo:

Δ_r = recalque de ruptura convencional;

Q_{uc} = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

A_p = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D_i = diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

ii) Método de Van der Veen (1953)

Tem sido amplamente utilizado no Brasil o procedimento proposto por Van der Veen (1953) para extrapolação da curva carga x recalque de uma prova de carga sobre estaca não levada à ruptura (Vianna e Cintra, 2000).

Segundo Décourt e Niyama (1994), citados por Vianna e Cintra (2000), o critério de Van de Veen somente é aplicável se o ensaio atingir pelo menos dois terços da carga de ruptura. Entretanto, não se pode assegurar qual a proporção que a carga de ruptura foi atingida para uma prova de carga não rompida.

O método de Van der Veen parte de duas hipóteses básicas: i) a forma da curva carga \times recalque é exponencial e ii) a ruptura é do tipo física, o que conduziria a recalques teoricamente infinitos. Se as duas hipóteses citadas não forem satisfeitas, o método não deve fornecer resultados satisfatórios.

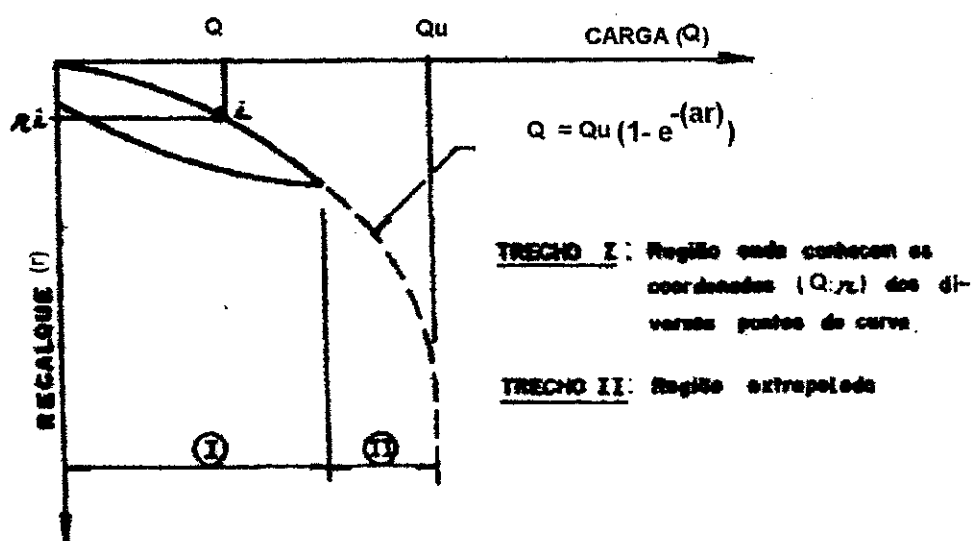


Figura 2.4 – Equação proposta por Van der Veen (Vianna e Cintra, 2000).

A fórmula de Van der Veen foi modificada por Aoki (1976), conforme citado por Vianna e Cintra (2000), para evitar que a curva carga \times recalque ajustada obrigatoriamente passasse pela origem dos eixos. Para isso foi desenvolvida a seguinte expressão matemática:

$$Q = Q_u(1 - e^{-(ar+b)}) \quad (2.17)$$

sendo:

Q = carga correspondente a um recalque r da curva carga \times recalque;

Q_u = carga de ruptura (ruptura física) que se pretende calcular;

a = coeficiente que define a forma da curva;

b = intercepto no eixo dos recalques.

Arbitrando-se valores de Q_u , com base na Equação 2.17, obtém-se a curva e calculam-se as carga Q para estes valores correspondentes de r , conforme mostrado na Figura 2.5.

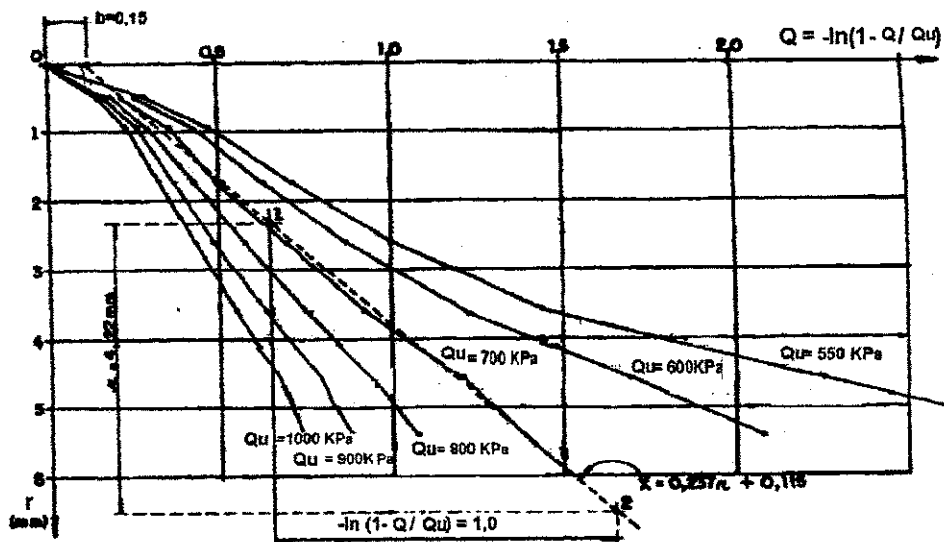


Figura 2.5 – Procedimento de extrapolação da curva carga \times recalque proposto por Van der Veen (Alonso, 1991).

iii) Método de Mazurkiewicz (1972)

Este critério de extrapolação relativamente simples, é baseado na hipótese de que o trecho final da curva carga \times recalque se comporta como uma parábola. Dessa forma, utiliza-se o procedimento gráfico ilustrado na Figura 2.6 para determinação da carga de ruptura de estacas.

De acordo com o procedimento sugerido por Mazurkiewicz (1972), a partir da curva carga x recalque experimental da estaca, são traçadas retas paralelas ao eixo das cargas, com espaçamentos constantes e iguais a Δr até tocar a curva experimental. A partir do ponto de intersecção entre as retas horizontais e a curva experimental, são traçadas retas perpendiculares ao eixo das cargas até os pontos 1, 2, 3 etc. (ver Figura 2.6). Por estes pontos, são traçadas retas inclinadas com 45° em relação ao eixo das cargas, obtendo-se dessa forma, os pontos 1', 2' e 3' etc., os quais, quando unidos geram uma reta, que ao tocar o eixo das cargas fornece a carga de ruptura (Q_u) da estaca testada.

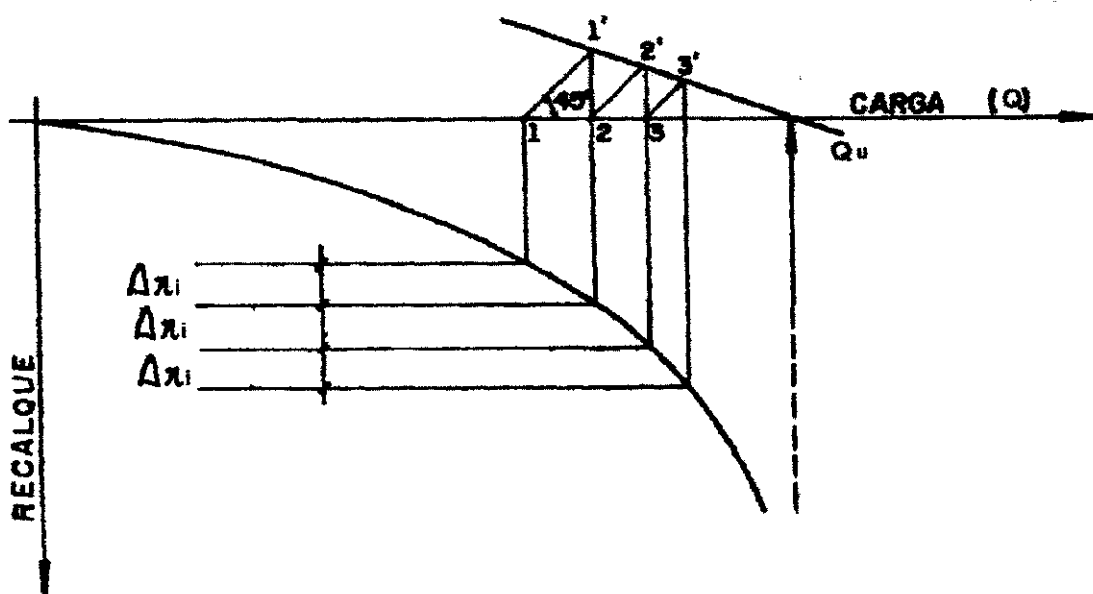


Figura 2.6 - Ilustração do método de Mazurkiewicz (1972) para extrapolação da carga de ruptura de estacas.

2.3.3.2 – Forma da Curva Carga x Recalque

Segundo Aoki (2000), a partir de provas de carga estática e dinâmica realizada sobre uma estaca, é possível prever o comportamento do recalque dessa estaca.

Segundo Aoki (2000), uma carga aplicada é considerada estática quando o nível de carregamento (Q) é atingido em diferentes estágios de duração infinita, em incrementos infinitesimais (ΔQ). Portanto, a frequência de um carregamento estático é igual a zero. Todavia, na prática, os incrementos da carga (ΔQ) e o tempo de duração de um estágio de aplicação de carga (Δt) são finitos, não existindo, do ponto de vista conceitual, carga plenamente estática.

Os materiais de todas as partes componentes do sistema se deformam durante a aplicação de uma carga estática. Ao final do carregamento máximo (Q), o deslocamento do ponto de aplicação da carga é o recalque (r), que corresponde ao ponto A nas Figuras 2.7(a,b). A reação (R) do sistema solo-estaca é dita estática, e resulta da integração das tensões atuantes ao longo do fuste (R_i) e sob a ponta da estaca, R_b , (Aoki, 2000).

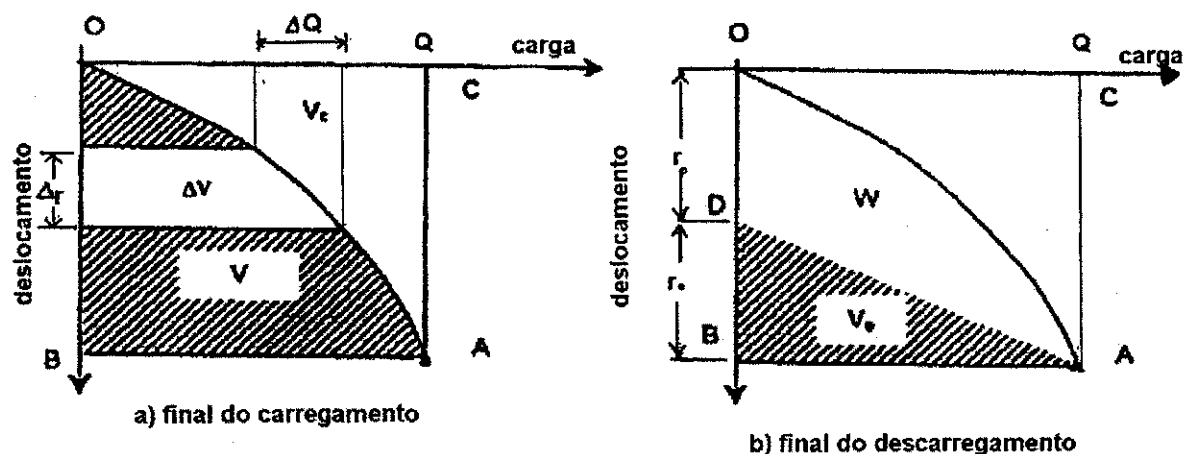


Figura 2.7 – Curva carga-recalque do carregamento estático (Aoki, 2000).

A energia potencial de deformação (V) acumulada no sistema ao final do carregamento Q , no ponto A, é representada pela área OABO sob a curva. A energia complementar (V_c) é representada pela área OACO, podendo ser estimada a partir da Equação 2.18:

$$V_c = Q \times r - V \quad (2.18)$$

Se a condição inicial de carga igual a zero for atingida nas mesmas condições do carregamento estático, o descarregamento e a resposta do sistema podem ser considerados estáticos. A energia de deformação acumulada (V) pode ser reversível (elástica) ou permanente, dependendo do comportamento reológico dos materiais envolvidos. Após o descarregamento esse comportamento poderá ser conhecido, à medida que a energia de deformação acumulada V se transforma em energia de deformação elástica (V_e) e em trabalho realizado pelas forças não conservativas (W). O deslocamento total (r), por sua vez, pode ser decomposto em duas parcelas: i) uma parcela elástica (r_e) e ii) uma parcela permanente (r_p), conforme mostra Aoki (2000).

Dessa maneira, a forma da curva expressa pela relação entre as parcelas elástica e permanente da energia de deformação (após o descarregamento), servem de base para o estabelecimento da capacidade de carga última, conforme sugere Vésic (1975A).

Em se tratando de estaca isolada, a forma da curva carga x recalque é função basicamente das propriedades dos materiais (da estaca e do solo) e da geometria do sistema (comprimento e diâmetro da estaca, das inclinações e espessuras das diversas camadas de solo). A forma da curva carga x recalque da estaca isolada poderá ser diferente da curva tensão x deformação do solo (Aoki, 2000).

2.3.3.3 – Carga Admissível

De acordo com as recomendações da norma (NBR 6122, 1996), a carga admissível de uma estaca deve oferecer segurança à ruptura e garantia de recalques com a funcionalidade e não fissuramento das edificações.

A NBR 6122 (1996) afirma ainda que a carga admissível é determinada após a obtenção da carga de ruptura, que pode ser calculada por métodos teóricos ou semi-empíricos ou através da realização de provas de carga. As recomendações fundamentais para a determinação da carga admissível à compressão são:

- a partir do valor calculado (ou determinado em provas de carga) para a capacidade de carga na ruptura, a carga admissível é obtida mediante aplicação de um coeficiente de segurança não inferior a 2,0;
- em estacas onde se prevê a ação de atrito negativo, a carga admissível deve ser obtida deduzindo da carga de ruptura a parcela prevista para o atrito negativo e aplicando o coeficiente de segurança 2,0 à diferença;
- no caso de realização do ensaio de prova de carga, a carga admissível não deve ser superior a 1/1,5 daquela que produz o recalque (medido no topo da estaca) aceitável pela estrutura;

Em estaca escavada, a carga admissível deve atender às seguintes condições:

- coeficiente de segurança global igual a 2,0 aplicado à carga de ruptura, com a resistência de atrito prevista na ruptura não inferior a 80,00% da carga de trabalho a ser adotada;
- estaca com sua ponta em rocha, deve ser garantido o contato do concreto com a rocha, em toda seção transversal da estaca. Toda a carga concentrada pode ser absorvida pela ponta. Neste caso, utiliza-se um coeficiente de segurança não inferior a 3,0.

Para Militistsky (1991), o coeficiente de segurança adotado deve refletir a expectativa de ocorrência das cargas, das condições de solo, do processo de construção da fundação e o desejado nível de confiança da estrutura. A autora

da presente dissertação também considera importante o tipo de investigação geotécnica empregado.

2.4 – Transferência de Carga para Estaca Isolada

O processo de transferência de carga de uma estaca para o solo é muito complexo e envolve diversos fatores, como a rigidez da estaca, a sua deformabilidade, a resistência ao cisalhamento do solo e o processo construtivo, entre outros (Albuquerque et al., 2001).

Souza e Massad (2002), instalaram uma Estaca Piloto Instrumentada (EPI) no Campo experimental da USP/ABEF para o estudo de transferência e capacidade de carga de estacas solicitadas a esforços axiais de compressão. A EPI possuía 88,90 mm de diâmetro e foi constituída de uma ponta cônica, de células de carga com comprimento de 40,00 mm (fuste) e 100,00 mm (ponta), e de segmentos com 800,00 mm de comprimento. Sua instalação foi feita em estágios de 10,00 em 10,00 cm, por macaqueamento, com uma velocidade média de penetração de 25 mm/minuto, até que atingiu o comprimento desejado.

Segundo Souza e Massad (2002), durante o processo de instalação da EPI no solo, foram acompanhadas as cargas aplicadas pelo macaco, bem como as cargas efetivas e residuais, registradas pelas células de carga. Terminada a instalação, as cargas residuais aprisionadas nas células de carga da EPI continuaram a ser acompanhadas, até ocorrer a estabilização das leituras, período esse chamado de equalização. Atingida a estabilização, pôde-se realizar provas de carga, conforme prescrições da NBR 12131 (1991).

Souza e Massad (2002) apresentaram um trabalho sobre o estudo de transferência de carga instalando a estaca EPI em subsolo constituído de um silte arenoso com pouca mica, coberto por uma pequena camada (menor que 0,50 m) de solo coluvionar, uma argila siltosa, porosa, amarela e marrom. Nos

estágios iniciais, os atritos laterais foram negativos devido às cargas residuais geradas pela instalação da EPI, conforme mostrado na Figura 2.8.

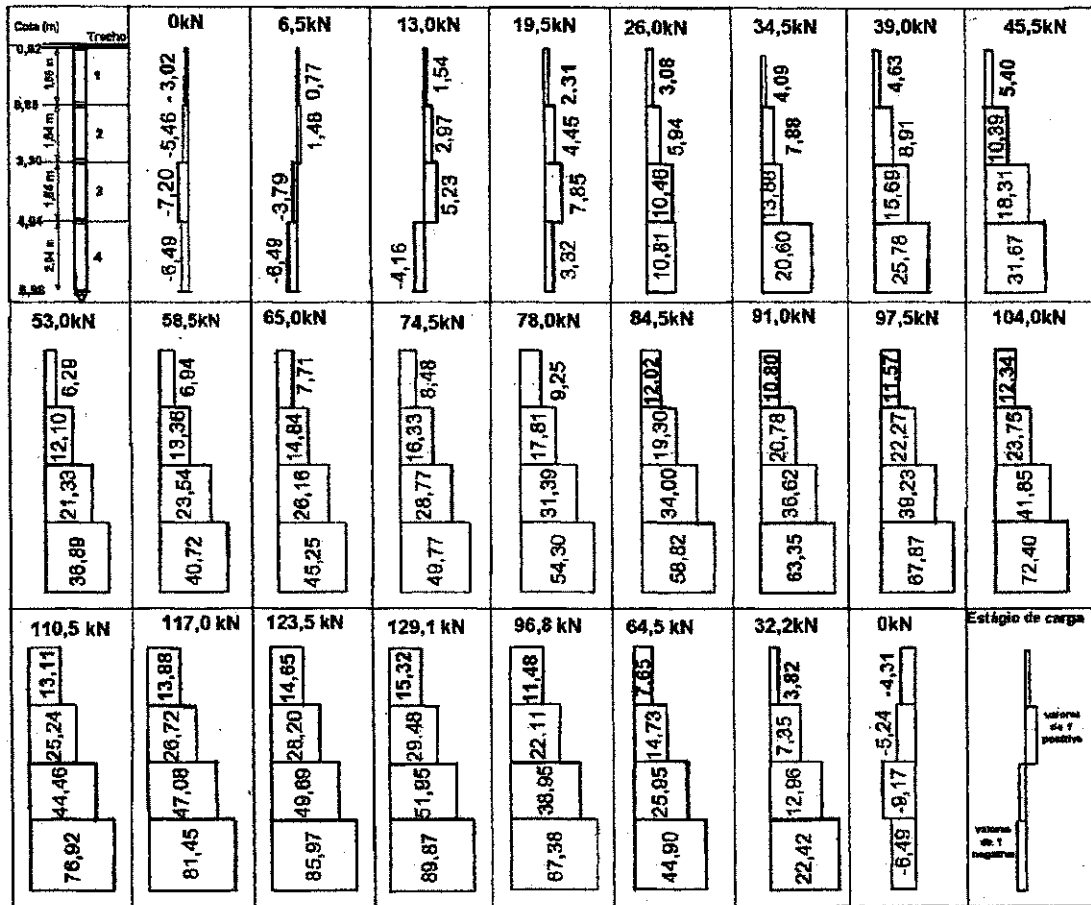


Figura 2.8 – Diagramas de atrito lateral unitário nos estágios de carga (Souza e Massad, 2002).

Com o aumento das cargas aplicadas nos diversos estágios da prova de carga, os atritos laterais se revertem, tornando-se positivos e crescentes com a profundidade, compatível com o subsolo local. Durante o descarregamento, os atritos laterais vão diminuindo, se tornando negativos, face às cargas residuais aprisionadas na ponta.

Mello (1975), citado por Massad e Winz (2000), sugere que a execução de uma prova de carga seja do tipo lenta, na fase de tensões inferiores à admissível, para acentuar os recalques, e posteriormente do tipo rápida, para minimizar a tensão de ruptura.

Através da análise de provas de carga lentas e rápidas executadas por Massad e Winz (2000) em estacas hélices contínuas, barretes, metálicas, pré-moldadas e escavadas em solo Pré-Cambriano do estado de São Paulo e solos de decomposição de Arenito da cidade de São Carlos, concluíram que a velocidade de carregamento pouco influencia na capacidade de carga. Para o caso específico da cidade de São Carlos, as diferenças constatadas nas curvas carga x recalque nos carregamentos lentos e rápidos, eram aparentes, e se devem às cargas residuais e à “compactação estática” do solo na ponta, após o primeiro carregamento. Para outros tipos de solos, como argilas marinhas, por exemplo, a velocidade de carregamento pode influir nos resultados das provas de carga, contudo cada tipo de solo deve ser analisado individualmente, (Massad e Winz, 2000).

Massad e Winz (2000) concluíram que tanto o atrito lateral quanto à reação de ponta independem da velocidade de carregamento, para o silte arenoso, decomposição de migmatito, do campo experimental da USP, em São Carlos.

Com base numa sucessão de provas de carga executadas sobre uma mesma estaca escavada em solo colapsível, Teixeira e Albiero (1994) constataram um aumento da capacidade de carga devido a um aumento da reação de ponta. O valor da quantidade de carga transferida na ponta é, no máximo, 25,00% da carga aplicada à estaca.

Teixeira (1993) reflete a opinião de alguns autores em relação ao deslocamento necessário para a total mobilização da resistência de ponta, conforme mostrado na Tabela 2.6, o qual é função do diâmetro da estaca.

Souza e Massad (2002) concluíram através de resultados de provas de carga lentas e rápidas, que o valor do atrito lateral unitário máximo se aproxima dos valores relativos aos diversos tipos de estacas em verdadeira

grandeza analisados, com exceção das estacas barrete e o estacão, provavelmente devido ao processo executivo, com emprego de lama bentonítica. No caso da ponta, houve uma dispersão muito grande de valores, função dos valores médios do N_{SPT} na ponta e dos processos executivos das estacas. O solo na ponta das estacas escavadas sofre desestruturação, o que exige grandes deslocamentos para a mobilização de sua resistência.

Tabela 2.6 – Deslocamentos necessários à mobilização de ponta (Teixeira, 1993).

REFERÊNCIA	DESLOCAMENTOS	OBSERVAÇÕES
Cooke & Whitaker (1961)	$(0,1 \text{ a } 0,15)D_b$	
Coyle&Reese (1966)	0,1D	
Vesic (1975)		Proporcional ao comprimento da estaca
Woodward et al. (1972)		A ponta não se desloca na carga de trabalho
Lloyd&Gowan (1975)	0,1D	
Reese et al. (1976)	25 mm a 38 mm	Grandes diâmetros
Aurora&Reese (1977)	$(0,05 \text{ a } 0,1)D$	

D = diâmetro do fuste de uma estaca cilíndrica.

D_b = diâmetro da base alargada de uma estaca cilíndrica.

2.5 – Estaca Hélice Contínua

2.5.1 – Generalidades

A estaca tipo hélice contínua é uma estaca de concreto, moldada "in loco", executada mediante a introdução no terreno, através de rotação, de um trado contínuo e injeção de concreto (Figura 2.9). Em sua face inferior existe uma tampa metálica provisória que é expulsa no início da fase de concretagem para evitar que durante a introdução do trado haja entrada de solo ou água na haste tubular. O concreto utilizado, resultante da mistura de agregados

(pedrisco e areia) e aglomerante deve ter um consumo mínimo de cimento de 400 kgf/m^3 , com abatimento da ordem de $0,24 \text{ m}$ e resistência à compressão de 180 MPa (Teixeira, 1996).

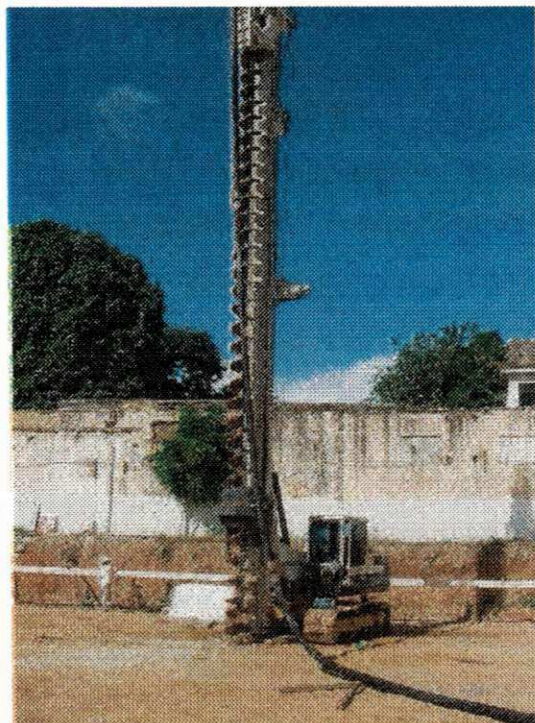


Figura 2.9 – Foto do equipamento usado para execução da estaca tipo hélice contínua.

As operações de introdução do trado e concretagem ocorrem de maneira ininterrupta, fazendo com que as paredes onde se formará a estaca estejam sempre suportadas pelo solo (entre as pás de hélice) durante a inserção, e pelo concreto que está sendo bombeado (durante a retirada da hélice), sempre com pressão positiva, para evitar a descontinuidade do fuste. Esse tipo de estaca pode ser executado em vários tipos de solos (rochas brandas podem ser perfuradas), desde o mais granular ao mais coesivo, exceto em argilas duras. A presença de água raramente se torna um obstáculo intransponível. Deve-se ter cuidado nas operações de escavação, de extração da broca, na aplicação da pressão no concreto, pois quando em excesso, além de elevar o consumo poderá provocar a ruptura do solo. Cuidados deverão ser tomados durante a colocação da armadura (Hartikainen & Gambin, 1991, citados por Albuquerque et al., 2001).

As estacas hélice contínua têm se mostrado particularmente eficientes pelos seguintes aspectos: o ruído e as vibrações são extremamente baixos, o que as tornam especialmente indicadas para regiões e áreas densamente ocupadas, onde estes problemas podem afetar seriamente os prédios vizinhos.

As principais limitações para execução das estacas hélice contínua são: i) necessidade de um terreno plano, que permita fácil movimentação para os equipamentos e ii) exigência de uma quantidade mínima de estacas a executar, de forma que economicamente tornem-se viáveis os custos de mobilização do equipamento (Antunes e Tarozzo, 1996). Atualmente devida a quantidade de equipamentos os custos são menores.

De acordo com Caputo e Manrubia (1996), o equipamento empregado na estaca tipo hélice contínua pode ser usado ainda para outras finalidades:

- constituir uma cortina de estacas secantes ou justapostas;
- executar pré-furos para implantação de perfis metálicos ou estacas pré-moldadas em terrenos resistentes, onde a simples cravação poderia danificar a cabeça das estacas ou criar problemas de levantamento de estacas já cravadas;
- constituir uma cortina descontínua com estacas regularmente espaçadas e concreto projetado entre elas.

Em função do torque dos equipamentos ter aumentado significativamente nos últimos anos, tem sido possível executar estacas de grandes diâmetros e bem mais profundas, além de se poder perfurar terrenos cada vez mais resistentes. No presente, com os equipamentos capazes de aplicar torque de até 390 kN.m, é possível executar estacas hélice com até 32,00 metros de comprimento, com diâmetros de até 1,20 m (Albuquerque et

al, 2001).

A metodologia de execução de uma estaca hélice contínua obedece basicamente ao seguinte roteiro (Caputo e Marunbia, 1996):

- a - posicionamento do equipamento e perfuração do terreno com o trado até a profundidade definida em projeto. Durante essa etapa, a entrada de solo no tubo central é impedida por uma tampa de proteção colocada na sua extremidade, e assim, o material escavado, preenche as hélices do trado;
- b - injeção de concreto bombeado sob pressão pelo corpo central do trado até o topo;
- c - retirada contínua e lenta do trado, sendo o espaço anteriormente ocupado pelo trado preenchido com concreto, que é mantido sob pressão, medida no topo do trado, até o final da concretagem. Nesta etapa é utilizado o "limpador mecânico" que permite retirar o material aderido às hélices;
- d - posicionamento da armadura imediatamente após o término da concretagem, enquanto o concreto ainda está fresco. A ferragem, em forma de gaiola, é introduzida na estaca por gravidade ou com auxílio de um pilão de pequena carga ou um vibrador (Antunes e Tarozzo, 1996).

As operações básicas envolvidas na execução de uma estaca hélice contínua estão mostradas esquematicamente na Figura 2.10.

Antunes e Tarozzo (1996) admitem que as estacas submetidas apenas a esforços de compressão levam uma armação em forma de gaiola no topo, em geral de 3,00 a 5,00 m de comprimento. No caso de estacas submetidas a

esforços transversais ou de tração, somente serão possíveis para comprimentos de armações de no máximo 12,00 m, em função do método construtivo, porém atualmente pode-se utilizar comprimentos de até 18,00 m.

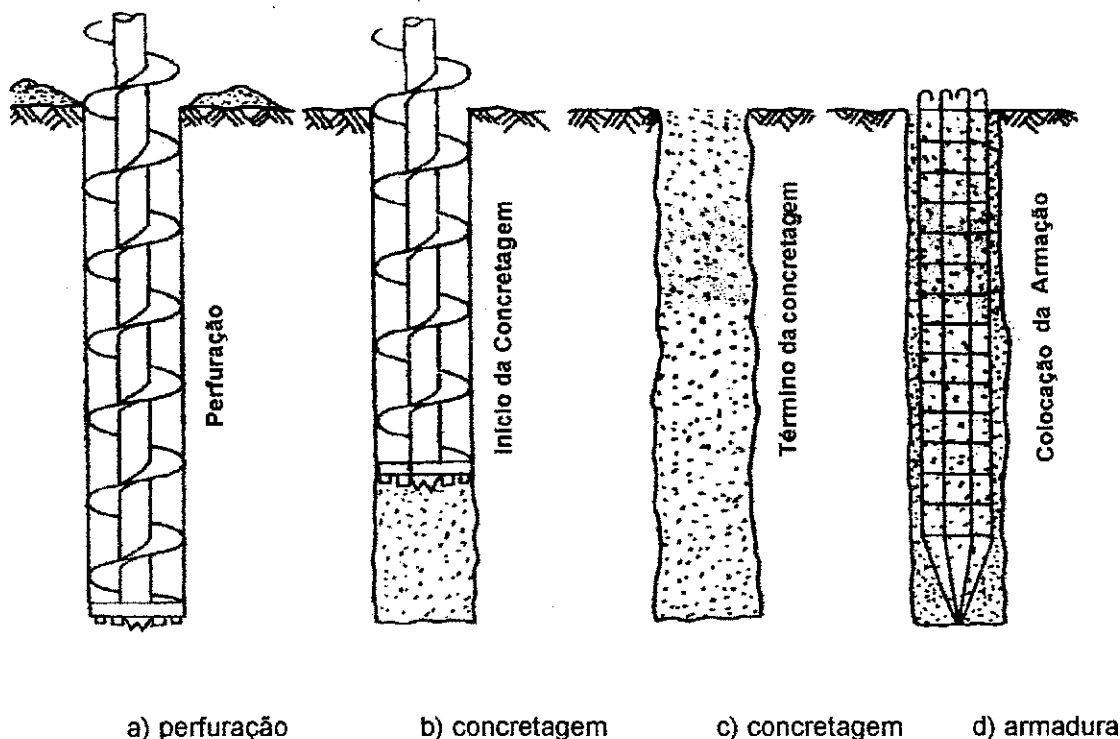


Figura 2.10 – Execução da estaca hélice contínua (Caputo e Manrubia, 1996).

Caputo e Manrubia (1996) ressaltam uma importante vantagem da estaca hélice contínua, que é o monitoramento eletrônico obtido durante todo o processo de execução (ver Figura 2.11). Desse monitoramento, os parâmetros medidos são: i) profundidade da escavação; ii) o volume de concreto lançado; iii) pressão do concreto ao longo de toda a extensão da estaca; iv) tempo de execução (de perfuração e concretagem); v) torque aplicado; vi) velocidade de penetração/extração do trado; e vii) velocidade de rotação do trado. Deve-se ter um cuidado especial pois os sensores do equipamento são sensíveis a alterações.

O equipamento normalmente empregado para executar a estaca tipo hélice contínua constitui-se de um guindaste de esteiras, que serve de apoio

para a torre vertical de altura apropriada à profundidade da estaca, equipada com guias por onde corre a mesa de rotação de acionamento hidráulico (ver Figura 2.11).

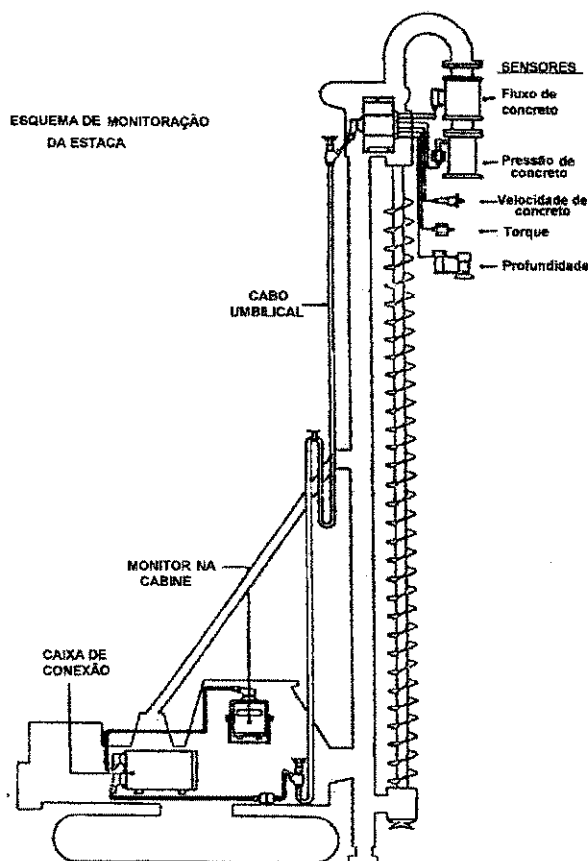


Figura 2.11 – Esquema de monitoramento da estaca hélice contínua (Caputo e Manrubia, 1996).

O sistema de monitoração (um microcomputador acoplado a sensores instalados no equipamento) permite obter ainda informações de todas as características da estaca (volume de concreto), perfil da estaca, prumo da estaca, dia, data e hora de execução. Todas essas informações poderão ser impressas, para cada estaca, em forma de relatório (Caputo e Manrubia, 1996).

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), citados por Albuquerque et al. (2001), verificaram que a capacidade de carga, em especial o atrito lateral, é extremamente dependente

destes fatores. Os autores deduziram uma equação que avalia o grau de deslocamento do solo, definido como OCC (sobre consumo de concreto).

$$OCC = \frac{(V_b - V_p)}{V_p} * 100(\%) \quad (2.19)$$

sendo:

V_p = volume teórico da estaca;

V_b = volume de concreto consumido.

O OCC indica a existência de deslocamentos de solo durante a escavação. Os autores concluíram que para esse tipo de estaca, a velocidade de penetração e o tempo de execução são fatores importantes que influenciam o estado de tensões do solo em torno da estaca.

Existem vários problemas que podem ocorrer devido à falta de monitoração no processo de execução desse tipo de estaca. Se o trado fosse levantado mais rapidamente do que o fluxo de concreto injetado na estaca, poderia ocorrer uma diminuição no diâmetro do fuste, ou até mesmo um seccionamento do mesmo por queda de solo ou entrada de água no vazio deixado. Por outro lado, se o trado for retirado muito lentamente, poderá ocorrer uma "contaminação" do concreto (Alonso, 1996).

Quando a estaca durante sua funcionabilidade for submetida apenas esforços de compressão, é comum instalar na cabeça da estaca uma armadura de pequeno comprimento (ver Figura 2.12), cuja finalidade é melhorar a ligação da estaca com o bloco de coroamento (Alonso, 1996).

Para estacas que serão submetidas à cargas de tração, a armadura pode ser constituída por uma ou mais barras longitudinais (por exemplo a DYWIDAG), sem estribos, que são cravadas sem problemas. Para estacas submetidas a esforços transversais, haverá necessidade de armá-la com

barras longitudinais e estribos. Neste caso, a cravação por gravidade só é possível para profundidade da ordem de 11,00 m. A partir daí, a presença de estribos dificulta a “cravação”. Para maiores comprimentos, ocorre a necessidade de instalação da armadura com auxílio de vibrador hidráulico dotado de um sistema especial de acoplagem, que permite vibração à armadura (Alonso, 1996).



Figura 2.12 – Armação de ligação da estaca com o bloco de coroamento na cabeça da estaca hélice contínua .

Os equipamentos disponíveis hoje no mercado, permitem executar essas estacas em solos com N_{SPT} da ordem 50, além de executar estacas com inclinações de até 14 graus (até profundidade de 15,00 m) e até 11 graus, para profundidades na faixa de 16,00 m a 25,00 m (Teixeira, 1996).

Os equipamentos antigos eram bastante criticados, pois o baixo valor do torque disponível limitava o diâmetro e o comprimento das estacas e criava dificuldades para o operador manter uma velocidade de penetração adequada em certos tipos de solos. No caso de solos moles submersos sobrejacentes a

solos resistentes, a baixa velocidade de penetração do trado na camada resistente tende a fazer com que o solo mole “suba” até à superfície, pelas hélices. Esse fato provoca uma descompressão do solo em volta do fuste, formando cavidades, sem nenhuma possibilidade de se conhecer seu volume. Estas cavidades geralmente ficam preenchidas por água, que durante a injeção mistura-se com o concreto (Alonso, 1996).

De acordo com Antunes e Cabral (1996), o comportamento desse tipo de estaca está mais próximo das estacas cravadas que das estacas escavadas, do ponto de vista dos métodos de previsão de sua capacidade de carga. Os autores demonstravam certa preocupação quanto à resistência de ponta, face à pequena quantidade de resultados de provas de carga, considerados ainda insuficientes para se avaliar estatisticamente os métodos de previsão disponíveis.

2.5.2 – Métodos Semi-Empíricos de Previsão de Capacidade de Carga

2.5.2.1 – Método de Alonso (1996; 2000A)

Alonso (1996) propõe uma metodologia de cálculo da parcela referente ao atrito lateral de estacas baseado nos torques medido nos ensaios SPT-T. Com a finalidade de reavaliar a sua metodologia de cálculo de carga de ruptura em estacas hélice contínua, Alonso (2000A) 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, no Espírito Santo.

De acordo com este método, o atrito lateral (f_s) e a carga de ponta são correlacionados com os valores obtidos a partir do SPT-T (T_{max} e T_{min}). A carga de ruptura é obtida através da expressão

$$Q_U = Q_p + Q_s \quad (2.20)$$

A carga de atrito lateral na ruptura é obtida por:

$$Q_s = \sum(ULq_s) \quad (2.21)$$

sendo:

U = perímetro da estaca;

L = comprimento da estaca;

$q_s = \alpha f_s$ (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, obtido da Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Limites de q_s e valores de α para estacas hélice contínua (Alonso, 2000A).

Região	Limite de q_s	α
Bacia Sedimentar de São Paulo	≤ 200 (kPa)	0,65
Formação de Guabirota	≤ 80 (kPa)	0,65
Cidade de Serra/ES	≤ 200 (kPa)	0,76

Para obtenção do atrito lateral f_s , a partir do torque medido, emprega-se a expressão:

$$f_s = \frac{100T_{\max}}{0,41h_{\text{SPT-T}} - 0,032} \quad (2.22)$$

sendo:

f_s = atrito lateral (kPa);

T_{\max} = torque máximo (kgf.m);

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

O autor propõe a utilização das seguintes expressões em caso da não disponibilidade do ensaio com medida de torque:

$$T_{\max} = 1,2 N_{\text{SPT}} \quad (2.23a)$$

$$T_{\min} = 1,0 N_{\text{SPT}} \quad (2.23b)$$

sendo:

T_{\max} = torque máximo (em kgf.m) obtido no ensaio SPT-T para uma penetração h (em cm) do amostrador padrão;

T_{\min} = torque mínimo (em kgf.m) obtido no ensaio SPT-T para uma penetração h (em cm) do amostrador padrão;

N_{SPT} = resistência à penetração padrão do SPT, adotando-se no máximo, N_{SPT} igual a 40.

Para solos da Formação de Guabirotuba, por exemplo, usa-se:

$$T_{\max} = 1,13 N_{\text{SPT}} \quad (2.24a)$$

$$T_{\min} = 0,98 N_{\text{SPT}} \quad (2.24b)$$

Cabe lembrar que na determinação do T_{\max} e do T_{\min} os valores de N_{SPT} devem ser limitados a, no máximo, 40.

A partir de um estudo estatístico realizado com 980 dados Alonso (2000A), desenvolveu correlações entre a resistência à penetração N_{SPT} e o atrito lateral unitário. Foram obtidas duas correlações estatísticas: uma correspondente a uma reta genérica ($f_s = a + b N_{\text{SPT}}$) e a outra a uma reta que passa pela origem das coordenadas ($f_s = c N_{\text{SPT}}$).

$$f_s = 15+5 N_{SPT} \quad (2.25a)$$

$$f_s = 6 N_{SPT} \quad (2.25b)$$

Os dados foram obtidos em vários tipos de solos (areia fina, areia média argilosa, argilas siltosa e arenosa e silte arenoso).

A carga de ruptura na ponta pode ser determinada por:

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (2.26a)$$

$$q_p = \beta \frac{(T_{\min}^{(1)} + T_{\min}^{(2)})}{2} \quad (2.26b)$$

sendo:

T_{\min}^1 = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m), no trecho 8D acima da ponta da estaca, limitado ao valor máximo de 40 kgf.m;

T_{\min}^2 = média aritmética dos valores do torque mínimo (kgf.m) no trecho 3D abaixo da ponta da estaca, valor limite máximo de 40 kgf.m.

Para a região da Bacia Sedimentar de São Paulo são sugeridos para areias, $\beta = 200$ kPa/kgf.m, para siltes, $\beta=150$ kPa/kgf.m e para argilas, $\beta=100$ kPa/kgf.m. Para a argila da Formação de Guabirota, sugere-se a adoção de $\beta=80$ kPa/kgf.m.

A autora da presente dissertação concorda com Alonso (2000), quando ele afirma que nenhum método para previsão da capacidade de carga de estacas é universal, devendo cada um ser aplicado apenas em solos da região para o qual ele foi desenvolvido. Sua extrapolação deve ser feita com cautela, procurando-se aferi-lo necessariamente a partir de provas de carga, sendo o caso da presente pesquisa.

Segundo Guimarães et al. (2002) e Velloso (2000), os métodos que utilizam os valores do torque apresentam maior variabilidade de resultados do que os métodos baseados no N_{SPT} . Este fato é possivelmente decorrente da variabilidade encontrada nas medições de torque, que em geral, é maior do que a encontrada no SPT.

2.5.2.2 – Método de Antunes e Cabral (1996)

Este método é baseado em informações obtidas a partir da realização de nove provas de carga e comparações com dados de N_{SPT} . A carga de ruptura é expressa por:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.27)$$

A carga de atrito lateral é calculada por:

$$Q_s = \pi D \sum N_{SPT} \beta_1 L \quad (\text{kgf}) \quad (2.28)$$

sendo:

D = diâmetro da estaca;

L = comprimento da estaca embutida na camada;

N_{SPT} = número de golpes de SPT, ao longo do fuste da estaca;

β_1 = coeficiente de atrito lateral.

Carga de ponta na ruptura é obtida da Equação 2.29:

$$Q_p = N_P A_p \beta_2 \quad (\text{kgf}) \quad (2.29)$$

sendo:

N_P = resistência à penetração do SPT, obtida na ponta da estaca;

A_p = área da ponta da estaca;

β_2 = coeficiente de carga na ponta ($\beta_2 N_{SPT} \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$).

Os valores de β_1 e β_2 propostos por Antunes e Cabral (1996) estão apresentados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Valores de β_1 e β_2 propostos por Antunes e Cabral (1996).

Solo	β_1	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

2.5.2.3 – Método de Vorcaro e Velloso (2000)

Os autores obtiveram a partir de um banco de dados de provas de carga uma expressão para a previsão da capacidade de carga de estacas hélice contínua e escavada, baseada numa regressão linear múltipla.

A previsão da carga de ponta e ao longo do fuste está relacionada a duas hipóteses: i) a primeira, utilizando dados do N_{SPT} sem limitação dos valores e ii) a segunda, para o fuste, os valores de N_{SPT} são inferiores a 50, enquanto para a ponta, os valores do N_{SPT} são inferiores a 75.

A carga de ruptura pode ser calculada utilizando-se a seguinte equação:

$$Q_U = e^{(1,96 \ln x_p - 0,34 \ln x_q \ln x_l + 1,36 \ln x_l \pm 0,29)} \quad (2.30a)$$

sendo:

$$x_p = A_p N_{SPT\text{-ponta}} \quad (2.30b)$$

$$X_i = U[\sum N_{SPT} \text{-fuste}] \quad (2.30c)$$

sendo:

A_p = área da ponta da estaca;

U = perímetro da estaca.

Δl = espessura de solo, em m, ao longo da qual o N_{SPT} pode ser considerado constante.

2.6 – Métodos de Previsão de Recalques

A carga de trabalho é também função dos recalques que a estrutura é capaz de tolerar, por isso a estimativa do recalque do topo de uma estaca é muito importante para qualquer projeto de fundações (Albuquerque et al., 2001). Os recalques da estaca, do bloco e do prédio são diferentes.

Pode-se também classificar os métodos de previsão de recalques em métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos.

2.6.1 – Métodos Teóricos e Semi-Empíricos

2.6.1.1 – Método de Poulos & Davis (1968)

Este método teórico propõe a previsão dos recalques de uma estaca, de forma cilíndrica, carregada axialmente em uma massa de solo de comportamento elástico linear, o qual se baseia na equação de Mindlin (1936). Para a aplicação do método, supõe-se que exista linearidade entre as tensões e as deformações, que o solo de espessura h seja homogêneo e que a estaca é incompressível (ver Figura 2.13). Dessa forma, o recalque de uma estaca pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$r = \frac{Q \cdot I_p}{L \cdot E_s} \quad (2.31)$$

sendo:

Q = carga aplicada no topo da estaca;

L = comprimento da estaca;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

I_p = fator de influência para deformações.

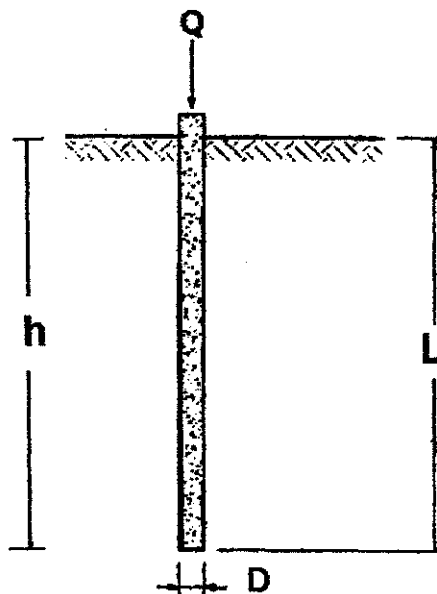


Figura 2.13 – Estaca embutida em camada finita (Poulos & Davis, 1968, apud Albuquerque et al. 2001).

O fator I_p é função das relações L/h e D_p/D_F , onde D_p e D_F são os diâmetros da ponta e do fuste da estaca, respectivamente. O fator I_p sofre procedimentos de correção para levar em conta os seguintes aspectos: i) compressibilidade da estaca; ii) camada do solo de espessura finita, iii) coeficiente de Poisson e iv) camada resistente na ponta da estaca.

Para obtenção do valor de I_p , os autores propuseram a utilização de um

ábaco, conforme mostrado na Figura 2.14. O módulo de elasticidade do solo é determinado através de retroanálises.

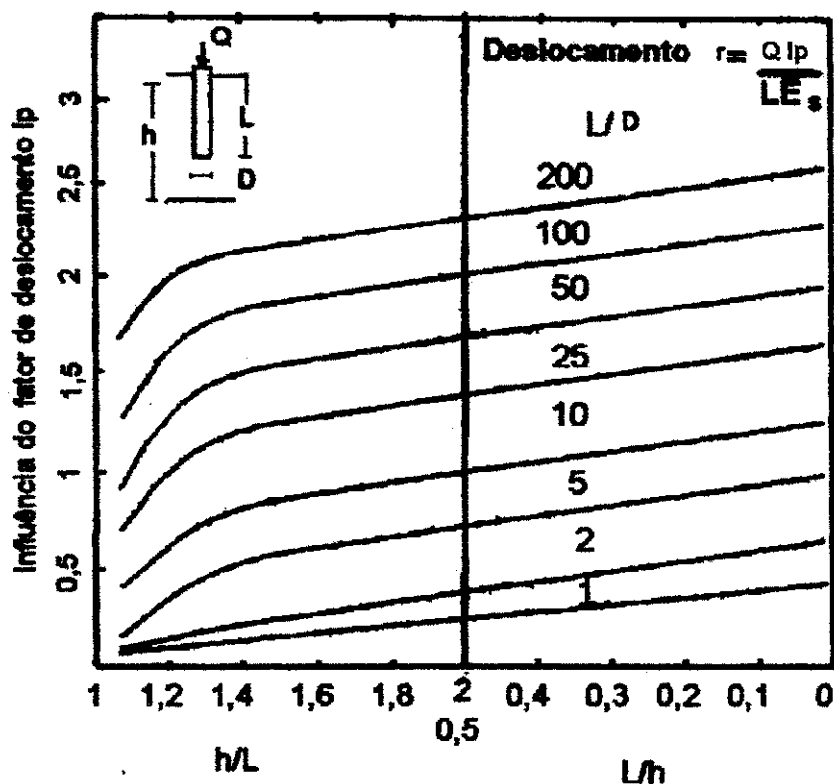


Figura 2.14 – Fator de deslocamento l_p – camada finita ($V = 0,5$), segundo (Poulos & Davis 1968, apud Albuquerque et al. 2001).

2.6.1.2 – Método de Vésic (1969, 1975A)

É um método semi-empírico que se baseia em dois aspectos: na forma de distribuição do atrito lateral e no tipo da estaca. De acordo com o método de Vésic, o recalque total de uma estaca (r_t) é obtido a partir da soma de três parcelas, ou seja, $r_t = r_e + r_p + r_f$ onde:

r_e = recalque devido ao encurtamento elástico da estaca;

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

r_f = recalque do solo devido à mobilização da carga de atrito ao longo do fuste.

O recalque devido ao encurtamento elástico da estaca é determinado

em função da distribuição do atrito lateral e da carga de ponta, de acordo com a Equação 2.32:

$$r_e = \left(Q_p + \alpha_{ss} \cdot Q_s \right) \frac{L}{A_p \cdot E} \quad (2.32)$$

sendo:

r_e = recalque devido ao encurtamento elástico da estaca ;

Q_p = carga na ponta no estágio do carregamento (kN);

Q_s = carga lateral no estágio do carregamento (kN);

A_p = área da seção transversal da estaca (m^2);

E = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa);

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

L = comprimento da estaca (m).

Para a parcela do recalque devida às cargas transmitidas à ponta e ao longo do fuste, têm-se as Equações 2.33 e 2.34, respectivamente:

$$r_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} \quad (2.33)$$

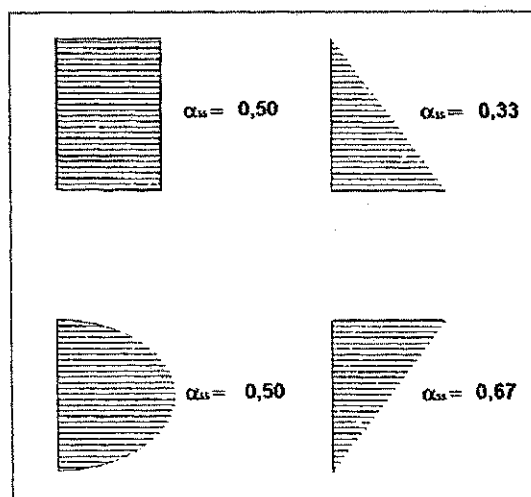


Figura 2.15 - Distribuição de atrito lateral ao longo do fuste (Vésic 1975A).

$$r_f = \frac{C_s \cdot Q_s}{L \cdot q_p} \quad (2.34)$$

onde:

q_p = resistência de ponta última da estaca.

Os valores do coeficiente C_p e C_s dependem do tipo de solo e do tipo de estaca, conforme mostrado na Tabela 2.9. Os valores de C_s são calculados com o emprego da Equação 2.35:

$$C_s = (0,93 + 0,16 (L/D)^{1/2}) C_p \quad (2.35)$$

Tabela 2.9 – Valores do coeficiente C_p (Vésic1975A).

TIPO DE SOLO	ESTACA CRAVADA	ESTACA ESCAVADA
Areia (compacta a fofa)	0,02 a 0,04	0,09 a 0,18
Argila (rija a mole)	0,02 a 0,03	0,03 a 0,06
Silte (compacto a fofo)	0,03 a 0,05	0,09 a 0,12

O emprego desse método é bastante simples, principalmente por não haver necessidade do conhecimento de parâmetros do solo de difícil determinação, como por exemplo, o módulo de elasticidade. O autor leva em consideração na sua utilização o tipo de estaca a ser empregada.

2.6.2 – Métodos Empíricos de Previsão de Recalques

2.6.2.1 – Método de Décourt (1995)

Este método empírico é baseado em resultados de provas de carga e tem como objetivo possibilitar a previsão da curva carga \times recalque tanto para estacas de deslocamento quanto para estacas escavadas. Para aplicação do método de Décourt (1995) há que considerar duas situações: i) estacas de deslocamento em qualquer tipo de solo e ii) estacas escavadas, em solos argilosos (situação 1) ou em solos granulares (situação 2). Os modelos propostos para representação das curvas carga \times recalque previstas estão apresentados nas Figuras 2.15 e 2.16, para estacas de deslocamento e escavadas, respectivamente.

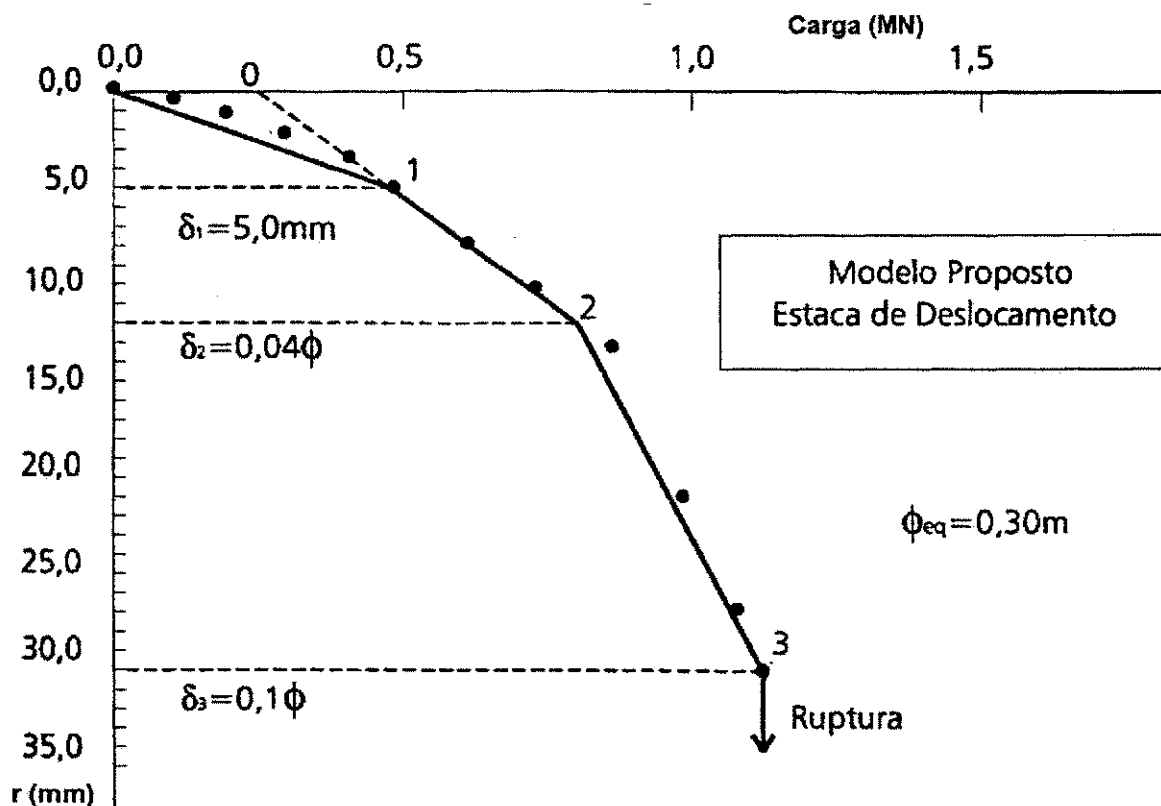


Figura 2.16 – Modelo proposto para representação da curva carga-recalque para estacas de deslocamento (Décourt, 1995 apud Albuquerque et al., 2001).

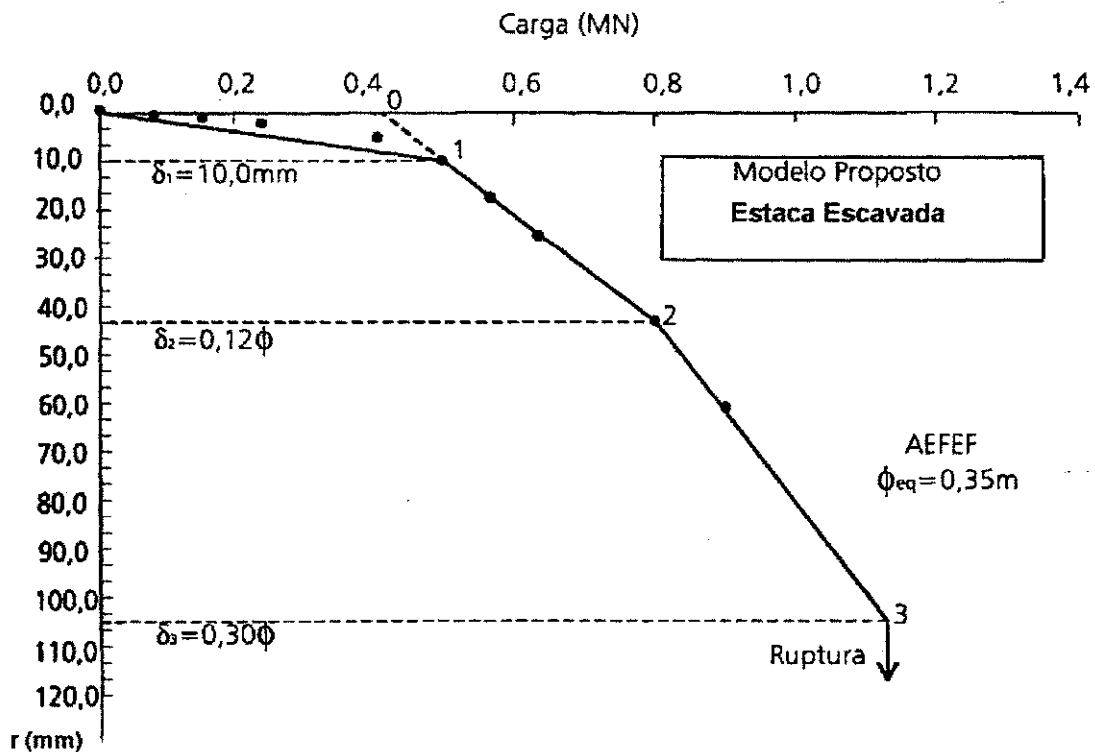


Figura 2.17 – Modelo proposto para representação da curva carga x recalque de estacas escavadas (Décourt, 1995 apud Albuquerque et al., 2001).

Para obtenção da curva carga x recalque, Décourt (1995) recomenda que sejam seguidos os cinco passos seguintes:

a – Determinar o valor de X_1

$$\text{Situação i) } X_1 = \frac{Q_p}{0,07D} \quad (2.36a)$$

$$\text{Situação ii) } X_1 = \frac{Q_p}{0,21 \cdot D} \quad (2.36b)$$

onde X é o índice de crescimento de carga com o deslocamento e D o diâmetro da estaca;

- b – obter o valor do atrito lateral na ruptura Q_s ;
- c – marcar o ponto Q_s no eixo das cargas, definindo-se então o ponto O ;
- d – conhecido o valor de X , traça-se a reta definida pelos pontos O e 2 , sendo $X_2 = 0,5 X_1$. Dessa forma, obtém-se o ponto 3 de ruptura;
- e – traçar uma reta partindo da origem até encontrar a reta referente aos pontos 1 e 2 correspondentes a $5,00$ mm, na situação 1 , e $10,00$ mm, na situação 2 .

Na Tabela 2.10 é apresentado um exemplo de aplicação do método de Décourt (1995), onde se encontram os valores dos recalques nos pontos 1 , 2 e 3 para as duas situações mostradas nas Figuras 2.15 e 2.16.

Tabela 2.10 – Valores dos recalques segundo o método de Décourt (1995) para os casos apresentados nas Figuras 2.15 e 2.16.

PONTO	SITUAÇÃO	
	1	2
1	$r_1 = 5$ mm	$r_1 = 10$ mm
2	$r_2 = 0,04D$	$r_2 = 0,12D$
3	$r_3 = 0,10D$	$r_3 = 0,30D$

2.6.2.2 – Método de Souza e Couso (1997)

Baseados num método semi-empírico, que utiliza as relações de Camberfort e na análise de oito provas de carga em estacas do tipo hélice contínua, Souza e Couso (1997) propuseram um procedimento para estimativa da curva carga x recalque dessas estacas a partir de resultados de ensaios com SPT e/ou com SPT-T. Foi ainda utilizada na formulação do método uma razão (R_a), que expressa a relação entre a tensão mobilizada na ponta e o

deslocamento correspondente. As provas de carga executadas foram metade do tipo lento e a outra metade do tipo rápido.

Para a interpretação das provas de carga os autores empregaram o "Método das Duas Retas", o qual adota como funções de transferência de carga as relações de Camberfort. O método consiste em ajustar duas retas à curva carga x recalque medida, sendo a primeira no trecho inicial da curva correspondente à resistência por atrito, e a segunda referente à completa mobilização da resistência de ponta (ver Figura 2.17).

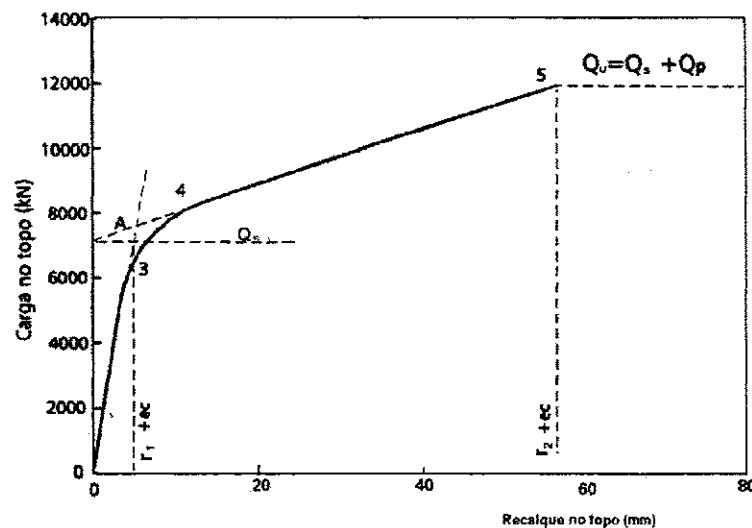


Figura 2.18 – Ilustração gráfica do método das duas retas, proposto (Souza e Couso, 1997 apud Albuquerque et al., 2001).

De acordo com a Figura 2.17, tem-se:

- r_1 - deslocamento necessário para mobilizar toda a resistência por atrito numa dada seção da estaca, admitindo igual a 4,00 mm;
- r_2 - deslocamento necessário para mobilizar toda a resistência de ponta;
- ec - encurtamento elástico da estaca;
- Q_s - parcela de resistência de atrito lateral;
- Q_p - parcela de resistência de ponta.

A parcela da resistência por atrito lateral pode ser estimada através da Equação 2.37, enquanto os valores de F_U e F_S são determinados com o emprego das Equações 2.38a e 2.38b:

$$Q_s = f_U A_s \quad (2.37)$$

i) para argilas silto-arenosas

$$f_U = f_s = 7,4N_{SPT} \quad (\text{kPa}) \quad (2.38a)$$

ii) para siltes arenosos residuais

$$f_U = 0,70f_s = 5,2N_{SPT} \quad (\text{kPa}) \quad (2.38b)$$

sendo:

f_U = tensão limite de resistência para outros tipos de solos;

A_s = área lateral da estaca;

f_s = atrito/adesão medida no ensaio SPT-T;

N_{SPT} = resistência à penetração do SPT.

Para o cálculo das coordenadas do ponto A (Q, S) da curva carga x recalque, correspondente à mobilização máxima da resistência por atrito lateral, adotam-se as seguintes expressões:

$$Q_u(A) = Q_s + Q_p(A) = Q_s + R_p A_p r_1 \quad (2.39a)$$

$$r(A) = r_1 + ((Q(A) + Q_p(A)/2)) * L / (E_c * A_p) \quad (2.39b)$$

sendo:

$r(A)$ = recalque do topo da estaca ao final da mobilização da resistência de

atrito lateral;

$Q(A)$ = carga no topo da estaca ao final da mobilização da resistência de atrito lateral;

$Q_p(A)$ = carga na ponta da estaca ao final da mobilização da resistência de atrito lateral;

A_p = área da ponta da estaca;

E_c = módulo de elasticidade do concreto da estaca, admitindo o valor de 25 GPa, caso não se tenha feito controle tecnológico na obra.

Para a estimativa da reta correspondente à mobilização total da resistência de ponta, adota-se a seguinte expressão:

$$\frac{Q - Q_s}{r - \frac{Q_s}{2K_R}} = \frac{1}{\frac{1}{k_R} + \frac{1}{R \cdot A_p}} \quad (2.40)$$

sendo:

Q = carga aplicada no topo da estaca;

Q_s = carga lateral de ruptura calculada;

A_p = área de seção transversal da estaca;

R = razão entre a tensão mobilizada na ponta e o deslocamento correspondente;

K_R = rigidez da estaca como peça estrutural;

r = recalque do topo da estaca.

2.7 – Considerações Finais

Ressalta-se nos últimos parágrafos deste capítulo, algumas colocações de outros autores a respeito do que se tem constatado sobre o comportamento das estacas hélice contínua, ou seja, se está mais próximo das estacas de deslocamento ou das estacas escavadas.

De acordo com observações feitas por Antunes e Tarozzo (1996), resultados de provas de carga realizadas até àquela época mostravam que o comportamento das estacas tipo hélice contínua tende a ser mais previsível quando os métodos de cálculo e os parâmetros do solo empregados na previsão são os mesmos aplicáveis às estacas cravadas do que às escavadas.

Por outro lado, Viggiani (1993), citado por Albuquerque et al. (2001), verificou, através de resultados de provas de carga realizadas também sobre estacas do tipo hélice contínua instrumentadas, que seu comportamento se situa entre as estacas escavadas e as estacas de deslocamento.

Pelo que se observa, existe ainda entre a comunidade geotécnica uma divergência de opiniões quanto ao comportamento real das estacas hélice contínua quando se tenta enquadrá-las entre as estacas de deslocamento e as estacas escavadas. Neste aspecto, a presente dissertação poderá dar uma parcela de contribuição para o melhor entendimento deste tipo de estaca.

CAPÍTULO 3

ENSAIOS REALIZADOS

3.1 – Generalidades

Para desenvolvimento da presente pesquisa foram realizadas oito provas de carga (PC1, PC2, PC3, PC4, PC5, PC6, PC7 e PC8) de compressão em estacas do tipo hélice contínua. Todas as provas de carga foram realizadas na cidade do Recife - PE. A Tabela 3.1 apresenta um resumo das estacas testadas e os dados de localização das respectivas obras.

3.2 – Aspectos Geológicos e a Prática de Fundações da Cidade do Recife

Apresenta-se a seguir uma breve descrição das condições geológicas da cidade do Recife, visto que é reconhecida a importância da formação geológica na escolha do tipo de fundação, conforme demonstrado por Gusmão Filho (1982).

Recife limita-se ao norte com o município de Olinda, ao sul com Jaboatão dos Guararapes, e a oeste com os municípios de Camaragibe e São Lourenço da Mata. Recife está situada na planície flúvio-marinha, formada pela junção dos Rios Capibaribe e Beberibe, que se desenvolve entre as praias e os morros, estes últimos na sua periferia (Gusmão Filho, 1995).

Os morros e a planície dividem geomorfologicamente a cidade do Recife, que sofreu processos geodinâmicos na sua formação. Através do afundamento na direção da linha da costa do embasamento cristalino, foi formada a bacia de sedimentação por um “falhamento” de gravidade na direção NNE (Gusmão Filho, 1995).

Tabela 3.1 – Resumo das provas de carga sobre estacas do tipo hélice contínua realizadas em Recife.

Prova de Carga	Estaca	Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Q_{trab} (kN)	Local	Obra
PC1	E107	14,24	0,60	1700,00	Rua Real da Torre, 701, bairro Madalena.	Edifício Aderbal Jurema
PC2	E08	14,00	0,80	1800,00	Av. Boa Viagem, junto ao número nº 5212.	Edifício Estação do Mar
PC3	E04	20,00	0,50	1300,00	Rua Ana Camelo da Silva.	Edifício Parque dos Manguezais
PC4	E34	20,50	0,40	500,00	Rua Padre Benardino Pessoa	Edifício Consuelo Martins
PC5	E97	21,00	0,50	900,00	Av. Boa Viagem	Edifício Maria de Lourdes
PC6	E12	21,00	0,50	900,00		
PC7	E25A	16,50	0,50	1300,00	Av. Flor de Santana - Pamamirim	Edifício Maria Sophie
PC8	E05	20,50	0,50	1200,00	Rua Afonso Albuquerque Melo – Casa Forte	Edifício Cristiano

Na região estão presentes as seguintes formações geológicas: Cabo, Bebeberibe, Gramame e Barreiras.

A Formação do Cabo consiste de arenitos feldspáticos grosseiros, identificados como arcósios com até 3,00 m de espessura, intercalados entre camadas argilosas menos espessas. Originada com o tectonismo, constituída

de sedimentos mais grosseiros de granulometria variada (Alheiros et al., 1990).

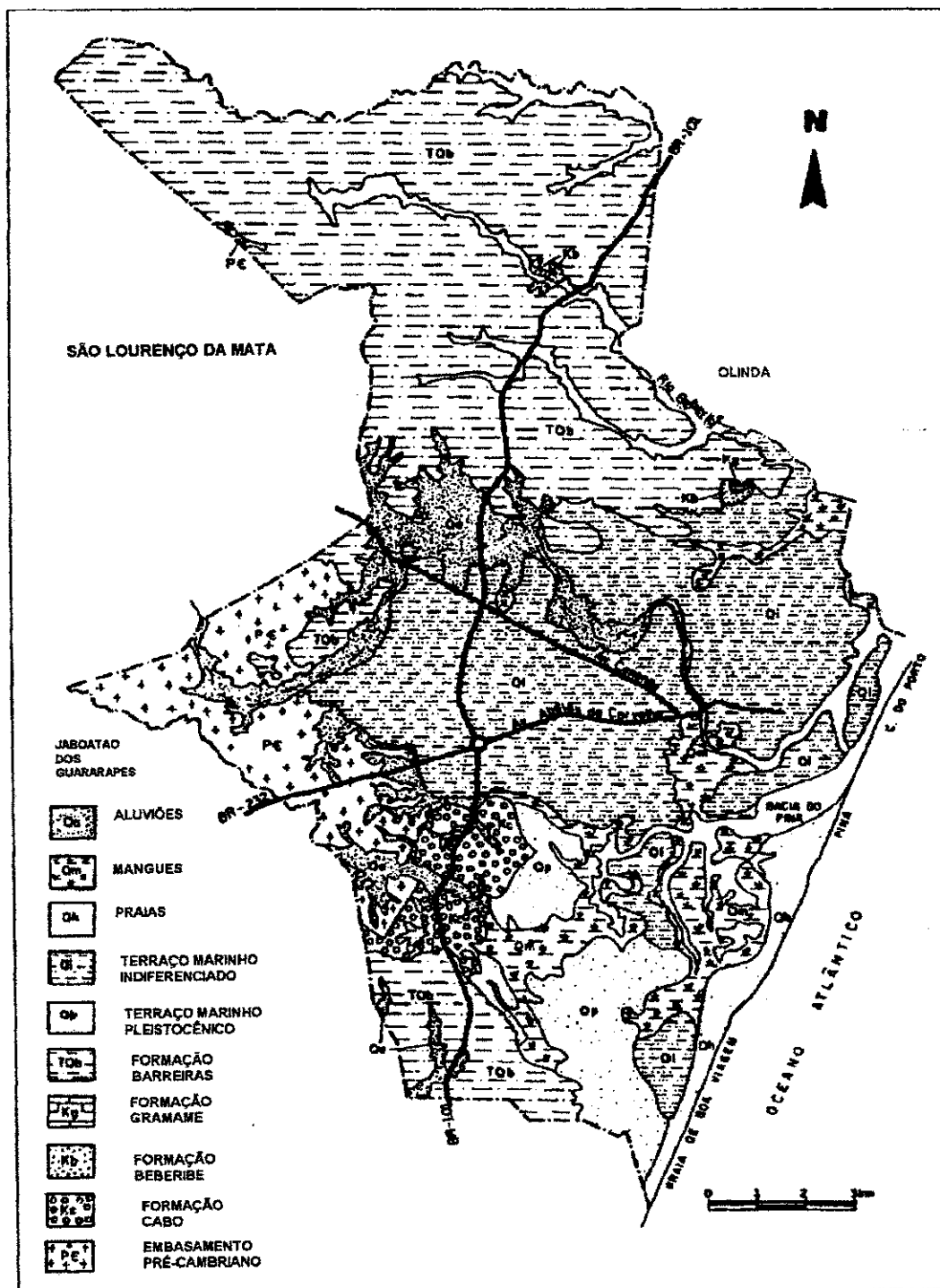


Figura 3.1 – Mapa das unidades geológicas do Recife (Alheiros et al., 1990).

A Formação Beberibe é composta por areias quartzosas, siltitos e outros sedimentos mais finos, armazenando uma importante reserva de água subterrânea (Kogel, 1958; Beurlen, 1967), localizada em profundidade e aflorantes ao norte da cidade, em Passarinho, às margens do Rio Beberibe.

Os sedimentos continentais de origem fluvial da Formação Beberibe, foram afogados originando a Formação Gramame. Esta formação é composta de sedimentos finos, calcáreos dolomíticos e cremes. De acordo com Alheiros et al. (1990), a Formação Gramame está restrita em sub-superfície, na porção leste e nordeste da cidade, onde também aflora pontualmente, recobrando o arenito da Formação Beberibe.

A Formação Barreiras consiste de sedimentos caracterizados por uma mistura de areias e argilas, com horizontes de pedregulhos onde foram identificadas as fácies de leque aluvial, fluvial e flúvio-lagunar, em razão de sucessivos avanços e recuos do mar durante o Período Quaternário. Em consequência da regressão marinha que se seguiu e o basculamento para leste da borda do continente com o mar, bastante recuado, foi formada a deposição da Formação Barreiras, no limite do continente. A Formação Barreiras está presente em toda a costa nordestina (Gusmão Filho, 1982). A unidade geomorfológica da Planície do Recife é composta pelos terraços marinhos, mangues, turfeiras, meandros abandonados, terraços fluviais e aluviões (Gusmão Filho, 1995).

Os eventos geológicos que deram origem às formações na cidade do Recife foram (ver Figura 3.2): falhamento do embasamento cristalino, gerando uma região rebaixada a leste; deposição dos sedimentos da bacia cretácea; erosão no interior do continente; deposição da Formação Barreiras e Formação da Planície do Recife (Gusmão Filho, 1995).

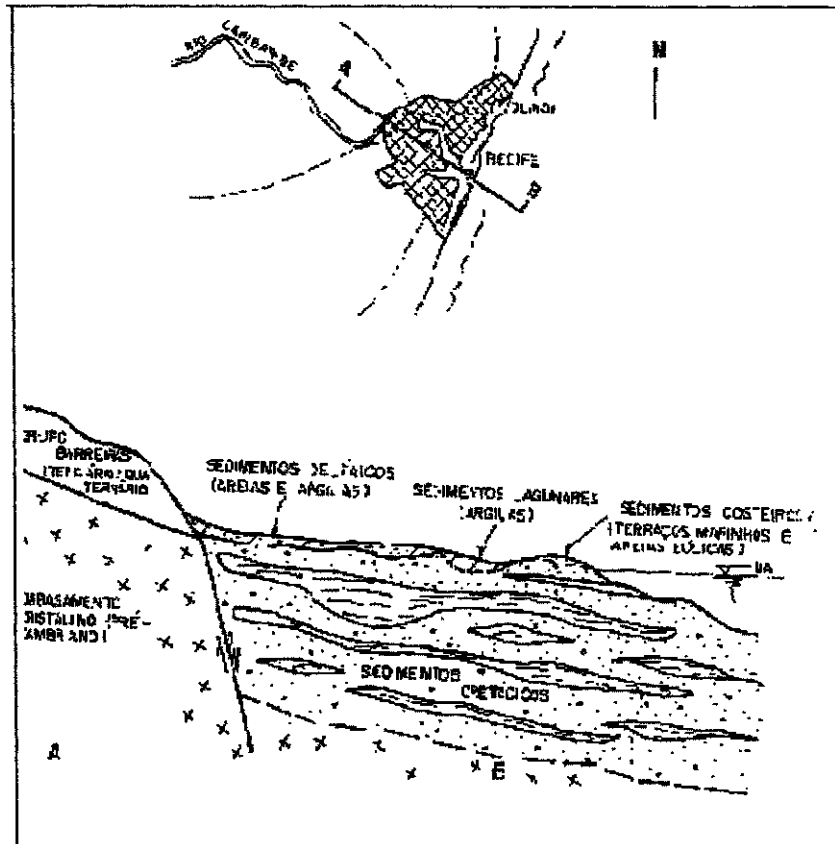


Figura 3.2 – Geologia da cidade do Recife (Gusmão Filho, 1982).

Segundo (Gusmão Filho, 1995), a influência geológica mais importante sobre as características da Planície do Recife foram o avanço e o recuo do mar. Os terraços marinhos identificados na planície são conhecidos como terraços marinhos pleistocênico e holocênico, que correspondem à penúltima e última transgressão. Abaixo deste terraços encontram-se depósitos de conchas, formando camadas bem definidas ou misturadas a outros sedimentos grosseiros (siltes e argilas). As conchas são materiais carbonáticos de origem orgânica, que estão presentes próximos à costa continental, em especial nos oceanos mais quentes (Figura 3.3).

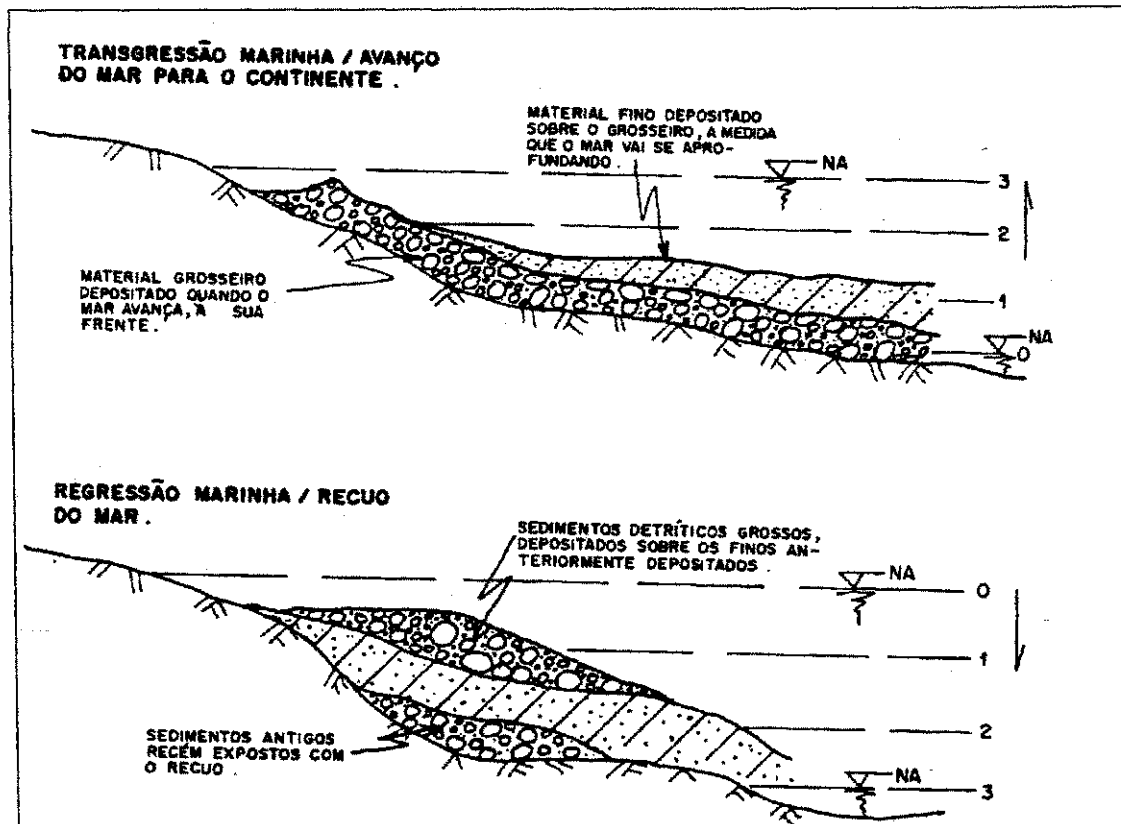


Figura 3.3 – Processo de deposição de sedimentos marinhos na área da cidade do Recife, (Gusmão Filho, 1982).

As flutuações do nível do mar durante o Período Quaternário permitem que os geólogos correlacionem importantes unidades de depósitos na Planície do Recife.

Segundo Mabeoone (1967), a presença de bancos de arenitos nas praias do Recife, em maré vazante, são testemunhos da flutuação do nível do mar.

Segundo Gusmão Filho, (1995), devido à ação do Rio Capibaribe no interior da Planície, originaram-se terraços fluviais, meandros abandonados, depósitos cheios por sedimentos finos, bancos de areia e, após sucessivas transgressões e regressões marinhas, formou-se uma foz depositária de

toneladas de sedimentos trazidos para o mar e retidos pelos arrecifes à frente do continente (Figura 3.3).

O ambiente de deposição é um fator que influencia as propriedades geotécnicas dos depósitos na planície sedimentar do Recife. Esse ambiente está intimamente relacionado à deposição através da topografia, da temperatura, da água, dos organismos e da velocidade. A topografia influi na drenagem em termos de velocidades e vazão de fluxo d'água, alterando na forma de erosão (Trask, 1950).

Os depósitos de silte e areia são originados pela subida e descida do leito dos rios, espalhando-se nos vales à sua volta. Estes depósitos ao longo da seção transversal da várzea inundada não possuem granulometria bem definida. A alternância de sedimentos grosseiros e finos, comum nos depósitos fluviais, é causada pela alteração de fluxo com a mudança de seção (Gusmão Filho, 1995).

Os depósitos de textura fina silto-argilosa resultam no ambiente geológico dos mangues, pântanos e lagunas. Os mangues são originados pelo represamento de água em uma área ampla e baixa da planície de água estagnada, favorecendo assim a acumulação de vegetação e de outros materiais (Gusmão Filho, 1995).

Cada unidade geológica está associada a um certo ambiente. A Tabela 3.2 mostra as unidades geológicas presentes na cidade do Recife e seus locais de ocorrência (Alheiros et al., 1990).

3.2.1 – A Prática de Fundações em Recife

A prática de fundações de edifícios altos (até 20 pavimentos) nas capitais nordestinas, particularmente em Recife, obedece aos condicionantes geológicos antes descritos, havendo portanto, uma certa correlação entre as formações geológicas e o tipo de fundação empregado (Gusmão Filho, 1982).

Tabela 3.2 - Unidades geológicas presentes na cidade do Recife (Alheiros et al., 1990).

UNIDADE GEOLÓGICA	AMBIENTE DE DEPOSIÇÃO	LOCAL
Mangues	Água estagnada em área ampla e rasa, onde a vegetação pode crescer.	Arruda, Pina, Afogados, Coque, etc.
Terraços Marinhos	Flutuação do nível do mar, deixando testemunhos no continente.	Estância, Aeroporto, IPSEP, Setúbal, Ibura de Baixo, etc.
Depósitos Aluvionares	Água corrente no canal e margem dos rios.	Às margens dos rios e canais.
Depósitos Estuarinos	Estuário raso, planície de inundação do rio Capibaribe	A maior parte da planície, Caxangá, Derby, etc.
Depósitos Lagunares	Água doce dos rios e água salgada, quando das ingressões das marés.	Lagoa de Araçá.
Depósitos de Praia	Água do mar em presença de vento.	Pina, Boa Viagem.
Depósitos Continentais	Água corrente com deposição no bordo do continente com a regressão do mar.	Casa Amarela, Dois Irmãos, Camaragibe, Três Carneiros, etc.

3.2.1.1 – Nos Morros e Tabuleiros

A Formação Barreiras é a unidade geológica mais importante encontrada nos morros da cidade do Recife. Nesta formação, o emprego de fundações superficiais tem apresentado um bom desempenho (Gusmão Filho, 1982). Entretanto, trata-se de edificações de pequeno porte em áreas

ocupadas por população de baixa renda.

3.2.1.2 – Nas Planícies Deltáicas e Várzeas

A planície flúvio-marinha, conforme citado anteriormente, está localizada no espaço confinado entre o morro e a orla marítima, com sedimentos e características geotécnicas bastante variadas. De um modo geral, o nível d'água é elevado, os solos superficiais apresentam N_{SPT} moderado ($N_{SPT} < 10$), e em função da topografia plana em cotas baixas, é comum a inundação da área, o que exige a execução de aterros. Em função da presença muito freqüente de argila orgânica no perfil do subsolo, as fundações em estacas de variados tipos têm sido a solução largamente empregada para a construção de edifícios altos nessa planície (Gusmão Filho, 1982), exceto quando o processo de melhoramento do solo justificar a sua viabilidade técnico-econômica (Passos, 2001).

Na região do Aeroporto dos Guararapes, no IPSEP e em Piedade estão localizados terrenos marinhos pleistocênicos. Os depósitos flúvio-lagunares finos nos terraços pleistocênicos se constituem de argilas arenosas, com consistência crescente, de mole a rija, com a profundidade. O subsolo do Recife apresenta boas condições de fundação nestas áreas (Gusmão Filho, 1995).

Alguns problemas de execução de estacas no Recife estão associados a este tipo de formação, cujos fatores condicionantes indesejáveis são citados por Gusmão Filho (1982). Os principais são: i) ocorrência de camada de argila orgânica, que pode estrangular o fuste de estacas moldadas in situ; ii) o alto teor de sais na água do subsolo, que pode causar efeito à longo prazo nas estacas moldadas in loco; iii) o alto nível d'água, que pode dificultar a abertura de bulbos nas estacas de base alargada; iv) a existência de camadas

intermediárias de areia compacta, que pode dificultar o avanço das estacas escavadas.

3.2.1.3 – Planície Costeira

Na linha de costa, por toda a planície de Recife, os terraços marinhos holocênicos apresentam sedimentos de areia cuja resistência aumenta com a profundidade. Devido à cimentação carbonática, esses sedimentos se transformam em arenito holocênico, aflorando na praia na maré baixa. A camada abaixo do arenito pode ser silto-arenosa ou argilo-arenosa mole, aparecendo material resistente de 15,00 a 30,00 m de profundidade (Gusmão Filho, 1995).

Devido à grande espessura de camadas de argila mole, muitas vezes é necessário executar estacas de comprimento acima de 30,00 m. Como alternativa, usa-se a técnica de compactação superficial de terrenos arenosos com estacas de areia e brita, permitindo a adoção de fundações superficiais nestes locais, com o emprego de sapatas com maiores cargas de trabalho.

Nas praias, algumas vezes tem sido utilizada fundação superficial sobre o arenito, pois a execução de estacas se tornaria onerosa por causa da presença deste tipo de material.

Os terraços pleistocênicos do bairro do Ibura e o holocênico na avenida Boa Viagem, são cortados por canais de maré e recortados por mangues, que se caracterizam por cotas baixas e pela presença de argila siltosa orgânica muito mole. Nas áreas de pântanos, registra-se a presença de turfas. Os aterros ao longo da cidade estão localizados nos manguezais.

3.3 – Características dos Locais onde Foram Executadas as Provas de Carga

As Figuras 3.4 a 3.11 mostram os perfis de sondagem mais próximo às estacas submetidas aos esforços de compressão pertencentes aos Edifícios Aderbal Jurema, Estação do Mar, Parque dos Manguezais, Consuelo Martins, Maria de Lourdes, Maria Sophie e Cristiano.

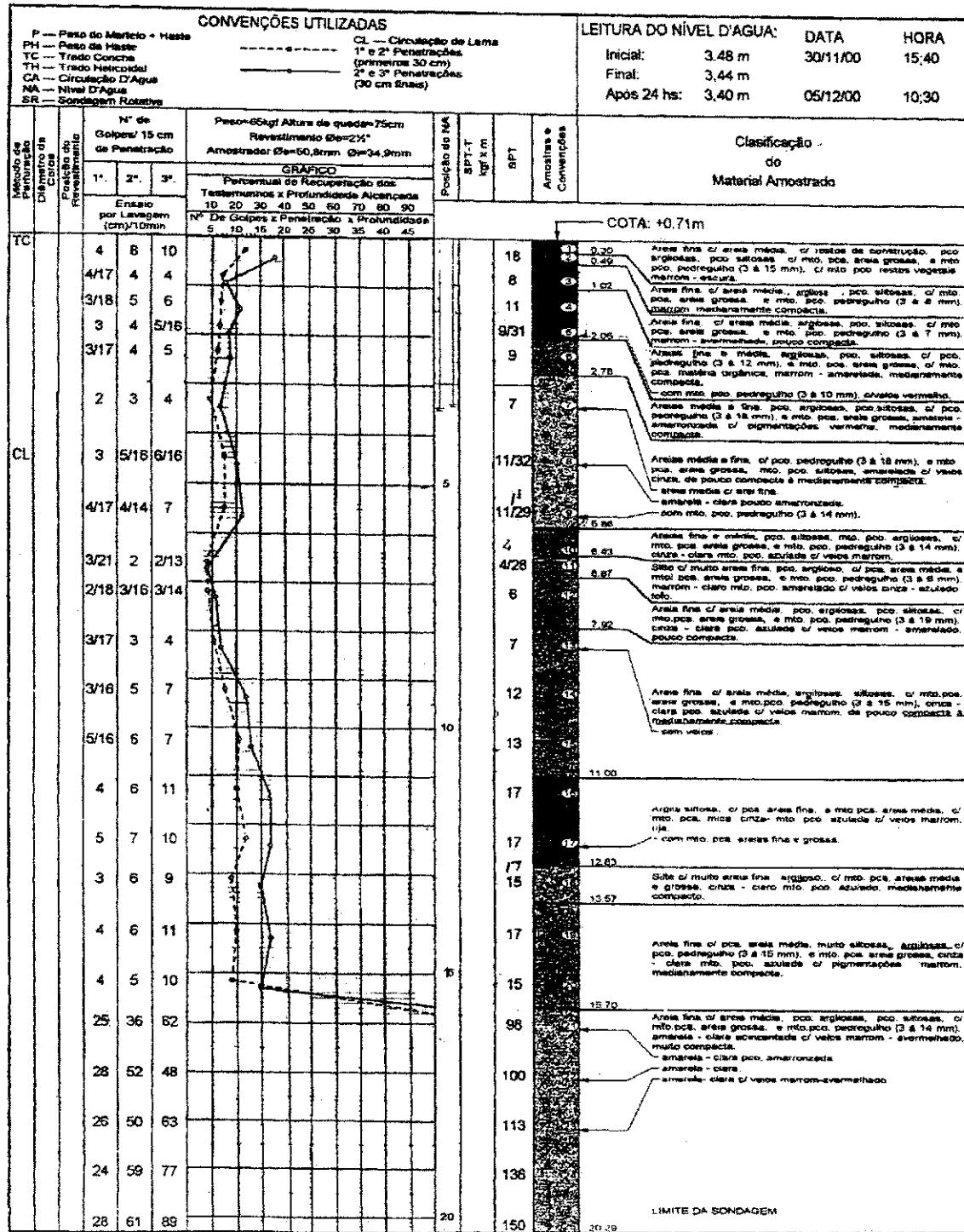


Figura 3.4 – Sondagem próxima à estaca E107 do Edifício Aderbal Jurema.

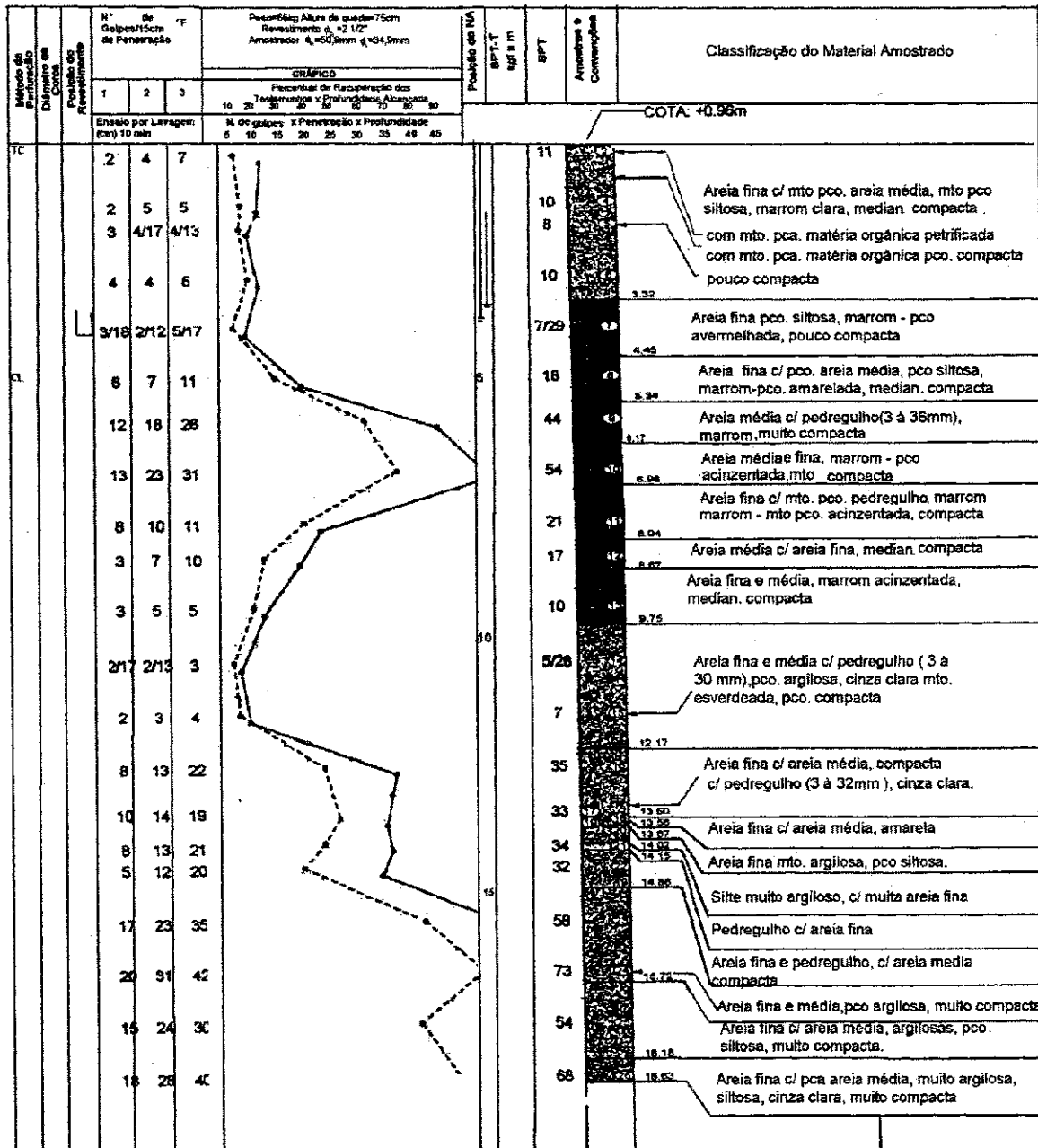


Figura 3.5 - Sondagem próxima à estaca E08 do Edifício Estação do Mar.

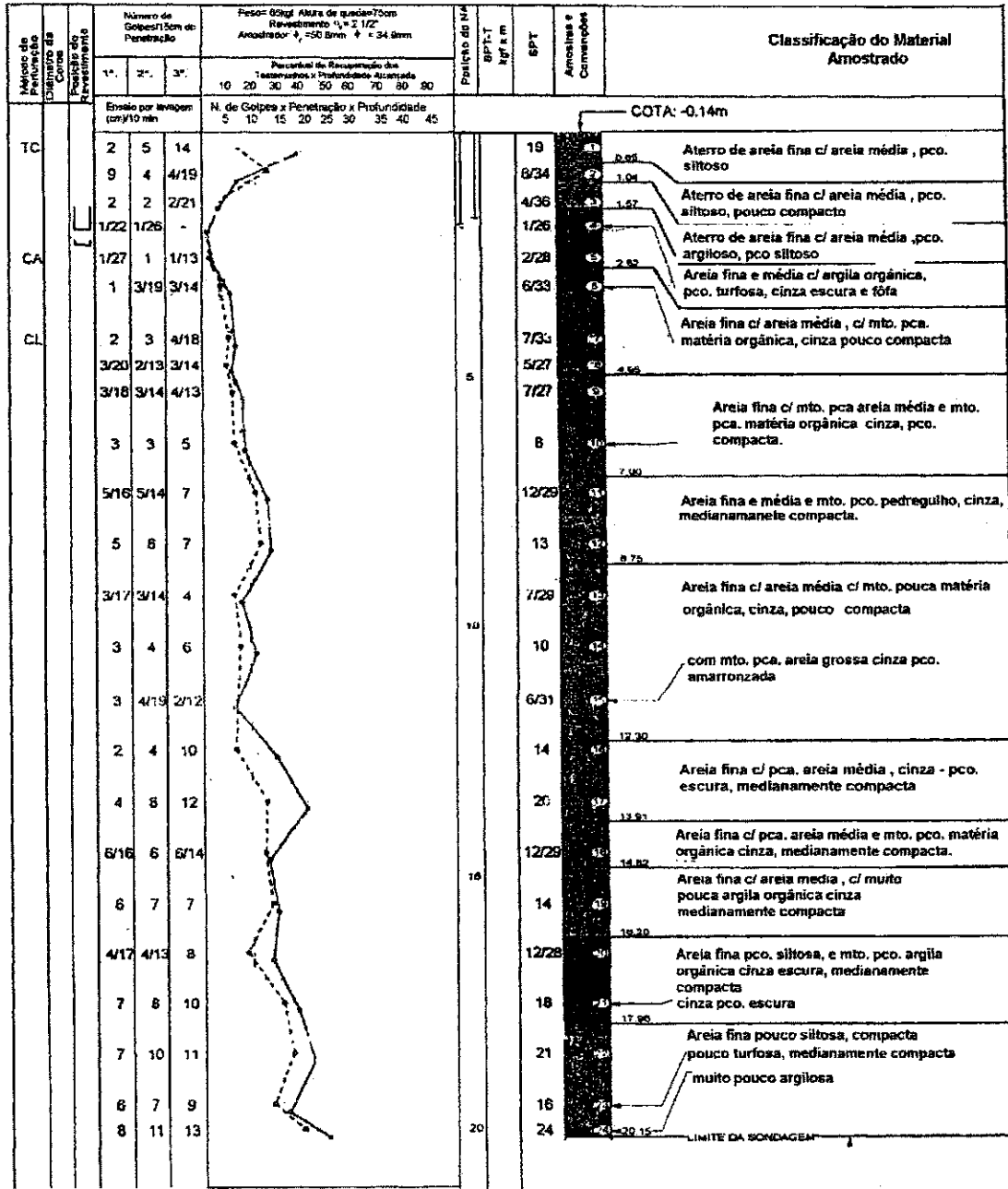


Figura 3.6 – Sondagem próxima à estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais.

RESISTÊNCIA REVESTIMENTO	MÉTODO DE PREPARAÇÃO	PENETRAÇÃO (GOLPES/15cm)			SPT	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS CORRELADAS	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO
		1	2	3		10	20				
		LAVAGEM/TEMPO (min)									
	TC	4	4	5	4/15			0,20			Aterro de areia fina c/ areia média (amostra 1)
		2	2	4/16	6/31			1,05			Areia fina c/ pca. areia média compacta, creme (amostra 2)
		1	1	2/20	3/36			3,00	NA		Areia fina c/ areia média, de pco. compacta a fofa, creme claro (amostra 3 e 4)
	CA	1	1	2	3						
	CL	2	3/17	2/17	6/34			4,15			Argila orgânica, pco. turfosa, plasticidade alta de consistência mole, cinza escuro (amostra 5)
		2	3	3	4			5,10			Areia fina e areia média c/ fragmentos de concha, fofa, cinza (amostra 6)
		2	2	2/16	4/34			6,10			Areia média c/ areia fina, pco compacta, creme (amostra 7)
		2	2	3	6			6,75			Areia fina e média, fofa, creme escuro (amostra 8)
		3	4	6	10			7,55			Areia média c/ areia fina, pco. compacta, cinza (amostra 9)
		6	9	11	25						Areia média c/ areia fina, medianamente compacta, cinza (amostra 10 a 13)
		5	8	10	11						Argila siltosa c/ pco areia fina, alta plasticidade, de consistência mole, cinza (amostra 14)
		6	7	9	16						Areia fina c/ pca. areia média siltosa, argilosa, pco. compacta, cinza claro (amostra 15)
		1	2	2	4			11,20			Areia fina c/ mto. pco. areia média argilosa, cinza claro (amostra 16)
		2	2	3	6			12,40			Areia fina e média, fofa, cinza claro (amostra 17)
		2/20	2	3/18	6/33			13,50			Areia média c/ areia fina, pco. argilosa, de pco. compacta a fofa, cinza claro (amostra 18 e 19)
		2	2	3/11	8/32			14,20			Areia fina e média, pco. siltosa, de fofa a pco. compacta, cinza claro (amostra 20 e 21)
		2	2	3	6			14,90			Areia média c/ areia fina, de fofa a pco. compacta, cinza claro (amostra 22 e 23)
		1	2/25	2	4/40			17,10			Argila siltosa, plasticidade alta de consistência mole, cinza claro (amostra 24)
		2	2	3	6			18,55			
		3	2	3/18	6/33						
		2	3	3	6						

Figura 3.7 – Sondagem próxima à estaca E34 do Edifício Consuelo Martins.

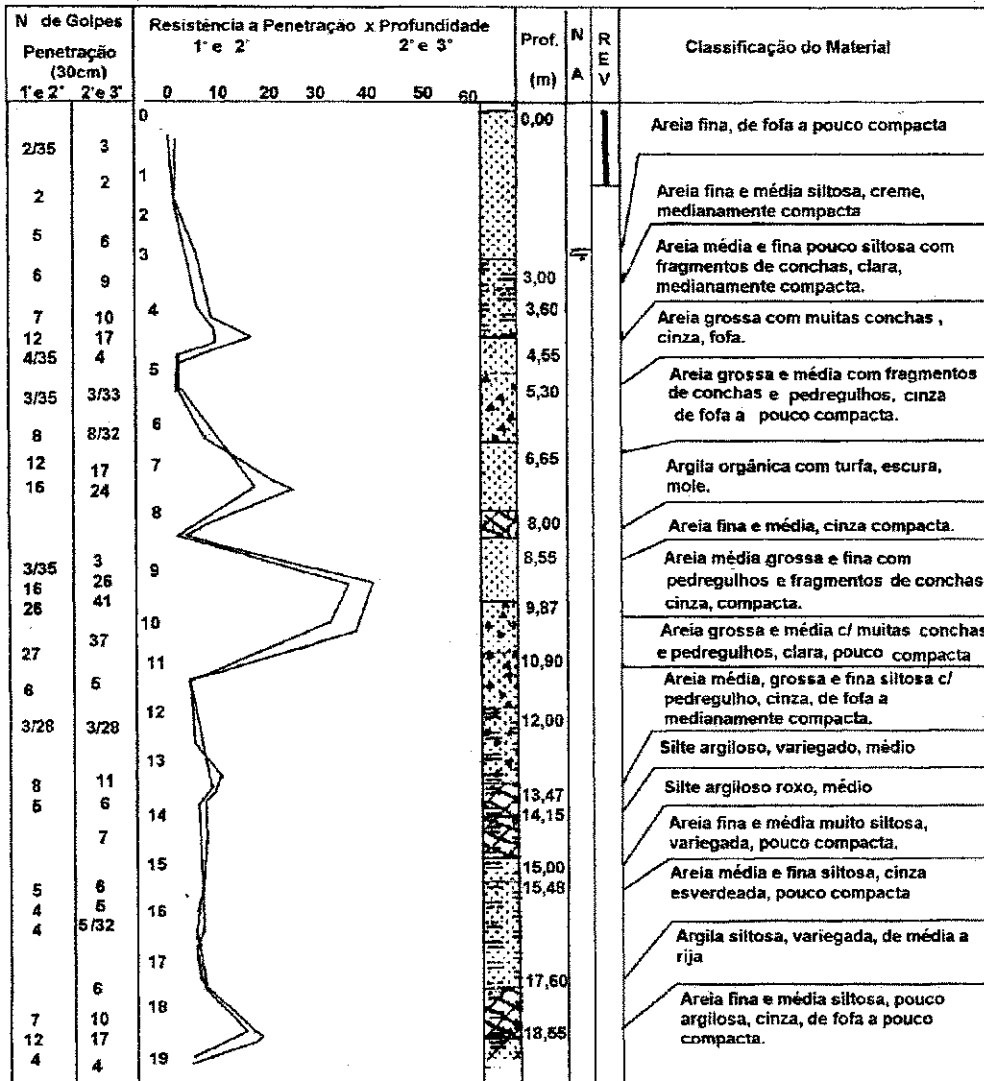


Figura 3.8 – Sondagem próxima à estaca E12 do Edifício Maria de Lourdes.

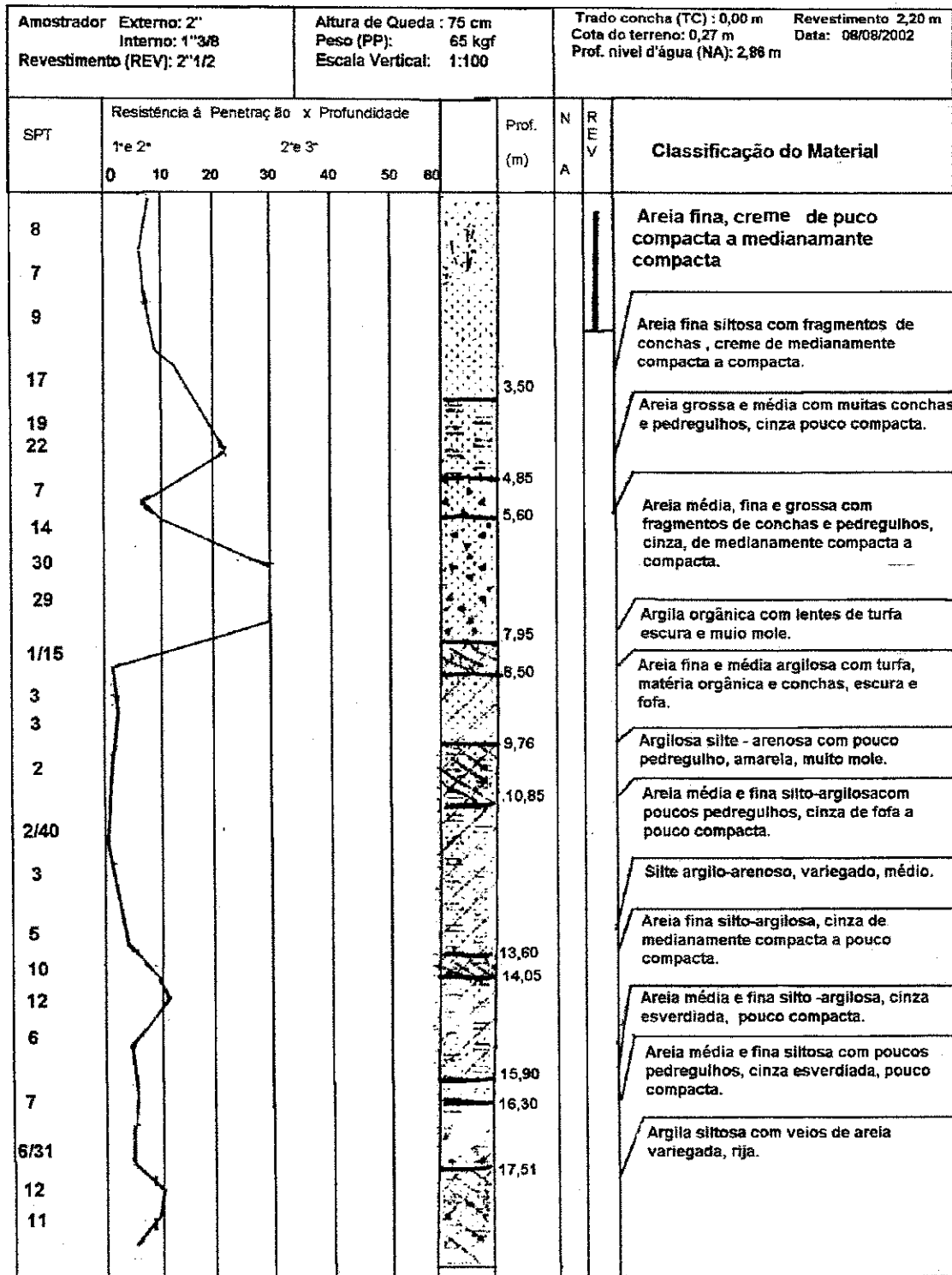


Figura 3.9 – Sondagem próxima à estaca E 97 do Edifício Maria de Lourdes

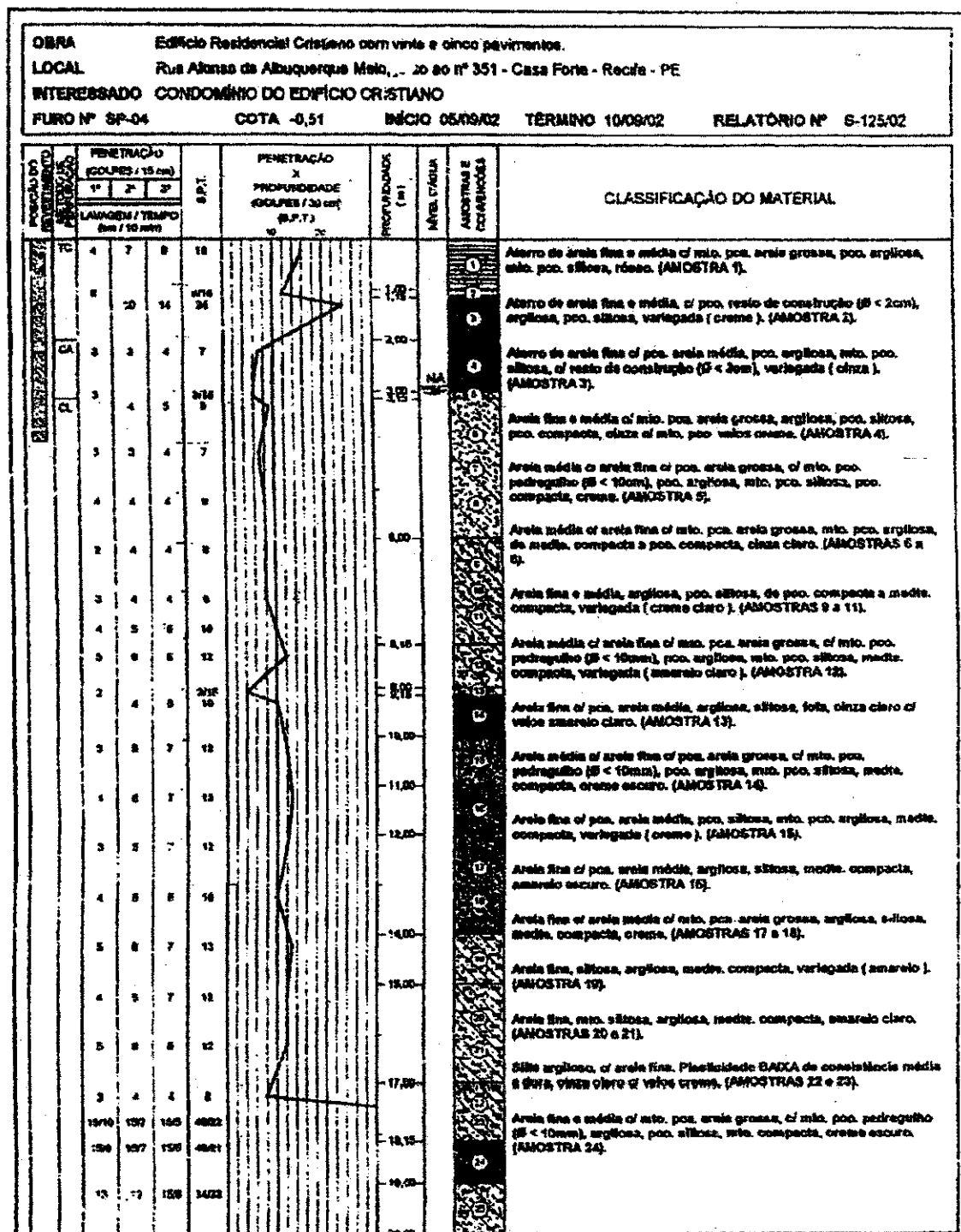


Figura 3.10 – Sondagem próxima à estaca E05 do Edifício Cristiano.

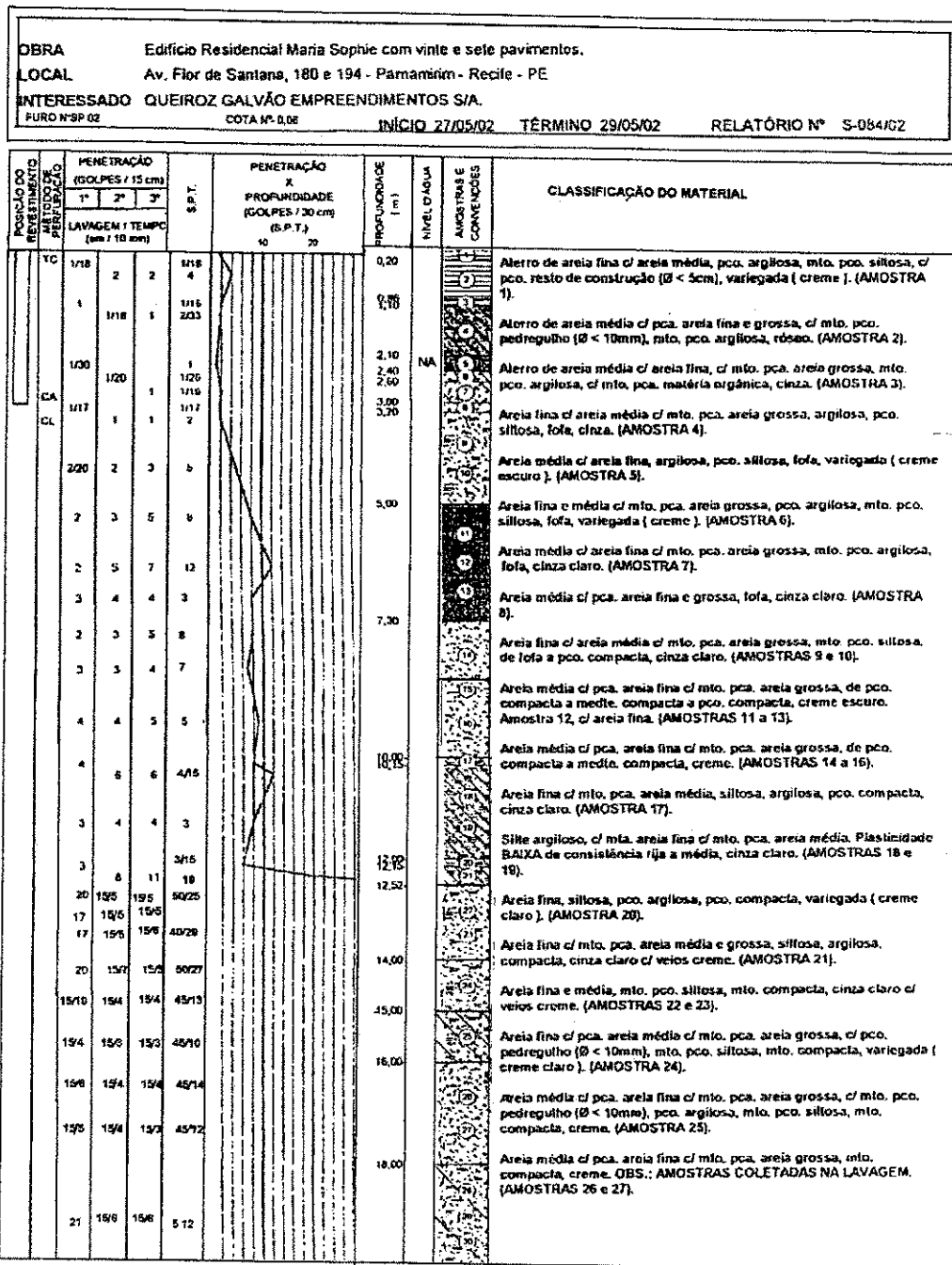


Figura 3.11 – Sondagem próxima à estaca E25A do Edifício Maria Sophie.

3.4 – Outras Informações Sobre as Estacas Testadas

O processo de execução das oito estacas relatadas nesta dissertação, seguiu aproximadamente a mesma sistemática. Consistiu basicamente em escavar o terreno com máquina tipo hélice contínua e após a escavação (ver Figura 3.12), ou seja, durante a retirada do trado, o furo foi preenchido com concreto usinado de elevada plasticidade, colocando-se em seguida a ferragem no concreto ainda fresco (ver Figura 3.13). Para a execução das provas de carga, foi preparado um bloco de proteção na cabeça de cada estaca, medindo 0,80 m x 0,80 m em planta e 0,85 m de altura. Em média, a face superior do bloco ficou a 0,15 m abaixo do nível do terreno.



Figura 3.12 – Foto do processo de execução da estaca hélice contínua.



Figura 3.13 – Foto da colocação da ferragem na estaca hélice contínua.

Na estaca 107 foi colocada armadura em seu trecho superior, com comprimento de 7,00 m, composta de 4 barras de diâmetro igual a 20,00 mm (aço CA-50). O trecho inferior dessa estaca não continha armadura. As extremidades superiores das barras ficaram a uma distância de cerca de 0,40 m do topo da estaca, de forma a tornar adequada a ligação do elemento de fundação com a superestrutura (ver Figura 3.14).

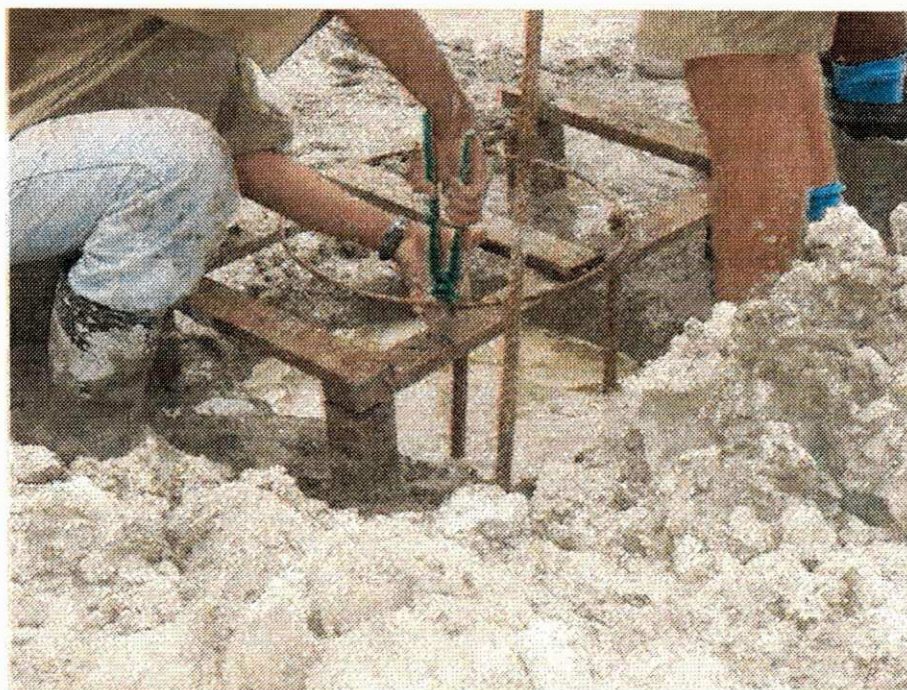


Figura 3.14 – Foto da colocação da armadura na estaca hélice contínua.

A carga de trabalho prevista para a estaca E107 foi igual a 1700,00 kN. A resistência à compressão simples do concreto projetado para a estaca foi igual a 20 MPa. Ensaios feitos em corpos de prova do concreto retirado do material usado nas estacas, indicaram uma resistência média, obtida aos 14 dias de idade, com cerca de 17 MPa. Foram utilizadas quatro estacas de reação com aproximadamente 14,00 metros de comprimento e diâmetro de 0,60 m. A armadura longitudinal foi composta por quatro barras de aço CA-50, semelhantes ao caso da estaca E107, além de duas barras Dywidag com 12,00 metros de comprimento e 32,00 mm de diâmetro.

A concretagem da estaca E08 foi realizada no dia 17 de maio de 2002. O relatório de campo mostra que decorridos 21 minutos após o término da perfuração foi iniciada a fase de concretagem. O volume de concreto consumido para execução da estaca foi igual a 0,27 m³. Para realização da prova de carga foram usadas quatro estacas de reação, executadas de forma semelhante.

A estaca E04 foi executada no dia 06 de setembro de 2002. A estaca consumiu um volume de concreto igual a 4,40 m³ e super consumo da ordem de 11,60%.

Para a realização da prova de carga sobre a estaca E04 foram utilizadas seis estacas de reação, semelhantes, espaçadas 0,80 m da estaca testada. A estaca comprimida foi executada com armaduras longitudinais de 8,00 m de comprimento e 20,00 mm de diâmetro e estribos de 8,00 mm de diâmetro, colocados a cada 0,20 m, com aço CA-50.

A estaca E34 do Edifício Consuelo Martins foi concretada no dia 08 de outubro de 2002. O volume de consumo de concreto utilizado foi da ordem de 2,73 m³ e super consumo de aproximadamente 5,70%.

As provas de carga lenta e rápida executadas sobre a estaca E34, tiveram um sistema de reação formado pelas estacas E32, E33, E35, E36, E65 e E66, nas quais foram soldados tirantes ($\Phi = 25,40$ mm, aço CA – 25) à armação das estacas de reação (ferro $\Phi = 25,40$ mm, aço CA- 50). As provas de carga foram do tipo SML (Slow Maintened Load) e QML (Quick Maintened Load) em estaca tipo hélice contínua.

No Edifício Maria de Lourdes foram realizadas duas provas de carga do tipo lenta, SML (Slow Maintened Load). A primeira estaca foi a E97, concretada no dia 04 de novembro de 2002. A segunda estaca, a E12, foi concretada no dia 10 de novembro do mesmo ano. Ambas as estacas tiveram o mesmo processo construtivo.

Na estaca E97 foi utilizado um sistema de reação constituído pelas estacas E94, E95, E96, E98, E99 e E100. As armaduras nas estacas de reações foram compostas por barras de aço com $\Phi = 25,40$ mm, aço CA-50 e

tirantes com mesmo diâmetro, porém com aço CA-25. O sistema de reação da estaca E12 foi formado pelas estacas E04, E07, E08, E11, E13, E16, E17 e E20. O tipo e a posição da armadura presente nas estacas de reações foram as mesmas empregadas na estaca E97.

O sistema de aplicação de esforços utilizado em todas as provas de carga foi composto de um macaco hidráulico de diâmetro de cerca de 0,40 m, com capacidade para aplicar até 3000,00 kN. A leitura das cargas foi feita através de um manômetro acoplado à bomba de óleo.

As medições de recalques da estaca comprimida e dos deslocamentos das estacas tracionadas foram feitas através de relógios comparadores com sensibilidade de 0,01 mm.

No Edifício Cristiano foi realizada a concretagem da estaca E05, no dia 9 de dezembro de 2002. A estaca consumiu um volume de concreto de 4,50 m³ e super consumo da ordem de 11,47%.

O sistema de reação presente na estaca E05 foi composta pelas estacas E01, E02, E03, E04, E06, E07, E08 e E09. As ferragens destas estacas foram iguais às do Edifício Consuelo Martins e Maria de Lourdes.

A estaca E25A do Edifício Maria Sophie foi executada no dia 30 de janeiro de 2003. A armadura longitudinal desta estaca foi composta por seis barras de aço CA-50, com comprimento de 9,00 m. O volume de concreto consumido foi de 4,128 m³ e super consumo de 26,95%.

A prova de carga lenta executada na estaca E25A foi utilizado um sistema de reação formado pelas estacas E25, E26, E27, E28, E29 e E30, soldadas por aço com $\phi=25,40$ mm, aço CA-50 e tirantes ($\phi=25,40$ mm, aço

CA-25), composto por duas alças e um Dywidag central de $\phi=32,00$ mm com 12,00 m de comprimento.

3.5 – Procedimentos Gerais Adotados na Realização das Provas de Carga

3.5.1 – Edifício Aderbal Jurema

O sistema de reação foi composto de viga de reação, conjunto de tirantes de barras Dywidag ($\Phi=32,00$ mm) e quatro estacas de reação. Essas estacas foram do tipo hélice contínua de diâmetro 0,60 m e comprimento de aproximadamente 14,00 m.

Na estaca E107 foram executados três tipos de carregamentos: dois do tipo lento e um do tipo rápido, devido aos problemas ocorridos durante a prova de carga, conforme comentado posteriormente. Foram realizados três carregamentos: ensaio lento, recarregamento lento e ensaio rápido. No primeiro ensaio do tipo lento ocorreu problema com o vazamento do macaco, quando atingiu a carga de 1000,00 kN. O segundo ensaio do tipo lento, foi composto por estágios com carga de 300,00 kN com duração de 30 minutos, até a carga máxima de 2480,00 kN. Em cada estágio as leituras foram realizadas em intervalos de tempos diferentes (NBR 12131, 1991): logo após o incremento de carga; após 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos e 30 minutos (geralmente estabilizava com 30 minutos). Logo depois da segunda prova de carga foi realizado o ensaio do tipo rápido, em estágios de carga de 170,00 kN cada, com duração de 5 minutos, atingindo uma carga máxima aplicada de 3000,00 kN.

O descarregamento foi feito em estágios de carga de 750,00 kN, com duração de 5 minutos cada, sendo as leituras realizadas no início e no fim do intervalo.

As Figuras 3.15 a 3.17 apresentam as provas de carga lenta e rápida realizadas na estaca E107.



Figura 3.15 – Vista geral do sistema de reação empregado na estaca E107.



Figura 3.16 – Detalhes do sistema de aplicação de cargas e de medição de recalques da estaca E107.



Figura 3.17 – Posicionamento dos relógios comparadores no topo das estacas de reação.

3.5.2 – Edifício Estação do Mar

A prova de carga foi realizada em 20 de maio de 2002. As estacas submetida aos esforços de tração possuem as seguintes dimensões: 0,60 m de diâmetro e 14,00 m de comprimento.

O ensaio foi do tipo lento onde os estágios de carga foram de 353,00 kN com duração de 30 minutos. Em cada estágio foram feitas leituras correspondendo a: 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos e 30 minutos. A carga máxima aplicada foi de 3530,00 kN.

O descarregamento foi composto por estágios de 280,00 kN, com duração de 15 minutos, realizando as leituras no início e no fim do intervalo. O descarregamento foi composto de 5 estágios.

As Figuras 3.18 a 3.20 mostram fotos da realização da prova de carga lenta na estaca E08.

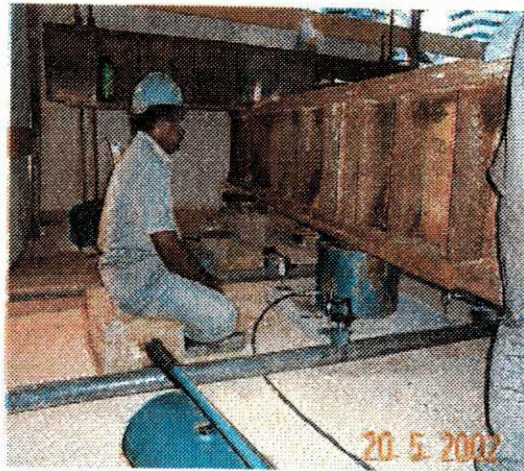


Figura 3.18 – Sistema de reação empregado na prova de carga do Edifício Estação do Mar.

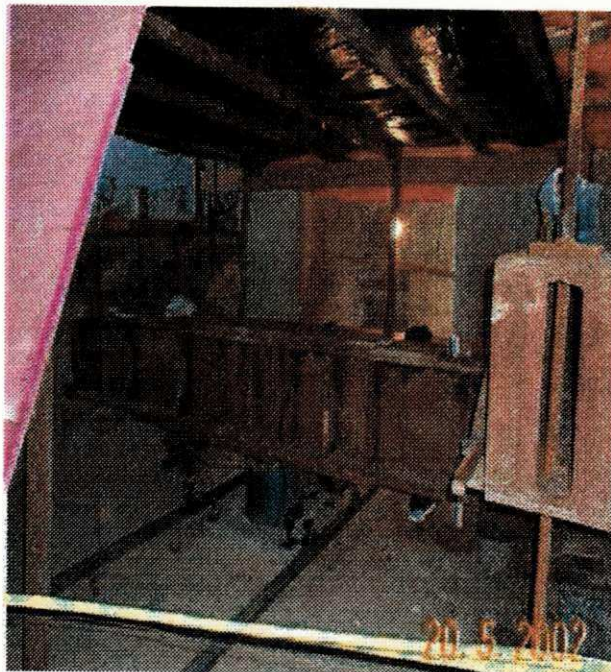


Figura 3.19 – Detalhes das vigas de reação empregadas na prova de carga do Edifício Estação do Mar.

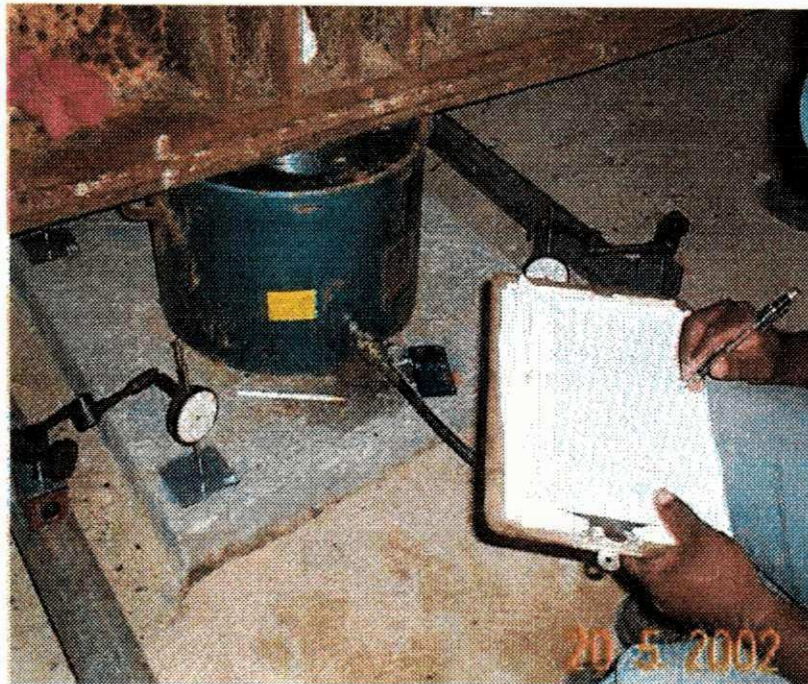


Figura 3.20 – Sistema de aplicação de cargas e de leitura de recalques da estaca durante a prova de carga na estaca E08 do Edifício Estação do Mar.

3.5.3 – Edifício Parque dos Manguezais

A data da realização do ensaio lento foi 03 de outubro de 2002. O ensaio rápido foi executado no dia 04 de outubro de 2002.

Na fase de carregamento à compressão da estaca foram aplicados os seguintes valores: 150,00, 390,00, 650,00, 905,00, 1130,00, 1390,00, 1650,00 e 1915,00 kN. A carga máxima prevista foi de 2630,00 kN, porém o macaco hidráulico não foi capaz de aplicar o valor máximo previsto, pois apresentou vazamento de óleo. As leituras nos extensômetros foram feitas nos intervalos de 2, 4, 8, 15 e 30 minutos. O descarregamento foi executado com cargas de 1390,00 kN, 905,00 kN, 390,00 kN e o descarregamento total.

Depois de efetuado o ensaio lento foi executado o ensaio rápido com os seguintes valores de cargas: 75,00, 150,00, 270,00, 390,00, 520,00, 650,00,

777,50, 905,00, 1017,75, 1130,00, 1260,00, 1390,00, 1520,00, 1650,00, 1789,50, 1915,00, 2035,00 e 2155,00 kN. O descarregamento foi composto por intervalos de: 1520,00 kN, 1017,50 kN, 390,00 kN e o descarregamento total.

As Figuras 3.21 e 3.22 mostram fotos da realização das provas de carga lenta e rápida.

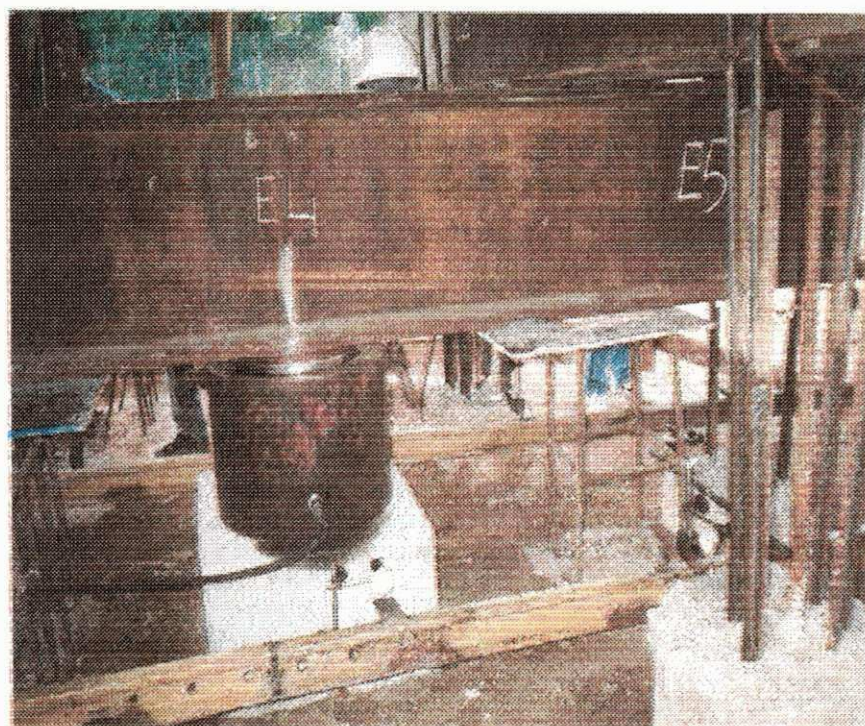


Figura 3.21 – Sistema de reação, macaco hidráulico e bloco de apoio (de concreto) utilizados nas provas de carga realizadas na estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais.

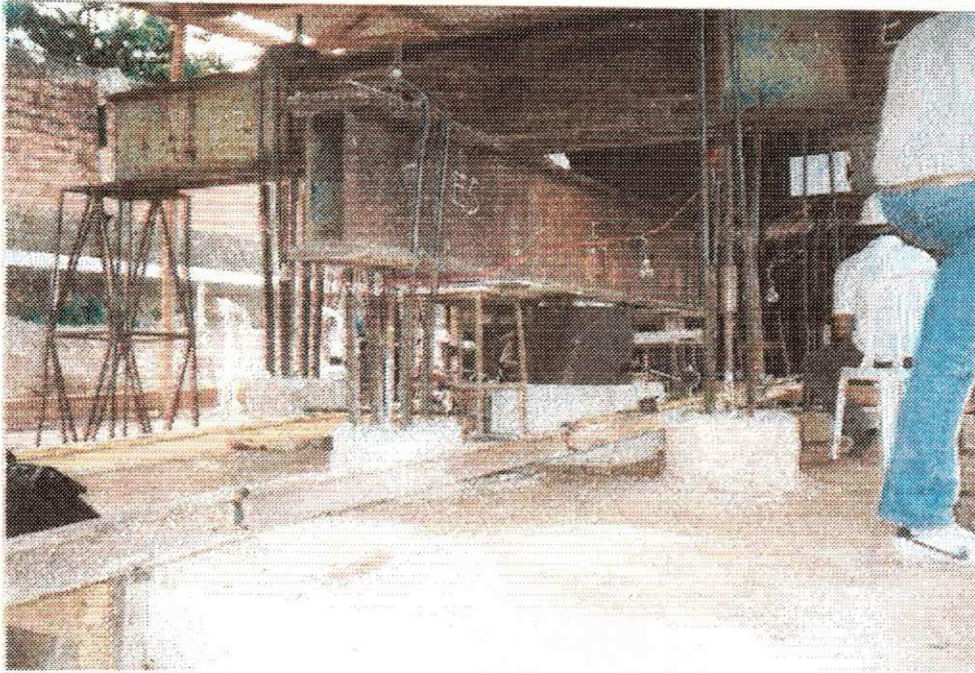


Figura 3.22 – Vista geral do sistema de reação e do bloco sobre o topo da estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais durante a realização das provas de carga.

3.5.4 – Edifício Consuelo Martins

O carregamento à compressão do ensaio (tipo lento) foi composto de estágios sucessivos: 102,00 kN, 204,00 kN, 306,00 kN, 408,00 kN, 510,00 kN, 612,00 kN, 714,00 kN, 816,00 kN, 918,00 kN e 1020,00 kN.

No caso do 1º, 2º, 5º, 6º, 7º e 10º estágios de carga, os recalques estabilizaram depois de decorridos 30 minutos. Para os demais estágios de carga a estabilização dos recalques se deu em tempos diferentes. No último estágio de carregamento a carga foi mantida por um período de 750 minutos.

O descarregamento ocorreu em estágios de: 766,00 kN, 511,00 kN, 255,00 kN e o descarregamento total; a duração de cada estágio foi de 15 min cada.

Depois do ensaio lento foi executado o ensaio rápido em estágios de carga de 51,00 kN, atingindo uma carga máxima aplicada de 1224,00 kN.

3.5.5 – Edifício Maria de Lourdes

A primeira prova de carga foi realizada na estaca E97, submetida a esforços sucessivos de compressão, cujos estágios de carga foram de: 125,70 kN, 251,40 kN, 377,10 kN, 502,80 kN, 628,50 kN, 754,20 kN, 879,90 kN, 1005,60, 1131,30 kN, 1257,00 kN, 1382,70 kN, 1508,40 kN, 1634,10 kN, 1759,80 kN e 1885,50 kN.

Para os 1º, 2º, 3º, 4º, 5º, 6º, 8º e 12º estágios de carga os recalques estabilizaram ao término de 30 minutos. Para os demais estágios a carga foi mantida até a estabilização dos recalques, cujos tempos foram diferentes dos estágios anteriores. No último estágio a carga máxima foi mantida durante 780 minutos.

O descarregamento da prova de carga na estaca E97 ocorreu em estágios de: 150,80 kN, 113,10 kN, 75,40 kN, 37,70 kN e o descarregamento total. A duração de cada estágio foi de 15 minutos, com exceção do último, cuja leitura final foi feita depois de transcorridos 45 minutos.

A segunda prova de carga à compressão foi realizada sobre a estaca E12 em estágios sucessivos de: 188,50, 377,00, 566,60, 754,00, 942,50, 1131,00, 1319,50, 1508,00, 1696,50, 1885,00, 2073,50 e 2262,00 kN.

O tempo de aplicação das cargas foi de 30 min, para estágios que apresentaram recalques estabilizados (1º, 2º, 3º, 4º, 5º, 7º, 8º, 9º e 11º). Para os estágios restantes a carga foi mantida até a estabilização dos recalques

com exceção do último estágio, cuja carga foi mantida por 720 minutos.

O descarregamento ocorreu também em estágios sucessivos, com cargas decrescentes, correspondentes a 1696,50 kN, 1131,00 kN, 566,50 kN, e o descarregamento total.

3.5.6 – Edifício Cristiano

As estacas de reação possuem diâmetros de 0,50 m e comprimentos de 20,50 m.

O carregamento foi composto por 10 estágios sucessivos de carga: 251,30, 502,60, 753,90, 1005,20, 1256,50, 1507,80, 1759,10, 2010,40, 2261,70, e 2513,00 kN.

Os estágios de carga 1º, 3º, 4º, 5º, 6º e 7º obtiveram os recalques estabilizados no tempo de aplicação de cargas de 30 minutos, porém no último estágio a carga foi mantida por 780 minutos até a estabilização do recalque.

Os estágios do descarregamento foram de: 1884,90 kN, 1256,50 kN, 628,30kN até o descarregamento total, com duração de cada estágio de 15 minutos.

3.5.7 – Edifício Maria Sophie

A prova de carga lenta foi executada entre os dias 19 e 20 de fevereiro de 2003 na estaca E25A; as estacas de reação possuem diâmetros de 0,50 m e comprimentos de 16,50 m.

O carregamento foi composto por 10 estágios sucessivos de 263,89 kN

com duração de 30 minutos. A carga máxima aplicada foi 2638,90 kN.

Foram realizados cinco estágios sucessivos de descarregamento de 1947,80 kN, 1319,50 kN, 628,30 kN, até o descarregamento total, com duração de 15 minutos cada estágio.

3.6 - Problemas Encontrados Durante a Realização das Provas de Carga

Na estaca E107, o primeiro carregamento lento foi interrompido quando se atingiu a carga de 1000,00 kN em virtude de defeito mecânico no macaco hidráulico. A carga máxima prevista no segundo carregamento, era de 3000,00 kN, porém o macaco apresentou outro vazamento no estágio correspondente à carga de 1800,00 kN. Mesmo assim, por solicitação do contratante, o ensaio prosseguiu até o estágio correspondente à carga de 2480,00 kN, instante em que se tornou impossível continuar, uma vez que o macaco não respondia à pressão hidráulica aplicada. Dessa forma, o descarregamento foi efetuado em cinco estágios de 500,00 kN com 15 minutos de duração cada. Em cada estágio os recalques foram medidos após a aplicação da carga, após 15 minutos.

Depois que foi providenciado o conserto do macaco, no mesmo dia do ensaio lento foi realizado o ensaio do tipo rápido, em que os estágios de carga foram de 170,00 kN cada, com duração de 5 minutos, conforme recomendações da NBR 12131 (1991). As leituras dos deslocamentos verticais no topo da estaca foram realizadas no início e no fim de cada estágio de carregamento. Nesta terceira prova de carga na estaca E107, quando a carga máxima atingiu o valor de 3000,00 kN o ensaio foi interrompido em decorrência da ruptura numa emenda de um dos tirantes da barra Dywidag.

Nas Figuras 3.23 a 3.25 são mostradas fotos com detalhes dos

problemas ocorridos durante a realização das provas de carga lenta e rápida no Edifício Aderbal Jurema.



Figura 3.23 – Detalhes das trincas na viga principal de reação durante realização das provas de carga na estaca E107 do Edifício Aderbal Jurema.

Durante a realização da prova de carga no Edifício Parque dos Manguezais, o macaco apresentou um vazamento na intensidade da carga de 1915,00 kN. A carga máxima prevista foi 2630,00 kN. Mesmo assim o ensaio prosseguiu até o estágio correspondente à carga de 2155,00 kN, pois o macaco não foi capaz de aplicar o valor máximo previsto (ver Figura 3.16).



Figura 3.24– Vazamento de óleo no macaco, ocorrido na estaca E107 durante a prova de carga do Edifício Aderbal Jurema.



Figura 3.25– Vazamento de óleo no macaco hidráulico utilizado nas provas de carga sobre a estaca E04 do Edifício Parque dos Manguezais.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Generalidades

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados de oito provas de carga realizadas à compressão sobre estacas do tipo hélice contínua executadas na cidade do Recife-PE. Também serão apresentados resultados de medições de deslocamentos verticais ascendentes nas estacas utilizadas no sistema de reação em um dos locais onde foram feitas as provas de carga. Essas medições são importantes na medida em que tornarão possível estimar a capacidade de carga devida ao atrito lateral da estaca comprimida.

4.2 – Edifício Aderbal Jurema

4.2.1 – Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga

Foram executadas três provas de carga na mesma estaca pelos motivos já expostos no capítulo anterior.

Os gráficos contidos na Figura 4.1 mostram as curvas carga x recalque obtidas das provas de carga lentas e rápida realizadas no Edifício Aderbal Jurema, sobre a estaca E107, com diâmetro de 0,60 m e 14,24 m de comprimento.

A forma da curva obtida do terceiro carregamento (prova de carga rápida), mostrada na Figura 4.1, revela ainda que não há como perceber com nitidez o valor da carga de ruptura. Todavia, observa-se que os recalques da estaca tendem a crescer acentuadamente a partir dos 2500,00 kN, indicando o início do processo de ruptura do sistema solo-estaca. De acordo com a extrapolação feita

através do método proposto por Van der Veen (1953), a carga de ruptura é da ordem de 3267,00 kN, conforme mostrado na Figura 4.3.

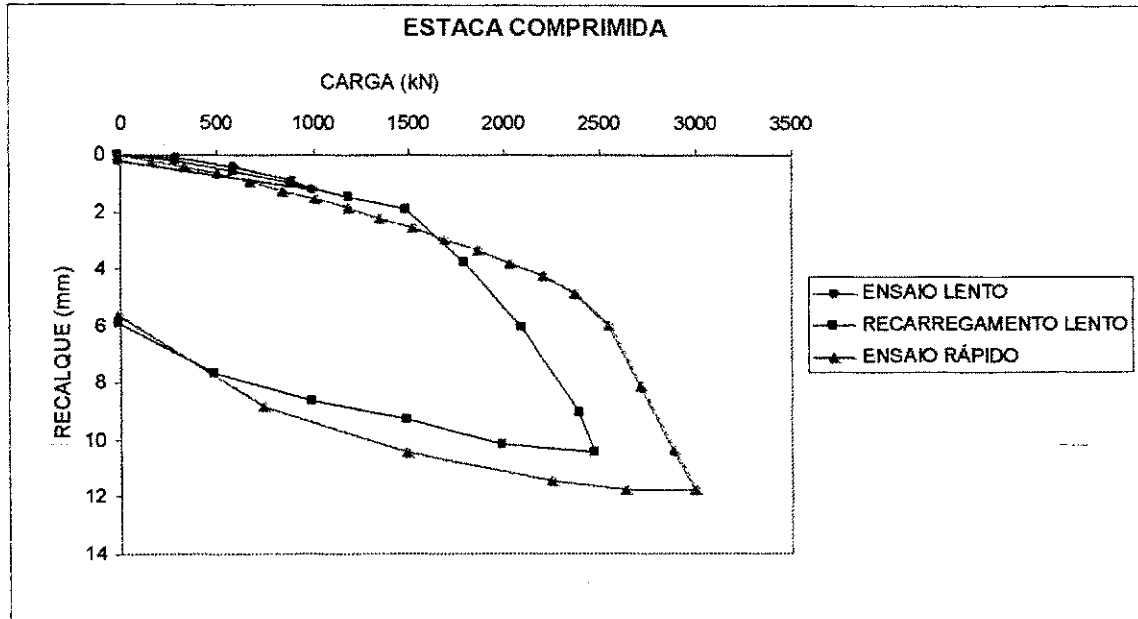


Figura 4.1 - Curvas carga versus recalque (estaca comprimida E107) nas provas de carga do Edifício Aderbal Jurema.

Comparando-se os valores das cargas de ruptura, extrapoladas através do método de Van der Veen (1953), para os dois casos apresentados (carregamento lento até a carga de 2480,00 kN e carregamento rápido até a carga de 3000,00 kN), observa-se que há uma diferença nos valores extrapolados nos 1º e 2º carregamentos de 566,00 kN. É importante salientar que deve ter ocorrido alguma influência do primeiro carregamento sobre o segundo, que por sua vez interfere no valor da capacidade obtida após o terceiro carregamento, em virtude de cargas residuais na ponta da estaca. A diferença do recalque máximo entre o segundo e o terceiro carregamentos foi de 1,33 mm.

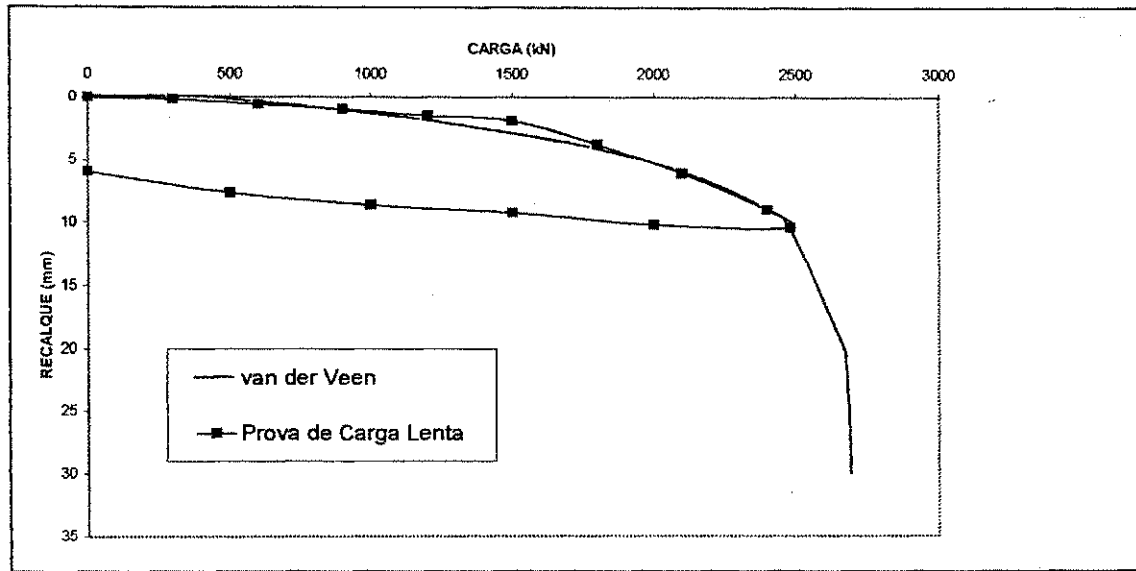


Figura 4.2 – Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E107 do Edifício Aderbal Jurema, com dados do segundo carregamento (lento), utilizando o método de extrapolação de Van der Veen (1953).

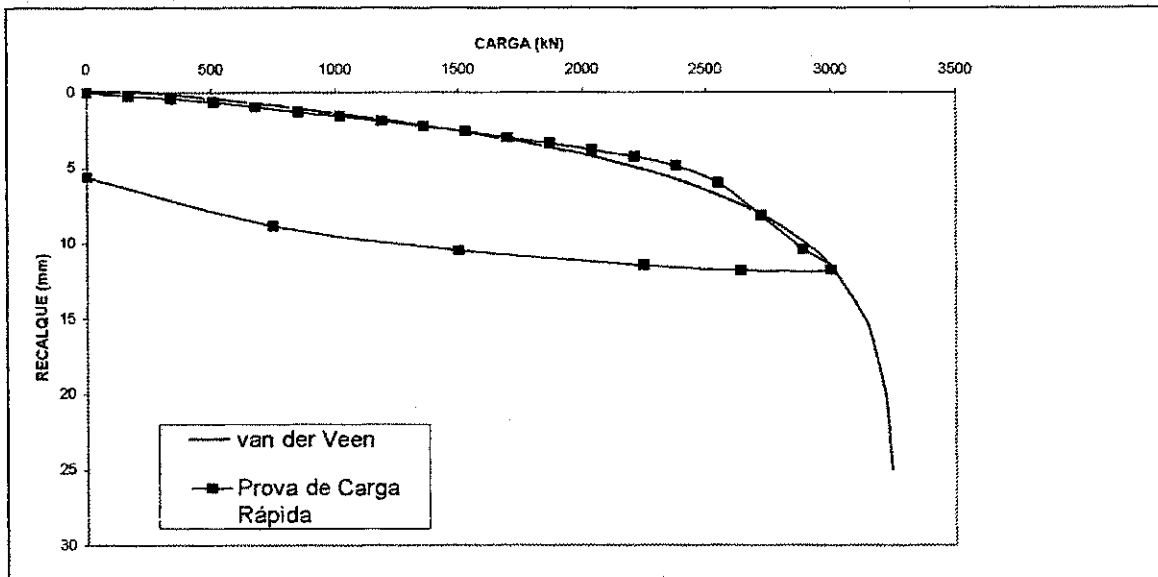


Figura 4.3 – Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E107 do Edifício Aderbal Jurema, com dados do terceiro carregamento (rápido), utilizando o método de extrapolação de Van der Veen (1953).

Tabela 4.1 - Recalque correspondente a estaca de compressão do Edifício Aderbal Jurema, para todos os carregamentos.

Ensaio	Recalque (mm)		
	Permanente	Elástico	Total
Primeiro carregamento	0,20	1,04	1,24
Segundo carregamento	5,92	4,51	10,43
Terceiro carregamento	5,64	6,12	11,76

4.2.2 – Curvas Carga x Levantamento das Estacas de Reação

As Figuras 4.4, 4.5 e 4.6 mostram os gráficos obtidos a partir da monitoração dos deslocamentos verticais feitos nas estacas de reação durante a execução dos três carregamentos executados. Por convenção, adotou-se o sinal negativo para indicar os deslocamentos verticais para cima (estacas de reação) e o sinal positivo para indicar o recalque da estaca comprimida. Essa convenção será empregada em toda esta dissertação.

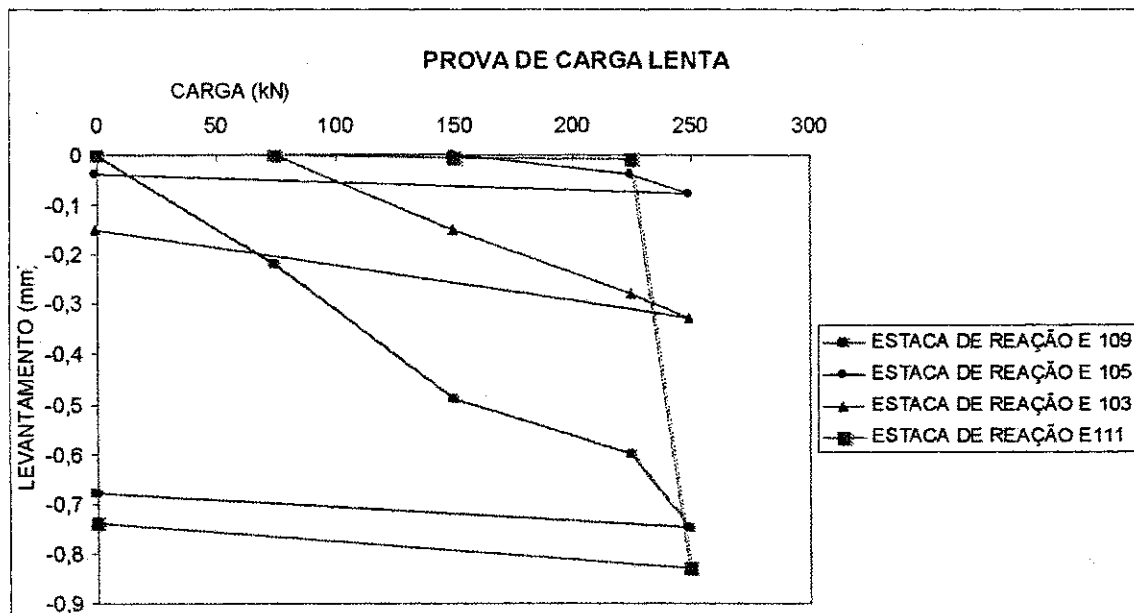


Figura 4.4 - Curvas carga versus levantamento das estacas de reação usadas em prova de carga lenta do Edifício Aderbal Jurema - primeiro carregamento.

Nas Tabelas 4.2 a 4.4 são apresentados os valores dos deslocamentos verticais medidos no topo das estacas de reação durante os respectivos carregamentos.

De acordo com os dados mostrados nas Tabelas 4.2 a 4.4, observa-se que a estaca de reação E111 foi a que apresentou o maior valor de levantamento em todos os carregamentos.

Tabela 4.2 – Valores dos levantamentos obtidos das estacas de reação do primeiro ensaio lento do Edifício Aderbal Jurema.

Levantamento	Estacas de reação			
	E103	E105	E111	E109
Permanente (mm)	- 0,15	- 0,04	- 0,74	- 0,68
Elástico (mm)	- 0,18	- 0,04	- 0,09	- 0,07
Total (mm)	- 0,33	- 0,08	- 0,83	- 0,75

A Figura 4.5 apresenta as curvas carga versus levantamento das estacas de reação obtidas a partir do segundo carregamento (ensaio lento). Observando-se os gráficos contidos na Figura 4.5, pode-se avaliar, em termos qualitativos, que todos são consistentes, visto que suas formas são muito semelhantes nas estacas E109, E105 e E103.

A Figura 4.6 apresenta as curvas carga x levantamento das estacas de reação a partir dos dados obtidos com a monitoração feita durante o terceiro carregamento sobre a estaca E107 do Edifício Aderbal Jurema. Os valores dos deslocamentos verticais nas estacas de reação são mostrados na Tabela 4.4.

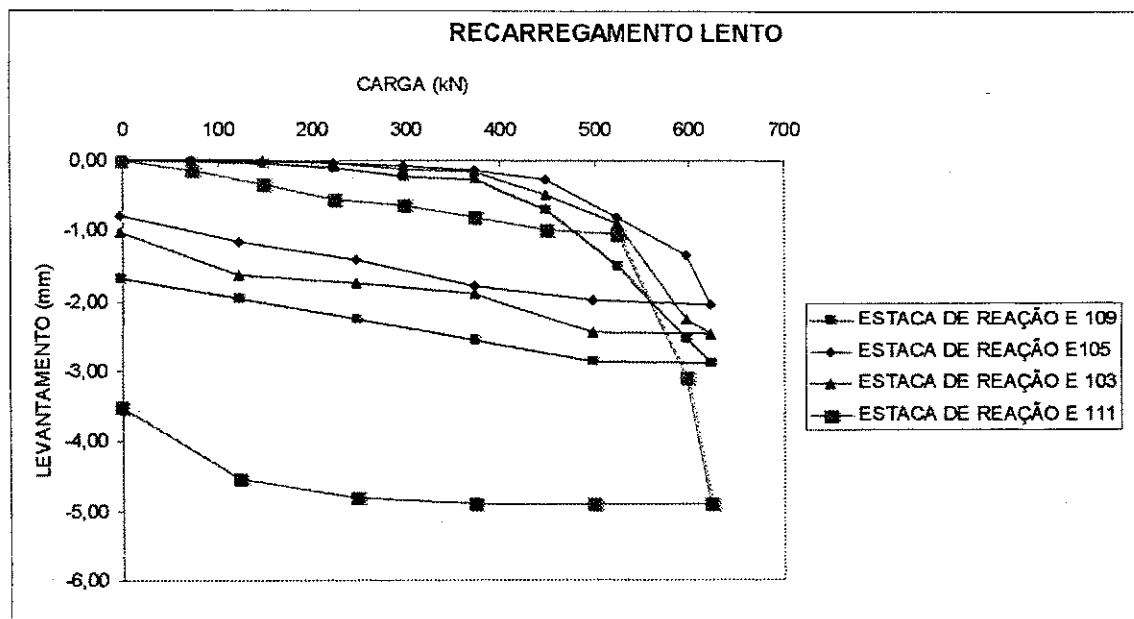


Figura 4.5 - Curvas carga versus levantamento das estacas de reação usadas em uma prova de carga lenta do Edifício Aderbal Jurema – segundo carregamento.

Tabela 4.3 – Valores dos levantamentos obtidos das estacas de reação do segundo ensaio lento do Edifício Aderbal Jurema.

Levantamento		Estacas de reação			
		E103	E105	E111	E109
Permanente	(mm)	- 1,03	- 0,08	- 3,52	- 0,68
Elástico	(mm)	- 1,46	- 1,96	- 1,39	- 0,07
Total	(mm)	- 2,49	- 2,04	- 4,91	- 0,75

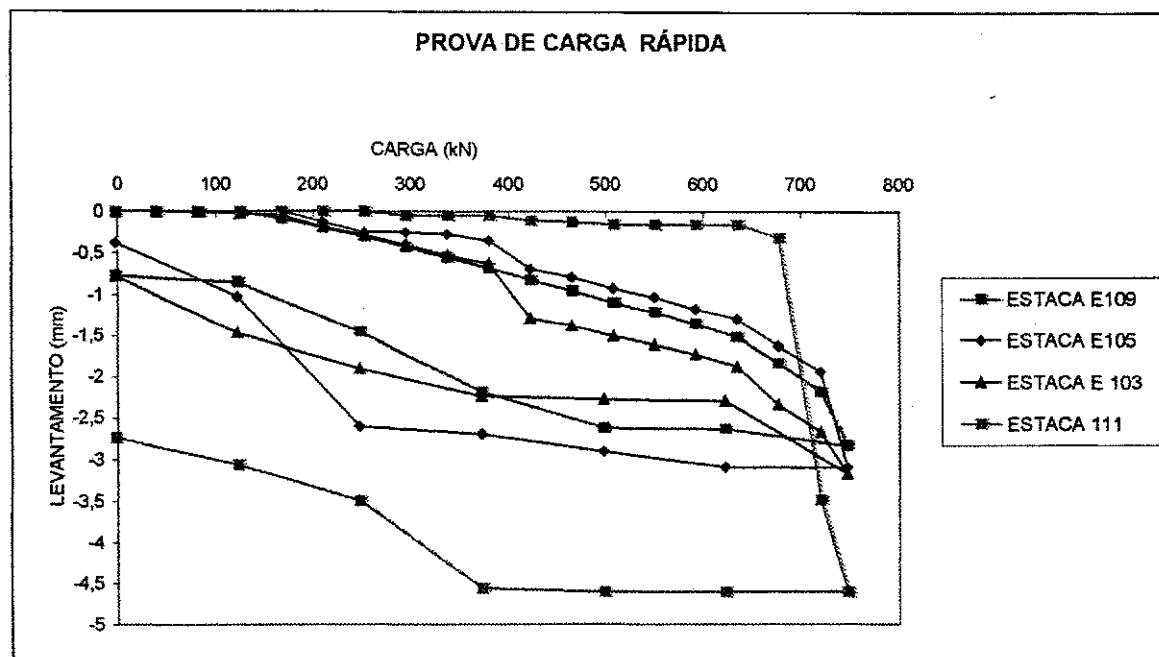


Figura 4.6 - Curvas carga versus levantamento das estacas de reação em uma prova de carga rápida do Edifício Aderbal Jurema – terceiro carregamento.

Tabela 4.4 – Valores dos levantamentos obtidos das estacas de reação do terceiro carregamento (ensaio rápido) executado no Edifício Aderbal Jurema.

Levantamento		Estacas de reação			
		E103	E105	E111	E109
Permanente	(mm)	- 0,78	- 0,38	- 2,74	- 0,78
Elástico	(mm)	- 2,40	- 2,72	- 1,87	- 2,06
Total	(mm)	- 3,18	- 3,10	- 4,61	- 2,84

4.3 - Edifício Estação do Mar

4.3.1 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga

O gráfico da Figura 4.7 mostra a curva carga x recalque da estaca E08, no ensaio lento. A carga extrapolada pela metodologia de Van der Veen (1953), de acordo com os dados da prova de carga lenta, foi igual a 4057,00 kN, conforme a Figura 4.8. O recalque total correspondente à carga máxima aplicada no topo da estaca foi igual a 26,02 mm, de acordo com a Tabela 4.5. A carga máxima

aplicada no topo da estaca E08 foi de 3530,00 kN, com diâmetro de 0,80 m e comprimento de 14,00 m.

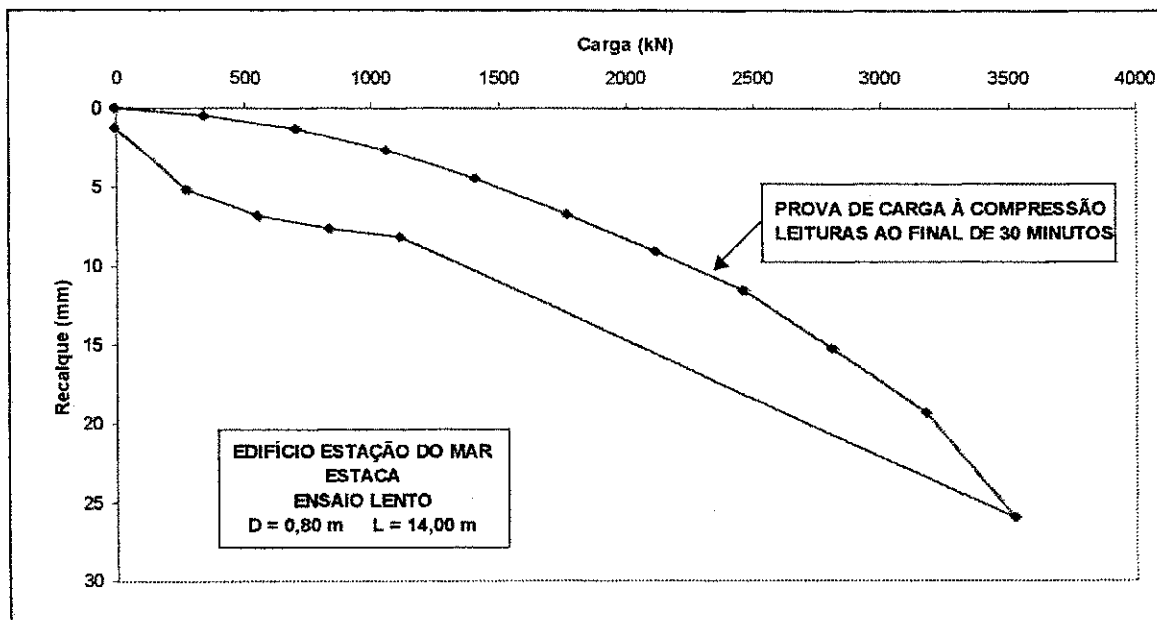


Figura 4.7 - Curva carga versus recalque da estaca E08 na prova de carga do Edifício Estação do Mar.

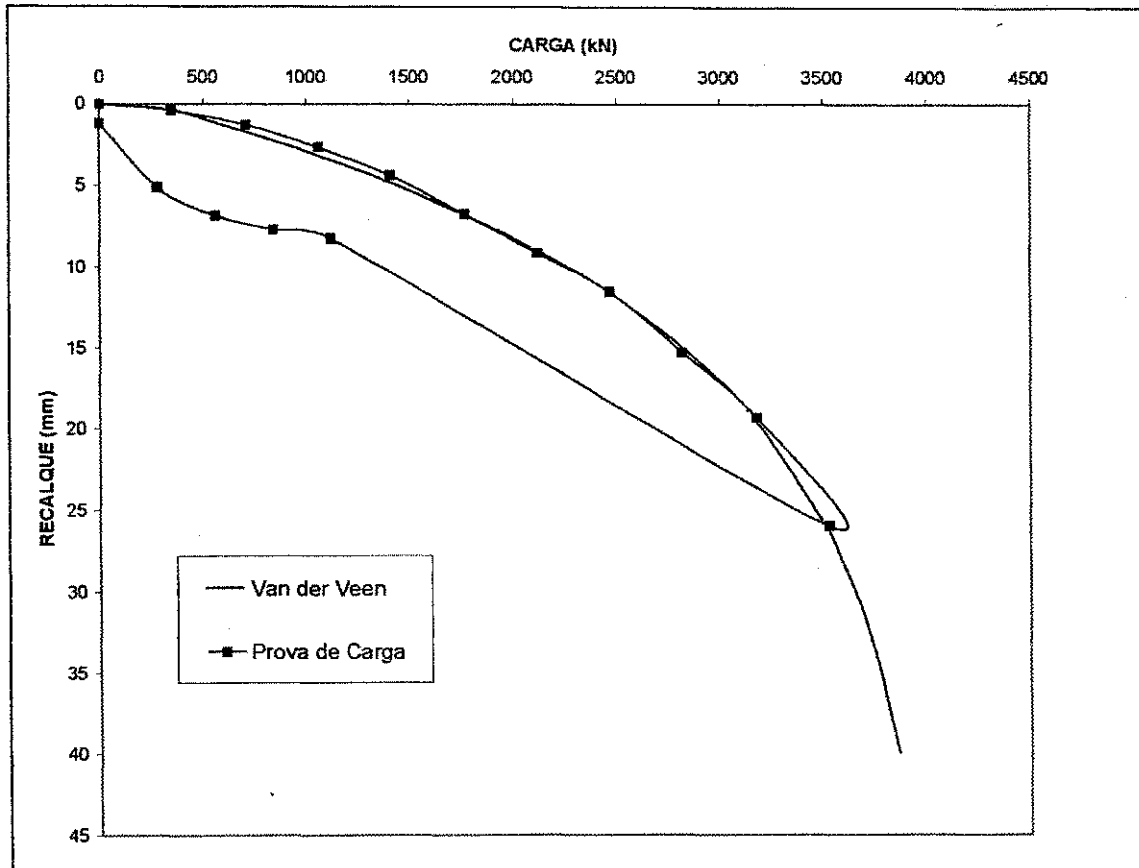


Figura 4.8 – Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada no Edifício Estação do Mar, com os dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953).

Tabela 4.5 – Recalque correspondente à estaca de compressão do Edifício Estação do Mar, ensaio lento.

Tipo de Ensaio	Recalque		
	Permanente	Elástico	Total
Ensaio Lento	1,2 mm	24,82 mm	26,02 mm

4.4 - Edifício Parque dos Manguezais

4.4.1 - Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga

Na obra do Edifício Parque dos Manguezais foram executados duas provas cargas sobre a estaca E04 e acompanhados os deslocamentos verticais (levantamento) das seis estacas de reação. A estaca testada possui o diâmetro de 0,50 m e comprimento de 20,00 m.

Os gráficos contidos na Figura 4.9 mostram as curvas carga x recalque obtidas nas provas de carga lenta e rápida realizadas no Edifício Parque dos Manguezais. No ensaio rápido observa-se que os recalques crescem acentuadamente a partir de 2000,00 kN, indicando a iminência de ruptura do sistema solo-estaca. As cargas máximas aplicadas para o ensaio lento e rápido foram de 1915,00 kN e 2155,00 kN, respectivamente.

A extrapolação feita aplicando-se o método de Van der Veen (1953), a partir dos dados do primeiro e segundo carregamentos, resultou em cargas de ruptura iguais a 1936,00 kN e 2156,00 kN, conforme mostrado na Figura 4.10 e Figura 4.11, respectivamente.

A estaca comprimida no ensaio lento sofreu a iminência de ruptura a partir da carga de 1915,00 kN.

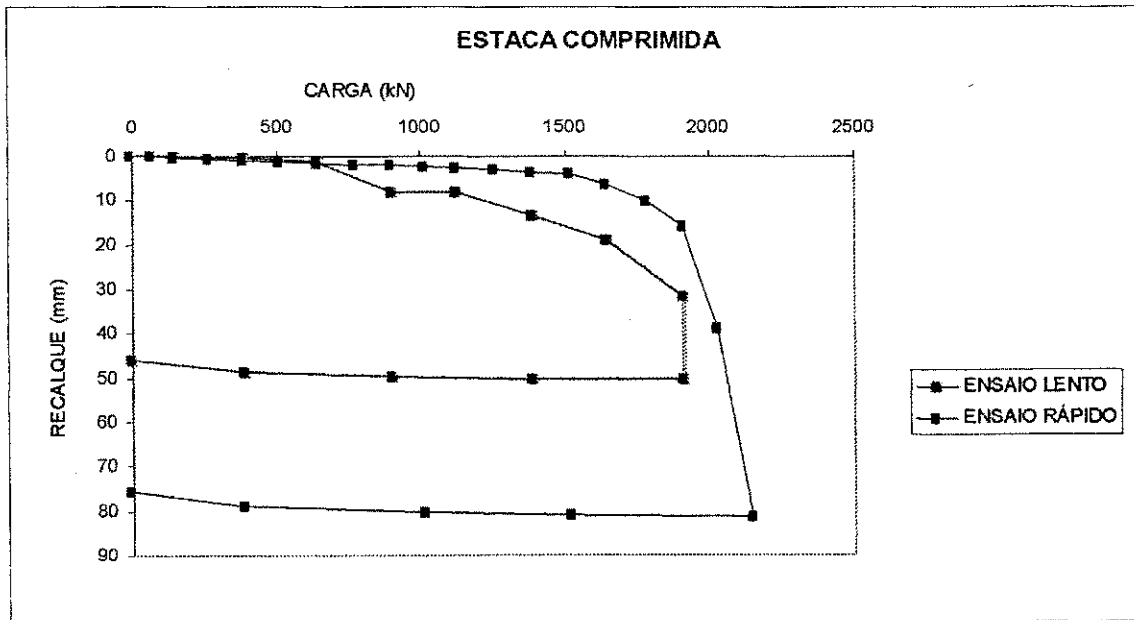


Figura 4.9 – Curvas carga versus recalque (estaca comprimida) nas provas de carga lenta e rápida do Edifício Parque dos Manguezais.

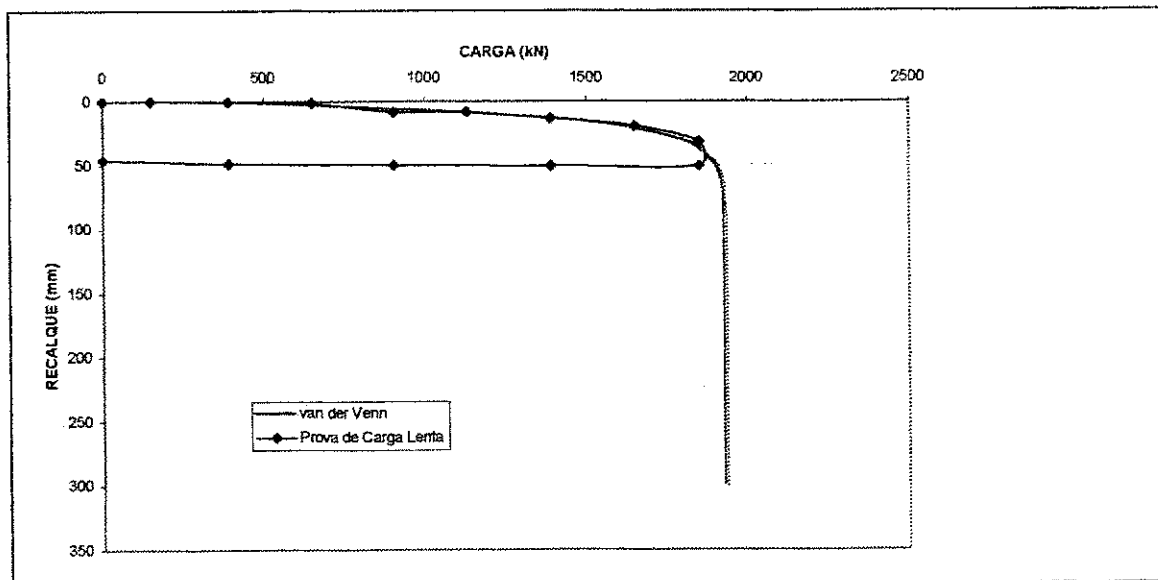


Figura 4.10 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada do Edifício Parque dos Manguezais, com dados do 1.º carregamento, utilizando o método de Van der Venn (1953).

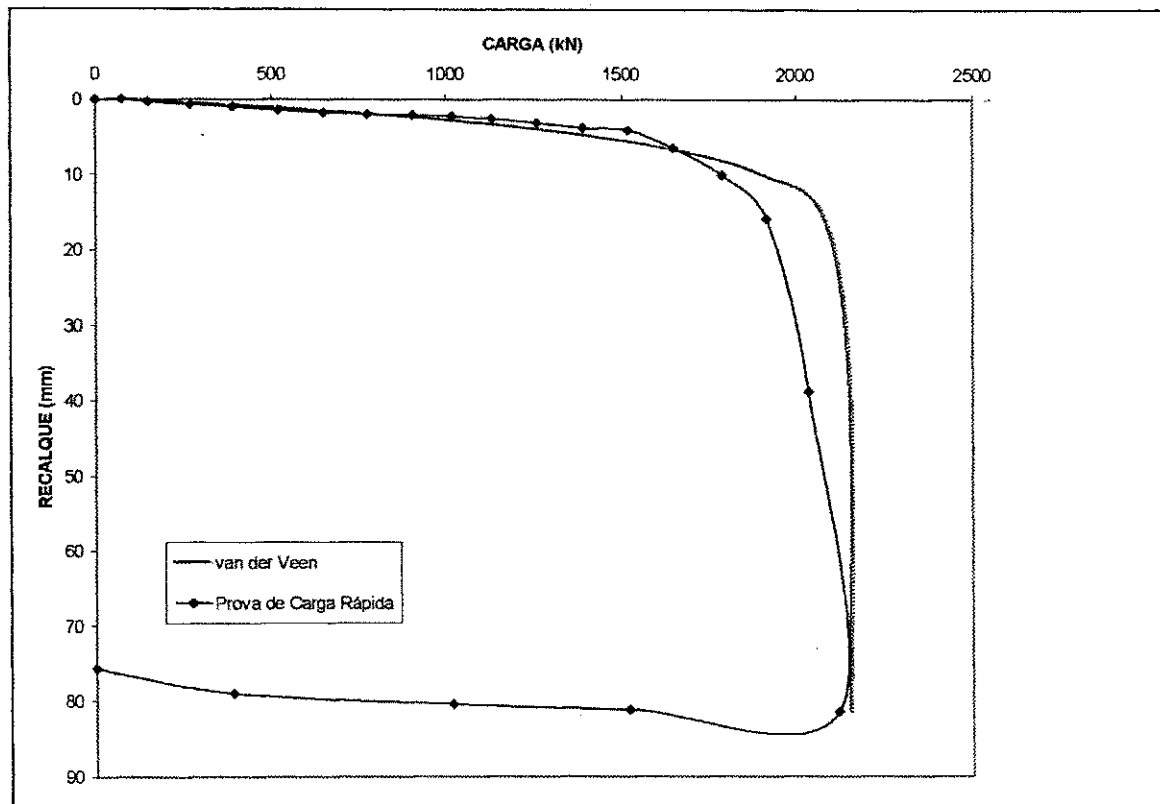


Figura 4.11 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada do Edifício Parque dos Manguezais, com dados do 2º carregamento, utilizando o método de Van der Veen (1953).

O recalque correspondente à carga de ruptura convencional foi igual a 31,86 mm no ensaio lento, subestimando em 58,25 % o recalque máximo obtido no primeiro carregamento e superestimando em 235,36% o recalque correspondente à metade da carga extrapolada por Van der Veen (1953). O recalque correspondente à carga de ruptura convencional no ensaio rápido não foi possível ser determinado.

A Tabela 4.6, apresenta os valores dos recalques obtidos nas duas provas de carga.

Tabela 4.6 – Recalques correspondentes à estaca de compressão do Edifício Parque dos Manguezais, nos dois tipos de provas de carga.

Tipo de Ensaio	Recalque		
	Permanente	Elástico	Total
Primeiro carregamento	46,00 mm	4,42 mm	50,42 mm
Segundo carregamento	75,70 mm	5,66 mm	81,36 mm

4.4.2 – Curvas Carga x Levantamento das Estacas de Reação

As Figuras 4.12 e 4.13 mostram os gráficos obtidos a partir da monitoração dos levantamentos ocorridos nas seis estacas de reação durante a execução dos ensaios lento e rápido. Nas Tabelas 4.7 e 4.8 são apresentados os valores dos deslocamentos verticais (levantamento) nos diferentes tipos de carregamentos.

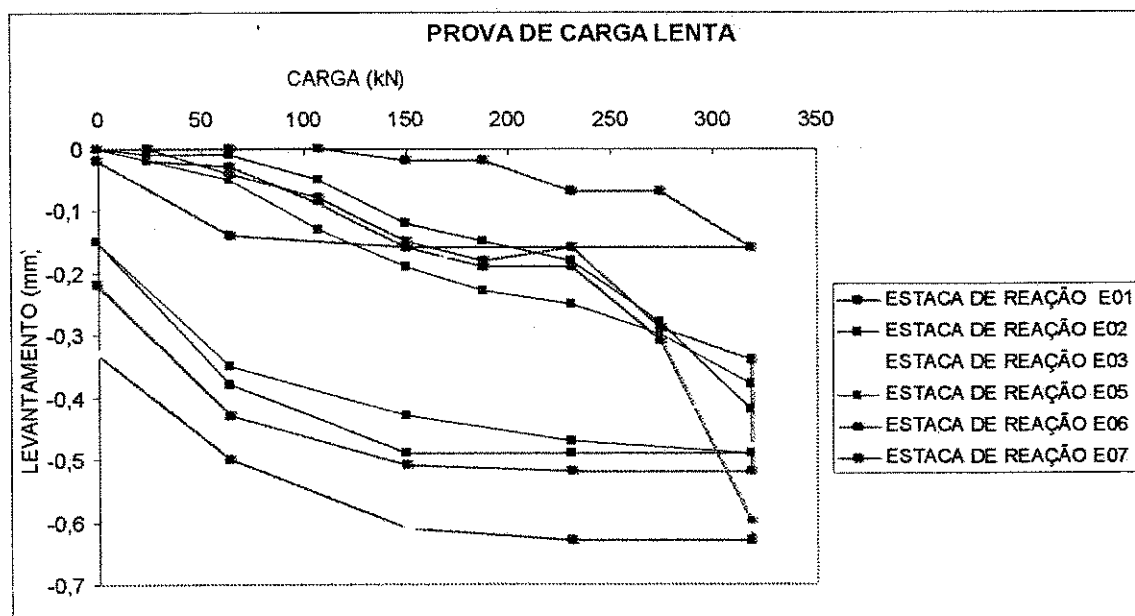


Figura 4.12- Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga lenta do Edifício Parque dos Manguezais, 1º carregamento.

De acordo com os dados da Tabela 4.7, as estacas E01 e E03 apresentaram deslocamentos totais próximos, 0,63 mm e 0,61 mm, no primeiro carregamento. As estacas E02 e E05 apresentaram levantamentos iguais a 0,49 mm.

Tabela 4.7 – Levantamento das estacas de reação do ensaio lento do Edifício Parque dos Manguezais.

Levantamento		Estacas de Reação					
		E01	E02	E03	E05	E06	E07
Permanente	(mm)	-0,33	-0,15	-0,33	-0,15	-0,22	-0,02
Elástico	(mm)	-0,30	-0,34	-0,28	-0,34	-0,30	-0,14
Total	(mm)	-0,63	-0,49	-0,61	-0,49	-0,52	-0,16

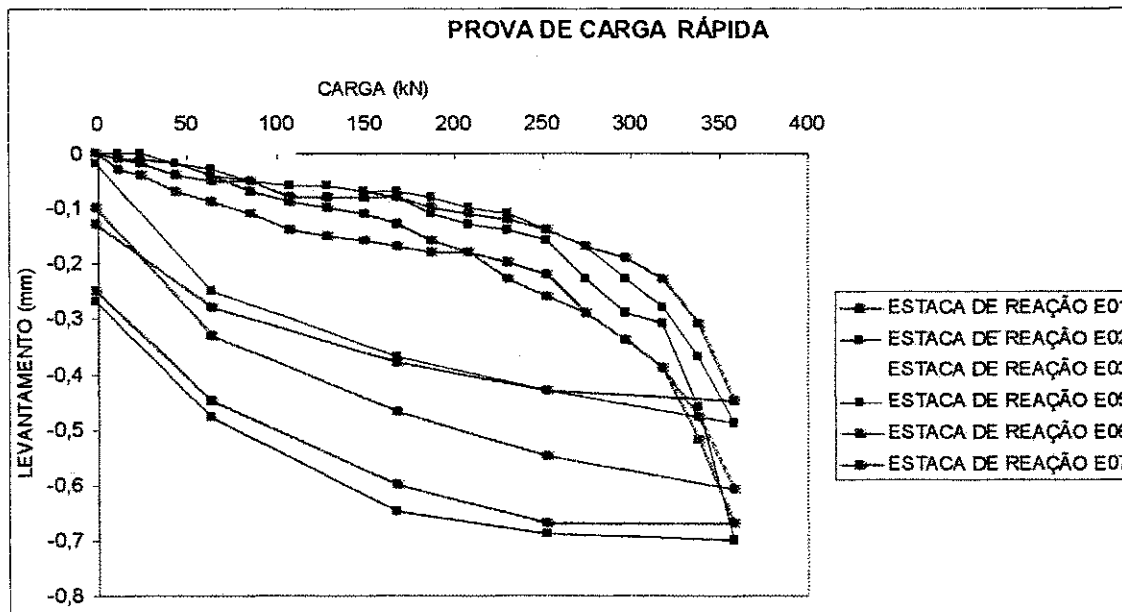


Figura 4.13 - Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga rápida do Edifício Parque dos Manguezais, 2º carregamento.

Tabela 4.8 – Levantamento das estacas de reação do ensaio rápido do Edifício Parque dos Manguezais.

Levantamento		Estacas de Reação					
		E01	E02	E03	E05	E06	E07
Permanente	(mm)	-0,25	-0,27	0,00	-0,02	-0,10	-0,13
Elástico	(mm)	-0,42	-0,30	-0,46	-0,47	-0,51	-0,32
Total	(mm)	-0,67	-0,57	-0,46	-0,49	-0,61	-0,45

De acordo com a Tabela 4.8 pode-se verificar que todas as estacas de reação apresentaram levantamentos com valores muito próximos no ensaio rápido. A estaca E06 e E01 apresentaram maior levantamento total em relação às demais.

4.5 – Edifício Consuelo Martins

4.5.1 - Curvas Carga x Recalque das Provas de Carga

Nessa obra também foram monitorados os deslocamentos verticais (levantamentos) das seis estacas de reação. Foram realizadas duas provas de carga na estaca E34, com diâmetro de 0,40 m e comprimento de 20,50 m.

O gráfico da Figura 4.14 mostra as curvas carga x recalque obtidas nas provas de carga lenta e rápida realizadas na obra em questão. No ensaio lento, a partir da carga de 714,00 kN, os recalques tendem a crescer de forma acentuada. No ensaio rápido, a partir de 1224,00 kN, a estaca apresenta iminência de ruptura. A carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) no ensaio lento foi de 1071,00 kN, enquanto no ensaio rápido foi de 1230,00 kN. As cargas máximas aplicadas no topo da estaca nos ensaios lento e rápido foram de 1020,00 kN e 1224,00 kN, respectivamente, conforme se observa na Figuras 4.14.

Os recalques máximos obtidos nas provas de carga lenta e rápida foram de 2,56 mm e 1,94 mm, respectivamente conforme a Tabela 4.9.

Observa-se que existe uma boa aproximação entre os valores da carga máxima aplicada na estaca nos dois tipos de carregamentos e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953).

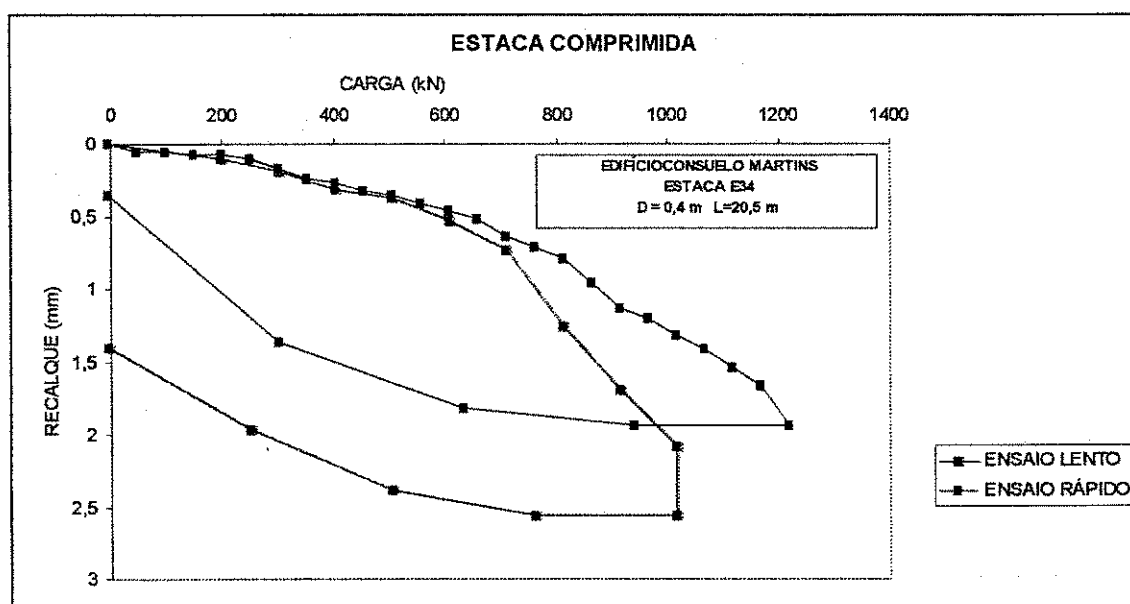


Figura 4.14 – Curvas carga versus recalque (estaca comprimida E34) nas provas de carga lenta e rápida do Edifício Consuelo Martins.

Tabela 4.9 – Recalques correspondentes aos diversos tipos de provas de carga executadas no Edifício Consuelo Martins.

Tipo de Ensaio	Recalque		
	Permanente	Elástico	Total
Primeiro carregamento	1,40 mm	1,16 mm	2,56 mm
Segundo carregamento	0,36 mm	1,58 mm	1,94 mm

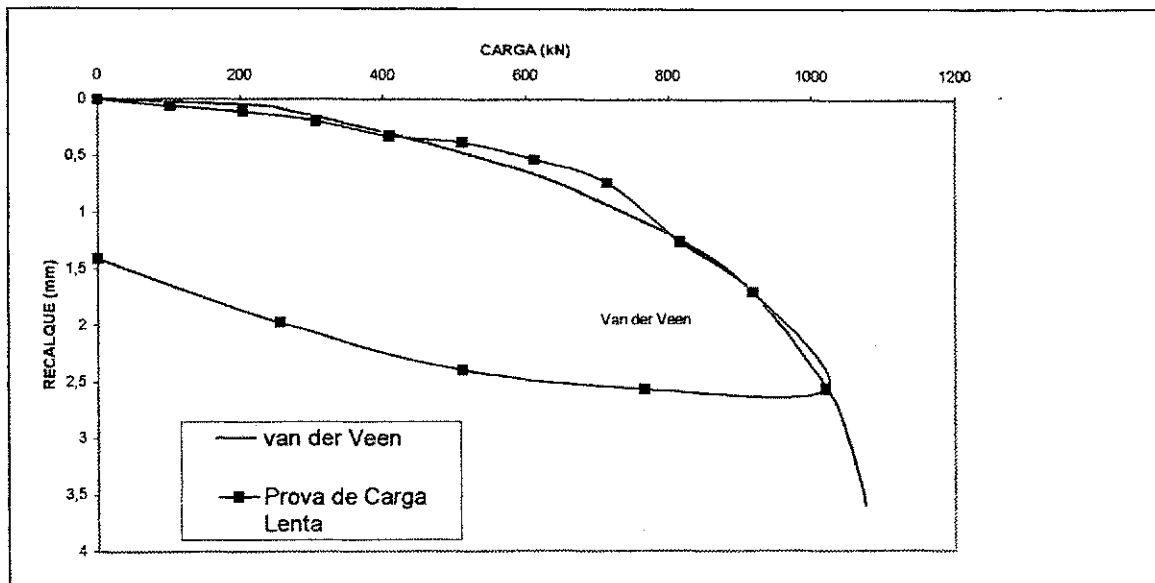


Figura 4.15 – Valores da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen na estaca E34 no ensaio lento do Edifício Consuelo Martins.

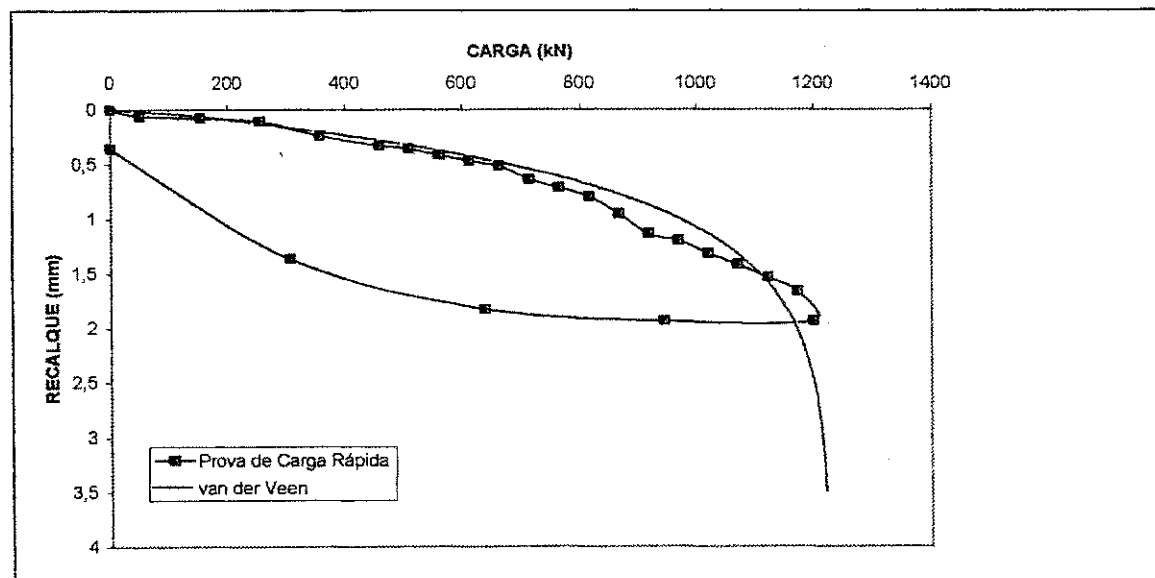


Figura 4.16 – Valores da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) da estaca E34 no ensaio rápido do Edifício Consuelo Martins.

4.5.2- Curvas Carga x Levantamento das Estacas de Reação

Nas Figuras 4.17 e 4.18 estão representadas as curvas carga x deslocamento nas provas de carga lenta e rápida nas seis estacas de reação.

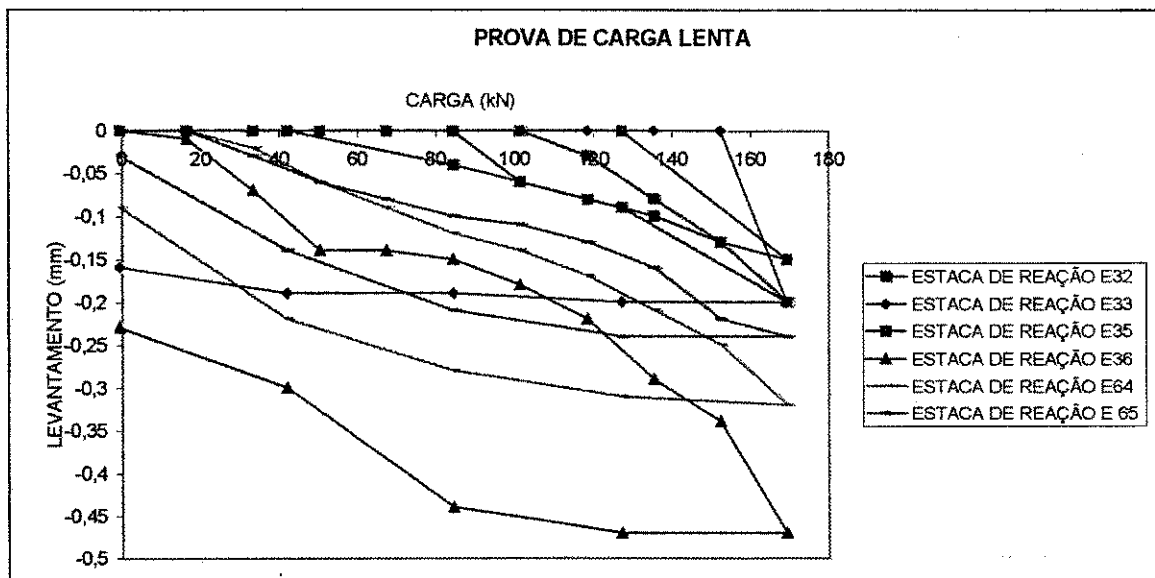


Figura 4.17 - Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga lenta do Edifício Consuelo Martins, 1º carregamento.

A estaca de reação E36 foi a que apresentou os maiores levantamentos total e permanente, de acordo com a Tabela 4.10.

Tabela 4.10- Levantamento das estacas de reação do ensaio lento do Edifício Consuelo Martins.

Levantamento		Estacas de Reação					
		E32	E33	E35	E36	E64	E65
Permanente	(mm)	-0,20	-0,16	-0,15	-0,23	-0,09	-0,03
Elástico	(mm)	0,00	-0,04	0,00	-0,24	-0,23	-0,21
Total	(mm)	-0,20	-0,20	-0,15	-0,47	-0,32	-0,24

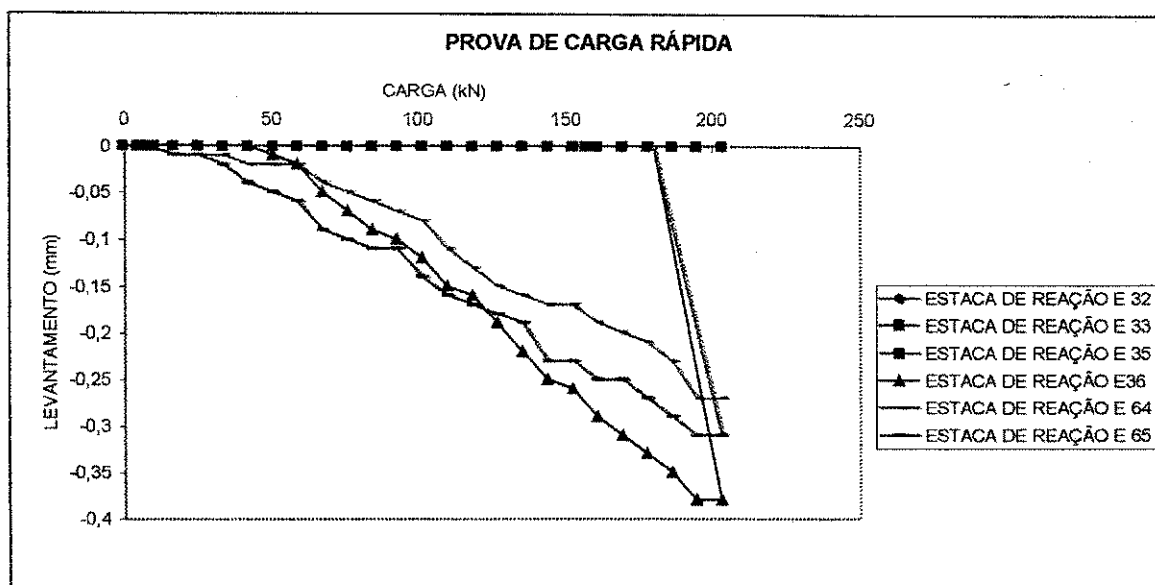


Figura 4.18 - Curvas carga versus levantamento (estacas de reação) na prova de carga rápida do Edifício Consuelo Martins, 2º carregamento.

Nas estacas de reação E36, E64 e E65, em termos qualitativos, os gráficos são consistentes, pois suas formas são muito semelhantes. A estaca de reação E36 apresentou um levantamento maior no primeiro carregamento e no segundo carregamentos.

Tabela 4.11 – Levantamento das estacas de reação do ensaio rápido do Edifício Consuelo Martins.

Levantamento		Estacas de Reação					
		E32	E33	E35	E36	E64	E65
Permanente	(mm)	0,00	0,00	0,00	-0,06	-0,27	-0,05
Elástico	(mm)	0,00	0,00	0,00	-0,32	0,00	-0,26
Total	(mm)	0,00	0,00	0,00	-0,38	-0,27	-0,31

4.6 – Edifício Maria de Lourdes

Nessa obra foram executadas duas provas de carga lenta à compressão, aplicadas às estacas E12 e E97. As estacas E12 e E97 possuem 21,00 m de comprimento e 0,50 m de diâmetro.

4.6.1 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga na Estaca E12

A Figura 4.19 mostra a curva carga x recalque obtida da estaca E12. A carga máxima aplicada no topo da estaca foi 2262,00 kN, conforme se observa na Figura 4.19. A partir da carga de 1695,50 kN o recalque tende a crescer com maior intensidade. A Figura 4.20 mostra a curva carga x recalque extrapolada. Como se observa, a curva extrapolada se ajusta muito bem à carga experimental.

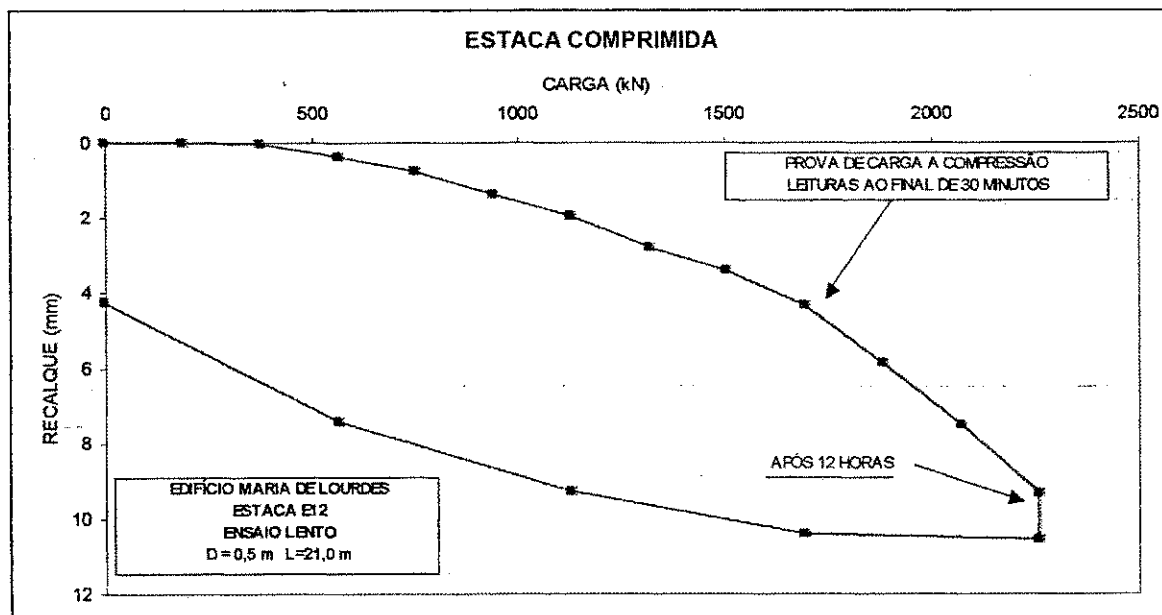


Figura 4.19 - Curva carga versus recalque (estaca comprimida E12) na prova de carga lenta do Edifício Maria de Lourdes.

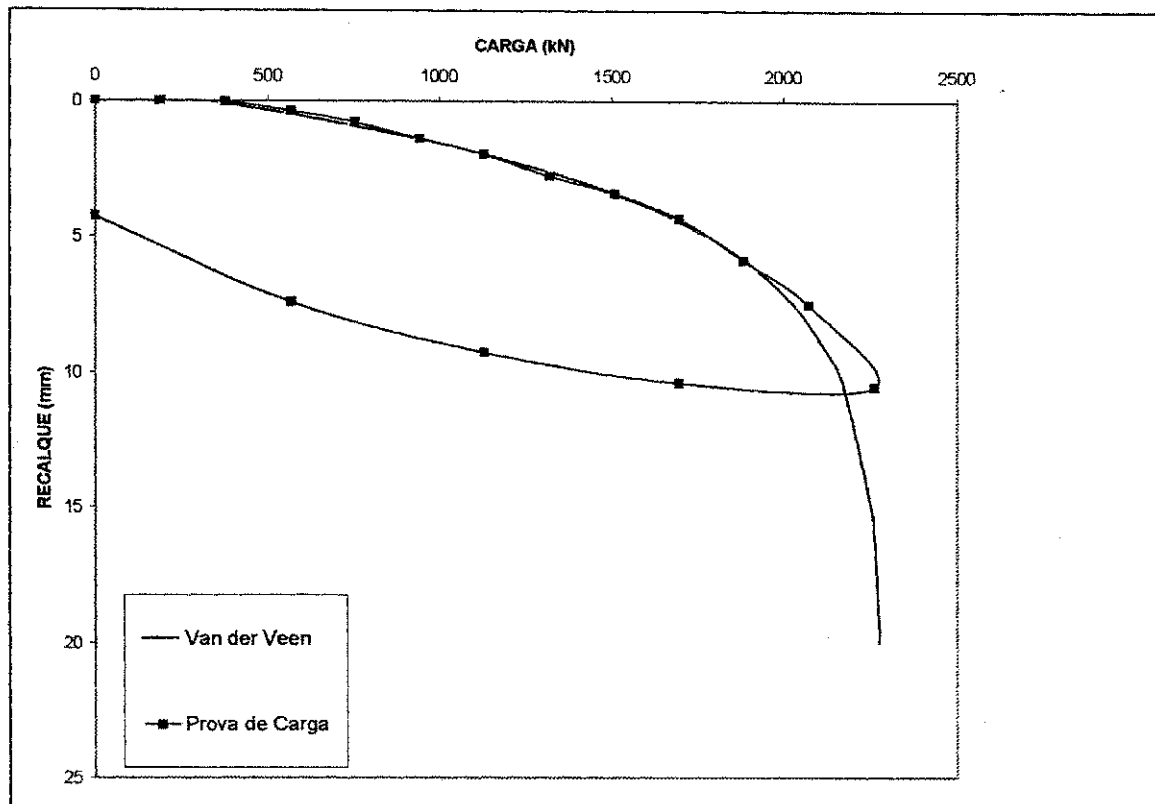


Figura 4.20 – Valor da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) no ensaio lento para a estaca E12 do Edifício Maria de Lourdes.

Da Tabela 4.27, verifica-se que o recalque total no ensaio lento foi 10,55 mm, com a parcela elástica igual a 6,29 mm.

Tabela 4.12 – Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E12, no Edifício Maria de Lourdes.

Tipo de Ensaio	Recalque		
	Permanente	Elástico	Total
Ensaio Lento	4,26 mm	6,29 mm	10,55 mm

4.6.2 - Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga na Estaca E97

O gráfico contido na Figura 4.21 mostra a curva carga x recalque da estaca E97. A partir da carga 251,40 kN os recalques assumem uma tendência crescente. A carga máxima aplicada na prova de carga lenta foi 1885,50 kN. A carga de ruptura extrapolada pela metodologia de Van der Veen (1953) foi 2099,50 kN, cuja extrapolação é mostrada na Figura 4.22. Da Figura 4.22 observa-se que a curva carga x recalque extrapolada se ajusta bem à curva carga x recalque experimental.

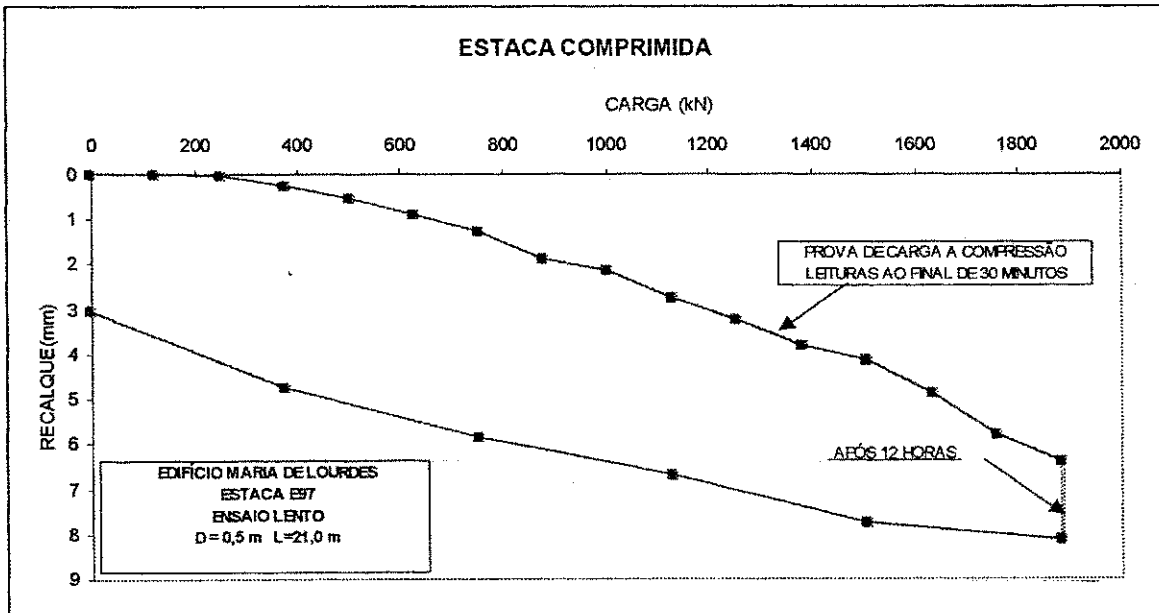


Figura 4.21 - Curva carga versus recalque (estaca comprimida E97) na prova de carga lenta do Edifício Maria de Lourdes.

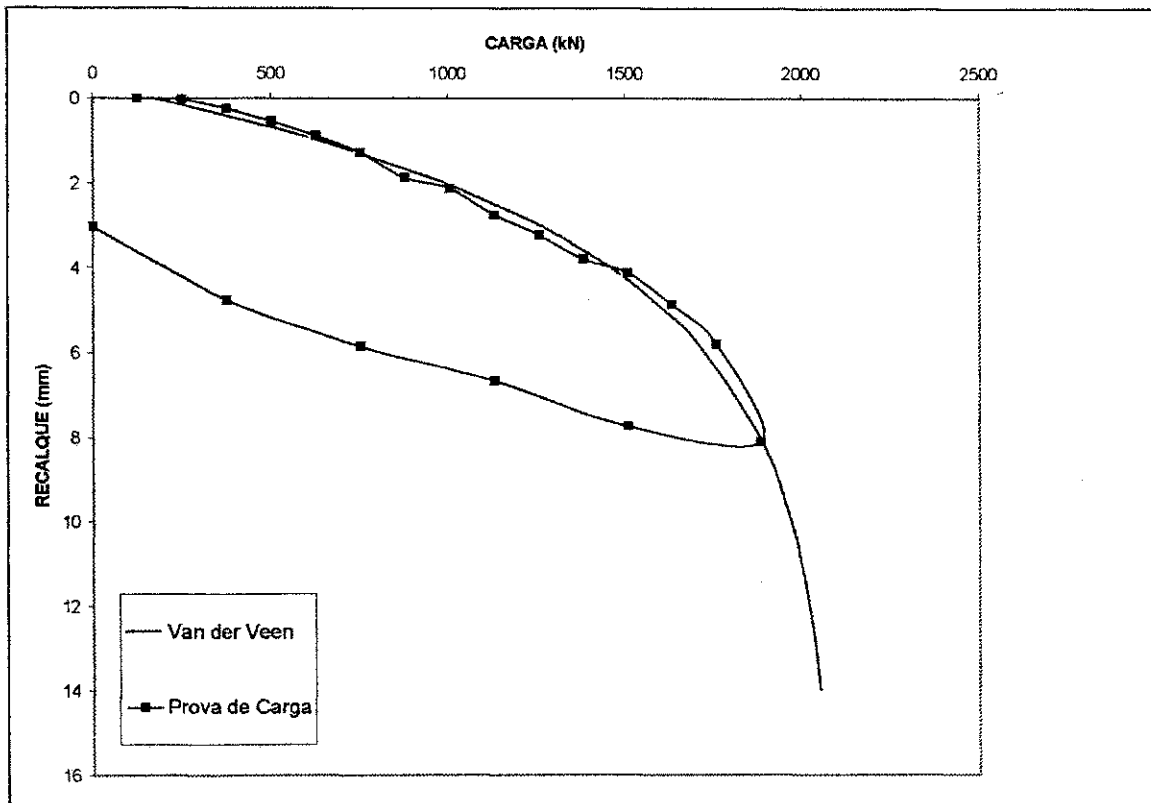


Figura 4.22 – Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E97 do Edifício Maria de Lourdes, com dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953).

Tabela 4.13 – Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E 97, no Edifício Maria de Lourdes.

Tipo de Ensaio	Recalque		
	Permanente	Elástico	Total
Ensaio Lento	3,04 mm	5,08 mm	8,12 mm

4.7 – Edifício Cristiano

4.7.1 – Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga

O gráfico da Figura 4.23 mostra a curva carga x recalque obtida do ensaio lento correspondente à estaca E05. A carga máxima aplicada no topo da

estaca foi 2513,00 kN. A estaca testada possui o diâmetro de 0,50 m e comprimento de 20,50 m.

A carga de ruptura extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) foi 2464,00 kN, conforme a Figura 4.24. O recalque máximo obtido na prova de carga foi 7,83 mm.

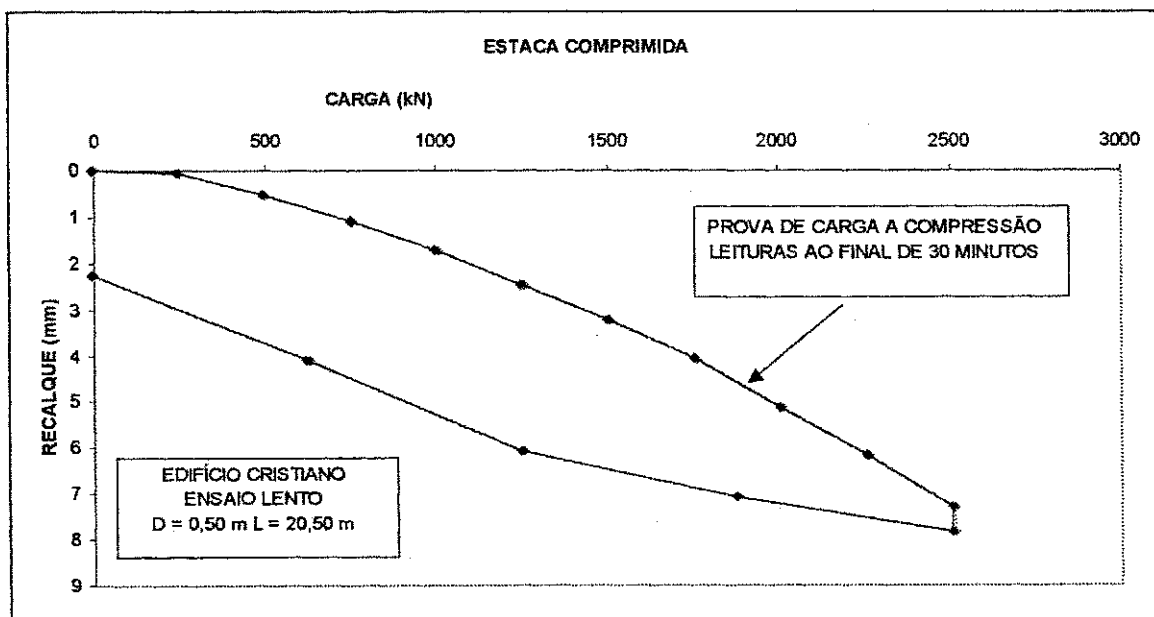


Figura 4.23 – Curva carga versus recalque (estaca comprimida E05) na prova de carga lenta do Edifício Cristiano.

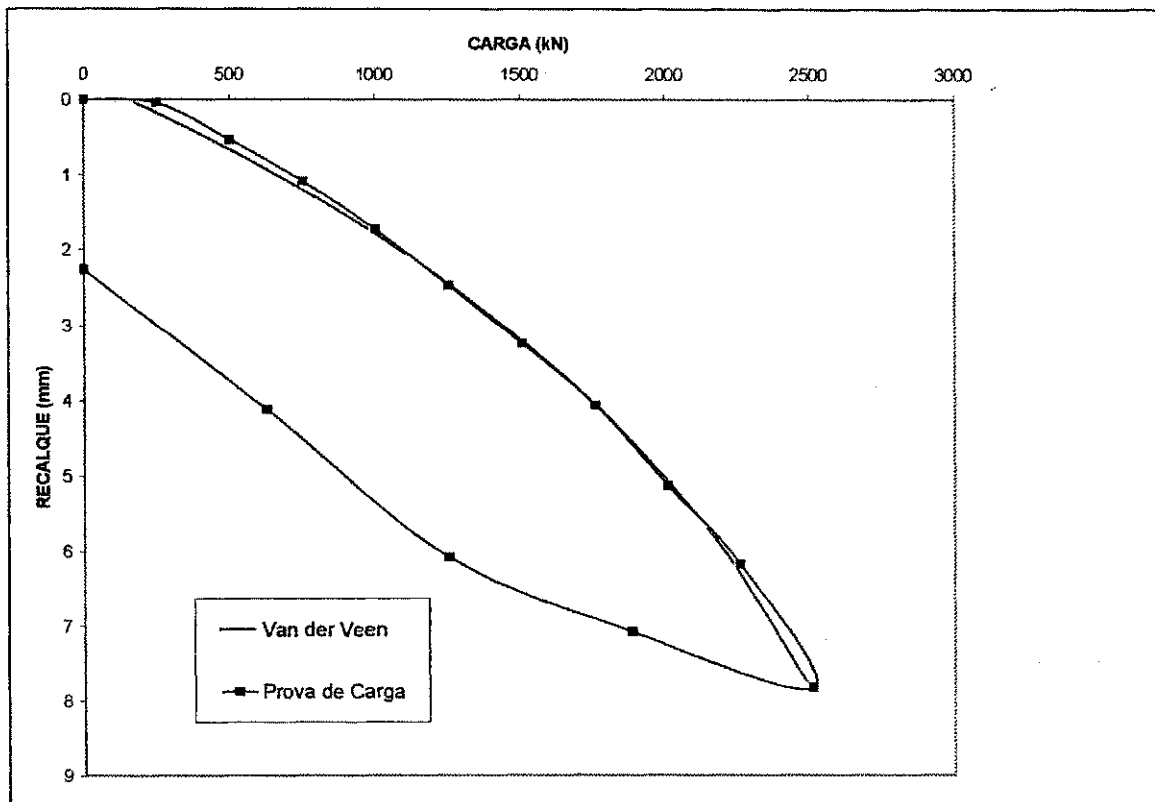


Figura 4.24 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E05 do Edifício Cristiano, com dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953).

A Tabela 4.14 mostra as parcelas de recalques medidos na prova de carga.

Tabela 4.14 - Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E 05, no Edifício Cristiano.

Tipo de Ensaio	Recalque		
	Permanente	Elástico	Total
Ensaio Lento	2,26 mm	5,57 mm	7,83 mm

4.8 – Edifício Maria Sophie

4.8.1 – Curvas Carga x Recalque da Prova de Carga

A Figura 4.25 mostra a curva carga x recalque da estaca comprimida E25A, com carga máxima aplicada no topo da estaca igual a 2638,90 kN. O recalque máximo obtido na prova de carga lenta foi 12,08 mm, conforme mostrado na Tabela 4.15. A estaca E25A possui o diâmetro de 0,50 m e comprimento de 16,50 m.

A Figura 4.26 mostra a extrapolação feita usando o processo de Van der Veen (1953). A carga de ruptura extrapolada foi 3119,90 kN. A diferença entre a carga máxima aplicada no topo da estaca e a carga de ruptura extrapolada foi 481,00 kN.

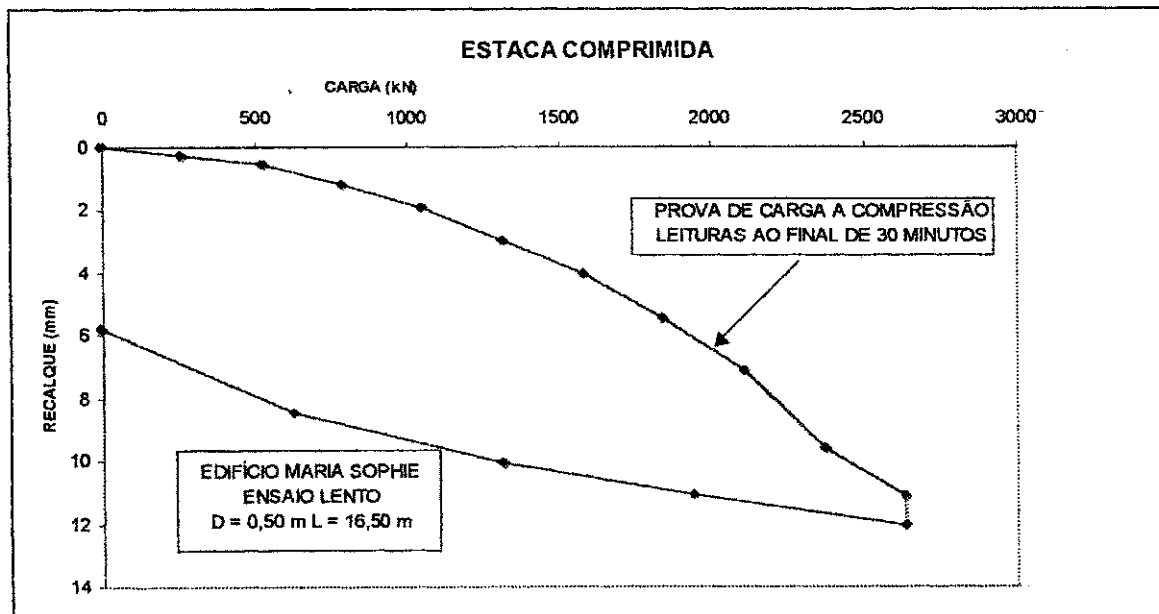


Figura 4.25 – Curva carga versus recalque (estaca comprimida E25A) na prova de carga lenta do Edifício Maria Sophie.

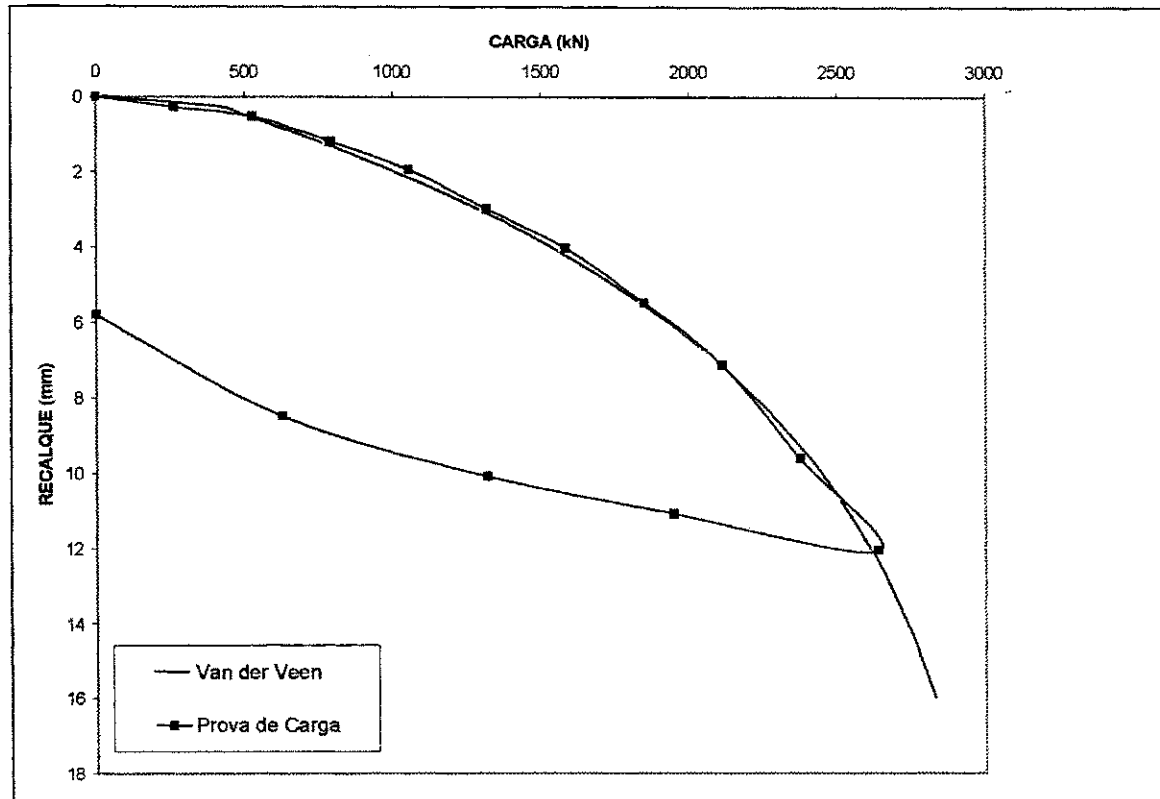


Figura 4.26 - Extrapolação da carga de ruptura para a estaca testada E25A do Edifício Maria Sophie, com dados do ensaio lento, utilizando o método de Van der Veen (1953).

Tabela 4.15 - Recalques correspondentes à prova de carga executada na estaca E25A, no Edifício Maria Sophie.

Tipo de Ensaio	Recalque		
	Permanente	Elástico	Total
Ensaio Lento	5,79 mm	6,29 mm	12,08 mm

4.9 - Previsão de Capacidade de Carga

Foram utilizados na previsão das cargas de ruptura das estacas à compressão os métodos de Aoki-Velloso (1975), Alonso (1996;2000), Antunes e Cabral (1996) e Décourt (1996).

Considerando os dados obtidos nas provas de carga nas estacas de reação dos edifícios Aderbal Jurema, Parque dos Manguezais e Consuelo Martins foram estimadas as cargas últimas de atrito lateral e de ponta.

Através da utilização do programa STATISTICA e da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953), de acordo com os dados obtidos nas provas de carga lentas, determinaram-se os coeficientes de minoração na resistência de ponta para os métodos de Décourt (1996), Alonso (1996;2000) e Aoki-Velloso (1975).

4.9.1 – Procedimentos para a Utilização dos Métodos

4.9.1.1 – Métodos de Previsão da Capacidade de Carga

Neste ítem serão apresentados os métodos utilizados para avaliação das prováveis cargas de ruptura à compressão.

Décourt (1996)

Neste método foi utilizado os valores de $\alpha = 0,30$ e $\beta = 1,00$ de acordo com a sugestão do autor.

Aoki-Velloso (1975)

No cálculo da carga de ruptura prevista foi utilizado o valor dos coeficientes F_1 igual a 2,00 e F_2 igual a 4,00.

Alonso (1996;2000)

Os parâmetros relativos ao solo foram adotados iguais aos sugeridos para a região da Bacia Sedimentar de São Paulo, com $\alpha = 0,65$, $\beta = 200$ (Kpa), $T_{\max} = 1,2 N_{SPT}$ e $T_{\min} = 1,00 N_{SPT}$.

Antunes e Cabral (1996)

Foi adotada a média dos valores de β_1 e β_2 para cada tipo de solo, conforme a metodologia do autor.

4.9.1.2 – Estimativa do Atrito Lateral obtido a Partir das Estacas de Reação

De acordo com os dados obtidos durante as provas de carga nas estacas de reação realizou-se a extrapolação da carga de ruptura por atrito lateral por Van der Veen. A carga de ruptura por atrito lateral foi obtida pela diferença da carga extrapolada por Van der Veen (1953) e o peso próprio da estaca. A carga de ruptura na ponta foi calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral. Considera-se que este é um procedimento sem acurácia, uma vez que a prova de carga com instrumentação ao longo do fuste seria a maneira mais indicada.

4.9.1.3 – Metodologia Empregada na Obtenção dos Coeficientes de Minoração

Os coeficientes de minoração na resistência de ponta foram determinados a partir das Figuras 4.27 a 4.29, obtidas com a utilização do programa STATISTICA, onde o eixo x representa a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) de acordo com os valores obtidos nas provas de carga lenta e o eixo y representa a carga de ponta sem utilização do coeficiente de resistência de ponta para os métodos de Décourt (1996) e Alonso (1996;2000). O mesmo procedimento foi utilizado na determinação do valor F_1 do método de Aoki-Velloso (1975). O valor de R^2 representa o coeficiente de determinação.

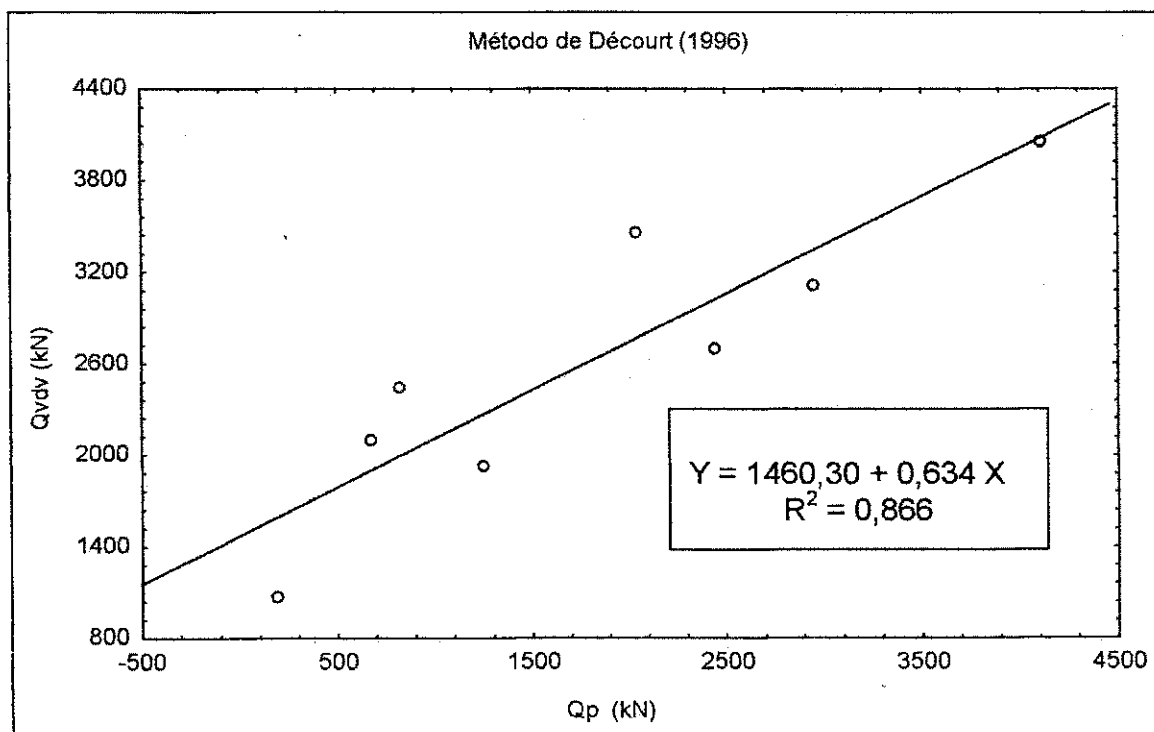


Figura 4.27 – Valores de variação entre as cargas de ponta sem a utilização de α para o método de Décourt (1996) e a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) de acordo com os dados obtidos durante a prova de carga lenta.

O valor de α foi igual a 0,634 para o método de Décourt (1996), de acordo com o gráfico da Figura 4.27. O método será melhor avaliado para uma carga de atrito lateral prevista igual a 1460,30 kN.

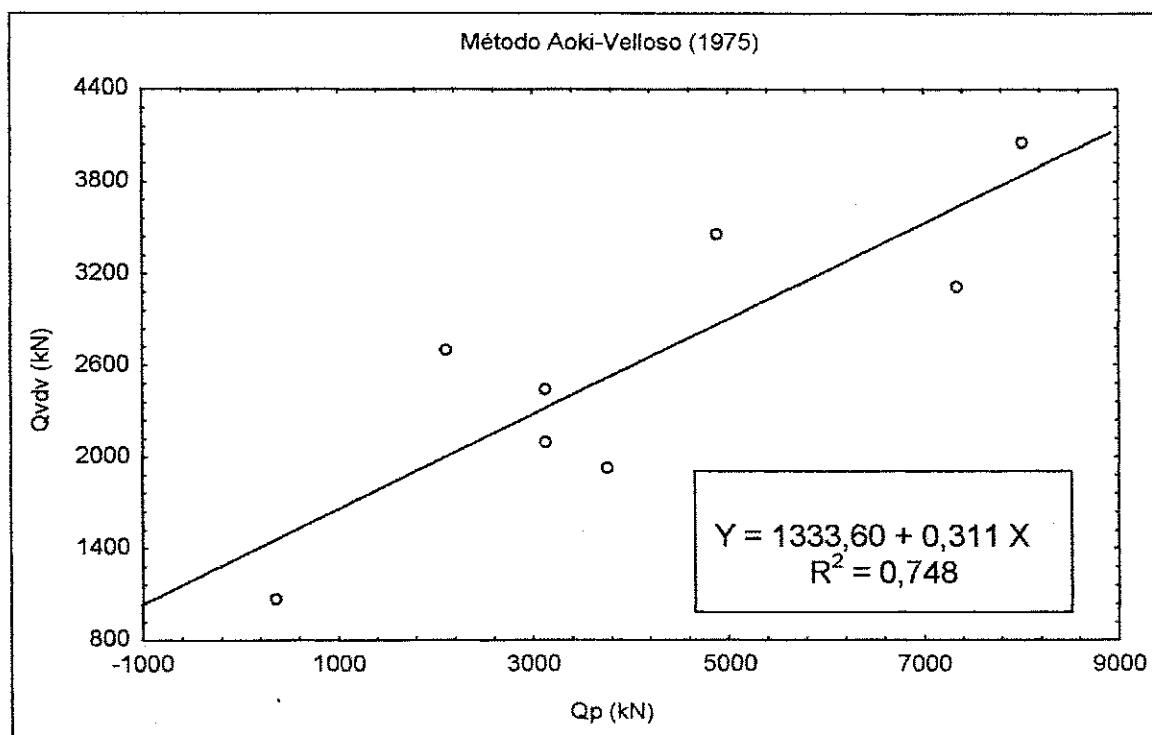


Figura 4.28 – Valores de variação entre as cargas de ponta sem a utilização de F_1 para o método de Aoki-Velloso (1975) e a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) de acordo com os dados obtidos durante a prova de carga lenta.

No método de Aoki-Velloso (1975) o coeficiente F_1 obtido foi igual a 3,21 conforme mostrado no gráfico da Figura 4.28. O método oferecerá uma melhor estimativa da carga de ruptura para uma carga de atrito lateral prevista em 1333,60 kN.

O gráfico pertencente a Figura 4,29 apresenta o valor de α na resistência de ponta aproximadamente a 1870,00. O método de Alonso (1996;2000) será melhor avaliado para uma carga de atrito lateral prevista em 1380,36 kN.

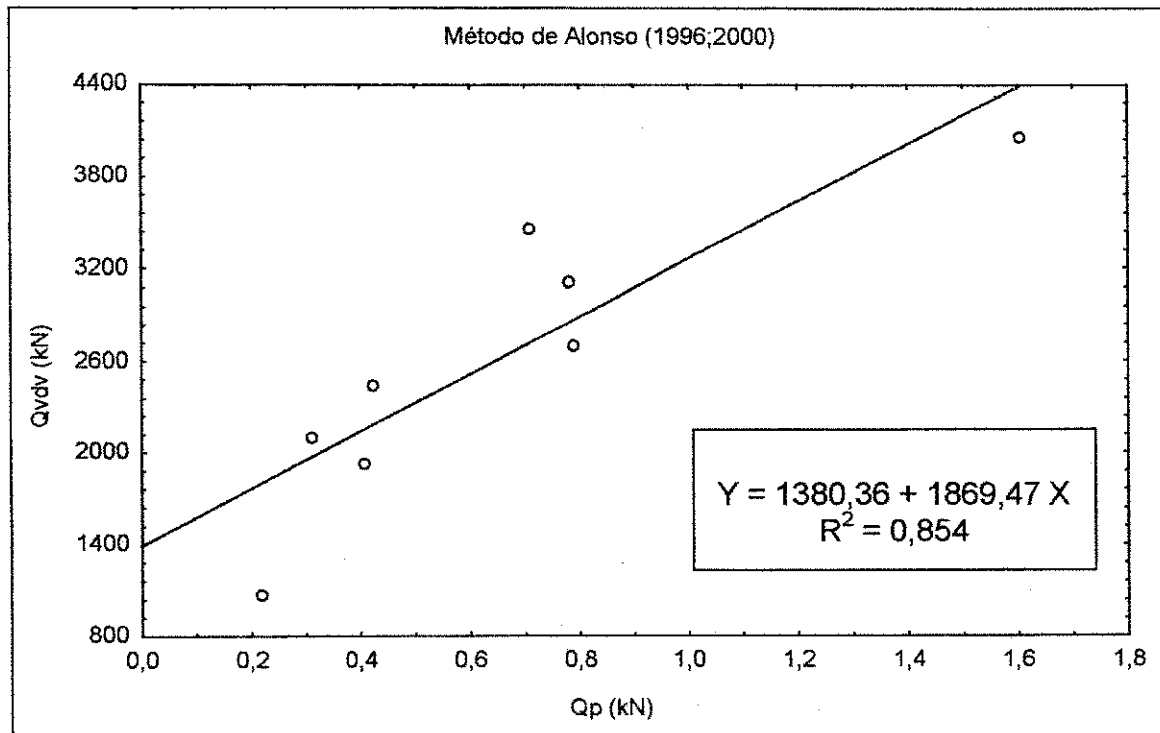


Figura 4.29 – Valores de variação entre as cargas de ponta sem a utilização de α para o método de Alonso (1996;2000) e a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) de acordo com os dados obtidos durante a prova de carga lenta.

4.9.2 – Apresentação dos Resultados

4.9.2.1 – Previsão da Capacidade de Carga

As Tabelas 4.17 a 4.20, apresentam os valores previstos da capacidade de carga dos edifícios, a partir de quatro métodos semi-empíricos que tem como base a resistência à penetração do SPT, sem a utilização dos coeficiente de minoração de resistência de ponta encontrados, conforme o item 4.9.1.1. O valor do N_{SPT} máximo utilizado nas previsões foi de 50. Segundo Teixeira (1996), os equipamentos disponíveis no mercado permitem executar as estacas tipo hélice contínua em solos com SPT da ordem de no máximo 50.

Na Tabela 4.16, são mostradas as cotas de arrasamento das estacas submetidas aos esforços de compressão de cada edifício.

Tabela 4.16 – Valores da cota de arrasamento para as estacas hélice contínua submetidas aos esforços de compressão.

Edifícios	Estacas	Cota de Arrasamento (m)
Aderbal Jurema	E107	2,21
Estação do Mar	E08	1,50
Parque dos Manguezais	E04	1,34
Consuelo Martins	E34	0,00
Maria de Lourdes	E12	3,00
	E97	3,00
Cristiano	E25A	0,00
Maria Sophie	E05	0,00

Tabela 4.17 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Décourt (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.

Edifício	Prova de Carga	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	1280,00	734,76	2014,76	2701,00	1,34
	Rápida				3267,00	1,62
Estação do Mar	Lenta	3089,90	1235,90	4325,80	4057,00	0,93
Parque dos Manguezais	Lenta	1524,30	376,80	1901,16	1936,00	1,01
	Rápida				2156,00	1,13
Consuelo Martins	Lenta	857,20	57,78	915,98	1071,00	1,17
	Rápida				1230,00	1,34
Maria Lourdes E97	Lenta	1575,20	204,10	1779,30	2099,50	1,17
Maria Lourdes E12	Lenta	1761,50	247,28	2008,72	2441,00	1,21
Cristiano	Lenta	2025,30	612,30	2637,60	2464,00	0,93
Maria Sophie	Lenta	1543,80	887,05	2430,85	3119,90	1,28

O método de Décourt (1996) foi melhor avaliado na prova de carga lenta no Edifício Parque dos Manguezais, enquanto na prova de carga rápida no Edifício Aderbal Jurema foi pior avaliado, de acordo com a Tabela 4.17.

Tabela 4.18 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Antunes e Cabral (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.

Edifício	Prova de Carga	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	1235,77	953,78	2189,54	2701,00	1,233
	Rápida				3267,00	1,492
Estação do Mar	Lenta	3482,18	2009,60	5491,78	4057,00	0,738
Parque dos Manguezais	Lenta	1641,06	785,00	2426,06	1936,00	0,798
	Rápida				2156,00	0,888
Consuelo Martins	Lenta	758,34	169,56	927,90	1071,00	1,154
	Rápida				1230,00	1,325
Maria de Lourdes E97	Lenta	1199,77	785,00	1984,77	2099,50	1,057
Maria de Lourdes E12	Lenta	1800,58	785,00	2585,58	2441,00	0,944
Cristiano	Lenta	2280,82	785,00	3065,82	2464,00	0,804
Maria Sophie	Lenta	1943,35	785,00	2728,35	3119,90	1,143

No Edifício Maria de Lourdes a carga de ruptura prevista pelo método de Antunes e Cabral (1996) ofereceu uma melhor estimativa, enquanto na prova de carga rápida do Edifício Aderbal Jurema resultou a pior estimativa, conforme a Tabela 4.18.

Tabela 4.19 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Alonso (1996;2000) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.

Edifício	Prova de Carga	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	1321,88	1584,80	2906,68	2701,00	0,92
	Rápida				3267,00	1,12
Estação do Mar	Lenta	3053,38	321,84	3375,22	4057,00	1,20
Parque dos Manguezais	Lenta	1580,28	81,58	1661,86	1936,00	1,16
	Rápida				2156,00	1,29
Consuelo Martins	Lenta	768,78	44,09	812,87	1071,00	1,31
	Rápida				1230,00	1,51
Maria de Lourdes E97	Lenta	1564,77	62,80	1627,57	2099,50	1,29
Maria de Lourdes E12	Lenta	1784,29	85,37	1869,66	2441,00	1,30
Cristiano	Lenta	1948,02	142,42	2090,44	2464,00	1,17
Maria Sophie	Lenta	1319,85	157,00	1476,85	3119,90	2,11

De acordo com a Tabela 4.19 a carga de ruptura prevista pelo método de Alonso (1996;2000) resultou na melhor estimativa na prova de carga lenta no Edifício Aderbal Jurema, enquanto no Edifício Maria Sophie ofereceu a pior estimativa, conforme mostrado na Tabela 4.19.

Tabela 4.20 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Aoki-Velloso (1975) e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.

Edifício	Prova de Carga	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	1050,23	1059,80	2110,00	2701,00	1,30
	Rápida				3267,00	1,54
Estação do Mar	Lenta	2993,66	4019,20	7012,90	4057,00	0,57
Parque dos Manguezais	Lenta	1436,30	1884,00	3320,30	1936,00	0,58
	Rápida				2156,00	0,64
Consuelo Martins	Lenta	616,25	188,40	804,70	1071,00	1,33
	Rápida				1230,00	1,52
Maria de Lourdes E97	Lenta	1344,08	1570,00	2914,10	2099,50	0,72
Maria de Lourdes E12	Lenta	1546,34	1570,00	3116,30	2441,00	0,78
Cristiano	Lenta	1854,20	2453,10	4307,30	2464,00	0,57
Maria Sophie	Lenta	1620,95	3679,70	5300,60	3119,90	0,60

O método de Décourt (1996) foi melhor avaliado na prova de carga do Edifício Maria de Lourdes na estaca E12 e pior avaliado na prova de carga rápida do Edifício Aderbal Jurema na prova de carga rápida, de acordo com a Tabela 4.20.

4.9.2.2 – Previsão da Capacidade de Carga Utilizando o Coeficiente de Minoração de acordo com o item 4.9.1.3

As Tabelas 4.21 a 4.23 apresentam a relação entre a carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953) e as cargas de ruptura com os coeficientes

de resistência de ponta encontrados, para os métodos de Décourt (1996), Alonso (1996;2000) e o valor de F_1 do método de Aoki- Velloso (1975).

Tabela 4.21 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Décourt (1996), com o coeficiente de resistência de ponta $\alpha = 0,63$ e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.

Edifício	Prova de Carga	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	1280,00	1552,79	2832,82	2701,00	0,95
	Rápida				3267,00	1,15
Estação do Mar	Lenta	3089,90	2611,88	5701,80	4057,00	0,71
Parque dos Manguezais	Lenta	1524,30	796,30	2320,56	1936,00	0,83
	Rápida				2156,00	0,92
Consuelo Martins	Lenta	857,20	122,10	979,32	1071,00	1,09
	Rápida				1230,00	1,25
Maria de Lourdes E97	Lenta	1575,20	431,33	2006,56	2099,50	1,04
Maria de Lourdes E12	Lenta	1761,50	522,57	2284,11	2441,00	1,06
Cristiano	Lenta	2025,30	1293,99	3319,29	2464,00	0,74
Maria Sophie	Lenta	1543,80	1874,63	3418,47	3119,90	0,91

De acordo com a Tabela 4.21 a utilização do α igual a 0,63 no método de Décourt (1996) ofereceu melhor estimativa na prova de carga do Edifício Maria de Lourdes a estaca E97 e pior estimativa no Edifício Cristiano.

Tabela 4.22 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Aoki-Velloso (1975), com $F_1 = 3,21$ e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.

Edifício	Prova de Carga	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	1050,23	659,20	1709,40	2701,00	1,58
	Rápida				3267,00	1,91
Estação do Mar	Lenta	2993,66	2499,90	5493,60	4057,00	0,73
Parque dos Manguezais	Lenta	1436,30	1171,80	2608,10	1936,00	0,74
	Rápida				2156,00	0,82
Consuelo Martins	Lenta	616,25	117,20	733,40	1071,00	1,46
	Rápida				1230,00	1,67
Maria de Lourdes E97	Lenta	1344,08	976,50	2320,60	2099,50	0,90
Maria de Lourdes E12	Lenta	1546,34	976,50	2522,90	2441,00	0,97
Cristiano	Lenta	1854,20	1525,80	3380,00	2464,00	0,72
Maria Sophie	Lenta	1620,95	2288,80	3909,71	3119,90	0,80

A utilização do F_1 igual a 3,21 no método de Aoki-Velloso (1975) foi melhor avaliado no Edifício Maria de Lourdes na estaca E12, enquanto na prova de carga rápida do Edifício Aderbal Jurema foi pior avaliado, de acordo com a Tabela 4.22.

Tabela 4.23 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Alonso (1996;2000) com $\alpha = 1870$ e as cargas de ruptura extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953) obtidas através de provas de carga.

Edifício	Prova de Carga	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_u (kN)	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	1321,88	1481,80	2803,67	2701,00	0,96
	Rápida				3267,00	1,16
Estação do Mar	Lenta	3053,38	3009,18	6062,52	4057,00	0,66
Parque dos Manguezais	Lenta	1580,28	762,78	2343,06	1936,00	0,82
	Rápida				2156,00	0,92
Consuelo Martins	Lenta	768,78	412,20	1180,98	1071,00	0,90
	Rápida				1230,00	1,04
Maria de Lourdes E97	Lenta	1564,77	587,18	2151,95	2099,50	0,97
Maria de Lourdes E12	Lenta	1784,29	798,20	2582,49	2441,00	0,94
Cristiano	Lenta	1948,02	1331,61	3279,64	2464,00	0,75
Maria Sophie	Lenta	1319,85	1467,95	2787,80	3119,90	1,11

No Edifício Maria de Lourdes na estaca E97 a utilização do α igual a 1870 no método de Alonso (1996;2000) ofereceu melhor estimativa, enquanto no Edifício Estação do Mar resultou na pior estimativa, conforme a Tabela 4.23.

4.9.2.3 – Comparação Entre a Previsão da Capacidade de Carga Utilizando o Coeficiente de Minoração e a Previsão Obtida com os Parâmetros Indicados pelos Métodos

As Tabelas 4.24 a 4.26 apresentam as comparações entre as cargas de ruptura previstas com a utilização dos coeficientes de minoração obtidos neste trabalho para os métodos de Décourt (1996), Alonso (1996;2000) e Aoki-Velloso (1975), respectivamente, e as cargas de ruptura obtidas com os parâmetros adotados nos mesmos métodos.

Tabela 4.24 – Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Décourt (1996) para $\alpha = 0,63$ na resistência de ponta.

Edifício	Prova de Carga	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u ($\alpha = 0,63$)	* Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	2701,00	0,95	1,34
	Rápida	3267,00	1,15	1,62
Estação do Mar	Lenta	4057,00	0,71	0,93
Parque dos Manguezais	Lenta	1936,00	0,83	1,01
	Rápida	2156,00	0,92	1,13
Consuelo Martins	Lenta	1071,00	1,09	1,17
	Rápida	1230,00	1,25	1,34
Maria de Lourdes E97	Lenta	2099,50	1,04	1,17
Maria de Lourdes E12	Lenta	2441,00	1,06	1,21
Cristiano	Lenta	3464,00	0,74	0,93
Maria Sophie	Lenta	3119,90	0,91	1,28

*no cálculo de Q_u foram utilizados os parâmetros apresentados no item 4.9.1.1

Apenas na prova de carga lenta do Edifício Parque dos Manguezais e no Edifício Estação do Mar o valor de α igual a 0,63 não apresentou um resultado satisfatório, de acordo com a Tabela 4.24.

Tabela 4.25 - Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Aoki-Velloso (1975) para $F_2 = 3,21$ na resistência de ponta.

Edifício	Prova de Carga	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u ($F_1 = 3,21$)	* Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	2701,00	1,58	1,30
	Rápida	3267,00	1,91	1,54
Estação do Mar	Lenta	4057,00	0,73	0,57
Parque dos Manguezais	Lenta	1936,00	0,74	0,58
	Rápida	2156,00	0,82	0,64
Consuelo Martins	Lenta	1071,00	1,46	1,33
	Rápida	1230,00	1,67	1,52
Maria de Lourdes E97	Lenta	2099,50	0,90	0,72
Maria de Lourdes E12	Lenta	2441,00	0,97	0,78
Cristiano	Lenta	3464,00	0,72	0,57
Maria Sophie	Lenta	3119,90	0,80	0,60

*no cálculo de Q_u foram utilizados os parâmetros apresentados no item 4.9.1.1

Nos Edifícios Aderbal Jurema e Consuelo Martins a utilização do $F_1 = 3,21$ não se mostrou vantajoso de acordo com a Tabela 4.25.

Tabela 4.26 - Comparação entre as cargas de ruptura previstas pelo método de Alonso (1996;2000) para $\alpha = 1870$ na resistência de ponta.

Edifício	Prova de Carga	Q_{VDV} (kN)	Q_{VDV}/Q_u ($\alpha = 1870$)	* Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	2701,00	0,96	0,92
	Rápida	3267,00	1,16	1,12
Estação do Mar	Lenta	4057,00	0,66	1,20
Parque dos Manguezais	Lenta	1936,00	0,82	1,16
	Rápida	2156,00	0,92	1,29
Consuelo Martins	Lenta	1071,00	0,90	1,31
	Rápida	1230,00	1,04	1,51
Maria de Lourdes E97	Lenta	2099,50	0,97	1,29
Maria de Lourdes E12	Lenta	2441,00	0,94	1,30
Cristiano	Lenta	3464,00	0,75	1,17
Maria Sophie	Lenta	3119,90	1,11	2,11

*no cálculo de Q_u foram utilizados os parâmetros apresentados no item 4.9.1.1

No Edifício Maria Sophie o emprego do α igual a 1870 apresentou uma significativa diferença, conforme mostrada na Tabela 4.26. Apenas na prova de carga rápida do Edifício Aderbal Jurema, no Edifício Estação do Mar e na prova de carga lenta do Edifício Parque dos Manguezais a utilização do α não mostrou significativa diferença, para o método de Alonso (1996;2000).

Na Tabela 4.27 apresenta-se um resumo dos métodos que melhor avaliaram as capacidades de carga última, quando comparados com os valores de capacidade de carga última, quando comparados com os valores de capacidade de carga obtidos a partir da extrapolação das curvas carga x recalque das provas de carga pelo método de Van der Veen (1953).

Tabela 4.27 – Métodos de previsão de capacidade de carga que utilizaram que ofereceram melhor estimativa, quando comparado com as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953)

Edifícios	Prova de Carga	Método	Q_{VDV}/Q_u
Aderbal Jurema	Lenta	Alonso	0,96
	Rápida	Décourt	1,15
Estação do Mar	Lenta	Aoki- Velloso Antunes	0,73
	Lenta	Décourt	0,83
Parque dos Manguezais	Rápida	Décourt Alonso	0,92
	Lenta	Décourt	1,09
Consuelo Martins	Rápida	Alonso	1,04
	Lenta	Alonso	0,97
Maria de Lourdes E97	Lenta	Alonso	0,97
Maria de Lourdes E12	Lenta	Aoki-Velloso	0,97
Cristiano	Lenta	Antunes	0,80
Maria Sophie	Lenta	Décourt	0,91

4.9.2.4 – Atrito Lateral Obtido a Partir das Estacas de Reação

i) Edifício Aderbal Jurema

Na Tabela 4.28 são apresentados os valores das cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953), as cargas de ruptura de atrito lateral obtidas em todas as estacas de reação e de ponta calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral, conforme o item 4.9.1.2. Os valores das cargas últimas de atrito lateral estimadas de acordo com os dados das provas de carga foram: i) no

recarregamento lento (segundo carregamento) igual a 2175,79 kN e ii) no ensaio rápido igual a 2866,80 kN. O método utilizado apresentou um erro para a estaca E103, pois a carga estimada de ruptura por atrito lateral foi maior que a carga máxima aplicada na prova de carga no ensaio rápido.

Tabela 4.28 - Valores das cargas de ruptura por atrito lateral extrapoladas por Van der Veen (1953), estimadas por atrito lateral para cada estaca de reação no segundo e terceiro carregamentos e de ponta calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral.

Ensaio	Estacas de reação	Qu (kN) (Van der Veen 1953)	Ql (kN)	Qp (kN)	Qu (kN)
Segundo carregamento	111	627,40	526,79	98,20	624,99
	103	639,30	538,70	86,30	625,00
	109	680,60	580,00	45,00	625,00
	105	630,90	530,30	94,70	625,00
Terceiro carregamento	111	750,40	649,80	100,20	750,00
	*103	885,20	784,60	34,60	819,20
	109	816,80	716,20	33,80	750,00
	105	816,80	716,20	33,80	750,00
Segundo carregamento	Total	2578,20	2175,79	324,00	2499,79
Terceiro carregamento	Total	3269,20	2866,80	202,40	3069,20

* erro na estaca E103

Da Tabela 4.28 observa-se que a estaca de reação E109 pode ter sofrido uma maior distribuição de carga durante o segundo carregamento de acordo com a carga de ruptura por atrito lateral extrapolada por Van der Veen (1953), podendo ter sido motivada pelo desequilíbrio dos esforços distribuídos entre as reações, ou seja, possivelmente a carga máxima aplicada à estaca de compressão não se

distribuiu igualmente entre as quatro estacas tracionadas. Como a estaca E109 tem o comprimento próximo e o mesmo diâmetro das demais e está no mesmo perfil de solo, possivelmente a parcela de esforço de tração foi maior do que nas outras três em todos os carregamentos.

Cabe lembrar que as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953), de acordo com os dados da prova de carga das estacas tracionadas e comprimidas, foram de 2578,20 kN e 2701,00 kN para esse carregamento, havendo uma diferença de 122,80 kN. Seguramente a maior parcela de resistência neste caso deve-se ao atrito lateral.

Observando-se os dados contidos na Tabela 4.29, conclui-se que todos os métodos empregados nas previsões subestimaram os valores do atrito lateral com os dados das provas de carga do segundo carregamento e terceiro carregamentos. Neste caso, todos os métodos semi-empíricos apresentaram grande dispersão com relação aos resultados das cargas últimas de atrito lateral estimadas no segundo e terceiro carregamentos.

Tabela 4.29 – Diferença percentual entre os valores obtidos da carga de ruptura por atrito lateral na prova de carga e os valores obtidos através dos métodos de previsão.

Tipos de Ensaio	Alonso (1996 e 2000)	Décourt (1996)	Antunes e Cabral (1996)	Aoki – Velloso (1975)
Segundo carregamento	-64,59%	-69,98%	-76,06%	-107,17%
Terceiro carregamento	-116,87%	-123,96%	-131,98%	-172,96%

ii) Edifício Parque dos Manguezais

A estimativa da carga última do atrito lateral no ensaio lento e rápido foi 1539,58 kN e 1702,18 kN , respectivamente. A carga última de resistência de ponta estimada no ensaio lento foi 375,62 kN e 453,02 kN no ensaio rápido, conforme mostrada na Tabela 4.30. As cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953) apresentaram valores maiores para as estacas de reação do que para a estaca comprimida, portanto a estaca comprimida trabalha a maior parte por atrito lateral.

O método Antunes e Cabral (1996) superestimou a previsão da carga última de ruptura do atrito lateral no ensaio lento em 6,59%, e subestimou no ensaio rápido em 3,72%. O método de Décourt (1996) obteve o resultado mais próximo da carga última de atrito lateral estimada à partir das estacas de reação no primeiro ensaio, conforme a Tabela 4.31

Tabela 4.30 - Valores das cargas de ruptura por atrito lateral extrapoladas por Van der Veen (1953), estimadas por atrito lateral para cada estaca de reação no primeiro e segundo carregamentos e de ponta calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral.

Ensaio	Estacas de reação	Qu (kN) (Van der Veen 1953)	Ql (kN)	Qp (kN)	Qu (kN)
Primeiro carregamento	E01	327,60	229,48	89,72	319,20
	E02	347,60	249,48	69,72	319,20
	E03	363,30	265,18	54,02	319,20
	E05	414,70	316,58	2,62	319,20
	E06	347,60	249,48	69,72	319,20
	E07	327,50	229,38	89,82	319,20
Segundo carregamento	E01	391,20	293,08	66,12	359,20
	E02	391,20	293,08	66,12	359,20
	E03	360,60	262,48	96,72	359,20
	E05	391,20	293,08	66,12	359,20
	E06	391,20	293,08	66,12	359,20
	E07	365,50	267,38	91,82	359,20
Primeiro carregamento	Total	2128,30	1539,58	375,62	1915,20
Segundo carregamento	Total	2290,90	1702,18	453,02	2155,20

Tabela 4.31 – Porcentagem das diferenças de valores da carga última do atrito lateral estimados nas provas de carga e dos métodos de previsão de capacidade de carga.

Tipo de Ensaio	Métodos de Previsão da Capacidade de Carga			
	Alonso (1996, 2000)	Décourt (1996)	Antunes e Cabral (1996)	Aoki-Velloso (1975)
Ensaio Lento	-2,64%	-1,00%	+6,59%	-7,19%
Ensaio Rápido	-7,71%	-11,67%	-3,72%	-18,51%

iii) Edifício Consuelo Martins

De acordo com a Tabela 4.32 a carga de ruptura por atrito lateral extrapolada por Van der Veen (1953) no ensaio lento foi de 1287,90 kN. Observa-se que a estaca de reação E65 apresentou a maior carga extrapolada, podendo ser devido a maior distribuição de carga o topo desta estaca, visto possui o mesmo comprimento e diâmetro que as demais estacas e considerando que estão no mesmo perfil de solo.

A Tabela 4.33 mostra a comparação entre a resistência última de atrito lateral da prova de carga do ensaio lento com os resultados da aplicação dos quatro métodos de previsão de capacidade de carga citados.

Os métodos de Alonso (1996 e 2000), Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) subestimaram em 17,28%, 5,18% e 18,90% a carga estimada do atrito lateral no ensaio lento, mostrada na Tabela 4.33.

Tabela 4.32 - Valores das cargas de ruptura por atrito lateral extrapoladas por Van der Veen (1953) e das estimadas por atrito lateral para cada estaca de reação no ensaio lento e de ponta calculada pela diferença entre a carga máxima aplicada na estaca durante a prova de carga e a carga de ruptura por atrito lateral.

Tipo de Ensaio	Estacas de reação	Qu (kN) (Van der Veen 1953)	Ql (kN)	Qp (kN)	Qu (kN)
Ensaio Lento	E32	173,80	109,43	60,57	170,00
	*E33	173,80	109,43	60,67	170,00
	E35	201,70	137,33	32,67	170,00
	E36	216,60	152,23	17,77	170,00
	E64	248,40	184,03	14,03	198,06
	E65	273,60	209,23	39,23	248,46
	Total	1287,90	901,68	224,94	1126,52

*os valores de levantamentos encontrados na estaca E33 foram nulos com exceção do último levantamento, adotando-se os valores obtidos na estaca E32.

Tabela 4.33 – Porcentagem das diferenças de valores da carga última do atrito lateral estimados nas provas de carga e dos métodos de previsão de capacidade de carga.

Tipo de Ensaio	Métodos de previsão de Capacidade de Carga			
	Alonso (1996 e 2000)	Décourt- (1996)	Antunes e Cabral (1996)	Aoki-Velloso (1975)
Ensaio Lento	-17,28%	-5,18%	-18,90%	+46,31%

4.10 – Previsão do Recalque pelo Método de Poulos & Davis (1968)

Este método apresenta as previsões dos recalques das estacas hélice contínua para cada edifício. Para se comparar os recalques previstos pelo método de Poulos e Davis (1968) com os obtidos durante as provas de carga, utilizaram-se as curvas extrapoladas por Van der Veen (1953) e determinou-se a carga correspondente a carga de trabalho teórica da estaca, ou seja, a carga de ruptura dividida por dois. Os recalques correspondentes à estas cargas utilizadas no cálculo foram comparados aos valores calculados pelo método.

O módulo de elasticidade do solo empregado foi calculado para cada tipo de solo de acordo com a sondagem das estacas submetidas a esforços de compressão. No caso de solo com variação da compactidade adotou-se a média. A Tabela 4.34 mostra o módulo de elasticidade do solo.

Tabela 4.34 – Módulo de elasticidade do solo utilizado no cálculo do recalque pelo método de Poulos e Davis (1968).

Solo	Consistência ou Compactidade	E (Mpa)
Argila	muito mole	1
	mole	2
	média	5
	rija	7
	muito rija	8
	dura	15
Areia	fofa	5
	pouco compacta	20
	medianamente compacta	50
	compacta	70
	muito compacta	90
Areia com pedregulho	pouco compacta	50
	compacta	120
Argila Arenosa	-	40
Silte	-	20
Areia Siltosa	-	20

4.10.1 – Apresentação dos Resultados

A Tabela 4.35, abaixo mostra a comparação entre os recalques previstos pelo método de Poulos & Davis (1968) e os obtidos durante as provas de carga.

Os recalques previstos pelo método de Poulos e Davis (1968) ofereceram um resultado satisfatório quando comparado com os obtidos nas provas de carga nas estacas pertencentes aos edifícios Aderbal Jurema, no ensaio rápido no Parque dos Manguezais, Maria de Lourdes e Maria Sophie. As maiores diferenças foram encontradas nos Edifícios Consuelo Martins e Parque dos Manguezais no ensaio lento.

Tabela 4.35 – Comparação entre os valores dos recalques calculados pelos métodos de Poulos&Davis (1968) e os obtidos através das provas de carga.

Edifícios	Prova de Carga	$Q_{VDV}/2$ (kN)	R_{calc} (mm)	R_{PC} (mm)	R_{calc}/R_{PC}
Aderbal Jurema	Lenta	1350,50	2,32	1,80	1,289
	Rápida	1633,50	2,81	2,90	0,969
Estação do Mar	Lenta	2028,50	3,23	5,65	0,572
Parque dos Manguezais	Lenta	968,00	1,89	9,50	0,199
	Rápida	1078,00	2,11	2,50	0,844
Consuelo Martins	Lenta	535,50	2,19	0,45	4,867
	Rápida	615,00	2,52	0,5	5,040
Maria de Lourdes E97	Lenta	1049,75	2,57	2,25	1,142
Maria de Lourdes E12	Lenta	1220,50	1,54	2,20	0,700
Cristiano	Lenta	1232,00	2,29	4,00	0,573
Maria Sophie	Lenta	1559,95	2,71	4,00	0,678

4.11 - Comparação Estatística entre os Valores Obtidos pelas Provas de Carga e os Avaliados pelos Métodos de Previsão Analisados

As capacidades de carga avaliadas pelos métodos de Alonso (1996;2000), Décourt (1996), Antunes e Cabral (1996) e Aoki - Velloso (1975), foram comparadas com as capacidades de carga obtidas a partir das curvas carga x recalque extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953).

A Tabela 4.36 mostra os valores obtidos pelos métodos avaliados em algumas obras da cidade do Recife:

Tabela 4.36 - Resultados entre os métodos de previsão capacidade de carga utilizando os coeficientes de minoração com exceção do método de Antunes e Cabral (1996) e a carga de ruptura extrapolada durante o ensaio lento.

Edifícios	Alonso (1996; 2000)	Decourt (1996)	Antunes e Cabral (1996)	Aoki- Velloso (1975)	Van der Veen (1953)
Aderbal Jurema	2803,67	2832,82	2189,54	1709,40	2701,00
Estação do Mar	6062,52	5701,80	5491,78	5493,60	4057,00
Parque dos Manguezais	2343,06	2320,56	2426,06	2608,10	1936,00
Consuelo Martins	1180,98	979,32	927,90	733,40	1071,00
Maria de Lourdes (E97)	2151,95	2006,56	1984,77	2320,60	2099,50
Maria de Lourdes (E12)	2582,49	2284,11	2585,58	2522,90	2441,00
Cristiano	3279,64	3319,29	3065,82	3380,00	2464,00
Maria Sophie	2787,80	3418,47	2728,35	3909,71	3119,90

Nas Figuras 4.30 a 4.33 são apresentadas as comparações entre a carga de ruptura extrapolada pelo método de Van der Veen (1953) e as revisões efetuadas utilizando o programa STATISTIC, onde R^2 representa o coeficiente de determinação.

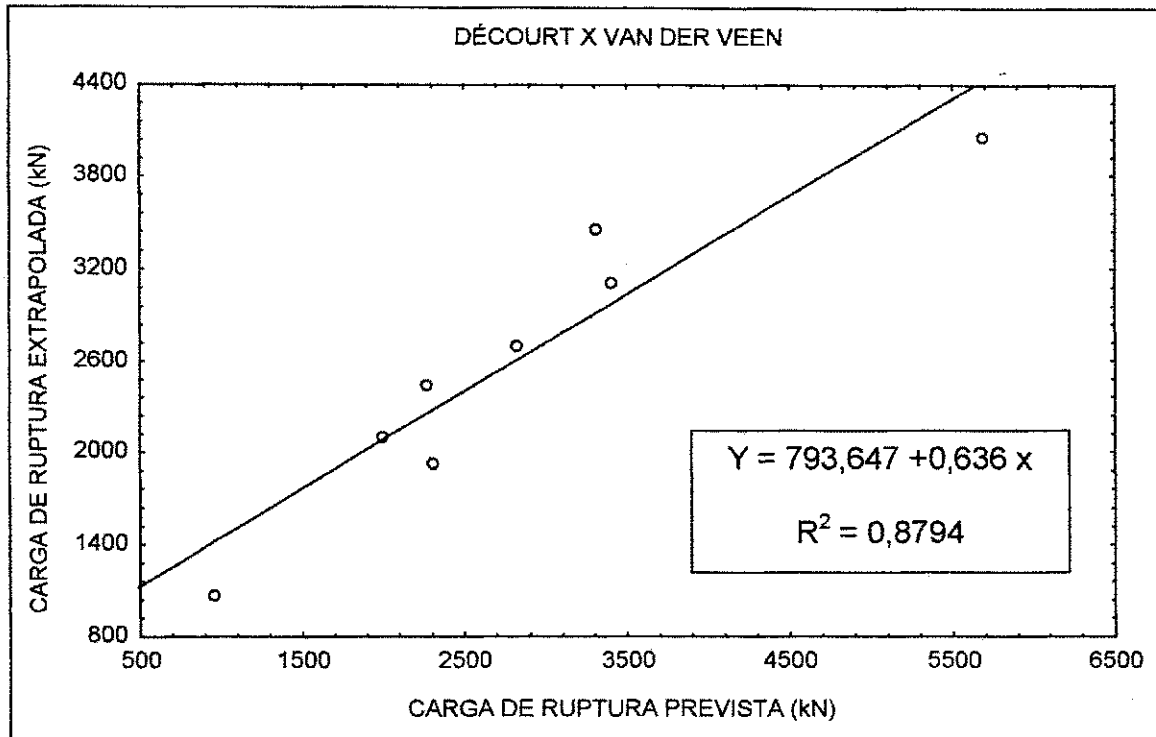


Figura 4.30 – Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Décourt (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).

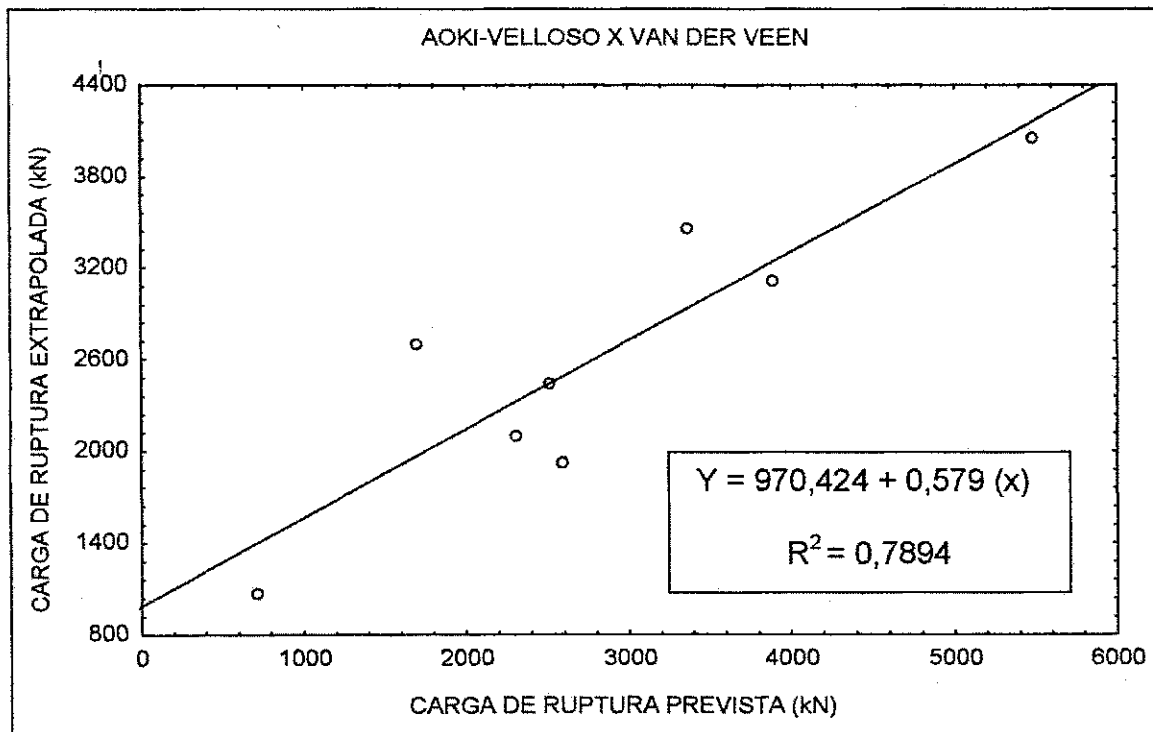


Figura 4.31 – Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Aoki-Velloso (1975) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).

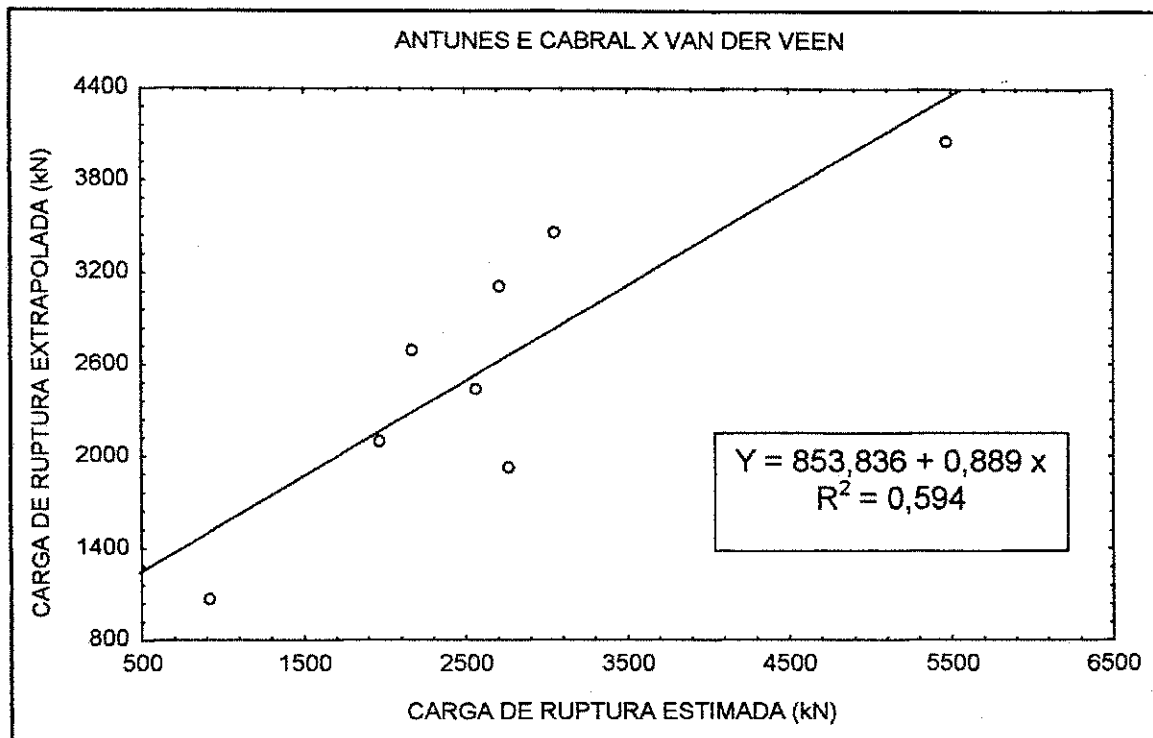


Figura 4.32 - Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Antunes e Cabral (1996) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).

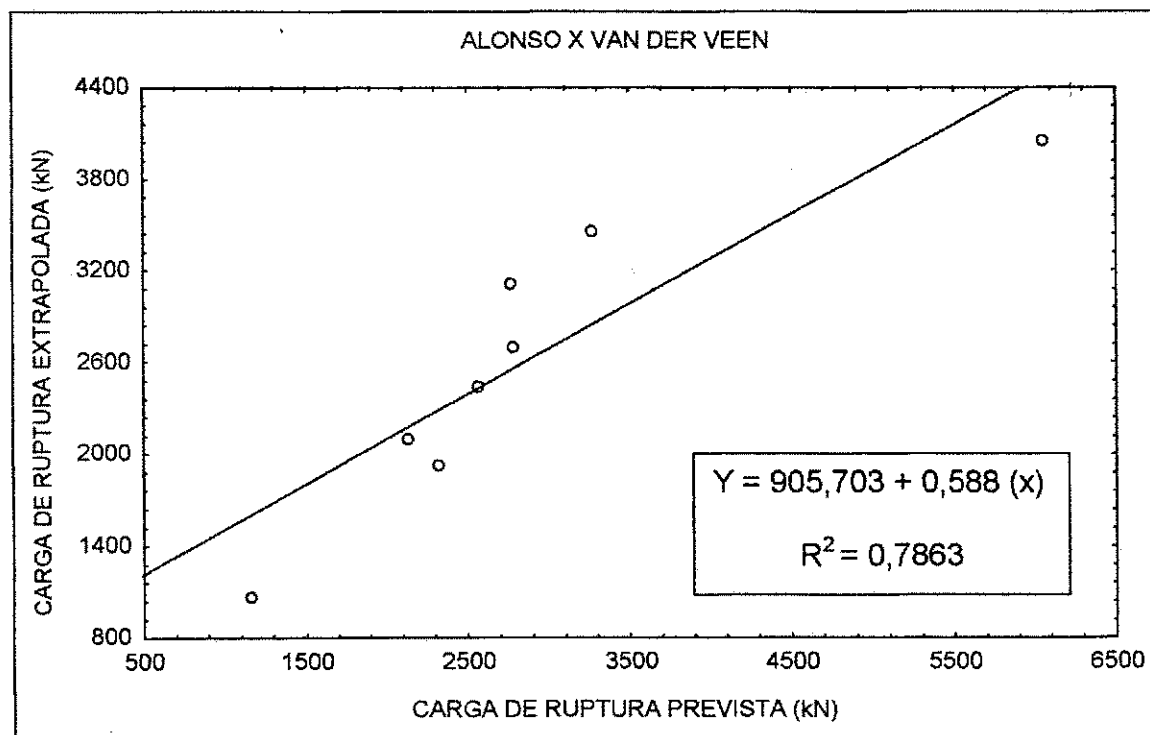


Figura 4.33 - Valores de variação entre as cargas de ruptura pelo método de Alonso (1996;2000) e as cargas de ruptura extrapoladas por Van der Veen (1953).

De acordo com os gráficos das Figuras 4.26 a 4.29 observa-se que a aplicação do método de Antunes e Cabral (1996), obteve as cargas previstas de ruptura com a maior dispersão das cargas extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953), para as oito provas de cargas lentas executadas na cidade do Recife-PE. Por outro lado, os resultados do método de Décourt (1996) foram os que melhor se ajustaram comparativamente aos valores extrapolados, conforme a Figura 4.30.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

O trabalho representa uma contribuição para o conhecimento do comportamento de estacas hélice contínua executadas na cidade de Recife, com o objetivo de avaliar os métodos de previsão da capacidade de carga mais adequados.

Neste capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa com relação às estimativas da capacidade de carga à compressão, avaliadas a partir de métodos semi-empíricos, e as previsões de recalques por dois métodos semi-empíricos, e comparados com os resultados das provas de carga estáticas executadas à compressão. Também foram avaliadas as cargas últimas de atrito lateral obtidas através das provas de carga nas estacas de reação nos Edifícios Aderbal Jurema, Parque dos Manguezais e Consuelo Martins.

1) O método de Décourt (1996) apresentou uma melhor estimativa da carga de ruptura extrapolada por Van der Veen (1953), na prova de carga rápida do carregamento do Edifício Aderbal Jurema, na prova de carga lenta do Edifício Consuelo Martins, no Edifício Parque dos Manguezais e no Edifício Maria Sophie. A carga de ruptura estimada pelo método de Aoki-Velloso (1975), foi mais próxima da carga de ruptura extrapolada pela metodologia de Van der Veen (1953) nos edifícios Estação do Mar e Maria de Lourdes estaca E12. O método de Alonso (1996;2000) ofereceu uma melhor estimativa apenas na prova de carga lenta do Edifício Aderbal Jurema, no Edifício Consuelo na prova de carga rápida e no Edifício Maria de Lourdes estaca E97. O método de Antunes e Cabral (1996) ofereceu melhor estimativa da prova de carga no Edifício Cristiano.

2) Os recalques previstos pelo método de Poulos e Davis (1968) ofereceram resultados satisfatórios quando comparados com os obtidos nas provas de carga nas estacas pertencentes aos edifícios Aderbal Jurema, no ensaio rápido no Parque dos Manguezais e Maria de Lourdes. Nos edifícios Estação do Mar, ensaio lento no Parque dos Manguezais, Consuelo Martins e Cristiano os recalques previstos por este método apresentaram maiores dispersões. As maiores diferenças foram encontradas nos Edifícios Consuelo Martins e Parque dos Manguezais no ensaio lento.

3) De acordo com os dados obtidos nas provas de carga nas estacas de reação, foi realizada a extrapolação da carga última de atrito lateral por Van der Veen (1953) nos edifícios Aderbal Jurema, Parque dos Manguezais e Consuelo Martins. O método de Décourt (1996) ofereceu melhor estimativa da carga última de atrito lateral no ensaio lento do Edifício Parque dos Manguezais e no ensaio lento do Edifício Consuelo Martins. No ensaio rápido do Edifício Parque dos Manguezais o método de Antunes e Cabral (1996) apresentou melhor aproximação que os demais métodos calculados. A carga última de atrito lateral não pode ser determinada com os resultados obtidos da prova de carga rápida, nas estacas de reação E32, E33 e E35 do Edifício Consuelo Martins, devido os levantamentos nulos. No Edifício Aderbal Jurema o método de Alonso (1996 e 2000) ofereceu menor dispersão que os demais métodos calculados.

4) De acordo com a estimativa da carga de atrito lateral das estacas de reação analisadas nos Edifícios Aderbal Jurema, Parque dos Manguezais e Consuelo Martins, a estaca à compressão resiste a maior parcela por atrito lateral.

5) O método de Décourt (1996) foi o método que melhor avaliou a capacidade de carga da estaca hélice contínua com a utilização do coeficiente $\alpha = 0,63$ na resistência de ponta.

6) A utilização do valor do coeficiente de minoração $\alpha = 1870$ na resistência de ponta para o método de Alonso (1996;2000) forneceu resultados satisfatórios.

7) Observa-se que o emprego do valor de F_1 igual a 3,21 fornece melhores resultados para o método de Aoki-Velloso (1975).

8) O método de Antunes e Cabral de modo geral não forneceu resultados satisfatórios para avaliação da capacidade de carga das estacas hélice contínua analisadas.

CAPÍTULO 6**SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Sugestões para futuras pesquisas:

1) Avaliar a capacidade de carga de estacas hélices contínua em outras formações geológicas;

2) Adaptar outros métodos de avaliação de capacidade de carga à tração e a compressão para este tipo de estaca e para cada região;

3) Instrumentar estacas hélice contínua, a fim de estudar a transferência de carga neste tipo de estaca quando submetidas aos esforços de tração e compressão;

4) Utilizar outros métodos de previsão de recalques para estacas hélice contínua submetidas à compressão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MASSAD, F.; CARVALHO, D. e FERREIRA, M. A. M. (2001), Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Hélice tipo Omega em Solo Residual de Diabásico, AMBS, São Paulo, SP pp. 9 - 38.
- ALHEIROS, M. M.; MENEZES, M. F.; FERREIRA, M. G. (1990), Carta Geotécnica Carta Geotécnica da Cidade do Recife, Sub-Área Geologia/Geologia da Engenharia Relatório Final de Atividades, FINEP/UFPE, 81pp.
- ALONSO, U. R. (1991), Previsão da Carga Admissível a Partir da Segurança à Ruptura, Previsão e Controle das Fundações, Capítulo 4, Editora Edgard Blugher Ltda, São Paulo, SP, pp.51.
- ALONSO, U. R. (1996A), Estaca Hélice Contínua com Monitoramento Eletrônico – Previsão da Capacidade de Carga através do Ensaio SPT-T, In: SEFE III, São Paulo, SP, CD.
- ALONSO, U. R. (1996), Interpretação de Provas de Carga Axial em Estacas Hélice Contínua Monitorada na Execução, Revista Solos e Rochas, Vol. 19, Nº 3, pp. 233 - 242.
- ALONSO, U. R. (2000), Contribuição para a Formação de um Banco de Dados de Provas de Carga Estáticas em Estacas Hélice Contínua, In: SEFE IV, São Paulo, SP, Vol. 2, pp.430 - 450.

- ALONSO, U.R. (2000A), Reavaliação do Método de Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua Proposta por Alonso em 1996 para Duas Regiões Geotécnicas Distintas, In: SEFE IV, São Paulo, SP, Vol. 2, pp. 425 - 429.
- ALONSO, U. R. (2002), Reflexões sobre o Comportamento de Estacas Hélice Contínua e Omega Executadas Acima e Abaixo do Nível da Água, In: COBRAMSEF XII, São Paulo, Vol. 3, pp. 1815 - 1824.
- ANTUNES, W. R. e TAROZZO, H. (1996), Execução de Fundações Profundas, Fundações Teoria e Prática, 2ª edição, Capítulo 9, Editora PINI Ltda., São Paulo, SP, pp. 345-347.
- ANTUNES, W. R. e CABRAL, D. A. (1996), Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua, In: SEFE III, São Paulo, SP CD.
- AOKI, N. (1976), Considerações sobre a Capacidade de Estacas Isoladas, Curso de Extensão Universitária em Eng. de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, RJ, 44 pp.
- AOKI, N. (2000), Reflexões Sobre o Comportamento de Sistema Isolado de Fundação, In: SEFE IV, Vol. 1, São Paulo, SP, pp.24- 32.
- AOKI, N. e ALONSO, U. R. (1992), Previsão e Comprovação da Carga Admissível de Estacas, São Carlos, SP, Escola de Engenharia de São Carlos/USP.
- AOKI, N., VELLOSO, D. A. (1975), An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles, In: PCSMF, Proc. 5th, Buenos Aires, Vol. 1, pp. 367-376.

- BEREZANTSEV, V. G., (1961), Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations, Comptes Rendus du 5^o Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundations, Divisions 3B-7, Paris.
- BEURLEN, K. (1967), Estratigrafia da Faixa Sedimentar Costeira Recife - João Pessoa, Boletim da SBG, Vol.16, nº1.
- BOWLES, J. E. (1996), Single Piles – Static Capacity and Lateral Loads: Pile/Pole Buckling, Foundation Analyses and Design, 5^a edição, Capítulo 16, Editora McGraw-Hill, New York, pp. 884 e 885.
- BUSTAMANTE, M & GIANESELLI, L. (1998), Installation Parameters and Capacity of Screwed Piles, In: International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent-Belguim, Proceedings Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 95-108.
- CAPUTO, A. N. e MANRUBIA, H. (1996), Estaca Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica, In: SEFE III, São Paulo, SP, CD.
- DÉCOURT, L. (1982), Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on Values of the SPT, II European Symposium on Penetration Test, Amsterdam, Vol. 1, pp.29-34.
- DÉCOURT, L. (1987), Bearing Capacity of Bored Piles Under Bentonite, VII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Cartagena, Colombia, Vol. 2, pp. 519-523.
- DÉCOURT, L. (1993), Predicted and Measured Behavior, International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent-Belguim Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 369-376.

DÉCOURT, L. (1995), On The Load-settlement Behavior of Piles, Revista Solos e Rochas, São Paulo, S.P, Vol. 18, N° 2, pp. 93-112.

DÉCOURT, L. (1996A), A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Concreto de Rigidez , In: SEFE III, São Paulo, SP, CD.

DÉCOURT, L. (1996), Análise e Projeto de Fundações Profundas, Fundações Teoria e Prática, 2ª edição, Capítulo 8, Editora PINI Ltda., São Paulo, SP, pp. 265-230.

DÉCOURT, L. e NIYAMA, S. (1994), Predict and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils, In: ICSMFE XII, New Delhi, Vol. 2, pp. 477-486.

FERREIRA, C. E. S. e MINETTE, E. (2000), Estudo da Transferência de Cargas de um Tubulão a Céu Aberto Instrumentado, In:SEFE VI, Vol. 2, São Paulo, SP, pp. 137-147.

GUIMARÃES, R.C.; MOTA, N. M. B. M.; ABREU, P. S. B.; PEREIRA, H. F. e CARVALHO, J. C. (2002) Prova de Carga Estática em Estaca Hélice Contínua no Distrito Federal Comparação com os Métodos de previsão de Capacidade de Carga, In: COMBRASEG XII, São Paulo , Vol. 3, pp 1657-1665.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1982) Prática de Fundações nas Capitais Nordestinas, In: COBRAMSEF VII, Recife , Pe, pp. 189-206.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1995) Contribuição à Prática de Fundações: a Experiência do Recife, UFPE, *Tese para concurso de professor titular da UFPE*, Recife, PE, pp. 4-10.

HARTIKAINEN, J. & GAMBIN, M. P. (1991), Deep Foundations with Soli Escavation: Bored Piles, Root Piles C.F.A. Piles, Slurry Trench Walls, Pile and Deep Foundations , 4° International Conference, Stresa – Italy.

KOGEL, W. (1958), A Estrutura Geológica do Nordeste do Brasil, Associação Acadêmica Brasileira de Ciência, Rio de Janeiro, RJ, 33:25.

MABESOONE, J. M. (1967), Sedimentologia da Faixa Costeira, Recife – João Pessoa, Boletim SBG, Vol. 16, pp. 57-72.

MARQUES, C. J. C. B.; MIGUEL, M. G. e TEIXEIRA, R. S., (2000), Estudo do Comportamento de Estacas Hélice Contínua Monitoradas em Solo Argiloso Mediante Provas de Carga e Métodos Semi Empíricos, SEFE IV, Vol. 1, São Paulo, SP, pp. 116 -126.

MASSAD, F. e WINZ, H. C. (2000), Capacidade de Carga em Estacas Verticais Influência da Velocidade de Carregamento em Prova de Carga, In: SEFE IV, Vol. 1, São Paulo, SP, pp. 177-190.

MAZURKIEWICZ, B. K. (1972), Test Loading of Piles According to Polish Regulations, Swedish Academy of Engineering Sciences, Prol Report N° 35, 20 p.

MELLO, V. F. B. (1975), Deformações com Base Fundamental de Escolha de Fundação, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia , N° 12, pp. 55-75.

MILITISTSKY, J. (1991), Provas de Carga Estática, In: SEFE II, Vol. 2, São Paulo, SP, pp. 203-228.

MINDLIN, R. D. (1936), Force at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid. Physics, V.7, pp. 195-202.

MONTEIRO, P. F. F. (2000), A Estaca Ômegafranki Capacidade de Carga, In: SEFE IV, Vol. 2, São Paulo, SP, pp. 356-369.

NBR 6122 (1996), Projeto e execução de Fundações - ABNT, 2 pp.

NBR 12131 (1991), Estaca - Prova de Carga Estática – ABNT, 4 pp.

PASSOS, P. G. O. (2001), Contribuição ao Estudo do Efeito de Melhoramento de Depósitos Arenosos Através da Utilização de Ensaio de Placa, Tese de Mestrado UFCG, Campina Grande, 80 pp.

PFEIFFER, H.; VAN IMPE, W. F.; CORTVRINDT, G.; BOTTIAU, M. (1993), 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, Ghent-Belgium Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 217-220.

POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. (1968), The Settlement Behavior of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers, Géotechnique, Vol. 18, N° 3, pp. 351-371.

SOUZA, N. R. e COUSO, J. E. (1997), Considerações sobre o Comportamento de Estacas, Revista Solos e Rochas, São Paulo, Vol. 20, N° 2, pp 99-105.

SOUZA, N. R. e MASSAD, F. (2002), Estudo da Transferência de Carga de Estacas Solicitadas à Compressão Axial, Utilizando uma Estaca Piloto Instrumentada, In: COMBRASEF XII, São Paulo, Vol. 3, pp. 1591-1605.

- TAVENAS, F. A. & AUDY, R. (1975), Limitations of the Driving Formulas for Predicting the Bearing Capacity of Piles in Sand, *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 47-62.
- TEIXEIRA, C. Z. (1993), Comportamento de Estacas Escavadas Instrumentadas, Submetidas à Provas de Carga Lentas e Rápidas, Dissertação de mestrado, USP/São Carlos, 163 pp.
- TEIXEIRA, A. H. (1996) Projeto e Execução de Fundações, SEFE III, São Paulo, CD.
- TEIXEIRA, C. Z. e ALBIERO, J. H. (1994), A Evolução de Reação de Ponta de Estacas Escavadas Submetidas a Sucessivas Provas de Carga, COMBRASEF X, Vol. 1, Foz do Iguaçu, pp. 3-9.
- TRASK, P. D. (1950), Dynamics of Sedimentation, Capítulo 1, IN: Applied Sedimentation, Ed. P.D. Trask, John Wiley&Sons, New York, pp. 3 - 40.
- VAN DER VEEN, C. (1953), The Bearing Capacity of a Pile. In: ICSEMF III, V. 2, Zurich, pp. 84 -90.
- VELLOSO, D. A. (2000), Fundações – Projeto, Execução, Patologia e Reforço, Aplicação em Programas Habitacionais, SEFE IV, Vol. 2 ,São Paulo, SP, pp.1-9.
- VÉSIC, A. S. (1969), Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand. Performace of Deep Foundation, ASTM – SPEC, Publication N° 444, pp. 171-222.

VÉSIC, A. S. (1975A), Principles of Pile Foundation Design Soil Mechanics, N° 38, Duke University School of Engineering, Duke.

VÉSIC, A. S. (1975), General Report on Excavation and Deep Foundation, In: Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, pp. 373-387.

VIANNA, A. P. F. e CINTRA, J. C. A. (2000), Aplicabilidade do Método de Van der Veen para Extrapolação de Curvas Carga x Recalque, SEFE IV, Vol. I, São Carlos, SP, Departamento de Geotecnia USP, pp. 85-91.

VIGGIANI, C. (1993), Further Experiences with Auger Piles in Naples, Área. International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent-Belgium Rotterdam: A. A. Balkema, pp. 445-458.

VORCARO, M. C. e VELLOSO, D. A. (2000), Avaliação da Carga Última em Estacas Hélice Contínua por Regressão Linear Múltipla. SEFE IV, São Paulo, ABMS, V. 2, pp. 315-330.

ANEXO

REGISTROS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS DO TIPO HÉLICE CONTÍNUA E PERFIS DE SONDAGENS

Tabela 1.1 – Dados de execução da estaca E111 do Edifício Aderbal Jurema.

Estaca: 111

Data: 27/06/02

Início da Perfuração: 14/05/01 17:05

Início Concretagem: 14/05/01 17:36

Fim Estaca: 14/05/01 17:49

Diâmetro da Estaca (m): 0,60

Comp. da Estaca (m): 14,24

Vol. Concreto (m³): 5,21

Superconsumo: 29,52%

Inclinação X,Y: 0,-1°

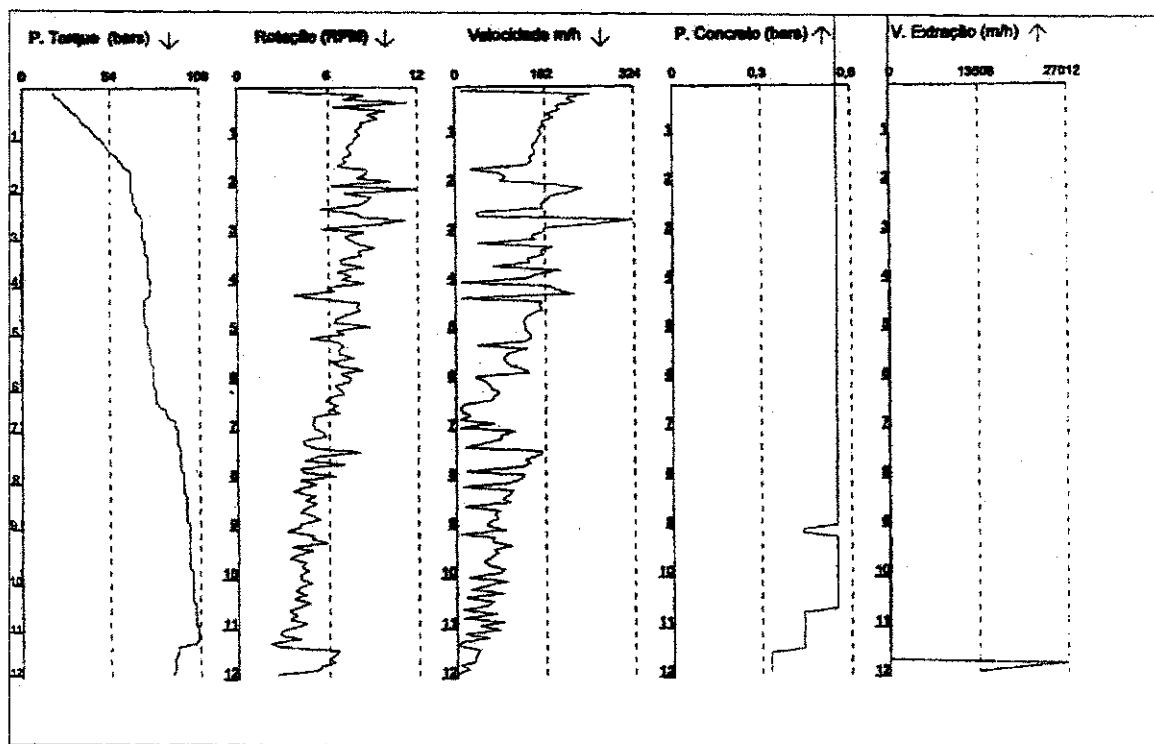


Figura 1.1 – Registros da execução da estaca E111 hélice contínua na obra do Edifício Aderbal Jurema.

Tabela 1.2 - Dados de execução da estaca E109 do Edifício Aderbal Jurema.

Estaca: 109

Data: 27/06/01

Início Perfuração: 14/05/01 14:49

Início de Concretagem: 14/05/01 16:14

Fim da Estaca: 14/05/01 16:22

Diâmetro da Estaca (m): 0,60

Comprimento da Estaca (m): 14,70

Volume Concreto (m³): 4,23

Superconsumo: 37,50%

Inclinação X,Y: 0,-1°

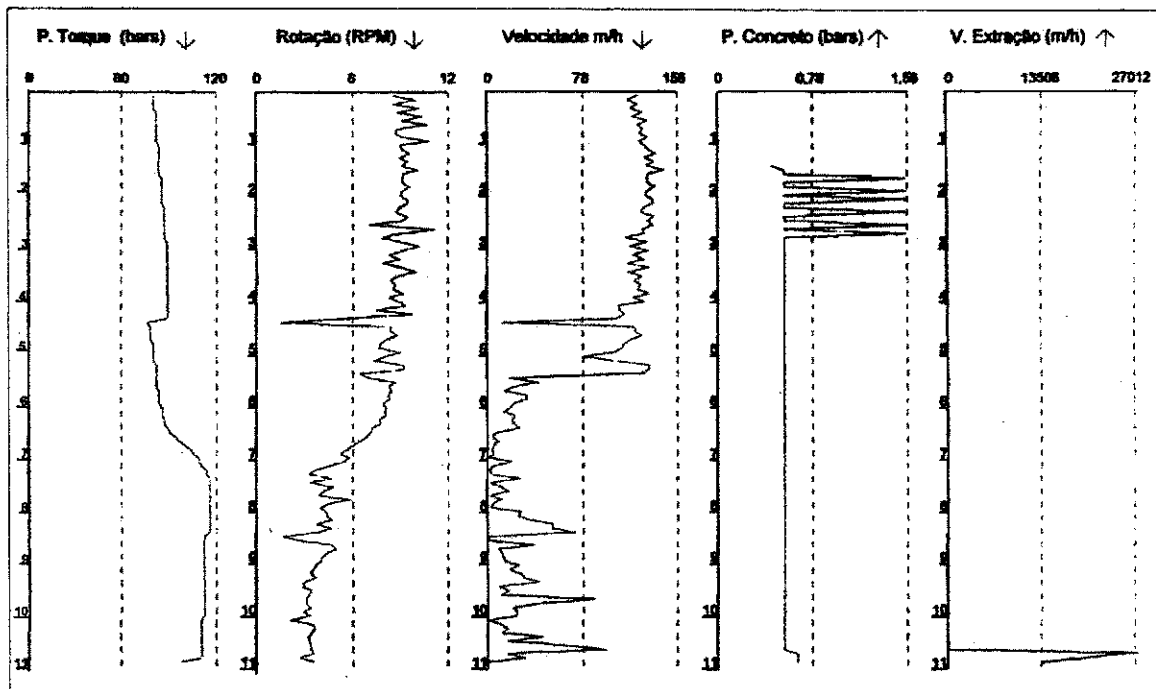


Figura 1.2 – Registros da execução da estaca E109 hélice contínua na obra do Edifício Aderbal Jurema.

Tabela 1.3 - Dados de execução da estaca E105 do Edifício Aderbal Jurema.

Estaca: 105

Data: 27/06/01

Início Perfuração: 15/05/01 11:20

Início de Concretagem: 15/05/01 12:09

Fim da Estaca: 15/05/01 12:28

Diâmetro da Estaca (m): 0,60

Comprim. da Estaca (m): 14,40

Volume Concreto (m³): 5

Superconsumo: 22,60%

Inclinação X,Y: -1,2°

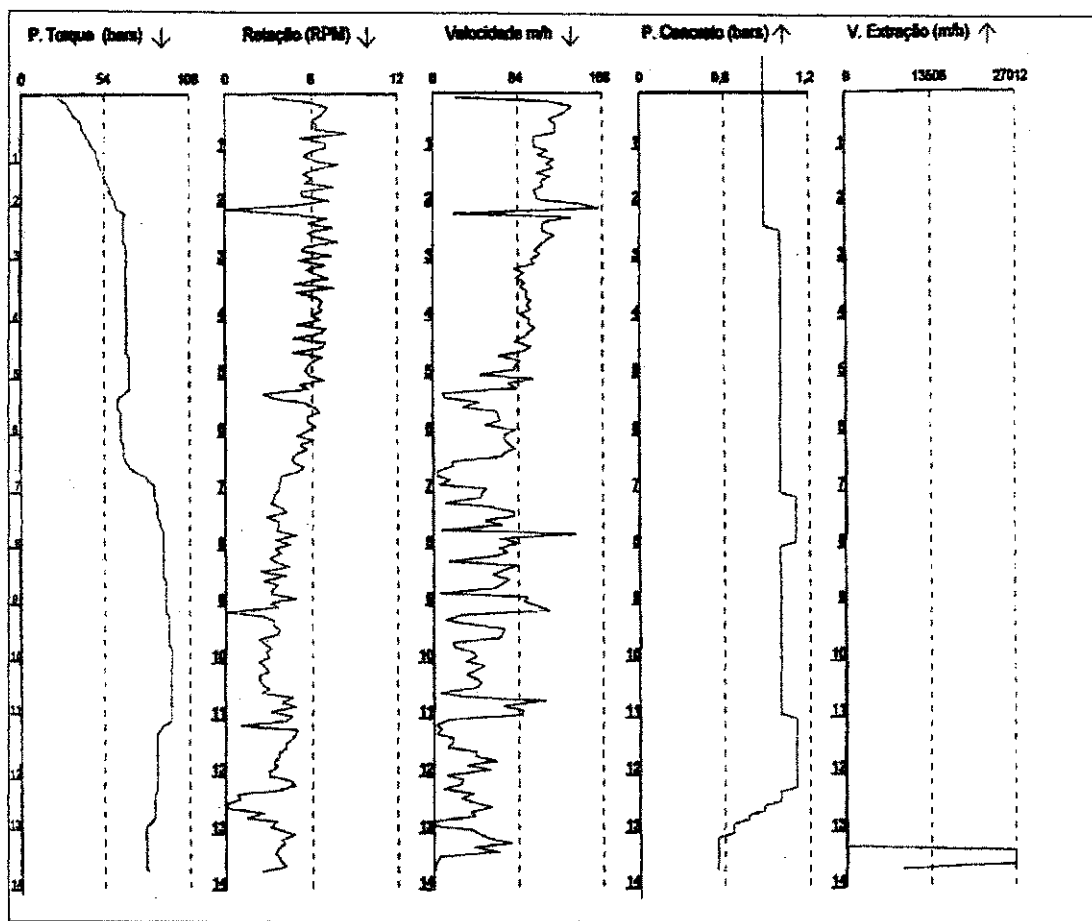


Figura 1.3 – Registros da execução da estaca E 105 hélice contínua na obra do Edifício Aderbal Jurema.

Tabela 1.4 - Dados de execução da estaca E103 do Edifício Aderbal Jurema.

Estaca: 103

Data: 27/06/01

Início Perfuração: 15/05/01 9:24

Início de Concretagem: 15/05/01 10:28

Fim da Estaca: 15/05/01 10:48

Diâmetro da Estaca (m): 0,60

Comprimento da Estaca (m): 13,92

Volume Concreto (m³): 4,23

Superconsumo: 7,60%

Inclinação X,Y: -1, 3°

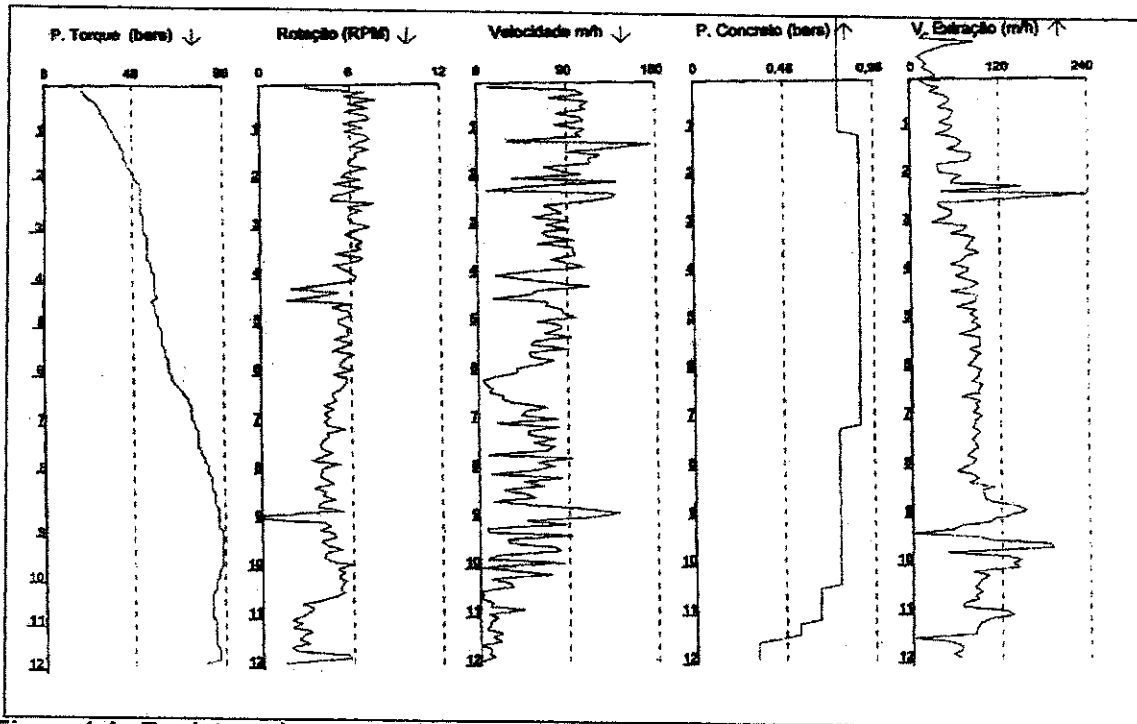


Figura 1.4- Registros da execução da estaca E103 hélice contínua na obra do Edifício Aderbal Jurema.

Tabela 1.5 - Dados de execução da estaca E107 do Edifício Aderbal Jurema.

Estaca: 107

Data: 27/06/01

Início Perfuração: 11/05/01 14:24

Início de Concretagem: 11/05/01 15:21

Fim da Estaca: 11/05/01 15:31

Inclinação X,Y: 2, 1°

Diâmetro da Estaca (m): 0,60

Comprimento da Estaca (m): 14,24

Volume Concreto (m³): 4,23

Superconsumo: 5,06%

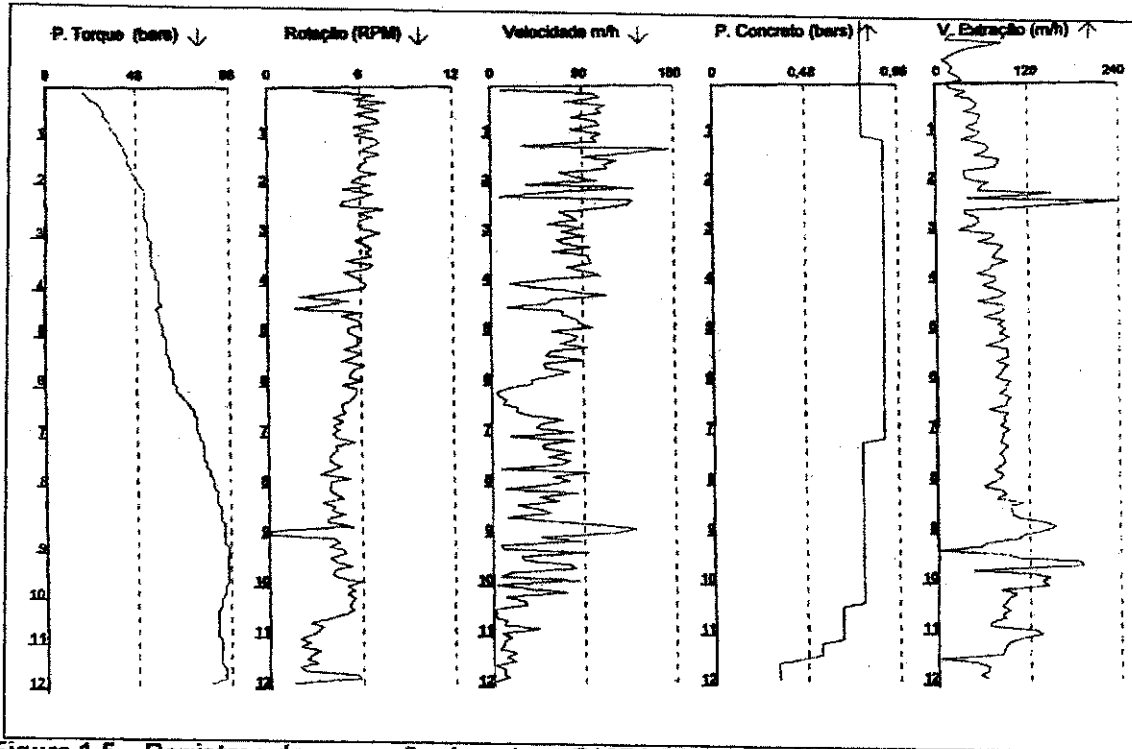


Figura 1.5 – Registros da execução da estaca E107 hélice contínua na obra do Edifício Aderbal Jurema.

Tabela 1.6- Dados da execução da estaca E08 de compressão do Edifício Estação do Mar.

Estaca : E08 P14

Data : 17/05/02

Início da Perfuração: 29/04/02 13:54

Início da Concretagem: 29/04/02 14:15

Fim da Estaca: 29/04/02 14:33

Diâmetro da estaca(m):0,80

Comprimento da estaca (m):14,00

Vol.Conc.(m³):0,27

Inclinação X,Y:-4,-2°

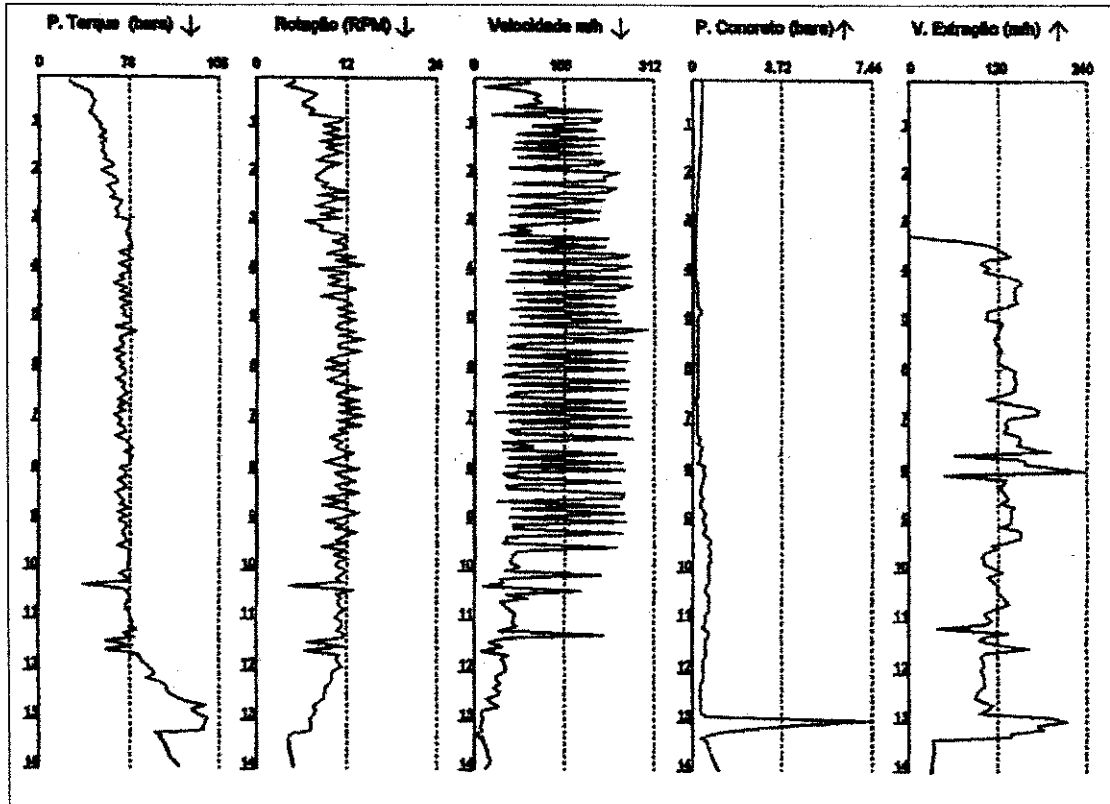


Figura 1.6 – Registros da execução da estaca E 08 hélice contínua na obra do Edifício Estação do Mar.

Tabela 1.7 - Dados da execução da estaca E04 de compressão do Edifício Parque dos Manguezais.

Estaca: P18 – E04

Data: 06/09/02

Início Perfuração: 05/09/02 17:03

Início Concretagem: 05/09/02 17:33

Fim Estaca: 05/09/02 17:59

Diâmetro Da Estaca (m) : 0,50

Compr. Estaca (m) : 20,00

Vol. Conc. (m³): 4,4

Superconsumo: 11,60%

Inclinação X, Y: 1, -5°

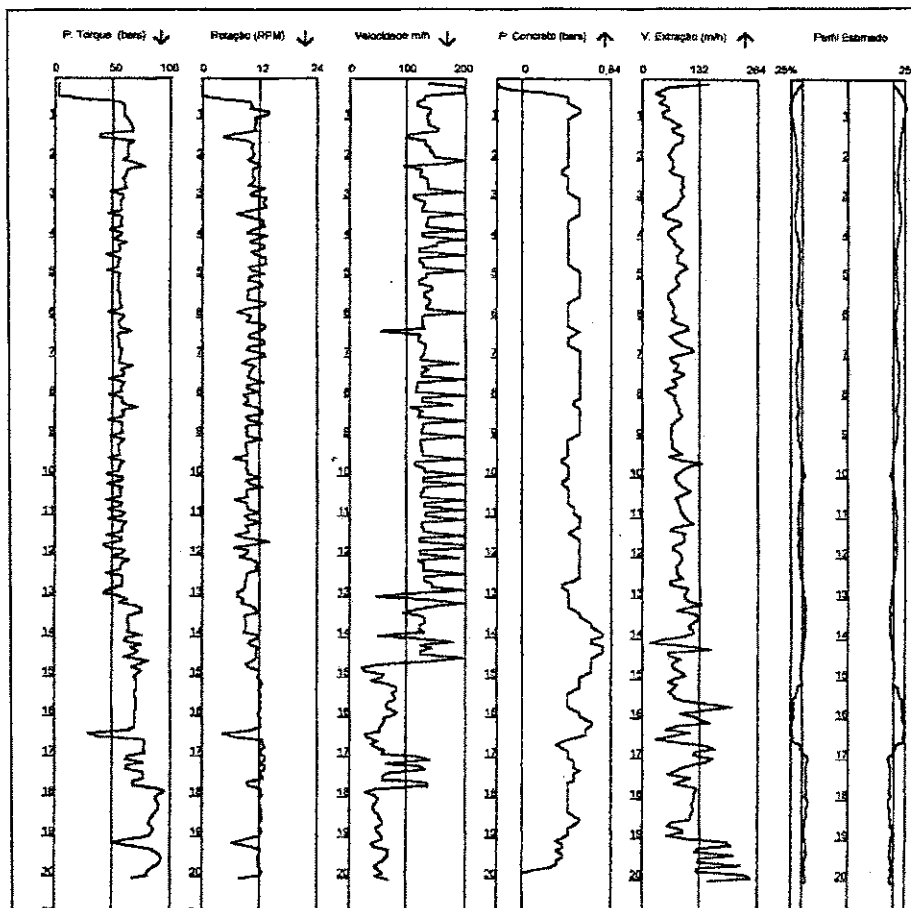



Figura 1.7 – Registros da execução da estaca E04 hélice contínua na obra do Edifício Parque dos Manguezais.

Gráficos da Estaca

	Serviço executado por:	Estaca: P07-E34	Obra: C.MART
	FUNDAÇÕES ROSSI LTDA	Data: 09/10/02	Dímetro Estaca (m): 0,400
	Cliente:	Início Perfuração: 07/10/02 14:53	Compr. Estaca(m): 20,50
	MARTINS EMPREENDIMENTOS	Inic. Concretagem: 07/10/02 15:12	Vol. Conc. (m³): 2,73
		Fim Estaca: 07/10/02 15:27	Superconsumo: 5,66 %
		Contrato: PE263-02	Inclinação X,Y: 2,-2°

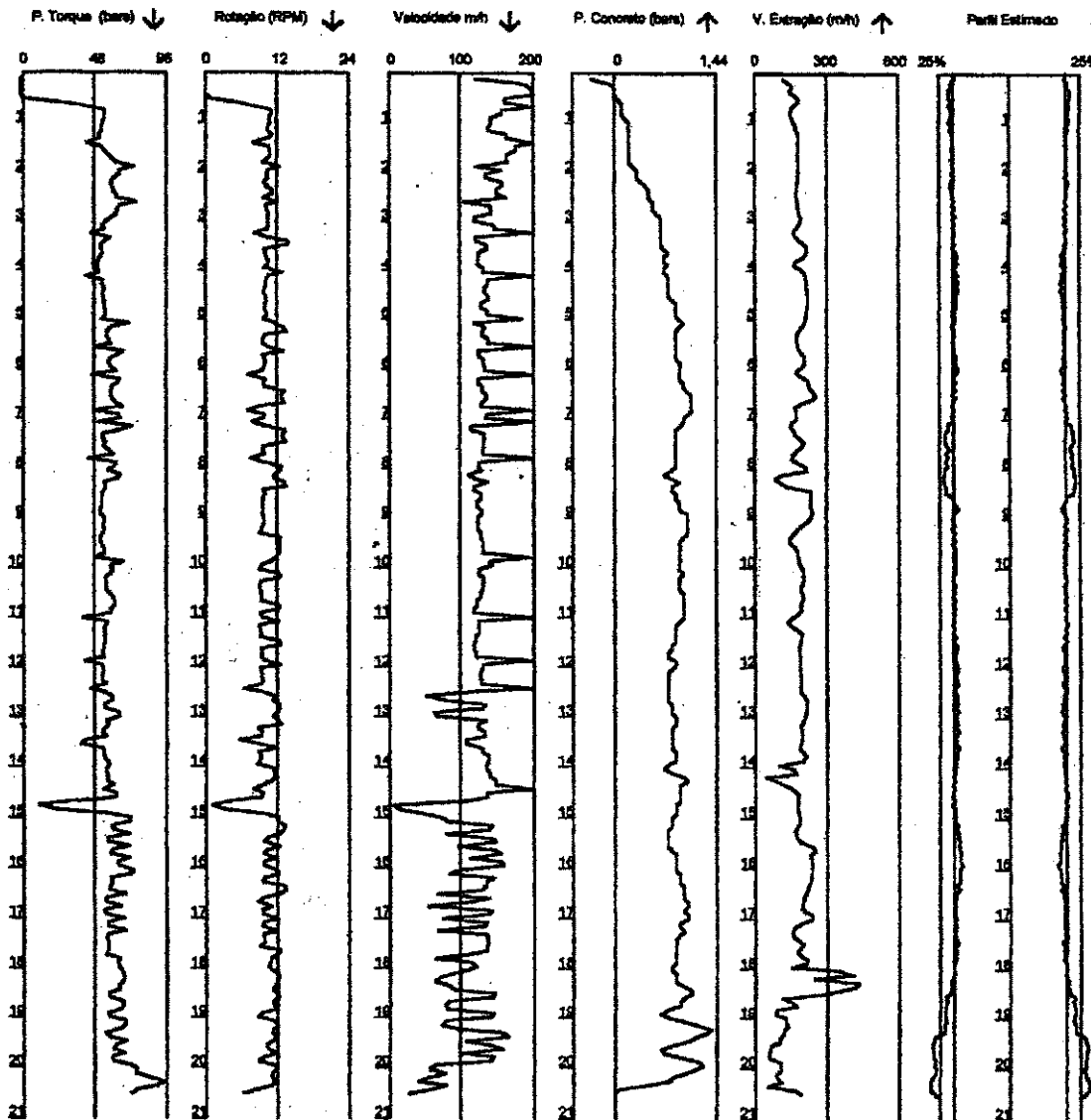


Figura 1.8 – Registros da execução da estaca E34 hélice contínua na obra do Edifício Consuelo Martins.

Tabela 1.9: Dados da execução da estaca de compressão E97 do Edifício Maria de Lourdes.

Estaca : P09 – E97

Data: 04/11/02

Início de perfuração : 01/11/02 14:16

Início Concretagem: 01/11/02 14:45

Fim Estaca: 01/11/02 15:13

Diâmetro Estaca (m): 0,50

Compr. Estaca (m): 21,00

Vol. Conc. (m³): 5,282

Superconsumo: 27,86%

Inclinação X,Y: -2, 0°

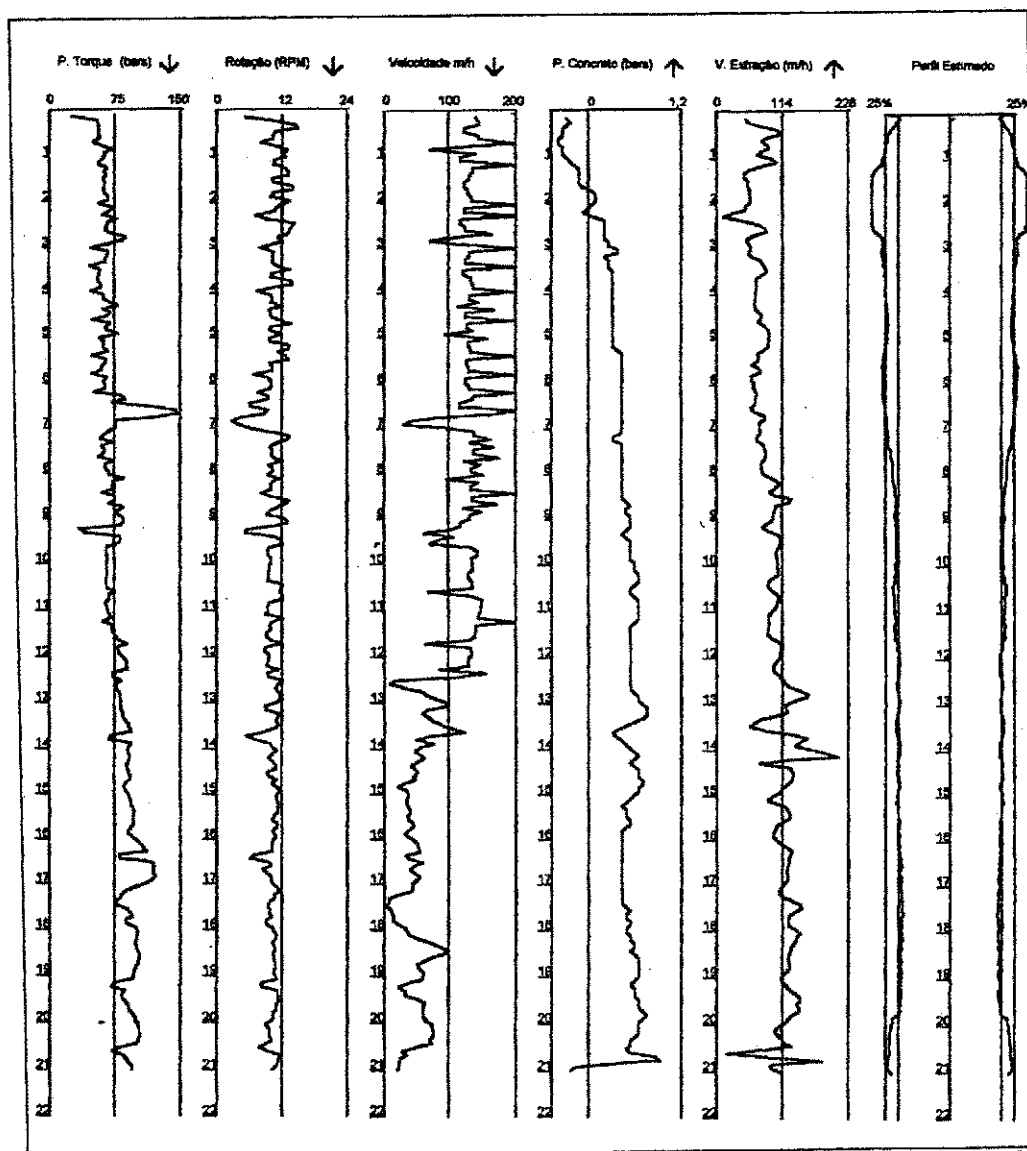


Figura 1.9 – Registros da execução da estaca E97 hélice contínua na obra do Edifício Maria de Lourdes.

Tabela 1.10 - Dados da execução da estaca de compressão E12 do Edifício Maria de Lourdes

Estaca: P03 – E12

Data: 10/11/02

Início da Perfuração: 07/11/02 08:29

Início Concretagem: 07/11/02 09:00

Fim Estaca: 07/11/02 09:31

Diâmetro da Estaca (m): 0,50

Comp. da Estaca (m): 21,00

Vol. Concreto (m³): 4,932

Superconsumo: 19,38%

Inclinação X,Y: 3, 4°

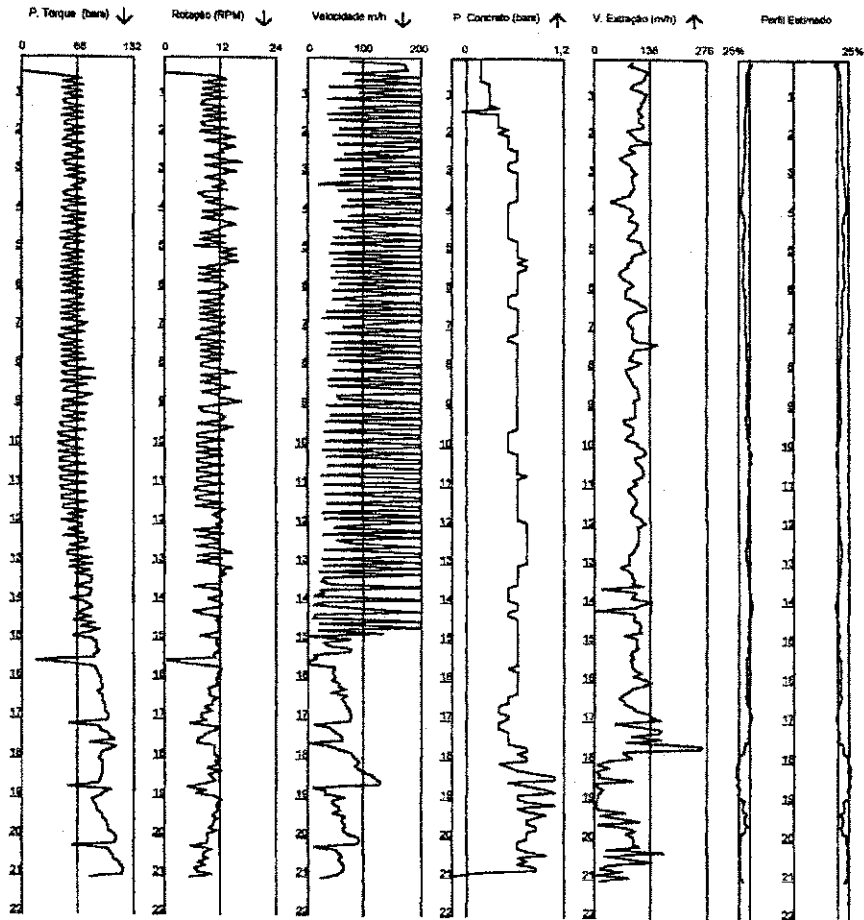


Figura 1.10 - Registros da execução da estaca E12 hélice contínua na obra do Edifício Maria de Lourdes.

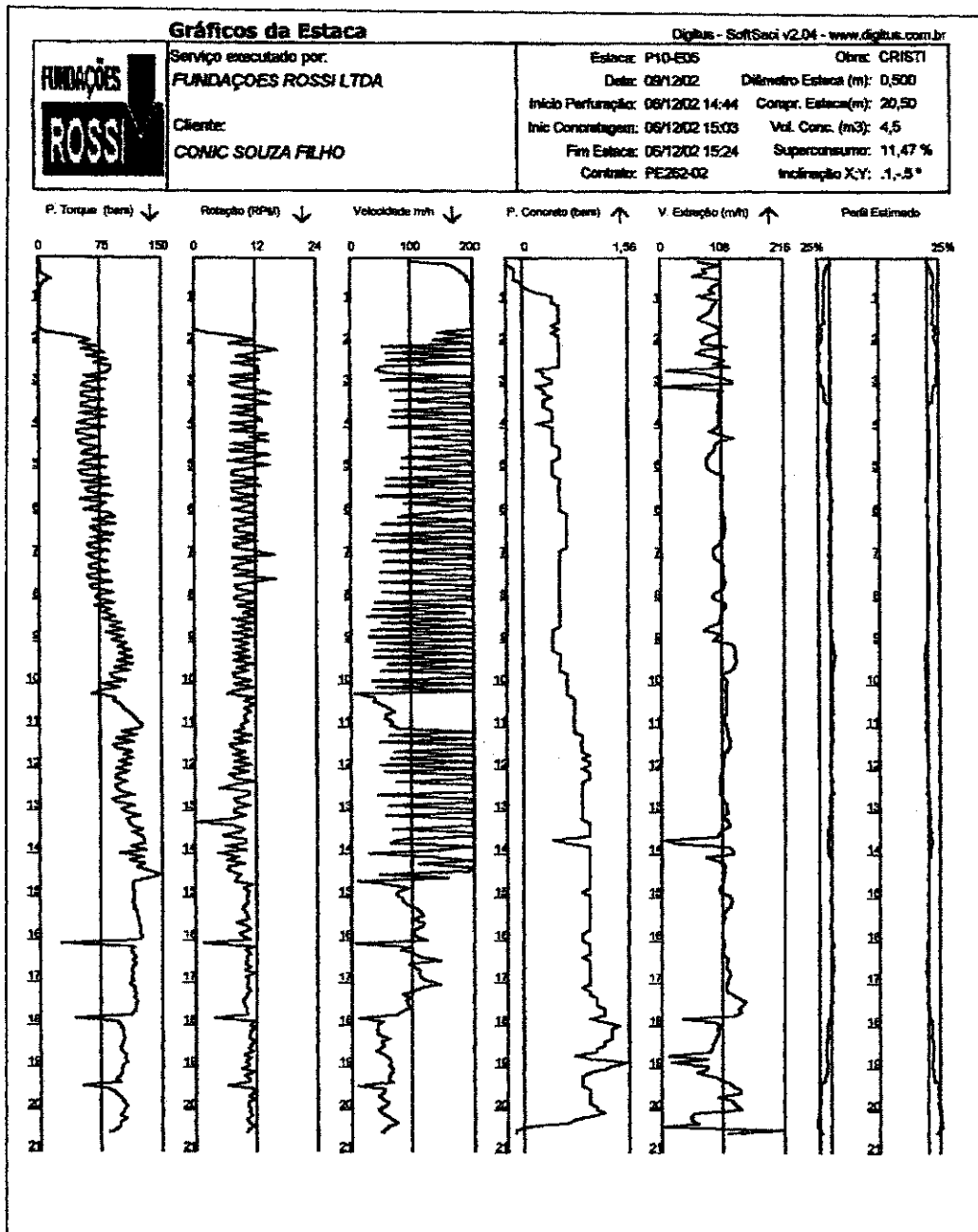


Figura 1.11 - Registros da execução da estaca E05 hélice contínua na obra do Edifício Cristiano.

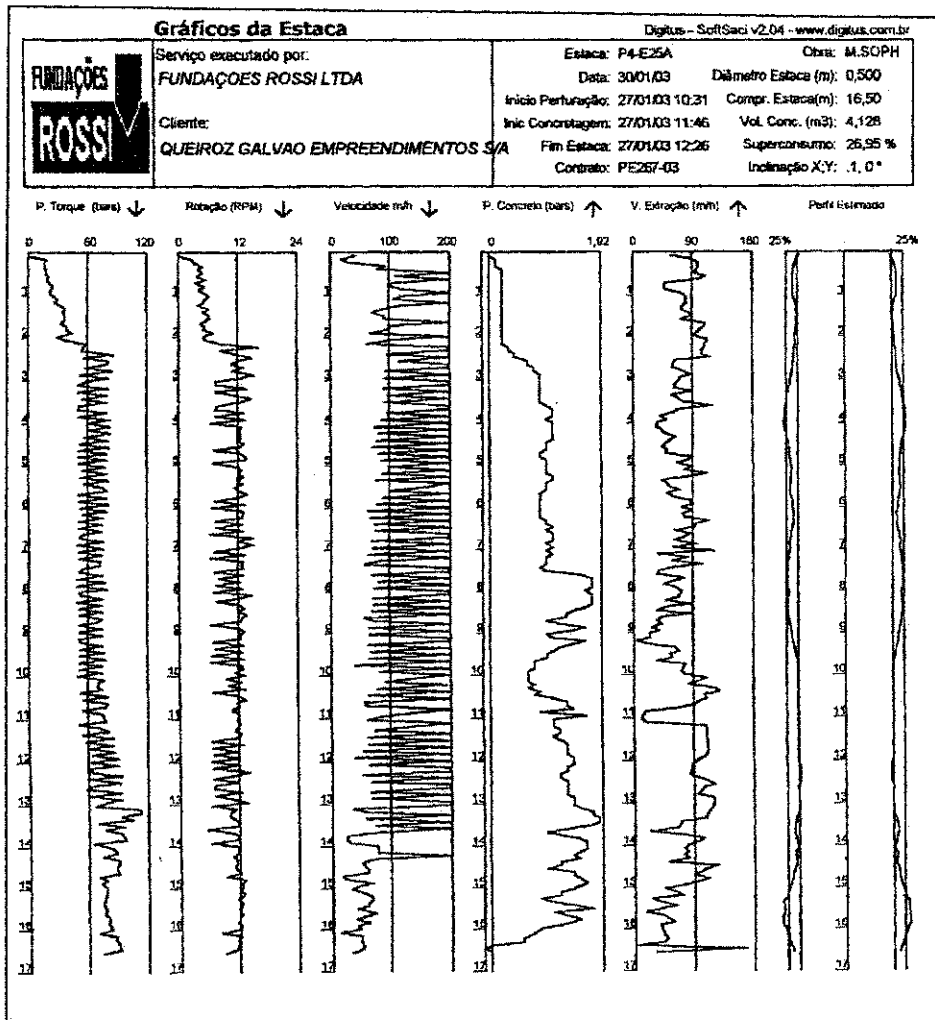


Figura 1.12 - Registros da execução da estaca E25A hélice contínua na obra do Edifício Maria Sophie.