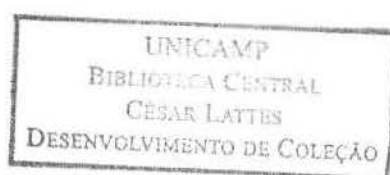


UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

**ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS HORIZONTAIS EM SOLOS COLAPSÍVEIS
DO INTERIOR DE SÃO PAULO, NAS CONDIÇÕES NATURAL, MELHORADA E
INUNDADA**

GENTIL MIRANDA JUNIOR

**CAMPINAS
DEZEMBRO DE 2006**

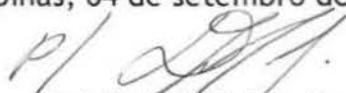




PARECER

Este exemplar corresponde à redação final da Tese de Doutorado defendida por **Gentil Miranda junior**, aprovada pela Comissão Julgadora em 11 de dezembro de 2006.

Campinas, 04 de setembro de 2007.


Prof. Dr. David de Carvalho
Presidente

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

**ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS HORIZONTAIS EM SOLOS COLAPSÍVEIS
DO INTERIOR DE SÃO PAULO, NAS CONDIÇÕES NATURAL , MELHORADA E
INUNDADA**

Tese apresentada à Faculdade de Engenharia
Agrícola da Universidade Estadual de
Campinas para obtenção do título de Doutor em
Engenharia Agrícola na área de concentração
Construções Rurais.

GENTIL MIRANDA JUNIOR

Orientador: Prof. Dr. David de Carvalho

**CAMPINAS
DEZEMBRO DE 2006**

UNIDADE BC
Nº CHAMADA: _____
T/UNICAMP 116722
V. _____ EX. _____
TOMBO BCCL 74294
PROC 16.145-07
C _____ D 4
PREÇO 11.00
DATA 25/9-07
BIB-ID 418243

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

M672e Miranda Junior, Gentil
Estacas submetidas a esforços horizontais em solos
colapsáveis do interior de São Paulo, nas condições
natural, melhorada e inundada / Gentil Miranda Junior.--
Campinas, SP: [328 p.], 2006.

Orientador: David de Carvalho
Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.

1. Fundações (Engenharia). 2. Prova de carga. 3.
Mecânica do solo. 4. Solo - cimento. 5. Estacas de
concreto. I. Carvalho, David de. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia
Agrícola. III. Título.

Título em Inglês: Horizontally loaded piles in collapsible soils of the interior
of the state of São Paulo, under the conditions of natural
humidity, improved soil and pre-flooded soil

Palavras-chave em Inglês: Horizontal loading, Loading tests, Piles,
Collapsible soil, Soil-cement

Área de concentração: Construções Rurais e Ambiente

Titulação: Doutor em Engenharia Agrícola

Banca examinadora: Stelvio Milton Teixeira Ranzini, Cláudio Vidrih Ferreira,
Adriano Souza e Miriam Gonçalves Miguel

Data da defesa: 11/12/2006

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Agrícola

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

**ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS HORIZONTAIS EM SOLOS COLAPSÍVEIS DO
INTERIOR DE SÃO PAULO, NAS CONDIÇÕES NATURAL, MELHORADA E
INUNDADA**

GENTIL MIRANDA JUNIOR

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. David de Carvalho
Orientador e Presidente / Universidade Estadual de Campinas

Prof. Dr. Stelvio Milton Teixeira Ranzini
Universidade de São Paulo

Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira
Unesp - Bauru

Prof. Dr. Adriano Souza
Unesp - Ilha Solteira

Profa. Dra. Miriam Gonçalves Miguel
Universidade Estadual de Campinas

Campinas, 11 de dezembro de 2006

200746996

*“Para quem o pequeno não é nada,
não é grande o grande”.*

**Ortega y Gasset,
“Meditaciones del Quijote”**

*Aos meus pais, Gentil e Jacy.
E aos meus irmãos.*

AGRADECIMENTOS

*Em primeiro lugar ao Prof. Dr. David de Carvalho
pela orientação, incentivo e serenidade ao longo deste extenso trabalho.
À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, FAPESP, pelo auxílio à
pesquisa.*

À Faculdade de Engenharia Agrícola, Unicamp.

*Aos professores das Universidades Estaduais, Cláudio Vidrih Ferreira, Stélio Menezes e
Adriano Souza que gentilmente colaboraram com as ricas informações dos Campos
Experimentais.*

*Aos professores da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp Paulo José Rocha de
Albuquerque e Miriam Gonçalves Miguel.*

*Ao Engo. e amigo Bruno Braz Zammataro, que muito ajudou na realização das provas de
carga.*

*Aos colegas e amigos de pós-graduação pelo estimado apoio: Rogério Carvalho Ribeiro
Nogueira, João Alexandre Paschoalin Filho, Eduardo Beira Fontaine, Lóris Ladir Zucco, Ana
Paula Montagner.*

*Ao Engo. e amigo José Luiz Balbino e aos funcionários da Balbino Fundações Ltda, Aurélio
Pereira e Jorge Sousa pela ajuda cuidadosa na realização das provas de carga.*

*Às atenciosas Gisleiva Cristina S. Ferreira e Flávia de Freitas Vieira do
Laboratório de Materiais da Feagri.*

Aos funcionários do Campo Experimental.

Aos funcionários da Oficina da Feagri.

Aos técnicos do Laboratório de Solos da Faculdade de Engenharia Civil.

*A vários outros que me ajudaram de diversas maneiras e que preferem não ser citados
nominalmente.*

10 - RESULTADOS DE OUTROS LOCAIS.....	233
10.1. - CAMPO EXPERIMENTAL DA FEAGRI - UNICAMP.....	233
10.1.1 - RESULTADOS COM ESTACAS PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO.....	233
10.2 - CAMPO EXPERIMENTAL DE SÃO CARLOS.....	236
10.2.1 - SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE SÃO CARLOS.....	236
10.2.2 - PROVAS DE CARGA EM ESTACAS APILOADAS, ESCAVADAS, STRAUSS E RAIZ.	246
10.3 - CAMPO EXPERIMENTAL DE BAURU.....	249
10.3.1 - SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE BAURU.....	249
10.3.2 - PROVAS DE CARGA EM ESTACAS APILOADAS.....	256
10.4 - CAMPO EXPERIMENTAL DE ILHA SOLTEIRA.....	264
10.4.1 - SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL.....	264
10.4.2 - PROVAS DE CARGA COM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS.....	272
10.4.3 - PROVAS DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS.....	276
10.5 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS PARA A CONDIÇÃO DE SOLO NA UMIDADE NATURAL.....	281
10.6 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS PARA A CONDIÇÃO DE SOLO PRÉ-INUNDADO.....	283
10.7 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS COM MELHORIA DO SOLO.....	285
10.8 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS PARA A CONDIÇÃO DE PRÉ-INUNDAÇÃO DO SOLO-CIMENTO.....	287
11 - CONCLUSÕES.....	289
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	295

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Situações de carregamento horizontal em estacas (Prakash & Sharma, 1990)	6
Figura 2.2 – Exemplos de estacas ativas (Alonso, 1989).....	8
Figura 2.3 - Situações de estacas carregadas transversalmente em profundidade (Alonso, 1989).....	9
Figura 2.4 – Reação do solo numa estaca carregada transversalmente: a) situação real; b) modelada pela hipótese de Winkler (Velloso & Lopes, 2002).....	10
Figura 2.5 - Reação aplicada pelo solo na estaca: pressão e carga linear (Alonso, 1989).	12
Figura 2.6 - Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade (Terzaghi, 1955).....	13
Figura 2.7 – Curvas p-y para trechos da camada do solo (Velloso & Lopes, 2002).....	14
Figura 2.8 - Curvas p-y para estaca com carga horizontal estática e cíclica (Reese et al. 1975)	16
Figura 2.9 – Situação de estaca em argila abaixo do nível d'água submetida a carregamento cíclico (Reese & Van impe, 2001).	16
Figura 2.10 – Deformações num corpo de prova sob compressão.....	17
Figura 2.11 - Módulos tangente e secante numa curva tensão deformação	18
Figura 2.12 - Diferenciação entre estacas longas e curtas (apud Alonso, 1989).....	22
Figura 2.13 - Linhas de estado de estacas longas (apud Alonso, 1989).....	26
Figura 2.14 - Divisão da estaca para análise de diferenças finitas (apud Alonso, 1989).....	26
Figura 2.15 – Diagramas de esforços do Método de Miche (1930).....	30
Figura 2.16 - Método de Miche: determinação do momento fletor máximo (Miche, 1930) .	31
Figura 2.17 – Expressões para esforços numa estaca vertical, com topo livre, submetida à força horizontal e momento (Matlock & Reese, 1960).	35
Figura 2.18 – Convenção de sinais (Matlock & Reese, 1960).	40
Figura 2.19 - Coeficiente C_y de Matlock & Reese (1961).....	43
Figura 2.20– Coeficientes A_y , A_m , A_s , A_v e A_p de Matlock & Reese (1961)	44
Figura 2.21 – Coeficientes B_y , B_m , B_s , B_v e B_p de Matlock & Reese (1961)	45
Figura 2.22 – Coeficientes F_y , F_M , F_p de Matlock & Reese (1961)	46
Figura 2.23 – Estaca equivalente pelo Método de Davisson e Robisson (1965)	47
Figura 2.24 – Representação adimensional da estaca (Davisson e Robisson, 1965)	48
Figura 2.25 – Coeficientes S_R e S_T para flexão e flambagem (Davisson e Robisson, 1965)....	49
Figura 2.26 - Esquema de tubulão ou estaca curta para Método Russo (apud Alonso, 1989)	52
Figura 2.27 - Estaca em solo com E_s constante (Poulos & Davis, 1980)	58
Figura 2.28 - Valores de I_{pH} com topo livre e E_s constante (Poulos & Davis, 1980)	59

Figura 2.29 - Valores de I_{pM} e $I_{\theta H}$ com topo livre e E_s constante (Poulos & Davis, 1980)	60
Figura 2.30 - Valores de $I_{\theta M}$ com topo livre e E_s constante (Poulos & Davis, 1980)	60
Figura 2.31 - Valores de I_{pF} com topo engastado e E_s constante (Poulos & Davis, 1980).....	61
Figura 2.32 - Valores de I'_{pM} e $I'_{\theta H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980)	63
Figura 2.33 - Valores de $I'_{\theta M}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980)	63
Figura 2.34 - Valores de I'_{pH} com topo livre e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980).....	64
Figura 2.35 - Valores de I'_{pF} com topo engastado e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980)..	64
Figura 2.36 – Cálculo da resistência lateral em estacas curtas (Brinch Hansen, 1961)	66
Figura 2.37 - Valores de K_q e K_c para método de Brinch Hansen, 1961.	67
Figura 2.38 - Resistência lateral para duas camadas de solo (Brinch Hansen, 1961)	68
Figura 2.39 – Formas de ruptura de estacas: a) estaca longa com topo livre; b) estaca curta com topo livre; c) estaca longa com topo engastado; d) estaca intermediária com topo engastado; e) estaca curta com topo engastado. (Broms, 1964a)	69
Figura 2.40 - Distribuição da resistência lateral em argilas (Broms, 1964a).	70
Figura 2.41 – Ruptura para estacas curtas, topo livre, em solos coesivos (Broms, 1964a).....	71
Figura 2.42 - Ruptura para estacas longas, topo livre, em solos coesivos (Broms, 1964a)	71
Figura 2.43 - Resistência lateral máxima; estacas curtas, topo livre, solos coesivos (Broms, 1964a).	72
Figura 2.44 - Resistência lateral máxima; estacas longas, topo livre, solos coesivos (Broms, 1964a).	72
Figura 2.45 - Ruptura para estaca curta, com topo engastado, em solo coesivo (Broms, 1964a)	73
Figura 2.46 - Ruptura para estaca intermediária, com topo engastado, em solo coesivo (Broms, 1964a).	73
Figura 2.47 - Ruptura para estaca longa, com topo engastado, em solo coesivo (Broms, 1964a).	73
Figura 2.48 - Ruptura de estaca curta, topo livre, solo não coesivo (Broms, 1964b)	77
Figura 2.49 - Ruptura de estaca longa, topo livre, solo não coesivo (Broms, 1964b).	77
Figura 2.50 - Resistência lateral máxima, estacas curtas, solos não coesivos (Broms, 1964b).....	78
Figura 2.51 - Resistência lateral máxima, estacas longas, solos não coesivos (Broms, 1964b)..	78

Figura 2.52 – a) Estaca curta e b) estaca intermediária em solo não coesivo (Broms, 1964b)...	79
Figura 2.53 - Estaca longa em solo não coesivo (Broms, 1964b)	79
Figura 3.1 – Locação de estacas e Ensaios de campo no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp	84
Figura 3.2 – Perfil geológico da região de Campinas (Zuquete, 1987)	85
Figura 3.3 – Regiões com potencialidade e ocorrência do perfil (Giacheti, 1991)	86
Figura 3.4 - Valores de umidade em períodos e profundidades distintas (Carvalho et al., 2004)	87
Figura 3.5 - Locação de furos de sondagens do Campo Experimental da Feagri - Unicamp .	92
Figura 3.6 – Relatório de uma sondagem SPT-T – Campo Experimental da Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)	93
Figura 3.7 - Valores mínimo, médio e máximo de N do SPT – Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004)	95
Figura 3.8 - Locação de ensaios CPT – Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004)	97
Figura 3.9 – Gráficos de resultados de ensaios CPT – Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004)	98
Figura 3.10 - Resultados de ensaios DMT (Dilatômetro de Marchetti) Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004).	100
Figura 3.11 - Resultados de ensaios DMT (Dilatômetro de Marchetti) Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004).....	101
Figura 3.12 - Resultados de ensaios pressiométricos tipo Menard Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004).....	103
Figura 3.13 – Curvas pressão <i>versus</i> volume - Ensaios Pressiométricos (para 2m e 4m) Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004).....	103
Figura 3.14 – Curvas pressão <i>versus</i> volume -Ensaios Pressiométricos tipo Menard (profundidades 8m, 10m, 12m e 14m) (Carvalho et al., 2004).	104
Figura 4.1 - Locação das estacas do Campo Experimental da Feagri – Unicamp e indicação das provas de cargas	106
Figura 4.2 – Equipamento de estaca hélice contínua	109
Figura 4.3 - Trado da estaca ômega.....	111
Figura 4.4 – Resultados de f_s do ensaio de cone próximos a estacas ômega e hélice (Albuquerque, 2001)	114
Figura 4.5 – Resultados de q_c de ensaios de cone próximos a estacas hélice e ômega (Albuquerque, 2001).....	115

Figura 5.1 – Esquema de montagem das provas de carga. (Zammataro, 2004).....	120
Figura 5.2 - Foto da montagem de uma prova de carga	122
Figura 5.3 - Locação das estacas do campo experimental da Unicamp e indicação das provas de cargas	123
Figura 5.4 – Foto do travamento das estacas de reação na PC 03 II	126
Figura 5.5 – Detalhe da Figura 5.4	126
Figura 5.6 - Sistema utilizado para a pré-inundação do solo.	128
Figura 5.7 - Área da troca de solo por solo-cimento.	131
Figura 5.8 - Preparação do solo-cimento compactado no campo.	131
Figura 5.9 - Preparo da pré-inundação do solo-cimento	132
Figura 6.1 -Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 01.....	133
Figura 6.2 - Detalhe do 1o. ciclo de carregamento da prova de carga PC 01.	134
Figura 6.3 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 02.....	134
Figura 6.4 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 03.....	135
Figura 6.5 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 03 II.	135
Figura 6.6 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga 04.....	136
Figura 6.7 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 04 II.	136
Figura 6.8 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 05.....	137
Figura 6.9 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC pi 05.	137
Figura 6.10 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 06.....	138
Figura 6.11 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC pi 06. ...	138
Figura 6.12 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC 07.....	139
Figura 6.13 Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 01.	140
Figura 6.14 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 02...	140
Figura 6.15 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 03...	141
Figura 6.16 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal da prova de carga PC SC pi 03	141
Figura 6.17 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 04...	142
Figura 6.18 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC pi 04.	142
Figura 6.19 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 05...	143
Figura 6.20 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 06...	143
Figura 6.21 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 07...	144
Figura 6.22 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC pi 07.	144
Figura 6.23 - Curva carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – hélice contínua 1.	145

Figura 6.24 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – hélice contínua 2.....	146
Figura 6.25 - Curva carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – hélice contínua 3.....	146
Figura 6.26 - Detalhe da figura 6.25 - hélice contínua 3 - condições 1 e 2.....	147
Figura 6.27 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – hélice contínua 4.....	147
Figura 6.28 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – as quatro estacas hélice contínua com solo natural e solo natural pré-inundado.....	148
Figura 6.29 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – as 4 estacas hélice contínua com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado	149
Figura 6.30 - Detalhe das curvas carga versus deslocamento horizontal – as 4 estacas hélice contínua com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado.....	150
Figura 6.31 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – escavada 1	151
Figura 6.32 - Detalhe da figura 6.31 - solo natural - escavada 1	151
Figura 6.33 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – escavada 2	152
Figura 6.34 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – escavada 3	152
Figura 6.35 - Detalhe da figura 6.34: só condições 1 e 2 - escavada 3	153
Figura 6.36 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – escavada 4.	153
Figura 6.37 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – as 4 estacas escavadas com solo natural e solo natural pré-inundado	154
Figura 6.38 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – as 4 estacas escavadas com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado	155
Figura 6.39 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – ômega 1	156
Figura 6.40 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – ômega 2	156
Figura 6.41 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – ômega 3	157
Figura 6.42 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – as 3 estacas ômega com solo natural e solo natural pré-inundado	158
Figura 6.43 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – as 3 estacas ômega com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado	159
Figura 6.44 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – raiz 1	160
Figura 6.45 - Curvas carga versus deslocamento horizontal – raiz 2	160
Figura 6.46 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – raiz 3	161
Figura 6.47 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – as 3 estacas raiz com solo natural e solo natural pré-inundado	162
Figura 6.48 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento horizontal – as 3 estacas raiz com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado	163
Figura 7.1 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 01	165
Figura 7.2 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 02.....	166

Figura 7.3 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 03 e PC 03 II	166
Figura 7.4 – Detalhe das curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 03 e PC 03 II ...	167
Figura 7.5 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 04 e 04 II	167
Figura 7.6 – Detalhe das curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 04 e 04 II	168
Figura 7.7 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 05	168
Figura 7.8 – Detalhe das curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 05.....	169
Figura 7.9 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 06.....	169
Figura 7.10 – Detalhe das curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 06.....	170
Figura 7.11 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC pi 06.....	170
Figura 7.12 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC 07.....	171
Figura 7.13 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC 01.....	172
Figura 7.14 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC 02	172
Figura 7.15 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC 03.....	173
Figura 7.16 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC pi 03.....	173
Figura 7.17 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC 04.....	174
Figura 7.18 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC 05.....	174
Figura 7.19 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC 06.....	175
Figura 7.20 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC 07.....	175
Figura 7.21 – Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – PC SC pi 07.....	176
Figura 7.22 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – hélice contínua 1	176
Figura 7.23 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – hélice contínua 2.....	178
Figura 7.24 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – hélice contínua 3.....	178
Figura 7.25 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – hélice contínua 4.....	179
Figura 7.26 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – escavada 2.....	179
Figura 7.27 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – escavada 3.....	180
Figura 7.28 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – escavada 4.....	180
Figura 7.29 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – ômega 1.....	181
Figura 7.30 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – ômega 2.....	181
Figura 7.31 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – ômega 3.....	182
Figura 7.32 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – raiz 1	182
Figura 7.33 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – raiz 2	183
Figura 7.34 - Curvas n_h <i>versus</i> deslocamento horizontal – raiz 3	183
Figura 8.1 – Curvas cargas <i>versus</i> deslocamento horizontal das prova de carga com solo natural e solo natural pré-inundado	187
Figura 8.2 – Detalhe da Figura 8.1 para deslocamentos de até 14 mm.....	188

Figura 8.3 – Valores de carga por estaca das provas de carga com solo natural e solo natural pré-inundado para deslocamentos de 6 e 12 mm.....	189
Figura 8.4 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 01 e PC SC 01	190
Figura 8.5 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 02 e PC SC 02	191
Figura 8.6 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 03 e PC SC 03.....	191
Figura 8.7 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 04 e PC SC 04.....	192
Figura 8.8 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 05 e PC SC 05.....	192
Figura 8.9 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 06 e PC SC 06.....	193
Figura 8.10 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 07 e PC SC 07.....	193
Figura 8.11 –Valores de carga médias por estaca para deslocamentos de 6 e 12 mm para solo natural e solo-cimento	195
Figura 8.12 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das provas de carga com solo-cimento com e sem pré-inundação para as estacas hélice contínua e escavada	196
Figura 8.13 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das provas de carga com solo-cimento com e sem pré-inundação para as estacas ômega.....	197
Figura 8.14 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das provas de carga com solo-cimento com e sem pré-inundação para as estacas raiz.....	197
Figura 8.15 –Valores de carga médias por estaca para deslocamentos de 6 e 12 mm para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado	199
Figura 8.16 - Valores médios por estaca da carga para atingir deslocamentos de 6 mm.....	202
Figura 8.17 - Valores médios por estaca da carga para atingir deslocamentos de 12 mm...	203
Figura 9.1 - Curvas n_h versus y_o para estaca Om 3 com 2 ciclos de carregamento.....	209
Figura 9.2 - Curvas n_h versus y_o para estaca HC01 com os 2 ciclos e nh' (só 2o. ciclo).....	210
Figura 9.3 - Curvas n_h versus y_o para estaca Om 3 com os 2 ciclos e nh' (só 2o. ciclo).....	210
Figura 9.4 - Curvas n_h versus y_o para estaca R 3 com os 2 ciclos e nh' (só 2o. ciclo).....	211
Figura 9.5 - Curvas n_h versus y_o para estaca Esc 3 com os 2 ciclos e nh' (só 2o. ciclo).....	211
Figura 9.6 – Curvas coeficiente de reação horizontal versus deslocamento horizontal para as provas de carga com solo natural e solo natural pré-inundado.....	213
Figura 9.7 – Detalhe das curvas da Figura 9.6	214
Figura 9.8 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_o – estacas hélices c.	215
Figura 9.9 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_o – estacas escavadas	216
Figura 9.10 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_o – estacas ômega.....	216
Figura 9.11 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_o – estacas raiz	217
Figura 9.12 – Efeito da pré-inundação no solo-cimento nas curvas n_h versus y_o – estacas escavada e hélice contínua.....	219

Figura 9.13 – Efeito da pré-inundação no solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas ômega	219
Figura 9.14 – Efeito da pré-inundação no solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas raiz	220
Figura 9.15 – Valores médios de n_h para as quatro condições de provas de carga.....	224
Figura 9.16 - Curva carga versus deslocamento da HC 01 e calculando com n_h constante .	227
Figura 9.17 - Gráficos comparativos para variação de rigidez e elasticidade de areia (Ricci, 1995).....	228
Figura 9.18 - Gráficos comparativos para variação de rigidez e elasticidade de argila (Ricci, 1995).....	229
Figura 9.19 - Curvas n_h versus y_0 para estaca HC 2 com e sem variação flexional	230
Figura 10.1 – Curvas n_h versus y_0 – estaca pré-moldada. Unicamp (Carvalho et al., 1996).	234
Figura 10.2 – Curvas n_h versus y_0 – estaca pré-moldada – Unicamp (Albuquerque, 2001) .	235
Figura 10.3 - Locação de estacas e sondagens - São Carlos (apud Peixoto, 2001).....	239
Figura 10.4 - Perfil típico do solo e valores médios de N e q_c – São Carlos (Miguel, 1996)	236
Figura 10.5 - Valores médios, máximos e mínimos de N – São Carlos (apud Peixoto, 2001)	238
Figura 10.6 - Valores $T_{máx}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico - São Carlos..... (apud Peixoto, 2001).....	238
Figura 10.7 - Locação dos Ensaios CPT – São Carlos (apud Peixoto, 2001)	240
Figura 10.8 - Resultados de Ensaios CPT – São Carlos (apud Peixoto, 2001)	241
Figura 10.9 -Locação de estacas e sondagens – Bauru (apud Peixoto, 2001).....	249
Figura 10.10 - $T_{máx}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico – Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001).....	252
Figura 10.11 - Curvas carga versus y_0 para estaca apiloada com 4 m – Bauru (Ferreira et al, 2001).....	254
Figura 10.12 - Curvas n_h versus y_0 para estaca apiloada com 4 m – Bauru (Ferreira et al. 2001).....	255
Figura 10.13 - Curvas carga versus y_0 para condições de solo-cimento e solo-cimento pré-inundado – Bauru (Ferreira et al. 2006)	260
Figura 10.14 - Curvas carga versus y_0 para condições de solo natural, pré-inundado, solo-cimento e solo-cimento pré-inundado – Bauru (Ferreira et al., 2006).....	261
Figura 10.15 - Locação de estacas e sondagens – Ilha Solteira. (apud Peixoto, 2001).....	267

Figura 10.16 -Valores médios, máximos e mínimos de N – Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001).....	268
Figura 10.17 - Valores médios, mínimos e máximos de Torquímetro analógico (apud Peixoto, 2001).....	270
Figura 10.18 - Resultados de ensaios CPT - Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)....	271
Figura 10.19 - Curvas carga <i>versus</i> y_0 – estaca pré-moldada B (Menezes et al., 2004)	272
Figura 10.20 - Curvas carga <i>versus</i> y_0 – estaca pré-moldada C (Menezes et al., 2004)	273
Figura 10.21 - Curvas n_h <i>versus</i> y_0 para estaca pré-moldada B (Menezes et al., 2004).....	274
Figura 10.22 - Curvas n_h <i>versus</i> y_0 para estaca pré-moldada C (Menezes et al., 2004).....	275
Figura 10.23 - Curvas carga <i>versus</i> y_0 – estaca escavada (Del Pino et al, 2003)	276
Figura 10.24 – Curvas carga <i>versus</i> deslocamento para solo natural e pré-inundado – Ilha Solteira (Del Pino et al., 2002)	278
Figura 10.25 – Curvas n_h <i>versus</i> y_0 para solo natural e pré-inundado – Ilha Solteira (Del Pino et al., 2002)	279
Figura 10.26 – Curvas carga <i>versus</i> y_0 para solo natural– Ilha Solteira (Lemo et al., 2006).....	279
Figura 10.27 – Curvas n_h <i>versus</i> y_0 para solo natural e pré-inundado – Ilha Solteira (Lemo et al., 2006).....	280

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação entre estacas ativas e passivas (Alonso, 1989)	9
Tabela 2.2 – Comparação entre hipótese de Winkler e Meio contínuo elástico (Prakash & Sharma, 1990)	11
Tabela 2.3 - Valores do módulo de reação horizontal para argilas pré-adensadas (Davisson, 1965).	13
Tabela 2.4 - Valores do coeficiente de reação horizontal (Davisson, 1965 e Velloso & Lopes, 2002).	14
Tabela 2.5 - Valores do Módulo de Elasticidade E_s de solos típicos da cidade de São Paulo (Companhia do Metropolitano de São Paulo, NC-03, vol. II, 1980)	20
Tabela 2.6 - Valores do coeficiente de Poisson (Bowles, 1982).	20
Tabela 2.7 - Coeficientes propostos por Hetenyi (1946).....	32
Tabela 2.8 – Coeficientes A e B de Matlock & Reese (1961)	41
Tabela 2.9 – Coeficientes n_1 e n_2 (Broms, 1964a)	75
Tabela 3.1 - Ensaio de caracterização Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)	88
Tabela 3.2 - Valores de índices físicos Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)	89
Tabela 3.3 - Parâmetros geotécnicos Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)	90
Tabela 3.4 - Parâmetros de compressibilidade Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)	90
Tabela 3.5 - Coeficiente de colapso estrutural do solo – Unicamp (Monacci, 1995).....	91
Tabela 3.6 -Valores de índice SPT Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)	94
Tabela 3.7 - Valores do torque analógico Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004).....	96
Tabela 3.8 - Resultados de ensaios CPT Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004).....	99
Tabela 3.9 -Valores de p_0 , p_1 , I_D e K_D , do Dilatômetro de Marchetti. Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)	102
Tabela 4.1 – Estacas ensaiadas no Campo Experimental da Unicamp	105
Tabela 5.1 – Condições em que foram executadas as provas de carga horizontais.....	124
Tabela 5.2 - Resultados de ensaios de compressão simples nos corpos de prova de solo-cimento com diferentes teores de cimento.	129
Tabela 5.3 - Resultados de ensaios de compressão simples nos corpos de prova de solo-cimento com variação de tempo de preparo.	130
Tabela 8.1 – Resumo de cargas e deslocamentos para solo na umidade natural	185
Tabela 8.2 - Resumo de valores médios de cargas e deslocamentos para solo natural	186
Tabela 8.3 – Cargas horizontais com solo natural e solo natural pré-inundado para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm	189

Tabela 8.4 – Cargas horizontais para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm com solo natural e solo-cimento	194
Tabela 8.5 – Cargas horizontais para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado	198
Tabela 8.6 - Comparação entre deslocamentos dos dois ciclos de carregamento.	201
Tabela 8.7 - Cargas para deslocar 12 mm nas condições (1) e (4)	204
Tabela 9.1. Valores do coeficiente de reação horizontal obtidos para solo natural	208
Tabela 9.2 - Valores típicos do coeficiente de reação horizontal (Alonso, 1989 e Velloso & Lopes, 2002).	208
Tabela 9.3 - Valores de n_h e de n_h'	212
Tabela 9.4 – Valores de n_h para solo natural e solo natural pré-inundado.....	214
Tabela 9.5 - Valores de n_h para solo natural e solo-cimento compactado.	217
Tabela 9.6 – Valores médios de n_h para as estacas com solo natural e solo-cimento	218
Tabela 9.7 – Comparação dos valores de n_h com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado... ..	220
Tabela 9.8 – Comparação dos valores de n_h com solo natural e solo-cimento pré-inundado	221
Tabela 9.9 – Comparação dos valores de n_h com solo natural pré-inundado e solo-cimento pré-inundado.....	221
Tabela 9.10. Valores do coeficiente de reação horizontal obtidos nas quatro condições de solo	223
Tabela 9.11. Outros valores do coeficiente de reação horizontal obtidos	223
Tabela 9.12 – Valores da análise da variação flexional para a estaca HC 02.	230
Tabela 10.1 – Cargas para deslocamentos de 6 e 12 mm	234
Tabela 10.2 - Valores de n_h para estaca pré-moldada – Unicamp (Carvalho et al., 1996)....	235
Tabela 10.3 - Resultados dos ensaios de Caracterização – São Carlos (apud Peixoto, 2001).....	237
Tabela 10.4 - Valores de Índices Físicos – São Carlos (apud Peixoto, 2001).....	237
Tabela 10.5 - Parâmetros de resistência – EESC – USP (apud Peixoto, 2001).....	238
Tabela 10.6 - Parâmetros de compressibilidade – São Carlos (apud Peixoto, 2001)	238
Tabela 10.7 - Valores de N do SPT – São Carlos (apud Peixoto, 2001).....	241
Tabela 10.8 - Valores $T_{máx}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico - São Carlos..... (apud Peixoto, 2001)	243
Tabela 10.9 - Resultados médios dos ensaios de Cone Elétrico – São Carlos (apud Peixoto, 2001).....	246
Tabela 10.10 – Estacas ensaiadas por Miguel (1996) – São Carlos	247
Tabela 10.11 – Valores de carga para deslocamento de 6 e 12 mm – Miguel (1996).....	247

Tabela 10.12 – Valores de n_h com o solo na umidade natural e pré-inundado (Miguel, 1996)...	248
Tabela 10.13 - Resultados do ensaios de Caracterização – Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001).....	250
Tabela 10.14 - Valores de Índices Físicos – Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001)	250
Tabela 10.15 - Parâmetros de resistência – Bauru (apud Peixoto, 2001).....	251
Tabela 10.16 - Parâmetros de compressibilidade para a Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001)	251
Tabela 10.17 -Coeficiente de colapso estrutural de Vargas para a Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001).....	252
Tabela 10.18 - Valores de N do SPT– Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001).....	254
Tabela 10.19 - Valores $T_{máx}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico -Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001)	255
Tabela 10.20 – Valores de cargas para atingir 12 mm para solo natural e pré-inundado – Bauru	259
Tabela 10.21 – Valores de n_h para solo natural e pré-inundado – Bauru.....	260
Tabela 10.22 - Valores de cargas para atingir 12 mm para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado – Bauru	261
Tabela 10.23 .- Valores de n_h para solo natural e solo-cimento – Bauru.....	257
Tabela 10.24 - Valores de cargas para deslocar 12 mm para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado – Bauru	262
Tabela 10.25 - Valores de n_h para solo-cimento sem e com inundação – Bauru	263
Tabela 10.26 - Resultados do ensaios de Caracterização –Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)	264
Tabela 10.27 - Valores de Índices Físicos – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001).....	264
Tabela 10.28 - Parâmetros de colapsibilidade – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001).....	265
Tabela 10.29 - Parâmetros de compressibilidade para a Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001).....	265
Tabela 10.30 – Valores de N – SPT – Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001).....	267
Figura 10.31 -Valores $T_{máx}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)	268
Tabela 10.32 - Resultados médios dos ensaios de <i>CPT</i> – Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001).....	270
Tabela 10.33 - Valores de cargas para deslocar 12 mm para natural e pré-inundado – Ilha Solteira.....	272

Tabela 10.34 - Valores de cargas para deslocar 12 mm para natural e compactado – Ilha Solteira.....	273
Tabela 10.35 - Valores de n_h para solo natural e pré-inundado – Ilha Solteira	274
Tabela 10.36 - Valores de n_h para solo natural e compactado – Ilha Solteira	274
Tabela 10.37 - Valores de cargas para deslocar 12 mm – Ilha Solteira.....	275
Tabela 10.38 – Valores de n_h para estacas escavadas – Ilha Solteira	276
Tabela 10.39 – Valores de carga para deslocamentos de 6 e 12 mm – Ilha Solteira.....	278
Tabela 10.40 – Cargas para atingir deslocamento de 12 mm para solo natural – quatro Campos Experimentais.....	281
Tabela 10.41 – Comparação entre n_h para solo na umidade natural – quatro Campos Experimentais.....	282
Tabela 10.42 – Cargas para atingir deslocamento de 12 mm para solo natural e pré-inundado	283
Tabela 10.43 – Comparação entre n_h para solo na umidade natural e pré-inundado – quatro Campos Experimentais	284
Tabela 10.44 – Cargas para atingir deslocamento de 12 mm para solo natural e solo-cimento..	285
Tabela 10.45 – Cargas para atingir deslocamento de 12 mm para solo natural e solo compactado.....	285
Tabela 10.46 – Comparação entre n_h para solo na umidade natural e solo-cimento	286
Tabela 10.47 – Comparação entre n_h para solo na umidade natural e solo compactado	286
Tabela 10.48 – Cargas para atingir deslocamento de 12 mm para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado.....	288
Tabela 10.49 – Comparação entre n_h para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado	288

LISTA DE SÍMBOLOS

ALFABETO ROMANO

Símbolo - descrição

$A_y, A_M, A_S,$ A_V, A_P	- Coeficientes adimensionais de Matlock & Reese para deslocamento, momento, rotação, cortante e pressão no solo devido a força horizontal no topo (estaca com o topo livre)
$B_y, B_M, B_S,$ B_V, B_P	- Coeficientes adimensionais de Matlock & Reese para deslocamento, momento, rotação, cortante e pressão no solo devido ao momento no topo (estaca com o topo livre)
c	- Coesão
C_c	- Índice de compressão
CPT	- Cone Penetration Test; Ensaio do Cone de Penetração
cv	- Coeficiente de variação
D	- Diâmetro da estaca
e	- Índice de vazios
e_i	- Índice de vazios antes da inundação
e_0	- Índice de vazios inicial
E_p	- Módulo de elasticidade da estaca
E_{pIp}	- Rigidez flexional da estaca
E_{PM}	- Módulo pressiométrico
E_s	- Módulo de elasticidade do solo
Esc n	- Estaca escavada número n
F_y, F_M, F_P	- Coeficientes adimensionais de Matlock & Reese para deslocamento, momento e pressão no solo devido a força horizontal no topo (estaca com o topo engastado)
FR	- Razão de atrito (ensaio CPT)
\overline{FR}	- Razão de atrito médio (ensaio CPT)
f_s	- Atrito lateral local ao longo da luva de atrito (ensaio CPT)
\bar{f}_s	- Atrito lateral médio (ensaio CPT)
H	- Força horizontal no topo da estaca
H_0	- Força horizontal no topo da estaca (na profundidade $z=0$)
HC n	- Estaca hélice contínua número n
H_i	- Esforço cortante da estaca na seção i
i	- coeficiente de colapso estrutural
I_p	- Módulo de inércia da estaca
K	- Módulo de reação horizontal do solo
k_a e k_p	- Coeficientes de empuxo de Rankine

<u>Símbolo</u>	<u>- descrição</u>
K_R	- Fator de flexibilidade da estaca (método de Poulos & Davis)
L	- Comprimento da estaca no solo
L_c, L_u, L_s	- Comprimentos da estaca (Método de Davisson e Robisson)
LL	- Limite de liquidez
LP	- Limite de plasticidade
M	- Momento atuante no topo da estaca
M_i	- Momento atuante na estaca na seção i
M_{max}	- Momento máximo atuante na estaca
M_0	- Momento no topo da estaca (na profundidade $z=0$)
n	- Porosidade
N	- Número de golpes do SPT
\overline{N}	- Número médio de N , número de golpes do SPT
NA	- Nível d'água
n_h	- Coeficiente de reação horizontal do solo
n_h'	- Coeficiente de reação horizontal do solo para o 2º. ciclo de carregamento
OCR	- Razão de sobre-adensamento
$Om\ n$	- Estaca ômega número n
p	- Reação do solo
p_0	- Pressão correspondente ao deslocamento nulo da membrana (ensaio dilatômetro)
p_1	- Pressão correspondente ao deslocamento de 1 mm da membrana (ensaio dilatômetro)
PC	- Prova de carga ou prova de carga com o solo na umidade natural
$PC\ II$	- Prova de carga com uma estaca travada com uma terceira
$PC\ p_i$	- Prova de carga com pré-inundação do solo natural
$PC\ SC$	- Prova de carga com solo melhorado com solo-cimento
$PC\ SC\ p_i$	- Prova de carga com pré-inundação do solo-cimento
p_i	- Pressão na estaca na seção i
P_L	- Pressão limite (ensaio pressiométrico)
q	- Reação do solo
q_c	- Resistência de ponta (obtida através do ensaio CPT)
\overline{q}_c	- Resistência de ponta média (ensaio CPT)
R	- Comprimento de rigidez relativa (entre estaca e solo) para solos argilosos
$R\ n$	- Estaca raiz número n
R_c	- Resistência à compressão simples
s	- Rotação da estaca
SP	- Furo de sondagem SPT
SPT	- Standart Penetration Test; Sondagem à percussão
$SPT-T$	- Sondagem à percussão com medida de torque

<u>Símbolo</u>	<u>- descrição</u>
T	- Comprimento de rigidez relativa (entre estaca e solo) para solos arenosos
\bar{T}	- Torque médio
TE _{máx}	- Torque máximo
TE _{res}	- Torque residual
w	- Teor de umidade do solo
y	- Deslocamento do solo
y ₀	- Deslocamento do topo da estaca (profundidade z=0)
y _i	- Deslocamento da estaca na seção i
y _A	- Deslocamento produzido por H (método de Matlock & Reese)
y _B	- Deslocamento produzido por M (método de Matlock & Reese)
Z	- Coeficiente de profundidade (método de Matlock & Reese)

ALFABETO GREGO

<u>Símbolo</u>	<u>- descrição</u>
α	- Rotação de estaca curta (método Russo)
Δe_c	- Variação do índice de vazios devido ao colapso da estrutura do solo
γ_{nat}	- Peso específico natural
γ_s	- Peso específico dos sólidos
γ_d	- Peso específico do solo seco
ϵ_x	- Deformação específica lateral
ϵ_y	- Deformação específica transversal
ϵ_z	- Deformação específica axial
Θ	- Rotação da estaca
Θ_i	- Rotação da estaca na seção i
λ	- Coeficiente de comprimento relativo da estaca (método de Hetenyi)
ρ	- Deslocamento da estaca (método de Poulos & Davis)
1/ ρ	- Curvatura de curva
σ'_{ad}	- Tensão de pré-adensamento pelo método Pacheco Silva
σ'_v	- Tensão normal efetiva
σ_z	- Tensão de compressão
ϕ	- Ângulo de atrito do solo
$\phi(Z)$	- Função módulo do solo (método de Matlock & Reese)
ν_s	- Coeficiente de Poisson

RESUMO

O problema de estacas carregadas horizontalmente no topo é freqüente em obras de construção civil e há uma reduzida bibliografia sobre os parâmetros a serem adotados em projetos. Uma situação mais crítica é a de estacas carregadas horizontalmente em solos de alta porosidade, não saturados e colapsíveis.

Os objetivos deste trabalho são: (1) proporcionar subsídios para o projeto de fundações com carregamento horizontal, chamando a atenção para o danoso efeito de uma inundação de um solo colapsível; (2) fornecer valores do coeficiente de reação horizontal (n_h) para uma argila silto arenosa de alta porosidade, solo de diabásio, comum na região de Campinas, para condições de umidade natural, solo pré-inundado, solo melhorado com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado; (3) comparar os valores obtidos com valores de n_h para solos freqüentemente encontrados no interior do Estado de São Paulo e em outras regiões do Brasil; (4) propor uma melhoria das condições do sistema solo-estaca através da troca do solo ao redor do topo da estaca por solo-cimento compactado.

Para a análise deste problema, foram realizadas vinte e uma provas de cargas horizontais no Campo Experimental de Fundações da Unicamp, em catorze estacas de quatro tipos, nas quatro condições de solo citadas acima. E foram analisadas outras provas de carga realizadas em Campos Experimentais do Estado de São Paulo, todos localizados em regiões com solos superficiais com características desfavoráveis ao carregamento horizontal. Comparam-se valores do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) para diferentes condições do solo, destacando-se a importância de se obter parâmetros do solo regionalmente.

Os principais resultados encontrados foram, além dos valores de coeficiente de reação horizontal para o solo de basalto do local e a compilação de valores para solos de alta porosidade de outras regiões – encontrando-se valores diferentes dos propostos na bibliografia –, a acentuada redução do n_h (valores em torno de 40 vezes menores) ocasionada pela pré-inundação do solo, o acentuado aumento do n_h (valores em média 5 vezes maiores) com a melhora do solo através do solo-cimento compactado, e a redução do n_h com a pré-inundação do solo-cimento (valores em média 7 vezes menores). Nota-se que a redução devido à pré-inundação do solo-cimento é bem inferior a da pré-inundação do solo na umidade natural.

Conclui-se que, num projeto onde há a atuação de esforços horizontais e presença de solo colapsível, é necessário contar com a possibilidade de uma inundação do solo, tomar medidas preventivas contra a mesma e utilizar parâmetros do solo adequados. Ou adotar soluções de melhoria do solo, como a utilização do solo-cimento compactado ao redor da cabeça da estaca, que também podem ser adotadas em casos de baixa resistência do solo superficial (seja o solo colapsível ou não).

Palavras chave: Carregamento horizontal; provas de carga; estacas; solos colapsíveis; solo-cimento.

ABSTRACT

The problem with piles loaded horizontally at the top is frequently met in civil construction projects and there is a reduced bibliography on the parameters to be adopted in design. A more critical situation is that of horizontally loaded piles in high porosity, non saturated and collapsible soils.

The objectives of this paper are: (1) produce subsidies for the design of foundations with horizontal loads, calling attention to the damaging effect of flooding on a collapsible soil; (2) supply values for the horizontal reaction coefficient (n_h) for the soil of the Experimental Field at Unicamp, for the conditions of natural humidity, pre-flooded soil, soil improved with soil-cement and pre-flooded soil-cement; (3) compare values of n_h for the soils frequently found in the interior of the State of São Paulo and in other regions in Brazil; (4) propose an improvement in the conditions of the soil-pile system soils by changing the soil around the top of the pile for compacted soil-cement.

To analyze this problem, twenty one horizontal loading tests were made in the Experimental Foundation Field at Feagri-Unicamp, on fourteen piles of four types, under the four soil conditions mentioned above. Other loading tests made in Experimental Fields in the State of São Paulo were analyzed, all of them located in regions with surface soils with unfavorable characteristics for horizontal loading. The coefficients of horizontal soil reaction (n_h) for different soil conditions are compared, emphasizing the importance of obtaining regional soil parameters.

The principal results found were, besides the values for the coefficient of horizontal reaction for the basalt soil at the location and the compilation of values for high porosity soils of other regions – encountering different values from those proposed in literature – an accentuated reduction of n_h (values around 40 times less) caused by the pre-flooding of the soil, the accentuated increase in n_h values (as a mean, 5 times greater) with the soil improvement by compacted soil-cement and the reduction in n_h with pre-flooding of the soil-cement (mean values 7 times smaller). It is seen that the reduction due to pre-flooding of the soil-cement is much less than that for pre-flooding the soil at natural humidity.

One concludes that in a project where horizontal forces act and in collapsible soil, one must count with the possibility of soil flooding, taking preventive measures against this and

using adequate soil parameters or, adopt solutions for soil improvement, as by using compacted soil-cement around the pile head, a procedure which can also be adopted in cases of low surface soil resistance (collapsible soil or not).

Key words: Horizontal loading; loading tests; piles; collapsible soil; soil-cement.

1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho, estuda-se o comportamento do sistema solo-estaca carregado horizontalmente. O solo superficial tem papel predominante neste comportamento e há na Bibliografia pouca informação sobre os parâmetros utilizados neste estudo.

A importância do estudo do carregamento horizontal em estacas deve-se a várias situações de construções civis em que os esforços horizontais atuam e são condicionantes no dimensionamento das fundações. Normalmente estes esforços horizontais atuam concomitantemente aos esforços verticais e de momentos fletores.

Os casos mais freqüentes são devidos aos ventos que sempre podem atuar e que, em determinadas situações, são predominantes, como em estruturas de galpões (com grandes áreas de exposição aos ventos e, com freqüência, simultaneidade com esforços verticais de pouca monta), torres de linha de transmissão e de antenas, obras de artes como pontes e viadutos (com os esforços de frenagem dos veículos ou trens), muros de arrimos (com o empuxo do solo), contenções provisórias ou permanentes na escavação para sub-solos, e edificações prediais. Outros fatores que ocasionam esforços horizontais são o efeito da temperatura e a força centrífuga, ondas e terremotos (o que foge da realidade brasileira).

Pode-se acrescentar à importância deste trabalho, a reduzida bibliografia encontrada para o dimensionamento de estacas submetidas a esforços horizontais. E ainda menores são as referências quando se pretende encontrar parâmetros para solos do Brasil. Normalmente utilizam-se valores encontrados por autores da literatura internacional e nacional, porém encontram-se valores discrepantes e que nem sempre se podem generalizar.

Na atuação de esforços horizontais em estacas, o solo superficial é o que mais influencia. Portanto, são críticos as situações em que os solos apresentam camadas superficiais de baixa resistência e colapsíveis.

Esta é exatamente a situação dos solos em estudo. O solo do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas é composto de uma primeira camada de seis a sete metros de argila arenosa, com baixos valores de SPT, alta porosidade e colapsível.

É necessário, portanto, a obtenção de parâmetros de solos por regiões de ocorrência. A ênfase deste trabalho é colocada em solos do interior do Estado de São Paulo com

características desfavoráveis para este carregamento horizontal, ou seja, solos de baixa resistência, alta porosidade e colapsíveis. São analisados diversos tipos de estacas, especialmente do Campo Experimental da Feagri - Unicamp, permitindo o estudo do efeito da execução das estacas.

Para o estudo, foram realizadas vinte e uma provas de carga horizontal em catorze estacas, em quatro condições do solo: (1) solo na umidade natural, (2) solo pré-inundado, (3) solo melhorado com solo-cimento compactado e (4) solo-cimento pré-inundado.

Parte importante do trabalho é a análise dos efeitos da inundação do solo superficial e da melhoria deste solo superficial com a compactação de solo-cimento.

Outro assunto importante para o carregamento horizontal em estacas é a definição da carga admissível adotada em projeto. Para carregamento vertical, tanto de compressão quanto de tração, conceitos de capacidade de carga, carga de ruptura, carga de ruptura convencional em função de uma porcentagem do diâmetro (ou seção) da estaca, estão bem tratados, ainda que, em alguns tópicos, não haja consenso. Porém não há definições universalmente aceitas para se definir a carga admissível de uma estaca para o carregamento horizontal.

Por exemplo, enquanto que no carregamento vertical a ruptura pode ser claramente definida (acréscimo acentuado de recalque com a manutenção da carga aplicada) no caso de carregamento horizontal este fenômeno dificilmente ocorre, pois o sistema estaca-solo tende a deslocar-se sem haver um acréscimo acentuado de deslocamento com a manutenção da carga aplicada.

Como na maioria das obras não são aceitáveis deslocamentos horizontais acentuados, que causariam danos à estrutura, deve-se limitar o deslocamento da fundação para que não cause danos estruturais, e também danos de utilização da construção, como trincas.

Portanto, é usual em projetos de fundação que o projetista defina um deslocamento admissível e trabalhe com uma margem de segurança com a carga prevista que provoque tal deslocamento. Por exemplo, um valor que se utiliza é de 15 mm.

Em síntese, para a maioria das obras, pode-se considerar como um critério de dimensionamento de fundações, quanto ao carregamento horizontal, utilizar cargas que mobilizem pequenos deslocamentos, ficando a critério do projetista de fundações (que pode definir junto com o calculista estrutural) definir o valor deste deslocamento admissível.

OBJETIVOS

Os objetivos desta Tese são:

- proporcionar subsídios para o projeto de fundações com carregamento horizontal, chamando a atenção para o danoso efeito de uma inundação de um solo colapsível ;
- oferecer parâmetros específicos para o solo estudado na sua condição de umidade natural, na condição de inundação, na condição de solo melhorado (solo cimento compactado) e também de inundação deste solo melhorado;
- propor, para casos mais críticos, a utilização de solo melhorado (solo cimento compactado) ao redor da parte superior do fuste da estaca, dando subsídios para a previsão de carga e deslocamentos nesta situação;
- comparar os resultados obtidos para o solo em estudo com resultados já obtidos em Campos Experimentais do interior de São Paulo, cujos solos são também porosos e colapsíveis, e comparar com resultados de outras regiões do Estado.

CAPÍTULOS

Os Capítulos deste trabalho tratam dos seguintes assuntos. O Capítulo 2 traz uma Revisão Bibliográfica que apresenta situações de carregamento horizontal em estacas, uma divisão de estacas em função da análise deste carregamento, as formas de analisar este carregamento, com enfoque nos deslocamentos ou na ruptura, e os principais métodos utilizados de acordo com estes enfoques. Também apresentam-se estudos sobre a variação da rigidez flexional da estaca carregada horizontalmente.

No Capítulo 3 apresentam-se informações sobre o Campo Experimental de Fundações da Feagri, Unicamp, onde foram realizadas 21 provas de carga horizontal. No Capítulo 4 são apresentados os quatro tipos de estacas utilizados nas provas de carga horizontais realizadas na Unicamp. No Capítulo 5 é feita uma descrição de como foram executadas as provas de carga, os equipamentos utilizados, a montagem das provas, as condições do solo e o preparo do mesmo.

Nos Capítulos 6 e 7 agrupam-se os resultados obtidos nas provas de carga através das curvas carga *versus* deslocamento horizontal e curvas coeficiente de reação horizontal *versus*

deslocamento horizontal. Estas curvas são apresentadas de duas formas: pelas provas de carga propriamente ditas e por tipos de estacas ensaiadas.

Nos Capítulos 8 e 9 são realizadas análises sobre os resultados apresentados nos dois capítulos anteriores. Estas análises estão subdivididas em função das quatro condições de solo (solo na umidade natural, solo pré-inundado, solo-cimento compactado, solo-cimento pré-inundado) e também das influências do carregamento cíclico e da variação flexional da rigidez da estaca. Também é feita uma análise do comportamento do bloco de solo-cimento, através das medidas de deslocamento realizadas durante as provas de carga. Finalmente faz-se uma comparação entre os resultados das diferentes estacas ensaiadas.

No Capítulo 10 apresentam-se resultados de outras provas de cargas realizadas no próprio Campo Experimental da Feagri – Unicamp e em três outros Campos Experimentais do interior do Estado de São Paulo: Bauru, São Carlos e Ilha Solteira.

Finalmente, no Capítulo 11 apresentam-se conclusões e sugestões para outras pesquisas sobre carregamento horizontal em estacas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

As estacas podem estar submetidas simultaneamente a esforços verticais, horizontais e a momentos fletores. Com relação à condição do topo das estacas, elas podem ter o topo livre ou engastado num bloco de fundações. Um resumo de situações em que as estacas podem se encontrar é apresentada na Figura 2.1, onde se vê exemplos de estacas com o topo livre (exemplos a e b) com carga vertical e ou momento fletor somado a esforço horizontal; e estaca com topo engastado num bloco, como num pilar de uma edificação (exemplo c).

O tipo de carregamento também pode variar, como, por exemplo:

- a) cargas estáticas, como as provocadas por empuxo de solo num muro de arrimo;
- b) cargas cíclicas, como as provocadas por rajadas de vento;
- c) cargas dinâmicas, como as provocadas por máquinas em indústrias, pelo tráfego de automóveis em pontes, por ondas ou por choque de embarcações em obras marítimas, por terremotos.

Neste trabalho será tratada a situação de estacas verticais, que é a grande maioria dos casos. Não será tratada a situação de estacas inclinadas, solução adotada em casos especiais, como em obras marítimas.

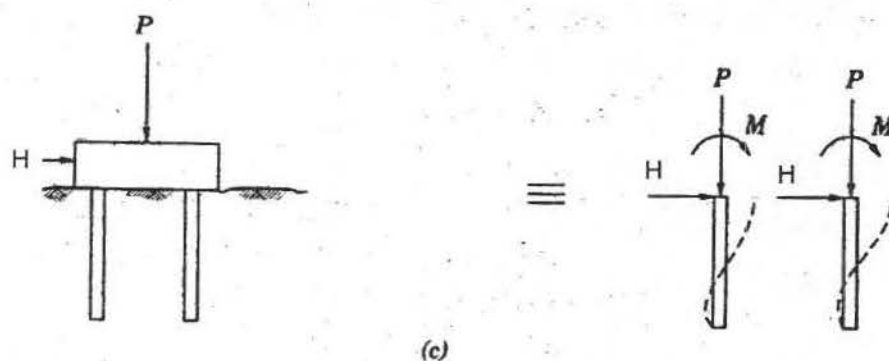
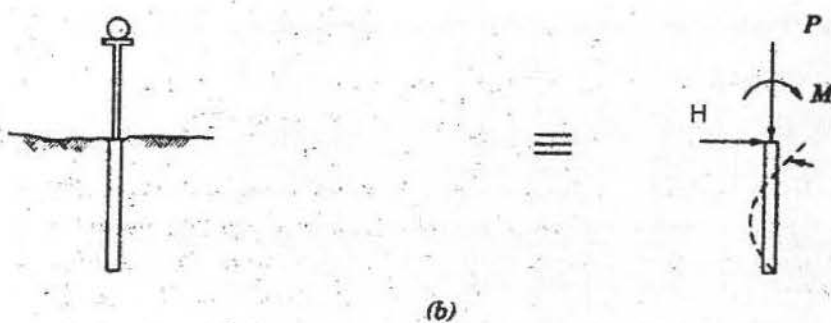
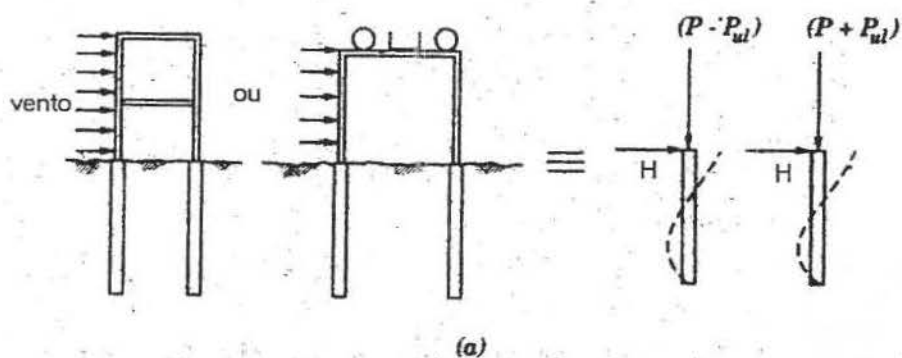


Figura 2.1 - Situações de carregamento horizontal em estacas (Prakash & Sharma, 1990)

O problema de estacas verticais submetidas a esforços horizontais pode ser analisado sob dois principais aspectos:

a) quanto a deformações, ou seja, a verificação dos deslocamentos e rotações provocados pelos esforços horizontais no topo da estaca ou do bloco de fundações e a análise de suas deformações, se são compatíveis com o que pode admitir a estrutura;

b) quanto à ruptura do solo, ou seja, verificar se o solo suporta as tensões que a estaca submetida a esforços horizontais lhe transmite, e quanto à ruptura da estaca, ou seja, quanto aos esforços internos que são produzidos no elemento estrutural da estaca.

Conseqüentemente, a carga horizontal admissível numa estaca submetida a carregamento horizontal é determinada pela segurança quanto ao deslocamento lateral admissível pela estrutura e quanto à ruptura do solo ou do material da estaca.

No item 2.2 apresenta-se uma classificação das estacas carregadas horizontalmente em função da posição da aplicação das cargas. Neste trabalho são analisadas as estacas classificadas como ativas.

Os métodos que analisam o problema de estaca carregada horizontalmente no topo podem ser divididos simplificarmente, conforme é detalhado no item 2.3, em duas categorias:

- a) os que analisam as deformações;
- b) os que analisam a capacidade do solo e da estaca quanto a ruptura.

Vale dizer que esta classificação leva em conta o enfoque principal dos métodos, pois um método que enfoca mais a ruptura também pode fornecer elementos para a previsão de deformações.

Nos itens 2.4 e 2.5 são apresentados os mais citados métodos de acordo com esta classificação.

Estes métodos consideram que a estaca mantenha constante as suas propriedades com a aplicação dos esforços transversais. Alguns autores estudaram a variação da rigidez flexional da estaca e a influência na análise do sistema estaca-solo carregado horizontalmente. No item 2.6 apresenta-se um resumo desta análise.

2.2. ESTACAS ATIVAS E PASSIVAS

Tendo em conta o ponto de aplicação do esforço horizontal e o modo de transmissão ao solo do esforço, De Beer (1977) dividiu as estacas carregadas horizontalmente em dois grupos:

a) Estacas ativas: São aquelas que ao receberem esforços transversais externos (forças horizontais e momentos fletores) transmitem ao solo esforços horizontais.

Alguns casos são as fundações por estacas ou tubulões de muros de arrimo (figura 2.2), de torres de linhas de transmissão de energia (figura 2.2), de edifícios com empuxos de terra, de obras de arte (pontes, viadutos, etc.), de edifícios com esforços de ventos.

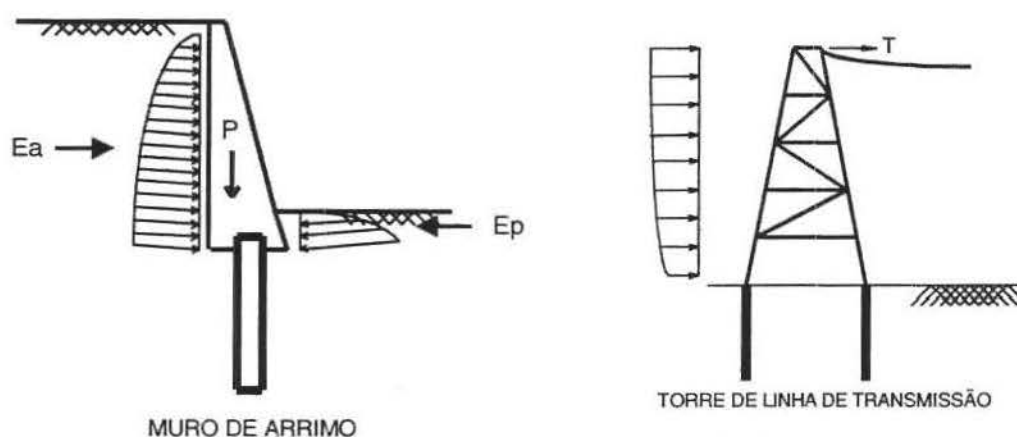


Figura 2.2 – Exemplos de estacas ativas (apud Alonso, 1989).

b) Estacas passivas: São aquelas em que os esforços horizontais são aplicados ao fuste, em profundidade, devido à componente horizontal decorrente do movimento do solo que as envolve. Tais movimentos são decorrentes da aplicação de cargas assimétricas na superfície.

Um caso típico é o de aterros ou escavações executados junto a estacas onde há a ocorrência de solos moles, como por exemplo, em muros de arrimo e encontros de pontes, como ilustrado na Figura 2.3.

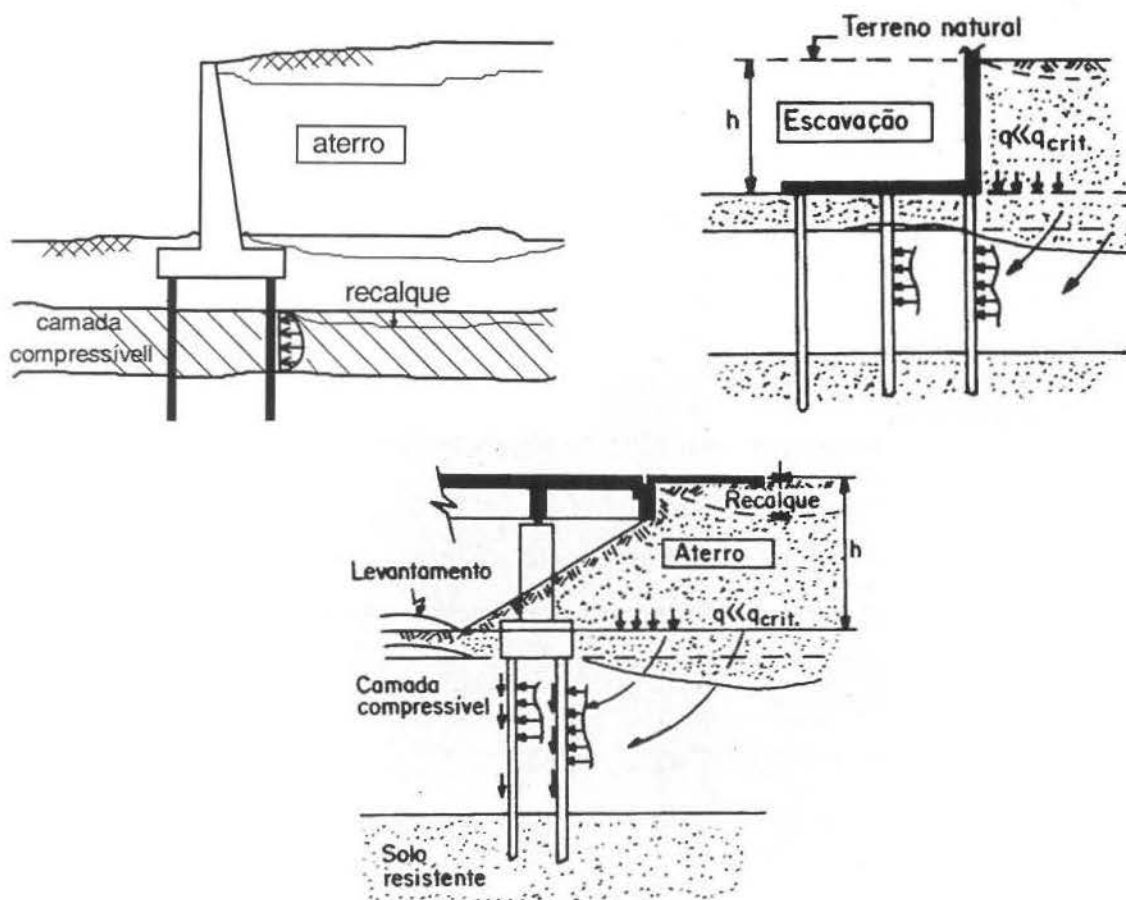


Figura 2.3 - Situações de estacas carregadas horizontalmente em profundidade (Alonso,1989)

Em síntese, a diferença entre essas duas classificações reside no fato de que para as estacas ativas, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal o efeito, enquanto que para as estacas passivas, o deslocamento horizontal do solo é a causa e o carregamento horizontal na estaca o efeito.

Na Tabela 2.1 apresentam-se as diferenças fundamentais entre estes dois tipos de estacas, conforme Alonso (1989):

Tabela 2.1 – Comparação entre estacas ativas e passivas (Alonso, 1989)

	Estacas ativas	Estacas passivas
Intensidade e ponto de aplicação das cargas	Conhecidos <i>a priori</i>	Não conhecidos <i>a priori</i>
Ponto de atuação das cargas	Num só plano (carregamento à superfície)	Ao longo de parte do fuste (carregamento em profundidade)
Posição relativa do solo que envolve a estaca	Há deslocamento no lado contrário ao do movimento da estaca (efeito de arco)	O solo está sempre em contato com a estaca (não há efeito de arco)

2.3 MODELOS PARA A REAÇÃO DO SOLO

No estudo de estacas carregadas horizontalmente uma importante questão é como reage o solo que recebe a transferência de carga da estaca. Diversos fatores estão envolvidos:

- a) o tipo do solo e suas propriedades físicas e mecânicas.
- b) a rigidez da estaca: seção transversal, comprimento, módulo de elasticidade do seu material, momento de inércia.
- c) tipo de solicitação: esforço estático, dinâmico, cíclico e do nível em que a solicitação está sendo aplicada.
- d) da interação solo-estaca, que depende do tipo de execução da estaca.
- e) da geometria da estaca e tipo de execução ou instalação da estaca.
- f) das condições do topo da estaca: se estiver livre ou engastada num bloco de coroamento.

Numa estaca submetida a esforços horizontais, à medida que cresce este esforço, crescem os deslocamentos horizontais na estaca e simultaneamente a reação do solo. Pode-se atingir um deslocamento indesejável para a utilização da estrutura, atingir a ruptura da estaca, devido às solicitações na mesma, ou atingir a ruptura do solo.

Com relação à reação do solo, encontram-se na literatura duas formas de considerar o solo:

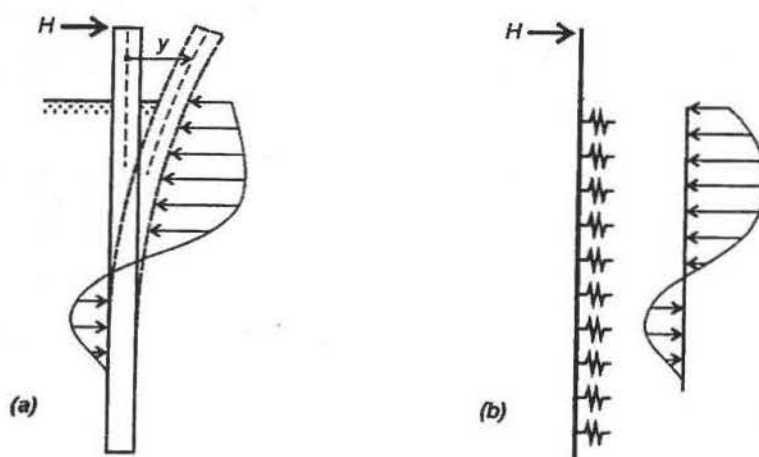


Figura 2.4 – Reação do solo numa estaca carregada horizontalmente: a) situação real; b) modelada pela hipótese de Winkler (Velloso & Lopes, 2002).

a) o solo é substituído por molas horizontais, independentes entre si: é uma aplicação da hipótese de Winkler, que foi formulada para o estudo de vigas de fundação (ver Figura 2.4)

b) o solo é considerado como um meio contínuo elástico caracterizado por um módulo de Young e um coeficiente de Poisson.

Segundo Prakash & Sharma (1990), estas duas formas de considerar o solo tem as vantagens e desvantagens apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Comparação entre hipótese de Winkler e Meio contínuo elástico (Prakash & Sharma, 1990)

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Winkler	É relativamente simples	Ignora a continuidade do solo
	Pode incorporar não linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado.	O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.
	É usado na prática há muito tempo.	
Meio contínuo elástico	É uma hipótese mais realista.	É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo a elas correspondentes.
	Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	Requer mais experiências de campo.

As tensões despertadas no solo devem também ser verificadas quanto à possibilidade de se esgotar a resistência do mesmo. Numa forma mais elaborada, em que a reação do solo é do tipo mola, porém não linear, - conhecido como “curvas p-y” -, o comportamento do solo é modelado até a ruptura.

2.3.1 HIPÓTESE DE WINKLER

Nesta simulação, o solo é substituído por molas horizontais, independentes entre si. Esta consideração é utilizada no caso de uma viga de fundação e é também estendida ao caso de uma estaca embutida no solo.

A reação do solo é considerada proporcional ao deslocamento do mesmo neste ponto. Terzaghi (1955) definiu a relação entre a tensão horizontal e o respectivo deslocamento como o coeficiente de reação horizontal do solo.

$$k_h = \frac{\text{tensão}}{\text{deslocamento}} \quad (\text{dimensão } \frac{FL^{-2}}{L} = FL^{-3})$$

Posteriormente, definiu-se o módulo de reação horizontal do solo, K , como a relação entre a reação do solo, p (em unidades de força por comprimento da estaca) e o correspondente deslocamento y :

$$K = \frac{p}{y} \quad (\text{dimensão } FL^{-2})$$

A Figura 2.5 ilustra a transformação da pressão do solo sobre a estaca em carga por unidade de comprimento.

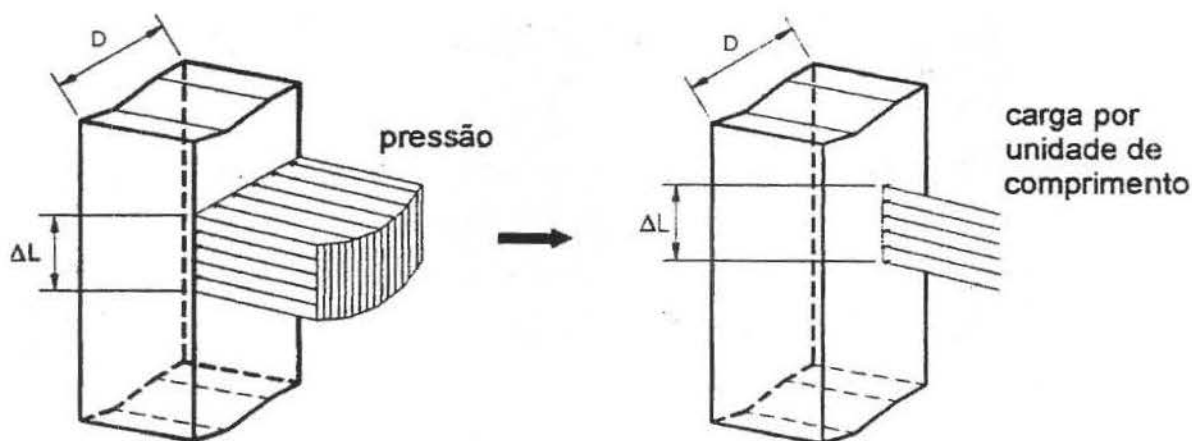


Figura 2.5 - reação aplicada pelo solo na estaca: pressão e carga linear (Alonso, 1989).

Portanto, a relação entre as duas formas de tratar a reação do solo é:

$$K = k_h D \quad (\text{dimensão } FL^{-2}).$$

Uma vantagem de se trabalhar com K no lugar de k_h é independe do diâmetro (ou dimensão da seção transversal) da estaca.

Terzaghi (1955) considerou que para argilas muito sobre adensadas a reação do solo praticamente independe da profundidade, admitindo-se então, que K pode ser considerado constante (ver Figura 2.6.a)):

$$K = \frac{p}{y} = \text{constante} \quad (\text{argilas sobre adensadas})$$

Para areias e argilas normalmente adensadas, K pode ser considerado proporcionalmente crescente com a profundidade (conforme esquema da Figura 2.6.b), podendo-se expressar essa variação pela equação:

$$K = \frac{p}{y} = n_h z \quad (\text{areias e argilas normalmente adensadas})$$

em que n_h = coeficiente de reação horizontal (dimensão FL^{-3}).

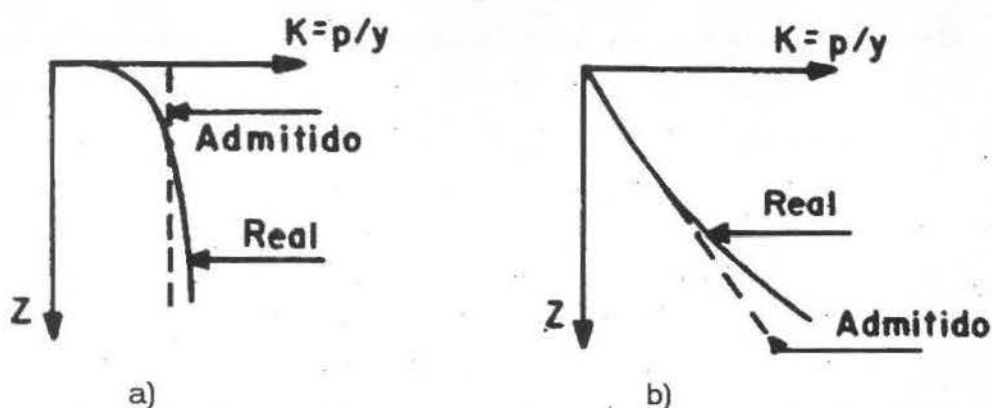


Figura 2.6 - Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade (Terzaghi, 1955)

Valores encontrados em diversos trabalhos para o módulo de reação horizontal e para o coeficiente de reação horizontal são apresentados nas Tabela 2.3 e 2.4.

Tabela 2.3 - Valores do módulo de reação horizontal para argilas pré-adensadas (Davisson, 1965).

Argilas pré-adensadas	Valor de K (MN/m^2)		
	q_u (kPa)	Faixa de valores	Valor provável
Média	20 a 40	0,7 a 4,0	0,8
Rija	100 a 200	3,0 a 6,5	5,0
Muito rija	200 a 400	6,5 a 13,0	10,0
Dura	> 400	> 13,0	19,5

Tabela 2.4 - Valores do coeficiente de reação horizontal
(Davisson, 1965 e Velloso & Lopes, 2002).

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de n_h (MN/m ³)	
	Acima do nível d'água	Abaixo do nível d'água
Areia fofa	2,2 a 2,6	1,3 a 1,5
Areia medianamente compacta	6,6 a 8,0	4,4 a 5,0
Areia compacta	18,0 a 20,0	11,0 a 12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

De acordo com Velloso & Lopes (2002), com o desenvolvimento das plataformas de exploração de petróleo no mar (plataformas “off shore”) foram desenvolvidas amplas pesquisas sobre estacas submetidas a esforços horizontais e, ao invés das “molas lineares”, foram introduzidas “molas não lineares” por meio de “curvas p-y”.

Com essas curvas, definidas para cada camada ou por trechos do solo em que está embutida a estaca, é possível considerar uma mobilização diferente da resistência lateral do solo em função do deslocamento sofrido pela estaca, conforme representado na Figura 2.7.

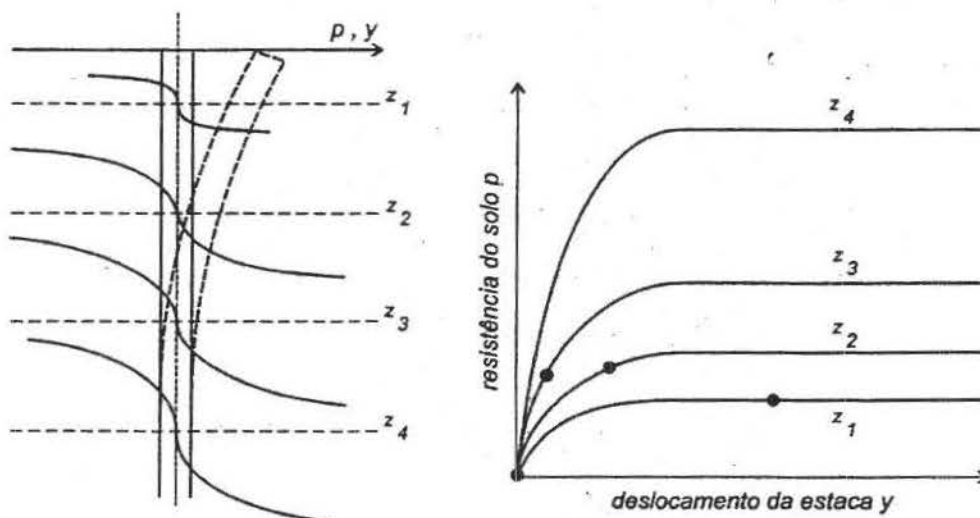


Figura 2.7 – “Curvas p-y” para trechos da camada do solo (Velloso & Lopes, 2002).

Do ponto de vista matemático, Velloso & Lopes (2002) fazem as seguintes observações:

a) Quando se considera um coeficiente de reação horizontal constante com a profundidade a equação diferencial da flexão da estaca tem solução bastante simples, idêntica à da viga sobre apoio elástico.

b) Quando se considera aquele coeficiente variando linearmente com a profundidade, ainda se tem uma solução analítica.

c) Quando se adota as “curvas p-y” passa-se a necessitar a utilização de soluções computacionais (métodos numéricos).

Em geral, para cargas de trabalho, o cálculo dos deslocamentos da estaca depende da parte inicial das “curvas p-y”, onde a linearidade é admissível. No entanto para maiores deslocamentos é conveniente prever o formato da “curva p-y”.

Reese & Van Impe (2001) apresentam recomendações sobre o traçado das “curvas p-y”. Reforçam a importância de obter resultados através de provas de carga em estacas instrumentadas. Apresentam resultados de provas de cargas em diversos locais, com destaque em obras marítimas.

Com relação à influência do diâmetro da estaca na “curva p-y”, relatam que há poucos trabalhos e que não foram encontrados resultados conclusivos sobre esta influência.

Numa orientação final sobre as “curvas p-y”, Reese & Van Impe (2001) destacam a necessidade da qualidade da investigação do solo, determinando a resistência não drenada de argilas e o ângulo de atrito de areias.

INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO CÍCLICO

Reese & Van Impe (2001) relatam a influência do carregamento cíclico em argilas e em areias. No caso de uma argila, um exemplo apresentado é o de Reese et al. (1975) de “curvas p-y” obtidas em provas de carga numa estaca instrumentada com 0,641 m de diâmetro com duas situações: carga horizontal estática e carga horizontal cíclica. A Figura 2.8 apresenta as curvas para estas situações. Repara-se na acentuada redução do valor máximo da resistência do solo e também numa redução da resistência, depois de atingir este valor máximo, para deslocamentos maiores.

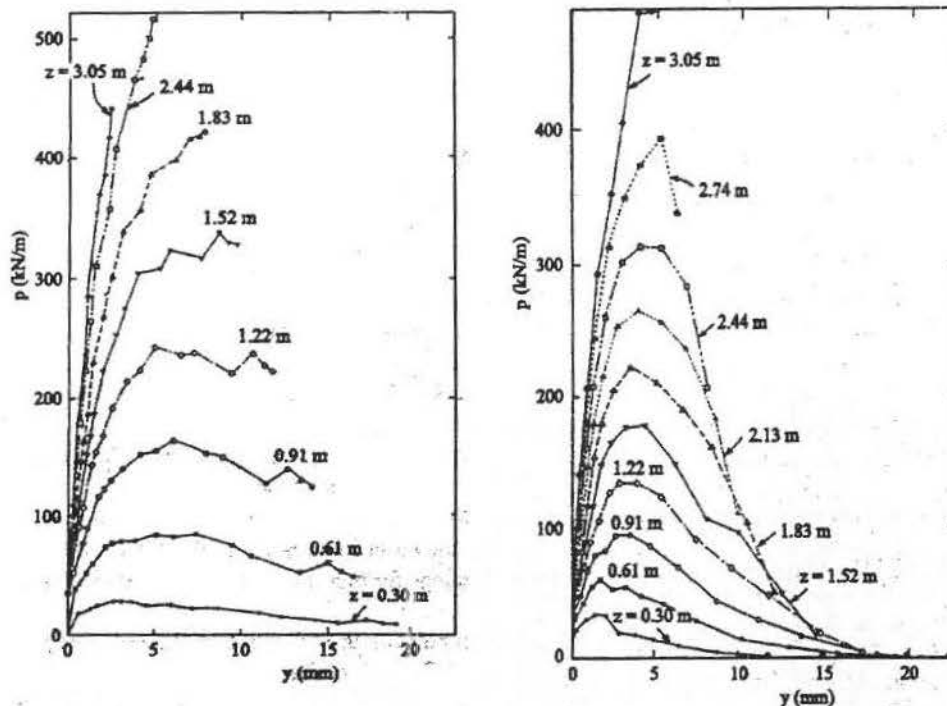


Figura 2.8 – “Curvas p-y” para estaca com carga horizontal estática e cíclica
(Reese et al. 1975)

Para a situação de uma estaca em um solo argiloso abaixo do nível d’água, a Figura 2.9 ilustra o fenômeno no qual o vazio criado na frente da estaca devido ao carregamento cíclico é preenchido pela água; quando a estaca volta a solicitar o solo, a água é expulsa com turbulência e carrega consigo partículas de argila.

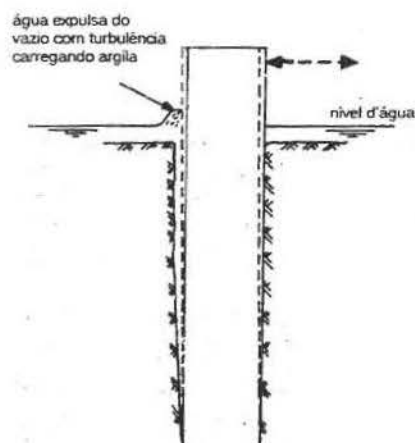


Figura 2.9 – Situação de estaca em argila abaixo do nível d’água submetida a carregamento cíclico (Reese & Van Impe, 2001).

Para o caso de areia, os autores informam que há poucos relatos sobre esta situação. Relatam a evidência de que repetidos carregamentos numa só direção provocam uma deflexão permanente nesta direção. E que, quando uma carga relativamente alta é aplicada, o topo da estaca sofre uma deflexão de uma considerável magnitude possibilitando que partículas de solo não coesivo penetrem no vazio por detrás da estaca, impossibilitando que a estaca retorne à sua posição original.

2.3.2 MODELOS ELÁSTICOS

Nos modelos elásticos o solo é considerado como um meio contínuo elástico, caracterizado por um módulo de Elasticidade e um coeficiente de Poisson.

A Figura 2.10 representa um corpo de prova submetido a uma tensão de compressão σ_z . Esta tensão provoca deformações específicas axiais ϵ_z e deformações específicas laterais ou transversais ϵ_x e ϵ_y .

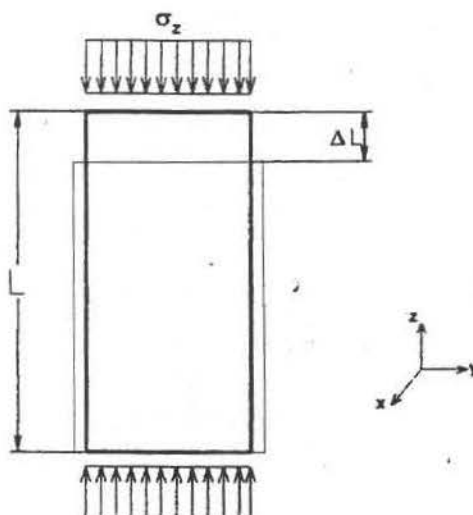


Figura 2.10 – Deformações num corpo de prova sob compressão

O conceito de módulo de elasticidade E_s ou módulo de Young (cientista inglês, 1773-1829) é definido na Lei de Hooke (Robert Hooke, 1635-1703) pela relação entre σ_z e ϵ_z , ou seja :

$$E_s = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \quad (\text{FL}^{-2})$$

em que

$$\varepsilon_z \cong \frac{\Delta L}{L}$$

Simplificadamente, na compressão, E_s é a declividade da curva tensão axial *versus* deformação específica axial, conforme representado na Figura 2.11.

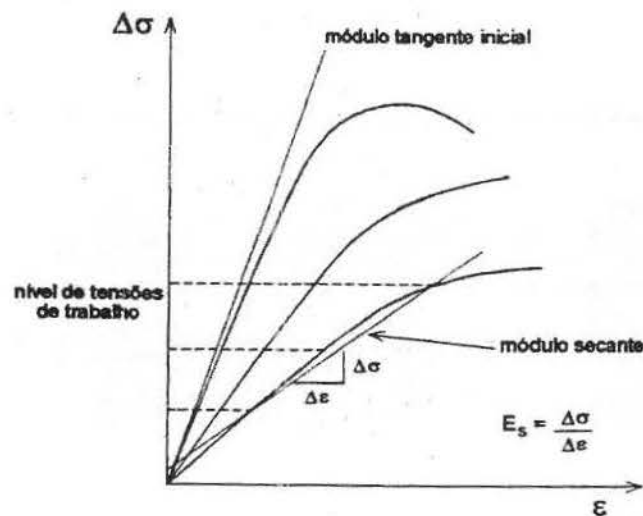


Figura 2.11 - Módulos tangente e secante numa curva tensão deformação

O Coeficiente de Poisson ν_s é definido pela relação entre a deformação específica transversal ($\varepsilon_x = \varepsilon_y$) e a deformação específica axial (ε_z), ou seja :

$$\nu_s = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z}$$

O Módulo de Elasticidade é uma propriedade intrínseca de materiais elásticos os quais, se não for ultrapassado o limite elástico, retornam às formas originais após a remoção do carregamento. Além disso, geralmente exibem um comportamento tensão *versus* deformação constante, ao menos no trecho inicial da curva. É, por exemplo, o caso do aço, cuja curva tensão *versus* deformação apresenta um trecho linear relativamente grande. No concreto, ao contrário, o trecho linear é relativamente pequeno, ocorrendo somente sob baixas tensões.

No caso de solos, que não são meios contínuos, já que são constituídos por partículas, o trecho linear da curva é desprezível (com deformações específicas máximas da ordem de

10^{-4}) e a maior parcela das deformações que ocorre nos níveis de tensões comumente de interesse, é permanente, pois é devida à movimentação das partículas. Somente uma pequena parcela das deformações dos solos pode ser restituída, devida à compressão elástica das partículas. Portanto, o termo "Módulo de Elasticidade" é utilizado como uma simplificação e não por representar uma real propriedade elástica dos solos e, talvez por isso, alguns autores preferem denominá-lo como "Módulo de Deformabilidade".

Há duas formas de se definir o E_s , que deverá procurar, tanto quanto possível, a representatividade paramétrica adequada para o problema ou para o método de cálculo a utilizar.

a) Módulo Tangente - que é o módulo obtido pela declividade da reta tangente a algum ponto de interesse da curva tensão *versus* deformação. É comumente utilizado o valor definido pela tangente na origem dos eixos (Figura 2.11), que nesse caso, recebe o nome de "Módulo Tangente Inicial".

b) Módulo Secante: que é o módulo obtido pela declividade do seguimento de reta definido por dois pontos da curva, geralmente equidistantes do ponto da tensão média de trabalho (Figura 2.11).

Além de Ensaios de Laboratório, inclusive com simulação da trajetória de tensões, o Módulo de Elasticidade pode ser estimado por ensaios de placa, ensaios com pressiómetro, por retroanálise de provas de carga e por correlações com outros parâmetros.

Nas Tabelas 2.5 e 2.6 são apresentados alguns valores típicos de E_s (módulo tangente inicial) e de v_s para alguns materiais.

Tabela 2.5 - Valores do Módulo de Elasticidade E_s de solos típicos da cidade de São Paulo
(Companhia do Metropolitano de São Paulo, NC-03, vol. II, 1980)

Tipo de solo	Consistência ou Compacidade	E_s (MPa)
Argila porosa vermelha e vermelha-amarela	mole a média	10
	média a rija	30
	fofa	15
	pouco compacta	25
Areia argilosa variegada	medianamente compacta	40
	compacta	60
	muito compacta	80
	muito mole	5
	mole	15
Argila arenosa variegada	média	20
	rija	35
	dura	50
	medianamente compacta	30
Areia basal	compacta	50
	muito compacta	60
Argila cinza-esverdeada	rija a dura	50
Depósito quaternário	turfa	2
	argila arenosa orgânica	5

O valor do Coeficiente de Poisson ν_s situa-se entre 0,2 e 0,4 para a maioria dos solos, podendo chegar a 0,5 para solos saturados e 0,0 para solos secos. A seguir são apresentados alguns valores típicos, na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Valores do coeficiente de Poisson (Bowles, 1982).

MATERIAL	ν_s (faixa de valores)
Argila saturada	0,40 a 0,50
Argila não-saturada	0,10 a 0,30
Argila arenosa	0,20 a 0,30
Silte	0,30 a 0,35
Areia compacta	0,20 a 0,40
Areia grossa (índice de vazios = 0,4 a 0,7)	0,15
Areia fina (índice de vazios = 0,4 a 0,7)	0,25
Rochas	0,10 a 0,40
Loess	0,10 a 0,30
Gelo	0,36
Concreto	0,15

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

Estes métodos se dividem em métodos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo e em modelos elásticos. São apresentados nos itens 2.4.1 e 2.4.2.

2.4.1. MÉTODOS BASEADOS NO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Os métodos apresentados neste item se dividem na sua aplicação para estacas longas e estacas curtas. A seguir, apresenta-se a classificação em estaca longa ou curta e nos itens 2.4.1.1 e 2.4.1.2 são apresentados, respectivamente, os métodos mais difundidos na literatura para as estacas longas e curtas.

CLASSIFICAÇÃO DAS ESTACAS EM LONGAS E CURTAS

A rigidez relativa é uma propriedade do sistema estaca *versus* solo que contempla, simultaneamente, as propriedades elásticas da estaca e o comportamento do solo. Vários autores criaram fatores para quantificar essa propriedade, entre eles, Vèsic (1961), U.S.Navy (1962), Davisson & Robisson (1965), Broms(1965), Davisson (1970) e Werner (1977).

Um dos mais utilizados é o proposto por Matlock & Reese (1961). Os autores relatam que o comportamento da estaca é influenciado principalmente pelo solo até as profundidades T e R, definidas por:

$$\begin{array}{ll} \text{para areias:} & T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \\ \text{para argilas:} & R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K}} \end{array}$$

Para estas expressões, as estacas, com comprimento L, são classificadas em longas ou curtas pelos seguintes limites :

$$L/T \text{ ou } L/R < 4 \Rightarrow \text{estacas curtas}$$

$$L/T \text{ ou } L/R \geq 4 \Rightarrow \text{estacas longas}$$

Uma diferença entre as estacas curtas e longas reside na forma de linha elástica após o carregamento horizontal. Nas estacas denominadas longas, a resistência de ponta é nula (quando não há a aplicação de esforços de compressão) enquanto que nas denominadas curtas, a resistência de ponta é significativa e contribui no equilíbrio de forças, conforme ilustrado na Figura 2.12. Outra diferença está no diagrama de momentos atuantes ao longo da estaca: nas estacas longas os momentos são considerados desprezíveis a partir de uma profundidade acima da ponta da estaca, enquanto que nas estacas curtas o existe um momento considerável na ponta da estaca.

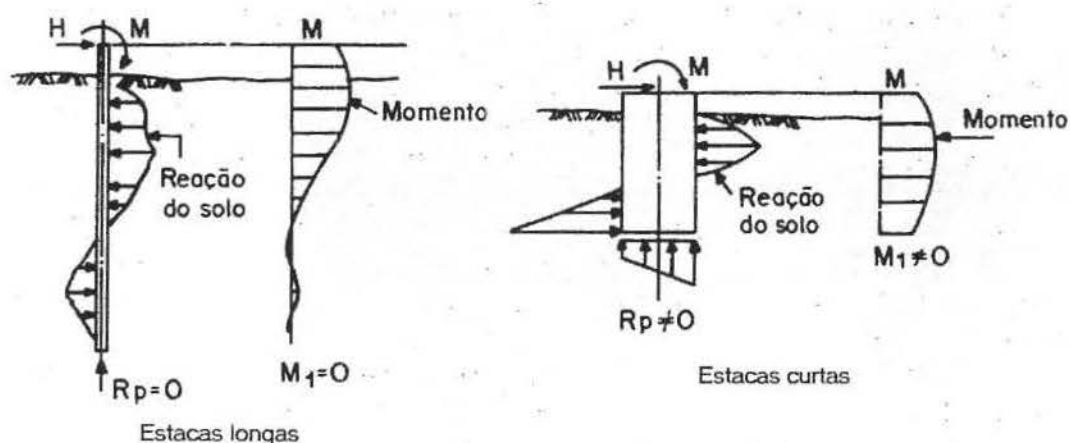


Figura 2.12 - Diferenciação entre estacas longas e curtas (Alonso, 1989).

Entre os dois casos, alguns métodos contemplam a situação de estacas denominadas intermediárias.

2.4.1.1. SOLUÇÃO DE ESTACAS LONGAS

As estacas sofrem o mesmo tratamento matemático das vigas. A expressão que fornece a curvatura de uma curva plana em um ponto (y,z) é :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2 y}{dz^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dz} \right)^2 \right]^{3/2}}$$

em que:

$1/\rho$ = curvatura

dy/dz = primeira derivada da função y(z)

d^2y/dz^2 = segunda derivada da função y(z)

Para a linha elástica de uma estaca (ou viga), a declividade dy/dz é muito pequena, de modo que o seu quadrado pode ser desprezado. Assim, a equação acima pode ser reescrita como :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2 y}{dz^2}$$

Da Teoria das Vigas, a curvatura é dada por :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M(z)}{E_p I_p}$$

em que

$M(z)$ = momento fletor no ponto z

$E_p I_p$ = rigidez flexional

Substituindo uma equação na outra:

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{M(z)}{E_p I_p}$$

É de interesse, para o estudo de estacas solicitadas horizontalmente no topo, a determinação da linha elástica diretamente a partir do carregamento distribuído, que é a própria reação do solo contra a estaca.

Derivando a equação, tem-se:

$$\frac{d^3 y}{dz^3} = \frac{1}{EI} \frac{dM(z)}{dz} = \frac{H(z)}{E_p I_p}$$

em que $H(z)$ é a força cortante no ponto z .

Derivando novamente a expressão, obtém-se :

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = \frac{1}{E_p I_p} \frac{dH(z)}{dz} = -\frac{q(z)}{E_p I_p} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Se a rigidez flexional $E_p I_p$ for constante e, denominando $q(z)$ por q , a equação pode ser reescrita como :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + q = 0 \quad (\text{Eq. 2.2})$$

que é a equação diferencial de uma estaca longa, com rigidez $E_p I_p$ constante, imersa em meio elástico e submetida a um carregamento distribuído q (reação do solo) com unidade FL^{-1} .

Utilizando a equação

$$k_h = p / y$$

multiplicada pela largura da estaca, D , é obtida a expressão :

$$q = pD = k_h yD$$

que resulta em :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + yDk_h = 0 \quad (\text{Eq. 2.3})$$

E conseqüentemente :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + Ky = 0 \quad (\text{Eq. 2.4})$$

As soluções para a equação diferencial podem ser analíticas ou numéricas. As soluções analíticas compreendem variações simples do diagrama de reação do solo (constante ou linearmente crescente com a profundidade, partindo do zero na superfície) destacando-se, conforme Ricci (1995), as seguintes soluções :

- Miche (1930): desenvolvida para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal linearmente crescente com a profundidade, carregadas no topo por uma força horizontal.
- Hetényi (1946): para estacas longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo constante com a profundidade, carregadas no topo por força horizontal e momento fletor.
- Barber (1953): para estacas curtas e longas, imersas em solos com coeficiente de reação horizontal do solo constante e linearmente variável com a profundidade, carregadas no topo por força horizontal e momento fletor.
- Sherif (1974): para estacas longas, com 13 tipos de diagramas de reação horizontal do solo, carregadas no topo por força horizontal e momento fletor.

As soluções numéricas permitem qualquer variação do diagrama de reação do solo, sendo necessário o uso de computadores. O método numérico mais utilizado para solução das equações diferenciais tem sido o Método das Diferenças Finitas, destacando-se as seguintes soluções :

- Gleser (1953): para estacas longas carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, inclusive podendo considerar a não-linearidade do comportamento do solo.
- Matlock & Reese (1960): para estacas longas carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade, considerando a não-linearidade do comportamento do solo.
- Reese (1977): Para estacas longas carregadas no topo por força horizontal e momento fletor, por força horizontal com restrição à rotação ou com vínculo elástico para rotação, imersas em solos com quaisquer variações do módulo de reação horizontal com a profundidade. Permite a consideração da não-linearidade do comportamento do solo e a variação da rigidez flexional da estaca.

2.4.1.1.1 – MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

As equações diferenciais para as linhas de estado de estacas longas estão representadas na Figura 2.14:

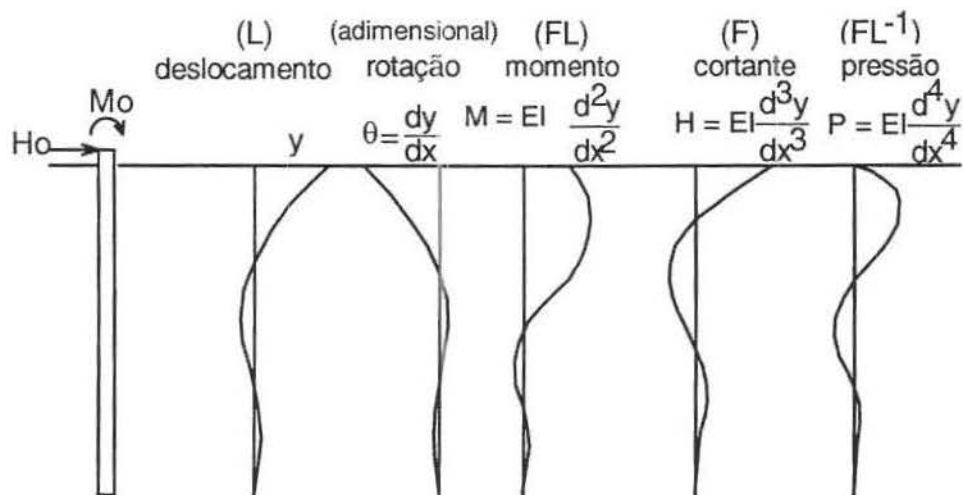


Figura 2.13 - Linhas de estado de estacas longas (apud Alonso, 1989)

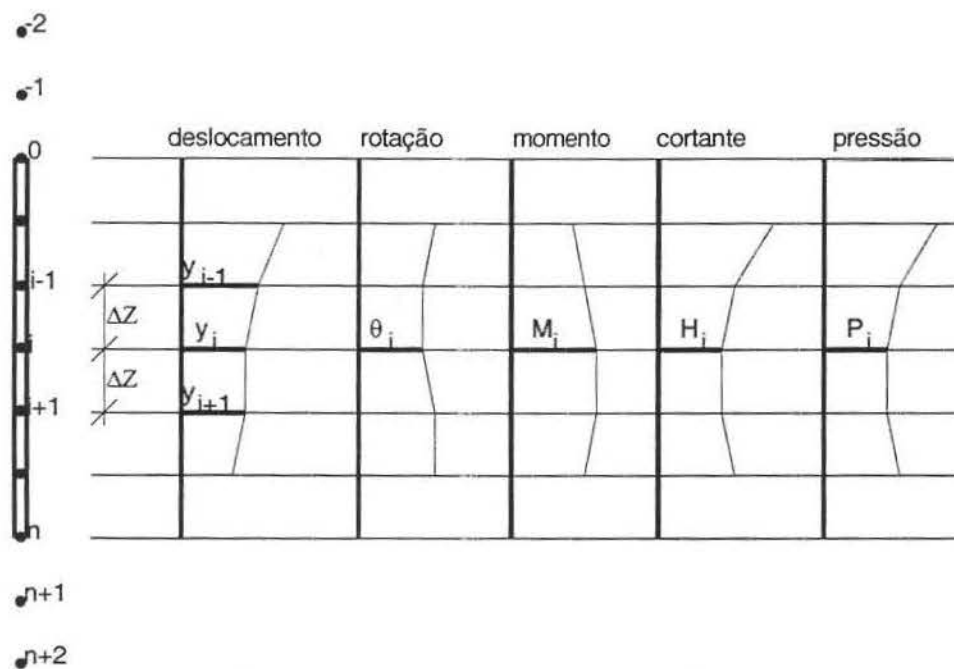


Figura 2.14 - Divisão da estaca para análise de diferenças finitas (apud Alonso, 1989)

Subdividindo a estaca em n elementos iguais conforme representado na Figura 2.15, as equações diferenciais, em termos de diferenças finitas, são escritas da seguinte forma :

$$\theta_i \cong \text{tg}\theta_i = \frac{dy}{dz} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2 \Delta z} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

$$M_i = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} = E_p I_p \frac{y_{i+1} - 2 y_i + y_{i-1}}{\Delta z^2} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

$$H_i = E_p I_p \frac{d^3 y}{dz^3} = E_p I_p \frac{y_{i+2} - 2 y_{i+1} + 2 y_{i-1} - y_{i-2}}{2 \Delta z^3} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

$$P_i = E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = E_p I_p \frac{y_{i+2} - 4 y_{i+1} + 6 y_i - 4 y_{i-1} + y_{i-2}}{\Delta z^4} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

A equação para a solução de estacas longas é:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + y D k_h = 0 \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Expressando a Equação 2.3 em diferenças finitas, tem-se:

$$E_p I_p \frac{y_{i+2} - 4 y_{i+1} + 6 y_i - 4 y_{i-1} + y_{i-2}}{\Delta z^4} + k_i D y_i = 0 \quad (\text{Eq. 2.9})$$

em que substituindo $\Delta z = L/n$ tem-se:

$$y_{i+2} - 4 y_{i+1} + \left(6 + \frac{k_i d L^4}{E I n^4} \right) y_i - 4 y_{i-1} + y_{i-2} = 0 \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Aplicando a Equação 2.10 aos nós (1 a n-1), são obtidas n-1 equações com n+5 incógnitas, faltando mais 6 equações.

As condições de contorno da estaca fornecem mais quatro equações (2 no topo e 2 na ponta).

Para estacas com o topo livre :

$$E_p I_p \frac{d^3 y}{dz^3} = H_o \therefore y_{+2} - 2 y_{+1} + 2 y_{-1} - y_{-2} = \frac{2 H_o L^3}{E_p I_p n^3}$$

$$E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} = M_o \therefore y_{i+1} - 2 y_i + y_{i-1} = \frac{M_o L^2}{E_p I_p n^2}$$

Para estacas com o topo engastado :

$$E_p I_p \frac{d^3 y}{dz^3} = H_o \therefore y_{+2} - 2 y_{+1} + 2 y_{-1} - y_{-2} = \frac{2 H_o L^3}{E_p I_p n^3}$$

$$E_p I_p \frac{dy}{dz} = \theta = 0 \therefore y_{+1} - y_{-1} = 0$$

Para a ponta de estacas longas :

$$E_p I_p \frac{d^3 y}{dz^3} = H = 0 \therefore y_{n+2} - 2 y_{n+1} + 2 y_{n-1} - y_{n-2} = 0$$

$$E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} = M = 0 \therefore y_{n+1} - 2 y_n + y_{n-1} = 0$$

O equilíbrio estático fornece mais 2 equações ($\Sigma H=0$ e $\Sigma M=0$).

O Equilíbrio Horizontal ($\Sigma H = 0$) fornece :

$$\left[+ \frac{y_{-2}}{2} - y_{-1} + y_1 - \frac{y_2}{2} - \frac{y_{n-2}}{2} + y_{n-1} - y_{n+1} + \frac{y_{n+2}}{2} \right] = - \frac{\Delta z^3}{E_p I_p} H_o$$

O Equilíbrio dos Momentos ($M = 0$) para Topo Livre fornece :

$$\begin{aligned} & z_1 y_{-1} + (-4z_1 + z_2) y_0 + (6z_1 - 4z_2 + z_3) y_1 + (-4z_1 + 6z_2 - 4z_3 + z_4) y_2 + \\ & + \sum_{i=3}^{n-3} [(z_{i-2} - 4z_{i-1} + 6z_i - 4z_{i+1} + z_{i+2}) y_i] + \\ & + \left(z_{n-4} - 4z_{n-3} + 6z_{n-2} - 4z_{n-1} + \frac{L}{2} \right) y_{n-2} + \\ & + (z_{n-3} - 4z_{n-2} + 6z_{n-1} - 2L) y_{n-1} + (z_{n-2} - 4z_{n-1} + 3L) y_n + \\ & + (z_{n-1} - 2L) y_{n+1} + \frac{L}{2} y_{n+2} = - \frac{\Delta z^3}{EI} M_o \end{aligned}$$

O Equilíbrio dos Momentos ($\Sigma M = 0$) para Topo Engastado fornece a expressão :

$$\begin{aligned}
 & (\Delta z + z_1)y_{-1} - 2\Delta z y_0 + (-4z_1 + z_2)y_0 + \\
 & + (6z_1 - 4z_2 + z_3 + \Delta z)y_1 + (-4z_1 + 6z_2 - 4z_3 + z_4)y_2 + \\
 & + \sum_{i=3}^{n-3} [(z_{i-2} - 4z_{i-1} + 6z_i - 4z_{i+1} + z_{i+2})y_i] + \\
 & + (z_{n-4} - 4z_{n-3} + 6z_{n-2} - 4z_{n-1} + \frac{L}{2})y_{n-2} + \\
 & + (z_{n-3} - 4z_{n-2} + 6z_{n-1} - 2L)y_{n-1} + (z_{n-2} - 4z_{n-1} + 3L)y_n + \\
 & + (z_{n-1} - 2L)y_{n+1} + \frac{L}{2}y_{n+2} = 0
 \end{aligned}$$

A solução do sistema de $n+5$ equações simultâneas obtido, fornece os valores dos $n+5$ deslocamentos, sendo que nos nós -1 , -2 , $n+1$ e $n+2$ esses deslocamentos são fictícios.

O método é aplicável somente para estacas longas. No caso de estacas curtas, como a rotação θ é praticamente constante ao longo da estaca, as diferenças sucessivas são muito pequenas, tornando o método impreciso.

2.4.1.1.2 – MÉTODO DE MICHE

Miche (1930) resolveu o problema da estaca em solo com o coeficiente de reação horizontal variando linearmente com a profundidade, considerando o modelo da viga sobre base elástica, levando em consideração, portanto, a deformabilidade da estaca. A Figura 2.15 mostra diagramas dos esforços admitidos por este autor.

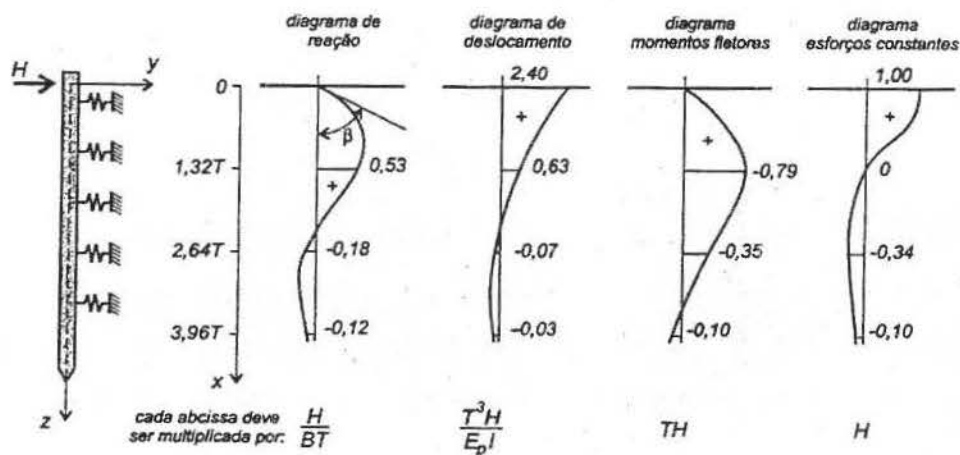


Figura 2.15 – Diagramas de esforços do Método de Miche (1930)

Assim, considerando uma estaca de diâmetro ou largura D , com a reação do solo crescendo linearmente com a profundidade, a solução do problema é escrita pela seguinte equação:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h \frac{z}{B} Dy = 0$$

ou

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + n_h zy = 0$$

Sendo a rigidez relativa estaca-solo, T , definida por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}} = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{m_h D}}$$

Miche (1930) obteve as seguintes expressões para o deslocamento horizontal no topo da estaca:

$$y_0 = 2,40 \frac{T^3 H}{E_p I_p}$$

Para o momento fletor máximo (que atua numa profundidade de 1,32 T):

$$M_{\max} = 0,79HT$$

A uma profundidade da ordem de 4T, os momentos fletores e os esforços cortantes são muito pequenos e podem ser desprezados. Se o comprimento da estaca for menor que 1,5 T ela será calculada como rígida e o momento máximo calculado por:

$$M_{\max} = 0,25HT$$

Se o comprimento da estaca estiver entre 1,5 T e 4 T, o momento fletor máximo pode ser obtido, com razoável aproximação, a partir da Figura 2.16:

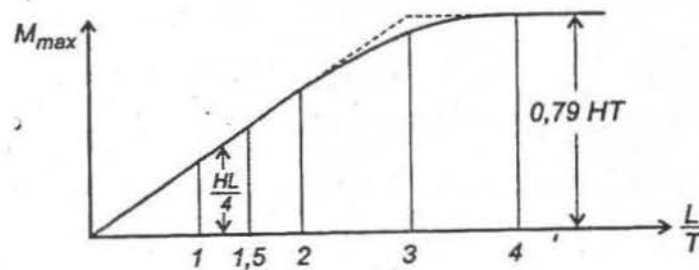


Figura 2.16 - Método de Miche: determinação do momento fletor máximo (Miche, 1930)

2.4.1.1.3 – MÉTODO DE HETENYI

Hetenyi (1946) resolveu o problema da estaca em solo com o módulo de reação horizontal constante com a profundidade, considerando o modelo da viga sobre base elástica. Para o caso de uma estaca carregada com um força horizontal H e um momento M aplicados no nível do terreno, obteve as seguintes equações para o deslocamento, momento e cortante para uma profundidade i :

$$y_i = \frac{2H\beta}{K} D_\lambda + \frac{2M}{K} \frac{\lambda^2}{\lambda} C_\lambda$$

$$M_i = \frac{H}{\lambda} B_\lambda + M A_\lambda$$

$$Q_i = H C_\lambda + 2M B_\lambda$$

em que:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4E_p I_p}}$$

Os valores dos coeficientes A_λ , B_λ , C_λ e D_λ são apresentados na Tabela 2.7.

Para a estaca ser considerada longa para este método, deve ter um comprimento L tal que:

$$L \geq \frac{4}{\lambda}$$

Tabela 2.7 - Coeficientes propostos por Hetenyi (1946)

λz	A_λ	B_λ	C_λ	D_λ
0	1	0	1	1
0,1	0,9906	0,0903	0,8100	0,9003
0,2	0,9651	0,1627	0,6398	0,8024
0,5	0,8231	0,2908	0,2414	0,5323
0,7	0,6997	0,3199	0,0599	0,3798
$\pi/4$	0,6448	0,3224	0	0,3224
1,0	0,5083	0,3096	- 0,1109	0,1987
1,5	0,2384	0,2226	- 0,2068	0,0158
$\pi/2$	0,2079	0,2079	- 0,2079	0
2,0	0,0667	0,1230	- 0,1793	- 0,0563
$3/4 \pi$	0	0,0671	- 0,1342	- 0,0671
2,5	- 0,0166	0,0492	- 0,1149	- 0,0658
3,0	- 0,0422	0,0071	- 0,0563	- 0,0493
π	- 0,0432	0	- 0,0432	- 0,0432
3,5	- 0,0388	- 0,0106	- 0,0177	- 0,0283
$5/4 \pi$	- 0,0278	- 0,0140	0	- 0,0139
4,0	- 0,0258	- 0,0139	0,0019	- 0,0120

Para determinar o deslocamento no nível do terreno, ou seja, com a profundidade $z=0$, tem-se a seguinte expressão:

$$y_0 = \frac{2H\lambda}{K} + \frac{2M}{K} \lambda^2$$

O momento máximo na estaca ocorre na profundidade $\lambda.z = 0,7$ e o seu valor é:

$$M_{\max} = 0,32 \frac{H}{\lambda} + 0,7M$$

2.4.1.1.4 – MÉTODO DE GLESER

Gleser (1953) desenvolveu um processo de cálculo para os deslocamentos sofridos pela estaca baseado no método das diferenças finitas.

A sequência para o cálculo é, simplificada, o seguinte:

a) Divide-se a estaca de comprimento L em t elementos iguais, sendo o nó **1** na ponta e o nó t no topo da estaca.

b) Calculam-se todos os coeficientes **A** e **B** pelas expressões abaixo, sendo K_m o coeficiente de reação horizontal do solo em cada um dos t elementos da estaca.

$$A_m = K_m \frac{b}{EI} \left(\frac{L}{t} \right)^4$$

$$B_1 = \frac{2}{2 + A_0}$$

$$B_2 = \frac{1}{5 + A_1 - 4B_1}$$

$$B_3 = B_2(4 - 2B_1)$$

$$B_4 = \frac{1}{6 + A_2 - B_1 - B_3(4 - 2B_1)}$$

$$B_5 = B_4(4 - B_3)$$

$$m = 3at \left\{ \begin{array}{l} B_{2m} = \frac{1}{6 + A_m - B_{2m-4} - B_{2m-1}(4 - B_{2m-3})} \\ B_{2m+1} = B_{2m}(4 - B_{2m-1}) \end{array} \right.$$

$$B_{2t+2} = \frac{-L^2 M_t}{t^2 E I B_{2t} (2 - 2B_{2t-1})}$$

$$B_{2t+3} = \frac{B_{2t-2} - 1 + B_{2t+1}(2 - B_{2t-1})}{B_{2t}(2 - B_{2t-1})}$$

c) Sabendo-se as condições de contorno do topo da estaca (topo livre ou engastado), inicia-se o cálculo dos deslocamentos Y_n para cada elemento da estaca, na ordem em que aparecem as equações, pois as mesmas são dependentes dos resultados das equações anteriores.

Topo Livre :

$$Y_{t+1} = \frac{\frac{-2H_t L^3}{t^3 EI} - B_{2t+2} + B_{2t+2} B_{2t} (2B_{2t-1} + B_{2t-4} - B_{2t-3} B_{2t-1})}{-B_{2t+3} + 2 + [(2 - B_{2t-3})B_{2t-1} + B_{2t-4} [B_{2t} B_{2t+3} - B_{2t+1}] + (2 - B_{2t-3})B_{2t-2}}$$

$$Y_2 = -B_4 Y_4 + B_5 Y_3$$

$$Y_{t+2} = -B_{2t+2} Y_{t+1} + B_{2t+3} Y_{t+1}$$

$$Y_1 = -B_2 Y_3 + B_3 Y_2$$

$$Y_m = -B_{2m} Y_{m+2} + B_{2m+1} Y_{m+1}$$

$$Y_0 = -B_1 Y_2 + 2B_1 Y_1$$

Topo Engastado :

$$Y_{t+2} = \frac{-2L^3 H_t (t + B_{2t-2} - B_{2t-1} B_{2t+1})}{t^2 EI (-1 + B_{2t} B_{2t-4} + B_{2t} B_{2t-2} B_{2t-4} - B_{2t} B_{2t-1} B_{2t-3} - B_{2t-2} + B_{2t+1} B_{2t-1})}$$

$$Y_{t+1} = Y_{t-1} = \frac{-B_{2t-1} B_{2t}}{1 + B_{2t-2} - B_{2t+1} B_{2t-1}} Y_{t+2}$$

$$Y_2 = -B_4 Y_4 + B_5 Y_3$$

$$Y_m = -B_{2m} Y_{m+2} + B_{2m+1} Y_{m+1}$$

$$Y_1 = -B_2 Y_3 + B_3 Y_2$$

$$Y_0 = -B_1 Y_2 + 2B_1 Y_1$$

d) Com os deslocamentos, calculam-se as rotações, os momentos fletores, as cortantes e as pressões pelas Equações 2.5 a 2.8.

Embora o método considere o coeficiente de reação do solo linear (independente da magnitude dos deslocamentos sofridos pelo solo), possibilita a consideração de variação qualquer com a profundidade.

2.4.1.1.5 – MÉTODO DE MATLOCK & REESE

Os autores apresentaram alguns trabalhos estudando o caso de estacas verticais submetidas a uma força horizontal e a um momento aplicados no topo da estaca. O coeficiente de reação horizontal é considerado em Matlock & Reese (1956) variando linearmente com a profundidade. Em Matlock & Reese (1960) apresentam um estudo para diversas leis de variação deste coeficiente. Em Matlock & Reese (1961) retomam o caso deste coeficiente com variação linear com a profundidade.

O problema é apresentado na Figura 2.17, bem como as expressões para os esforços na estaca. Considera-se uma estaca vertical com comprimento L , diâmetro ou largura D , rigidez à flexão $E_p I_p$, com topo suposto livre.

Para estacas longas os deslocamentos, momentos e outros esforços são muito pequenos. Os autores definiram o comprimento característico, T , a partir do qual estes valores podem ser desprezados. A definição de T depende da variação do coeficiente de reação com a profundidade. Este comprimento T depende também da rigidez à flexão da estaca ($E_p I_p$) e por isso, ele também é denominado rigidez relativa estaca-solo.

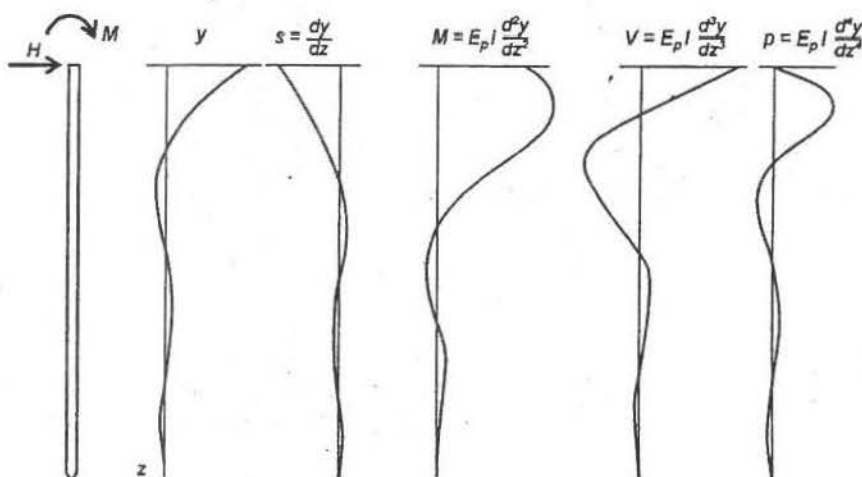


Figura 2.17 – Expressões para esforços numa estaca vertical, com topo livre, submetida à força horizontal e momento (Matlock & Reese, 1960)

O deslocamento horizontal é função da profundidade analisada, do T, do comprimento da estaca, da inércia da estaca e dos esforços aplicados na mesma. Admitindo-se que o comportamento da estaca é elástico e que os deslocamentos são pequenos, comparativamente ao diâmetro da mesma, pode-se aplicar o princípio da superposição e, nesse caso, os efeitos da carga horizontal, H, e do momento no topo, M, podem ser calculados separadamente e, depois, superpostos. Assim, se y_A é o deslocamento produzido por H e y_B o produzido por M, o deslocamento total será:

$$y = y_A + y_B$$

No caso de estacas longas, supondo que no regime elástico os deslocamentos podem ser considerados diretamente proporcionais às solicitações :

$$\frac{y_A}{H_o} = f_A(x, T, L, K, E_p I_p) \quad (\text{caso A})$$

$$\frac{y_B}{M_o} = f_B(x, T, L, K, E_p I_p) \quad (\text{caso B})$$

Procurando a adimensionalização dos parâmetros, Matlock & Reese os dividiram em quatro grupos :

$$\frac{y_A E_p I_p}{H_o T^3}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{KT^4}{E_p I_p} \quad (\text{caso A})$$

$$\frac{y_B E_p I_p}{M_o T^2}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{KT^4}{E_p I_p} \quad (\text{caso B})$$

Definindo :

$$\text{Coeficiente de profundidade :} \quad Z = \frac{x}{T} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$\text{Coeficiente de profundidade máxima :} \quad Z_{\text{máx}} = \frac{L}{T} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$\text{Função módulo do solo :} \quad \phi(Z) = \frac{KT^4}{EI} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

$$\text{Coeficiente de deslocamentos para } H_o : \quad A_y = \frac{y_A E_p I_p}{H_o T^3} \quad (\text{Eq. 2.14})$$

$$\text{Coeficiente de deslocamentos para } M_o : \quad B_y = \frac{y_B E_p I_p}{M_o T^2} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Então, a solução para os deslocamentos pode ser expressa por :

$$\text{Deslocamentos :} \quad y = \left(\frac{H_o T^3}{E_p I_p} \right) A_y + \left(\frac{M_o T^2}{E_p I_p} \right) B_y \quad (\text{Eq. 2.16})$$

Analogamente, podem ser obtidos :

$$\text{Rotações :} \quad s = s_A + s_B = \left(\frac{H_o T^2}{E_p I_p} \right) A_s + \left(\frac{M_o T}{E_p I_p} \right) B_s \quad (\text{Eq. 2.17})$$

$$\text{Momentos Fletores (FL) :} \quad M = M_A + M_B = (H_o T) A_m + (M_o) B_m \quad (\text{Eq. 2.18})$$

$$\text{Forças Cortantes (F) :} \quad V = V_A + V_B = (H_o) A_v + \left(\frac{M_o}{T} \right) B_v \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$\text{Reações do Solo (FL-1) :} \quad p = p_A + p_B = \left(\frac{H_o}{T} \right) A_p + \left(\frac{M_o}{T^2} \right) B_p \quad (\text{Eq. 2.20})$$

DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES ADIMENSIONAIS

Relembrando a equação diferencial de estacas longas, utilizando a teoria da flexão das vigas :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + Ky = 0 \quad (\text{Eq. 2.4})$$

que pode ser reescrita como

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{Ky}{E_p I_p} = 0 \quad (\text{Eq. 2.21})$$

Como a força horizontal e o momento fletor aplicados ao topo da estaca, estão sendo analisados separadamente e admitindo a superposição dos efeitos :

$$\frac{d^4 y_A}{dx^4} + \frac{K}{E_p I_p} y_A = 0 \quad (\text{Eq. 2.22})$$

$$\frac{d^4 y_B}{dx^4} + \frac{K}{E_p I_p} y_B = 0 \quad (\text{Eq. 2.23})$$

Substituindo os coeficientes adimensionais das Equações 2.11 a 2.15 :

$$\frac{d^4 A_y}{dZ^4} + \phi(Z) A_y = 0 \quad (\text{Eq. 2.24})$$

$$\frac{d^4 B_y}{dZ^4} + \phi(Z) B_y = 0 \quad (\text{Eq. 2.25})$$

Para obter um conjunto de coeficientes adimensionais A e B é necessário especificar uma função do coeficiente de reação do solo $\phi(Z)$ incluindo uma definição adequada do fator de rigidez relativa T e resolver as equações diferenciais das variáveis adimensionais. As equações que calculam os deslocamentos, rotações, momentos fletores, esforços cortantes e reações do terreno poderão ser calculadas com estes coeficientes adimensionais.

Matlock & Reese (1960) apresentaram duas formas de representação da variação do K com a profundidade :

$$\text{variação 1 (exponencial)} : \quad K = k \cdot x^n \quad (\text{Eq. 2.26})$$

$$\text{variação 2 (parabólica)} : \quad K = k_0 + k_1 \cdot x + k_2 \cdot x^2 \quad (\text{Eq. 2.27})$$

A função do coeficiente de reação do solo $\phi(Z)$ deve ser definida para cada forma de variação do módulo do solo com a profundidade, com a aplicação das Equações 2.26 e 2.27 na Equação 2.13. Assim, para o caso de variação 1, o fator de rigidez relativa T é definido, por conveniência, como :

$$T^{n+4} = \frac{E_p I_p}{K} \quad (\text{Eq. 2.28})$$

Aplicando a Equação 2.26 à Equação 2.13 :

$$\phi(Z) = \frac{KT^4}{E_p I_p} = \frac{(kx^n)T^4}{E_p I_p} = \left(\frac{k}{E_p I_p} \right) x^n T^4 = \frac{1}{T^{n+4}} x^n T^4 = \frac{x^n T^4}{T^n T^4} = \left(\frac{x}{T} \right)^n$$

Como $x/T = Z$ (Equação 2.11) :

$$\phi(Z) = Z^n \quad (\text{Eq. 2.29})$$

Desta forma, a função do coeficiente de reação do solo contém apenas um parâmetro arbitrário, o expoente n . Então, para cada valor de n , as equações 2.24 e 2.25 fornecerão um conjunto completo de soluções adimensionais independentes.

Para a variação 2, o valor de T é definido, visando simplificar um termo, como :

$$T^5 = \frac{E_p I_p}{K_1} \quad (\text{Eq. 2.30})$$

e, analogamente ao caso anterior, a função $\phi(Z)$ torna-se :

$$\phi(Z) = \frac{k_o T^4}{E_p I_p} + \frac{k_1 T^5}{E_p I_p} \left(\frac{x}{T} \right) + \frac{k_2 T^6}{E_p I_p} \left(\frac{x}{T} \right)^2$$

que, em função de Z pode ser escrita como :

$$\phi(Z) = r_o + Z + r_2 Z^2 \quad (\text{Eq. 2.31})$$

em que

$$r_o = \frac{k_o}{k_1} \left(\frac{1}{T} \right) \quad \text{e} \quad r_2 = \frac{k_2}{k_1} (T)$$

A solução das Equações diferenciais 2.24 e 2.25 fornecem os valores dos coeficientes A e B das Equações 2.16 a 2.20.

Os coeficientes adimensionais são obtidos pelo método de Gleser. Há duas maneiras para obtê-los. A primeira consiste na retroanálise, através das Equações 2.17 a 2.20, dos resultados obtidos no cálculo de uma estaca com a distribuição desejada do módulo do solo. A segunda maneira, assumindo valores unitários para H_0 e M_0 , atribuindo valores para os coeficientes k , que definem o módulo $K(x)$ do solo de modo que corresponda a constantes na função $\phi(Z)$ (assim o fator de rigidez relativa T torna-se unitário), e fazendo com que o comprimento L da estaca seja numericamente igual ao valor desejado de $Z_{\text{máx}}$. Os resultados obtidos serão numericamente iguais aos coeficientes adimensionais.

COMPARAÇÃO ENTRE AS SOLUÇÕES PARA $K_h = k Z^n$ COM DIFERENTES VALORES DE n

Matlock & Reese analisaram o comportamento de uma estaca com $Z_{max} = L/T > 5$, para $n = 1/2, 1$ e 2 . entre as conclusões, estão:

a) embora os coeficientes de reação sejam bastante diferentes, os deslocamentos e momentos fletores diferem pouco entre si. A explicação é porque o comportamento depende da raiz $(n+4)$ do fator de rigidez relativa T , ou seja, depende da raiz $(n+4)$ do coeficiente de reação do solo.

b) Os deslocamentos e momentos fletores máximos crescem diretamente com n .

c) Os valores do coeficiente de reação para $Z < 1$ são os que comandam o comportamento da estaca.

d) Ainda que o coeficiente de reação do solo não varie linearmente com a profundidade, isto é, se n for maior do que 1, a hipótese de n ser igual a 1 oferece valores bem satisfatórios.

Reese & Van Impe (2001) confirmam estas considerações.

RESULTADOS PARA $n=1$

Reese & Matlock (1956) e Matlock & Reese (1961) apresentam tabelas e gráficos que possibilitam o cálculo expedito de deslocamentos e solicitações na estaca com a hipótese de $K_h = k z$.

A convenção de sinais é a apresentada na Figura 2.18.

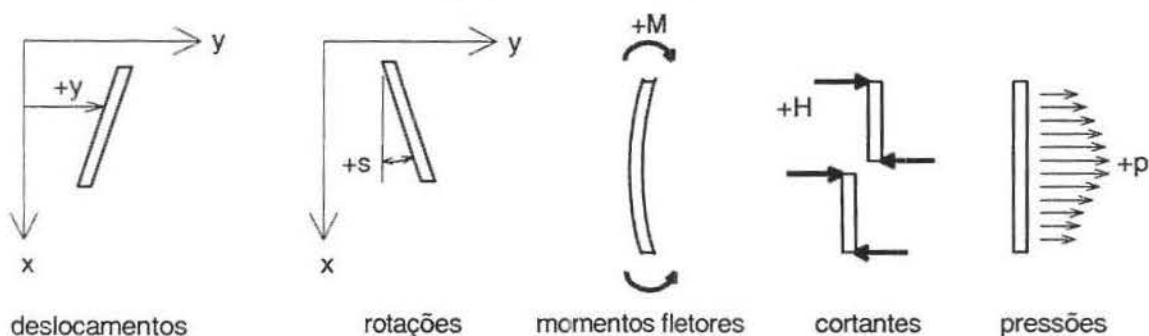


Figura 2.18 – Convenção de sinais (Matlock & Reese, 1960).

Na Tabela 2.8 apresentam-se valores dos coeficientes A e B para uma estaca longa e com o topo livre.

Na Figura 2.19 estão as curvas para o cálculo do deslocamento provocado por H_t e M_t (para $Z_{\max} \geq 5$) e com o topo livre.

Os coeficientes C_y são definidos por:

$$C_y = A_y + \frac{M}{H_t T} B_y$$

e

$$y = C_y \frac{H_t T^3}{E_p I_p}$$

Nas Figuras 2.20 e 2.21 são apresentadas curvas para os coeficientes A e B para diversos valores de Z_{\max} e estaca com o topo livre.

Tabela 2.8 – Coeficientes A e B de Matlock & Reese (1961)

$Z = z/T$	A_Y	A_S	A_M	A_V	A_p	B_Y	B_S	B_M	B_V	B_p
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

No caso da estaca ter o topo engastado, ou seja, ter rotação impedida, as equações que fornecem o deslocamento, o momento fletor e a reação do solo são:

$$y_F = F_y \frac{H_t T^3}{E_p I_p}$$

$$M_F = F_M H_t T$$

$$P_F = F_p \frac{H_t}{T}$$

Na Figura 2.22 são encontrados as curvas de F_y , F_M e F_p para diversos valores de Z_{\max} .

Uma vez determinadas as “curvas p-y” para diferentes profundidades, é possível, por tentativas, ajustar uma reta $K_h = k z$ da qual se tira o valor de k com o qual se calculam as solicitações e os deslocamentos da estaca.

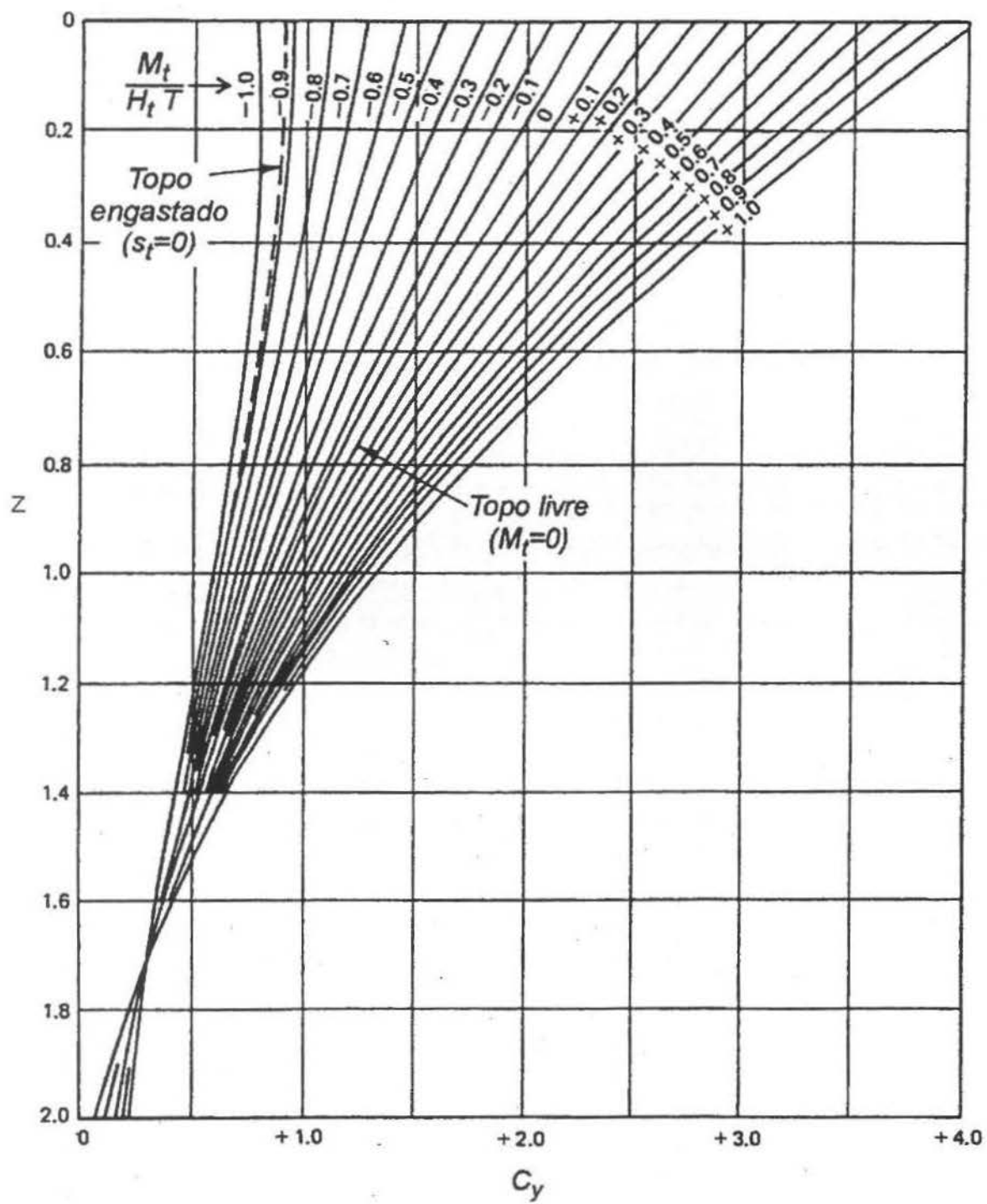


Figura 2.19 - Coeficiente C_y de Matlock & Reese (1961)

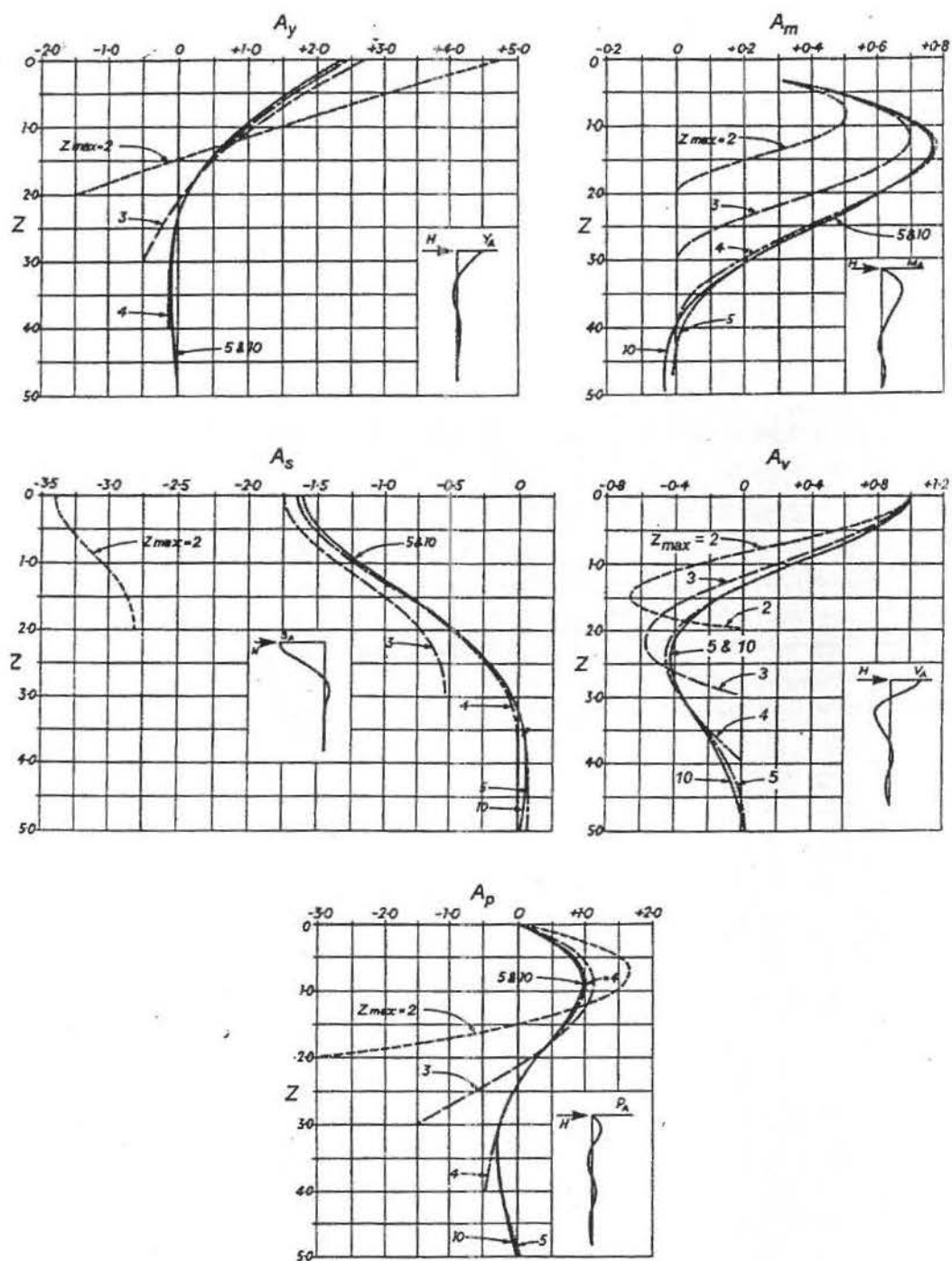


Figura 2.20— Coeficientes A_y , A_m , A_s , A_v e A_p de Matlock & Reese (1961)

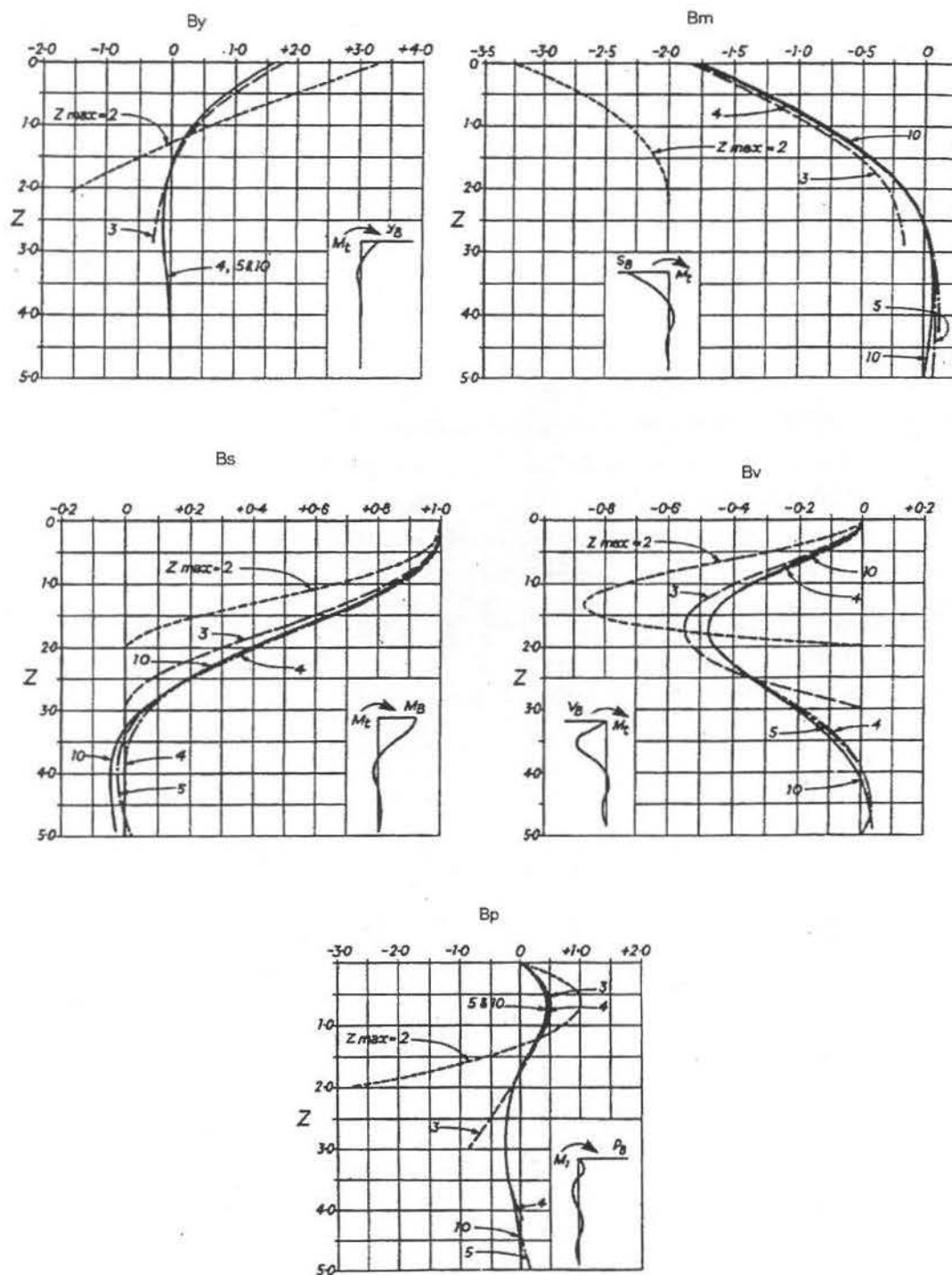


Figura 2.21 – Coeficientes B_y , B_m , B_s , B_v e B_p de Matlock & Reese (1961)

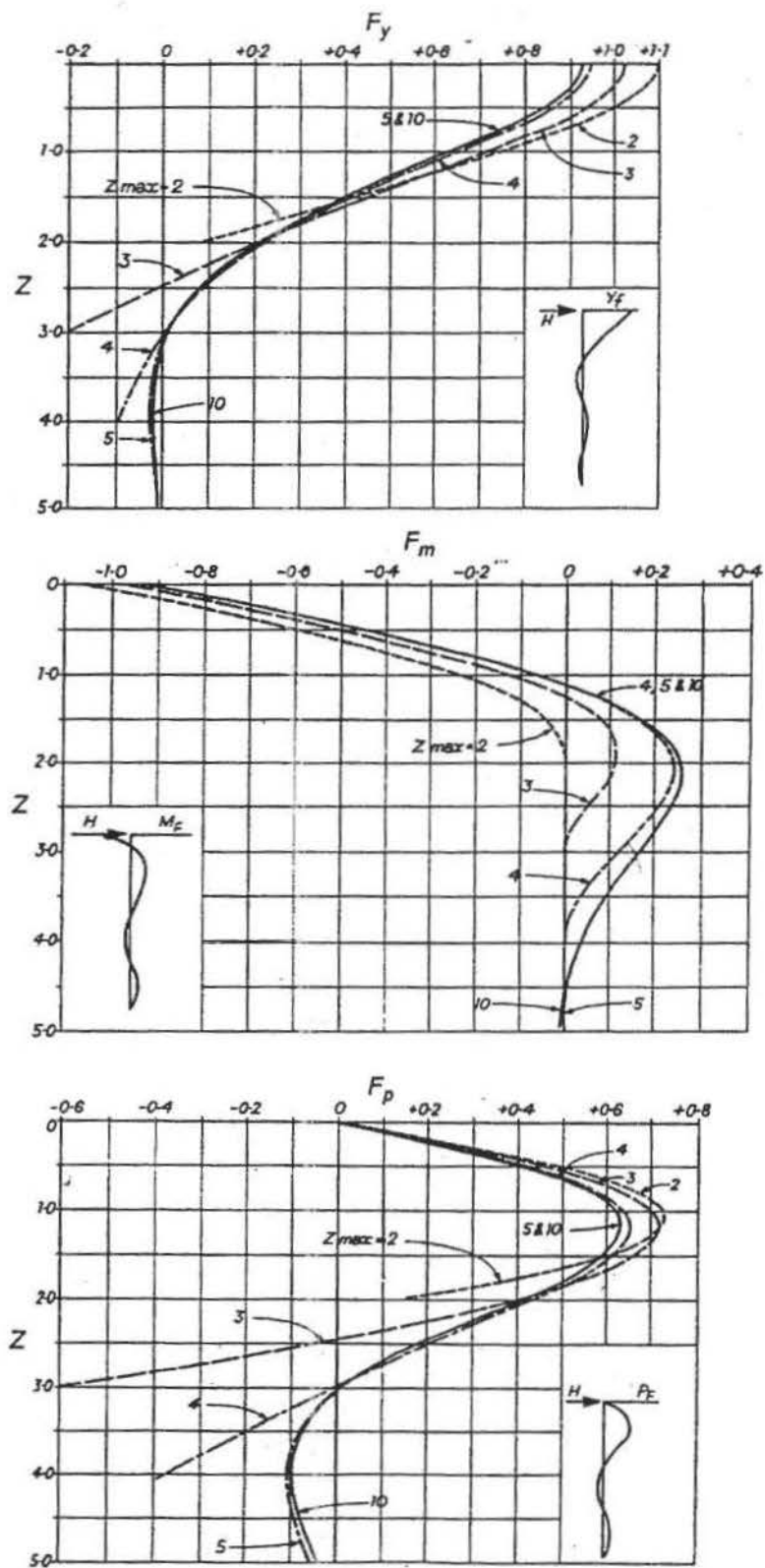


Figura 2.22 – Coeficientes F_y , F_m , F_p de Matlock & Reese (1961)

2.4.1.1.6 – MÉTODO DE DAVISSON E ROBINSON

Estes autores apresentaram um método simplificado para a análise de estacas que possuem uma parte de seu comprimento livre, ou seja, acima do nível do terreno. O método é aplicável em estacas longas (com comprimento maior que $4R$ ou $4T$) e admite estarem submetidas a carregamento horizontal, vertical e a um momento no topo da estaca.

Davisson & Robisson (1965) substituem a estaca, conforme a Figura 2.23, por outra com um comprimento L_s que somado ao comprimento livre L_u conduz a uma haste de comprimento $L_e = L_u + L_s$, que tenha o mesmo deslocamento y_t da estaca ou a mesma carga crítica de flambagem.

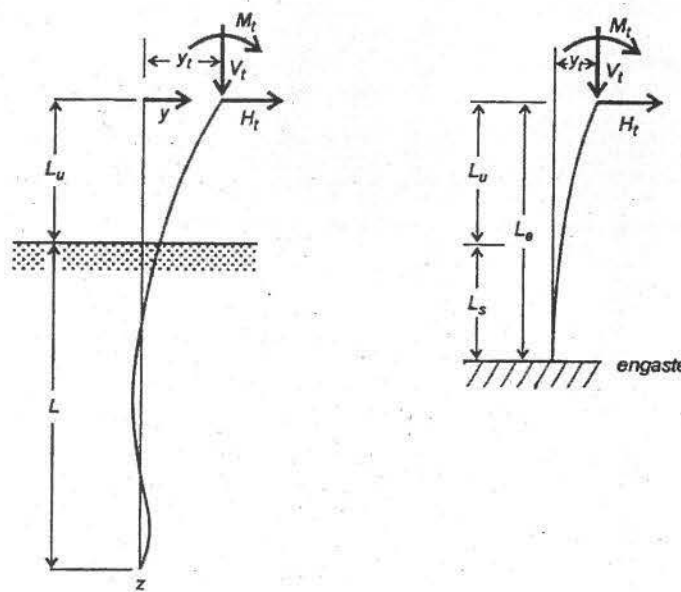


Figura 2.23 – Estaca equivalente pelo Método de Davisson & Robisson (1965)

A equação diferencial de uma viga sobre base elástica submetida a uma carga axial V_t aplicada no topo é:

$$E_p I \frac{d^4 y}{dz^4} + V_t \frac{d^2 y}{dz^2} + k_h y = 0 \quad (\text{Eq. 2.32})$$

O coeficiente de reação horizontal K_h é igual a zero do topo da estaca até a superfície do terreno. A partir daí, são considerados dois casos apresentados a seguir.

1º caso: $K_h = \text{constante}$

Adotando que:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_h}} \quad , \quad L = \frac{z}{R} \quad , \quad U = \frac{V_t R^2}{E_p I_p}$$

E, substituindo na equação 2.32, se reescreve assim:

$$\frac{d^4 y}{dL^4} + U \frac{d^2 y}{dL^2} + y = 0 \quad (\text{Eq. 2.33})$$

Introduzindo as seguintes grandezas adimensionais, representadas na Figura 2.24:

$$L_{\max} = \frac{L}{R} \quad , \quad S_R = \frac{L_S}{R} \quad , \quad J_R = \frac{L_u}{R}$$

O comprimento equivalente será $L_e = (S_R + J_R)R$.

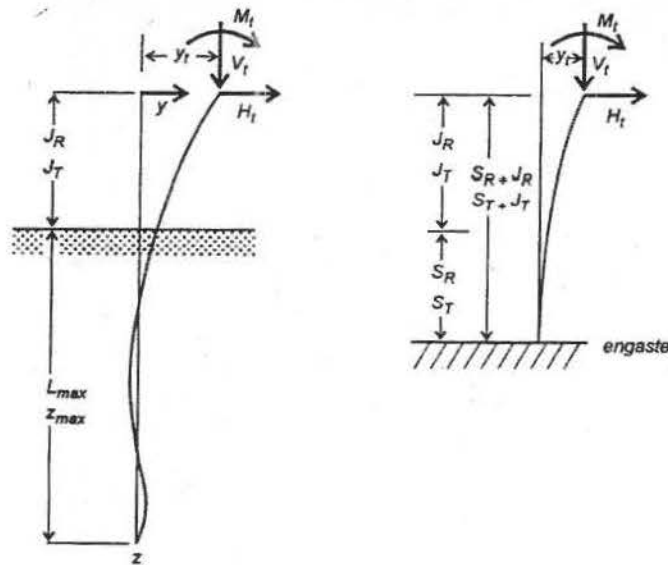


Figura 2.24 – Representação adimensional da estaca (Davisson e Robisson, 1965)

Adotando a solução de Hetényi (1946) para a viga de comprimento semi-infinito ou, aproximadamente, para $L_{\max} > 4$, obtêm-se as curvas da Figura 2.25, com o critério já mencionado, de igualdade de deslocamento y_t da estaca e da estaca equivalente (que é engastada rigidamente na profundidade L_e).

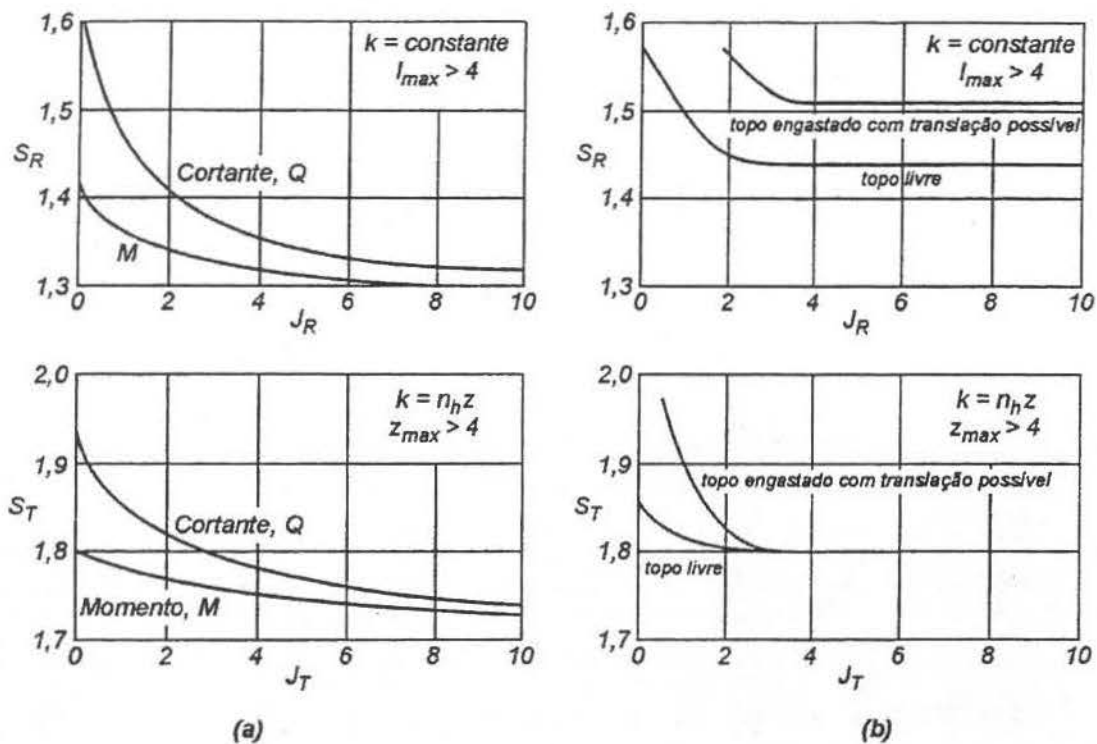


Figura 2.25 – Coeficientes S_R e S_T para flexão e flambagem (Davisson e Robisson, 1965)

Verifica-se que, para uma ampla variação de J_R , o S_R varia entre 1,3 e 1,6. Para a maior parte dos casos, pode-se adotar $S_R = 1,33$.

A carga crítica da flambagem será dada por:

$$V_{crit} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{4R^2 (S_R + J_R)^2}$$

Em que o valor de S_R é obtido na Figura 2.25b. A extremidade inferior da estaca foi considerada livre, e o topo, livre ou engastado com translação possível. A Figura 2.25.b mostra que, para $J_R > 2$, pode-se adotar $S_R = 1,5$.

2º caso: $K_h = n_h z$

Adotando que:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad , \quad Z = \frac{z}{T} \quad , \quad V = \frac{V_t T^2}{E_p I_p}$$

E substituindo na equação 2.32, esta se reescreve assim:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + V \frac{d^2 y}{dz^2} + Zy = 0 \quad (\text{Eq. 2.34})$$

Introduzindo as seguintes grandezas adimensionais:

$$Z_{\max} = \frac{L}{T} \quad , \quad S_T = \frac{L_s}{T} \quad , \quad J_T = \frac{L_u}{T}$$

Para os mesmos critérios adotados no 2º caso, os resultados estão indicados nas Figuras 2.25.a (flexão) e 2.25.b (flambagem). Para a flexão, verifica-se que para a maior parte dos casos, pode-se adotar $S_T = 1,75$. Analogamente, para a flambagem, tem-se como valor representativo $S_T = 1,8$.

Segundo Velloso & Lopes (2002), quando o comprimento L_s é relativamente elevado, o cálculo dos momentos fletores nas estacas ou tubulões, não levando em conta a reação do solo na parte enterrada, pode conduzir a valores muito desfavoráveis. O método de Davisson & Robinson (1965) é bastante útil quando se deve fazer uma análise de interação entre as fundações e a superestrutura. É o caso, por exemplo, de pontes, cais de portos e estruturas *offshore*.

2.4.1.2 SOLUÇÃO DE ESTACAS CURTAS

Para a solução de estacas curtas são apresentados o chamado Método Russo e o Método de Matlock & Reese (1960).

2.4.1.2.1 MÉTODO RUSSO

Este método foi desenvolvido para estacas ou tubulões com o topo livre, imersos em solos com módulo de reação horizontal do solo crescente com a profundidade. Considerando que a estrutura se comporta como corpo rígido, a partir das equações de equilíbrio estático, o deslocamento final é decomposto em três deslocamentos parciais (horizontal, vertical e rotação).

Segundo Velloso (1973), Paulo Faria adaptou esse método para o caso de tubulões circulares com base alargada. O método é apresentado, entre outros, por Timerman (1980), por Alonso (1986) e por Figueiredo Ferraz (1985). Para que o método seja aplicável, deve ser satisfeita a seguinte condição :

$$L < 4T \Rightarrow \text{estaca ou tubulão curto}$$

sendo

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}$$

As expressões obtidas do equilíbrio estático são as seguintes :

$$\text{rotação} \quad \alpha = \frac{2H_o L + 3M_o}{\frac{n_h L^4}{12} + 3k_v I_b}$$

$$\text{deslocamento horizontal do topo} \quad \Delta y = \frac{2H_o}{n_h L^2} + \frac{2}{3} L \alpha$$

$$\text{deslocamento vertical do topo} \quad \Delta z = \frac{N_o}{k_v A_b}$$

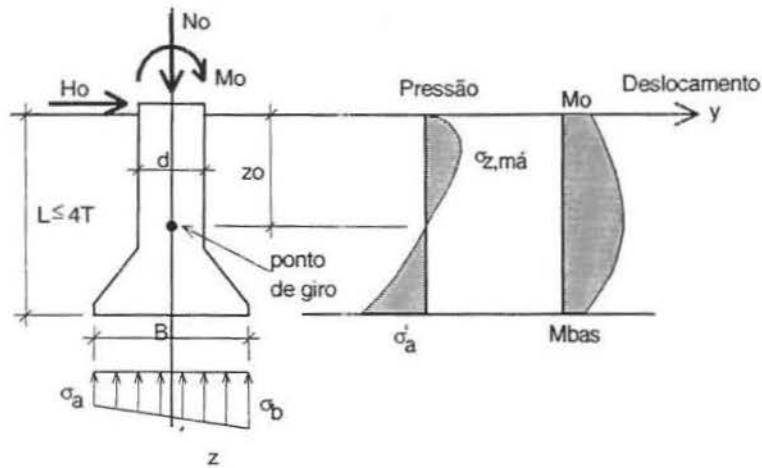


Figura 2.26 - Esquema de tubulão ou estaca curta para Método Russo (apud Alonso, 1989)

A profundidade da seção de giro é definida pela expressão : $z_o = \frac{\Delta y}{\alpha}$

As pressões ao longo do fuste são dadas por :

$$\sigma_z = \frac{n_h}{d} (z^2 \alpha - z \Delta y)$$

sendo

$$\sigma_{z\text{máx}} = -\frac{n_h \Delta y^2}{4 \alpha d} \quad \sigma_{a,b} = \frac{N_o}{A_b} \pm \frac{k_v B \alpha}{2} \quad \sigma'_a = \frac{n_h L}{d} (L \alpha - \Delta y)$$

Para que o tubulão ou estaca seja estável :

$$\sigma'_a < \sigma_{\text{disp}} = \gamma L (K_p - K_a) \quad \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \leq \sigma_s \quad \sigma_b \leq 1,3 \sigma_s$$

em que

γ = peso específico do solo

σ_s = pressão admissível do solo de apoio

K_a e K_p = coeficientes de empuxo de Rankine

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad K_p = \frac{1}{K_a}$$

Como o tubulão é considerado rígido, a rotação é a mesma para qualquer ponto em profundidade e é dada por :

$$y_z = \Delta y - \frac{\Delta y}{z_o} z$$

As equações para momentos fletores e forças cortantes ao longo do fuste são :

$$M_z = M_o + H_o z + \frac{n_h}{12} (\alpha z^4 - 2\Delta y z^3) \quad H_z = H_o + \frac{n_h}{6} (2\alpha z^3 - 3\Delta y z^2)$$

Resolvendo a última equação para $H_z = 0$, é obtido $z_{\text{máx}}$ (profundidade da seção em que ocorre o momento fletor máximo) :

$$z_{\text{máx}}^3 - \frac{3\Delta y}{2\alpha} z_{\text{máx}}^2 + \frac{3H_o}{\alpha n_h} = 0$$

A dedução das expressões pode ser encontrada em Timerman (1980).

O importante a se observar nesse método, é que são feitas considerações das reações verticais do solo sob a ponta da estaca (ou base do tubulão), o que em nenhum outro método se faz menção.

Entretanto, uma análise mais apurada das equações, mostra que os deslocamentos independem do diâmetro do fuste do tubulão, o que não é verdade. Tal fato se deve à premissa da largura unitária no desenvolvimento do método, provavelmente passado despercebido pelo eng. Paulo Faria, quando da adaptação do método para tubulões curtos com base alargada.

2.4.1.2.2.MÉTODO DE MATLOCK & REESE

Matlock & Reese (1960) recomendam que a teoria de estacas curtas seja utilizada principalmente para estacas com $Z_{\text{máx}} < 2$, mas que no caso de $Z_{\text{máx}} = 3$, os resultados são satisfatórios. É apresentada a solução adimensional do problema para estacas com $Z_{\text{máx}} < 2$.

Analogamente ao caso de estacas longas, os deslocamentos podem ser analisados separadamente, ou seja :

$$y = y_A + y_B$$

em que y_A são os deslocamentos devidos à H_o , e y_B devidos ao M_o .

No regime elástico-linear, os deslocamentos podem ser considerados diretamente proporcionais às solicitações e, portanto :

$$y_A = y_A(x, L, K, J, H_o) \quad (\text{caso A})$$

$$y_B = y_B(x, L, K, J, M_o) \quad (\text{caso B})$$

Adimensionalizando os parâmetros :

$$\frac{y_A JL}{H_o}, \frac{x}{L}, \frac{K}{J} \quad (\text{caso A})$$

$$\frac{y_B JL^2}{M_o}, \frac{x}{L}, \frac{K}{J} \quad (\text{caso B})$$

Definindo :

$$\text{Coeficiente de Profundidade :} \quad h = \frac{x}{L} \quad (\text{Eq. 2.35})$$

$$\text{Função Módulo do Solo :} \quad \phi(h) = \frac{K}{J} \quad (\text{Eq. 2.36})$$

$$\text{Coeficiente de Deslocamentos para o caso A :} \quad a_y = \frac{y_A JL}{H_o} \quad (\text{Eq. 2.37})$$

$$\text{Coeficiente de Deslocamentos para o caso B :} \quad b_y = \frac{y_B JL^2}{M_o} \quad (\text{Eq. 2.38})$$

Aplicando o Princípio da Superposição, os deslocamentos totais serão :

$$\text{Deslocamentos (L) :} \quad y = \left(\frac{H_o}{JL} \right) a_y + \left(\frac{M_o}{JL^2} \right) b_y \quad (\text{Eq. 2.39})$$

Analogamente, podem ser obtidos :

$$\text{Rotações :} \quad s = s_A + s_B = \left(\frac{H_o}{JL^2} \right) a_s + \left(\frac{M_o}{JL^3} \right) b_s \quad (\text{Eq. 2.40})$$

$$\text{Momentos Fletores (FL) :} \quad M = M_A + M_B = (H_o L) a_m + (M_o) b_m \quad (\text{Eq. 2.41})$$

$$\text{Forças Cortantes (F) :} \quad V = V_A + V_B = (H_o) a_v + \left(\frac{M_o}{L} \right) b_v \quad (\text{Eq. 2.42})$$

Reações do Solo (FL^{-1}) :

$$p = p_A + p_B = \left(\frac{H_o}{L} \right) a_p + \left(\frac{M_o}{L^2} \right) b_p \quad (\text{Eq. 2.43})$$

Aplicando $K = -p/y$ à Equação 2.36 :

$$\phi(h) = -\frac{p}{yJ}$$

Analisando os casos A e B separadamente :

$$\text{caso A :} \quad \phi(h) = -\frac{p_A}{y_A J}$$

$$\text{caso B :} \quad \phi(h) = -\frac{p_B}{y_B J}$$

Aplicando as Equações 2.39 e 2.43 :

$$\text{caso A :} \quad \phi(h) = -\frac{\left(\frac{H_o}{L} \right) a_p}{\left(\frac{H_o}{JL} \right) a_y J} = -\frac{a_p}{a_y}$$

$$\text{caso B :} \quad \phi(h) = -\frac{\left(\frac{M_o}{L^2} \right) b_p}{\left(\frac{M_o}{JL^2} \right) b_y J} = -\frac{b_p}{b_y}$$

Como a estaca curta se comporta como um corpo rígido, a equação que fornece os deslocamentos é a seguinte :

$$y = y_0 + sx \quad (\text{Eq. 2.44})$$

em que y_0 é o deslocamento sofrido pelo topo da estaca.

A expressão que rege as reações do solo ($K = p/y$) torna-se :

$$p = -Ky_0 - Ksx \quad (\text{Eq. 2.45})$$

A equação que expressa a variação da força cortante ao longo da estaca é

$$V = H_o + \int_0^x p dx \quad (\text{Eq. 2.46})$$

Aplicando a Equação 2.45 à Equação 2.46:

$$V = H_0 - y_0 \int_0^x K dx - s \int_0^x Kx dx \quad (\text{Eq. 2.47})$$

A equação que expressa os momentos fletores apresentada por Matlock & Reese é

$$M = M_0 + Vx - \int_0^x px dx \quad (\text{Eq. 2.48})$$

Aplicando a Equação 2.45 à Equação 2.48 :

$$M = M_0 + Vx + y_0 \int_0^x Kx dx - s \int_0^x Kx^2 dx \quad (\text{Eq. 2.49})$$

Adotando, como condições de contorno que M e V são nulos na ponta da estaca (x = L), as Equações 2.48 e 2.49 tornam-se :

$$H_0 = y_0 \int_0^L K dx + s \int_0^L Kx dx \quad (\text{Eq. 2.50})$$

$$M_0 = -y_0 \int_0^L Kx dx - s \int_0^L Kx^2 dx \quad (\text{Eq. 2.51})$$

que resolvidas simultaneamente, fornecem o deslocamento do topo y_0 e a rotação s.

Analogamente ao caso de estacas longas, é necessário o estabelecimento da variação do módulo K do solo em função da profundidade, para definição da função $\phi(h)$. Matlock & Reese apresentaram duas formas de representação da variação do K com a profundidade:

$$\text{variação 1 :} \quad K = k \cdot x^n \quad (\text{Eq. 2.52})$$

$$\text{variação 2 :} \quad K = k_0 + k_1 \cdot x + k_2 \cdot x^2 \quad (\text{Eq. 2.53})$$

Para o caso de variação 1, definindo a constante do módulo do solo **J** como

$$J = k \cdot L^n \quad (\text{Eq. 2.54})$$

a função módulo do solo $\phi(h)$ torna-se

$$\phi(h) = \frac{kx^n}{kL^n} \quad (\text{Eq. 2.55})$$

e como $h = x/L$ (Eq. 2.35)

$$\phi(h) = hn \quad (\text{Eq. 2.56})$$

Para o caso de variação 2, substituindo a Equação 2.53 na Equação 2.36:

$$\phi(h) = \frac{k_0 + k_1x + k_2x^2}{J} \quad (\text{Eq. 2.57})$$

Definindo a constante do módulo do solo J como

$$J = k_1 \cdot L \quad (\text{Eq. 2.58})$$

a função módulo do solo $\phi(h)$ torna-se

$$\phi(h) = \frac{k_0}{k_1L} + \frac{k_1x}{k_1L} + \frac{k_2x^2}{k_1L} \quad (\text{Eq. 2.59})$$

ou

$$\phi(h) = r_0 + h + r_2h^2 \quad (\text{Eq. 2.60})$$

em que

$$r_0 = \frac{k_0}{k_1L} \quad \text{e} \quad r_2 = \frac{k_2L}{k_1}$$

Tanto para estacas longas como para curtas, Matlock & Reese sugerem utilização de funções módulo do solo mais simples, do tipo

$$\phi(Z) = r_0 + Z \quad \text{e} \quad \phi(Z) = r_0 + Z^2$$

alegando que estas são suficientes para a representação da maioria dos casos encontrados na prática.

Segundo Ricci (1995), este método é o que melhor representa o comportamento do solo, com respostas não lineares às solicitações. Entretanto, no caso de estacas curtas, também não são consideradas as reações verticais do solo sob a ponta da estaca (ou base do tubulão), como se pode notar nas premissas de formulação das Equações 2.50 e 2.51. O Método Russo faz tais considerações, mas considera as reações do solo lineares. Ricci (1995) também faz a sugestão de desenvolver-se um método o cálculo de estacas curtas que considere a não linearidade das reações horizontais e os efeitos das reações verticais do solo sob ponta da estaca no seu equilíbrio.

2.4.2 – MODELOS ELÁSTICOS

Alguns autores utilizaram modelos baseados na Teoria da Elasticidade ao caso das estacas carregadas horizontalmente. O trabalho mais difundido foi o de Poulos & Davis (1980) que apresentam uma metodologia para a estimativa da resistência lateral máxima de estacas. Os autores dividem as estacas em curtas e longas e o solo é classificado como de comportamento arenoso ou argiloso. Os esforços contemplados no trabalho são carga horizontal e momento fletor.

2.4.2.1 - MÉTODO DE POULOS & DAVIS PARA SOLOS DE COMPORTAMENTO ARGILOSO

Para o caso, ilustrado na Figura 2.27, de estaca flutuante em solo com módulo de elasticidade constante com a profundidade, situação aplicável a argilas rijas, consideradas um material elástico ideal, semi-infinito, homogêneo, isotrópico, com Módulo de Elasticidade E_s e Coeficiente de Poisson ν_s , e não alterado pela presença da estaca, Poulos & Davis (1980) obtiveram soluções adimensionais em função do fator de flexibilidade K_R da estaca, que permitem a estimativa dos deslocamentos ρ e das rotações θ do topo da estaca no nível do terreno, das pressões p_z aplicadas ao solo e momentos fletores ao longo do fuste da estaca.

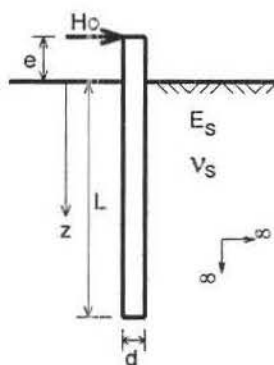


Figura 2.27 - Estaca em solo com E_s constante (Poulos & Davis, 1980)

Poulos observa que a variação de ν_s não tem influência significativa nos resultados, e assim, as soluções foram desenvolvidas para $\nu_s = 0,5$.

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (\text{fator de flexibilidade da estaca})$$

Para estacas com o topo livre, o deslocamento e rotação na superfície do terreno são definidos por :

$$\rho = I_{\rho_H} \left(\frac{H_o}{E_s L} \right) + I_{\rho_M} \left(\frac{M_o}{E_s L^2} \right)$$

$$\theta = I_{\theta_H} \left(\frac{H_o}{E_s L^2} \right) + I_{\theta_M} \left(\frac{M_o}{E_s L^3} \right)$$

em que

I_{ρ_H} , I_{ρ_M} = fatores de influência para deslocamentos, E_s constante, obtidos nas Figuras 2.28 e 2.29.

I_{θ_H} , I_{θ_M} = fatores de influência para rotações, E_s constante ($I_{\theta_H} = I_{\rho_M}$ pelo teorema da reciprocidade), obtidos nas Figuras 2.29 e 2.30.

Para estacas com o topo engastado :

$$\rho = I_{\rho_F} \frac{H_o}{E_s L}$$

em que:

I_{ρ_F} = fator de influência para deslocamentos, E_s constante, obtido na Figura 2.32.

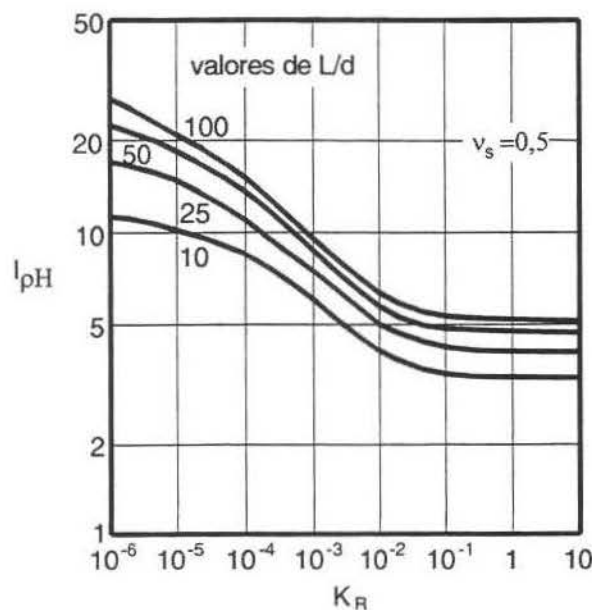


Figura 2.28 - Valores de $I_{\rho H}$ com topo livre e E_s constante (Poulos & Davis, 1980)

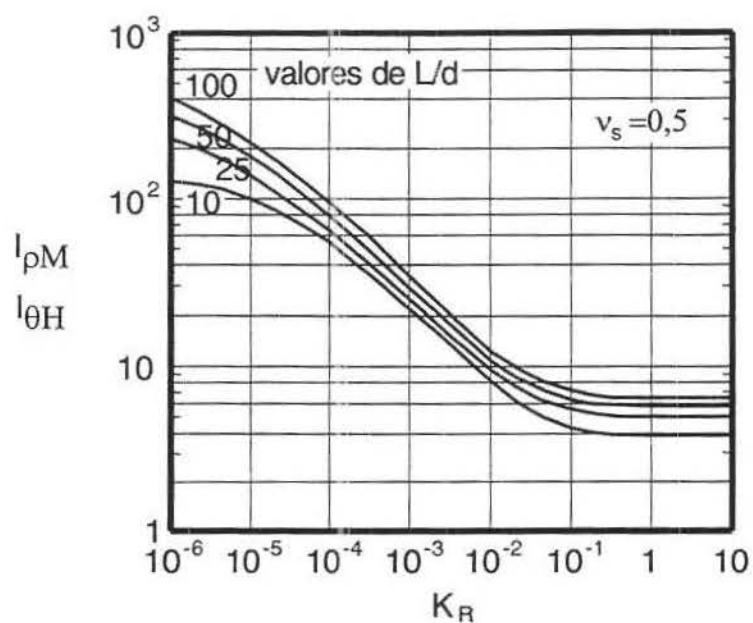


Figura 2.29 - Valores de I_{pM} e $I_{\theta H}$ com topo livre e E_s constante (Poulos & Davis, 1980)

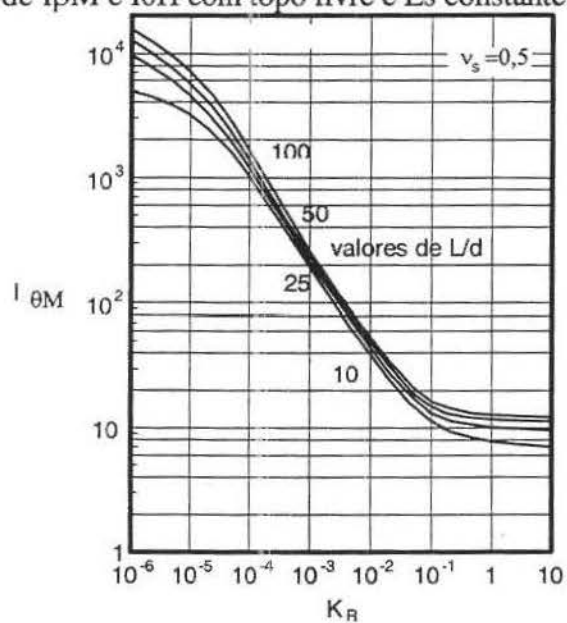


Figura 2.30 - Valores de $I_{\theta M}$ com topo livre e E_s constante (Poulos & Davis, 1980)

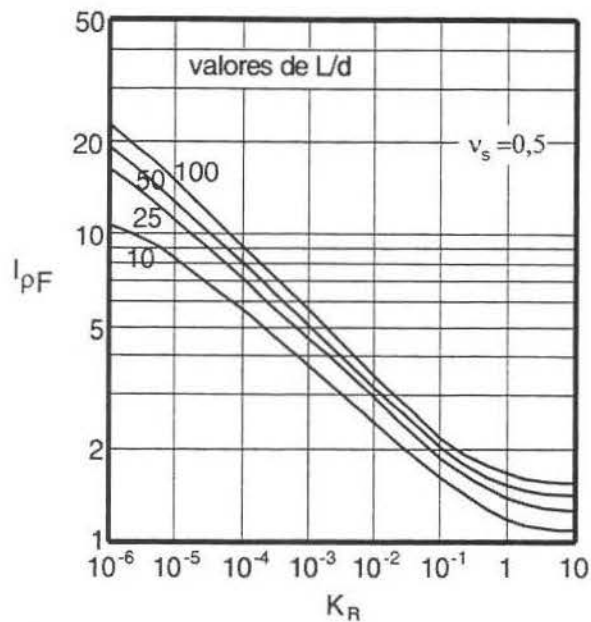


Figura 2.31 - Valores de I_{pF} com topo engastado e E_s constante (Poulos & Davis, 1980)

Poulos & Davis (1980) observaram que, devido ao limitado número de elementos utilizados na divisão da estaca, a solução pode subestimar os deslocamentos e rotações para estacas de grande flexibilidade.

São disponíveis gráficos em função de K_R e L/d para a determinação dos momentos fletores máximos de estacas com o topo livre e dos momentos de engastamento para estacas com o topo engastado.

O método permite, ainda, a consideração da plastificação do solo através de fatores de deslocamento F_ρ e rotação F_θ que majoram os valores calculados para deslocamentos e rotações. Esses fatores são determinados por gráficos em função de K_R e H/H_u .

2.4.2.2 - MÉTODO DE POULOS & DAVIS PARA SOLOS DE COMPORTAMENTO ARENOSO

Apresenta-se o Método de Poulos & Davis (1980) para solo com módulo de elasticidade linearmente crescente com a profundidade, que se aplica a areias e a argilas moles normalmente adensadas, em que o módulo E_s , partindo de zero na superfície, pode ser definido pela equação :

$$E_s = N_h z$$

O fator de flexibilidade K_N da estaca é definido por :

$$K_N = \frac{E_p I_p}{N_h L^5}$$

Na superfície do terreno, o deslocamento e rotação de estacas com o topo livre são calculados pelas expressões :

$$\rho = \frac{H_o}{n_h L^2} \left(I'_{\rho H} + \frac{e}{L} I'_{\rho M} \right) \quad \theta = \frac{H_o}{n_h L^3} \left(I'_{\theta H} + \frac{e}{L} I'_{\theta M} \right)$$

em que:

$I'_{\rho H}$, $I'_{\rho M}$ = fatores de influência para deslocamentos devidos a força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca, obtidos nas Figuras 2.32 e 2.34;

$I'_{\theta H}$, $I'_{\theta M}$ = fatores de influência para rotações devidos a força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca, obtidos nas Figuras 2.32 e 2.33;

N_h = fator que expressa a taxa de crescimento de E_s com a profundidade.

Para estacas com o topo engastado, o deslocamento, ao nível da superfície do terreno, é calculado pela expressão :

$$\rho = \frac{H_o}{N_h L^2} I'_{\rho F}$$

em que:

$I'_{\rho F}$ = fator de influência para deslocamentos devidos a força horizontal e momento fletor aplicados no topo da estaca, obtidos nas Figuras 2.35.

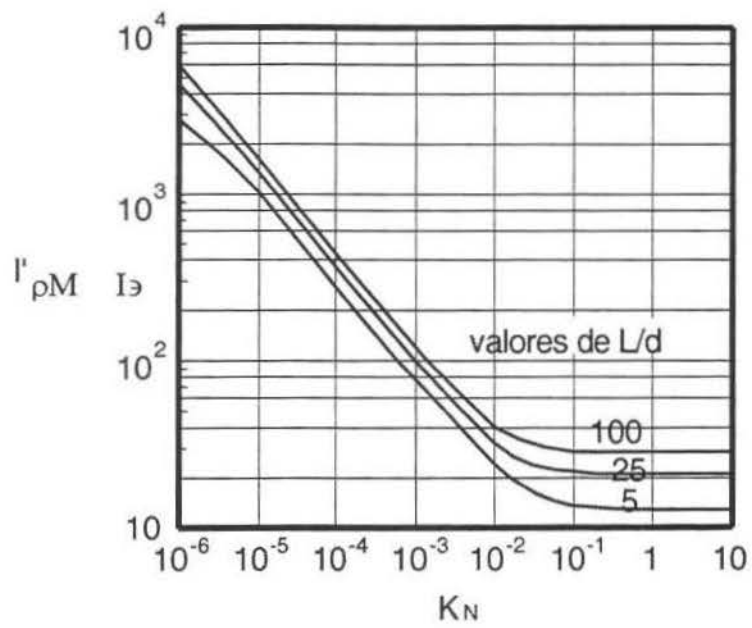


Figura 2.32 - Valores de $I'_{\rho M}$ e $I'_{\theta H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980)

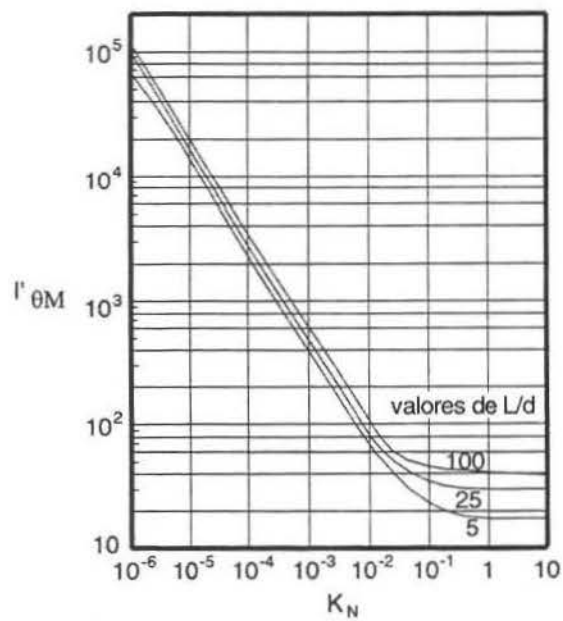


Figura 2.33 - Valores de $I'_{\theta M}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980)

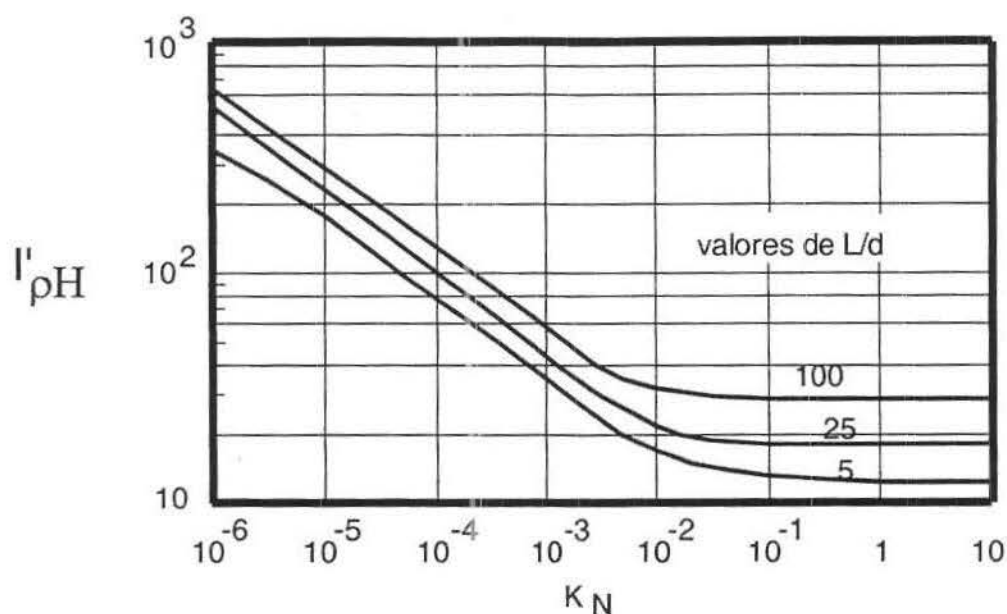


Figura 2.34 - Valores de $I'_{\rho H}$ com topo livre e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980)

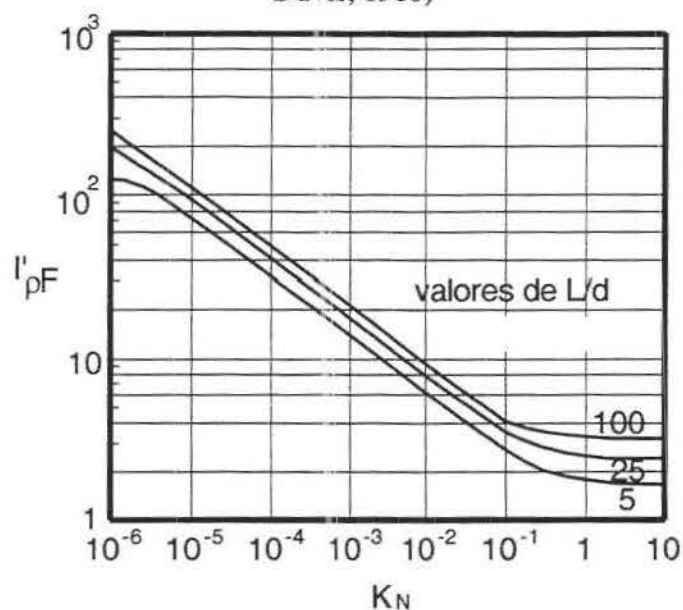


Figura 2.35 - Valores de $I'_{\rho F}$ com topo engastado e E_s crescente com a profundidade (Poulos & Davis, 1980)

Analogamente ao caso de solos com módulo constante, são disponíveis gráficos para a determinação dos momentos fletores máximos de estacas com o topo livre e dos momentos de engastamento para estacas com o topo engastado, além da consideração da plastificação do solo.

2.5. – MÉTODOS DE ANÁLISE DE RUPTURA

2.5.1 – MÉTODO DE BRINCH HANSEN

O autor apresentou em 1961 este método que consiste em um processo iterativo desenvolvido para estacas curtas ($L/d \leq 10$ a 12), sendo aplicável a solos coesivos ou não, homogêneos ou estratificados.

A) Para estacas com o topo livre, imersas em solo homogêneo, ou seja, solos em que se aceita a hipótese de ser a resistência lateral constante com a profundidade; a sequência de cálculo é a seguinte :

a) Divide-se o trecho enterrado da estaca em n elementos de comprimento L/n (conforme Figura 2.36).

b) Calcula-se a resistência passiva total de cada elemento na profundidade z abaixo da superfície do terreno pela expressão :

$$p_u = p_z \cdot d \cdot \left(\frac{L}{n} \right)$$

em que:

d = diâmetro ou largura da estaca

n = número de elementos em que a estaca é dividida

L = comprimento da estaca

$$p_z = q \cdot K_q + c \cdot K_c$$

em que:

q = pressão vertical efetiva de terra na profundidade z

c = coesão do solo na profundidade z

K_q e K_c são fatores obtidos na Figura 2.37.

c) Escolhe-se a profundidade x da seção de rotação X da estaca.

d) Calcula-se o somatório dos momentos de cada elemento em relação ao ponto de aplicação da carga horizontal

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_u(e+z) - \sum_{z=x}^{z=L} p_u(e+z)$$

O ponto X terá sido escolhido corretamente quando $\Delta M = 0$, isto é, quando as resistências passivas acima e abaixo do ponto de rotação X estiverem equilibradas. Para considerar um momento fletor no topo da estaca, utiliza-se o artifício de aumentar a distância do ponto de aplicação da força horizontal $e=M/H$.

e) Calcula-se a carga horizontal máxima H_u pela expressão

$$H_u(e+x) = \sum_0^x p_u(x-z) + \sum_x^{x+L} p_u(z-x)$$

O fator de segurança para a estaca será $FS = \frac{H_u}{H_o}$.

f) Com os valores de p_u e da força horizontal traça-se o diagrama de cortantes ao longo da estaca. O diagrama de momentos fletores é traçado com o cálculo do valor para cada seção da estaca (a estaca é cortada em cada seção e é feito o somatório dos momentos dos esforços no trecho considerado). O momento máximo ocorre quando a cortante for nula, e, obviamente, o valor desse momento não pode exceder o momento que causa a plastificação do material da estaca.

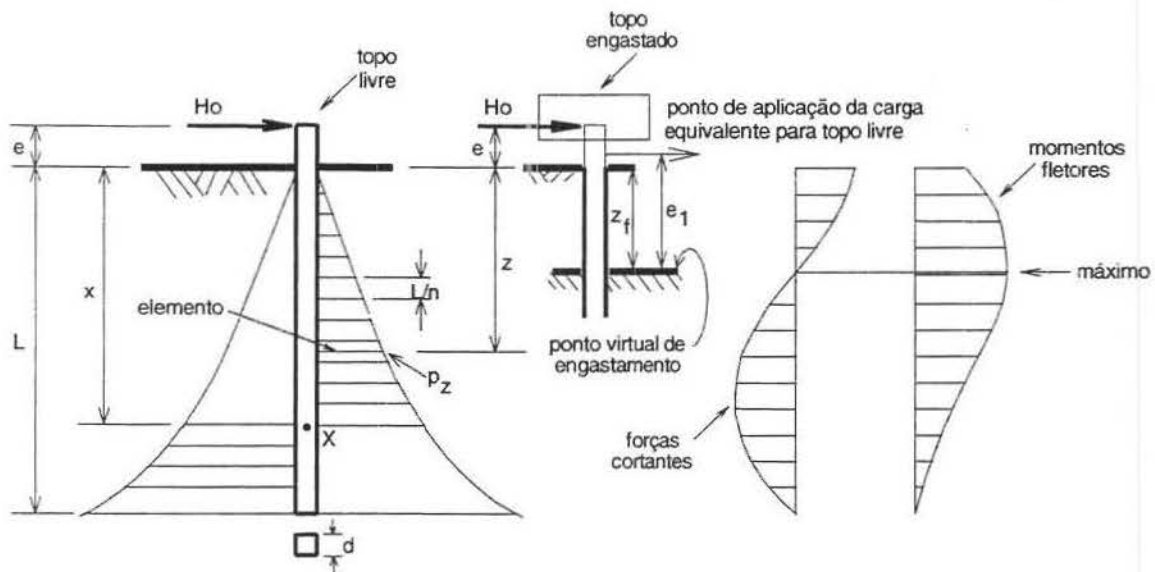


Figura 2.36 – Cálculo da resistência lateral em estacas curtas (Brinch Hansen, 1961)

B) Para estacas com o topo engastado (restringido à rotação) o procedimento é similar, calculando-se o valor de e_1 (Figura 2.36) pela expressão $e_1 = \frac{1}{2}(e + z_f)$, em que a ordem de grandeza do valor de z_f é de 1,5 m nas areias compactas e argilas rijas, e de 3,0 m nas argilas moles e siltes.

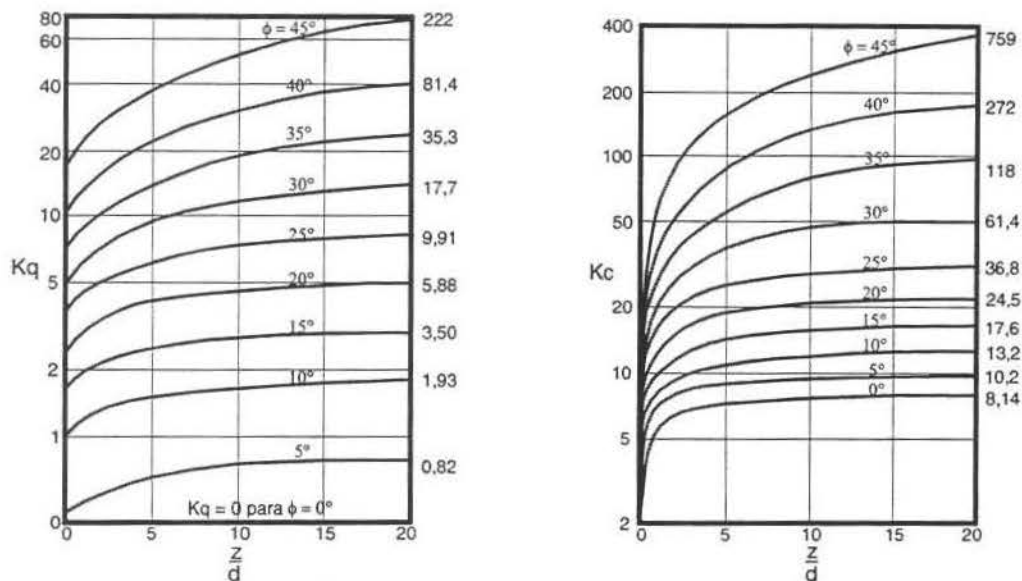


Figura 2.37 - Valores de K_q e K_c para método de Brinch Hansen, 1961.

Os deslocamentos do topo da estaca, para a carga admissível, podem ser calculados aproximadamente supondo-se a estaca em balanço, engastada no ponto virtual de engastamento, utilizando-se as expressões :

para topo livre

$$\rho = \frac{H_o(e + z_f)^3}{3E_p I_p}$$

para topo engastado

$$\rho = \frac{H_o(e + z_f)^3}{12E_p I_p}$$

sendo E_p o módulo de elasticidade do material da estaca e I_p o momento de inércia da seção transversal da estaca.

No caso de solos estratificados, o processo é análogo, com exceção de que a profundidade z , utilizada para a obtenção de K_q e K_c , é medida para cada camada a partir de seu topo (ver Figura 2.38).

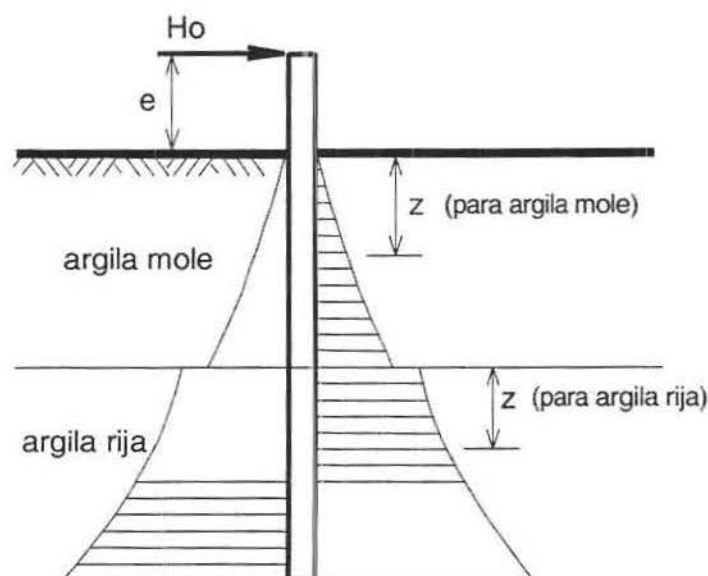


Figura 2.38 - Resistência lateral para duas camadas de solo (Brinch Hansen, 1961)

Nesse método não é considerada a colaboração da resistência vertical do solo sob a ponta da estaca, no caso de estacas curtas, e não há uma transição das reações do solo nas imediações da seção de giro (a mudança do valor p_{zX+} para o valor p_{zX-} ocorre bruscamente).

2.5.2 – MÉTODO DE BROMS

Broms (1964) apresentou dois trabalhos. O primeiro abordando estacas em solos coesivos e o segundo, estacas em solos granulares.

O método foi desenvolvido com simplificações do diagrama de distribuição da resistência do solo ao longo da estaca. Abrange as situações de estacas longas, curtas e intermediárias, com topo livre e engastado.

Embora, no cálculo de deslocamentos, Broms apresente fatores (β para solos coesivos e η para solos arenosos) para classificação das estacas quanto à flexibilidade, no cálculo da segurança à ruptura essa classificação é feita pela forma de ruptura, conforme esquematizado na Figura 2.39.

Nas estacas com topo livre, se forem longas, a ruptura ocorre com a plastificação do material da estaca na seção de momento fletor máximo, conforme Figura 2.39.a. Se forem curtas (Figura 2.39.b), ocorre a rotação da estaca em relação a alguma seção, em profundidade, com ruptura apenas do solo.

Nas estacas com topo engastado, se forem longas, a ruptura ocorre com a plastificação do material da estaca em duas seções (uma no fundo do bloco de coroamento da estaca e outra onde ocorre o momento fletor máximo positivo), conforme representado na Figura 2.39.c. Se forem intermediárias (Figura 2.39.d), ocorrem, simultaneamente, a rotação da estaca em relação a alguma seção, em profundidade, e a plastificação do material da estaca na seção do fundo do bloco. Se forem curtas (Figura 2.39.e), ocorre a translação da estaca.

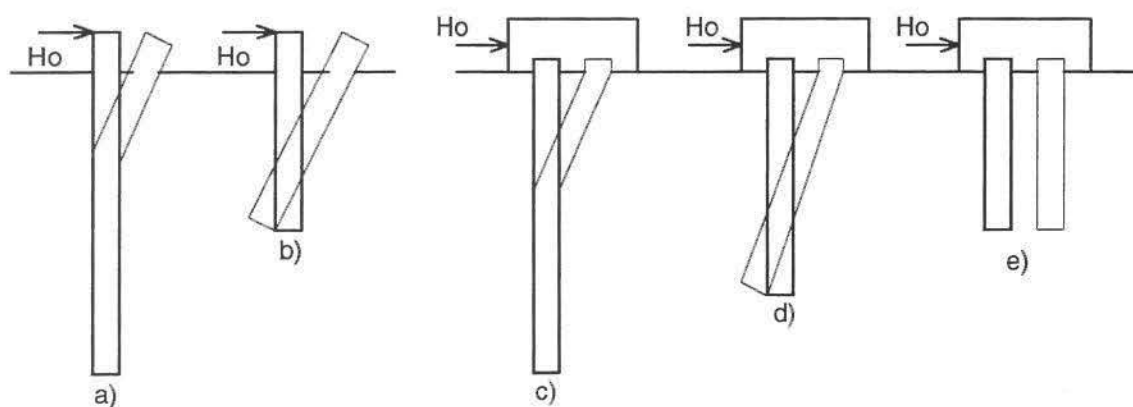


Figura 2.39 – Formas de ruptura de estacas: a) estaca longa com topo livre; b) estaca curta com topo livre; c) estaca longa com topo engastado; d) estaca intermediária com topo engastado; e) estaca curta com topo engastado. (Broms, 1964a)

2.5.2.1. ESTACAS EM SOLOS COESIVOS

O método ainda se subdivide em estacas com o topo livre e com o topo engastado.

ESTACAS COM O TOPO LIVRE

Na Figura 2.40 é apresentada a provável distribuição da resistência máxima para solos puramente coesivos. Broms (1964a) sugere uma simplificação dessa distribuição, admitindo resistência nula desde a superfície do terreno até a profundidade de $1,5 d$, e $9 c_u$ a partir desse ponto. O diagrama de distribuição de reação do solo depende dos deslocamentos

sofridos pela estaca, portanto, depende do mecanismo de ruptura. Nas Figuras 2.41 e 2.42, são apresentadas as situações para estacas curtas e longas, respectivamente, ambas com o topo livre.

O valor f define a seção onde ocorre o máximo momento fletor, ou seja, cortante nula ($H_u - 9 c_u f = 0$), e é obtido pela expressão :

$$f = \frac{H_u}{9c_u d} \quad (\text{Eq. 2.14})$$

O momento na seção onde ocorre o momento fletor máximo, tanto para estacas curtas como para estacas longas, é dado por :

$$M_{\text{máx}} = H_u \cdot (e + 1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f) \quad (\text{Eq. 2.15})$$

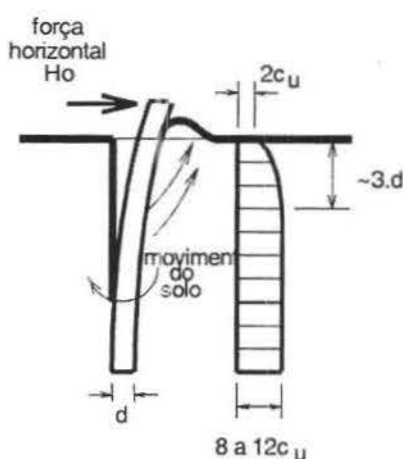


Figura 2.40 - Distribuição da resistência lateral em argilas (Broms, 1964a)

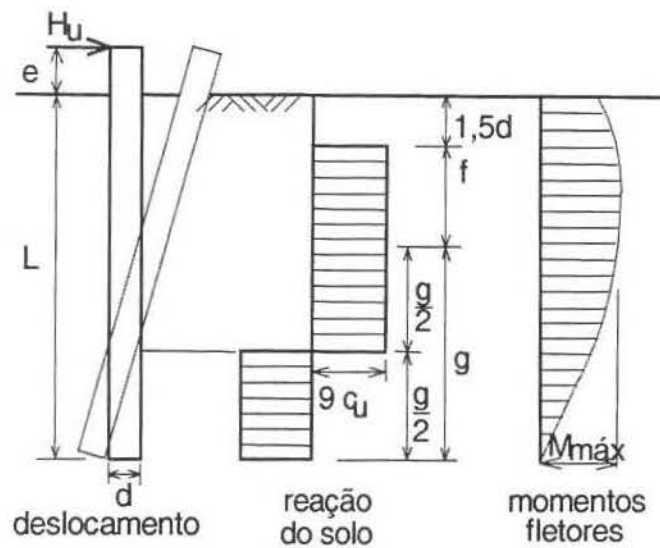


Figura 2.41 – Ruptura para estacas curtas, topo livre, em solos coesivos (Broms, 1964a)

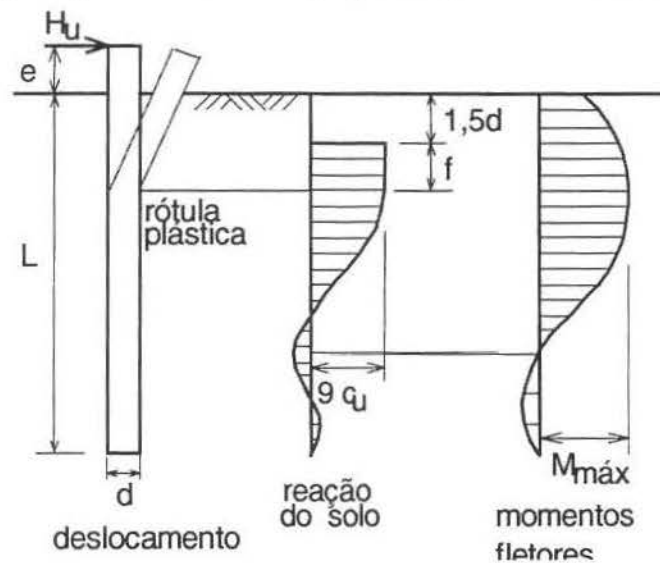


Figura 2.42 - Ruptura para estacas longas, topo livre, em solos coesivos (Broms, 1964a)

Para estacas longas, o $M_{máx}$ na Equação 2.15 é substituído por M_{plast} (momento fletor que provoca a plastificação do material da estaca) e f pela Equação 2.14, sendo obtido H_u .

Para estacas curtas $M_{máx}$ é calculado pela expressão :

$$M_{máx} = 2,25 \cdot d \cdot g^2 \cdot c_u \quad (\text{Eq. 2.16})$$

e substituindo na Equação 2.15 o $M_{máx}$ calculado por essa expressão, é obtido H_u .

Soluções adimensionais são apresentadas nas Figuras 2.43 e 2.44 para estacas curtas e longas, respectivamente.

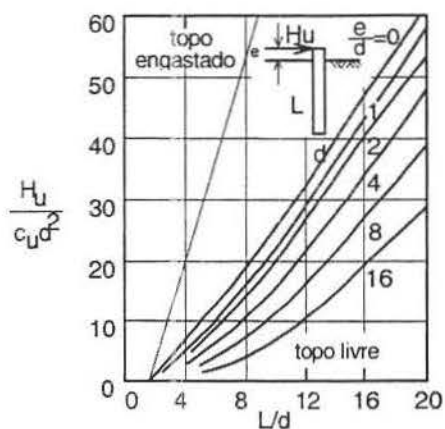


Figura 2.43 - Resistência lateral máxima; estacas curtas, topo livre, solos coesivos (Broms, 1964a)

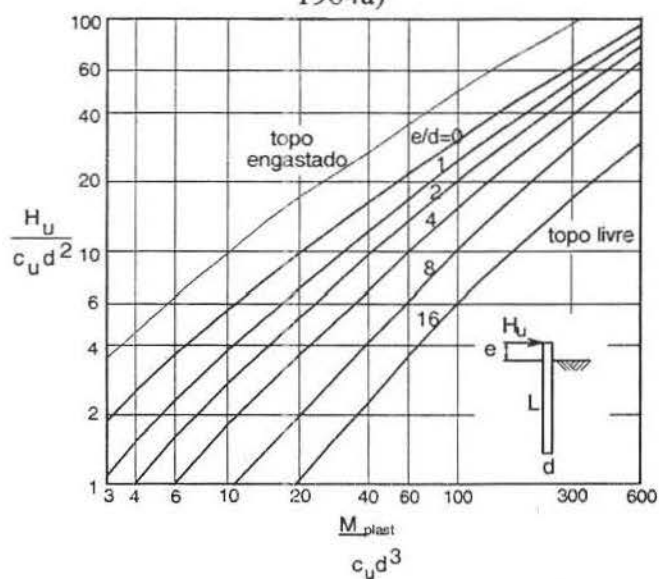


Figura 2.44 - Resistência lateral máxima; estacas longas, topo livre, solos coesivos (Broms, 1964a).

ESTACAS COM O TOPO ENGASTADO

As Figuras 2.45, 2.46 e 2.47, apresentam os possíveis mecanismos de ruptura para estacas com o topo engastado (a translação é possível).

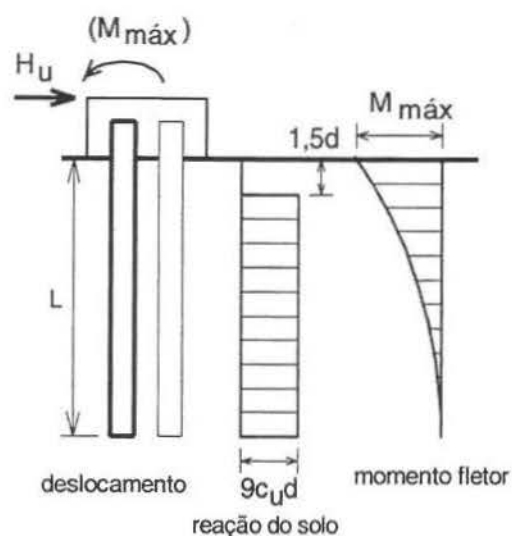


Figura 2.45 - Ruptura para estaca curta, com topo engastado, em solo coesivo (Broms, 1964a)

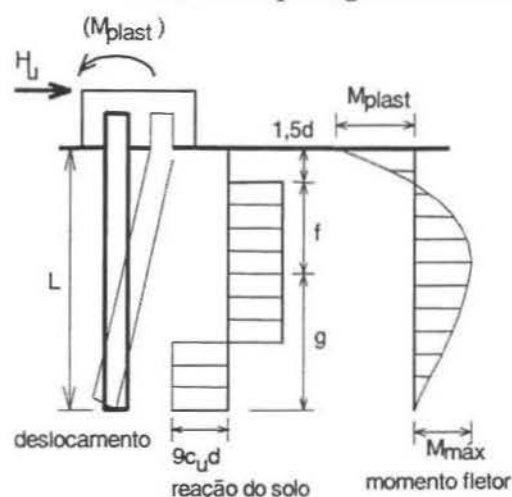


Figura 2.46 - Ruptura para estaca intermediária, com topo engastado, em solo coesivo (Broms, 1964a)

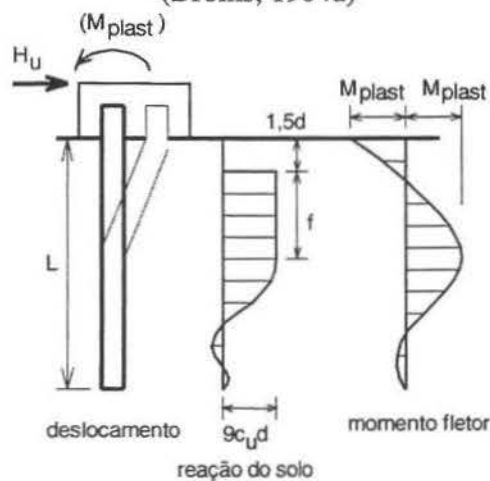


Figura 2.47 - Ruptura para estaca longa, com topo engastado, em solo coesivo (Broms, 1964a)

Para estacas curtas (Figura 2.45) as expressões de equilíbrio são :

$$H_u = 9 \cdot c_u \cdot d \cdot (L - 1,5 \cdot d) \quad (\text{Eq. 2.17})$$

$$M_{\text{máx}} = H_u \cdot (0,5 \cdot L + 0,75 \cdot d) \quad (\text{Eq. 2.18})$$

Na Figura 2.42 são apresentadas soluções adimensionais.

A estaca deve ser dimensionada estruturalmente para resistir ao $M_{\text{máx}}$.

Para estacas intermediária - ver Figura 2.46 -, o somatório dos momentos fletores em relação à superfície fornece :

$$M_{\text{máx}} = H_u \cdot (1,5 \cdot d + 0,5 \cdot f) - M_{\text{plast}} \quad (\text{Eq. 2.19})$$

O $M_{\text{máx}}$ é calculado pela Equação 2.16, que substituído na Equação 2.19, é obtido H_u . A solução adimensional é apresentada na Figura 2.44. Caso $M_{\text{máx}}$ seja maior ou igual a M_{plast} , o comportamento da estaca não será o de uma estaca intermediária, e sim, o de uma estaca longa, conforme Figura 2.47. Com a substituição de $M_{\text{máx}}$ por M_{plast} na Equação 2.18, é obtida a expressão :

$$H_u = \frac{2M_{\text{plast}}}{(1,5d + 0,5f)} \quad (\text{Eq. 2.20})$$

resolvida adimensionalmente na Figura 2.44.

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO TOPO DE ESTACAS EM SOLOS COESIVOS

Para solos coesivos, Broms (1964) apresenta as seguintes expressões para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo das estacas :

$$\begin{array}{l} \text{ESTACA RÍGIDA} \left\{ \begin{array}{l} \text{TOPO LIVRE } (\beta L < 1,5) \Rightarrow y_o = \frac{4H_o \left(1 + 1,5 \frac{e}{L}\right)}{k_h dL} \\ \text{TOPO ENGASTADO } (\beta L < 0,5) \Rightarrow y_o = \frac{H_o}{k_h dL} \end{array} \right. \\ \text{ESTACA FLEXÍVEL} \left\{ \begin{array}{l} \text{TOPO LIVRE } (\beta L > 2,5) \Rightarrow y_o = \frac{2H_o \beta (e\beta + 1)}{k_\infty d} \\ \text{TOPO ENGASTADO } (\beta L > 1,5) \Rightarrow y_o = \frac{H_o \beta}{k_\infty d} \end{array} \right. \end{array}$$

em que:

$$\beta = \frac{1}{R} = \sqrt[4]{\frac{n_h d}{E_p I_p}} = \sqrt[4]{\frac{K}{E_p I_p}}$$

n_h = Coeficiente de reação horizontal

K = Módulo de reação horizontal

$$k_\infty = \frac{\alpha \cdot k_{s1}}{d}$$

sendo

$\alpha \approx n_1 \cdot n_2$ (valores apresentados na Tabela 2.9)

k_{s1} = Coeficiente de reação vertical para placas de 1 pé² (30 x 30 cm)

Tabela 2.9 – Coeficientes n_1 e n_2 (Broms, 1964a)

Coesão não drenada c_u (KPa)	Coeficiente n_1		Material da estaca	Coeficiente n_2
<24	0,32		aço	1,00
24 a 98	0,36		concreto	1,15
>98	0,40		madeira	1,30

Convém fazer a observação de que para o cálculo dos deslocamentos os métodos de análise de deformações, no item 2.4, são mais recomendados do que os destes métodos de análise de ruptura.

2.5.2.2. ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS

Em sua análise, Broms (1964b) fez as seguintes suposições :

a) O empuxo ativo, atuante na face oposta ao movimento horizontal da estaca, é desprezado.

b) O empuxo passivo, na face frontal da estaca, é três vezes o valor do empuxo passivo de Rankine, devido ao efeito tridimensional, ou seja,

$$p_u = 3 \cdot \sigma_v' \cdot k_p$$

em que:

$$k_p = \frac{(1 + \sin\phi')}{(1 - \sin\phi')} = \text{coeficiente de empuxo passivo}$$

σ_v' é a pressão vertical efetiva e ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo que envolve a estaca.

c) A forma da seção transversal da estaca não tem influência na resistência máxima do solo.

d) Os deslocamentos são suficientes para total mobilização da resistência lateral.

e) O peso específico do solo é admitido constante com a profundidade.

ESTACAS COM O TOPO LIVRE

Nas Figuras 2.48 e 2.49, são apresentados os diagramas de distribuição da reação do solo e dos momentos fletores para estacas curtas e longas, respectivamente.

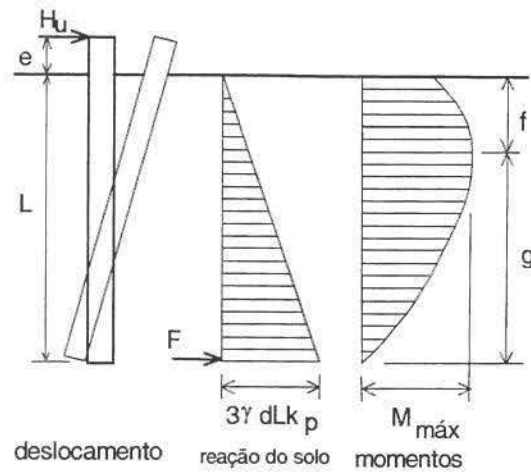


Figura 2.48 - Ruptura de estaca curta, topo livre, solo não coesivo (Broms, 1964b)

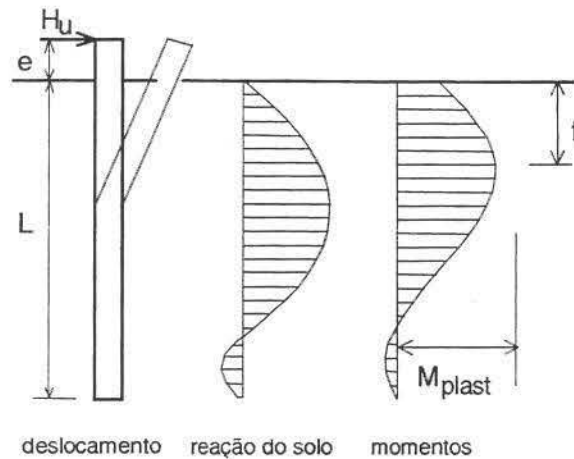


Figura 2.49 - Ruptura de estaca longa, topo livre, solo não coesivo (Broms, 1964b)

No caso de estacas curtas, ocorre um giro em relação a uma seção próxima à ponta da estaca e as altas pressões geradas na região abaixo dessa seção são substituídas por uma força concentrada F atuando na ponta da estaca. Com o somatório dos momentos em relação à ponta da estaca, é obtida H_u :

$$H_u = \frac{0,5\gamma dL^3k_p}{e+L} \quad (\text{Eq. 2.21})$$

Na Figura 2.50 é apresentada a solução adimensional para a equação.

O momento fletor máximo ocorre na seção que dista f da superfície do terreno, cujo valor é dado por :

$$H_u = \frac{3}{2}\gamma dk_p f^2 \therefore f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{dk_p\gamma}} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

e o momento fletor máximo é :

$$M_{m\acute{a}x} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (\text{Eq. 2.23})$$

Se $M_{m\acute{a}x} \geq M_{plast}$, a estaca se comporta como estaca longa. Neste caso, é adotado $M_{m\acute{a}x} = M_{plast}$ na Equação 2.23, e calculado H_u , sendo a carga horizontal máxima o menor dos valores obtidos nas Equações 2.21 e 2.23. A solução adimensional é apresentada na Figura 2.50.

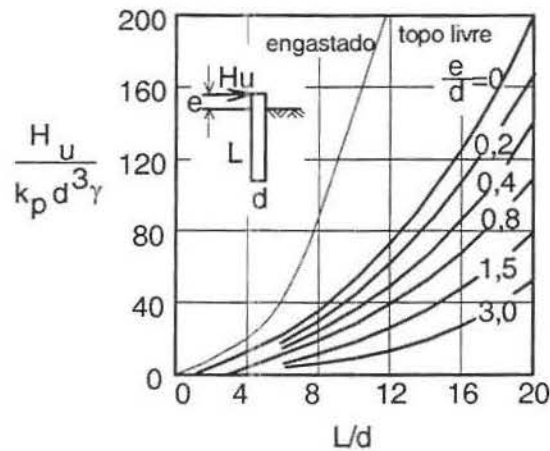


Figura 2.50 - Resistência lateral máxima, estacas curtas, solos não coesivos (Broms, 1964b)

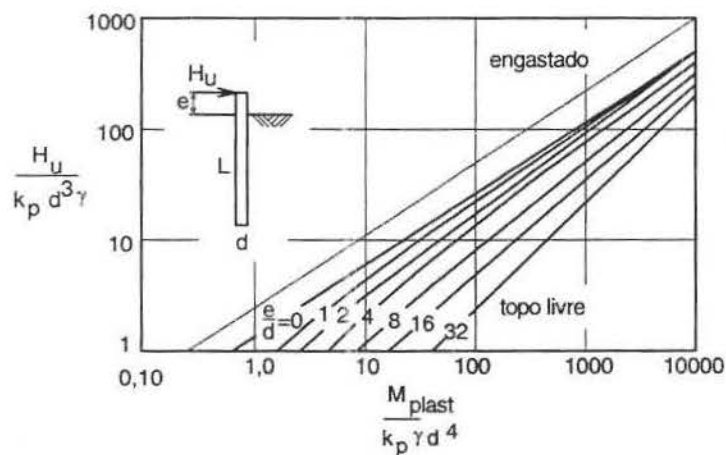
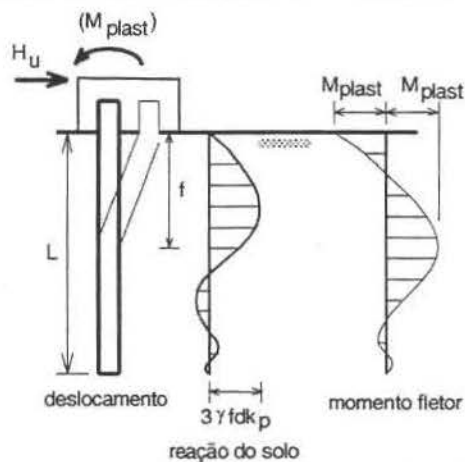
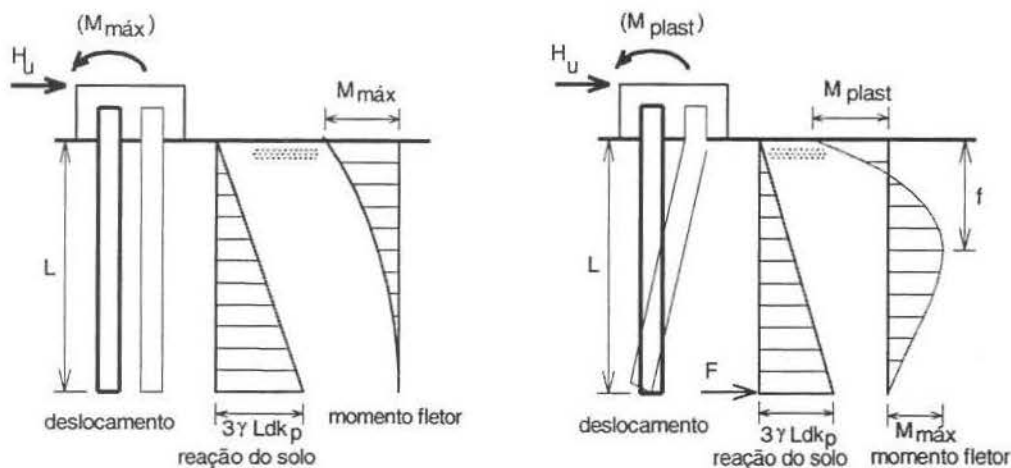


Figura 2.51 - Resistência lateral máxima, estacas longas, solos não coesivos (Broms, 1964b)

ESTACAS COM O TOPO ENGASTADO

Nas Figuras 2.52 e 2.53, são apresentados os mecanismos de ruptura de estacas em solos não coesivos.



Para estacas curtas (Figura 2.52.a), o equilíbrio das forças horizontais fornece a expressão :

$$H_u = 1,5\gamma dL^2k_p \quad (\text{Eq. 2.24})$$

cuja solução é apresentada, adimensionalmente, na Figura 2.50.

O momento fletor máximo que ocorre na estaca é dado pela expressão :

$$M_{\text{máx}} = \frac{2}{3} H_u L \quad (\text{Eq. 2.25})$$

Se $M_{\text{máx}} \geq M_{\text{plast}}$, o mecanismo de ruptura é o de uma estaca intermediária (Figura 2.52.b), e com o equilíbrio horizontal, é obtido o valor de F pela expressão :

$$F = 1,5 \gamma d L^2 k_p - H_u \quad (\text{Eq. 2.26})$$

Com o somatório dos momentos em relação ao topo da estaca e a substituição do valor de F obtido da Equação 2.26 :

$$M_{\text{máx}} = 0,5 \gamma d L^3 k_p - H_u L \quad (\text{Eq. 2.27})$$

cuja solução adimensional é apresentada na Figura 2.50.

Caso $M_{\text{máx}} \geq M_{\text{plast}}$, o comportamento é o de uma estaca longa (Figura 2.52), e substituindo $H_u = M_{\text{plast}}$, é obtido H_u :

$$H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) = 2 M_{\text{plast}} \quad H_u = \frac{3 M_{\text{plast}}}{f} \quad (\text{Eq. 2.28})$$

E está resolvida adimensionalmente na Figura 2.51.

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DO TOPO DE ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS

Para solos não coesivos, Broms (1964b) apresenta as seguintes expressões para o cálculo dos deslocamentos horizontais do topo das estacas :

$$\begin{array}{l} \text{ESTACA RÍGIDA} \left\{ \begin{array}{ll} \text{TOPO LIVRE } (\eta L < 2,0) & \Rightarrow y_o = \frac{18 H_o \left(1 + 1,33 \frac{e}{L} \right)}{n_b L^2} \\ \text{TOPO ENGASTADO } (\eta L < 2,0) & \Rightarrow y_o = \frac{2 H_o}{n_b L^2} \end{array} \right. \\ \text{ESTACA FLEXÍVEL} \left\{ \begin{array}{ll} \text{TOPO LIVRE } (\eta L > 4,0) & \Rightarrow y_o = \frac{2,4 H_o}{n_b^{1/5} (EI)^{3/5}} \\ \text{TOPO ENGASTADO } (\eta L > 4,0) & \Rightarrow y_o = \frac{0,93 H_o}{n_b^{1/5} (EI)^{3/5}} \end{array} \right. \end{array}$$

em que:

$$\eta = \frac{1}{T} = \sqrt[5]{\frac{n_b}{E_p I_p}}$$

n_h = coeficiente de reação horizontal do solo

Com relação ao cálculo dos deslocamentos, as observações feitas para solos coesivos são aplicáveis também no caso de solos não coesivos.

Uma observação é que, para o caso de estacas curtas, o autor não considera a reação vertical da ponta da estaca no equilíbrio estático. Também não considera uma transição das reações do solo nas imediações da seção de giro.

2.6 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ FLEXIONAL DA ESTACA

A rigidez flexional é o produto do módulo de elasticidade do material da estaca pelo momento de inércia de sua seção transversal. A estaca submetida a esforços transversais pode ter uma variação da sua rigidez flexional, $E_p I_p$.

Os métodos de análise de estacas carregadas horizontalmente consideram a rigidez flexional constante. Esta hipótese adapta-se bem para estacas de aço. Para estacas de concreto armado os esforços transversais ocasionam fissuração no concreto e, conseqüentemente, variação na rigidez flexional da estaca. Isto ocasiona aumento nas deformações.

Ricci (1995) realizou análises de estacas carregadas horizontalmente considerando a variação flexional constante e variável, em solos de comportamento arenoso e argiloso com comportamento elástico-linear e elástico-plástico. Ricci realizou diversas análises, utilizando um programa computacional, seguindo o método de Reese (1977) e, para o cálculo da rigidez flexional, o método semi-empírico desenvolvido por Branson (1986), que leva em consideração a armação da estaca.

A situação analisada foi a de uma estaca de concreto de 0,6 m de diâmetro, com 12m de comprimento, armada com 12 barras de 10 mm, concreto com resistência característica à compressão de 25 MPa. As cargas aplicadas para análises foram de 20, 50, 100 e 150 kN aplicadas a 1,0 m acima do terreno. Para estas condições, a principal conclusão do seu trabalho foi de que a variação da rigidez flexional de estacas longas de concreto armado, decorrente da fissuração, exerce influência significativa no seu comportamento. O autor prossegue afirmando que esta influencia é bastante acentuada enquanto não ocorre a plastificação do solo. A partir da plastificação, a participação do solo no comportamento da estaca ganha em importância, à medida que aumentam as solicitações. Conclui que os níveis usuais de cargas admissíveis se situam nesta faixa de influência mais acentuada da variação da rigidez flexional.

Reese & Van Impe (2001) fazem considerações sobre a rigidez flexional da estaca, $E_p I_p$, dividindo em duas situações: (1) Quando no projeto se deseja trabalhar com pequenos deslocamentos e (2) quando se requer a previsão de cargas que levem a ruptura, que pode ser definida em função de deformações excessivas ou da formação de uma rótula plástica. No caso (1), os autores afirmam que um valor constante de $E_p I_p$ pode ser adotado ao longo da estaca, e no caso (2), deve-se prever o valor do momento fletor que causa a ruptura e o valor da rigidez flexional da estaca para cada seção transversal, que pode ser definido em função da carga axial e do momento fletor atuantes.

No entanto, afirmam que, enquanto a determinação do momento de ruptura é essencial, na prática verificou-se que a utilização de $E_p I_p$ constante, na resolução das equações diferenciais, oferece muito bons resultados, e que a utilização de valores de $E_p I_p$ variáveis, além de aumentar consideravelmente a análise, pode ser desnecessária.

3. CAMPO EXPERIMENTAL DA FEAGRI - UNICAMP

3.1 – APRESENTAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

O Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp teve o início da sua implantação em meados de 1990, quando foram realizados os primeiros ensaios de campo (SPT) e laboratoriais. O Campo situa-se dentro do Campus da Universidade Estadual de Campinas, junto ao prédio do Laboratório de Ensaios de Materiais da Faculdade de Engenharia Agrícola. Este local está reservado para pesquisas de Mecânica dos Solos e Fundações e tem aproximadamente 1700m² de área.

No local foram realizados diversos ensaios de campo (SPT, SPT-T, CPT, sondagem sísmica “Cross- Hole”, dilatômetro de Marchetti, pressiómetro), poços de inspeção para retirada de amostras indeformadas, ensaios de laboratório (caracterização, ensaios de parâmetros de resistência e compressibilidade) e provas de carga estáticas (de compressão, tração e horizontal) e provas de carga dinâmicas em estacas (com e sem instrumentação) do tipo pré-moldada, escavada, hélice contínua, ômega, trilhos e perfis metálicos. A Figura 3.1 apresenta a locação de diversas estacas e os ensaios de campo do Campo Experimental da Feagri – Unicamp.

Neste Capítulo apresentam-se diversos resultados de ensaios. Para informações mais completas, consultar Carvalho et al. (2000 e 2004) e Cavalcante et al. (2006). No item 3.2 é apresentada a caracterização geológica; no item 3.3 a caracterização geotécnica do solo deste Campo Experimental.

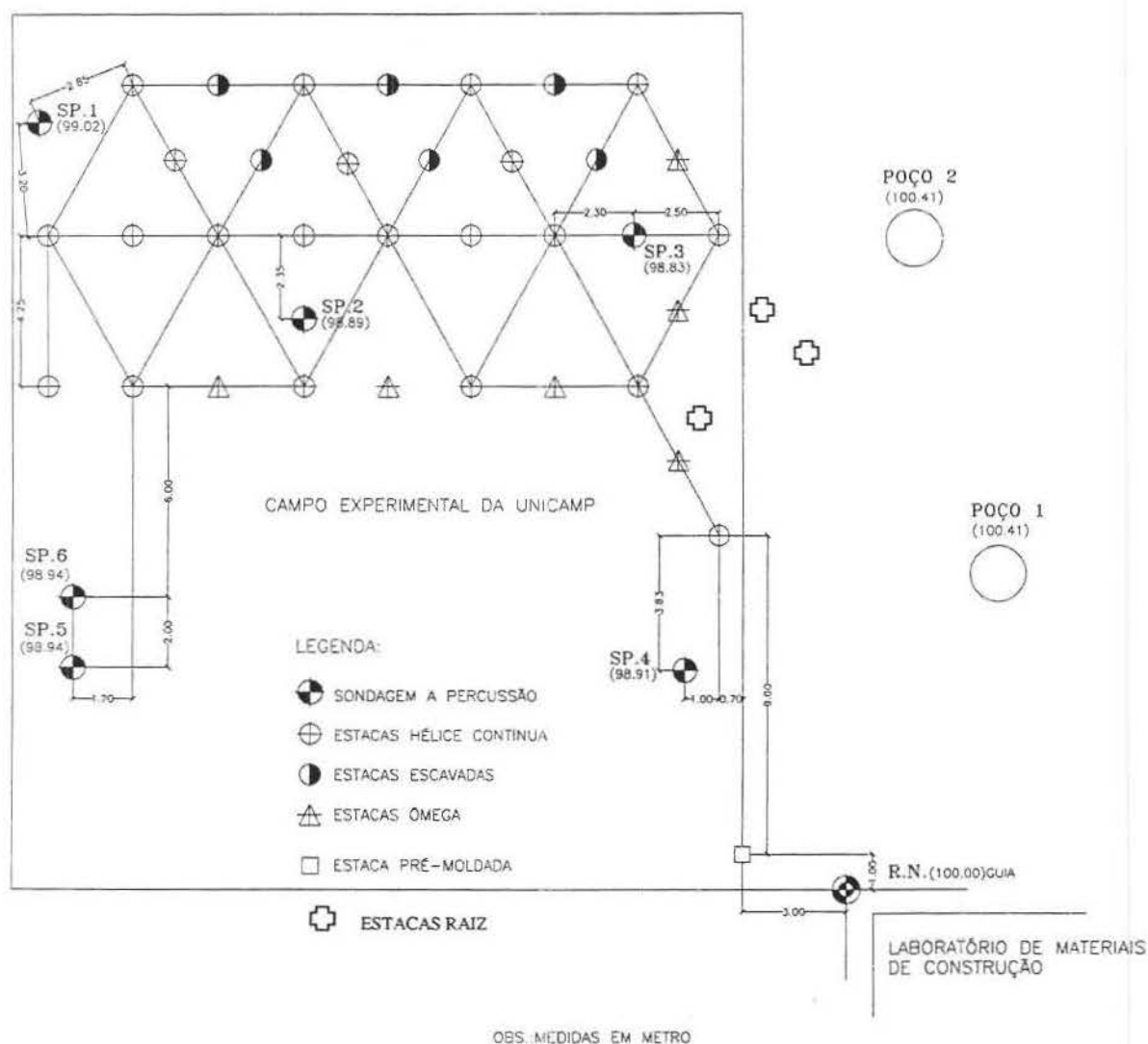


Figura 3.1 – Localização de estacas e ensaios de campo no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Feagri - Unicamp

3.2 – CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A formação geológica da região apresenta magmatitos básicos, ocorrência de rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral, que fazem parte do Grupo São Bento. A rocha predominante no local é o Diabásio, cobrindo 98 km² da região de Campinas, ocupando 14% da área total. Um esquema é apresentado na Figura 3.2. E na Figura 3.3 apresentam-se regiões com potencialidade de ocorrência de perfil semelhante a este de Campinas, segundo Giacheti (1991).

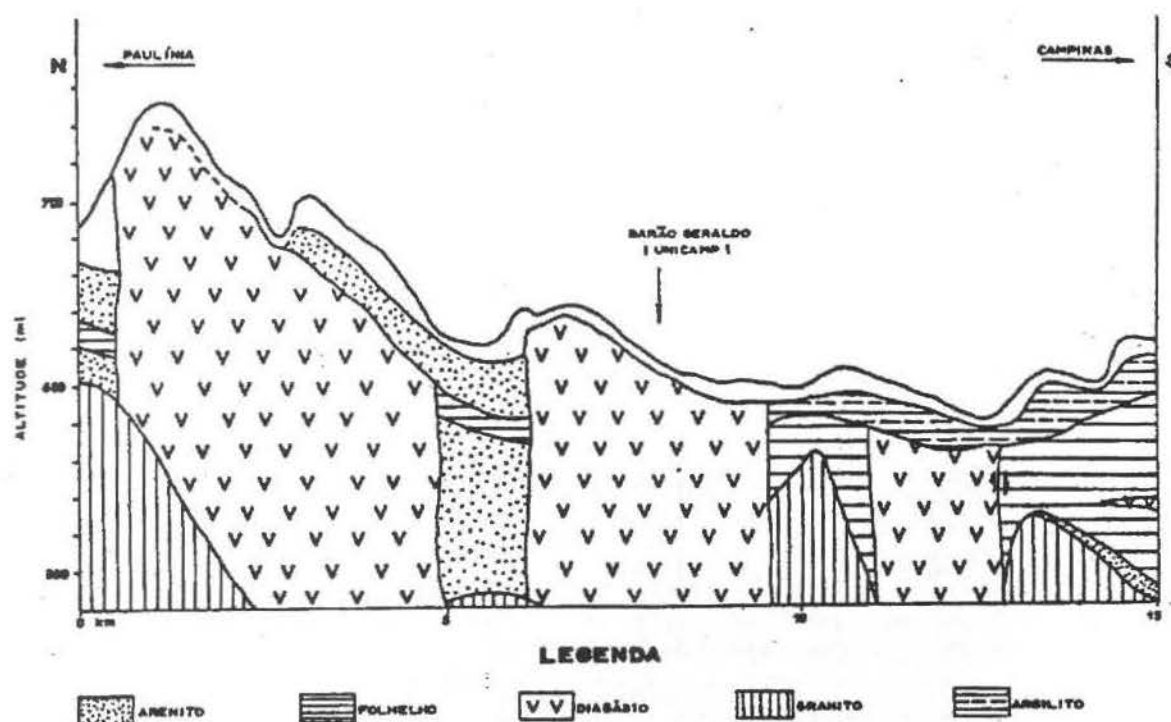


Figura 3.2 – Perfil geológico da região da Unicamp (Zuquete, 1987) .

A primeira camada do solo do Campo Experimental, sofreu intenso processo de intemperização, que pode explicar sua alta porosidade, devido ao carregamento dos finos para o horizonte mais profundo (Albuquerque, 2001).

A camada subsuperficial, que ainda guarda características herdadas da rocha de origem, é denominado solo residual jovem, solo saprolítico ou saprólito, abaixo do qual está a rocha alterada, onde os minerais exibem sinais evidentes de alteração com as perdas de brilho e cor (Oliveira & Brito, 1998). É o caso da segunda camada do solo do Campo Experimental da Feagri.

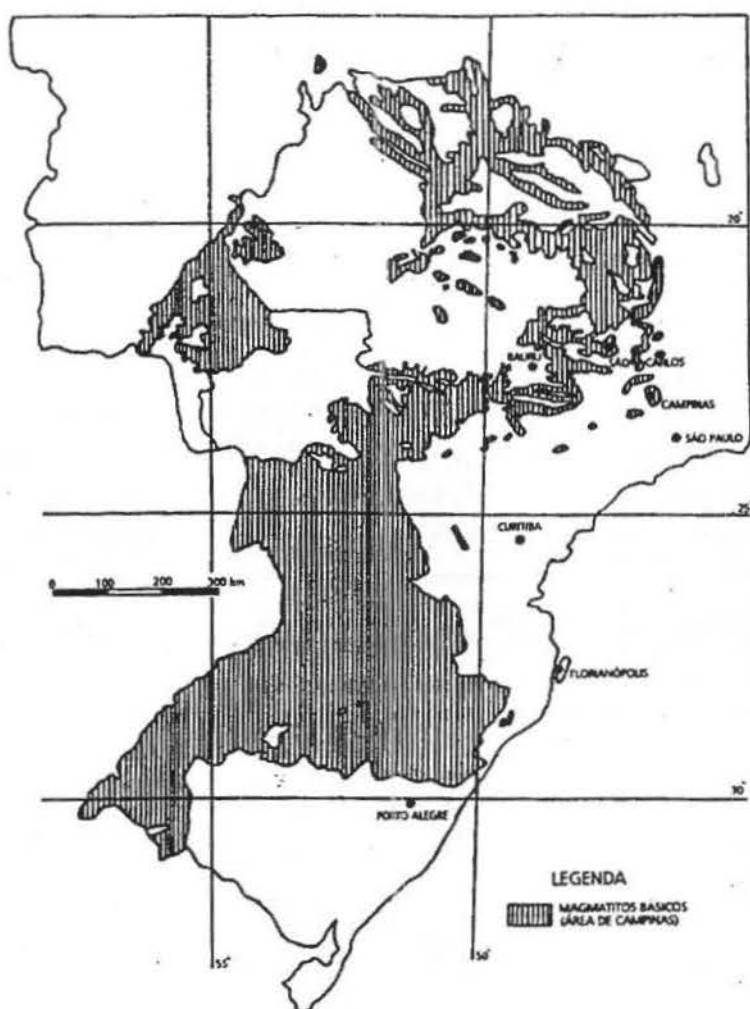


Figura 3.3 – Regiões com potencialidade e ocorrência do perfil (Giacheti, 1991)

3.3 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O perfil geotécnico do solo da Feagri-Unicamp é composto basicamente de uma primeira camada de seis e meio metros de argila arenosa de alta porosidade e, logo abaixo, de silte argiloso, solo residual de Diabásio, até 20m. O nível de água não é encontrado até 17m de profundidade.

3.3.1 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios laboratoriais foram realizados por Albuquerque (1996), Monacci (1995) e Giacheti (1991). Os resultados desses ensaios, apresentados a seguir, foram obtidos de amostras retiradas de dois poços cujas cotas estão 1,5 metros acima da atual elevação do Campo Experimental, conforme a Figura 3.1.

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os resultados dos ensaios de caracterização, limites de consistência e granulometria, encontram-se na Tabela 3.1. Observa-se que a partir dos 6m há a mudança de camada de argila arenosa para o silte argilo arenoso. A Figura 3.4 apresenta a variação da umidade do solo em distintas profundidades e épocas do ano.

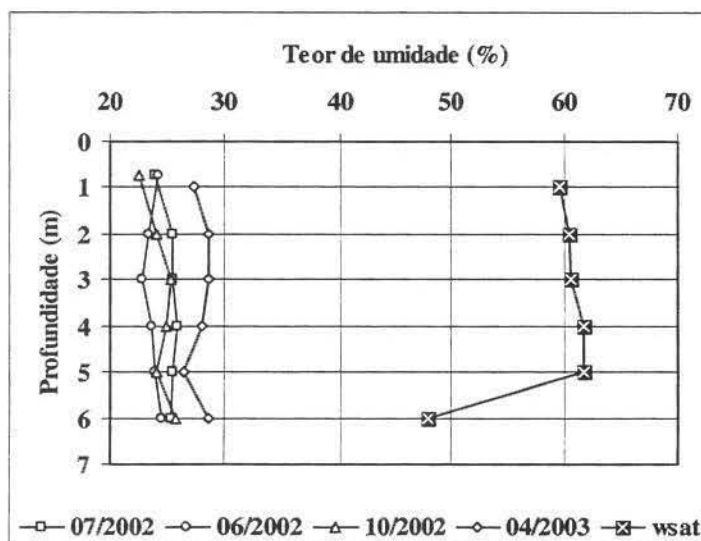


Figura 3.4- Valores de umidade em períodos e profundidades distintas (Carvalho et al., 2004)

Tabela 3.1 - Ensaios de caracterização Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Profundidade (m)	Limites de Consistência		Granulometria			
	<i>LL</i> (%)	<i>LP</i> (%)	argila (%)	silte (%)	areia fina (%)	areia média (%)
0,50 a 0,75	52	35	63	10	06	21
2	52	38	65	07	03	22
3	51	36	67	08	06	20
4	52	37	61	13	05	21
5	49	37	60	15	05	21
6	58	41	44	25	04	30
7	62	43	45	30	03	22
8	66	47	39	33	03	25
9	69	48	36	36	03	25
10	73	49	35	36	02	27
11	68	50	32	39	03	26
12	70	46	29	40	03	28
13	71	46	28	43	02	27
14	64	43	26	40	03	31
15	61	41	26	40	02	32
16	63	39	27	44	01	28
17	74	38	28	39	01	32
18	-	-	28	37	00	35
19	-	-	32	34	00	34
20	-	-	30	39	01	30

- Índices Físicos

Os resultados dos ensaios para obtenção de índices físicos estão apresentados na Tabela 3.2, em que γ_{nat} é o peso específico natural, γ_s , peso específico dos sólidos, γ_d , peso específico do solo seco, w , teor de umidade, e , índice de vazios, e n , a porosidade. Chamam a atenção os elevados valores do índice de vazios e baixos valores do peso específico natural especialmente até 4m de profundidade.

Tabela 3.2 - Valores de índices físicos Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e	n (%)
1	13,4	29,7	10,7	24,3	1,77	63,8
2	13,0	29,1	10,6	23,4	1,76	63,7
3	13,0	29,5	10,6	22,8	1,79	64,1
4	13,0	30,1	10,5	23,7	1,86	65,0
6	15,4	30,1	12,4	24,6	1,44	59,0
7	15,4	29,1	12,2	26,3	1,40	58,2
8	14,8	29,5	11,5	28,1	1,56	60,1
9	15,0	30,1	11,6	29,9	1,60	61,5
10	15,1	30,1	11,6	30,5	1,60	61,6
12	16,1	29,6	12,0	33,8	1,46	59,4
14	16,4	30,6	12,3	32,8	1,48	59,7
16	16,7	30,1	12,0	39,2	1,51	60,1

- Parâmetros de Resistência

Os parâmetros de resistência estão apresentados na Tabela 3.3, em que c , coesão, e ϕ , ângulo de atrito, ambos referentes a tensões totais e obtidos de ensaios triaxiais adensados-rápidos. A resistência à compressão simples, R_c , foi obtida do ensaio de compressão simples. Os resultados até a profundidade de 9 metros foram obtidos por Giacheti (1991) e, para as profundidades inferiores, por Albuquerque (1996).

- Parâmetros de Compressibilidade

Giacheti (1991) realizou ensaios de adensamento com carregamento incremental e, das curvas de adensamento obtidas, foram determinados e_0 , índice de vazios inicial, C_c , índice de compressão, σ'_{ad} , tensão de pré-adensamento pelo método Pacheco Silva, σ'_v , tensão normal efetiva, e OCR , razão de pré-adensamento. Estes resultados estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 - Parâmetros geotécnicos Feagri –Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Profundidade (m)	c (kPa)	ϕ (°)	Rc (kPa)
1	5	31,5	26,2
2	11	31,5	48,0
3	2	30,5	40,7
4	0	26,5	11,2
6	18	18,5	54,1
7	31	22,5	76,1
8	18	22,5	59,7
9	64	14,5	50,6
10	78	22,8	67,0
12	87	18,3	145,1
14	76	19,1	185,4
16	55	22,0	218,7

Tabela 3.4 - Parâmetros de compressibilidade Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Profundidade (m)	σ'_{vm} médio (kPa)	e_0	Cc	σ'_{ad}	OCR
0,95	13	1,765	0,62	52	4,0
2,10	30	1,758	0,60	130	4,3
3,20	44	1,788	0,58	198	4,5
4,50	61	1,855	0,60	91	1,5
7,85	110	1,556	0,65	120	1,1
8,90	127	1,597	0,60	140	1,1

- Colapsibilidade

As características de colapsibilidade do subsolo do Campo Experimental da Feagri foram estudadas por Monacci (1995). A característica de colapsibilidade do solo é normalmente estudada através de ensaios de compressão edométrica. O valor do recalque resultante do umedecimento depende do estado de umidade em que se encontra o solo e também do estado de tensões a que está submetido. O colapso ocorre devido à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantinha as partículas e as agregações de partículas unidas (Pinto, 2002).

Monacci (1995) utilizou o critério proposto por Vargas (1978), que define solos como colapsíveis quando o coeficiente de colapso estrutural, i , for maior que 2%, sendo que “ i ” é definido pela seguinte equação:

$$i = \frac{\Delta e_c}{1 + e_i}$$

em que: Δe_c : variação do índice de vazios devido ao colapso da estrutura do solo;

e_i : índice de vazios antes da inundação

Os índices de colapso nas profundidades 0,75m, 5,00m e 8,00m, obtidos de ensaios oedométricos simples, estão apresentados na Tabela 3.5. Observa-se que a colapsibilidade, na camada de solo poroso, diminui em função da profundidade.

Tabela 3.5 - Coeficiente de colapso estrutural do solo Feagri - Unicamp (Monacci, 1995)

Profundidade de 0,50 a 0,75m		Profundidade de 4,75 a 5,00m		Profundidade de 7,75 a 8,00m	
σ (kPa)	i (%)	σ (kPa)	i (%)	σ (kPa)	i (%)
5,00	4,97	-	-	-	-
9,80	11,09	9,80	2,41	-	-
19,40	7,40	19,40	3,76	-	-
29,10	9,20	-	-	-	-
38,70	9,98	38,70	7,72	38,70	3,10
77,30	23,19	77,30	15,51	77,30	5,26

3.3.2 – ENSAIOS DE CAMPO

Apresentam-se neste item alguns ensaios de campo realizados no Campo Experimental da Feagri – Unicamp.

SPT e SPT-T

Diversos ensaios SPT foram realizados neste Campo Experimental. A Figura 3.6 apresenta o relatório de uma sondagem, em que pode-se ver a classificação tátil-visual das camadas de solo. São apresentados neste trabalho, na Tabela 3.6, os resultados daqueles nos

quais também foram realizados ensaios com torque (SPT-T). Na Figura 3.5 está a localização destes furos. Observa-se que as sondagens mais próximas das estacas ensaiadas neste trabalho são os furos SP-1 e SP-3.

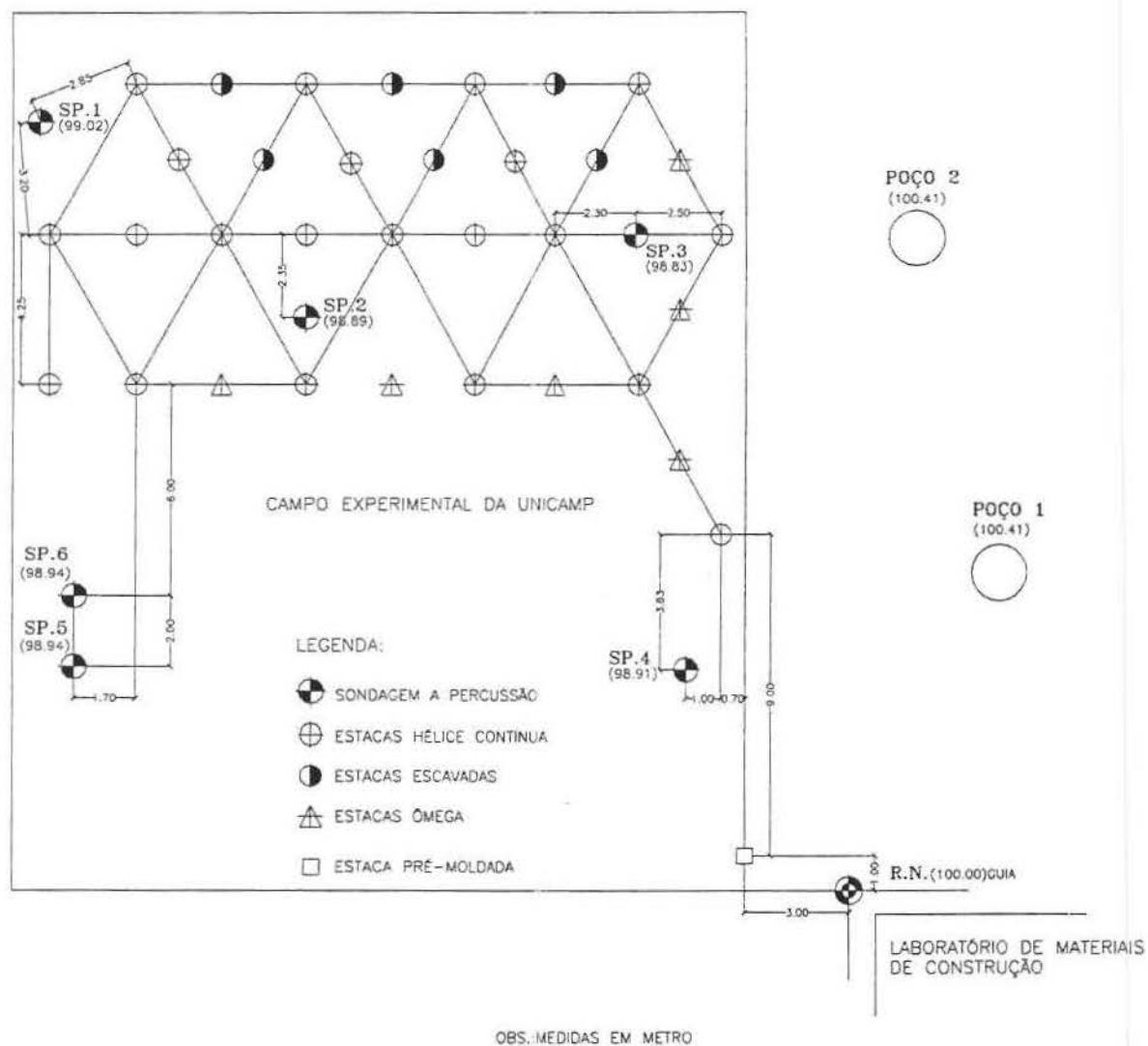


Figura 3.5 - Localização de furos de sondagens do Campo Experimental da Feagri - Unicamp

Na Tabela 3.6 apresenta-se os valores dos N dos SPT e valores médios, desvio padrão e coeficiente de variação em função da profundidade. Observa-se que os valores de N estão calculados para rigorosamente 30 cm de penetração do amostrador, por isso a maior parte deles não está com valores inteiros. O furo SP-5 foi interrompido precocemente por conveniência de uma outra pesquisa.

(m)	PERF. GEOL.	S. P. T.	TORQUE MÁXIMO (kgF.m)	TORQUE RESIDUAL (kgF.m)	PENETRAÇÃO N.º GOLPES / 30 cm. 10 20 30 40 50	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.A. (m)
95.00	1	2	2	1		ARGILA SILTOSA, MUITO MOLE A MOLE, VERMELHA ESCURA. (SOLO RESIDUAL).	
	2	3	2	1			
	3	3	2	1			
	4	4	2	1			
	5	4	3	1		SILTE ARENOSO, COM NÓDULOS DE ARGILA, FOFO, VERMELHO ESCURO. (SOLO RESIDUAL).	
	6	5	4	2			8.45
	7	4	3	1			7.00
	8	4	4	2			
90.00	9	5	6	4		SILTE ARGILO ARENOSO, FOFO A POUCO COMPACTO, LAMINADO, COM VESTÍGIOS DE ROCHA DECOMPOSTA, VARIEGADO, VERMELHO CLARO, MARRON CLARO, AMARELO ESCURO. (SOLO RESIDUAL).	
	10	5	8	5			
	11	8	11	6			
	12	8	11	7			
	13	9	13	10			
85.00	14	8	10	08			
	15	7	10	07			
	16	5	10	07			
	17	7	15	09			
	18	7	12	08			
80.00	19	15	28	20		**** (VER OBSERVAÇÃO). **** LIMITE DA SONDAGEM	17.77
	20	23	35	24			18.80 20.45
Lavagem por Tempo - 30 minutos			Leitura Intervalo		N.A. (m)	Método Início(m) Fim(m)	
Prof. Inicial: --- m - Estágios:			1	08/02/99	18.00	T. Cavadeira	0.00 18.45
1.º --- cm - 2.º --- cm - 3.º --- cm			2	08/02/99	17.77	T. Espiral	--- ---
			3	---	---	Lavagem	19.00 20.45
Obs:			SILTE ARGILO ARENOSO, COM FRAG. DE ROCHA DECOMPOSTA, COM VESTÍGIOS DE MICA MEDIAN. COMPACTO A COMPACTO, VARIEGADO, VERM. CLARO, MARRON CLARO, BRANCO, SOLO SAPROLÍTICO.				

Figura 3.6 – Relatório de uma sondagem SPT-T – Campo Experimental da Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Tabela 3.6 -Valores de índice SPT – Campo Experimental da Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Profundidade (m)	N SP1	N SP2	N SP3	N SP4	N SP5	N SP6	\bar{N}	sd	cv (%)
1	10,0	3,2	1,8	2,1	3,1	3,1	3,90	3,04	78,07
2	1,8	2,5	3,9	5,8	2,2	2,1	3,05	1,53	50,30
3	3,1	2,8	3,8	0,9	1,9	2,1	2,44	0,99	40,76
4	4,0	3,9	4,8	4,1	3,0	3,0	3,81	0,71	18,65
5	5,0	3,9	7,7	5,0	5,0	5,2	5,30	1,29	24,30
6	6,9	5,6	4,4	5,5		5,8	5,62	1,80	28,85
7	8,2	5,5	3,8	6,0		7,7	6,22	1,24	20,99
8	7,0	5,8	4,0	7,0		5,6	5,89		
9	6,8	6,6	6,7	5,5		7,2	6,54	0,66	10,11
10	10,0	7,0	7,0	8,3		8,7	8,20	1,26	15,41
11	12,4	8,4	7,0	6,6		9,7	8,82	2,36	26,71
12	9,7	11,0	7,5	6,0		8,0	8,44	1,95	23,09
13	9,7	7,9	6,2	7,5		7,7	7,81	1,24	15,90
14	9,1	8,2	6,4	6,2		18,0	9,56	4,88	51,00
15	6,0	9,3	8,0	6,6		11,0	8,17	2,04	24,95
16	11,8	9,0	8,7	10,0			9,88	1,39	14,09
17	24,6	15,5	9,7	16,0			16,45	6,17	37,48
18	21,0	23,0	15,0	62,7			30,43	21,80	71,63
19	29,0	21,0	17,4	80,8			37,05	29,54	79,75
20	46,0	71,1	13,0	65,3			48,84	26,18	53,61
21	55,0	21,0							
22		27,1							
23		19,4							
24		17,0							
25		19,4							
26		27,0							
27		22,0							

Na Figura 3.7 apresenta-se um gráfico com a variação dos N de SPT mínimos, médios e máximos para cada metro de profundidade.

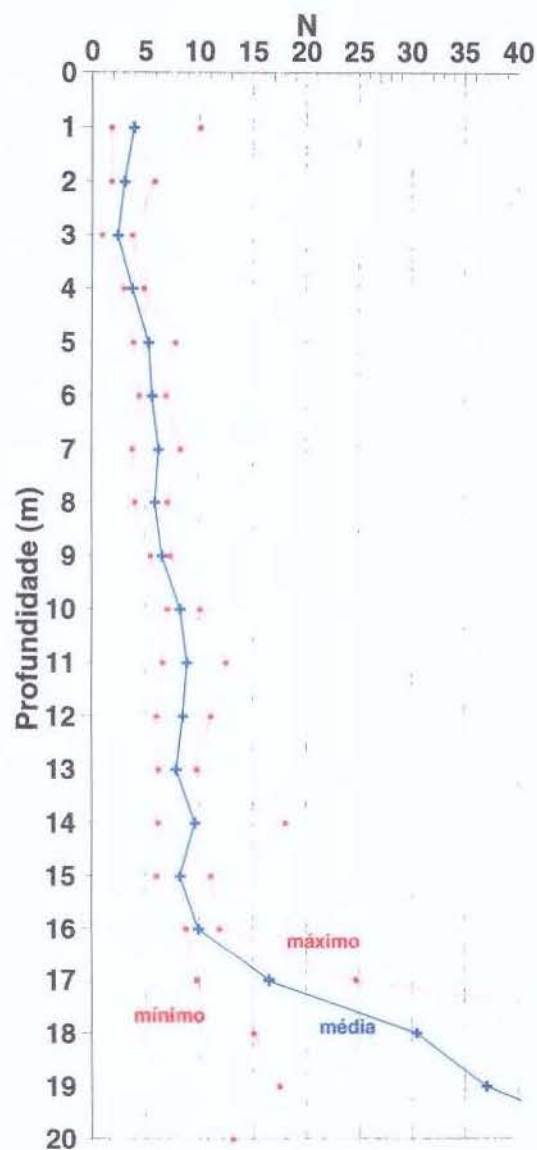


Figura 3.7- Valores mínimo, médio e máximo de N do SPT – Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Na Tabela 3.7, são apresentados os resultados de torque obtidos com o torquímetro analógico e os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação por profundidade. São apresentados, em cada profundidade, os valores do torque máximo $TE_{m\acute{a}x}$ e do torque residual TE_{res} .

Tabela 3.7 - Valores do torque analógico Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Profun- didade (m)	SPT-T1	SPT-T2	SPT-T3	SPT-T4	SPT-T5	SPT-T6	\bar{T}	sd	cv
	TE _{máx} (kgf.m)								
	TE _{res} (kgf.m)								
1	2,0 1,0	1,7 0,0	1,6 0,4	2,0 1,0	2,5 1,0	3,0 1,0	2,15 0,74	0,52 0,43	24,01 58,57
2	0,8 0,0	2,5 0,8	2,0 0,5	3,0 1,5	1,4 0,9	1,7 0,8	1,88 0,76	0,80 0,50	42,64 64,93
3	1,0 0,0	1,7 0,4	2,8 0,9	1,0 0,5	2,2 0,9	1,5 0,5	1,70 0,54	0,70 0,34	41,02 62,79
4	1,0 0,0	4,0 1,0	4,0 2,0	3,4 2,5	2,3 0,9	1,5 1,0	2,71 1,23	1,29 0,87	47,71 70,63
5	1,5 0,0	3,6 0,9	3,6 3,0	6,0 4,0	2,9 1,4	4,0 2,0	3,60 1,89	1,47 1,45	41,00 76,49
6	1,8 0,5	4,0 1,5	3,9 3,0	3,9 3,0		3,9 2,0	3,51 1,98	0,95 1,08	27,22 54,41
7	2,8 1,0	3,6 2,0	6,0 4,0	6,0 4,0		5,9 3,0	4,86 2,80	1,53 1,30	31,58 46,57
8	3,8 2,0	5,7 4,0	6,9 4,9	8,0 6,5		6,7 3,8	6,21 4,24	1,59 1,64	25,63 38,67
9	5,6 3,8	5,7 4,8	12,0 6,0	6,5 5,5		10,0 7,0	7,97 5,41	2,87 1,23	36,00 22,72
10	10,0 7,0	8,0 6,0	10,0 5,5	11,7 7,8		13,7 11,7	10,69 7,61	2,14 2,48	20,04 32,52
11	10,8 6,9	8,8 5,9	9,0 6,5	11,0 8,5		16,6 12,7	11,24 8,09	3,17 2,76	28,25 34,15
12	10,5 6,7	12,0 8,0	7,8 5,9	9,8 7,8		14,0 10,0	10,83 7,68	2,32 1,56	21,47 20,32
13	10,0 7,5	9,8 7,3	9,8 6,9	14,0 8,0		14,7 10,8	11,65 8,09	2,47 1,55	21,19 19,13
14	8,2 5,6	10,0 6,5	14,7 10,3	10,5 8,6		20,0 12,0	12,68 8,60	4,73 2,63	37,34 30,56
15	10,0 7,0	13,0 9,0	19,0 16,0	12,0 8,0		20,0 11,0	14,80 10,20	4,44 3,56	29,99 34,94
16	18,0 14,0	14,4 10,5	20,0 15,0	17,0 14,0			17,34 13,38	2,35 1,96	13,53 14,64
17	28,0 23,0	21,5 18,6	25,0 20,0	25,0 14,0			24,88 18,90	2,65 3,75	10,65 19,83
18	28,0 26,0	30,0 23,0	24,5 19,6	58,4 54,7			35,21 30,83	15,61 16,15	44,34 52,40
19	32,0 28,0	30,0 19,0	20,0 17,0	88,4 96,4			42,60 40,11	30,98 37,85	72,72 94,38
20	49,4 43,9	59,6 59,6		88,4 80,4			65,78 61,27	20,23 18,29	30,76 29,85
21	51,9 51,9	45,0 40,0							
22		23,5 18,6							
23		24,5 17,6							
24		24,0 24,0							
25		25,4 19,6							
26		26,0 20,0							

ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE

Foram executados quatro furos de CPT (ponteira elétrica do tipo cone-atrito), CE.1, CE.3, CE.6 e CE.7, cujas locações estão na Figura 3.8.

Na Figura 3.9 estão apresentados os resultados dos ensaios de penetração de cone-atrito elétrico, nos quais q_c significa resistência na ponta do cone, f_s , atrito lateral local ao longo da luva de atrito e FR ($=f_s/q_c$), razão de atrito. Os resultados da Tabela 3.8 representam os valores médios calculados nos intervalos de cravação do SPT, como por exemplo, a média das medidas feitas entre 1,00 e 1,45m.

O furo CE.3 foi medido a partir de 3,00m, por problemas na execução do ensaio.

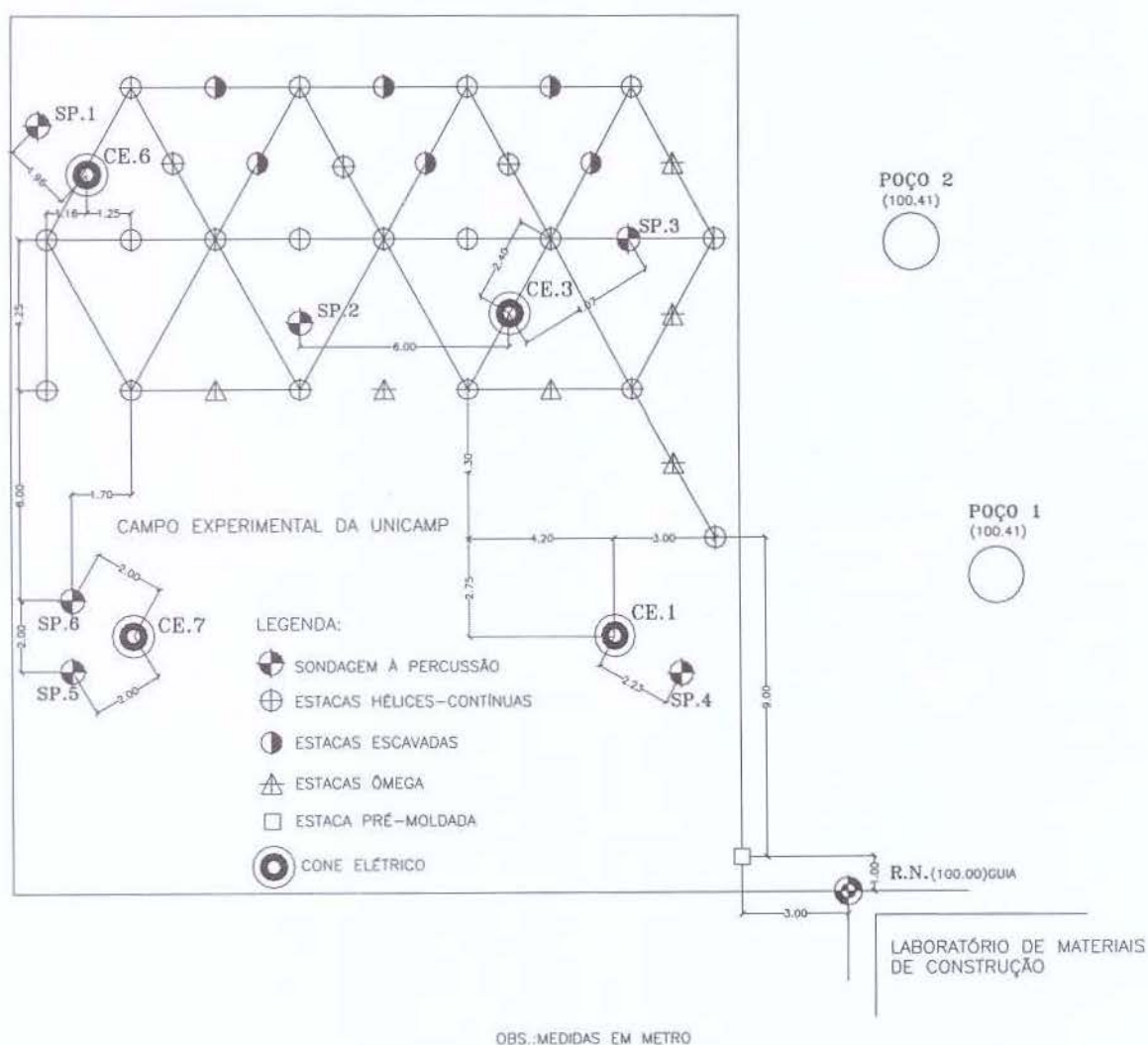


Figura 3.8 - Localização de ensaios CPT - Campo Experimental da Feagri - Unicamp
(Carvalho et al., 2004)

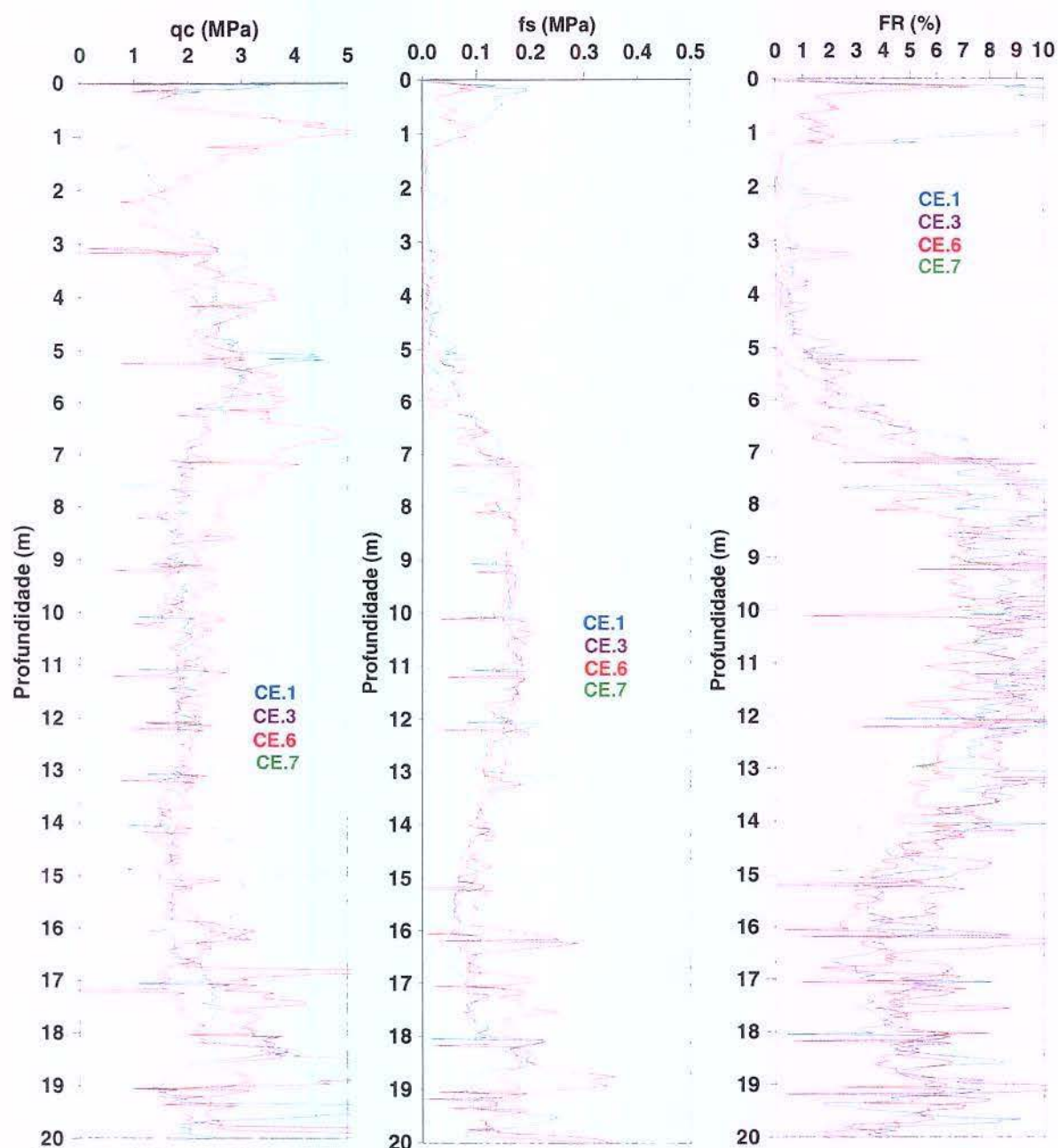


Figura 3.9 – Gráficos de resultados de ensaios CPT – Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Tabela 3.8 – Resultados de ensaios CPT – Campo Experimental da Feagri - Unicamp
(Carvalho et al., 2004)

Prof. (m)	CE.1			CE.3			CE.6			CE.7		
	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	$\bar{F}R$ (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	$\bar{F}R$ (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	$\bar{F}R$ (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	$\bar{F}R$ (%)
1,00-1,45	1,01	0,04	3,70				3,18	0,03	0,98	1,53	0,01	0,40
2,00-2,45	1,55	0,02	1,43				1,27	0,00	0,06	1,46	0,00	0,01
3,00-3,45	2,86	0,02	0,60	1,49	0,02	1,20	2,21	0,00	0,01	1,84	0,00	0,04
4,00-4,45	2,56	0,02	0,82	2,11	0,01	0,42	3,04	0,00	0,13	2,78	0,01	0,45
5,00-5,45	3,52	0,04	1,04	2,57	0,04	1,77	3,03	0,00	0,06	2,95	0,05	1,64
6,00-6,45	2,61	0,09	3,39	2,27	0,07	3,06	3,57	0,02	0,60	3,08	0,07	2,34
7,00-7,45	1,88	0,14	7,21	2,06	0,15	7,39	3,50	0,16	4,67	2,49	0,06	2,57
8,00-8,45	1,66	0,14	8,60	1,63	0,16	10,30	2,51	0,15	6,07	1,87	0,11	6,03
9,00-9,45	2,00	0,16	8,09	1,58	0,16	10,71	2,26	0,16	6,99	1,86	0,13	7,08
10,00-10,45	1,92	0,16	8,38	1,60	0,15	9,97	2,32	0,17	7,26	1,89	0,11	6,24
11,00-11,45	2,05	0,18	8,67	1,73	0,17	9,61	2,34	0,16	6,98	1,83	0,13	7,07
12,00-12,45	1,83	0,16	8,92	1,89	0,16	8,11	2,11	0,15	7,21	1,92	0,12	6,09
13,00-13,45	1,66	0,17	10,28	1,68	0,15	9,36	2,02	0,12	5,72	1,98	0,09	4,44
14,00-14,45	1,64	0,10	6,09	1,61	0,11	6,98	1,67	0,10	5,79	2,57	0,08	3,00
15,00-15,45	1,60	0,07	4,22	1,68	0,09	5,30	1,98	0,08	3,81	3,07	0,12	3,98
16,00-16,45	1,68	0,07	4,22	2,47	0,19	7,89	2,38	0,08	3,38			
17,00-17,45	2,39	0,11	4,55	1,48	0,09	0,26	3,33	0,16	4,83			
18,00-18,45	3,48	0,17	4,75	3,04	0,16	5,19	3,46	0,18	5,21			
19,00-19,45	2,93	0,11	4,83	1,79	0,14	7,77	2,49	0,15	5,66			
20,00-20,45	7,43	0,11	2,65	7,99	0,33	4,42	13,30	0,47	3,61			

ENSAIOS DILATOMÉTRICOS

As Figuras 3.10 e 3.11 apresentam resultados de ensaios dilatométricos de Marchetti, DMT, em que p_0 e p_1 são, respectivamente, as pressões correspondentes ao deslocamento nulo da membrana e de 1 mm. A Tabela 3.9 apresenta valores numéricos por profundidade.

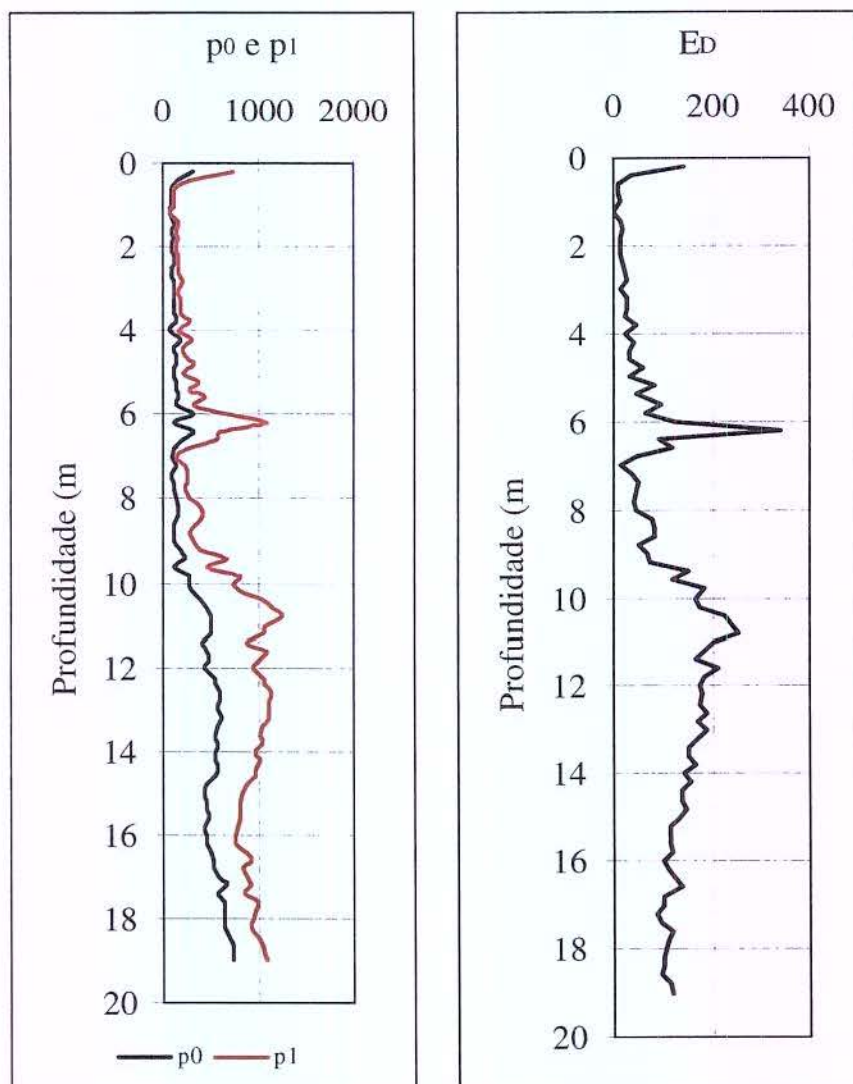


Figura 3.10 - Resultados de ensaios DMT (Dilatômetro de Marchetti) – Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004)

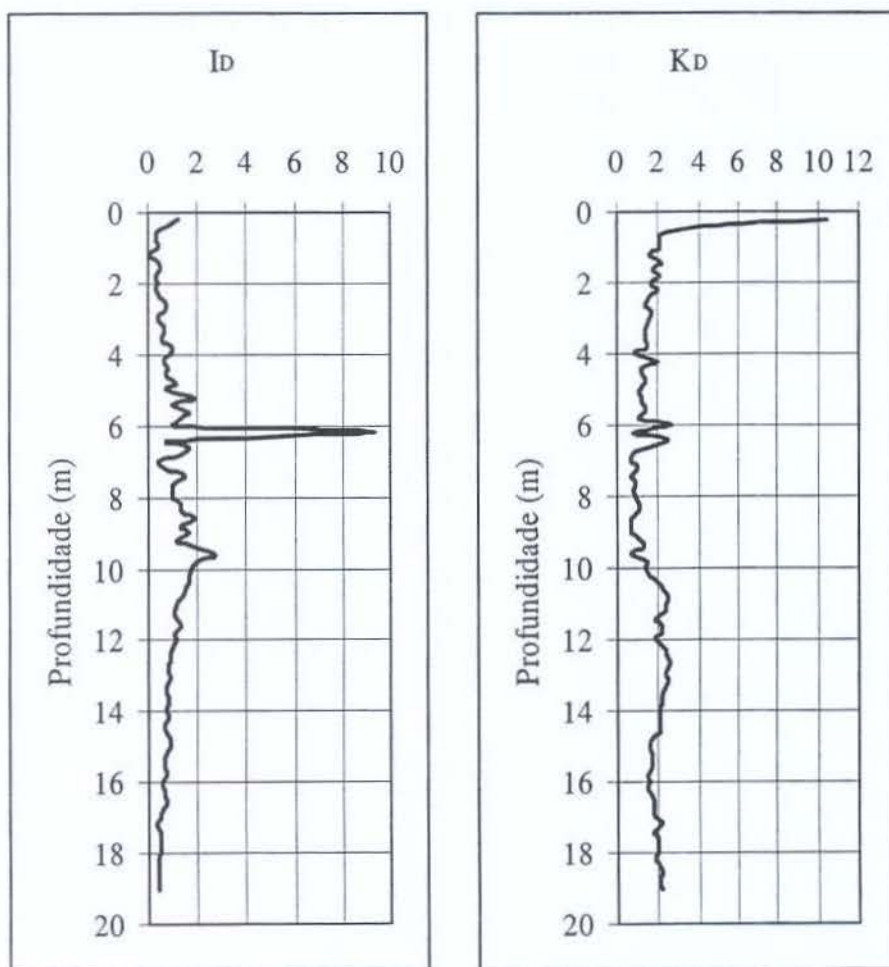


Figura 3.11 - Resultados de ensaios DMT (Dilatômetro de Marchetti) – Campo Experimental da Feagri - Unicamp (Carvalho et al., 2004)

Tabela 3.9 -Valores de p_0 , p_1 , I_D e K_D , do Dilatômetro de Marchetti – Campo Experimental da Feagri - Unicamp.(Carvalho et al., 2004)

Profundidade (m)	P_0 (bar)	P_1 (bar)	I_D	K_D
1	0,903	1,25	0,38	2,05
2	0,998	1,45	0,45	1,67
3	1,198	1,65	0,38	1,59
4	0,786	1,5	0,91	0,86
5	1,178	2,05	0,74	1,11
6	3,301	6,85	1,08	2,68
7	1,001	1,4	0,4	0,72
8	1,354	2,75	1,03	0,87
9	1,176	3,15	1,68	0,68
10	2,7	7,45	1,77	1,42
11	4,943	10,75	1,17	2,38
12	4,279	9,35	1,19	1,9
13	5,663	11,05	0,95	2,32
14	5,476	9,55	0,74	2,09
15	4,386	8,25	0,88	1,57
16	4,683	7,55	0,61	1,58
17	5,783	8,65	0,5	1,84
18	6,423	9,5	0,48	1,93
19	7,458	10,85	0,45	2,13
20	0,903	1,25	0,38	2,05

ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

A Figura 3.12, apresenta os gráficos dos valores de P_L (pressão limite) e E_{PM} (módulo pressiométrico) pela profundidade e as Figuras 3.13 e 3.14, as curvas pressão *versus* volume do ensaio tipo Menard.

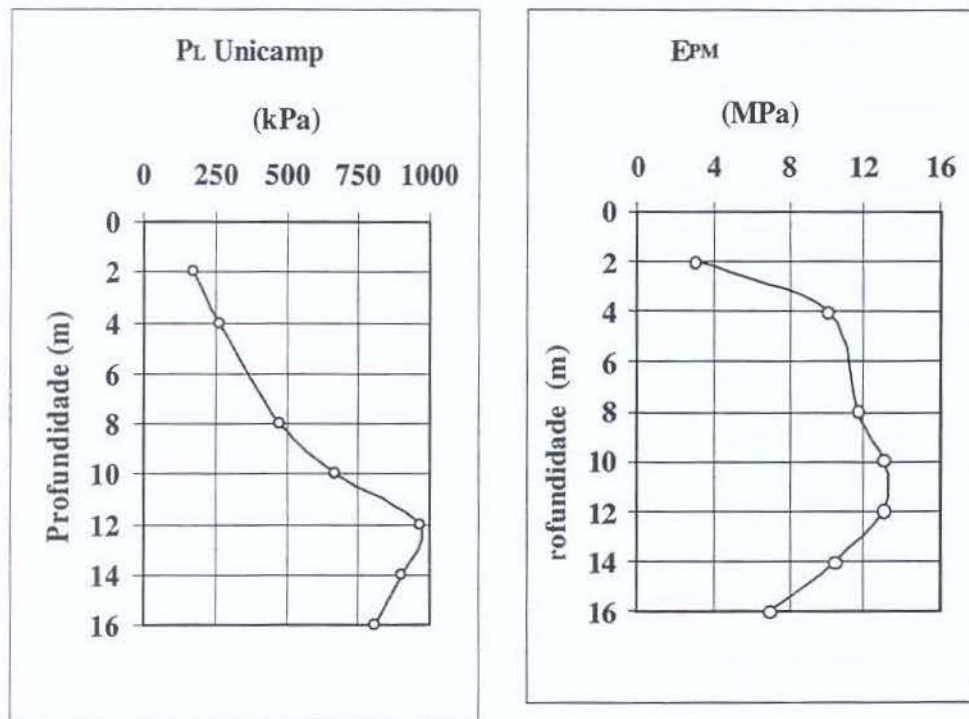


Figura 3.12- Ensaios pressiométricos Menard. Feagri – Unicamp (Carvalho et al., 2004)

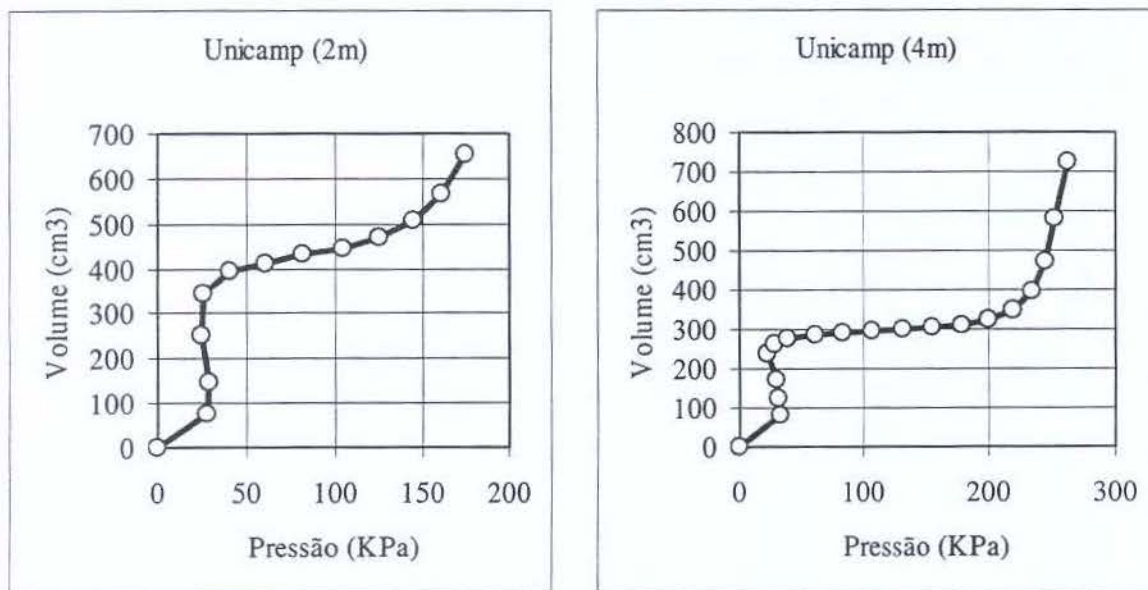


Figura 3.13– Curvas de ensaios Pressiométricos (para 2m e 4m) (Carvalho et al., 2004).

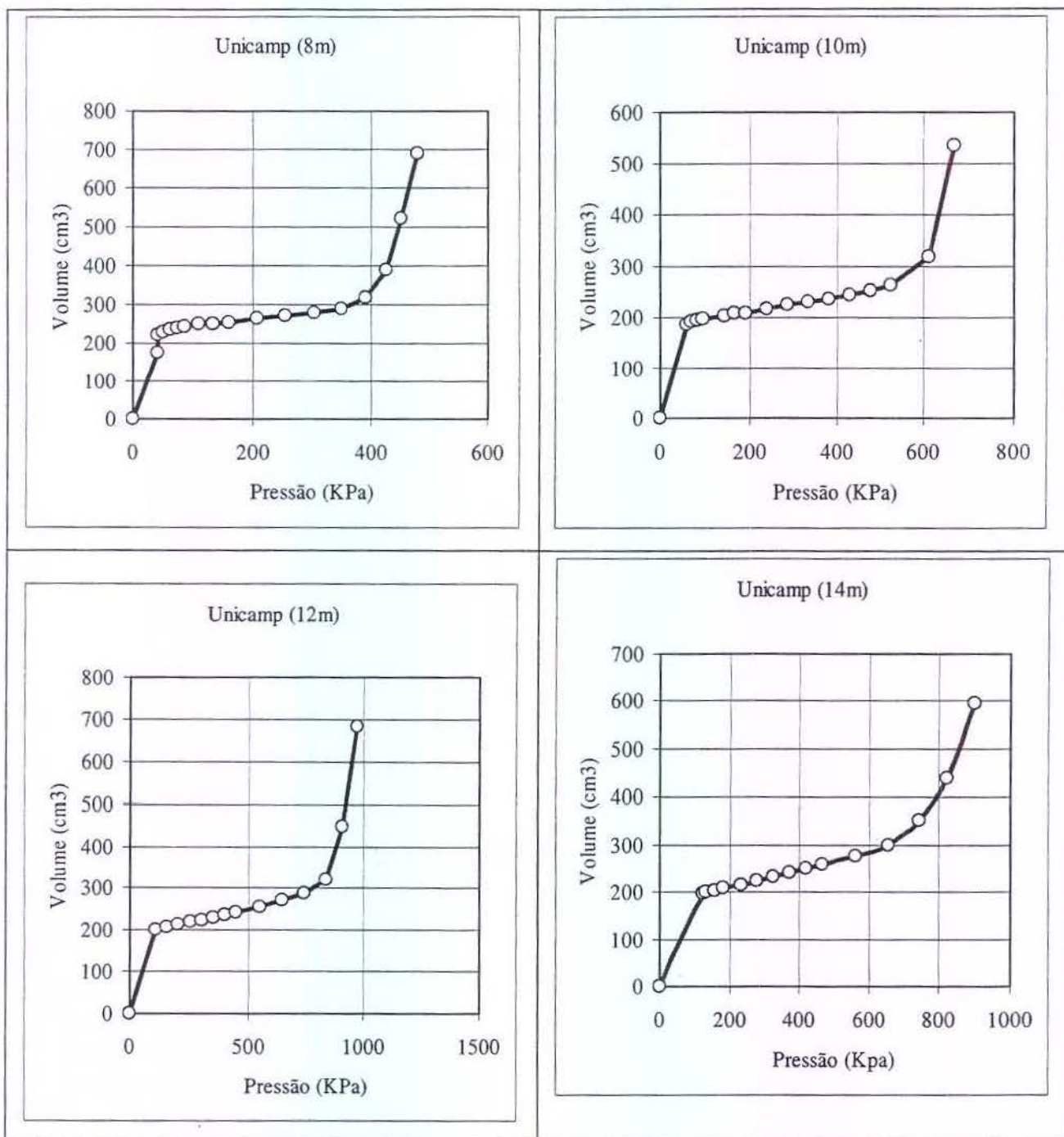


Figura 3.14 – Curvas pressão versus volume -Ensaio Pressiométricos tipo Menard. Feagi –Unicamp (profundidades 8m, 10m, 12m e 14m) (Carvalho et al. 2004)

4. ESTACAS UTILIZADAS NAS PROVAS DE CARGA

4.1 – ESTACAS ENSAIADAS

As provas de carga realizadas no Campo Experimental da Feagri - Unicamp utilizaram estacas existentes. As provas de carga foram feitas em pares de estacas, uma servindo de reação para a outra. O espaçamento entre as estacas utilizadas é de 2,4 m, próximo de seis vezes o diâmetro das mesmas. Com isso o efeito da interação da execução das estacas fica bem minimizado.

Uma exceção é o caso das estacas raiz R 3 e ômega Om 3, que distam entre si 1,0 m, equivalente a 2,5 vezes o diâmetro das estacas. Mesmo neste caso, como é explicado no item 4.4.2, esta distância é considerada suficiente para não interferir na interação entre as estacas.

As estacas ensaiadas são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Estacas ensaiadas no Campo Experimental da Feagri - Unicamp

Tipo de estacas	Quantidade	Seção transversal	Comprimento (m)	Armadura
Hélice contínua	4	φ40 cm	12,0	4 φ 16 mm com 6 m estribos: 6,3 mm a cada 20 cm
Omega	3	φ37 cm	12,0	4 φ 16 mm com 6 m estribos: 6,3 mm a cada 20 cm
Escavada	4	φ40 cm	12,0	4 φ 16 mm com 6 m estribos: 6,3 mm a cada 20 cm
Raiz	3	φ40 cm	12,0	6 φ 16 mm com 12 m estribos: 6,3 mm a cada 20 cm

A Figura 4.1 apresenta a locação das estacas no Campo Experimental da Feagri - Unicamp. As setas indicam os pares de estacas utilizados nas provas de cargas.

As estacas raiz foram utilizadas pela primeira vez com estas provas de carga horizontais. As demais estacas, foram anteriormente carregadas à tração (como reação para outra prova de carga), com exceção das estacas Esc 3, Om 2 e Om 3, que foram carregadas à compressão. Estas provas de carga anteriores foram realizadas por Albuquerque, em 2000, portanto, mais de quatro anos antes destas provas de carga horizontais.

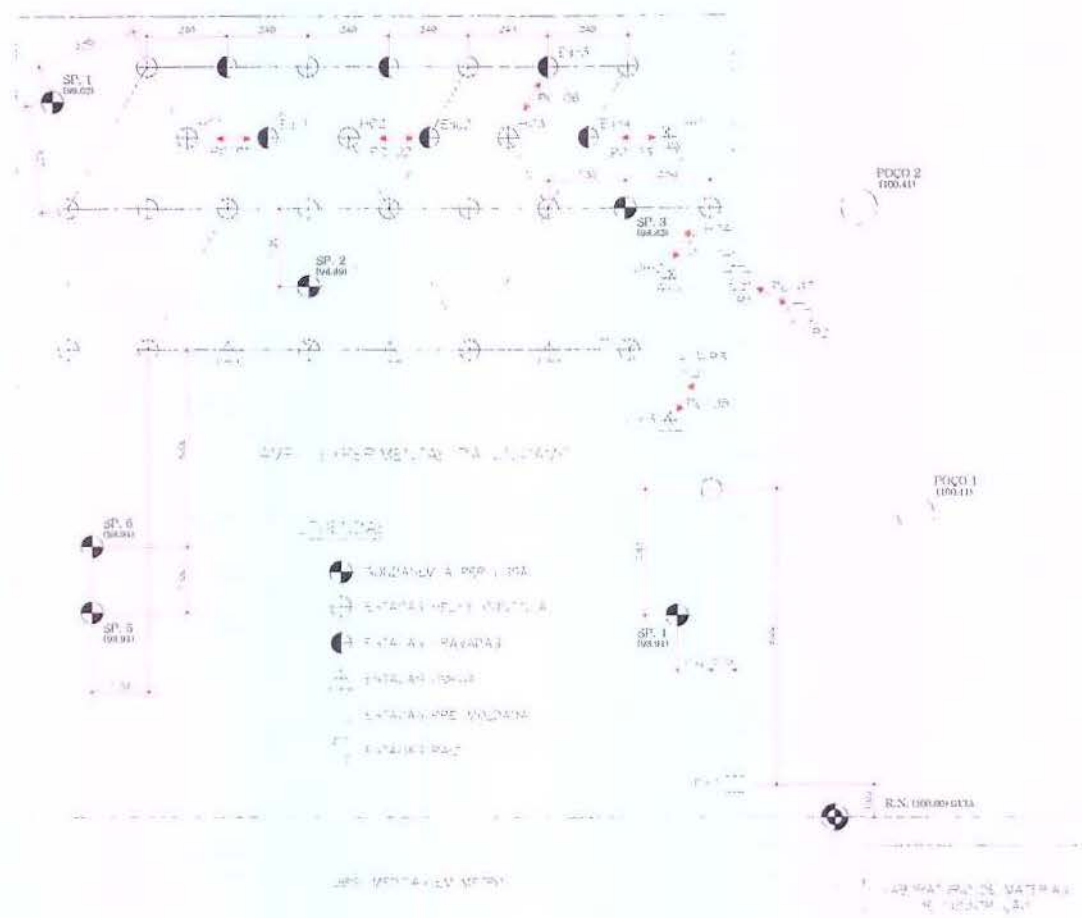


Figura 4.1 – Locação das estacas do Campo Experimental da Feagri – Unicamp e indicação das provas de carga.

Nos itens seguintes são apresentadas características de execução e de comportamento das estacas que foram utilizadas nas provas de carga no Campo Experimental da Feagri.

Para o carregamento horizontal, um fator importante a ser analisado com relação aos tipos de estacas, é a condição em que fica o solo próximo à cabeça da estaca, que é o determinante no comportamento do sistema solo-estaca neste caso.

4.2 – ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

A estaca hélice contínua é uma estaca de concreto moldada "in loco", executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, através da haste central do trado, simultaneamente à sua retirada do terreno.

O processo de execução da estaca hélice contínua permite a execução a princípio em solos de qualquer textura, com ou sem a presença de lençol freático. A perfuração pode ultrapassar camadas resistentes, em função do torque do equipamento utilizado.

4.2.1 – EXECUÇÃO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

O trado contínuo é uma helicoidal desenvolvida em torno de uma haste central tubular vazada. Na extremidade inferior, o trado é equipado com dentes que possibilitam a sua penetração no terreno. Ele está acoplado à mesa rotativa do equipamento de perfuração, conforme se pode ver na Figura 4.2.

A perfuração consiste em fazer a hélice penetrar no terreno por meio de torque apropriado para vencer a sua resistência. Uma tampa metálica na ponta da haste não permite a penetração do solo durante a perfuração.

A parada da perfuração é normalmente decidida pelo engenheiro geotécnico em função de cálculos de capacidade de carga feitos previamente a partir de resultados de ensaios do solo (usualmente no Brasil, através de ensaios de SPT e SPT-T) e do acompanhamento da execução da estaca no local, com os dados informados pelos sensores do equipamento durante a perfuração (profundidade da perfuração, torque e velocidade de rotação da hélice).

Concluída a perfuração, o concreto é bombeado através do tubo central, abrindo a tampa da ponta e preenchendo a cavidade deixada pela hélice, que é extraída do terreno sem girar ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração. À medida que o trado vai sendo retirado, em função do tipo de solo que está sendo perfurado, o solo confinado entre as pás das hélices é removido.

O concreto normalmente utilizado é bombeável e composto de areia, pedrisco e consumo de cimento em média de 400 kg/m³. Podem ser utilizados aditivos (não foi

utilizado nestas estacas). O abatimento (ou *slump*) é mantido entre 200 e 240mm. Em geral utiliza-se uma bomba de concreto ligada ao equipamento de perfuração através de mangueira flexível. A concretagem é normalmente feita até a superfície do terreno para evitar contaminação do concreto pelo solo (possibilidade de desmoronamento do solo). Para arrasamentos abaixo da superfície do terreno, em função da estabilidade do furo, pode-se retirar um trecho do concreto a partir da superfície.

Durante o processo de concretagem uma importante informação dada pelos sensores, é a pressão de concreto, indicando se a ponta do trado está em contato com o concreto que está sendo injetado. Para controle da concretagem, a pressão deve ser positiva ao longo da mesma. Esta informação tem grande importância, pois se a ponta do trado subir mais rapidamente do que a subida do concreto pode ocorrer desmoronamento de solo, ocasionando um estrangulamento na seção transversal da estaca.

Vale salientar que esta medida de pressão é feita de forma indireta, pois o sensor não fica localizado na ponta do trado, mas sim no mangote pelo qual é injetado o concreto. No caso de se estar fazendo a concretagem em camadas de solos moles, em função do maior consumo de concreto nestes solos, esta medida de pressão pode tornar-se nula, ou mesmo negativa, sem que isso signifique que não haja pressão de concreto na ponta do trado.

Outras informações dadas pelos sensores são o consumo de concreto lançado e o sobre consumo (em porcentagem) entre o volume de concreto consumido na estaca e o volume teórico calculado.

A armação da estaca hélice contínua é colocada após o término da concretagem. É necessário que a armação, em forma de gaiola, tenha rigidez para ser manipulada, evitando uma deformação da mesma, e possibilitando a rápida introdução no concreto, tão logo seja feita a limpeza do solo e do excesso de concreto no local da execução da estaca. A colocação da armação é feita por funcionários, podendo contar com a ajuda de uma escavadeira ou mesmo do próprio trado da máquina.

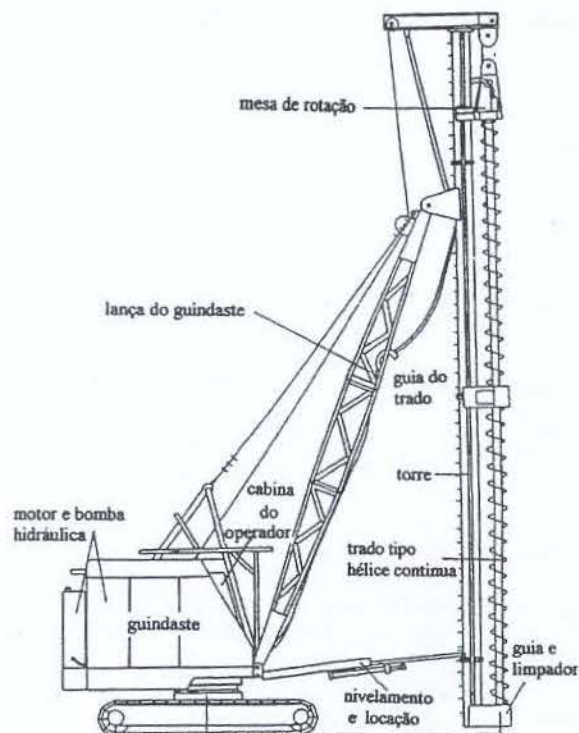


Figura 4.2 – Equipamento de estaca hélice contínua

. Em casos especiais, quando se necessite comprimentos maiores (como, por exemplo, acima de 8m), pode-se utilizar um pilão de pequena carga ou um vibrador. No caso de estacas submetidas a esforços de tração o projeto deve levar em consideração a limitação executiva da colocação de armações compridas.

Nas estacas executadas no Campo Experimental da Feagri, a armação foi constituída por quatro barras de 16 mm com 6,0 m de comprimento. Os estribos são de 6,3 mm, a cada 20 cm (aço CA-50).

4.2.2 – COMPORTAMENTO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

Com relação ao comportamento desta estaca ao carregamento horizontal e ao atrito lateral, uma vantagem teórica da estaca hélice contínua em relação às estacas escavadas é que, no processo de execução, o trado fica preenchido por solo e, com isso, não provoca o desconfinamento do solo ao redor da perfuração. Também, a rapidez de execução da estaca, teoricamente contribui para minimizar a influência do alívio de tensões no solo onde a estaca é executada.

4.3 – ESTACAS ESCAVADAS (SEM LAMA BENTONÍTICA)

As estacas escavadas são perfuradas mecanicamente com trado helicoidal sem a utilização de elementos estabilizante do furo.

4.3.1 – EXECUÇÃO DA ESTACA ESCAVADA

A execução da estaca consiste na perfuração, através de um trado, em solos que apresentem coesão suficiente para manter estável a perfuração, interrompendo-se antes de se atingir o nível d'água.

O equipamento pode ser montado em caminhões ou em torres metálicas com trados com comprimento, geralmente, entre 2 e 6 m. Na perfuração, os equipamentos utilizam prolongamentos telescópicos ou emendas de segmentos.

O solo perfurado é retirado em cada subida do trado.

A parada da perfuração é normalmente decidida pelo engenheiro geotécnico com a previsão da capacidade de carga através de resultados de ensaios de campo (mais comumente pelo SPT) e pelo acompanhamento da execução na obra, verificando-se o solo que é retirado pelo trado e a dificuldade de avanço da perfuração.

A armação é colocada quando o furo está concluído e depois da retirada ou apiloamento do solo na ponta da estaca. O comprimento da armação é determinado em projeto em função dos esforços a serem aplicados na estaca. Em geral, utiliza-se uma “gaiola” com a armadura principal com comprimento em torno de 2m.

Nas estacas executadas no Campo Experimental da Feagri, a armação foi a mesma das estacas hélice contínua, ou seja, constituída por 4 barras de 16 mm com 6,0 m de comprimento. Os estribos são de 6,3 mm, a cada 20 cm (aço CA-50).

A concretagem é feita pelo lançamento de concreto a partir da boca da estaca utilizando um funil de concretagem, para evitar que o concreto carregue solo durante o seu lançamento. O concreto e o abatimento são definidos em projeto. Como não é necessário o bombeamento, o abatimento e o teor de cimento podem ser menores do que o concreto da hélice contínua.

4.3.2 – COMPORTAMENTO DA ESTACA ESCAVADA

A estaca escavada é uma estaca que alivia as tensões no solo durante a sua execução. Teoricamente este alívio de tensões provoca uma menor capacidade de atrito lateral em comparação às estacas de deslocamento. Em compensação, o trado pode provocar “ranhuras” no fuste da escavação, que é um fator que aumenta o atrito lateral.

4.4 – ESTACAS ÔMEGA

A estaca ômega é uma estaca moldada “in loco” desenvolvida a partir da estaca hélice contínua. O trado desta estaca é semelhante a um parafuso. Tem uma forma cônica e a variação do “passo” do parafuso é elaborado de forma a movimentar o solo para baixo e para os lados. Com isso, esta estaca praticamente não transporta o solo para a superfície.

4.4.1 – EXECUÇÃO DA ESTACA ÔMEGA

A perfuração da estaca consiste na cravação do trado por rotação, através de uma mesa rotativa hidráulica, conforme ilustrado na Figura 4.3. Uma tampa metálica na ponta do trado não permite a penetração do solo durante a perfuração.

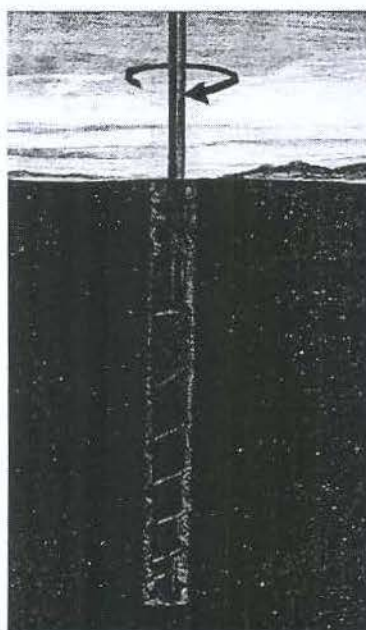


Figura 4.3 - Trado da estaca ômega

Assim como na estaca hélice contínua, os sensores fornecem informações durante a perfuração e a concretagem.

A concretagem é feita de forma semelhante à da estaca hélice contínua. O concreto é bombeado pelo interior do eixo do trado, que é retirado à medida que o concreto vai preenchendo a estaca, girando-se no sentido da perfuração. Como o prolongador tem um diâmetro menor que o do trado, pode cair solo em cima do mesmo. Porém, a parte superior do trado é projetada de tal forma a fazer subir este solo que pode cair.

O equipamento para a execução da estaca ômega deve possuir um torque maior do que o da estaca hélice contínua, em função da forma de execução. O concreto utilizado tem as mesmas características do utilizado na estaca hélice contínua.

As características da armação e sua colocação também são as mesmas da estaca hélice contínua.

Nas estacas executadas no Campo Experimental da Feagri, a armação foi a mesma das estacas hélices contínuas, ou seja, constituída por 4 barras de 16 mm com 6,0 m de comprimento. Os estribos são de 6,3 mm, a cada 20 cm (aço CA-50).

4.4.2 – COMPORTAMENTO DA ESTACA ÔMEGA

A estaca ômega, pelo fato de comprimir lateralmente o solo durante a sua execução, teoricamente melhora o atrito lateral da estaca e o comportamento ao carregamento horizontal.

Albuquerque (2001) estudou o efeito da execução da estaca ômega no solo. Uma estaca ômega executada no Campo Experimental da Feagri foi extraída. Baseando-se na observação do solo em torno do fuste desta estaca, resolveu executar ensaios de penetração estática, com o uso de cone elétrico, próximo dos fustes das estacas hélice contínua e ômega.

Foram realizados dois ensaios próximos a estaca ômega Om1 distantes 0,15m (CE 4) e 0,40m (CE 2) do fuste e um ensaio próximo a estaca hélice contínua HC2, com 0,25 m de distância do fuste. Outros ensaios foram feitos, afastados das estacas o suficiente para não serem influenciados pela sua execução, para obter limites máximo e mínimo de

resistência lateral e de ponta do ensaio de cone elétrico. Estes resultados estão apresentados nas Figuras 4.4 e 4.5.

Albuquerque (2001) verificou que, em geral, os valores de resistência lateral e de ponta situaram-se no intervalo dos limites máximo e mínimo. Pode-se notar que, nos primeiros 6m, os valores referentes ao ensaio feito na distância de 0,15m, excederam o limite máximo em alguns trechos ao longo do comprimento das estacas.

Verificou-se que as curvas de atrito lateral, referentes às estacas hélice contínua (distância de 0,25m) e à estaca ômega (distância de 0,40 m), apresentaram-se dentro dos intervalos limites, indicando que, nestas condições, não houve influência da execução das estacas.

Com base nas análises efetuadas, Albuquerque (2001) concluiu que nos 5m iniciais de profundidade, as resistências lateral (f_s) e de ponta (q_c), determinadas a uma distância de 0,15 m da estaca ômega Om1, superaram os máximos valores obtidos para o solo (primeira camada) no seu estado natural. Abaixo dos 5 m, as resistências situaram-se dentro do intervalo de variação para o solo (segunda camada) no seu estado natural.

Albuquerque (2001) também realizou ensaios de determinação do peso específico natural, umidade, índice de vazios e porosidade em amostras do solo extraídas a 5 cm e a 50 cm do fuste da estaca.

Este resultado é coerente com o melhor desempenho das estacas ômega, comparativamente às demais estacas ensaiadas, quer nas provas de carga a compressão realizadas por Albuquerque (2001), quer nas provas de carga horizontais deste trabalho.

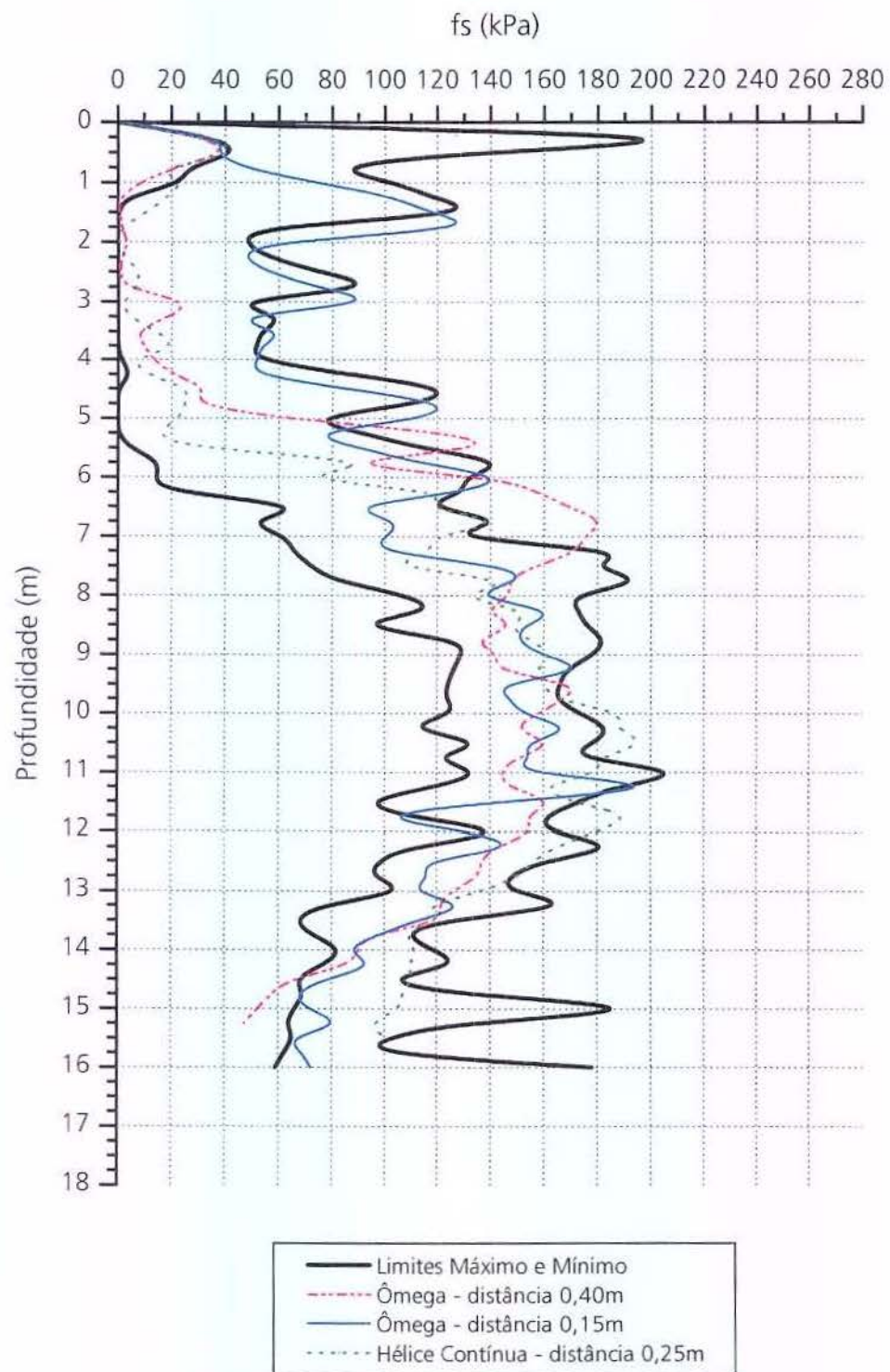


Figura 4.4 – Resultados de f_s do ensaio de cone próximos a estacas ômega e hélice (Albuquerque, 2001)

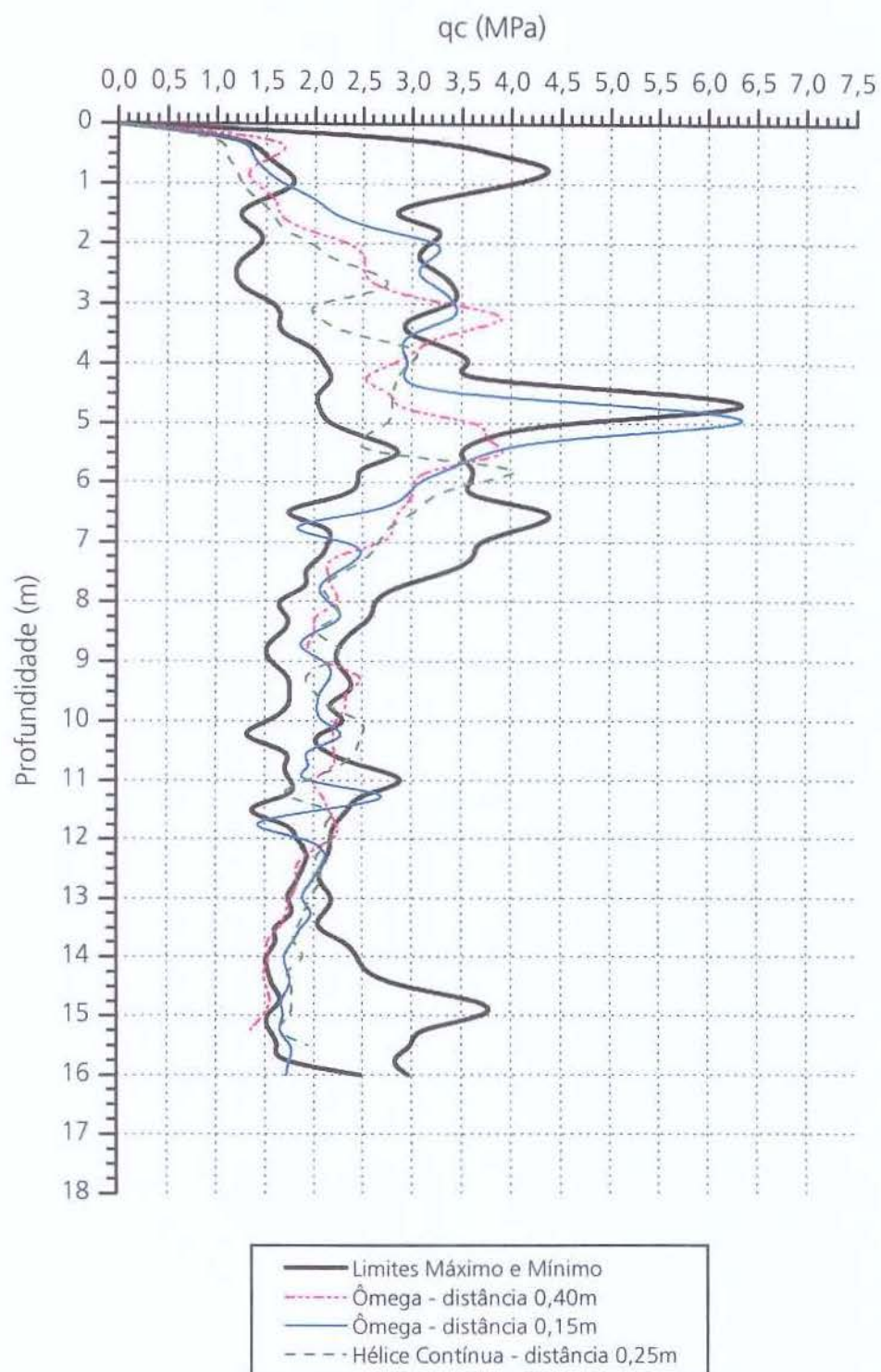


Figura 4.5 – Resultados de q_c de ensaios de cone próximos a estacas hélice e ômega (Albuquerque, 2001)

4.5 – ESTACAS RAIZ

A estaca raiz é uma estaca moldada “in loco” executada em solos ou rochas por perfuração rotativa (ou rotativa e percussiva), revestida integralmente por meio de um tubo metálico, preenchida com injeção de argamassa de areia e cimento e armada em todo o seu comprimento.

O processo de execução da estaca raiz permite a execução em solos de qualquer texturaa, com ou sem a presença de lençol freático. A perfuração pode ultrapassar camadas resistentes, rochas e interferências, em função da coroa utilizada na perfuração.

4.5.1 – EXECUÇÃO DA ESTACA RAIZ

A perfuração da estaca é feita por perfuratrizes por rotação ou roto-percussão com circulação de água sob pressão. Simultaneamente, é descido um revestimento com elementos rosqueáveis protegendo o furo. Na ponta, existe um elemento com uma coroa cortante adequada às condições do material a ser perfurado, podendo então, além de solo, perfurar rochas ou alguma interferência.

O diâmetro da coroa é maior do que o do revestimento, criando, assim, um interstício anelar entre o solo e o revestimento por onde são arrastados pela água injetada os resíduos do solo durante a perfuração.

Em geral, a perfuração é totalmente revestida, exceto em perfuração em rochas.

A profundidade da estaca é geralmente definida pelo engenheiro geotécnico, através da previsão de capacidade de carga (normalmente calculada através de resultados de ensaios de SPT) e confirmada na obra, em função da execução da estaca.

A armação é colocada com ajuda do próprio equipamento de perfuração, logo após concluir a perfuração e a verificação de que o furo esteja limpo. Dependendo do comprimento da estaca e de possível limitação de pé direito (já que esta estaca é com frequência utilizada dentro de construções existentes), a armação pode ser emendada por trechos. Esta pode ser constituída por um feixe ou por uma “gaiola”. Em função dos esforços a que esteja submetida a estaca (esforços de compressão ou de tração), a emenda pode ser feita por transpasse, ou com solda ou luvas rosqueadas ou prensadas.

Nas estacas executadas no Campo Experimental da Feagri, a armação foi constituída por seis barras de 16 mm com 12,0 m de comprimento. Os estribos são de 6,3 mm, com 28 cm de diâmetro, a cada 20 cm (aço CA-50).

A argamassa segundo o Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF (ABEF,1999), deve ser constituída por cimento CP II – Classe 32 e por areia média lavada. A argamassa deve ter uma resistência característica de 18 a 20 MPa e um consumo mínimo de 600 kg/m³. Ela é normalmente preparada num misturador.

A injeção da argamassa é feita de baixo para cima através de um tubo de injeção com a ponta no fundo do furo, expulsando assim a água. Quando o tubo estiver preenchido com a argamassa, tampona-se o topo do revestimento e aplica-se uma pressão de ar comprimido. Procede-se à retirada do tubo de revestimento por trechos e, simultaneamente, complementa-se a argamassa. Volta-se a aplicar pressão de ar comprimido durante a retirada do revestimento.

4.5.2 – COMPORTAMENTO DA ESTACA RAIZ

A estaca raiz é uma estaca moldada “in loco” que provoca alívio de tensões no solo durante a sua execução, acrescido do fato de utilizar água sob pressão durante a perfuração. No caso da existência de solo colapsível, pode-se prever uma queda de resistência no solo durante a execução desta estaca até que a umidade do solo volte às condições normais.

5 – PROVAS DE CARGA

Neste Capítulo são apresentadas as condições em que foram realizadas as provas de carga horizontal no Campo Experimental da Feagri - Unicamp. No item 5.1, o tipo de prova executada, no item 5.2, o esquema de montagem e materiais utilizados e no item 5.3, as condições e, quando for o caso, o preparo do solo para as provas de carga.

5.1 – PROVAS DE CARGA ESTÁTICA DO TIPO RÁPIDO

As provas de carga foram feitas com carregamento rápido, seguindo as prescrições da NBR 12.131/91. O ensaio do tipo rápido foi adotado porque é compatível com os carregamentos horizontais mais críticos encontrados nas situações de obras.

A prova de carga estática consiste, essencialmente, na aplicação controlada de sucessivos estágios de carga à fundação, acompanhada da leitura dos respectivos deslocamentos.

Para o caso de carregamento horizontal, não se aplica o conceito de carregar a estaca à ruptura.

Na prova de carga estática do tipo rápido o procedimento é o seguinte:

- i) Para cada estágio de carregamento a carga é mantida durante cinco minutos, independente da estabilização dos deslocamentos;
- ii) Os deslocamentos devem ser lidos no início e no fim de cada estágio;
- iii) Atingindo-se o deslocamento desejado, procede-se ao descarregamento, em quatro estágios de cinco minutos cada um;
- iv) Após o descarregamento total, efetua-se a leitura final após dez minutos.

5.2 – ESQUEMA DE MONTAGEM DAS PROVAS DE CARGA E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

A preparação das provas de carga começou pela escavação de valas entre os sete pares de estacas a serem ensaiadas, até 0,60m abaixo do fundo dos blocos sobre as estacas, para descobrir o início do fuste das mesmas.

A segunda etapa consistiu na preparação dos fustes das estacas para receber a barra de aço ou o pistão do macaco hidráulico. Esta preparação realizou-se concretando uma superfície regularizadora junto aos fustes das estacas para garantir a estabilidade do sistema, quando da aplicação do carregamento. Assim, se evita que o sistema tombe ou deslize nos fustes das estacas e garante-se que não sejam aplicadas torção nas estacas.

Antes da concretagem foi colocado um isopor na face interna de cada forma para criar baixos relevos. Nestes baixos relevos são encaixados, numa estaca, o pistão do macaco e, na outra estaca, uma chapa vazada que, por sua vez, recebe uma barra de aço utilizada para aplicar a carga na estaca.

O esquema das provas de cargas pode ser visto nas Figuras 5.1 e 5.2.

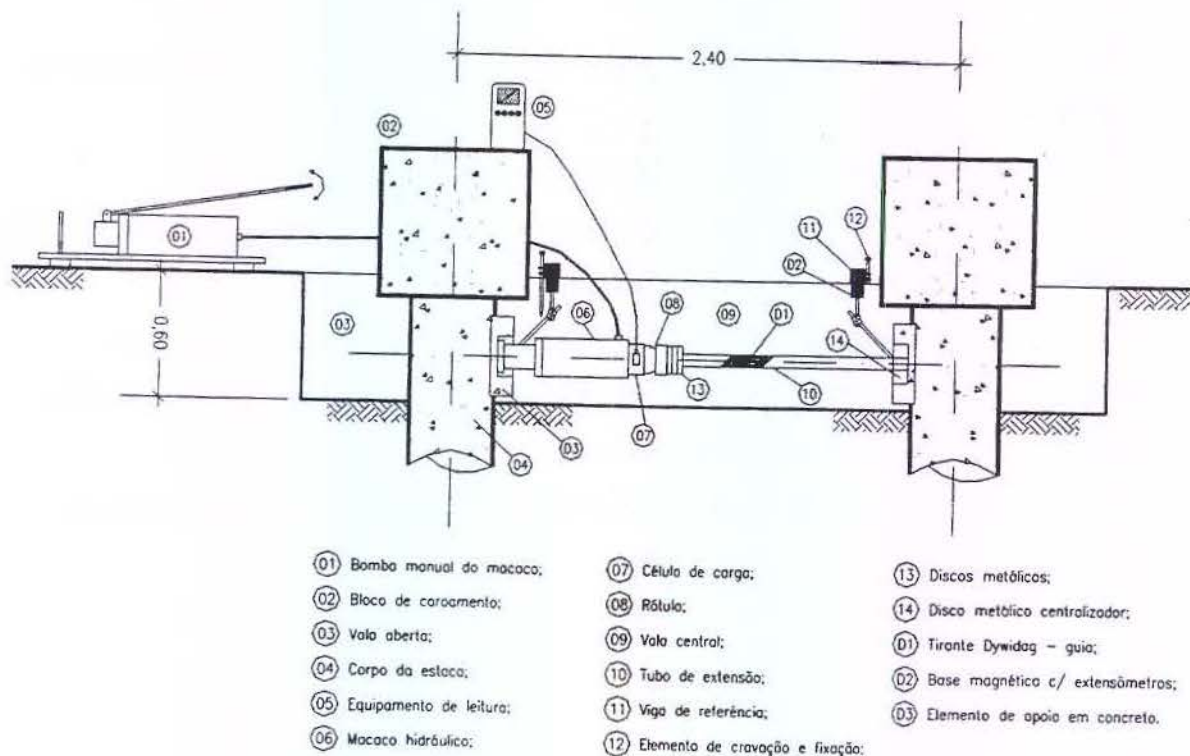


Figura 5.1 – Esquema de montagem das provas de carga (Zammataro, 2004)

O sistema utilizado nas provas de carga foi constituído de:

- célula de carga vazada (utilizada uma célula com capacidade de 200 kN na prova com solo natural e outra célula de 500 kN nas provas de carga com solo-cimento),
- macaco hidráulico manual vazado com capacidade de 500 kN,
- bomba manual,
- indicador digital de leitura,
- placas de plástico liso (para apoiar os relógios comparadores),
- extensômetros comparadores com precisão de centésimo de mm (instalados de forma equidistante dos centros das estacas),
- bases magnéticas (presas nas vigas de referência para instalar os relógios na posição de leitura),
- tirante (para servir de guia para as demais peças e para segurança do sistema),
- tubo de aço de extensão (para complementar o espaço e aplicar carga em uma das estacas)
- chapas de aço (para complementar o espaço entre as peças do sistema),
- rótula (para compensar inclinação do sistema a medida que a prova de carga for sendo executada e provocando o deslocamento das estacas),
- vigas de referências (por sua vez apoiadas em barras cravadas no solo a 2m de para cada lado do centro das estacas, distância suficiente para não ser afetado pelo deslocamento das estacas),
- barraca para cobrir o sistema (evitando que o sol incidisse nos equipamentos principais).

Com este esquema, com estaca serviu de reação para a outra, o sistema das provas de carga ficava bem estável e centralizado com os fustes das estacas, evitando a aplicação de carga excêntrica, como frisam Reese & Van Inpe (2001).

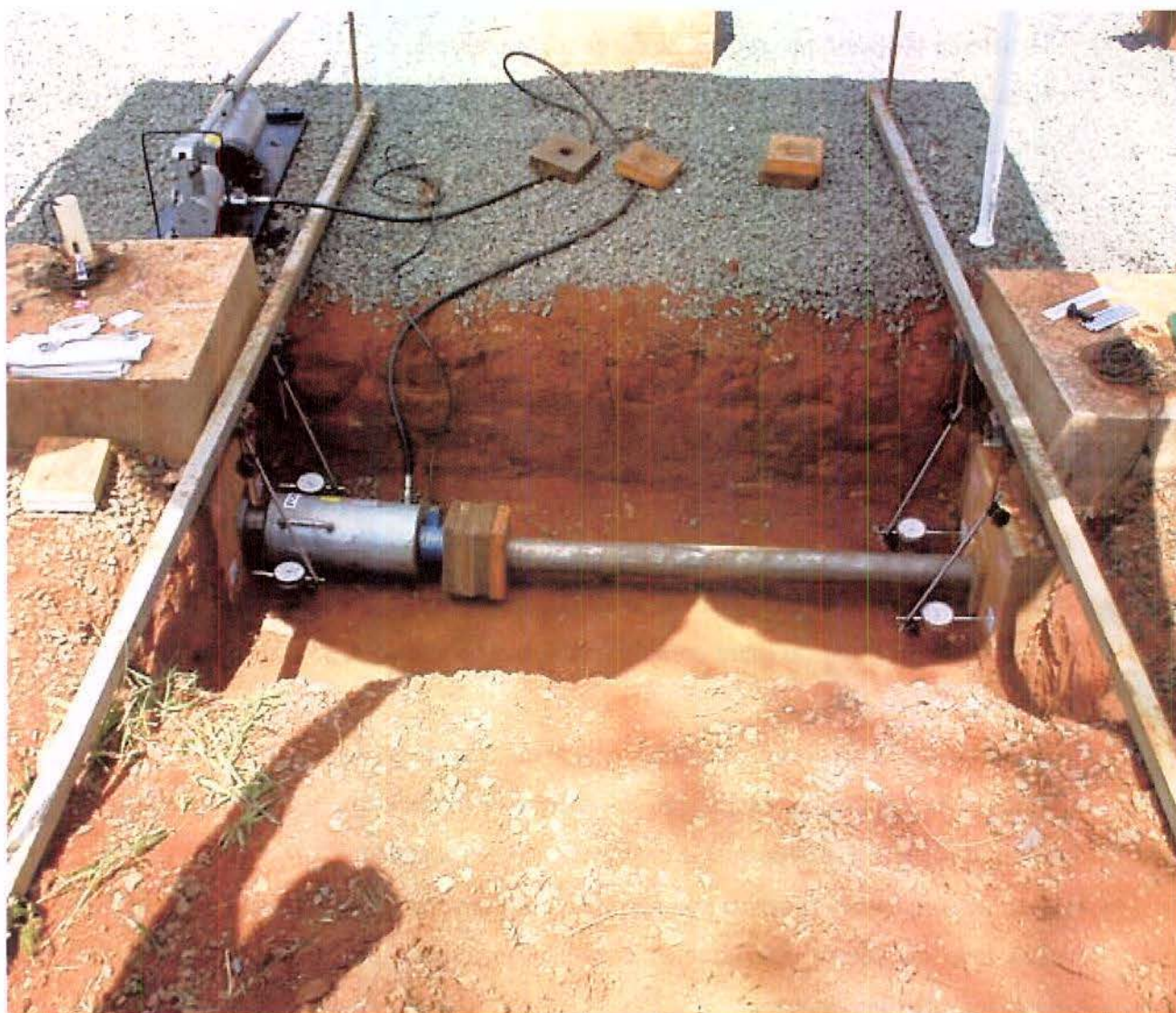


Figura 5.2 - Foto da montagem de uma prova de carga

Os deslocamentos das estacas foram medidos através de quatro extensômetros comparadores com precisão de 0,01mm. As leituras foram feitas no mesmo nível de aplicação das cargas.

Em algumas provas de carga, foi utilizado um quinto extensômetro para medir o deslocamento no extremo do solo-cimento mais afastado de uma estaca. Para isso, no “bloco” da troca do solo por solo-cimento, foi rigidamente instalada no solo-cimento, uma chapa metálica no eixo que passa pelas duas estacas, no ponto mais afastado de uma estaca. O extensômetro mediu o deslocamento desta chapa.

5.3 – CONDIÇÕES DAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga foram realizadas com quatro situações do solo. (Os números em parêntesis são utilizados nos gráficos que apresentam os resultados das provas de carga ao longo deste trabalho).

- (1) solo na umidade natural,
- (2) solo natural pré-inundado,
- (3) solo melhorado com solo-cimento compactado ao redor da estaca,
- (4) solo-melhorado pré-inundado..

A figura 5.3 apresenta a numeração utilizada para as provas de cargas.

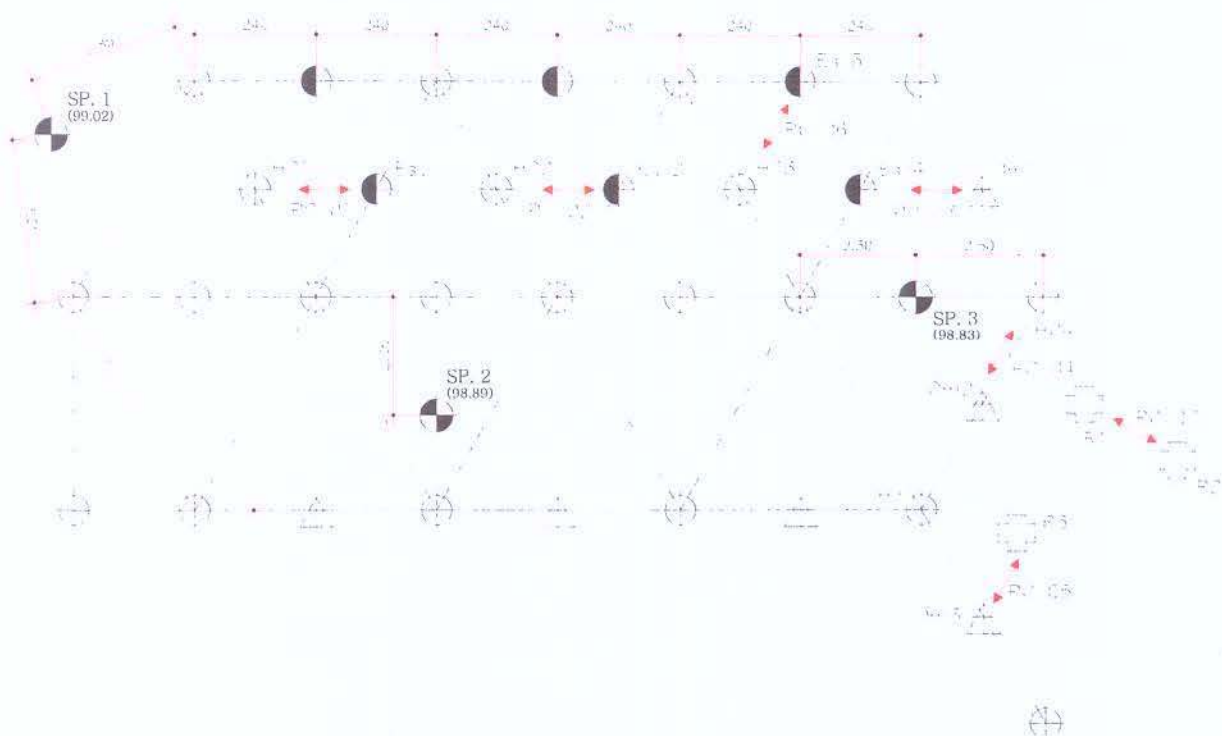


Figura 5.3 - Localização das estacas do Campo Experimental da Feagri- Unicamp e indicação das provas de cargas

As provas de cargas foram executadas nas condições de solo apresentadas na Tabela 5.1. A sequência de execução das provas de carga foi da condição (1) para a condição (4). Portanto, as provas com pré-inundação (condições (2) e (4)) foram realizadas após as provas na umidade natural (condições (1) e (3)) para caracterizar bem este efeito.

Em algumas situações, foram realizados carregamentos cíclicos, simulando o que ocorre nas obras com os esforços repetitivos. Na Tabela 5.1 estão indicadas com as iniciais (sc), as provas de carga nas quais foram medidos deslocamentos do “bloco” de solo-cimento.

Foi utilizada a seguinte nomenclatura:

- PC – prova de carga com o solo na umidade natural;
- PC pi – prova de carga com pré-inundação do solo natural;
- PC SC – prova de carga com solo melhorado com solo-cimento;
- PC SC pi – prova de carga com pré-inundação do solo-cimento e do solo ao redor do solo-cimento.
- PC II – situação particular de prova de carga, em que se contou com uma estaca externa para reforçar a reação contra a estaca que não deslocou o suficiente.

Tabela 5.1 – Condições em que foram executadas as provas de carga horizontais

Estacas	(1) Solo natural	(2) Solo pré-inundado	(3) Solo-cimento	(4) Solo-cimento pré-inundado
Esc 1 HC 1	PC 01 (2 ciclos)	–	PC SC 01	–
Esc 2 HC 2	PC 02	–	PC SC 02 (sc)	–
Esc 4 Om 1	PC 03 e PC 03 II	–	PC SC 03 (sc)	PC SC pi 03 (sc)
HC 4 Om 2	PC 04 e PC 04 II	–	PC SC 04 (sc)	PC SC pi 04 (sc)
Om 3 R 3	PC 05 (2 ciclos)	PC pi 05	PC SC 05	–
Esc 3 HC 3	PC 06 (2 ciclos)	PC pi 06	PC SC 06 (sc)	–
R 1 R 2	PC 07	–	PC SC 07 (sc)	PC SC pi 07 (sc)

obs: (sc) – com medida do deslocamento do bloco de solo- cimento.

Algumas situações particulares ocorreram em duas provas de carga, devido ao pequeno deslocamento obtido em uma das estacas. Então, foi necessário contar com o auxílio de uma estaca externa ao par de estacas ensaiado, para que duas estacas servissem de reação para a que deslocou insuficientemente (ou seja, menos de 12 mm, limite superior da faixa de deslocamento adotada para determinar o valor do coeficiente de reação horizontal).

Foram os casos das denominadas PC03 II e PC04 II. Nestas duas provas de carga as estacas ômeegas não deslocaram o mínimo desejado (12 mm). No caso da PC03 II, foi executada a prova utilizando como reação, além da estaca escavada Esc 4, a estaca hélice contínua HC 3, travando as duas estacas por barras de aço unindo os seus blocos de coroamento, conforme se pode verificar nas Figuras 5.4 e 5.5.

No caso da PC04II, em que, não havendo outra estaca que servisse para travar com as peças metálicas, amarrou-se com cabos de aço o bloco de coroamento da estaca hélice contínua HC 4 com outra estaca hélice contínua do Campo Experimental (que não foi utilizada neste trabalho).

Outra situação particular é o do solo-cimento compactado entre as estacas escavada Esc 1 e hélice contínua HC 2. O solo-cimento destas duas estacas ficou unido. Com isso, os resultados das provas de cargas com solo-cimento (PC SC 01 e PC SC 02) tem uma situação diferente para estas duas estacas e, portanto, as análises dos resultados obtidos serão considerados separadamente.



Figura 5.4 – Foto do travamento das estacas de reação na PC 03 II



Figura 5.5 – Detalhe da Figura 5.4

5.3.1 – CONDIÇÃO (1): SOLO NA UMIDADE NATURAL

As provas de carga com o solo na umidade natural foram realizadas em períodos distante de chuvas, quando a umidade do solo natural superficial fica em torno de 23 %. As características do solo foram apresentadas no capítulo 3.

5.3.2 – CONDIÇÃO (2): SOLO NATURAL PRÉ-INUNDADO

A pré-inundação foi feita com um sistema contendo um hidrômetro e uma bóia para controlar a altura de coluna d'água, conforme pode ser visto na Figura 5.6. O sistema ficou inundando por 48 horas nas escavações de ambos os lados das estacas. O volume de água colocado nas escavações foi de 48 m^3 , em média, por prova de carga.

Este período de 48 horas de inundação foi utilizado por outros autores em provas de carga horizontal como, por exemplo, Miguel (1996), Del Pino Jr. (2003), Menezes et al (2004), Albuquerque et al. (1996). Uma difícil questão é a verificação da eficiência do processo de inundação, ou seja, verificar se realmente se atingiu o teor de umidade crítico (conforme trabalho de Cintra, 1998). No caso do solo no carregamento horizontal, atingir esta umidade é mais fácil do que no caso de carregamento vertical, já que o solo que mais diretamente influencia é o da camada superficial. Foram feitas tentativas de retirar amostras do solo no fundo da escavação para medir o teor de umidade, mas as condições de alta umidade do solo não permitiram este procedimento.



Figura 5.6 - Sistema utilizado para a pré-inundação do solo.

5.3.3 – CONDIÇÃO (3): SOLO MELHORADO ATRAVÉS DE SOLO-CIMENTO COMPACTADO

A terceira fase das provas de carga foi feita após o preparo e cura do solo-cimento compactado ao redor das estacas.

Para esta condição, foi escavado 1,0 m em planta, centralizado com os fustes das estacas, e 1,0 m abaixo do que estava anteriormente escavado. Depois foi compactado manualmente o solo-cimento por camadas conforme pode se ver na Figura 5.8. As camadas de solo-cimento compactado foram de 0,20 m.

Após obter resultados satisfatórios em ensaios com corpos de prova moldados em laboratório, optou-se por utilizar o próprio solo escavado ao redor das estacas para preparar o solo-cimento compactado.

5.3.3.1 – Ensaio de laboratório de solo-cimento.

Para a determinação do teor de cimento foram moldados corpos de prova no cilindro de compactação, com a energia do proctor normal, com diferentes teores de cimento. Os resultados, após 7 dias do preparo, são apresentados na Tabela 5.2. A umidade ótima da mistura encontrada foi de 26%. Após as análises dos resultados dos ensaios de compressão simples realizados nestes corpos de prova, foi adotado o teor de 14% de cimento em volume.

Segundo prescrições da NBR12024/1992, a ruptura dos corpos de prova foi feita após quatro horas de imersão. No caso do solo natural, os corpos de prova não foram deixados sob imersão por causa do risco deles perderem a forma padronizada.

Tabela 5.2 - Resultados de ensaios de compressão simples nos corpos de prova de solo-cimento com diferentes teores de cimento (7 dias).

	No. dos CP	Carga de ruptura (kN)	Carga de ruptura média (kN)	Tensão de compressão na ruptura (kPa)	Comparação com teor de cimento anterior
Solo natural	1	8,4	0,98 sem imersão	125 sem imersão	–
	2	11,2			
	3	desprezado			
Solo-cimento com 8%	1	12,5	14,0	178	–
	2	15,0			
	3	14,5			
Solo-cimento com 10%	1	19,0	20,5	261	+ 47%
	2	desprezado			
	3	22,0			
Solo-cimento com 12%	1	27,0	21,0	267	+ 2%
	2	20,0			
	3	16,0			
Solo-cimento com 14%	1	38,0	35,2	448	+ 67%
	2	32,5			
	3	35,0			

Foi preparada uma série de corpos de prova na energia de proctor normal para determinar a variação da resistência à compressão dos corpos de prova com o tempo. Os resultados encontrados estão na Tabela 5.3. Verificou-se um crescimento da resistência à compressão ao longo do tempo, confirmando o que se era esperado.

Tabela 5.3 - Resultados de ensaios de compressão simples nos corpos de prova de solo-cimento com variação de tempo de preparo.

Dias após preparo dos corpos de prova	No. dos CP	Carga de ruptura (kN)	Carga de ruptura média (kN)	Tensão na ruptura (kPa)	Comparação com corpos de prova de 14 dias
14 dias	1	31,1	37,1	472	–
	2	32,1			
	3	48,1			
28 dias	1	55,4	55,4	705	+ 49%
	2	52,1			
	3	58,7			
56 dias	1	73,9	73,5	936	+ 98%
	2	66,2			
	3	80,4			

5.3.3.2 – Preparo do solo-cimento no campo

No preparo do solo-cimento no campo, o solo foi devidamente peneirado e espalhado sobre lonas plásticas para homogeneizar a umidade. Depois de medir a umidade, foi preparado o solo-cimento com controle de volume de cimento e de água para obter a porcentagem em volume de cimento de 14% na umidade ótima prevista em laboratório.

As Figuras 5.7 e 5.8 ilustram a área em planta da troca do solo por solo-cimento compactado, com 1,0 m de profundidade.



Figura 5.7 - Área da troca de solo por solo-cimento.



Figura 5.8 - Preparação do solo-cimento compactado no campo.

5.3.4 – CONDIÇÃO (4): SOLO-CIMENTO PRÉ-INUNDADO

Em alguns casos, também foram feitas provas de carga com o solo-cimento pré-inundado, para verificar o efeito da inundação, depois do reforço com o solo-cimento: esta é a quarta condição das provas de carga e foi realizada nas provas de carga PC SC pi 03, PC SC pi 04 e PC SC pi 07.

A inundação foi realizado de tal forma a garantir que tanto o solo-cimento quanto o solo subjacente fossem atingidos.

Os preparativos para esta condição são basicamente os mesmos da condição de solo natural pré-inundado. A diferença, como pode ser visto na Figura 5.9, foi uma perfuração vertical, feita junto ao solo-cimento, unida a um furo em posição próxima da horizontal e abaixo do nível d'água, para garantir a inundação também no solo subjacente ao solo-cimento.



Figura 5.9 - Preparo da pré-inundação do solo-cimento

6 - CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDAS

Apresentam-se, no item 6.1, os resultados através das curvas carga *versus* deslocamento horizontal agrupadas por provas de carga e, no item 6.2, os resultados por cada estaca nas diferentes condições em que foi ensaiada. A nomenclatura para os números das provas de carga é a apresentada na Tabela 5.1

6.1 – CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVAS DE CARGA

Nos gráficos seguintes são apresentadas as curvas carga horizontal *versus* deslocamento horizontal nos pares de estacas de cada prova de carga.

6.1.1 – CURVAS DAS PROVAS DE CARGA COM SOLO NATURAL E SOLO NATURAL PRÉ-INUNDADO

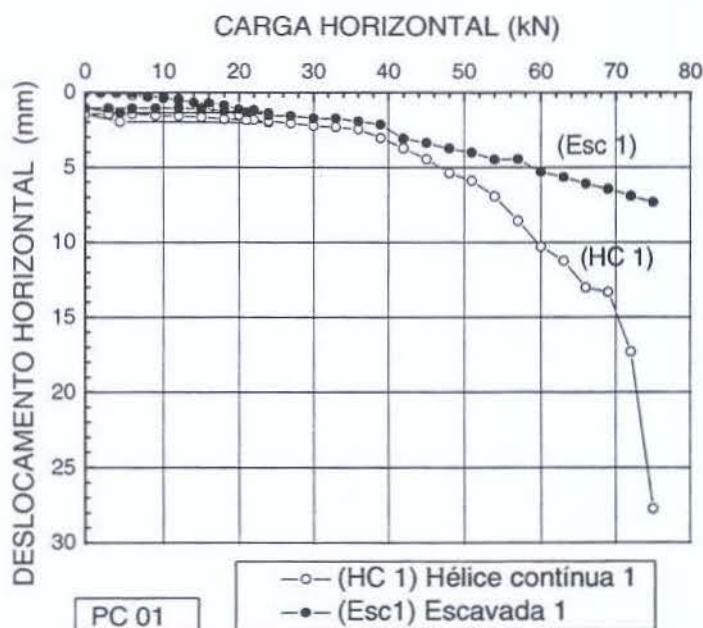


Figura 6.1. Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 01.

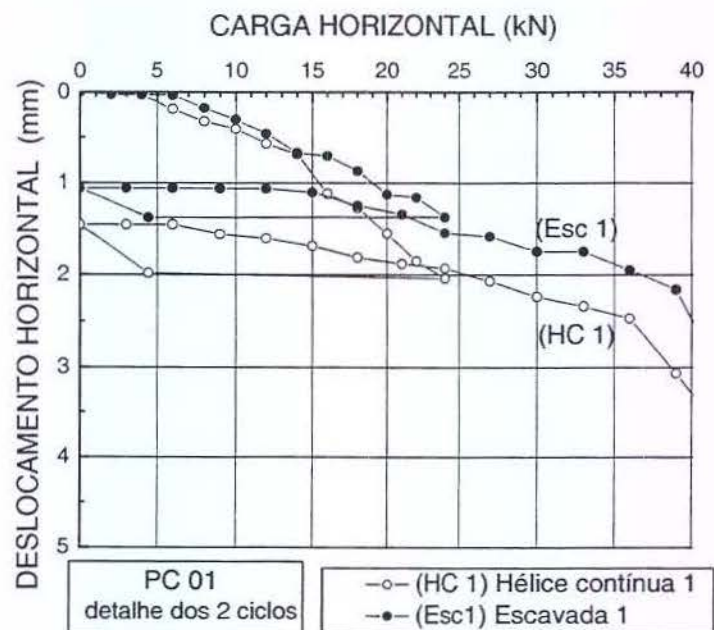


Figura 6.2. Detalhe do 1o. ciclo de carregamento da prova de carga PC 01.

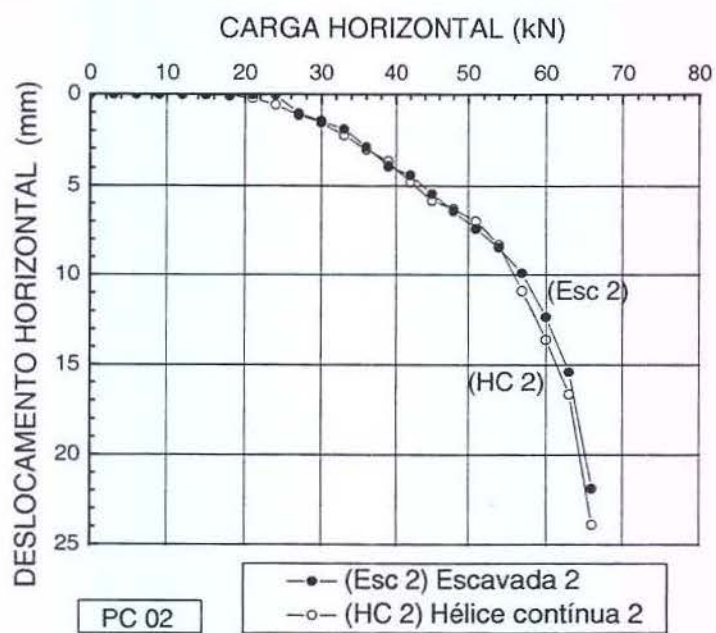


Figura 6.3 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 02.

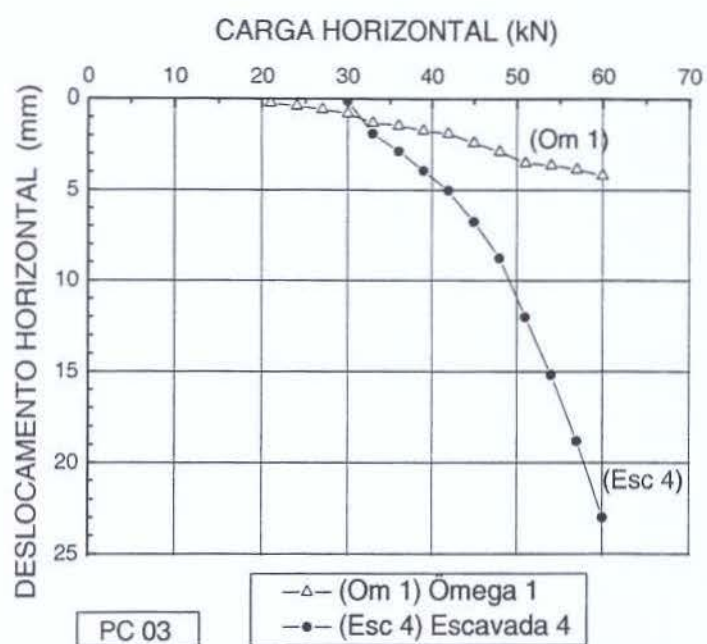


Figura 6.4 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 03.

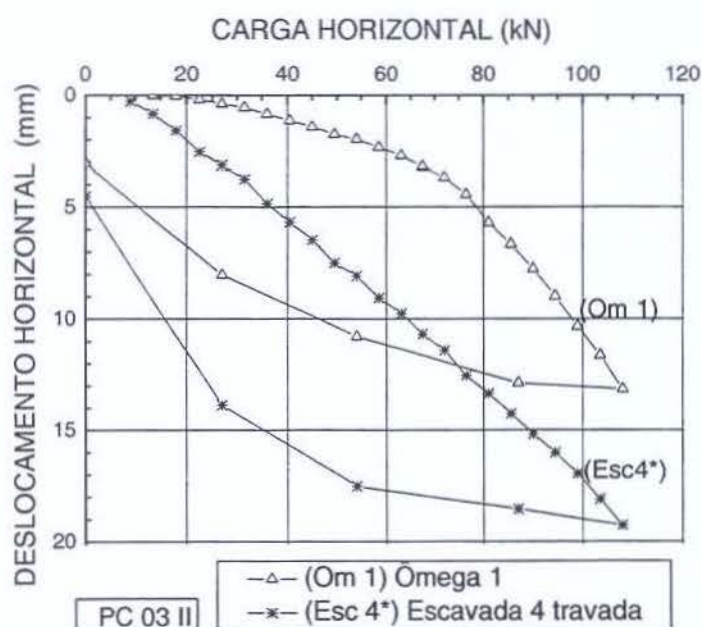


Figura 6.5 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 03 II.

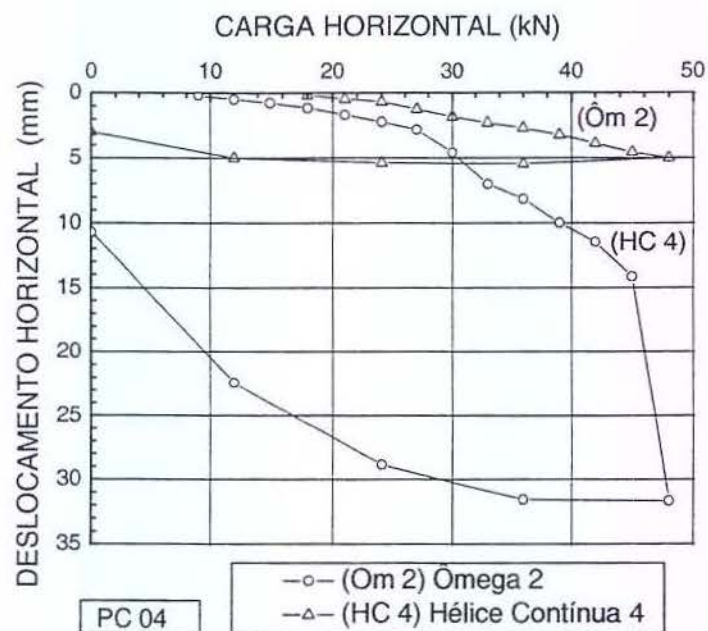


Figura 6.6 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 04.

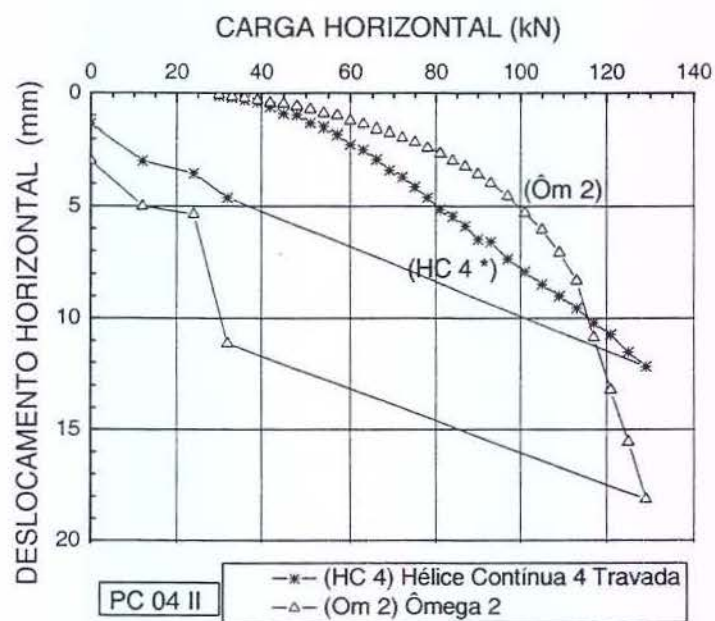


Figura 6.7 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 04 II.

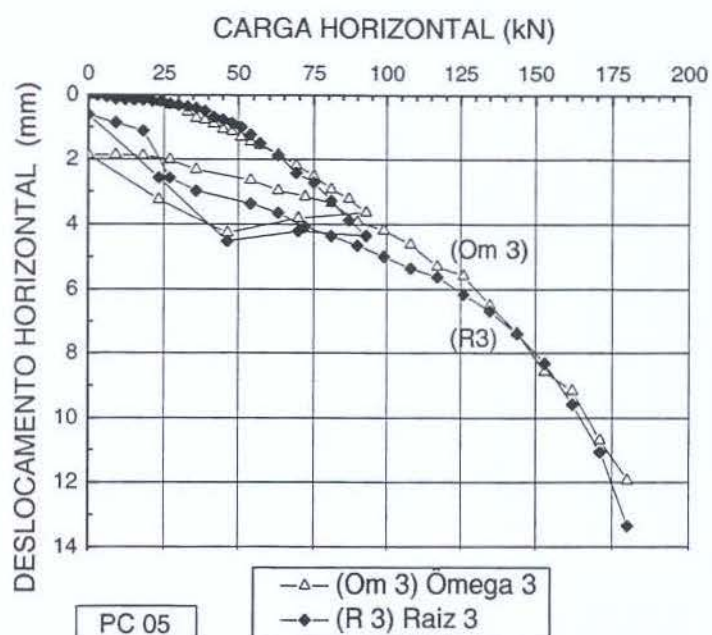


Figura 6.8 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 05.

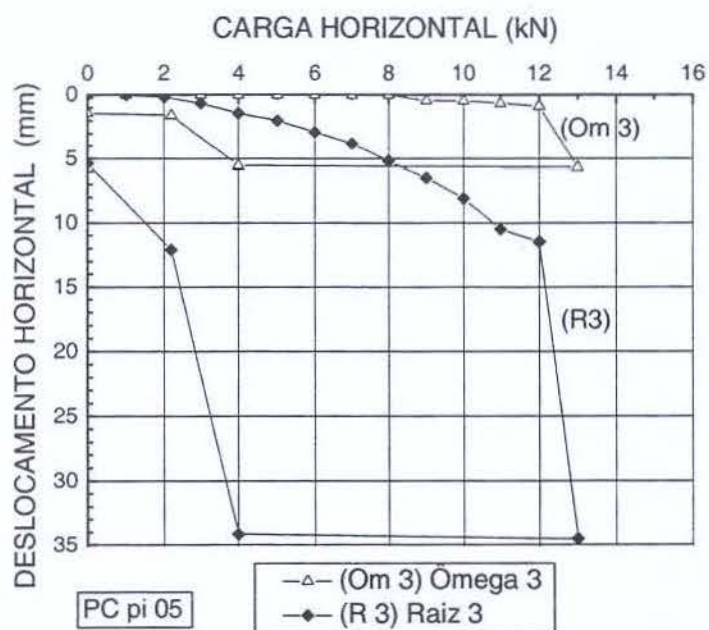


Figura 6.9 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC pi 05.

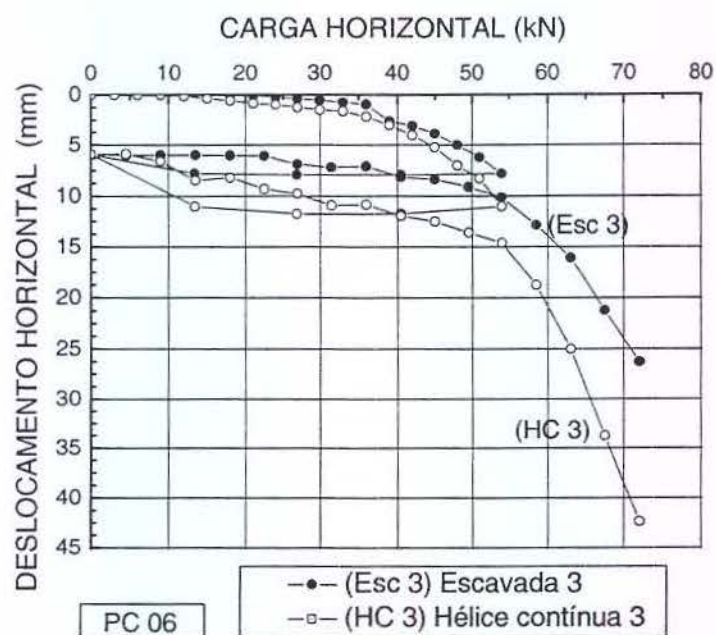


Figura 6.10 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 06.

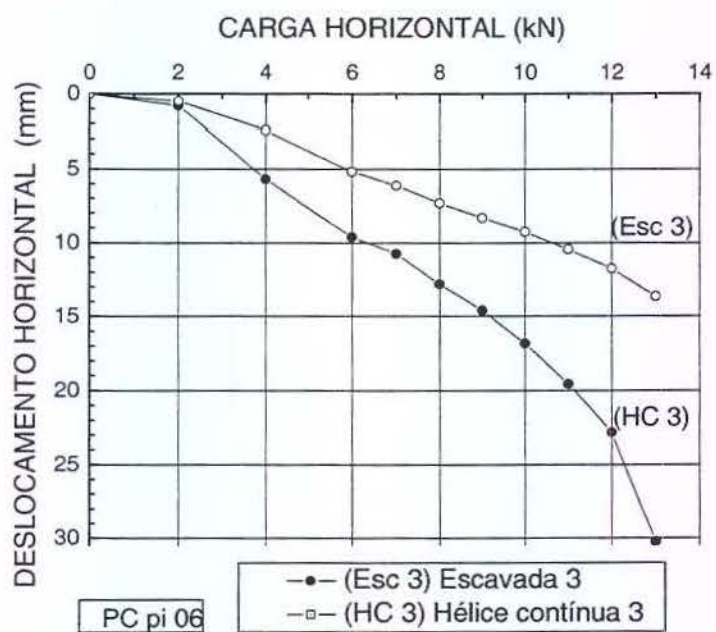


Figura 6.11 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC pi 06.

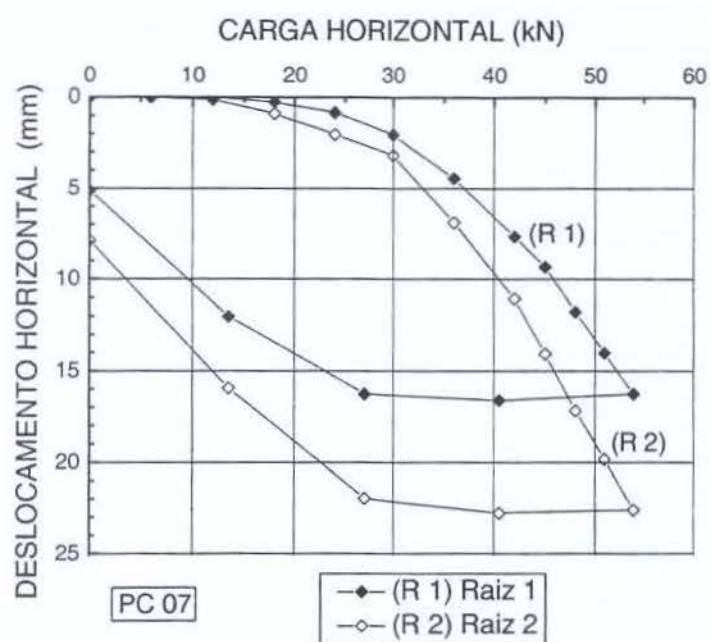


Figura 6.12 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC 07.

6.1.2 – CURVAS DAS PROVAS DE CARGA COM SOLO-CIMENTO E SOLO-CIMENTO PRÉ-INUNDADO

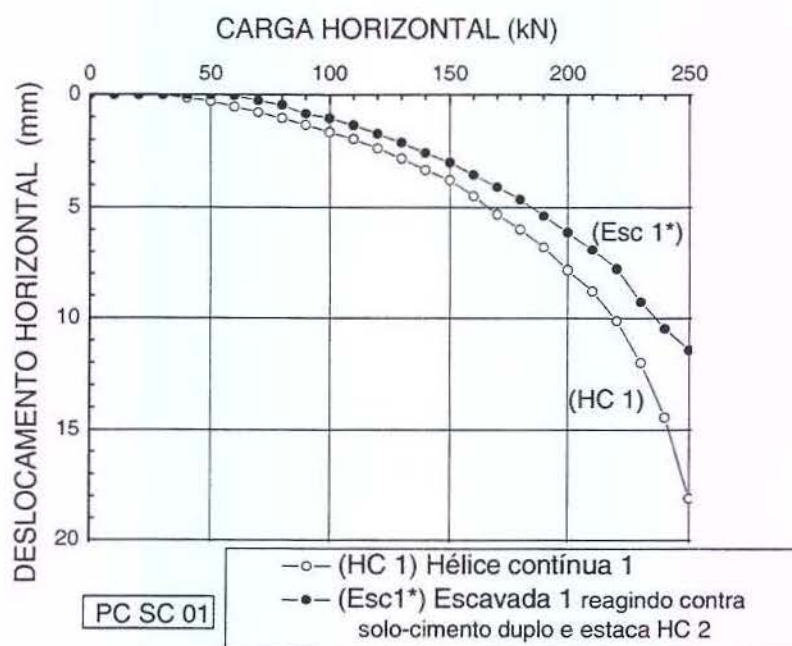


Figura 6.13 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 01.

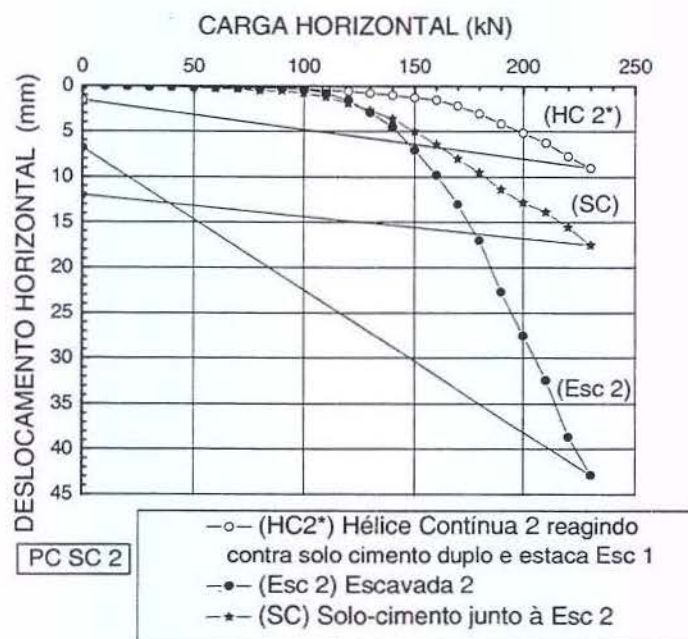


Figura 6.14 - Curvas carga versus deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 02

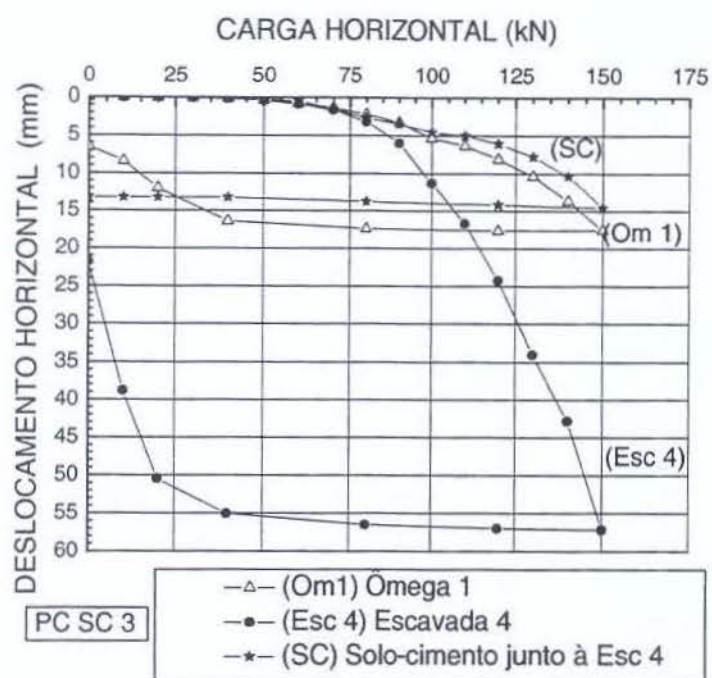


Figura 6.15 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 03.

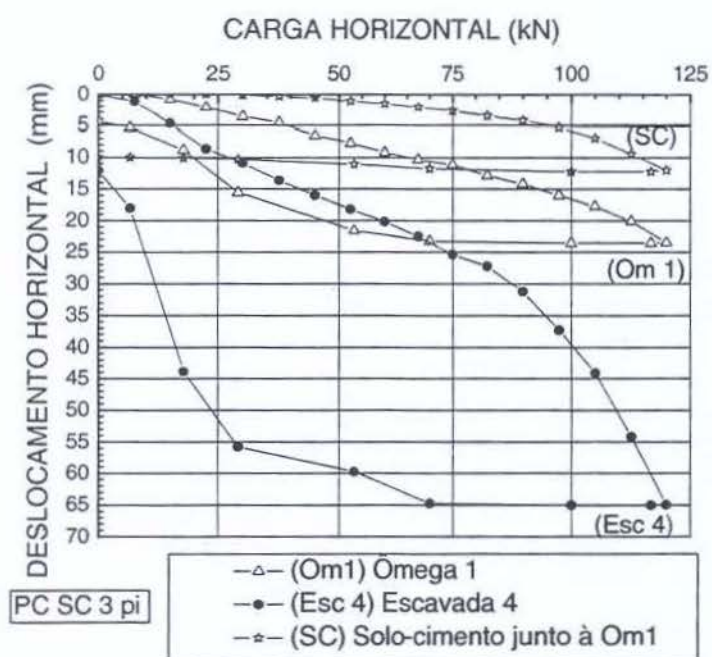


Figura 6.16 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC pi 03.

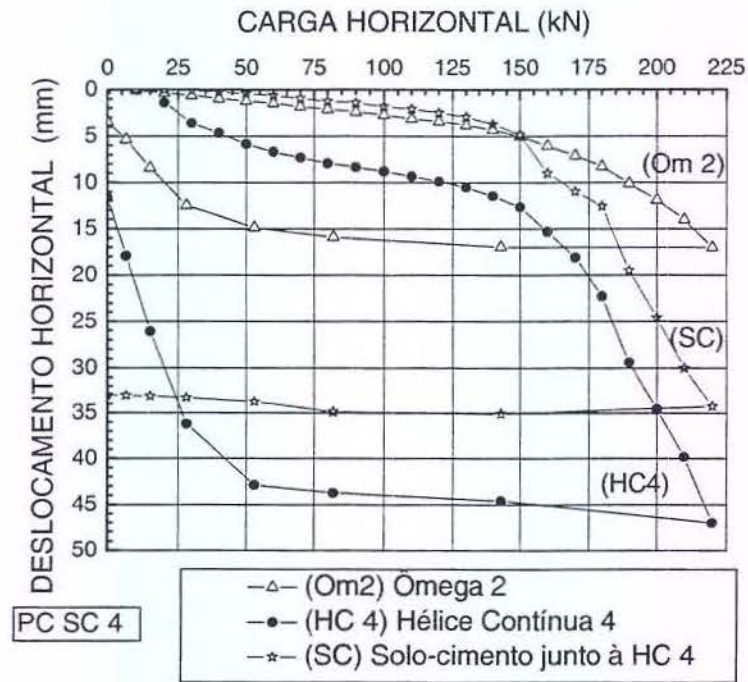


Figura 6.17 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 04.

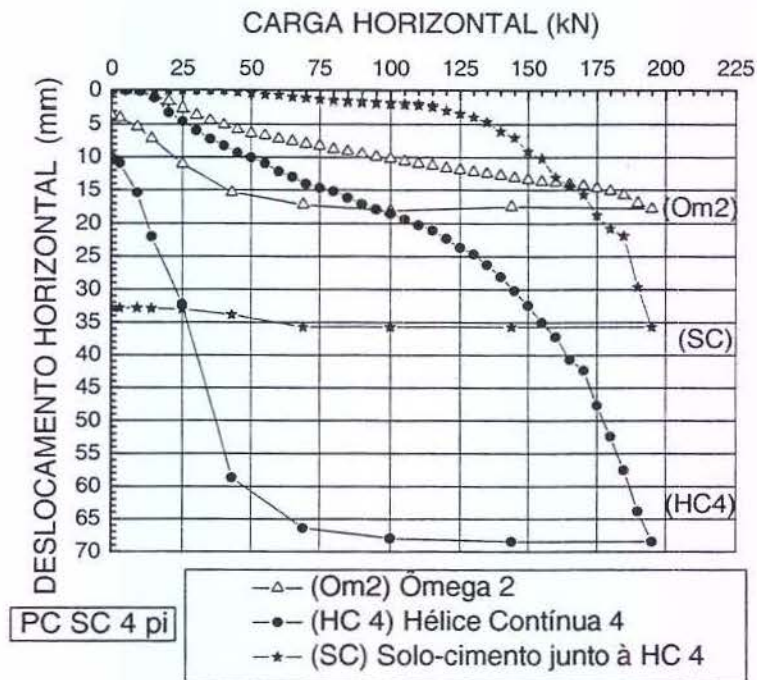


Figura 6.18 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC pi 04.

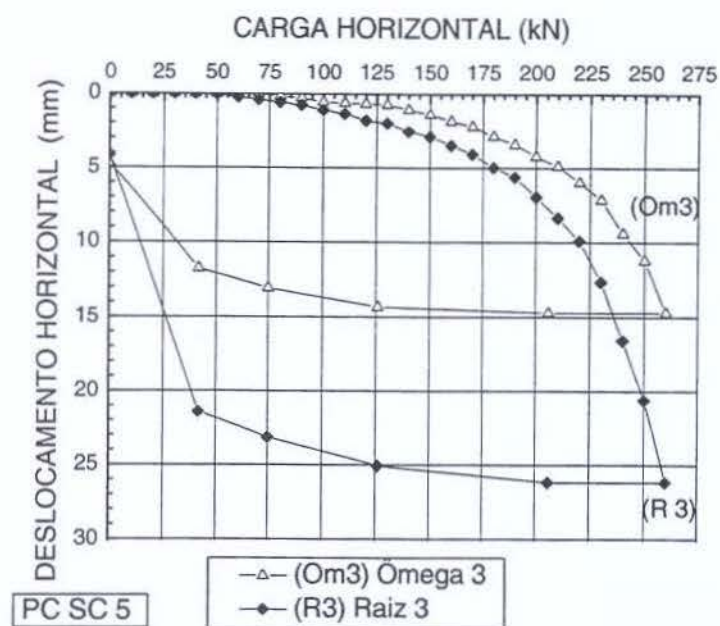


Figura 6.19 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 05.

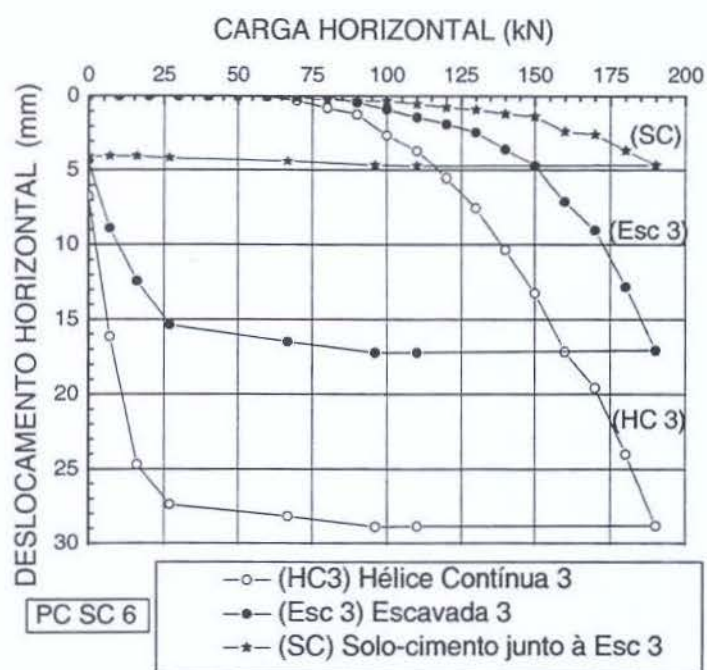


Figura 6.20 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 06.

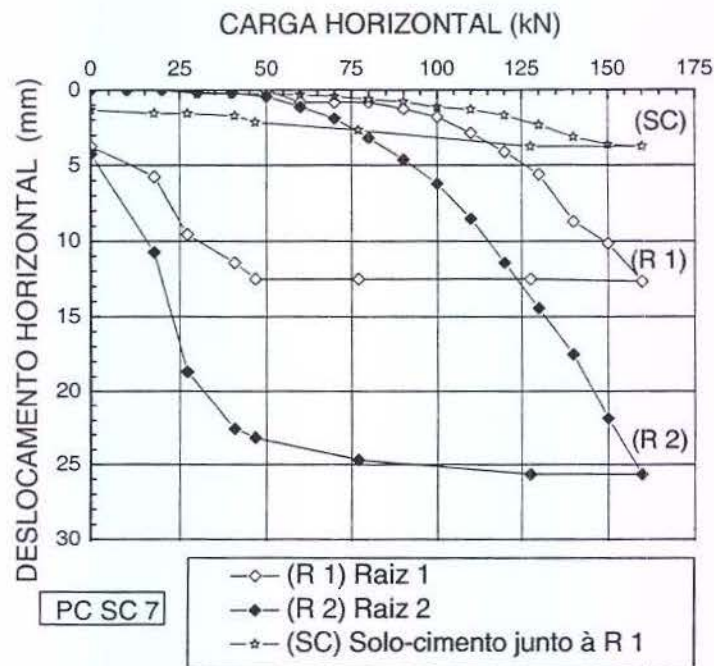


Figura 6.21 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC 07.

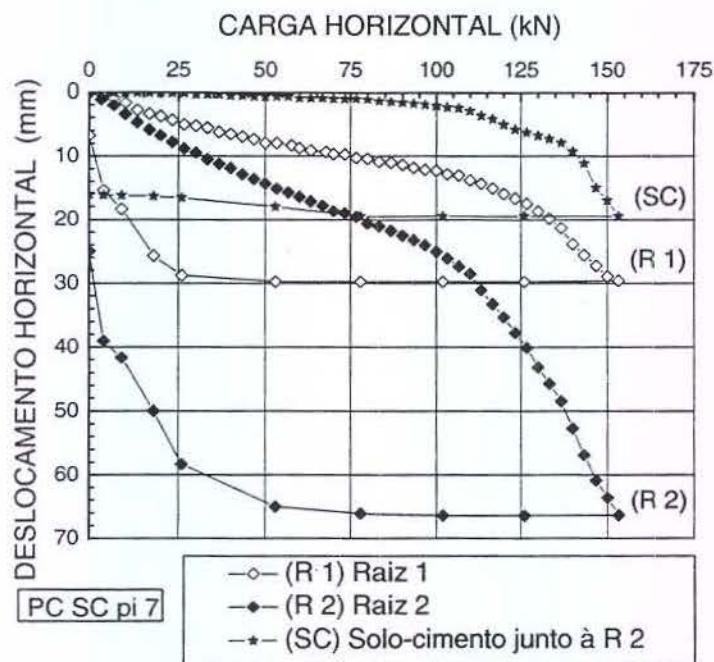


Figura 6.22 - Curvas carga *versus* deslocamento horizontal da prova de carga PC SC pi 07.

6.2 – CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR CADA ESTACA

Apresentam-se as curvas carga *versus* deslocamento horizontal para cada estaca ensaiada nas condições de ensaio a que foram submetidas.

Em algumas provas de carga no final do descarregamento, o macaco hidráulico não retornou completamente, falseando o final da curva de descarregamento. Nestes casos, as curvas de descarregamento não serão apresentadas ou, nos casos em que na sequência se fez a prova com pré-inundação, foi estimado o valor do deslocamento residual em função de resultados de outras provas nas quais obteve-se a curva de descarregamento corretamente. Este trecho de curva está representado em linha pontilhada.

6.2.1 – CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

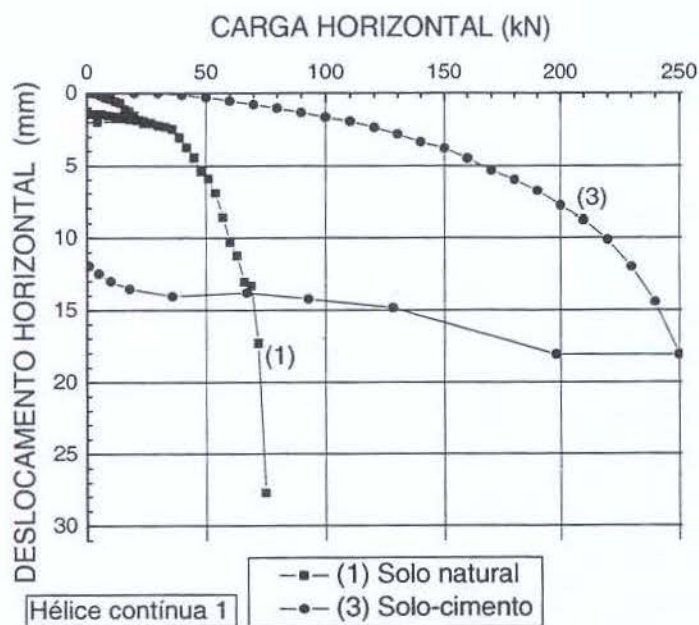


Figura 6.23 - Curva carga versus deslocamento horizontal – hélice contínua 1.

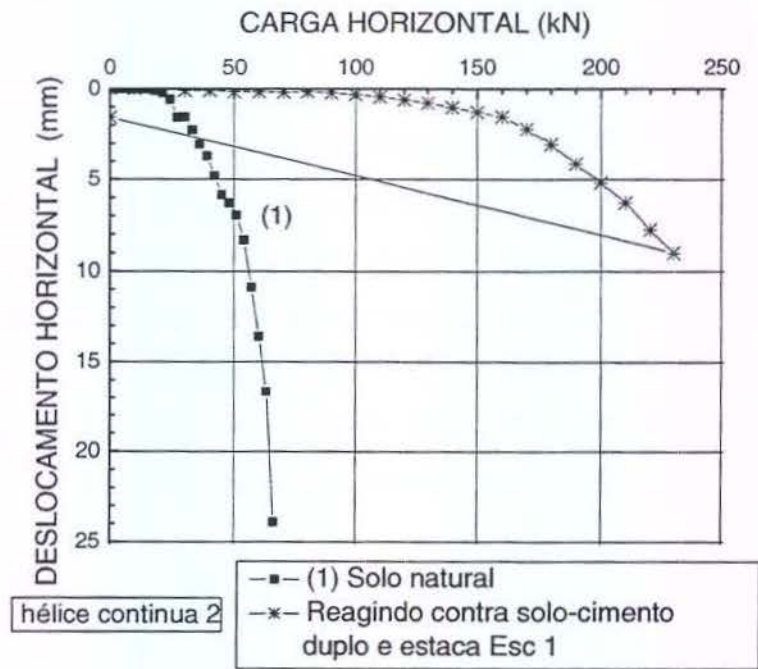


Figura 6.24 - Curva carga versus deslocamento horizontal – hélice contínua 2.

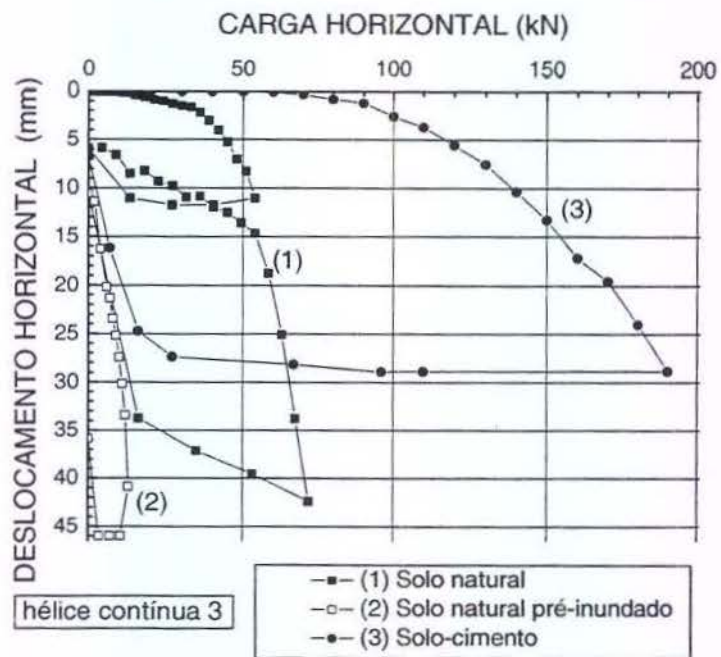


Figura 6.25 - Curva carga versus deslocamento horizontal – hélice contínua 3.

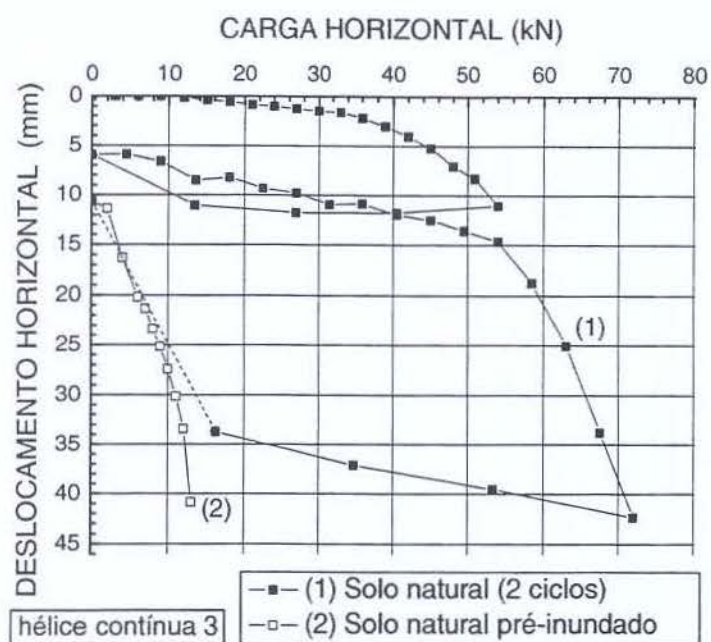


Figura 6.26 - Detalhe da figura 6.25 - hélice contínua 3 - condições 1 e 2.

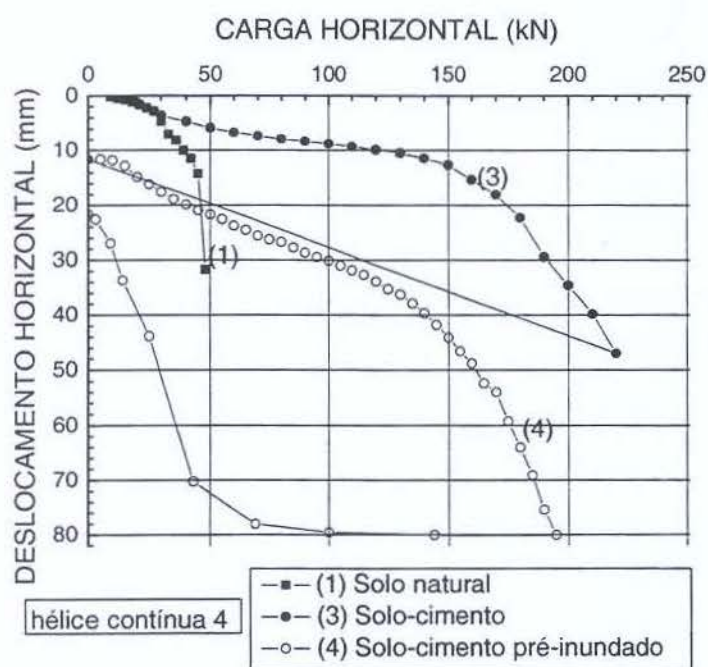


Figura 6.27 - Curva carga versus deslocamento horizontal – hélice contínua 4

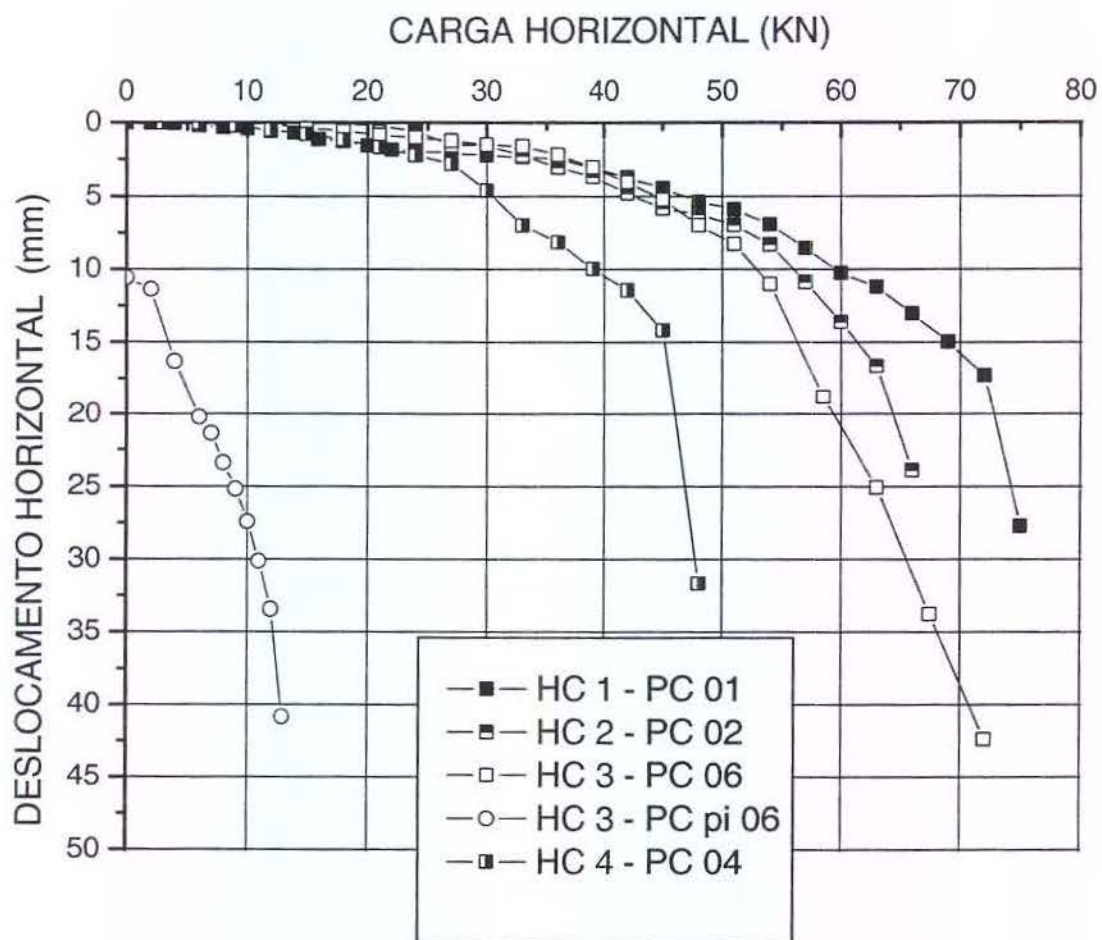


Figura 6.28 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – as quatro estacas hélice contínua com solo natural e solo natural pré-inundado.

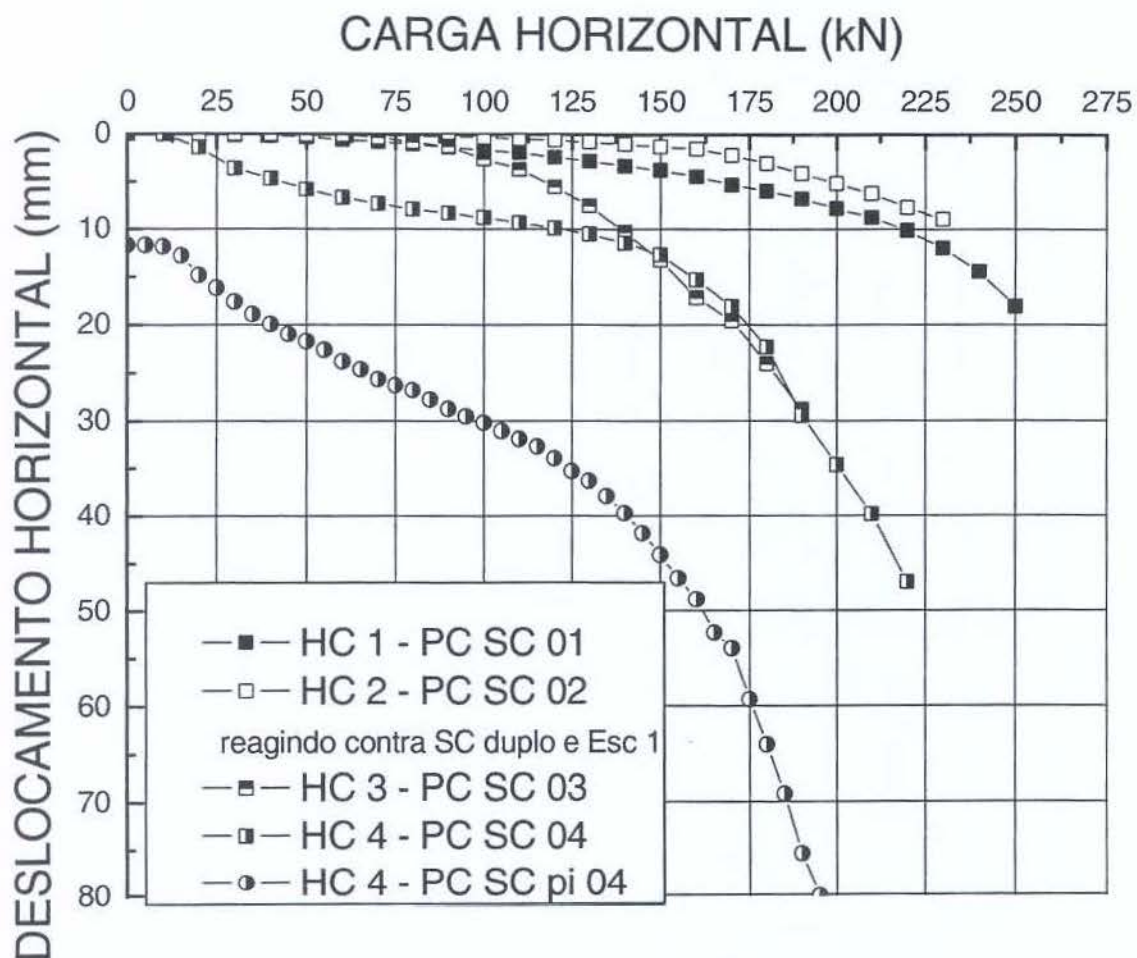


Figura 6.29 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – as 4 estacas hélice contínua com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado

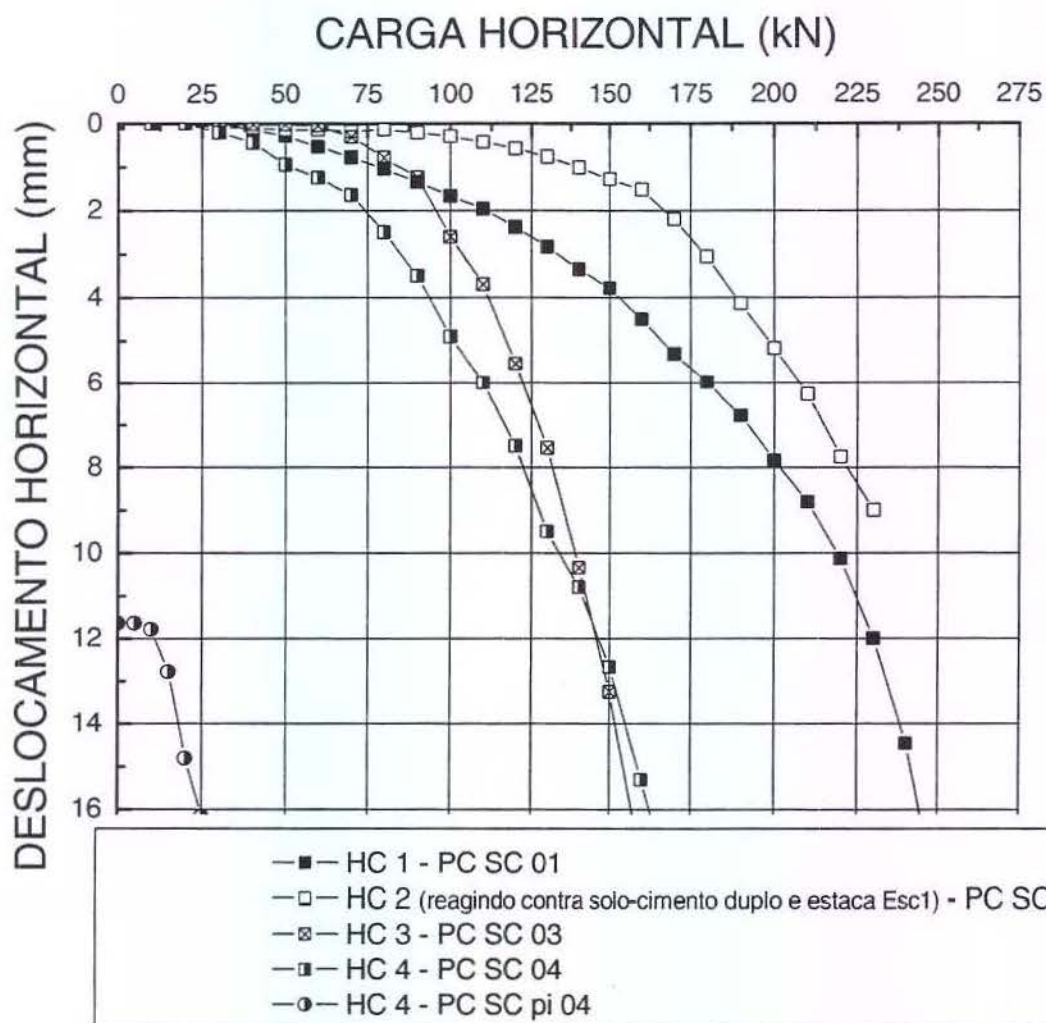


Figura 6.30 – Detalhe da curva carga *versus* deslocamento horizontal – as 4 estacas hélice contínua com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado

6.2.2 – CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS ESCAVADA

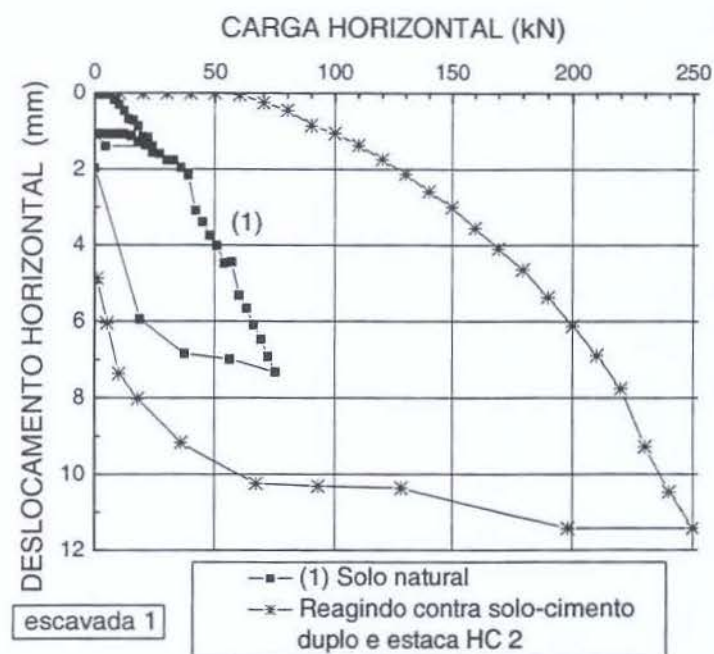


Figura 6.31 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – escavada 1

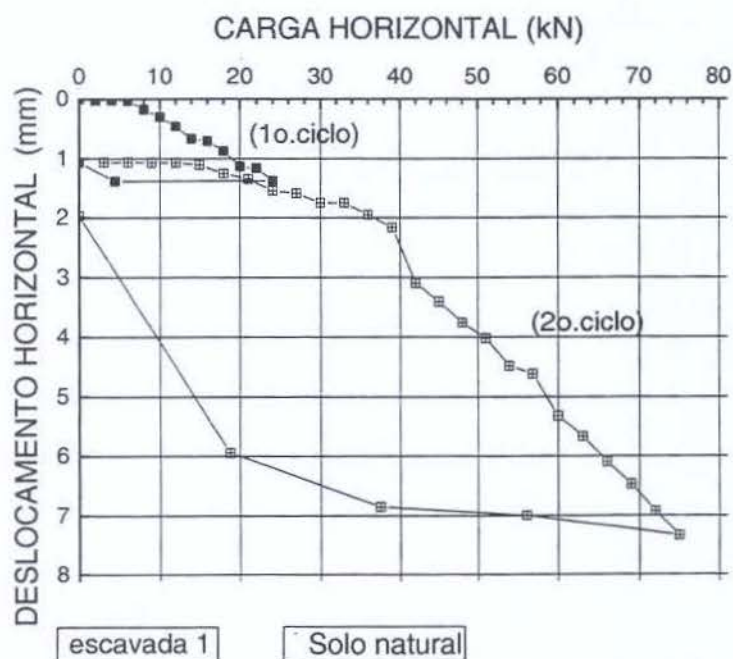


Figura 6.32 – Detalhe da figura 6.31 - solo natural - escavada 1

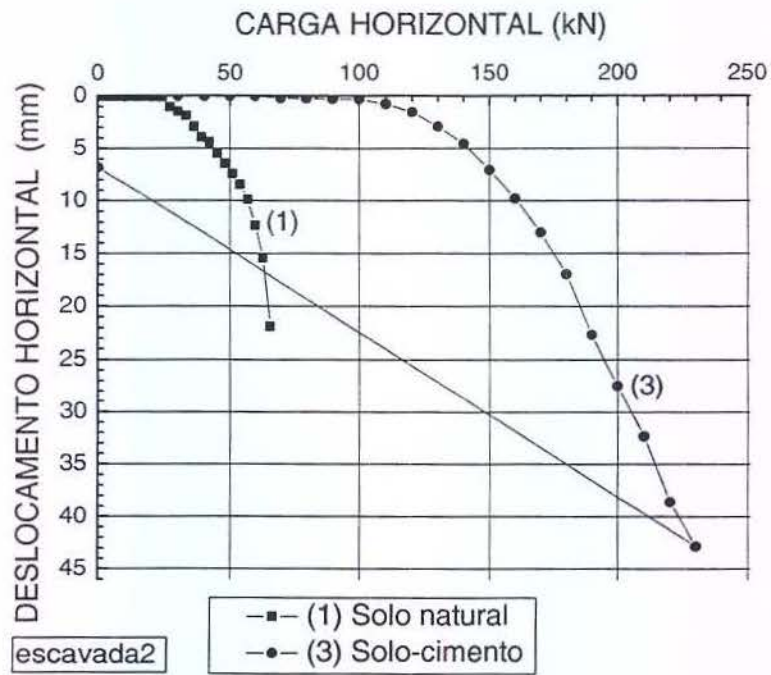


Figura 6.33 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – escavada 2

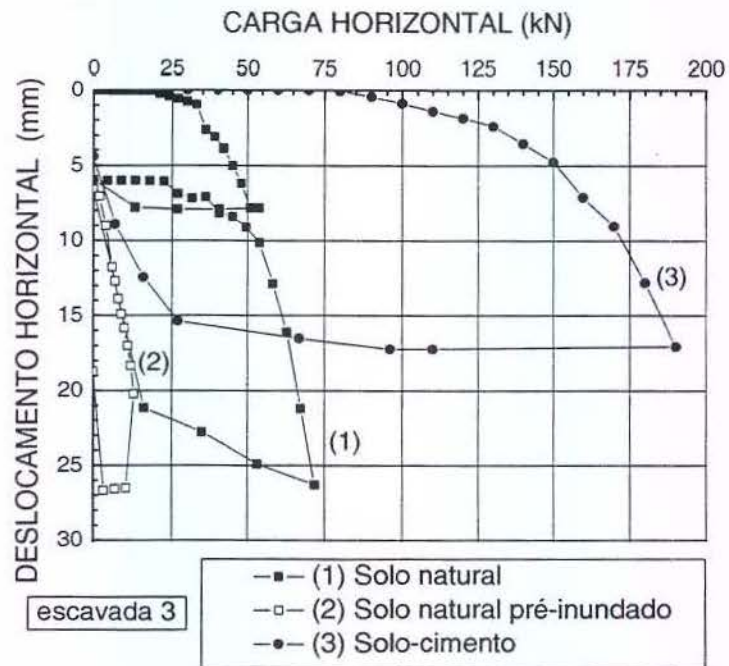


Figura 6.34 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – escavada 3

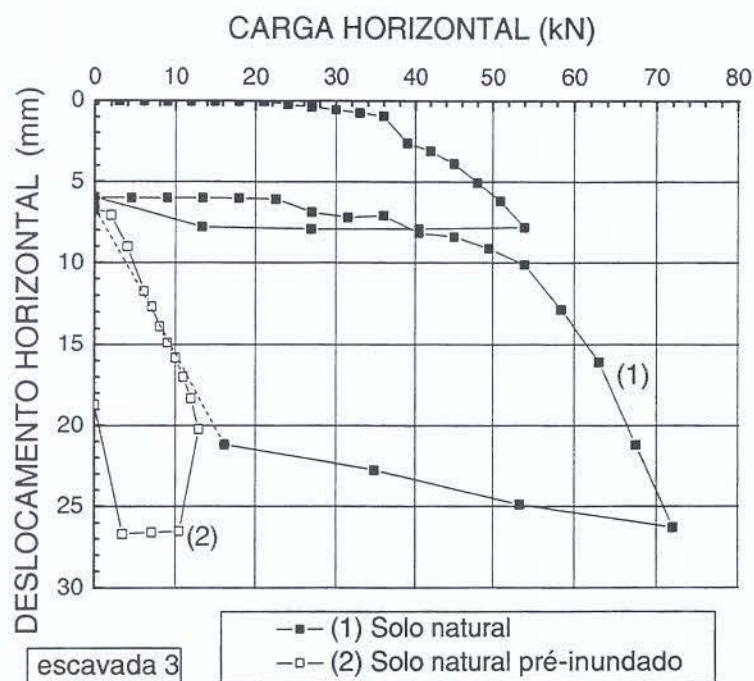


Figura 6.35 - Detalhe da figura 6.34: só condições 1 e 2 - escavada 3

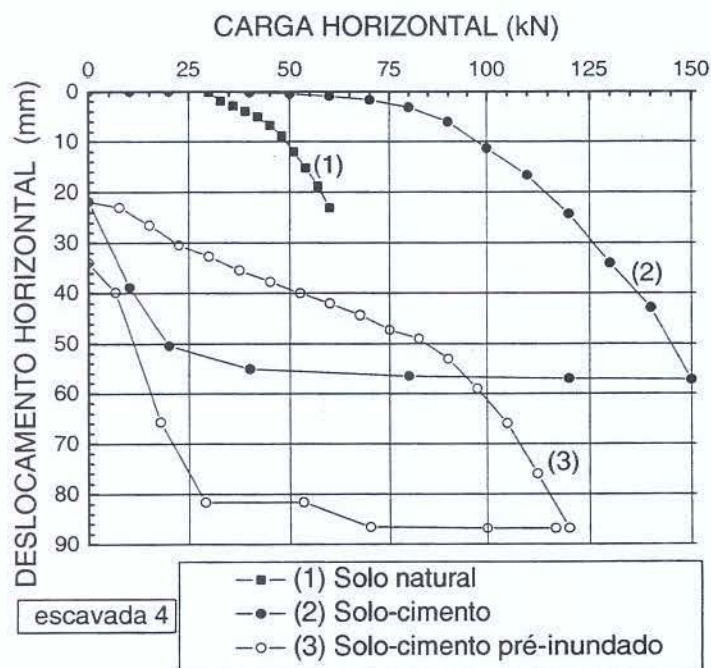


Figura 6.36 - Curva carga versus deslocamento horizontal – escavada 4.

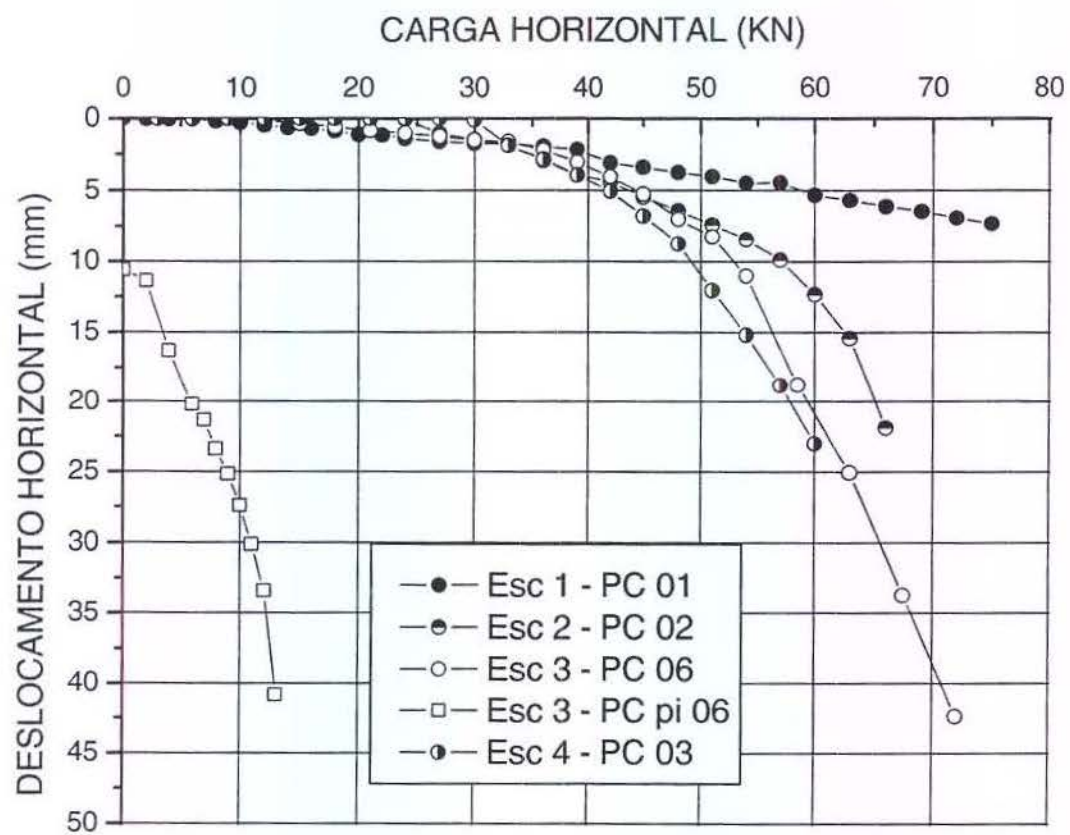


Figura 6.37 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – as 4 estacas escavadas com solo natural e solo natural pré-inundado

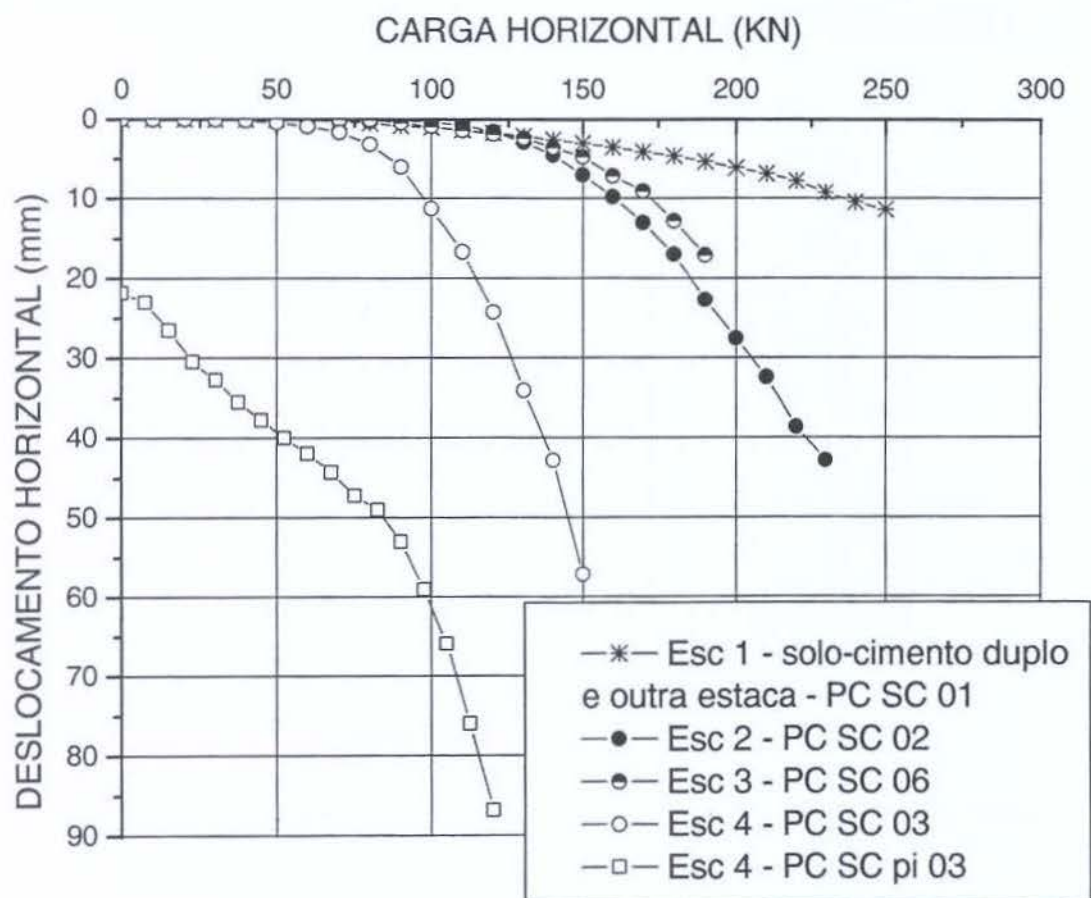


Figura 6.38 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – as 4 estacas escavadas com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado

6.2.3 – CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS ÔMEGA

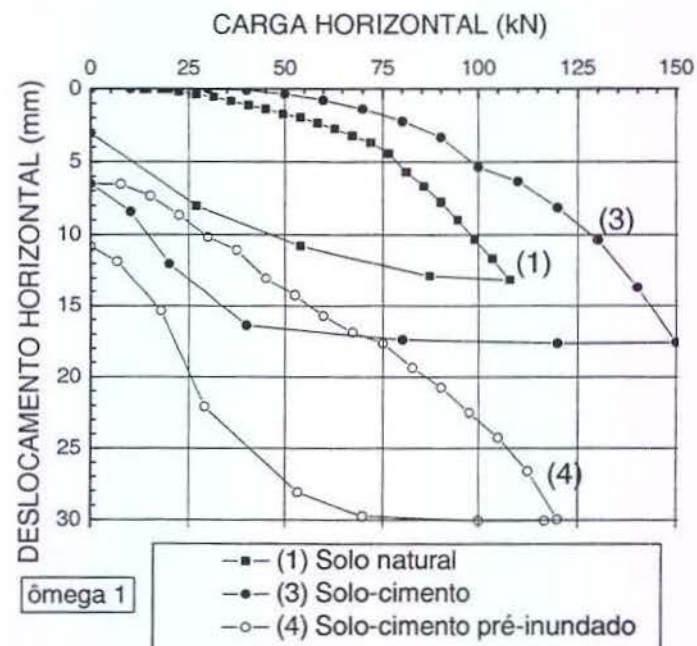


Figura 6.39 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – ômega 1

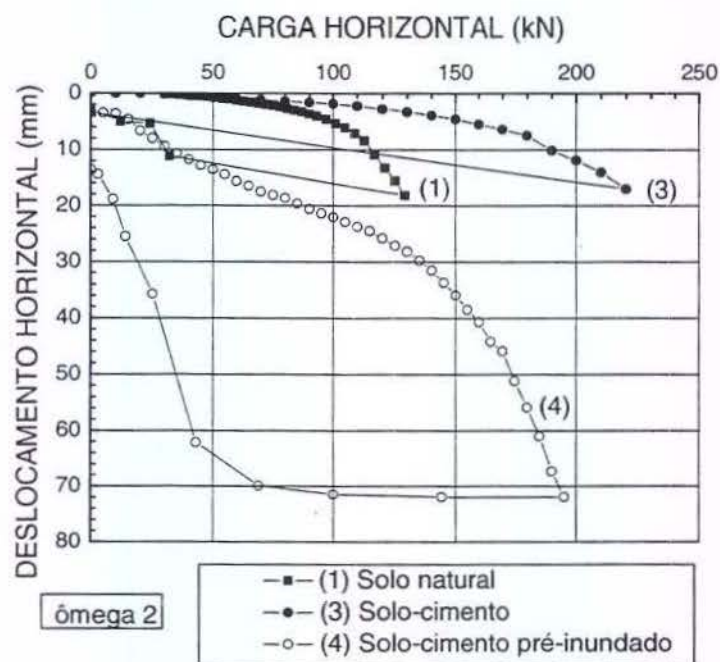


Figura 6.40 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – ômega 2

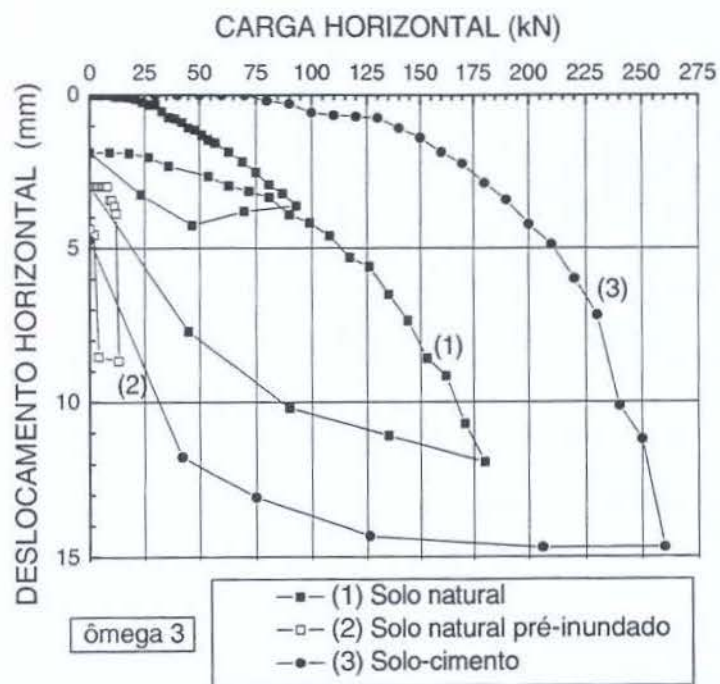


Figura 6.41 - Curva carga versus deslocamento horizontal – ω 3

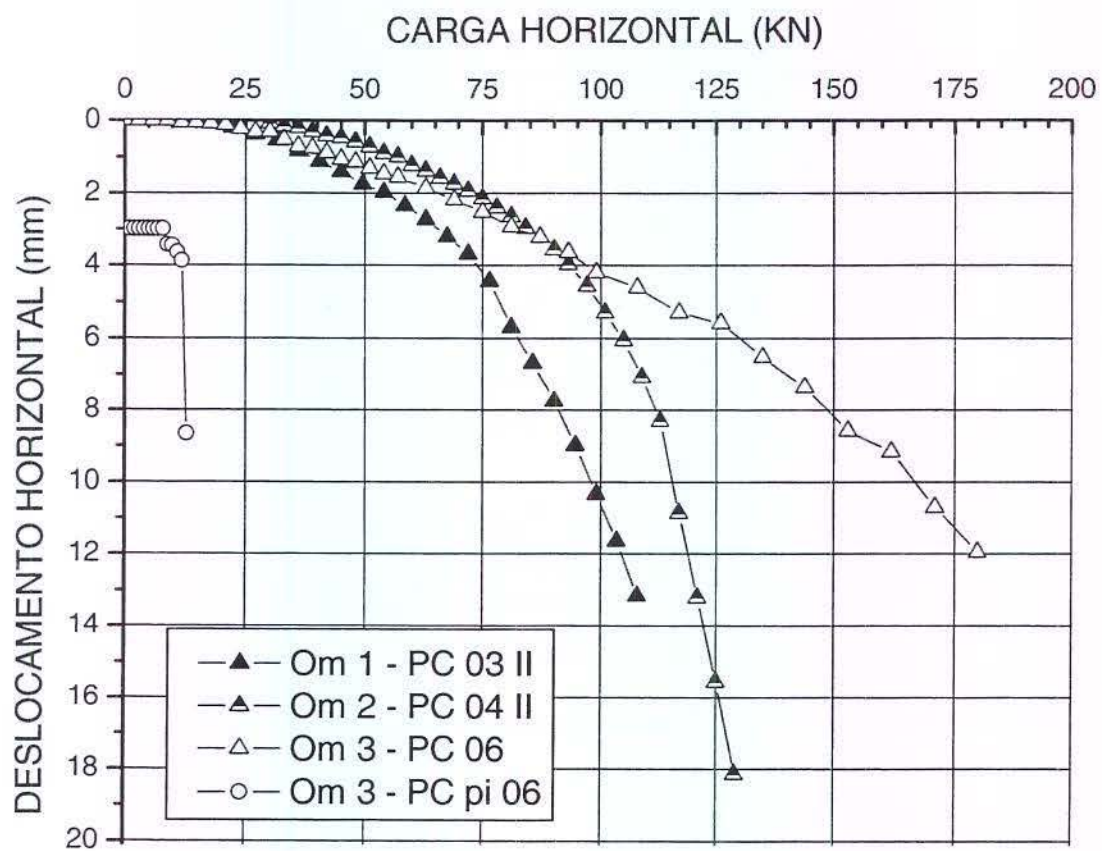


Figura 6.42 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – as 3 estacas ômega com solo natural e solo natural pré-inundado

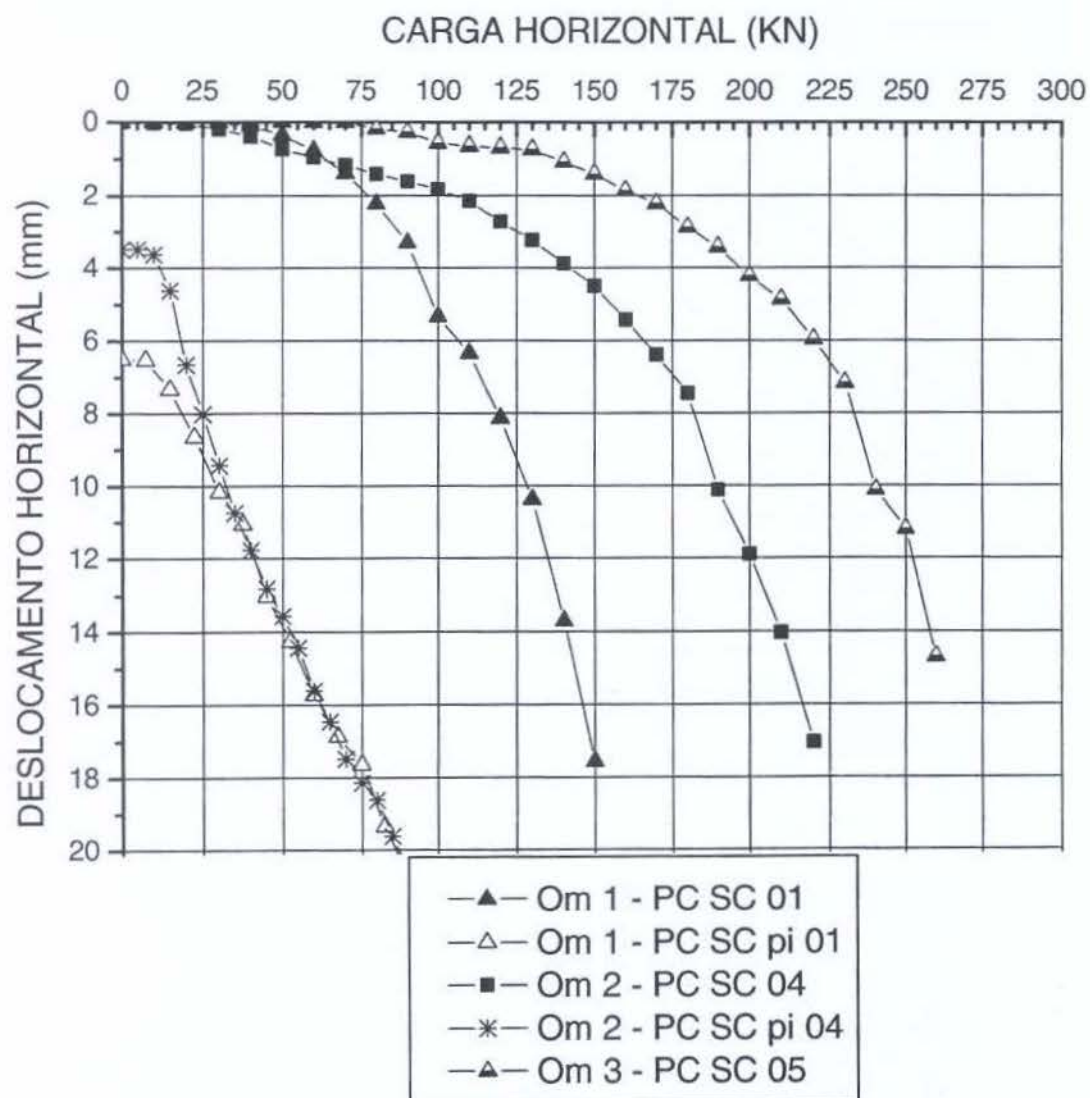


Figura 6.43 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – as 3 estacas ômega com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado

6.2.4 – CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS RAIZ

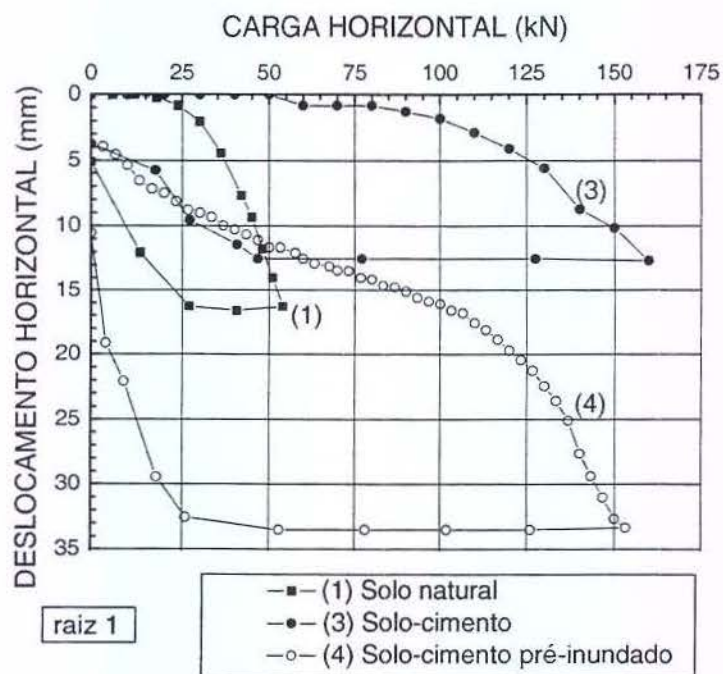


Figura 6.44 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – raiz 1

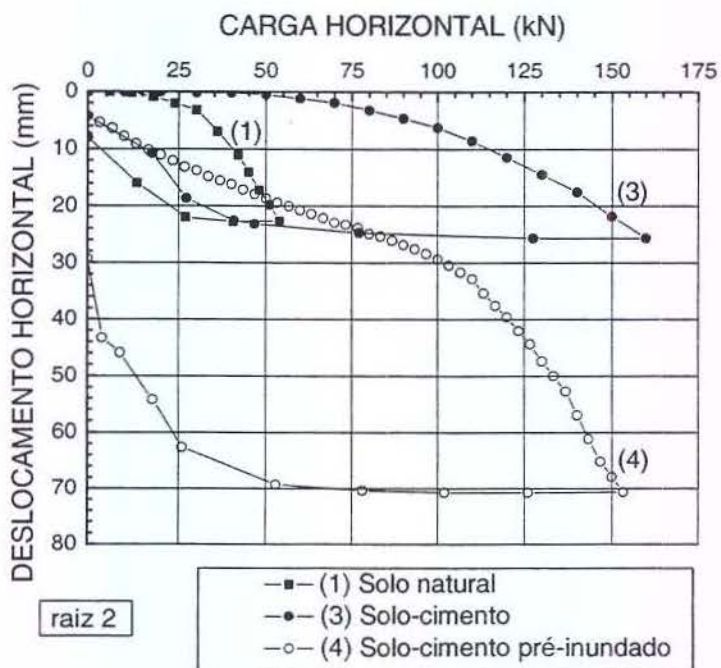


Figura 6.45 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – raiz 2

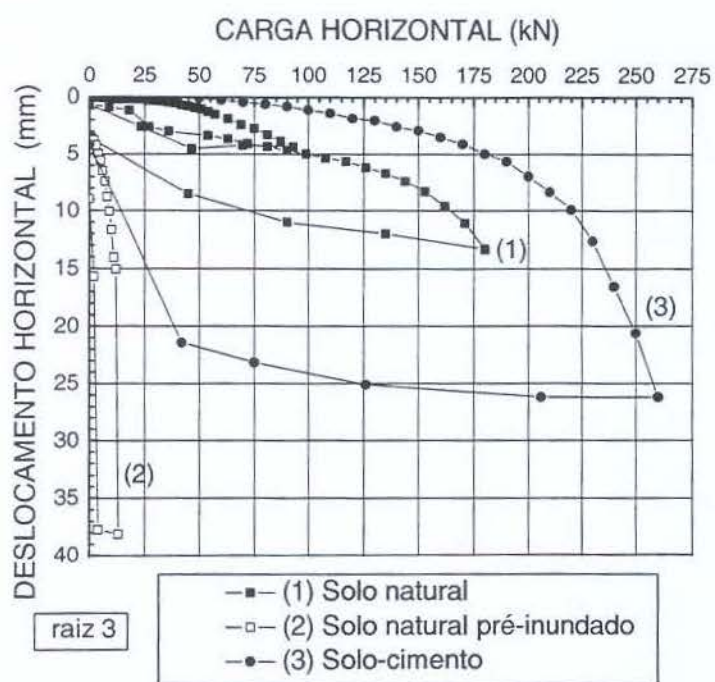


Figura 6.46 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – raiz 3

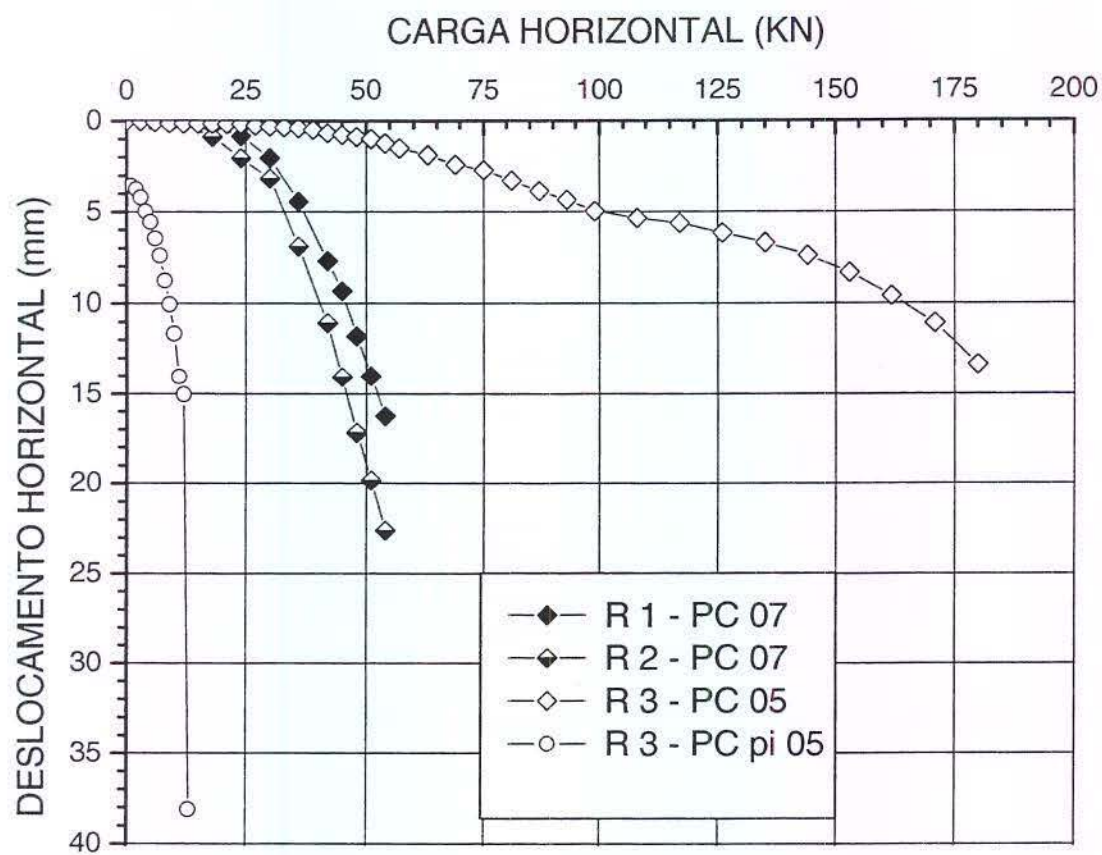


Figura 6.47 - Curva carga versus deslocamento horizontal – as 3 estacas raiz com solo natural e solo natural pré-inundado

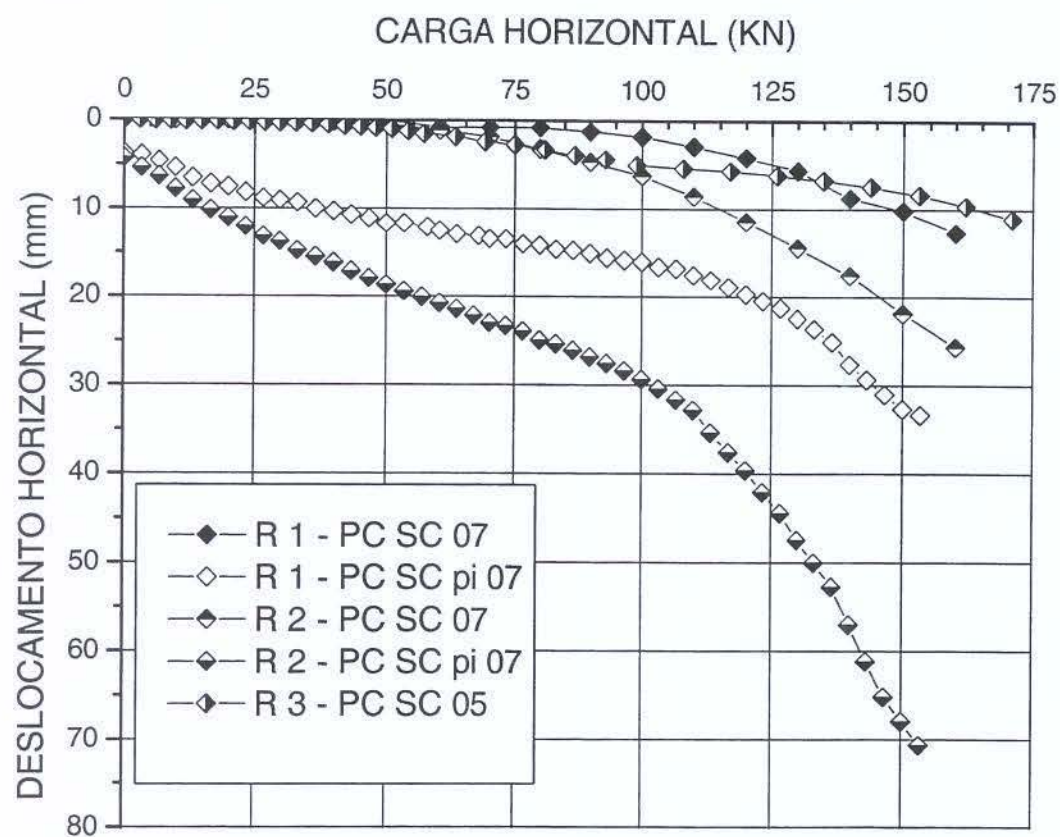


Figura 6.48 - Curva carga *versus* deslocamento horizontal – as 3 estacas raiz com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado

7 - CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL OBTIDAS

As curvas do coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal estão apresentadas no item 7.1, com os resultados dos pares de estacas por provas de carga e, no item 7.2, com os resultados por cada estaca nas provas de cargas com as diferentes condições do solo. A nomenclatura para os números das provas de carga é a apresentada na Tabela 5.1.

7.1 – CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR PROVAS DE CARGA.

As curvas do coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal estão divididas em dois grupos: nas provas realizadas com solo natural sem e com pré-inundação e nas provas realizadas com solo-cimento compactado sem e com pré-inundação.

7.1.1 – CURVAS DAS PROVAS DE CARGA COM SOLO NATURAL E SOLO NATURAL PRÉ-INUNDADO.

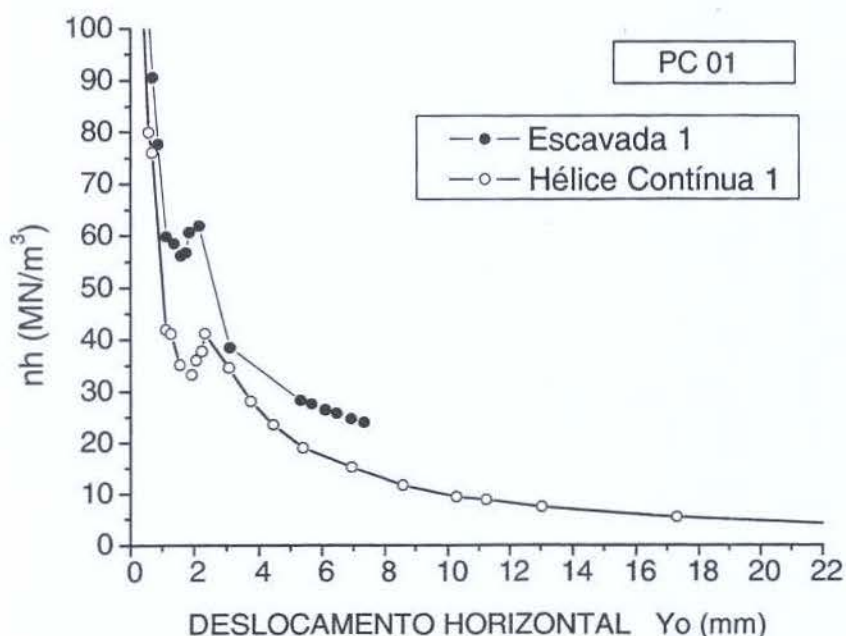


Figura 7.1 – Curvas n_h *versus* deslocamento horizontal – PC 01

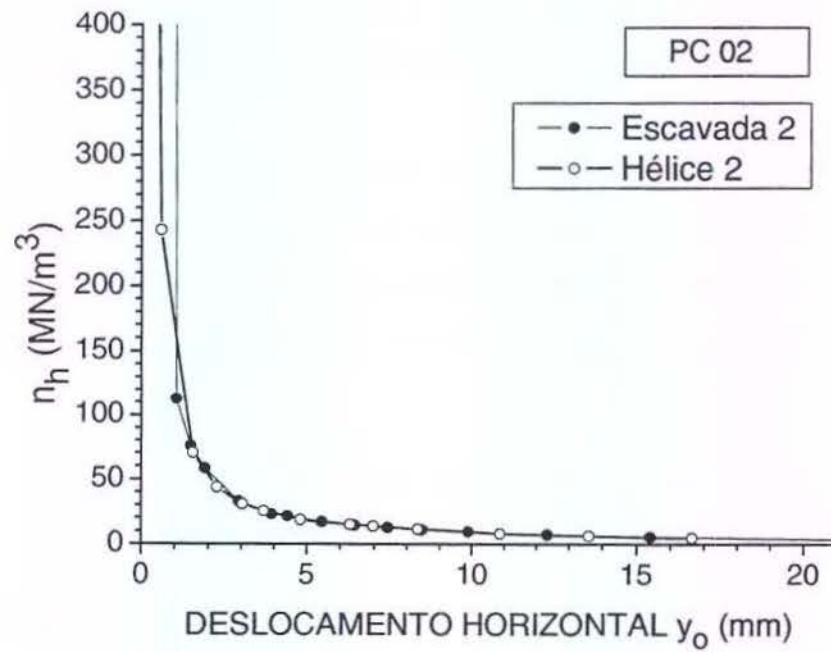


Figura 7.2 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 02

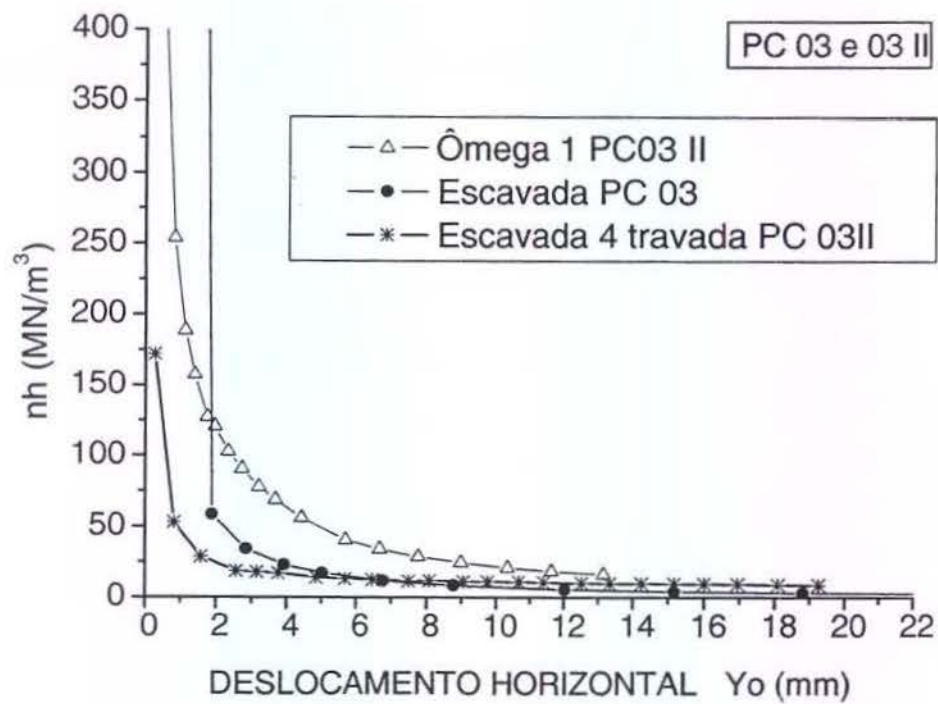


Figura 7.3 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 03 e PC 03 II

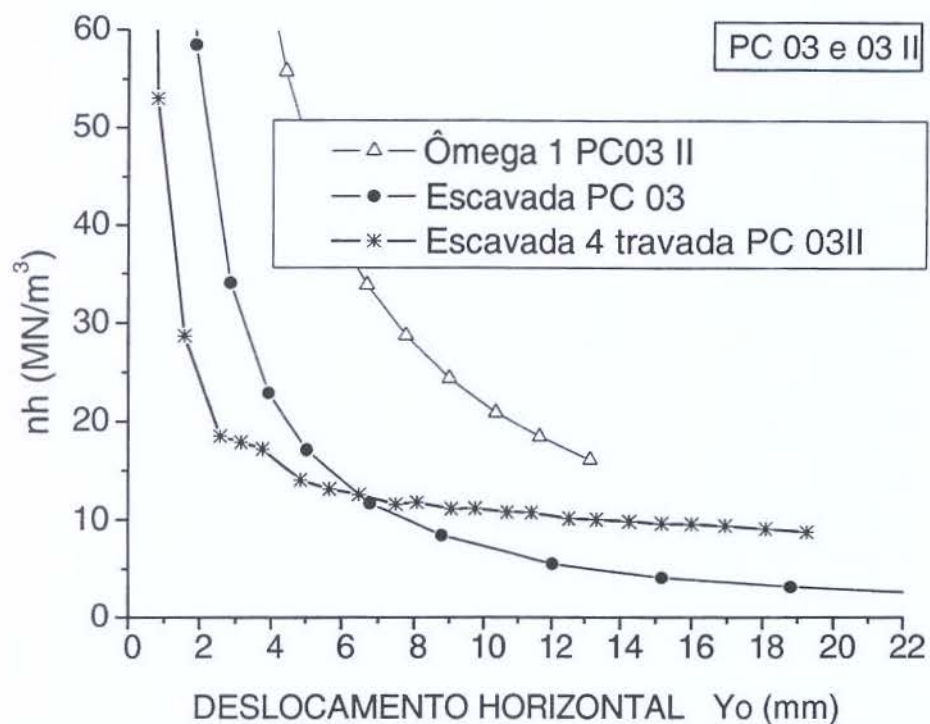


Figura 7.4 – Detalhe das curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 03 e PC 03 II

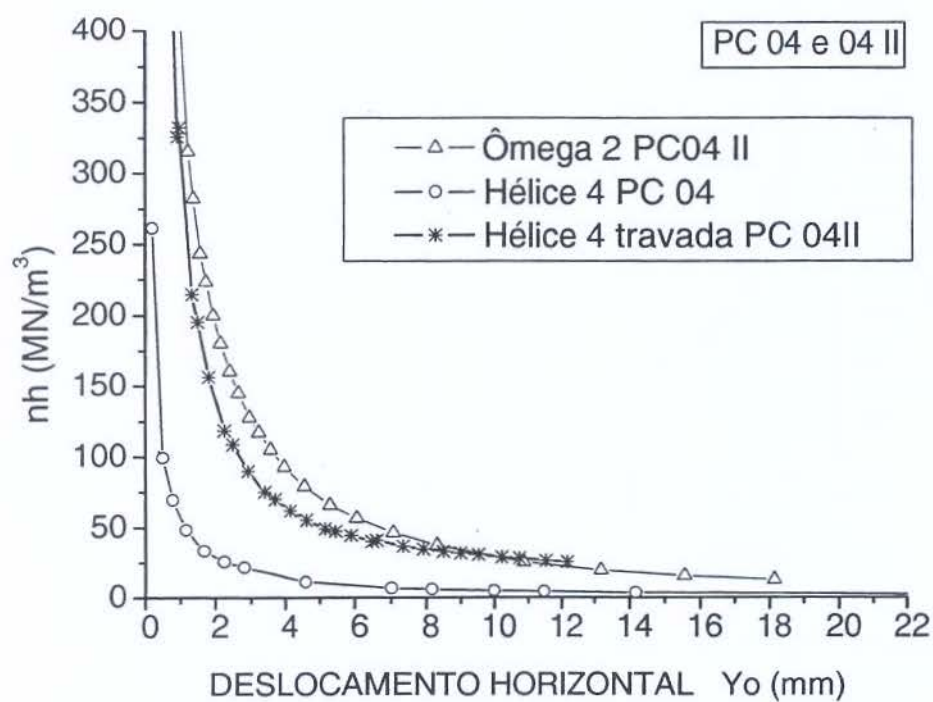


Figura 7.5 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 04 e 04 II

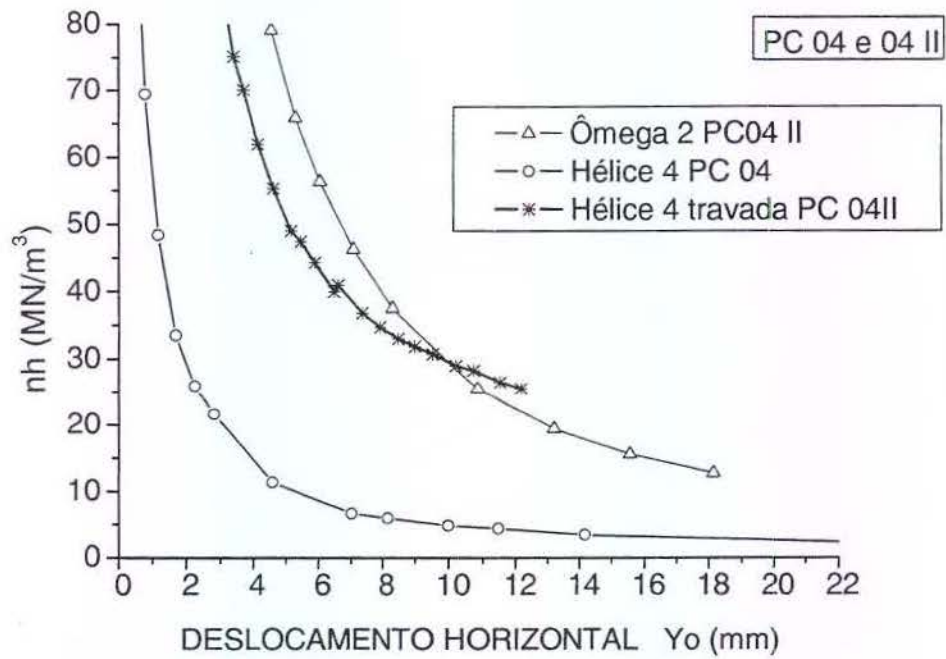


Figura 7.6 – Detalhe das curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 04 e 04 II

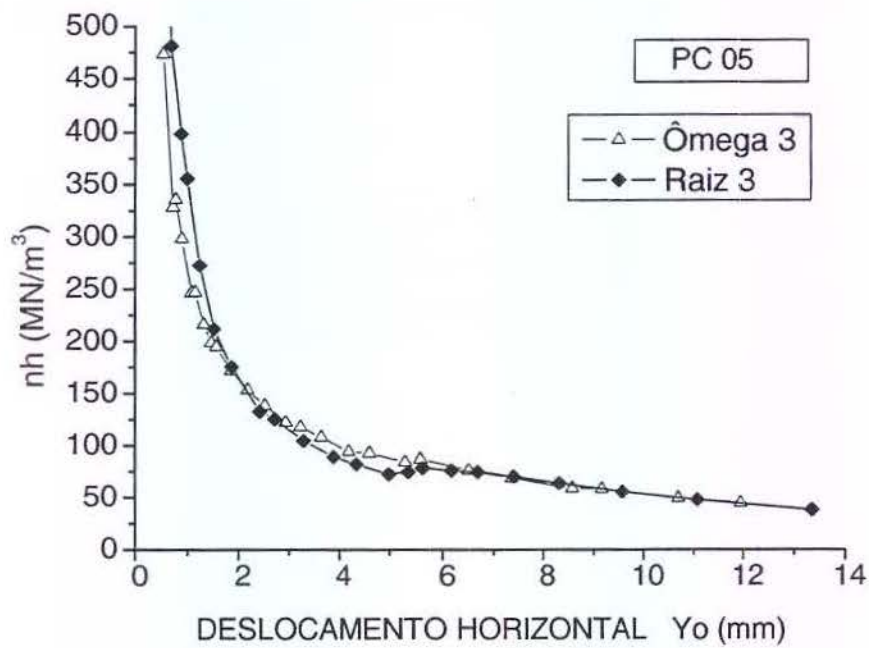


Figura 7.7 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 05

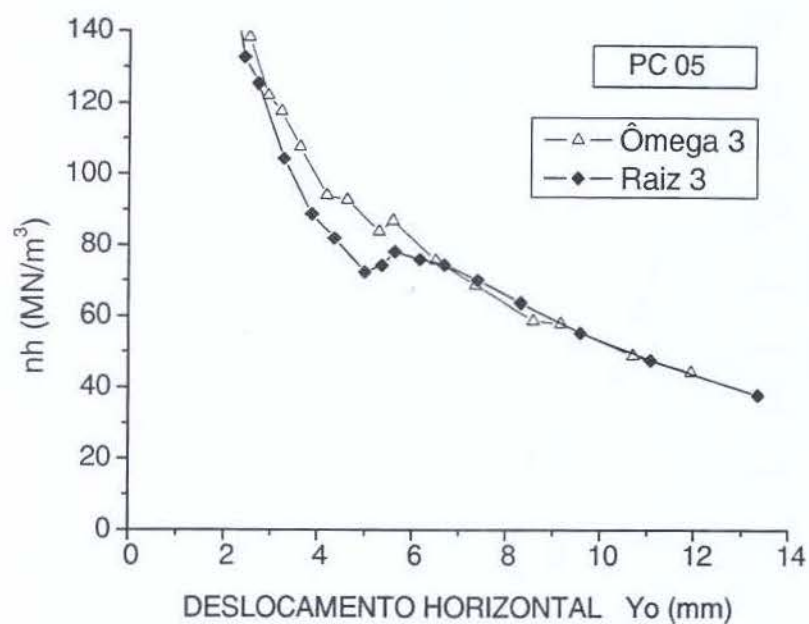


Figura 7.8 – Detalhe das curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 05

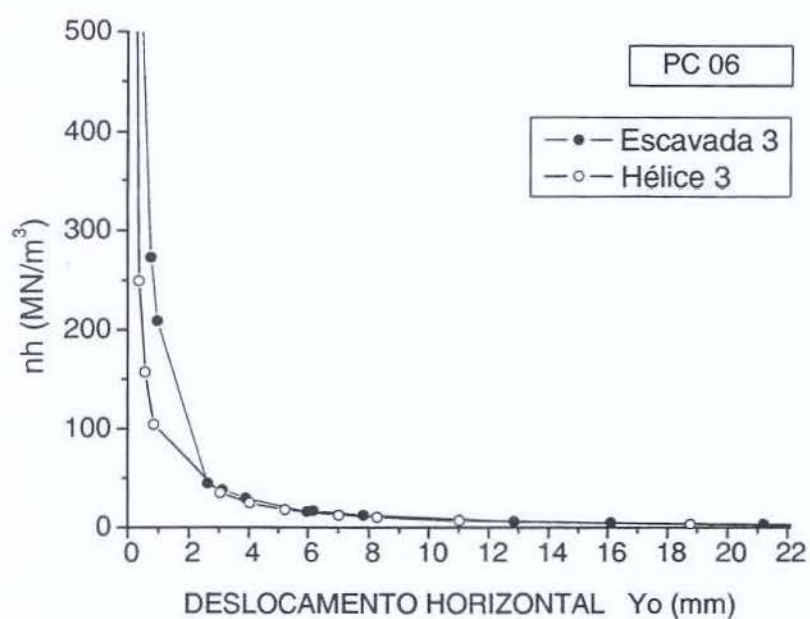


Figura 7.9 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 06

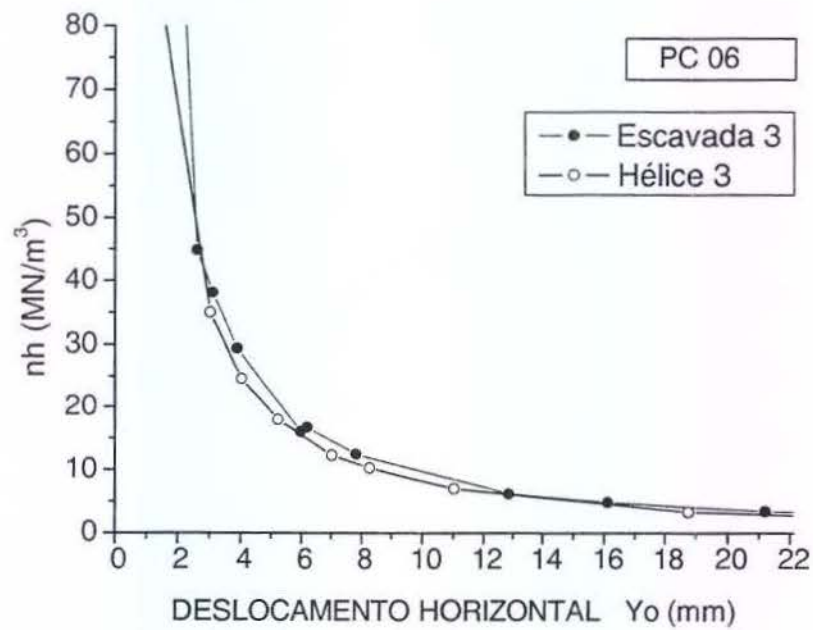


Figura 7.10 – Detalhe das curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 06

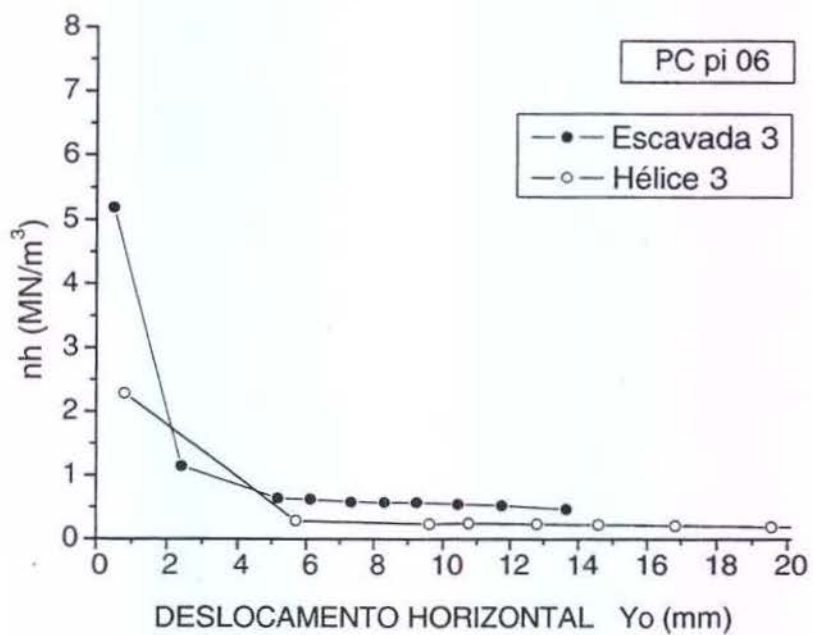


Figura 7.11 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC pi 06

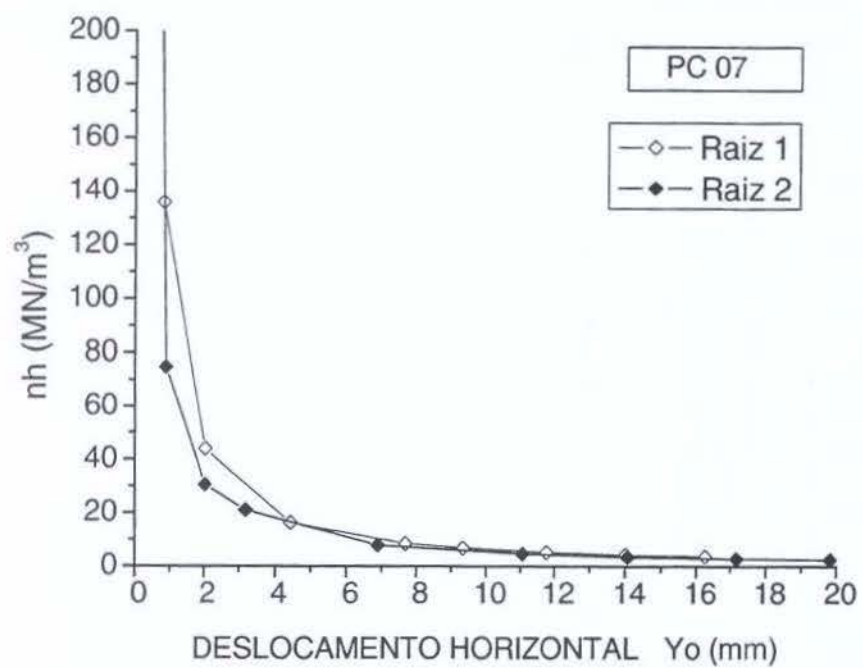


Figura 7.12 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC 07

7.1.2 – CURVAS DAS PROVAS DE CARGA COM SOLO-CIMENTO E SOLO-CIMENTO PRÉ-INUNDADO

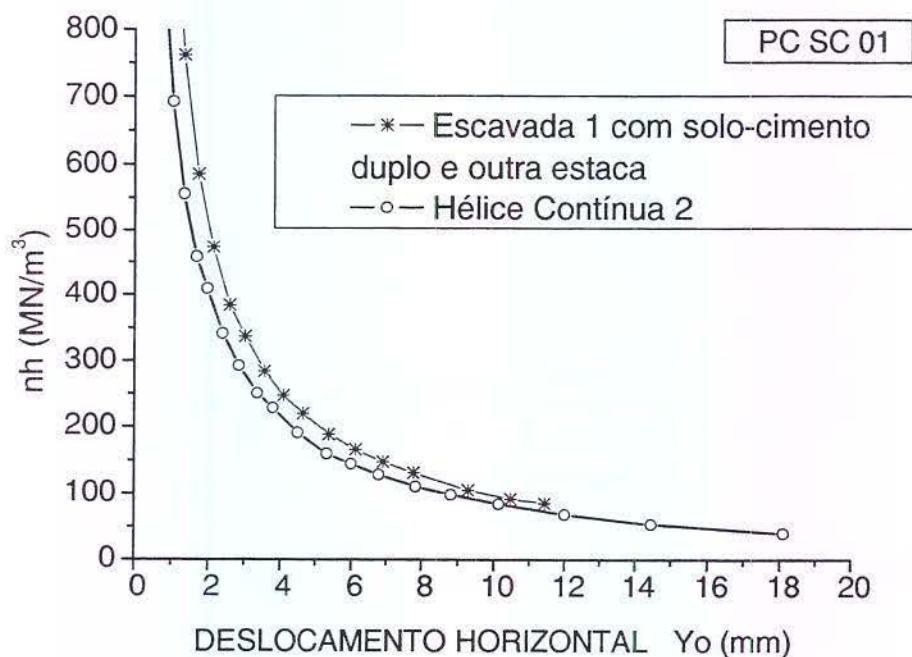


Figura 7.13 – Curvas nh versus deslocamento horizontal – PC SC 01

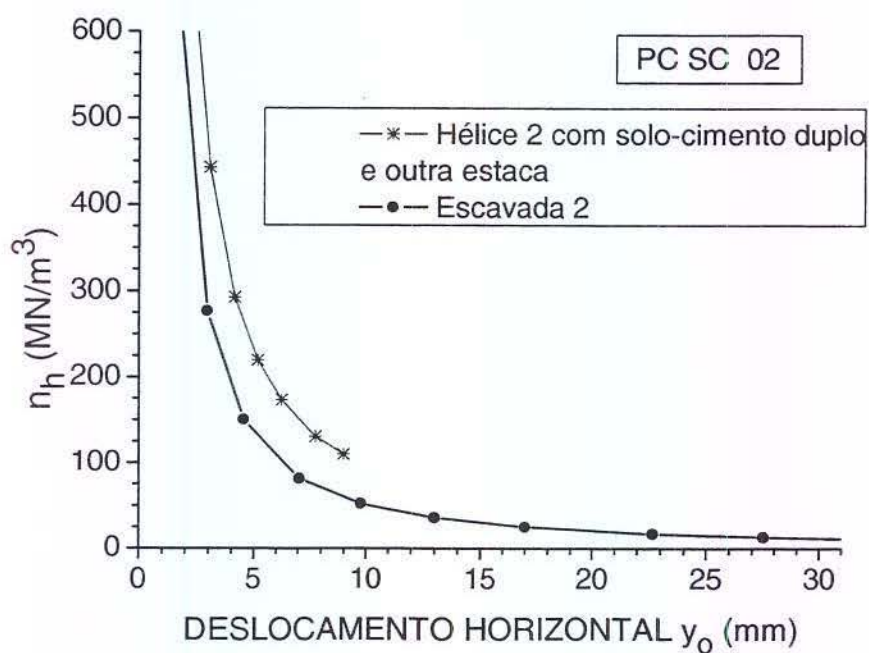


Figura 7.14 – Curvas nh versus deslocamento horizontal – PC SC 02

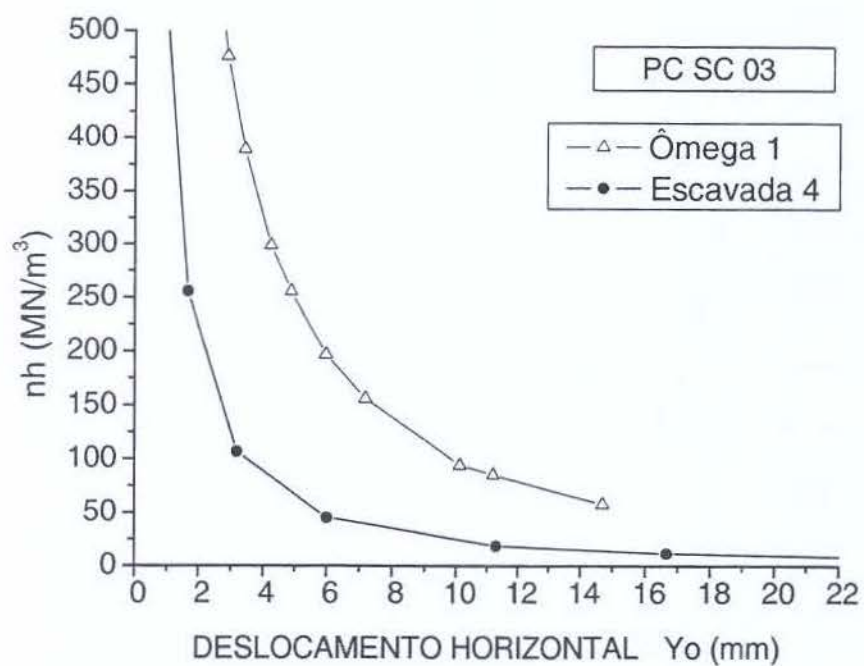


Figura 7.15 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC SC 03

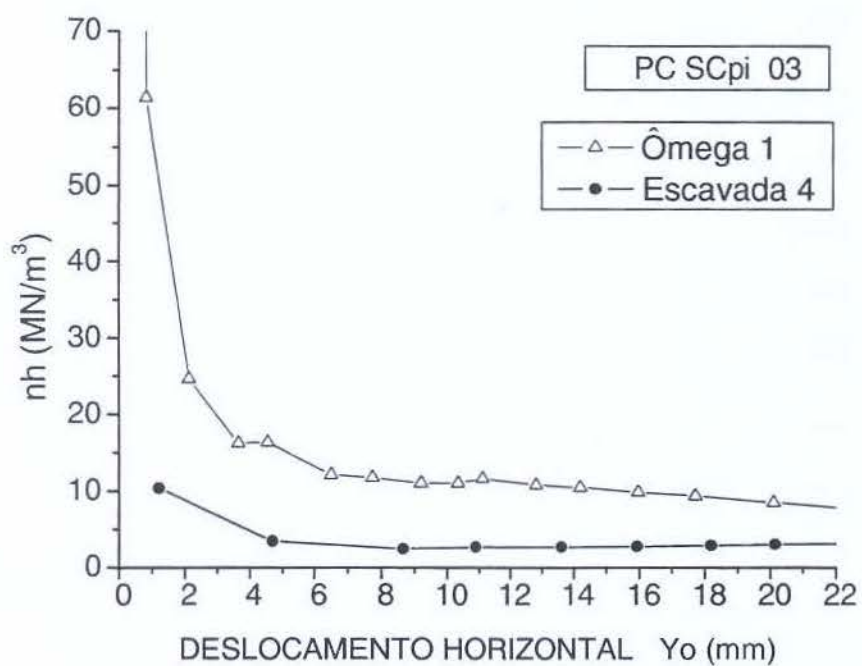


Figura 7.16 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC SC pi 03

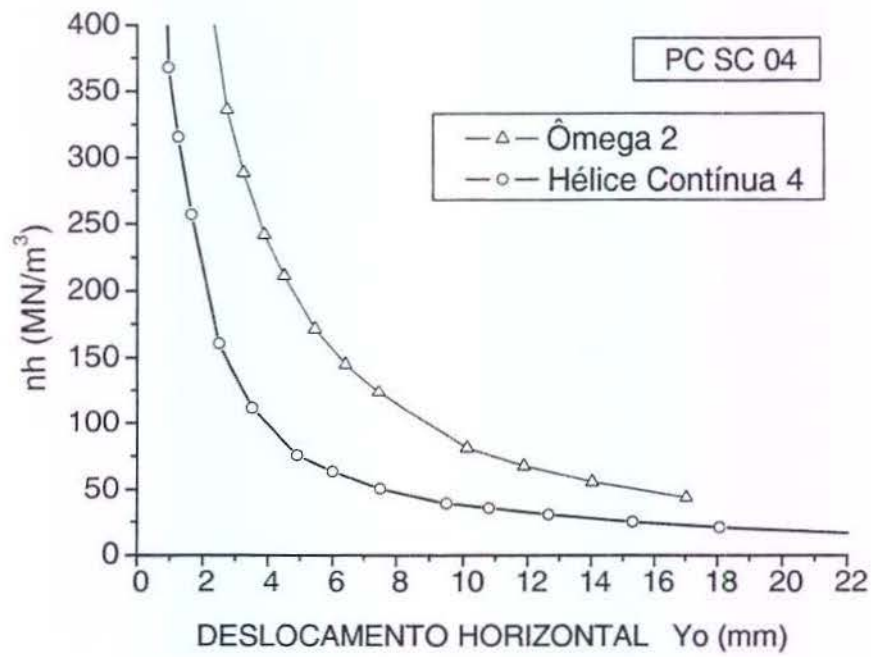


Figura 7.17 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC SC 04

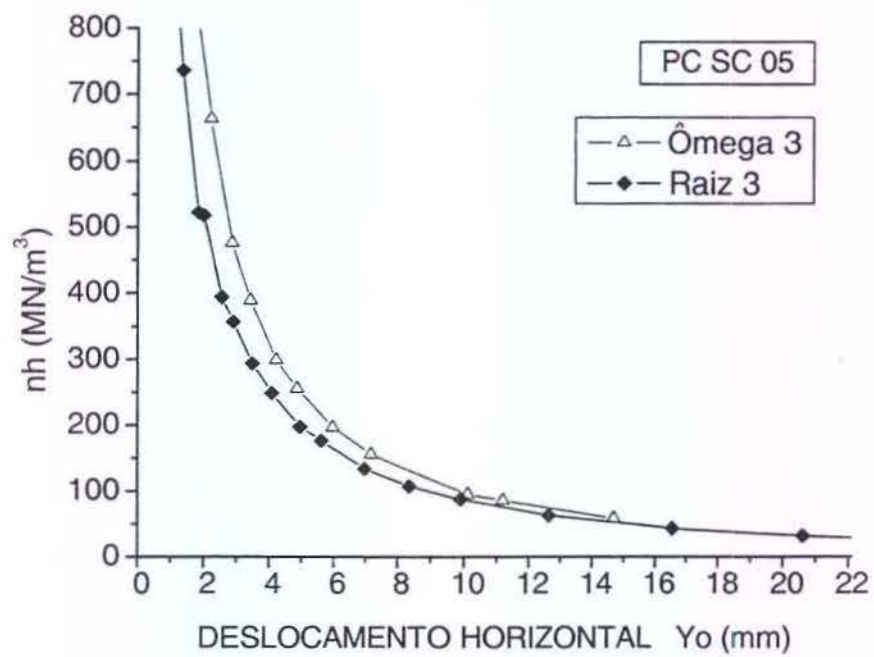


Figura 7.18 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC SC 05

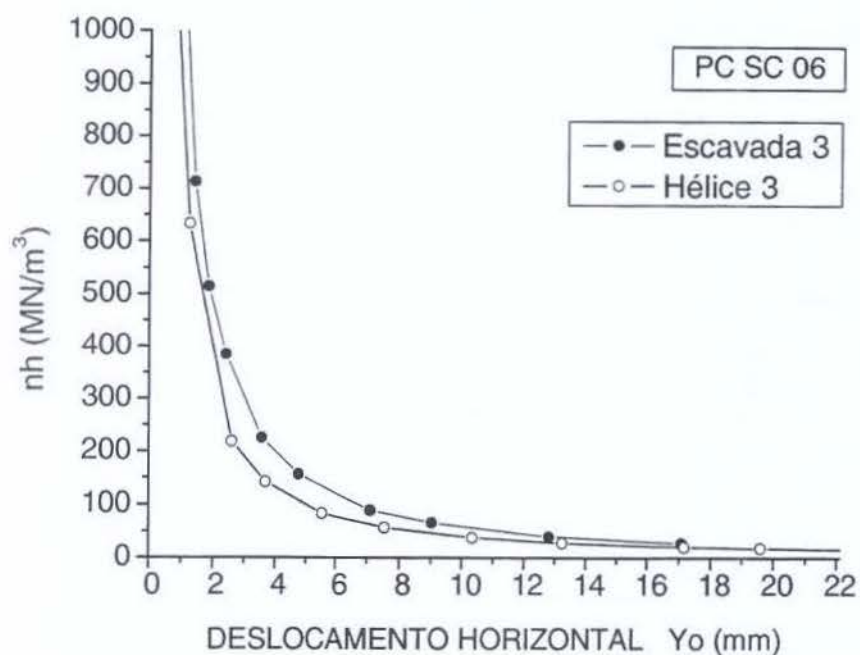


Figura 7.19 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC SC 06

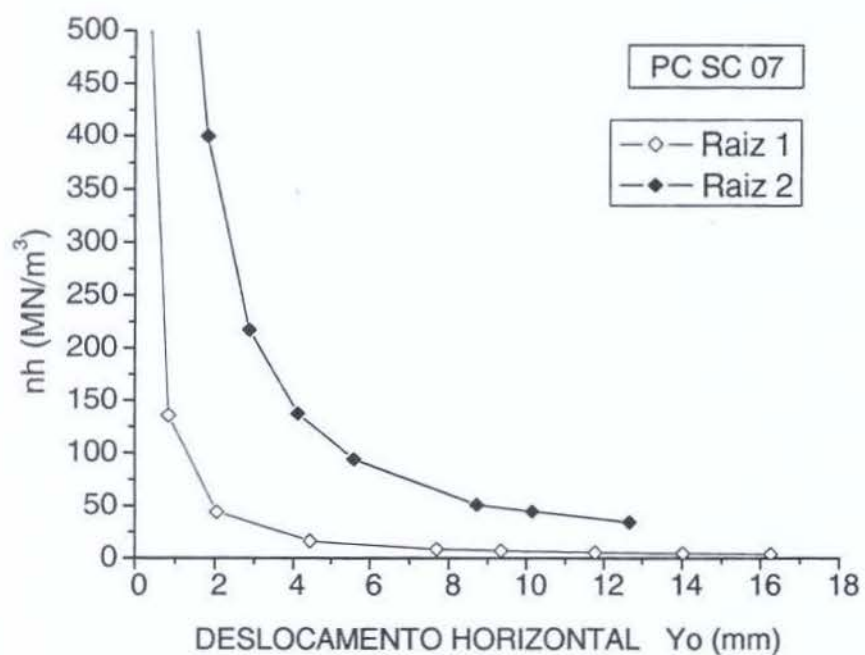


Figura 7.20 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC SC 07

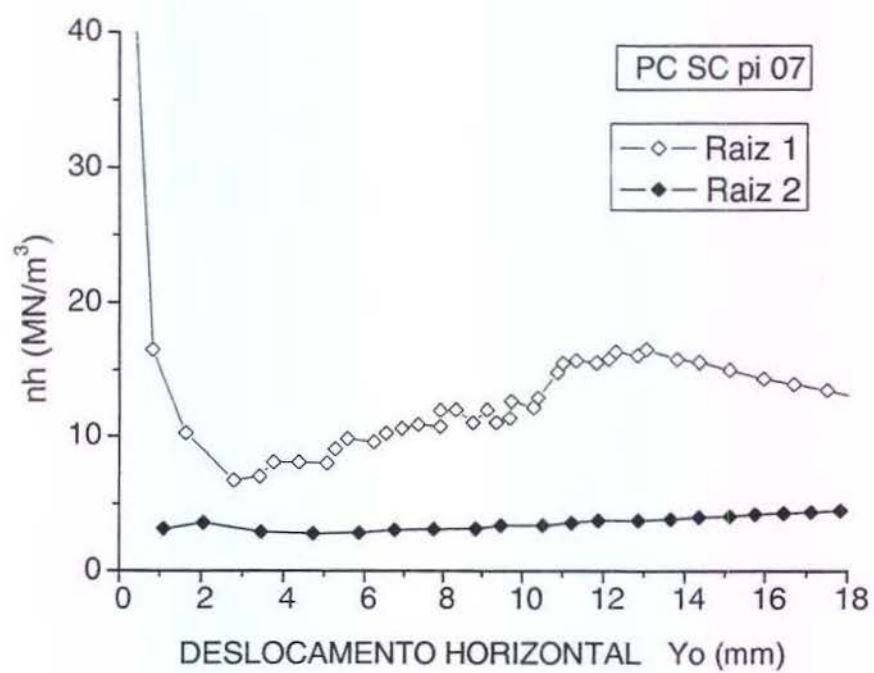


Figura 7.21 – Curvas n_h versus deslocamento horizontal – PC SC pi 07

7.2 – CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL POR ESTACA

Apresentam-se as curvas do coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal para cada estaca ensaiada nas condições de ensaio que foram submetidas.

7.2.1 – CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS HÉLICES CONTÍNUAS

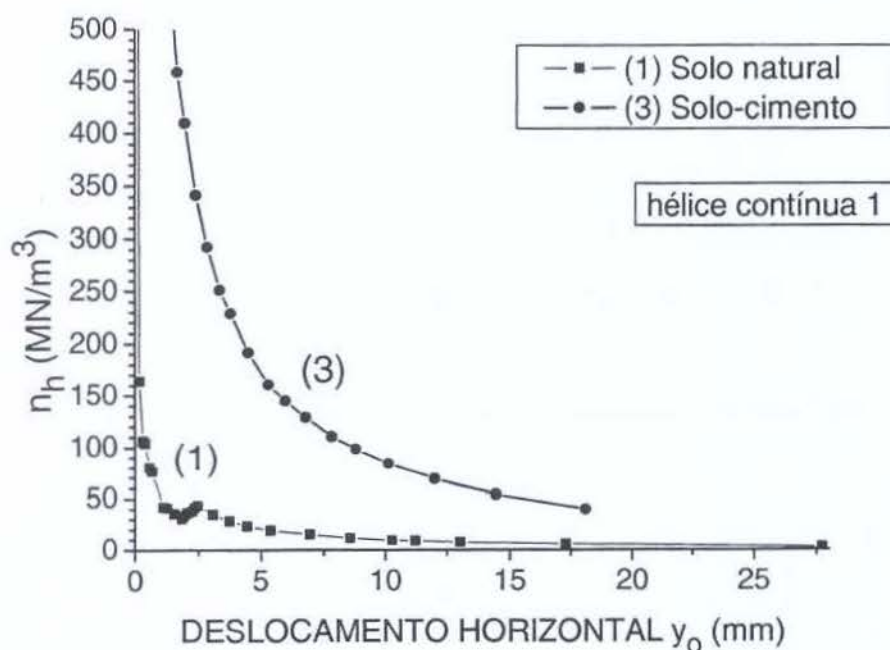


Figura 7.22. Curvas n_h *versus* deslocamento horizontal – hélice contínua 1

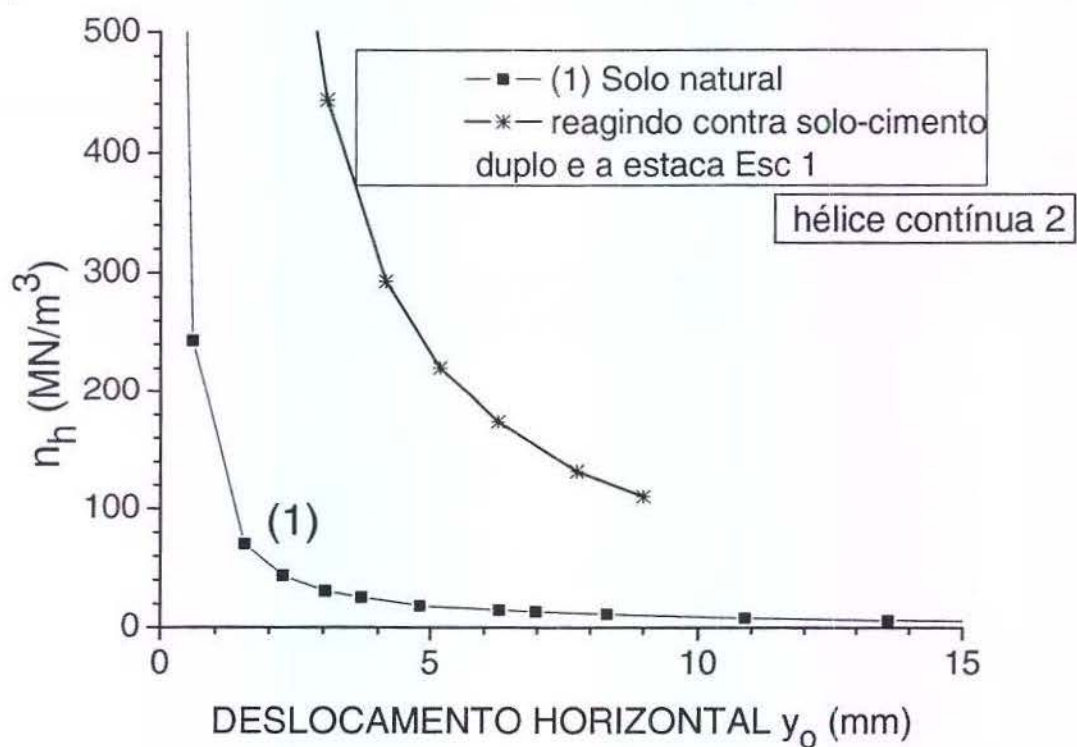


Figura 7.23 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – hélice contínua 2

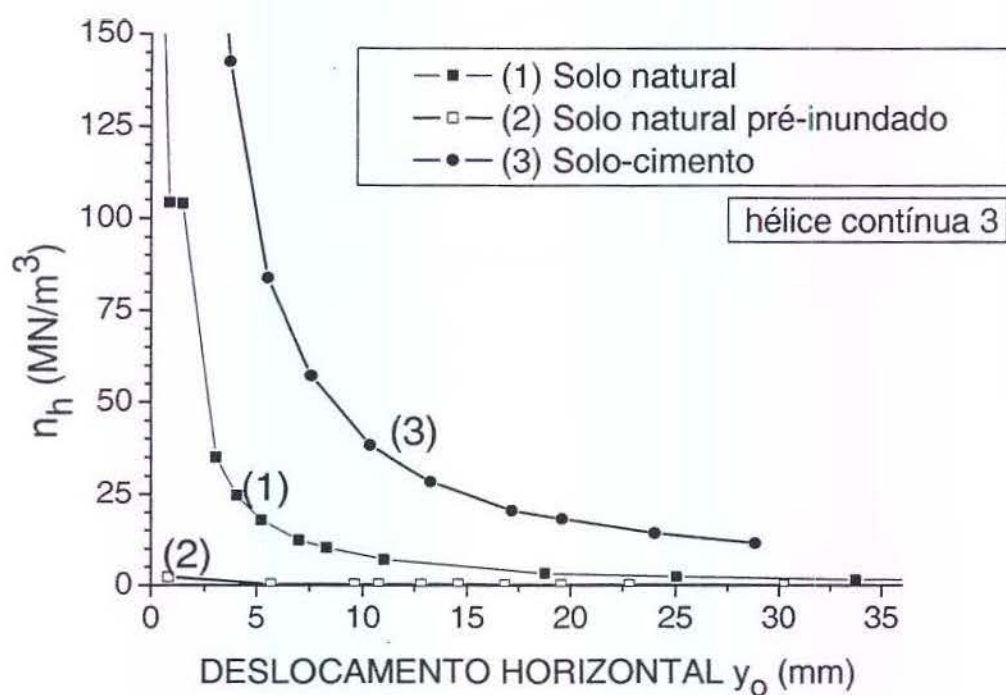


Figura 7.24 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – hélice contínua 3

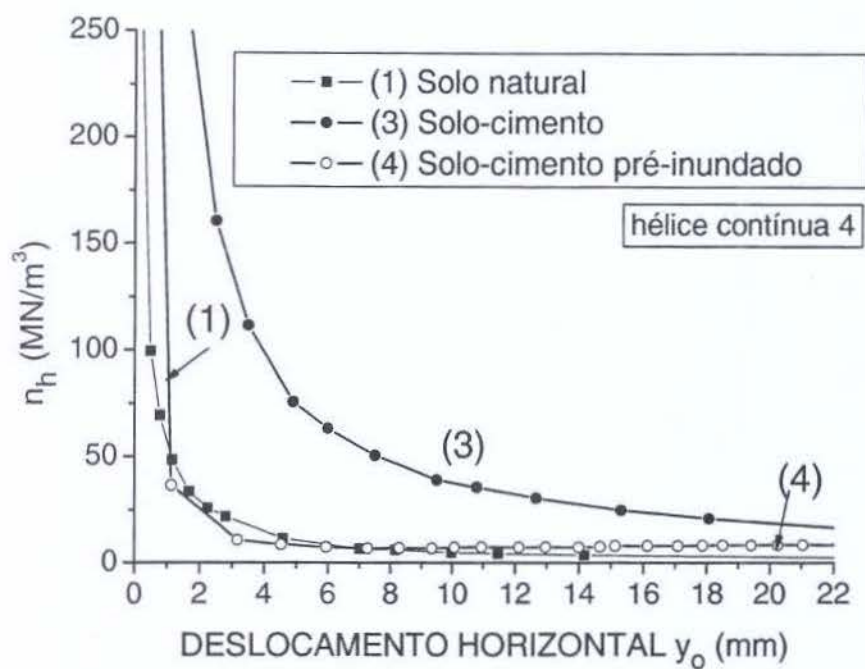


Figura 7.25 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – hélice contínua 4

7.2.2 – CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS ESCAVADAS

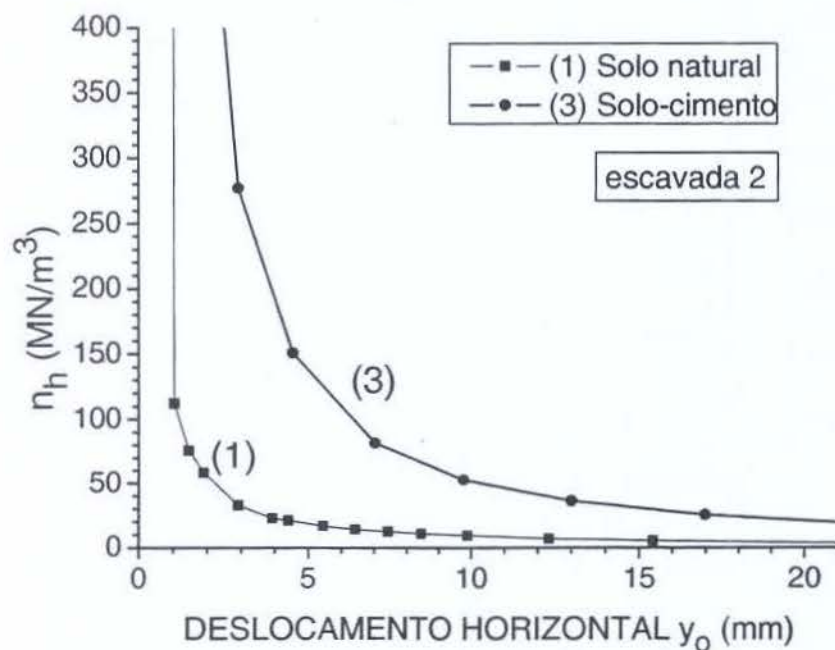


Figura 7.26 - Curvas n_h versus desplazamiento horizontal – escavada 2.

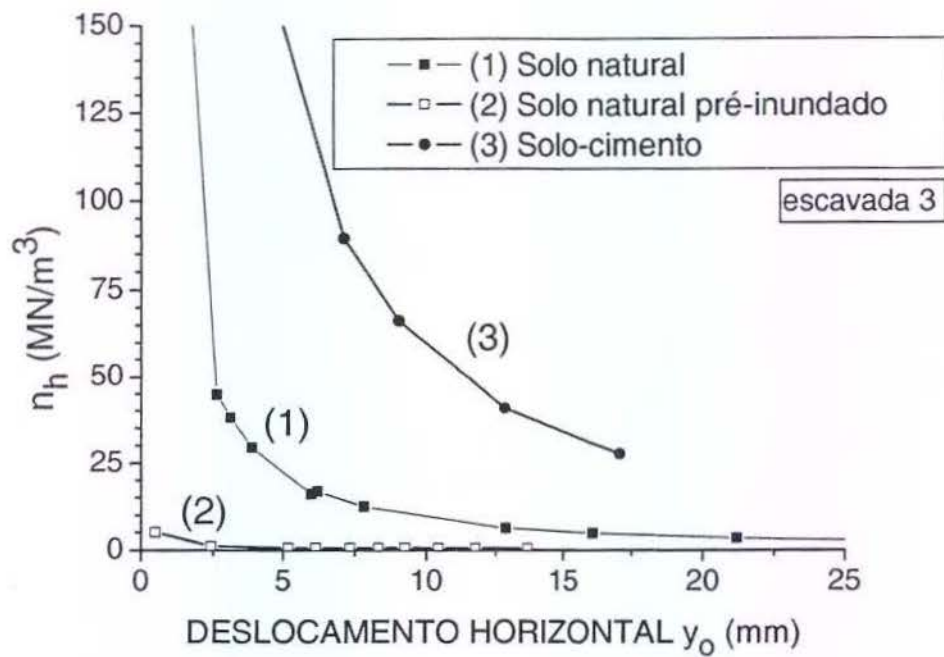


Figura 7.27 - Curvas n_h versus desplazamiento horizontal – escavada 3

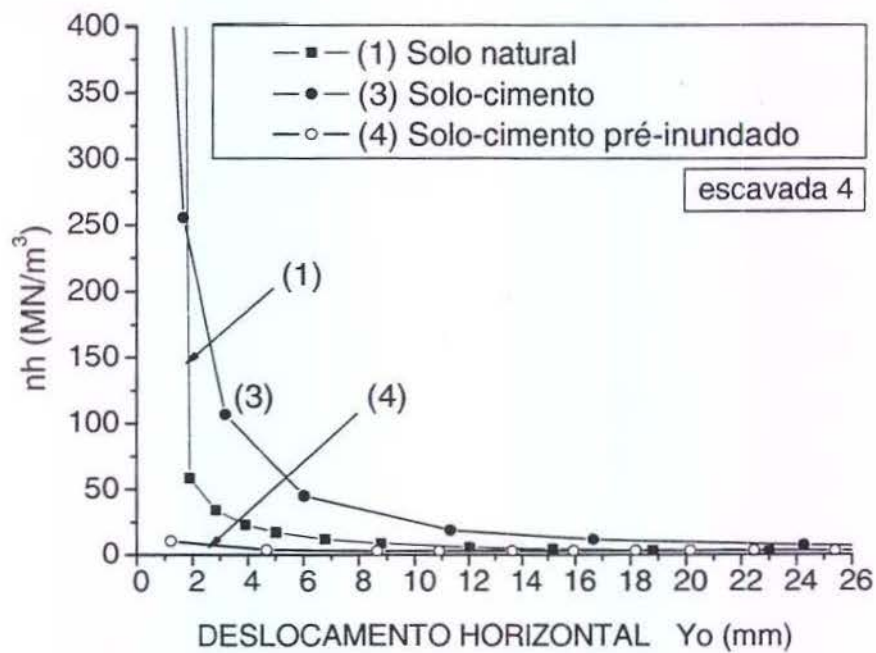


Figura 7.28 - Curvas n_h versus desplazamiento horizontal – escavada 4

7.2.3 – CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS ÔMEGAS

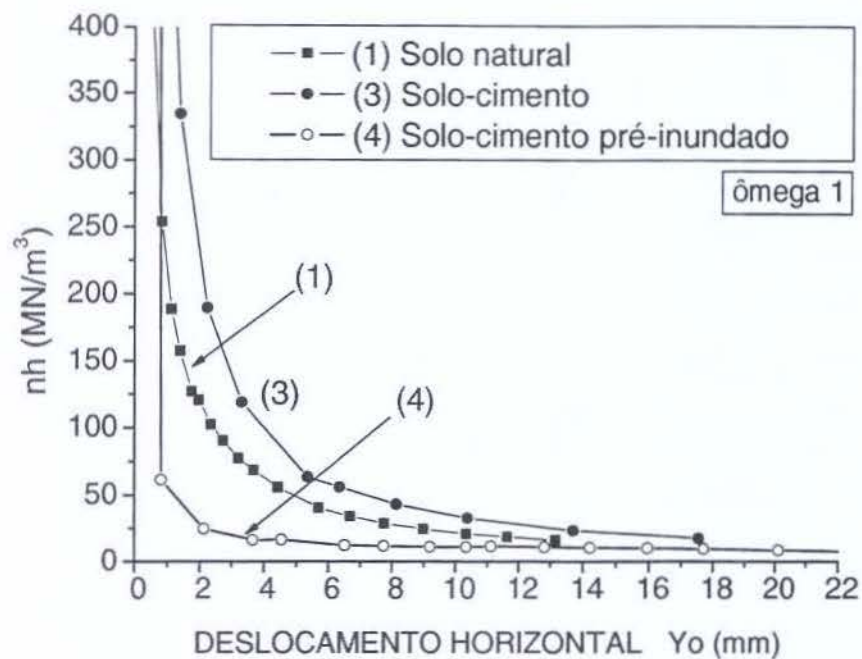


Figura 7.29 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – $\omega 1$

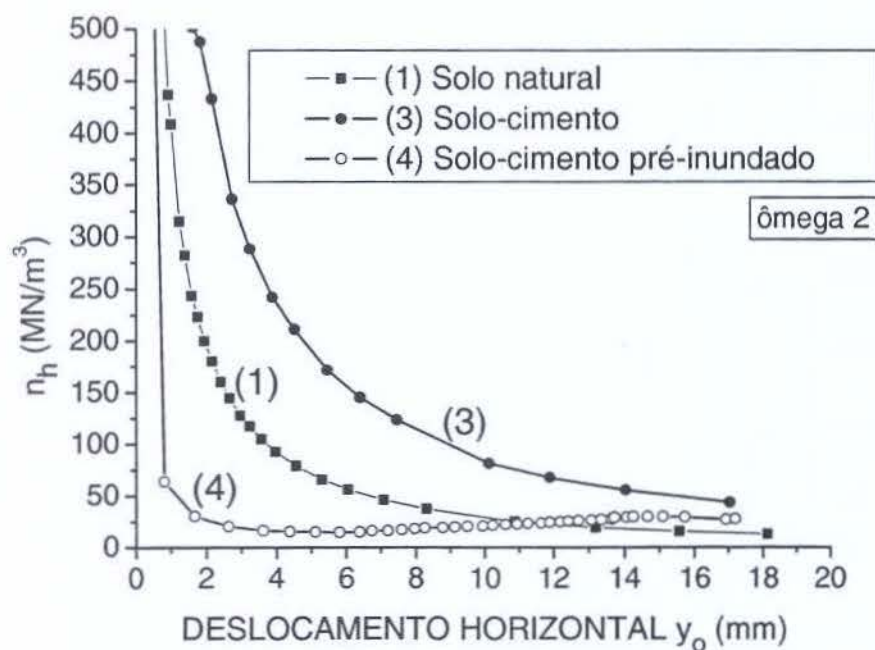


Figura 7.30 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – $\omega 2$

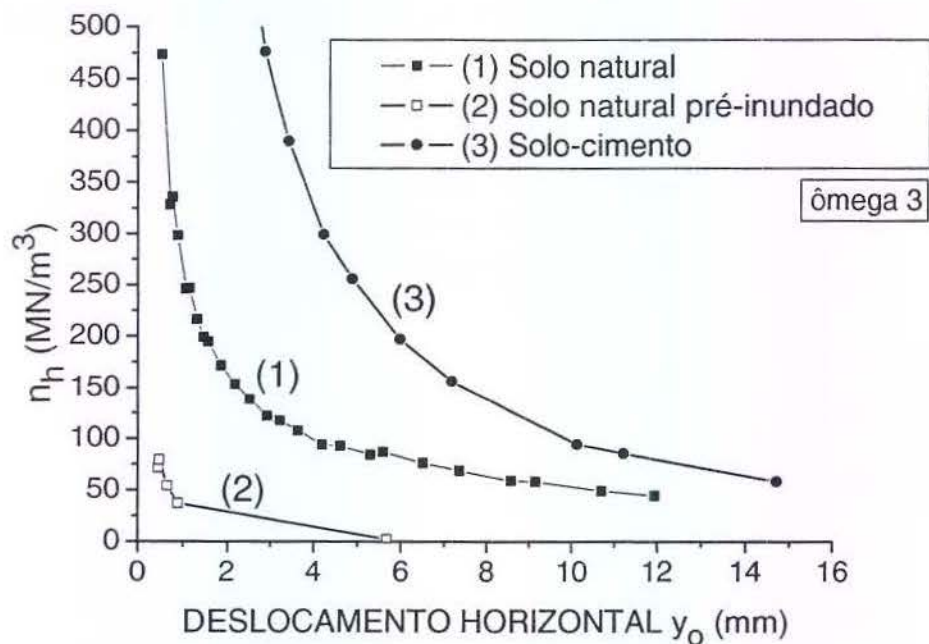


Figura 7.31 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – ômega 3

7.2.4 – CURVAS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL VERSUS DESLOCAMENTO HORIZONTAL DAS ESTACAS RAIZ

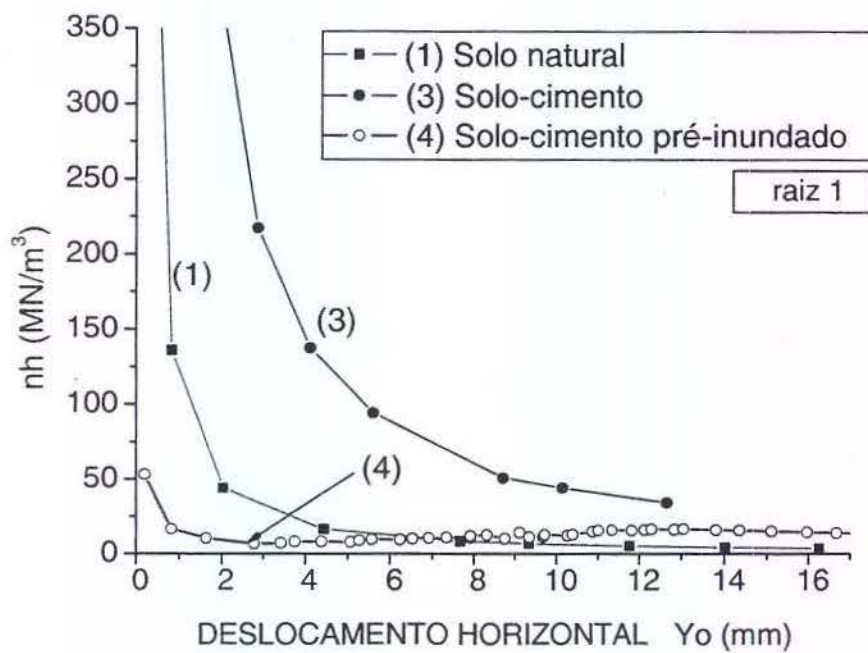


Figura 7.32 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – raiz 1

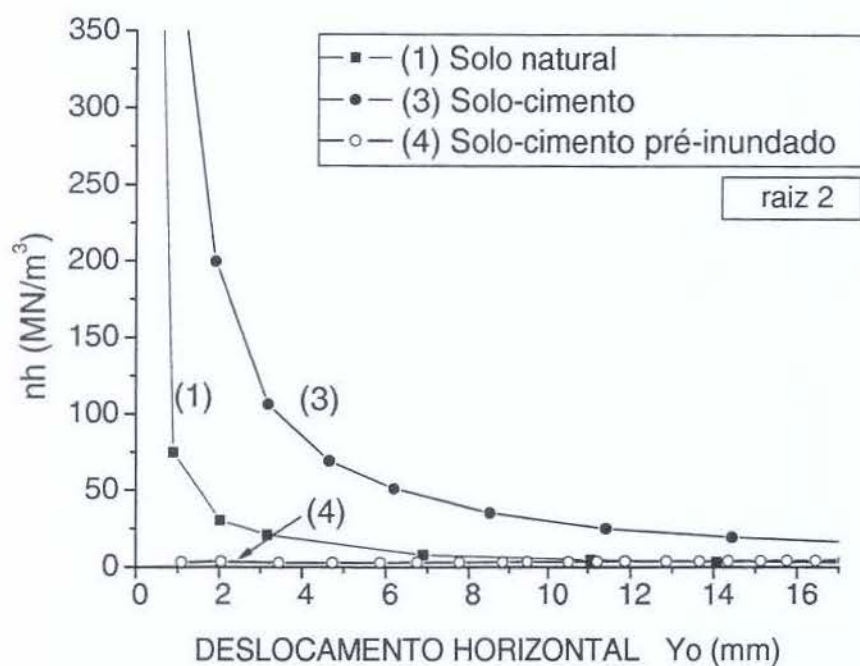


Figura 7.33 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – raiz 2

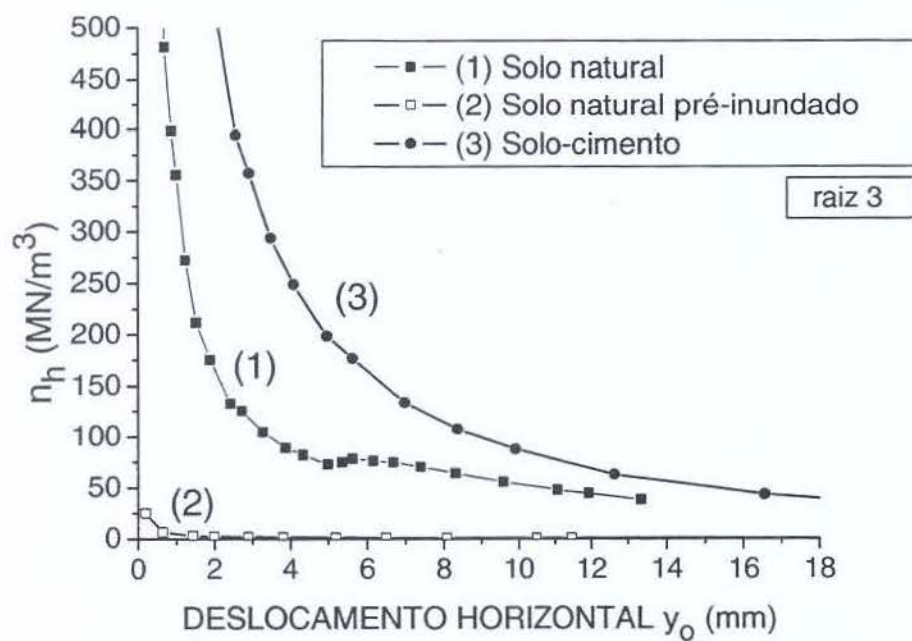


Figura 7.34 - Curvas n_h versus deslocamento horizontal – raiz 3

8 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS CURVAS CARGA VERSUS DESLOCAMENTO

Neste Capítulo apresenta-se uma análise das curvas carga *versus* deslocamento obtidos nas 21 provas de cargas realizadas. A influência das diferentes condições em que foram realizadas as provas de carga são apresentadas neste capítulo. No item 8.2 o efeito da pré-inundação do solo natural; no item 8.3 o efeito da melhorado solo através da troca por solo-cimento compactado e no item 8.4 o efeito da pré-inundação do solo-cimento. No item 8.5 uma análise do carregamento cíclico e, finalmente, no item 8.6 uma comparação entre os resultados tendo em conta os tipos de estacas.

8.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS COM O SOLO NATURAL

A Tabela 8.1 apresenta um resumo das provas de carga com o solo na umidade natural. São apresentadas as cargas necessárias para atingir deslocamentos de 6 e de 12 mm, a relação entre estas duas cargas, os valores máximos de carga e deslocamento atingidos, e as cargas e correspondentes deslocamentos em que o acréscimo de deslocamento entre incrementos de carga foi inferior a 10%, ou deslocamento de, no máximo, 2,5 mm.

Tabela 8.1 – Resumo de cargas e deslocamentos para solo na umidade natural

Estacas	Provas de cargas PC	Carga para deslocar 6mm (kN)	Carga para deslocar 12 mm (kN)	Relação entre cargas para 12 e 6 mm	Valores máximos da PC		Pequeno deslocamento (inferior a 2,5 mm)	
					Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
HC 1	01	51,26	59,58	1,16	75	27,73	36	2,47
HC 2	02	46,02	58,24	1,27	66	23,89	33	2,26
HC 3	06	55,07	57,07	1,04	72	42,36	36	1,46
HC 4	04	31,75	42,59	1,34	48	31,67	24	2,24
Esc 1	01	65,33	não at.	–	75	7,34	33	1,75
Esc 2	02	46,69	59,58	1,28	66	21,88	33	1,90
Esc 3	06	46,30	48,29	1,04	72	26,29	36	0,96
Esc 4	03	43,66	50,97	1,17	60	22,99	33	1,89
Om 1	03 II	82,38	104,57	1,27	108	13,16	42	1,88
Om 2	04 II	104,73	118,95	1,14	129	18,14	75	2,15
Om 3	05	130,00	180,40	1,39	180	11,94	69	2,18
R 1	07	38,89	48,29	1,24	54	16,26	30	2,04
R 2	07	34,55	42,93	1,24	54	22,61	24	2,03
R 3	05	119,8	174,70	1,46	180	13,35	69	2,42

Na Tabela 8.2 repetem-se estes resultados com os valores médios por tipo de estaca.

Tabela 8.2 - Resumo de valores médios de cargas e deslocamentos para solo natural

Estacas	Carga para deslocar 6mm (kN)	Carga para deslocar 12 mm (kN)	Relação entre cargas para 12 mm e 6 mm	Valores máximos da PC		Pequeno deslocamento (inferior a 2,5 mm)	
				Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
HC	46,03	54,37	1,20	65,25	31,41	32,25	2,11
Esc *	45,55	52,95	1,16	66,0	23,72	34,0	1,58
Om	105,70	134,64	1,27	139,0	14,41	62,0	2,07
R **	36,72	45,61	1,24	54,0	19,44	27,0	2,04

* sem considerar a Esc 1; ** sem considerar a R 3

Observa-se que as estacas Esc 1 e R 3 apresentaram valores bem maiores às outras estacas do mesmo tipo. Além da variabilidade do solo, este fato pode-se explicar pela baixa consistência da camada superficial e porque, na execução da estaca, pode ter havido um aumento considerável no diâmetro da mesma próximo ao topo. Na estaca escavada mecanicamente o processo repetitivo de subida e descida do trado tende a alargar o diâmetro no topo e na execução da estaca raiz isto pode ocorrer porque a perfuração da estaca é feita com água sob pressão, o que pode provocar carreamento do solo, especialmente de solo pouco consistente.

Analisando os resultados destas provas de carga e admitindo-se deslocamentos admissíveis numa estrutura de em torno de 15 mm, pode-se adotar, por segurança, as cargas correspondentes a deslocamentos de até 12 mm.

Para as estacas hélice contínua e escavada pode-se adotar cargas de até 45 kN e de 40 kN para as estacas raiz. Observa-se que até 30 kN os deslocamentos encontrados foram bem pequenos (inferiores a 2,5 mm). Utilizaram-se, como é usual em projetos, cargas mais próximas de múltiplos de 5 kN,.

Para as estacas ômega, as cargas foram maiores, mas houve uma dispersão dos resultados, podendo-se adotar o menor valor que foi de 105 kN. E observa-se que para carga de até 50 kN para deslocamentos foram bem pequenos (inferiores a 2,5 mm).

8.2 EFEITO DA PRÉ-INUNDAÇÃO DO SOLO NATURAL

A pré-inundação do solo natural foi realizada nas provas de carga PC pi 05 e PC pi 06, abrangendo uma estaca de cada tipo, ou seja, as estacas HC 3, Esc 3, Om 3 e R 3.

O efeito da pré-inundação do solo na umidade natural provoca um acentuado acréscimo nos deslocamentos para as mesmas cargas aplicadas e, conseqüentemente, uma considerável redução nos valores do coeficiente de reação horizontal, como apresentado no Capítulo seguinte.

Na Figura 8.1 são apresentadas as curvas das provas de cargas em que foram realizados os ensaios com o solo natural e na sequência com o solo natural pré-inundado. Nestas curvas não foram considerados os deslocamentos residuais das provas de carga com o solo natural.

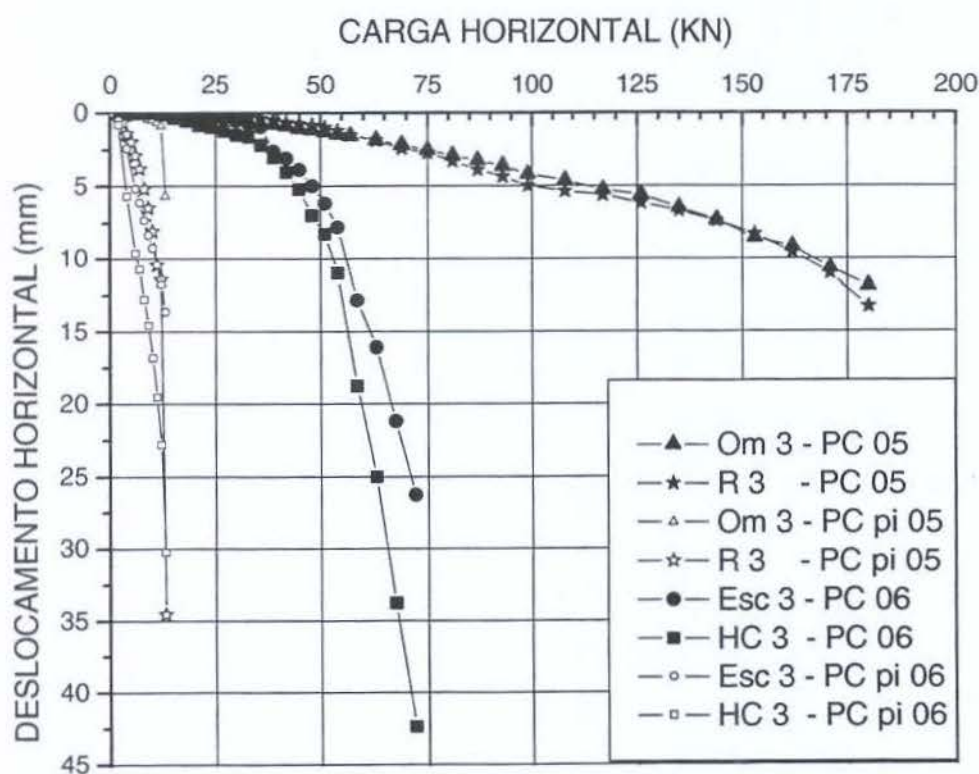


Figura 8.1 – Curvas cargas *versus* deslocamento horizontal das prova de carga com solo natural e solo natural pré-inundado

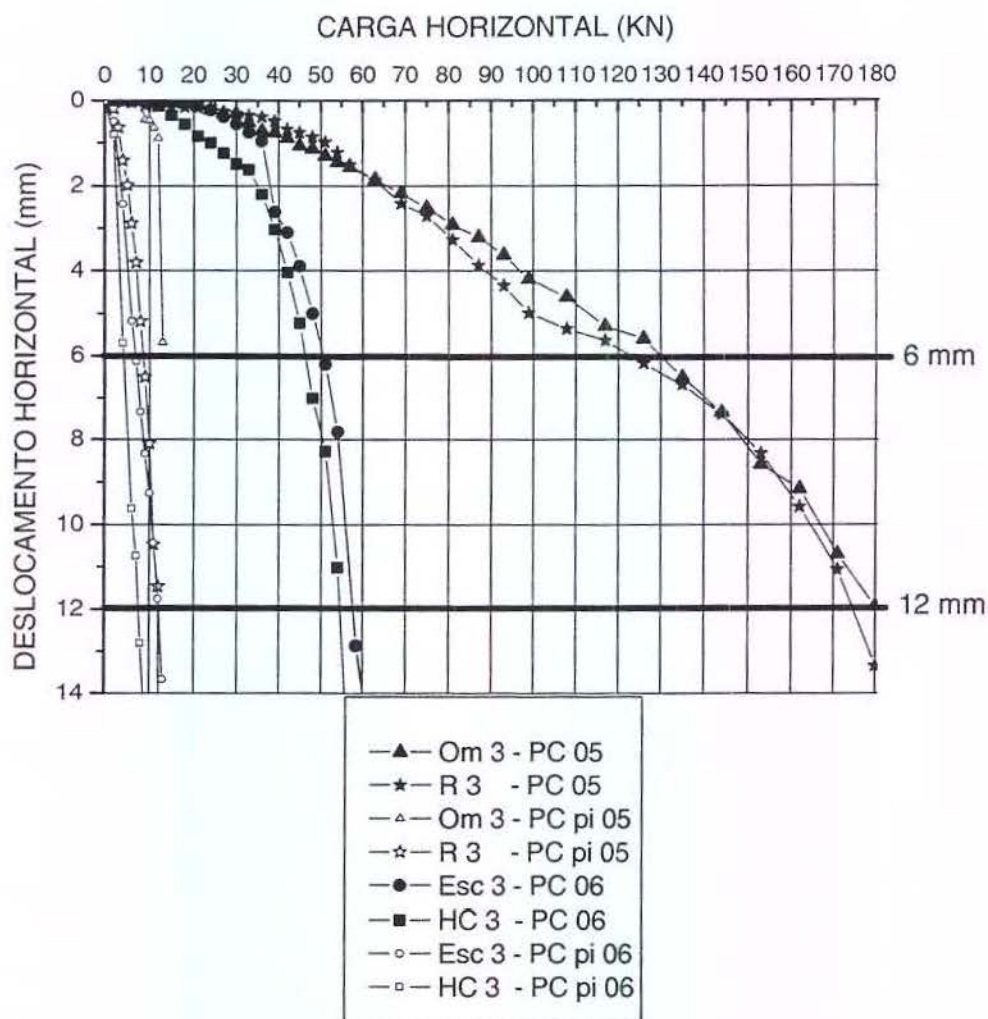
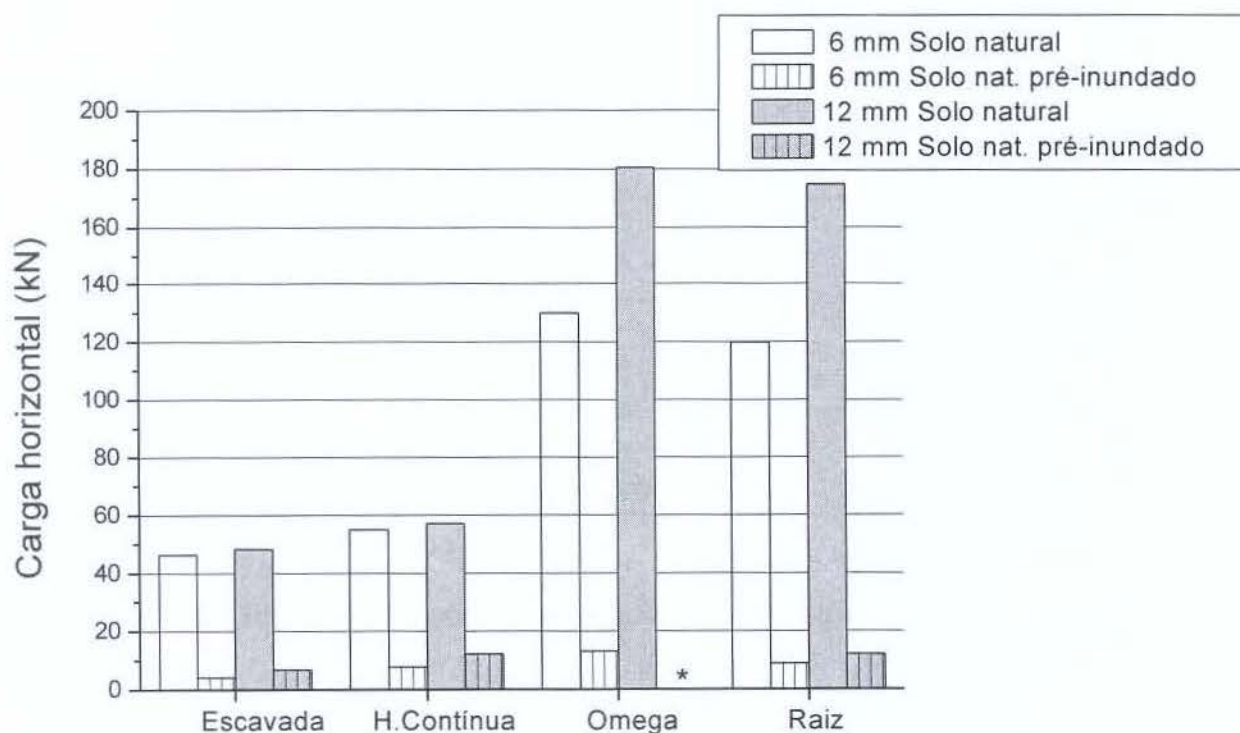


Figura 8.2 – Detalhe da Figura 8.1 para deslocamentos de até 14 mm

Os resultados destas provas de carga mostram que a pré-inundação provocou uma redução da carga aplicada de 5 a 15 vezes, ou seja, entre 78,8 e 93,1 %, para se atingir deslocamentos de 6 e de 12 mm, conforme pode ser observado na Tabela 8.3 e na Figura 8.3.

Tabela 8.3 – Cargas horizontais com solo natural e solo natural pré-inundado para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm

Estacas	Provas de cargas	Carga para deslocar 6mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 6 mm (e redução em %)	Relação entre cargas para 12 mm (e redução em %)
		(1) Solo natural	(2) Pré-inundado	(1) Solo natural	(2) Pré-inundado		
Esc 3	PC 06 e PC pi 06	46,3	4,15	48,29	6,86	11,2 (-91,0%)	7,0 (- 85,8 %)
HC 3		55,07	7,61	57,07	12,12	7,2 (- 86,2 %)	4,7 (- 78,8 %)
Om 3	PC 05 e PC pi 05	130,0	13,1 (extr.)	180,4	não atingido	9,9 (- 89,9 %)	—
R 3		119,8	8,81	174,7	12,0	13,6 (- 92,6 %)	14,6 (- 93,1 %)



* para a estaca ômega, não foi atingido o deslocamento de 12 mm para solo pré-inundado

Figura 8.3 – Valores de carga por estaca das provas de carga com solo natural e solo natural pré-inundado para deslocamentos de 6 e 12 mm

Observa-se que em todas as provas de carga com solo pré-inundado o efeito é bastante acentuado, independente do tipo de execução da estaca.

8.3 EFEITO DA MELHORIA DO SOLO ATRAVÉS DO SOLO-CIMENTO COMPACTADO

Todas as provas de carga realizadas com solo natural foram repetidas após a melhora do solo com a compactação de solo-cimento.

As curvas comparando as provas de carga com os pares de estacas nas condições de solo natural e solo-cimento compactado são apresentadas nas Figuras 8.4 a 8.10.

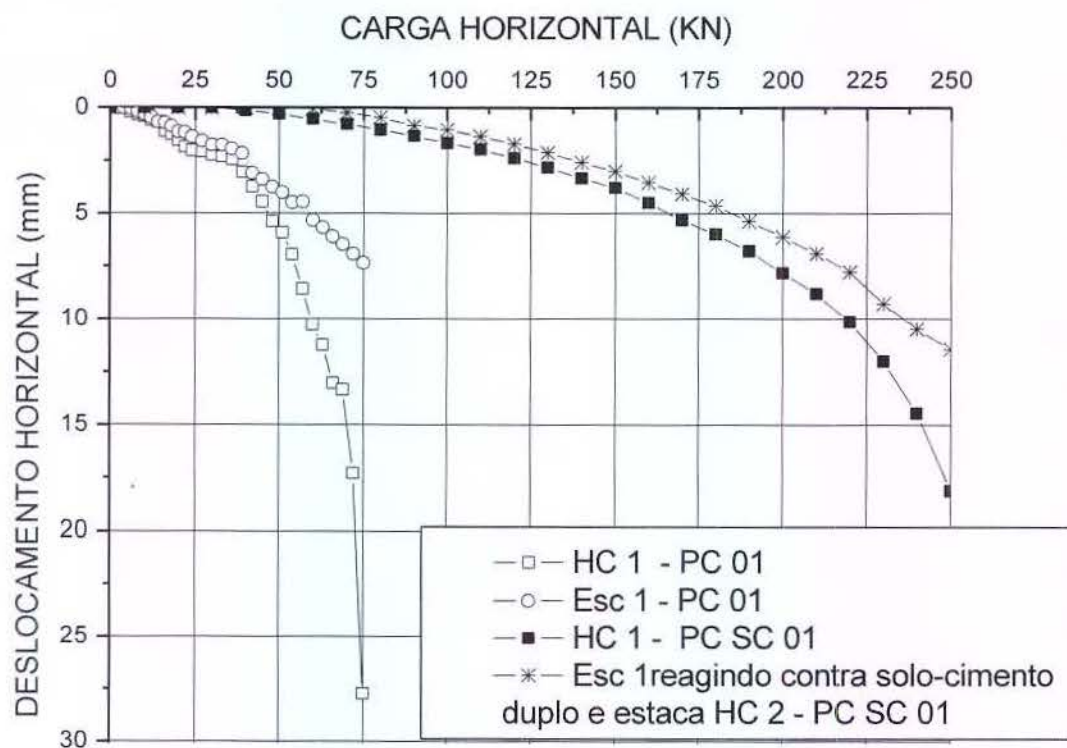


Figura 8.4 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 01 e PC SC 01

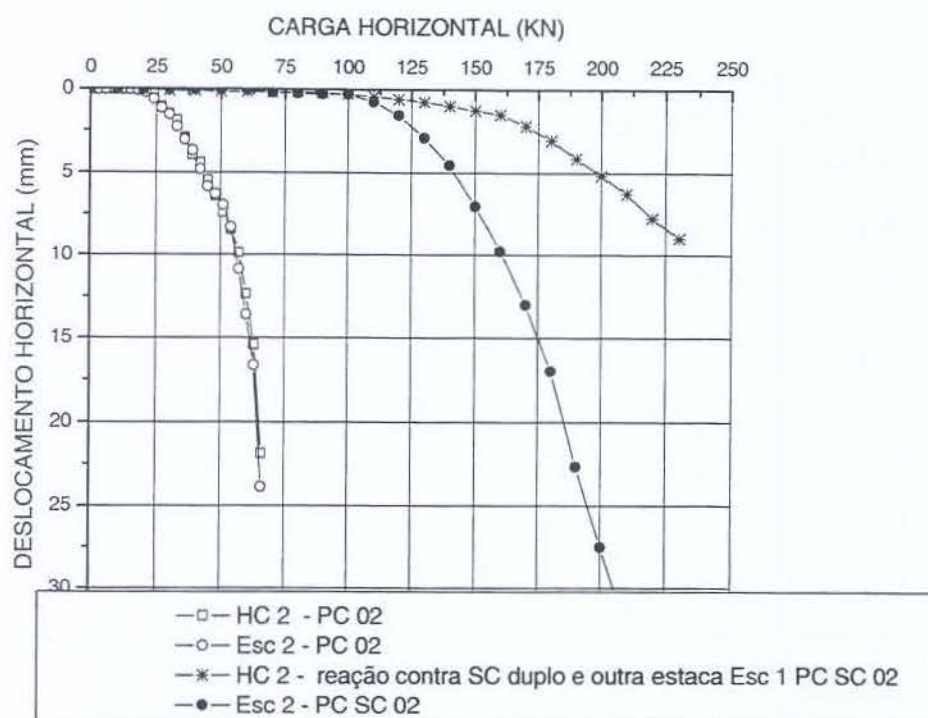


Figura 8.5 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 02 e PC SC 02

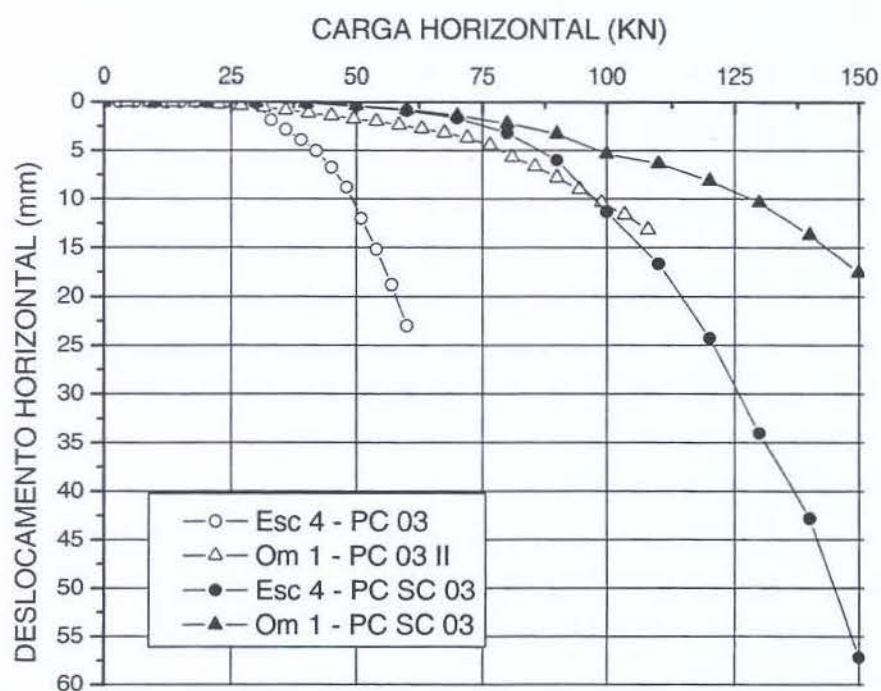


Figura 8.6 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 03 e PC SC 03

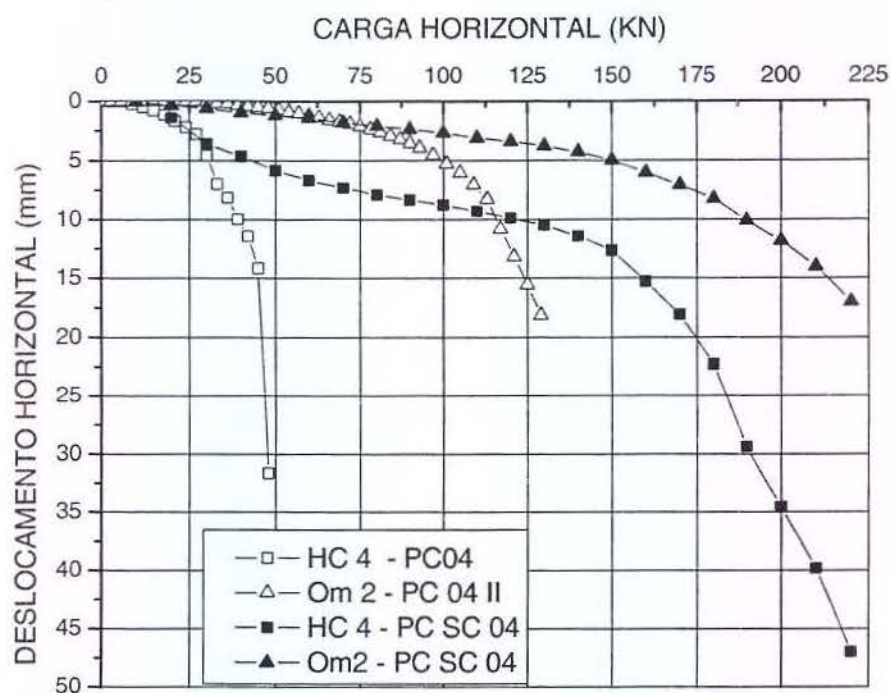


Figura 8.7 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 04 e PC SC 04

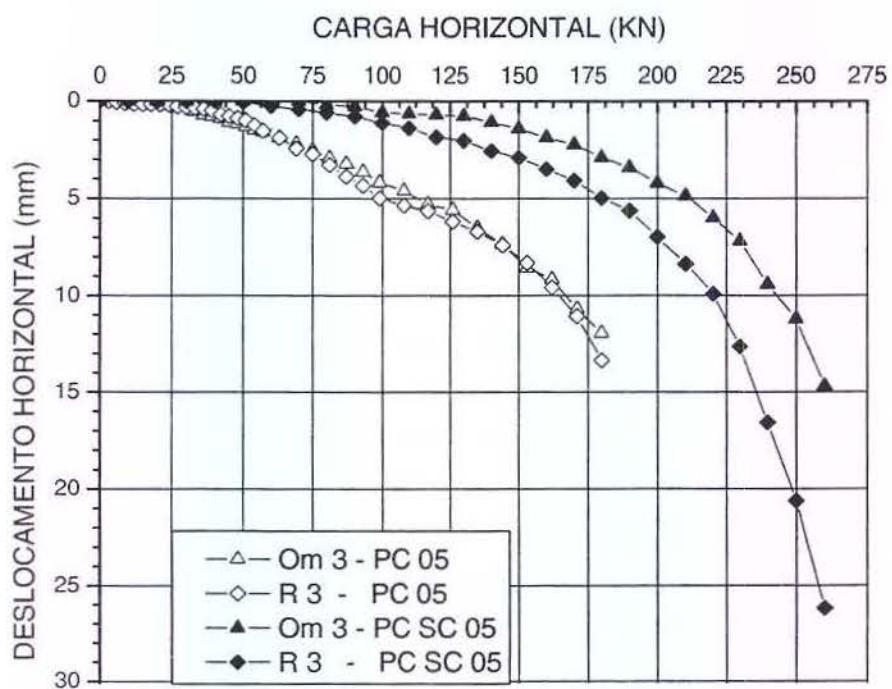


Figura 8.8 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 05 e PC SC 05

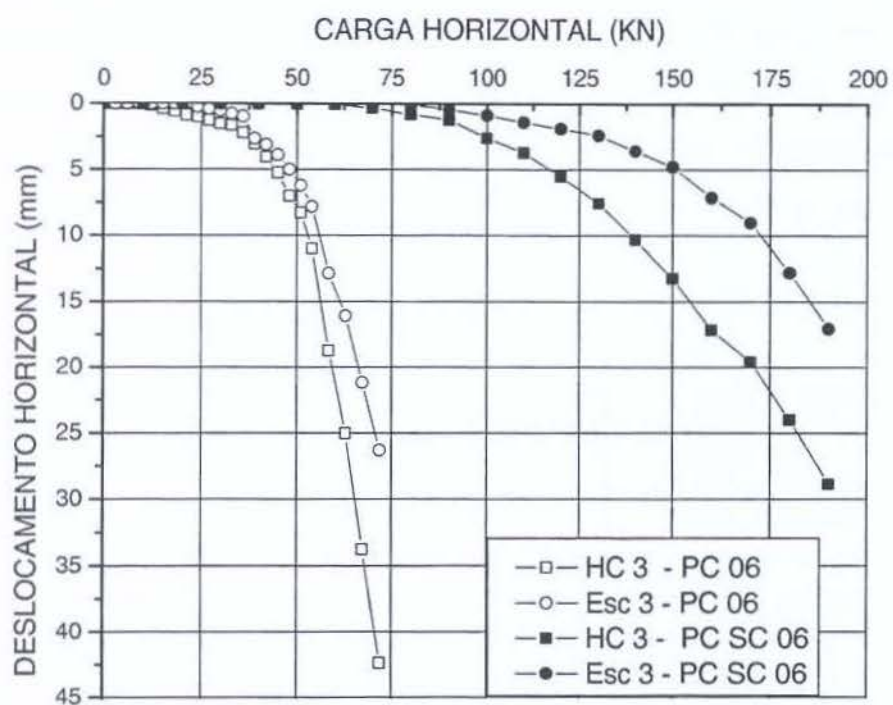


Figura 8.9 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 06 e PC SC 06

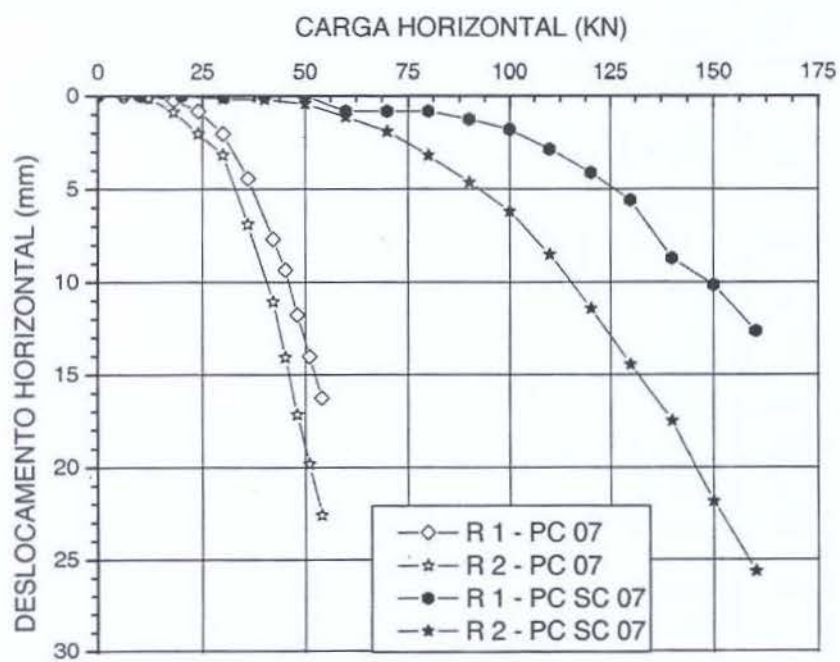


Figura 8.10 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das PC 07 e PC SC 07

Na Tabela 8.4 são apresentadas as cargas aplicadas para se atingir deslocamentos de 6 e de 12 mm para as condições de solo na umidade natural e de solo-cimento compactado. Nesta Tabela, os valores acompanhados de asterisco são os dos casos em que as estacas foram ensaiadas contra solo-cimento com 2 m de largura e encostado numa outra estaca. Por isso, não foram consideradas na comparação do acréscimo da carga.

Tabela 8.4 – Cargas horizontais para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm com solo natural e solo-cimento

Estacas	Provas de cargas PC e PC SC	Carga para deslocar 6mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 6 mm (e aumento em %)	Relação entre cargas para 12 mm (e aumento em %)
		(1) Solo natural	(3) Solo-cimento	(1) Solo natural	(3) Solo-cimento		
HC 1	01	51,26	180,19	59,58	230,00	3,5 (+251,5 %)	3,9 (+286,0 %)
HC 2	02	46,02	207,61*	58,24	não atingido *	—*	— *
HC 3	06	55,07	122,31	57,07	145,70	2,2 (+122,1 %)	2,6 (+155,3 %)
HC 4	04	31,75	110,24	42,59	145,99	3,5 (+247,2 %)	3,4 (+242,8 %)
Esc 1	01	65,33	198,38 *	não atingido	não atingido *	— *	— *
Esc 2	02	46,69	145,86	59,58	166,90	3,2 (+212,4 %)	2,8 (+180,1 %)
Esc 3	06	46,30	155,30	48,29	177,84	3,4 (+235,4 %)	3,7 (+268,3 %)
Esc 4	03	43,66	89,93	50,97	101,29	2,1 (+106,0 %)	2,0 (+98,7 %)
Om 1	03	82,38	106,48	104,57	134,86	1,3 (+29,3 %)	1,3 (+29,0 %)
Om 2	04	104,73	165,79	118,95	200,51	1,6 (+58,3 %)	1,7 (+68,6 %)
Om 3	05	130,00	220,17	180,40	252,26	1,7 (+69,4 %)	1,4 (+39,8 %)
R 1	07	38,89	131,28	48,29	157,37	3,4 (+237,6 %)	3,3 (+225,9 %)
R 2	07	34,55	98,71	42,93	121,86	2,9 (+185,7 %)	2,8 (+183,8 %)
R 3	05	119,8	192,79	174,70	227,63	1,6 (+60,9 %)	1,3 (+30,3 %)

* Valores para estacas reagindo contra solo-cimento duplo e encostado em outra estaca

Em todas as provas de carga realizadas com o solo-cimento compactado houve um considerável aumento nas cargas aplicadas para se atingir mesmos deslocamentos. Com

exceção das estacas ômega e da estaca raiz R 3 (ver comentário no item 8.1), as demais apresentaram acréscimos de carga superiores a 100%, e em quatro estacas, acréscimos superiores a 200%.

As estacas hélices contínuas apresentaram, em média, um aumento pouco superior às estacas escavadas e estacas raiz. As estacas ômega, que foram as que apresentaram melhor desempenho entre os tipos de estacas com o solo natural, no entanto apresentaram o menor crescimento com o solo-cimento compactado. Mesmo assim foram as que apresentaram, em média, os maiores valores de carga também para a condição de solo-cimento compactado.

Uma explicação para isso é que a troca do solo natural pelo solo-cimento compactado torna a condição do solo, ao redor da mesma, igual para todas as estacas. Com isso a influência do método de implantação de cada estaca perde o seu efeito comparativo quando o solo é trocado.

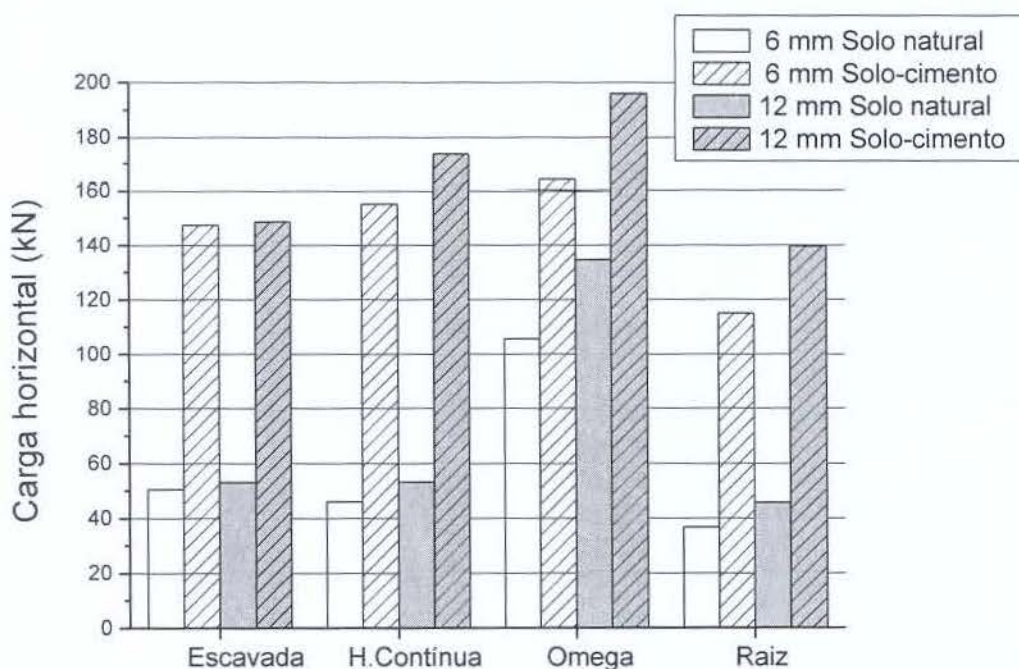


Fig. 8.11 –Valores de carga médias por estaca para deslocamentos de 6 e 12 mm para solo natural e solo-cimento

8.4 EFEITO DA PRÉ-INUNDAÇÃO DO SOLO-CIMENTO COMPACTADO

A pré-inundação do solo-cimento foi feita nas provas de carga PC SC pi 03, PC SC pi 04 e PC SC pi 07, abrangendo uma estaca escavada, uma hélice contínua e duas ômega e duas raiz, ou seja, as estacas HC 4, Esc 4, Om 1, Om 2, R 1 e R 2.

O efeito da pré-inundação do solo-cimento provoca um acentuado acréscimo nos deslocamentos para as mesmas cargas aplicadas e conseqüentemente uma considerável redução nos valores do coeficiente de reação horizontal, como apresentado no Capítulo seguinte. Na Figura 8.12 a 8.14 são apresentadas as curvas das provas de cargas por estacas em que foram realizados os ensaios com o solo-cimento compactado e na seqüência com o solo-cimento pré-inundado. Nestas curvas não foram considerados os deslocamentos residuais das provas de carga com o solo-cimento.

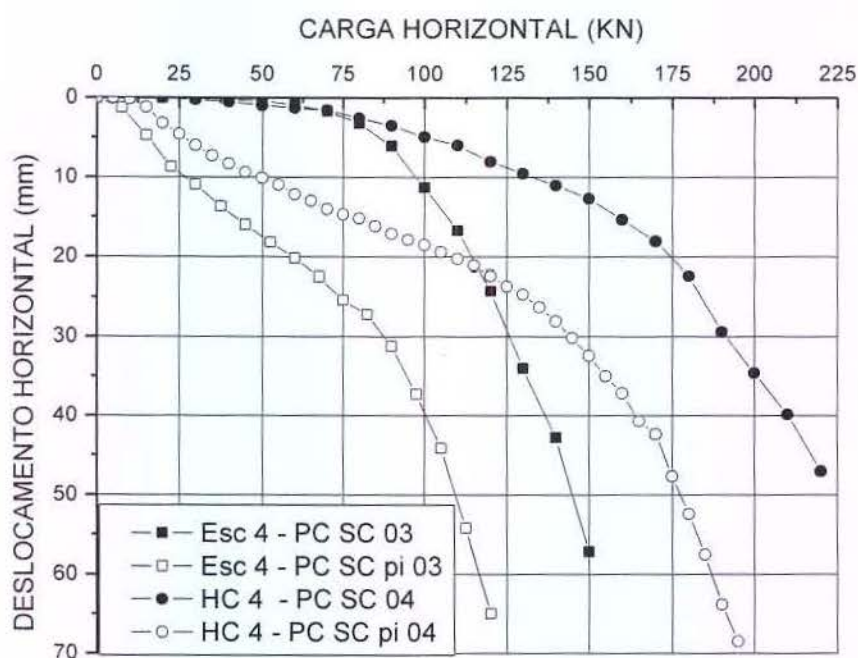


Figura 8.12 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das provas de carga com solo-cimento com e sem pré-inundação para as estacas hélice contínua e escavada

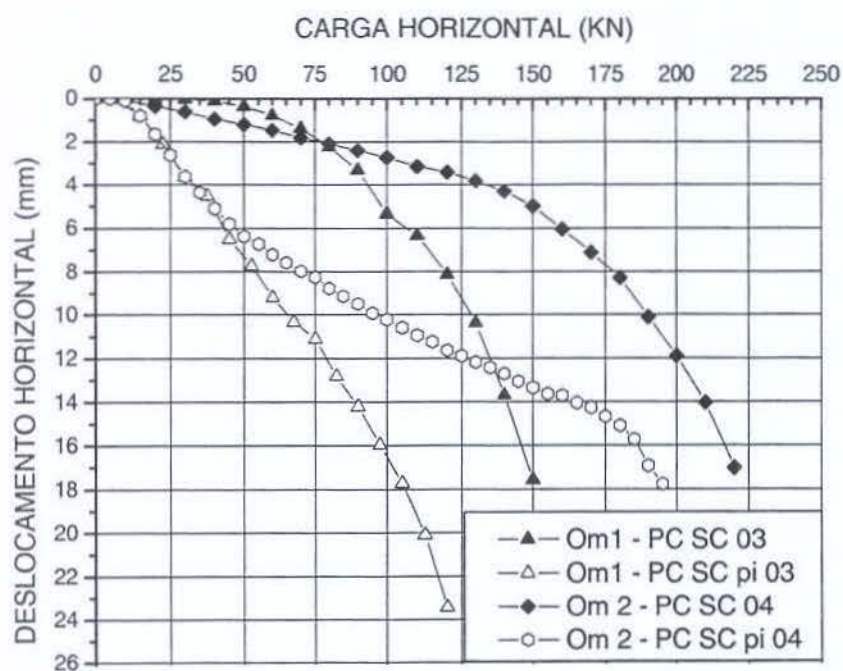


Figura 8.13 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das provas de carga com solo-cimento com e sem pré-inundação para as estacas ômega.

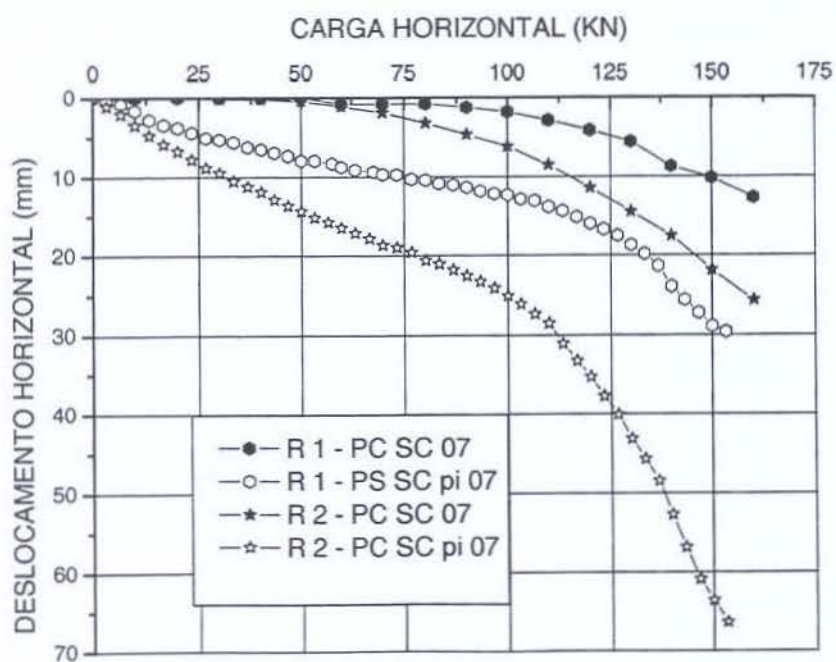


Figura 8.14 – Curvas cargas versus deslocamento horizontal das provas de carga com solo-cimento com e sem pré-inundação para as estacas raiz.

Tabela 8.5 – Cargas horizontais para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado

Estacas	Provas de cargas PC SC e PC SC pi	Carga para deslocar 6mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 6 mm (e redução em %)	Relação entre cargas para 12 mm (e redução em %)
		(3) Solo- cimento	(4) Solo- cimento pré- inundado	(3) Solo- cimento	(4) Solo- cimento pré- inundado		
HC 4	04	110,24	17,48	145,99	33,02	6,31 (- 80,6%)	4,42 (- 77,4%)
Esc 4	03	89,93	30,19	101,29	59,45	2,98 (- 66,5%)	1,70 (- 41,3%)
Om 1	03	106,48	43,06	134,86	78,88	2,47 (- 60,0%)	1,71 (-41,5%)
Om 2	04	165,79	46,72	200,51	126,83	3,55 (-71,8%)	1,58 (- 36,7%)
R 1	07	131,28	17,19	157,37	40,37	7,64 (- 86,9%)	3,90 (- 74,3%)
R 2	07	98,71	35,51	121,86	95,23	2,78 (-64,0%)	1,28 (- 21,8%)

A redução das cargas aplicadas para se atingir mesmos deslocamentos horizontais é acentuada, porém, como era de se esperar, menos acentuada entre as condições de solo-cimento (3) e solo-cimento pré-inundado (4) do que as reduções encontradas na comparação entre as condições de solo natural (1) e solo natural pré-inundado (2). Foram encontradas reduções entre 21 e 77 % nas cargas aplicadas, sendo que reduções menores para os deslocamentos de 12 mm. Maiores reduções ocorreram para deslocamentos de 6 mm.

A pré-inundação provoca um efeito de redução de resistência no próprio solo-cimento, porém atenuada comparativamente ao solo natural, devido à redução dos vazios no solo com a troca do mesmo por solo-cimento compactado.

Ao sofrer o carregamento horizontal o bloco de solo-cimento se deforma e também se desloca, provocando o deslocamento do solo natural ao qual está encostado. E este solo natural, que também sofreu o processo de pré-inundação, se desloca de uma forma mais acentuada devido a estas condições de inundação, já analisadas anteriormente.

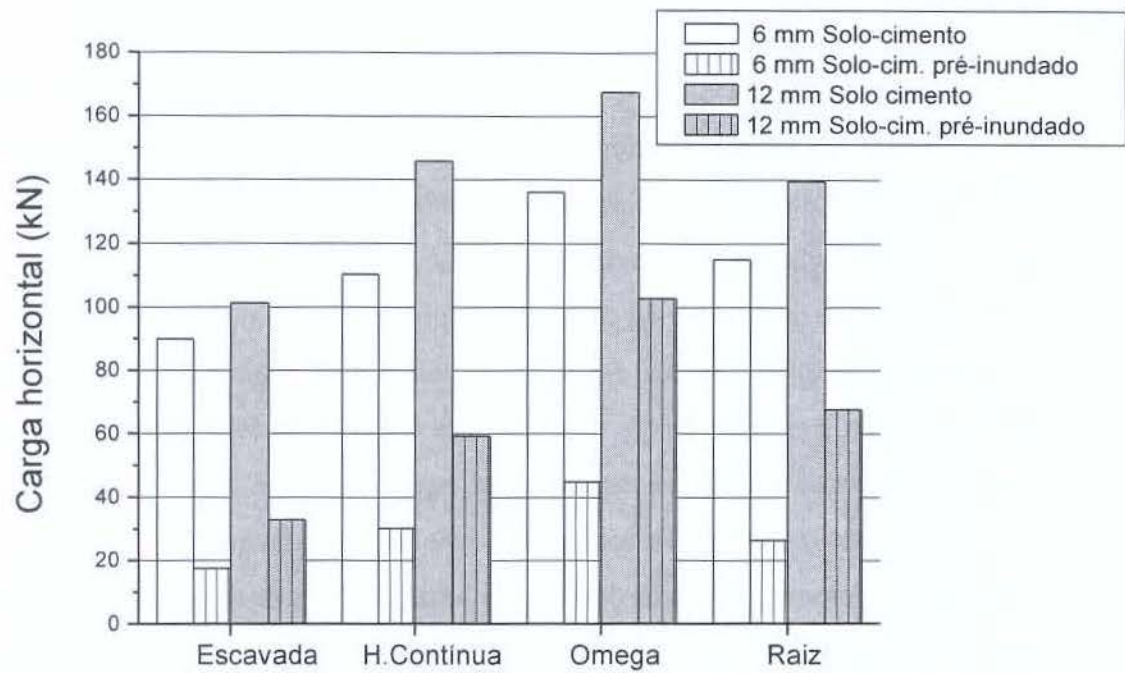


Figura 8.15 –Valores de carga médias por estaca para deslocamentos de 6 e 12 mm para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado

8.5 ANÁLISE DO DESLOCAMENTO DO BLOCO DE SOLO-CIMENTO COMPACTADO

Nas provas de carga PC SC 02, 03, 04, 06 e 07 e nas PC SC pi 03, 04 e 07 foi rigidamente instalada uma chapa metálica no final do preparo do solo-cimento, no centro do bloco e a 50 mm de distância do solo, para medir o deslocamento deste bloco de solo-cimento durante a execução das provas de carga.

Observa-se que nas provas de carga PC SC, ou seja, com o solo-cimento e o solo ao redor na umidade natural, a estaca e o bloco de solo-cimento inicialmente deslocam-se quase juntos até 1 ou 2 mm, e depois o bloco de solo-cimento desloca-se menos que a estaca, significando, como era de se esperar, que este se deforma ao receber pressão da estaca e exercer pressão (e deslocar) o solo com o qual está em contato.

Também se observa que o deslocamento horizontal residual é praticamente igual ao deslocamento final, ou seja, o bloco de solo-cimento pouco recupera o que se deslocou. A exceção foi no caso da PC SC 06 (ver Figura 6.20) onde o bloco de solo-cimento deslocou somente até 3,8 mm e o residual foi de 1,3 mm. Neste caso o deslocamento foi muito pequeno, pouco deformando o bloco.

Nas provas de carga PC SC pi, ou seja, provas com pré-inundação do solo-cimento e do solo ao redor da estaca e do bloco de solo-cimento, observa-se que o bloco de solo-cimento somente desloca-se de uma forma sensível após a estaca ter se deslocado próximo do deslocamento máximo da PC SC anterior, quando a estaca volta, de uma forma efetiva, a exercer pressão no solo-cimento. Não é necessário deslocar o valor máximo da prova anterior porque, com a pré-inundação, a água carrega solo preenchendo parcialmente o espaço aberto no deslocamento anterior.

Para exemplificar, na PC SC pi 04 (ver Figura 6.18) o solo-cimento praticamente começa a deslocar-se após a estaca HC 4 ter se deslocado 25 mm. Na PC SC pi 07 (ver Figura 6.22) após a estaca R 2 ter deslocado se 26 mm, próximo do deslocamento máximo da PC SC 07.

8.6 ANÁLISE DO CARREGAMENTO CÍCLICO

Em três provas de carga na condição de solo na umidade natural, foram realizados dois ciclos de carregamento: PC 01, PC 05 e PC 06, conforme pode-se verificar nas Figuras 6.1, 6.2, 6.8 e 6.10.

Nestas três provas de carga obteve-se na curva carga *versus* deslocamento do segundo ciclo, uma inflexão na curva reduzindo a taxa de deslocamento, que ocorre quando a estaca volta a ter todo o fuste em contato com o solo. Isto ocorre até próximo do ponto de máximo deslocamento da curva do primeiro ciclo de carregamento.

A partir deste ponto, a curva do segundo ciclo passa a ser concordante com a do primeiro ciclo, ou seja, a taxa de crescimento do deslocamento volta a ser a do final do primeiro ciclo de carregamento.

Na Tabela 8.6 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos obtidos na carga final do primeiro ciclo de carregamento e na carga igual ou mais próxima do segundo ciclo de carregamento.

Tabela 8.6 - Comparação entre deslocamentos dos dois ciclos de carregamento.

Prova de carga	Carga máxima do 1º.ciclo (kN)	y ₀ estaca 1 (mm)	y ₀ estaca 2 (mm)	Carga mais próxima do 2.ciclo (kN)	y ₀ estaca 1 (mm)	y ₀ estaca 2 (mm)	Estaca 1: relação entre y ₀ ciclo 2 / y ₀ ciclo 1	Estaca 2 : relação entre y ₀ ciclo 2 / y ₀ ciclo 1
PC 01	24	2,04	1,38	24	1,93	1,55	0,95	1,12
PC 05	93	3,63	4,35	90	3,92	4,65	1,08	1,07
				99	4,19	4,99	1,15	1,15
PC 06	54	11,02	7,82	54	14,64	10,13	1,33	1,30

Observa-se que nas duas provas de carga, em que o deslocamento máximo do primeiro ciclo foi pequeno (inferior a 4 mm), o deslocamento obtido no segundo ciclo foi em média 10% superior (e, em um caso, foi pouco inferior).

Na prova de carga em que o deslocamento máximo do primeiro ciclo foi intermediário (entre 8 e 11 mm), o valor deslocamento obtido no segundo ciclo foi em torno de 30% superior.

Pelo fato do comportamento do sistema estaca-solo não ser elástico, estes resultados estão coerentes: maiores diferenças para maiores níveis de deslocamentos.

8.7 COMPARAÇÃO ENTRE AS ESTACAS ENSAIADAS NAS QUATRO CONDIÇÕES DO SOLO

Analisando todas as condições em que foram realizadas as provas de carga, nas Figuras 8.16 e 8.17 são apresentadas as cargas médias para cada tipo de estaca para atingir deslocamentos de 6 mm e de 12 mm, nas quatro condições de solo.

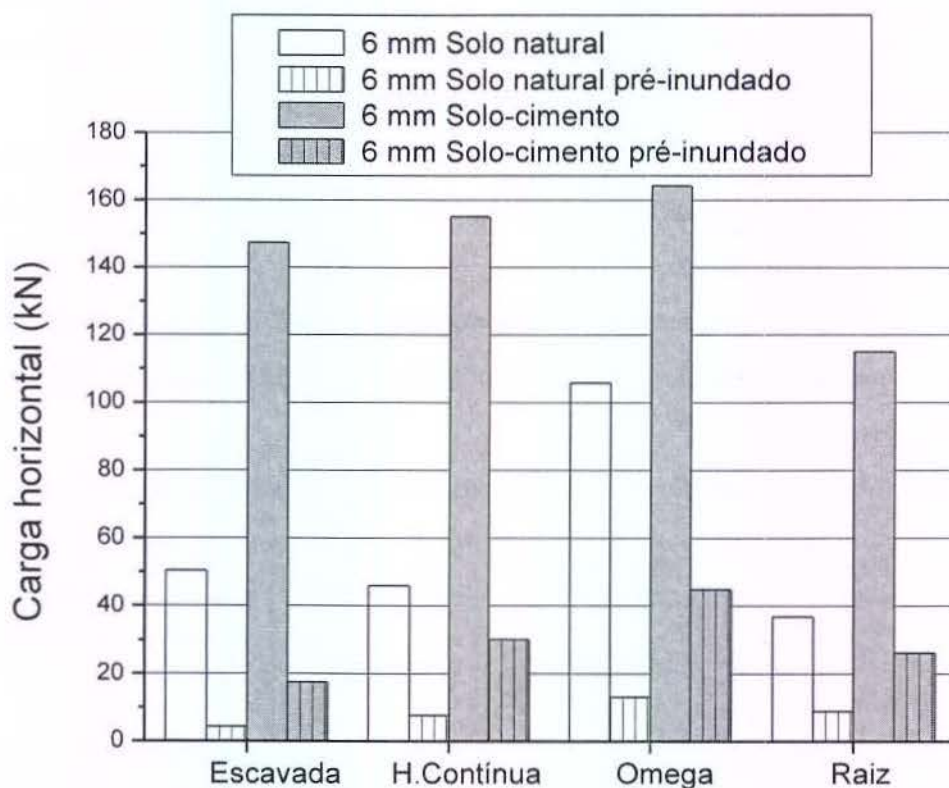
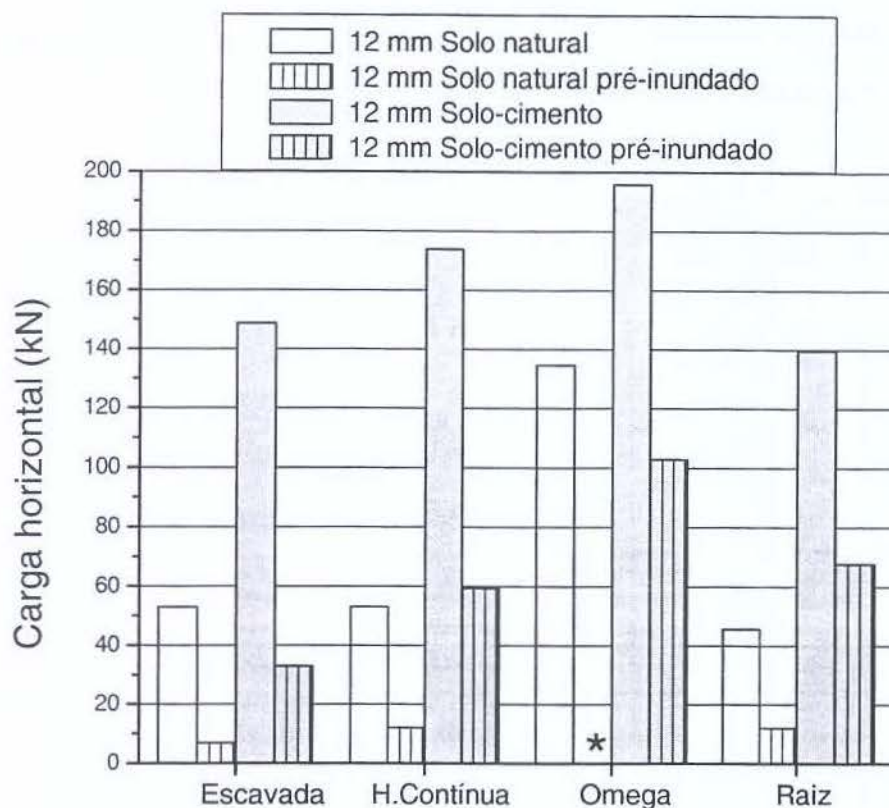


Figura. 8.16 - Valores médios por estaca da carga para atingir deslocamentos de 6 mm



* para a estaca ômega, não foi atingido o deslocamento de 12 mm com solo pré-inundado

Figura 8.17 - Valores médios por estaca da carga para atingir deslocamentos de 12 mm

Observa-se que as estacas ômega foram as que apresentaram maiores cargas em todas as situações.

Na situação de solo pré-inundado as cargas tornaram-se bem próximas para todas as estacas, chamando a atenção para a grande influência da colapsibilidade do solo, que predomina sobre a forma de execução das estacas.

O acréscimo de carga com a troca do solo por solo-cimento compactado foi significativa em todas as estacas.

E a pré-inundação do solo-cimento provoca uma considerável redução nas cargas, porém bem menos significativa do que a redução provocada pela pré-inundação do solo na umidade natural.

Retomando as considerações feitas no item 8.1, sobre cargas admissíveis, é necessário comparar as cargas obtidas nas provas de carga na condição (1), solo na umidade natural, com as cargas da condição (4), solo-cimento pré-inundado, para a

determinação da carga admissível. A Tabela 8.7 apresenta parte da Tabela 8.2 com os valores médios por tipo de estaca (desconsiderando as Esc 1 e R 3) e as cargas das estacas com as quais se realizaram provas de carga na condição (4).

Tabela 8.7 - Cargas para deslocar 12 mm nas condições (1) e (4)

estacas	Carga média para deslocar 12 mm (kN) (1) Solo natural	estacas	(1) Solo natural	(4) Solo-cimento pré-inundado	Relação de cargas para 12 mm entre (4) e (1)
hélice contínua	54,37	HC 4	42,59	33,02	0,77 (- 22 %)
escavada	52,95	Esc 4	50,97	59,45	1,17 (+ 17 %)
ômega	134,64	Om 1	104,57	78,88	0,75 (- 25 %)
		Om 2	118,95	126,83	1,07 (+ 7 %)
raiz	45,61	R 1	48,29	40,37	0,84 (- 16 %)
		R 2	42,93	95,23	2,22 (+ 122 %)

Os resultados de cargas para atingir 12 mm na condição de solo-cimento pré-inundado foram em três casos inferiores ao do solo na umidade natural, e em outros três casos superiores. A maior redução foi de 25 %.

Analisando estes resultados, as cargas admissíveis (em números múltiplos de cinco kN) que foram consideradas no item 8.1 (onde foram adotadas as cargas correspondentes a deslocamentos de até 12 mm) de 45 kN para estacas hélice contínua e escavada, de 40 kN para as estacas raiz e de 105 kN para as ômega, devem ser reavaliadas para 35 kN para as estacas hélice contínua, 80 kN para as estacas ômega, e mantidas os 45 kN para as escavada e 40 kN para as estacas raiz.

9 – ANÁLISE DOS VALORES OBTIDOS DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

9.1 - METODOLOGIA UTILIZADA PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Uma característica das curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal é apresentar valores muito altos de n_h para pequenos deslocamentos, decrescendo de forma acentuada, atingindo um certo patamar a partir do qual a variação torna-se pequena para maiores deslocamentos. A adoção de valores de n_h deve desprezar os altos valores iniciais (o que significaria um critério de projeto contra a segurança) e adotar um intervalo de deslocamentos para a adoção de um valor do coeficiente de reação horizontal.

Para a determinação do coeficiente de reação horizontal, n_h , foram utilizadas as curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal na superfície adotando um intervalo de valores do deslocamento horizontal. Tendo-se em conta valores de deslocamento admissíveis numa estrutura, adotou-se, como critério, valores de deslocamento entre 6,0 e 12,0 mm.

Um intervalo próximo a este, foi o adotado por Alizadeh & Davisson (1970), num pioneiro trabalho utilizando curvas n_h *versus* y_0 . Estes autores utilizaram o intervalo de 6,35 a 12,70 mm, ou seja, de 2,5 e 5,0 polegadas. Baseado neste trabalho, o intervalo de 6,0 a 12 mm foi adotado por Miguel (1996). Também Albuquerque (1996), Carvalho et al. (1996) e Menezes et al. (2004) adotaram o mesmo intervalo. Cintra (1981) adotou entre 4,0 a 8,0 mm.

O cálculo dos coeficientes de reação horizontal realizou-se com os valores de carga horizontal aplicada H e os respectivos valores de deslocamento horizontal y_0 obtidos nas provas de carga.

Utilizando o método para estacas longas de Matlock & Reese (1961), apresentado no item 2.4.1.1.4. Para o caso de uma estaca carregada somente com uma carga horizontal, H , o deslocamento é dado pela seguinte equação:

$$y = \left(\frac{H T^3}{E_p I_p} \right) A_y \quad \text{Eq 9.1}$$

onde T, é a rigidez relativa entre a estaca e o solo, e para solos de comportamento arenoso, é definido por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad \text{Eq 9.2}$$

No caso do deslocamento na superfície, ou seja, profundidade zero, o valor do coeficiente A_y , retirado da Tabela 2.8, é 2,435.

Para o cálculo do n_h , substitui-se a equação 9.2 na 9.1 e obtém-se:

$$n_h = \frac{4,42 H^{5/3}}{y_0^{5/3} (E_p I_p)^{2/3}} \quad \text{Eq 9.3}$$

$$\text{onde para seções transversais circulares, } I_p = \frac{\pi D^4}{64} \quad \text{Eq 9.4}$$

Os valores de E_p , módulo de elasticidade do concreto das estacas, utilizados foram os obtidos por Albuquerque (2001): 21 GPa para as estacas hélice contínua, escavada e raiz e 30 GPa para as estacas ômega.

Para o cálculo de I_p , momento de inércia à flexão, foram utilizados diâmetros, D, iguais a 40 cm para as estacas hélice contínua, escavada e raiz e a 37 cm para as estacas ômeas.

O valor de T, rigidez relativa, para as estacas analisadas calculado com o valor conhecido de n_h , obtido por Albuquerque (1996) de 11,90 MN/m³, foi de 1,18 m para as estacas ômega e 1,17 m para as demais estacas. As estacas possuem 12 m de comprimento, e comprimento de armadura de 6 e 12 m, valores superiores a 4T, e, portanto, são estacas consideradas longas.

Uma estaca hélice contínua, uma escavada e uma ômega foram extraídas no Campo Experimental por Albuquerque (2001) e os diâmetros efetivamente encontrados ficaram com uma média de 40,4 cm, 45,0 cm e 37,8 cm, respectivamente. No início do fuste, onde interessa mais diretamente ao carregamento horizontal, os valores medidos foram 39,9 cm, 44,6 cm e 37,8 cm. Nogueira (2004) encontrou para a estaca raiz extraída 42 cm. Adotou-se o valor de 37 cm para as estacas ômeas e de 40 cm para as demais, por

serem os diâmetros nominais, por ter sido retirada somente uma estaca de cada tipo e pela variação encontrada nos diâmetros medidos.

O valor adotado para o coeficiente de reação horizontal foi, então, a média dos valores interpolados para 6 e 12 mm e dos valores de deslocamentos intermediários entre 6 e 12 mm.

Observe-se que na estaca Esc 1 não foi possível obter o valor de n_h , devido ao pequeno deslocamento obtido nesta estaca. E para as estacas Esc 1 e HC 2 não foram incluídos os valores de n_h por causa da condição diferente em que elas ficaram, pois, conforme pode ser visto na Figura 5.3, o bloco de solo-cimento ao lado da Esc 1 ficou unido ao bloco de solo-cimento da HC 2, resultando que estas estacas reagiram contra um bloco de solo-cimento com 2m de comprimento e contra a outra estaca (respectivamente, HC 2 ou Esc 1).

9.2 – ANÁLISE DOS VALORES DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL PARA A CONDIÇÃO DE SOLO NA UMIDADE NATURAL

Os valores obtidos para o coeficiente de reação horizontal para a condição de solo na umidade natural, conforme apresentados na Tabela 9.1 tiveram uma considerável variação. O valor que anteriormente se tinha obtido neste Campo Experimental, em uma estaca pré-moldada (conforme apresentado no Capítulo 10) era de 11,90 MN/m³ (Albuquerque et al., 1996). Tendo em conta esta referência, os valores encontrados nas estacas hélice contínua e escavada foram próximos. Nas estacas ômega os valores foram maiores. O valor obtido na estaca raiz R 3 será desconsiderado pelo que foi comentado no item 8.1.

Tabela 9.1. Valores do coeficiente de reação horizontal obtidos para solo natural

Estacas	Prova de carga PC	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural	Estacas	Prova de carga PC	n_h (MN/m ³) (1) Solo Natural
hél.contínua			escavada		
HC 1	01	11,81	Esc 1	01	–
HC 2	02	11,68	Esc 2	02	11,56
HC 3	06	10,34	Esc 3	06	13,14
HC 4	04	5,59	Esc 4	03	9,94
MÉDIA		9,86	MÉDIA		11,55
ômega			raiz		
Om 1	03 II	26,10	R 1	07	7,63
Om 2	04 II	40,82	R 2	07	6,92
Om 3	05	62,48	R 3 *	05	61,70 *
MÉDIA		43,13	MÉDIA		7,28

*Não foi considerado o valor da estaca R 3

A Tabela 9.2 apresenta faixa de valores encontrados em algumas publicações da literatura nacional (Alonso, 1989, Velloso & Lopes 2002)

O solo superficial do Campo experimental da Unicamp, conforme descrito no Capítulo 3, é uma argila arenosa de alta porosidade. Porém, verificando-se os parâmetros do solo, como índice de vazios de 1,75, ângulo de atrito de 31,5°, este solo tem um comportamento de solo arenoso.

Tendo em conta o comportamento do solo, e que na camada superficial apresenta N do SPT entre 1 e 3, ele se encaixaria na Tabela 9.2 como valores de areia fofa: n_h entre 2,2 a 2,6. Comparando-se com estes valores, os obtidos neste trabalho foram todos consideravelmente maiores (no mínimo três vezes maiores).

Tabela 9.2 - Valores típicos do coeficiente de reação horizontal (Alonso, 1989 e Velloso & Lopes, 2002).

Classificação do solo	Valor de n_h (MN/m ³)	
	seca	submersa
Areia fofa	2,2 a 2,6	1,3 a 1,5
Areia medianamente compacta	6,6 a 8,0	4,4 a 5,0
Areia compacta	18,0 a 20,0	11,0 a 12,5
Silte muito fofo		0,1 a 0,3
Argila muito mole		0,55

9.3 – INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO CÍCLICO COM SOLO NATURAL NO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Nas Figuras 7.1, 7.7, 7.8, 7.9 e 7.10, as curvas n_h versus y_0 das provas de carga PC 01, PC 05 e PC 06, foram apresentadas para facilitar a compreensão das mesmas, considerando o y_0 correspondente até a última carga do primeiro ciclo e prosseguindo com a carga imediatamente superior a esta do segundo carregamento. Para exemplificar, na Figura 9.1, apresenta-se para o caso da estaca Ômega Om 3 as curvas de duas formas: curva a) como descrito acima (como está apresentada no Capítulo 7) e curva b) considerando, além dos pontos do primeiro carregamento, todos os pontos relativos ao segundo carregamento.

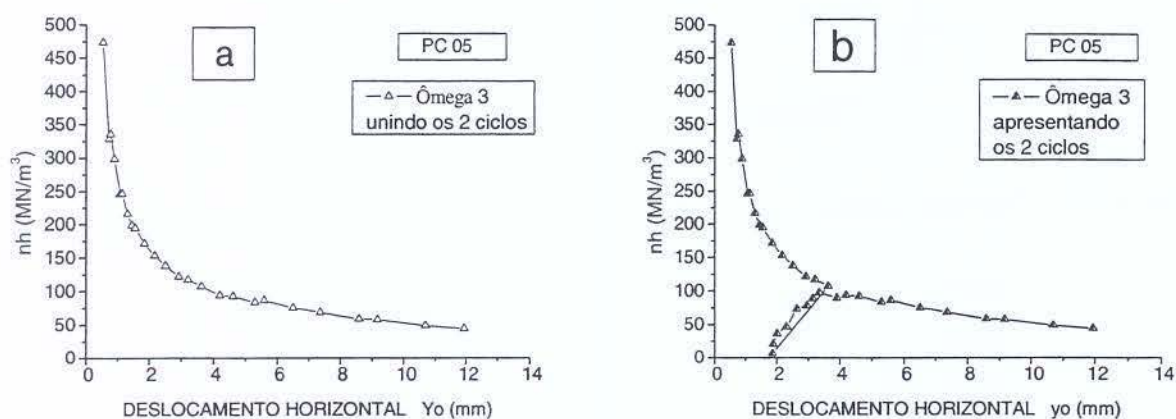


Figura 9.1 - Curvas n_h versus y_0 para estaca Om 3 com 2 ciclos de carregamento.

Observa-se na curva (b) que, para os níveis de deslocamentos destas provas de carga com dois ciclos de carregamento, as curvas retomam a inclinação anterior. O mesmo ocorreu nas outras estacas que tiveram os dois ciclos de carregamento. Isto repete-se também com a estaca pré-moldada ensaiada no mesmo Campo Experimental (ver Figura 10.2).

Considerando-se o segundo ciclo de carregamento como um novo carregamento, ou seja, partindo do deslocamento inicial como zero (simulando assim o que pode ocorrer numa estaca em uma obra), apresentam-se, nas Figuras 9.2 a 9.5, as novas curvas coeficiente de reação horizontal versus deslocamento horizontal.

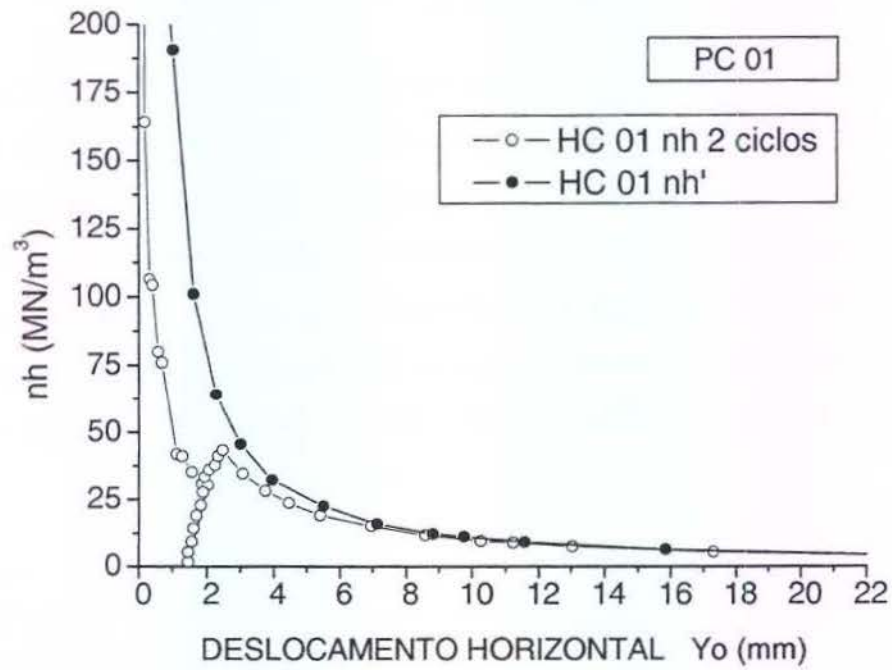


Figura 9.2 - Curvas n_h versus y_o para estaca HC01 com os 2 ciclos e n_h' (só 2º. ciclo)

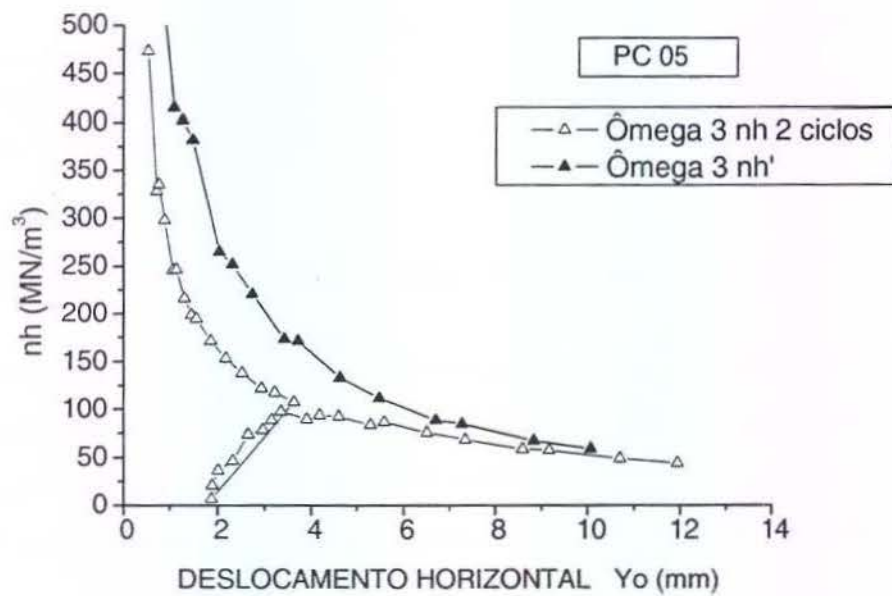


Figura 9.3 - Curvas n_h versus y_o para estaca Om 3 com os 2 ciclos e n_h' (só 2º. ciclo)

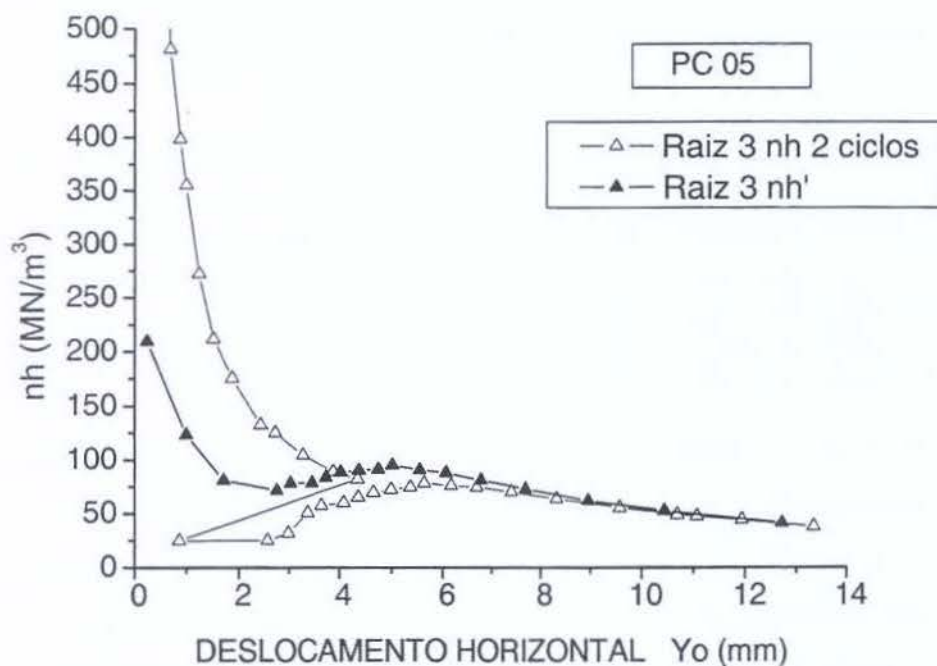


Figura 9.4 - Curvas n_h versus y_o para estaca R 3 com os 2 ciclos e n_h' (só 2º. ciclo)

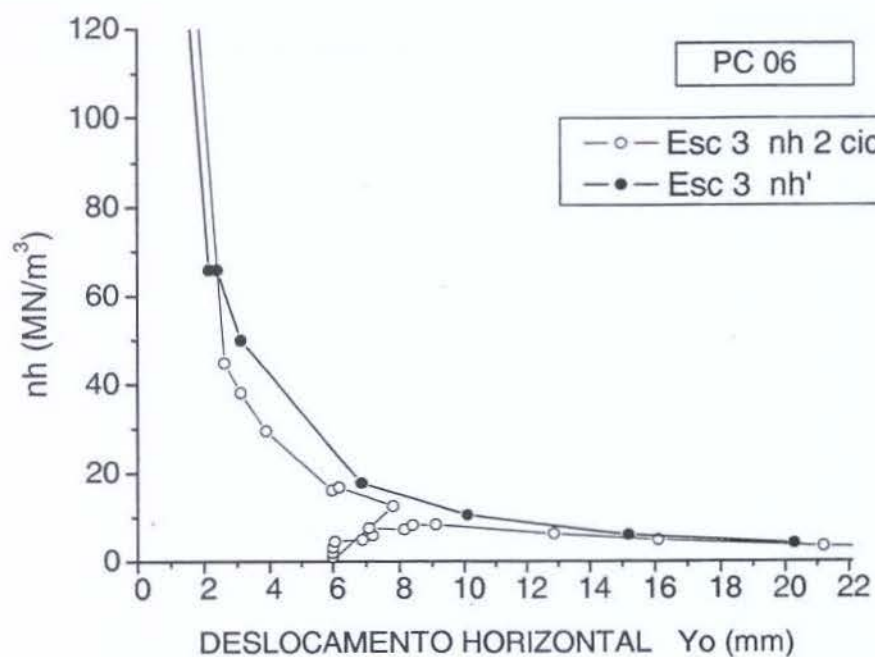


Figura 9.5 - Curvas n_h versus y_o para estaca Esc 3 com os 2 ciclos e n_h' (só 2º. ciclo)

Com estas curvas, obtiveram-se novos valores do coeficiente de reação horizontal, que foram denominados n_h' , que estão apresentados na Tabela 9.3.

Tabela 9.3 - Valores de n_h e de n_h'

Prova de carga	n_h estaca 1 (MN/m ³)	n_h estaca 2 (MN/m ³)	n_h' estaca 1 (MN/m ³)	n_h' estaca 2 (MN/m ³)	Estaca 1: relação entre n_h' e n_h	Estaca 2: relação entre n_h' e n_h
PC 01	11,81	-	12,83	-	1,09	-
PC 05	62,48	61,70	65,90	61,85	1,05	1,00
PC 06	13,14	10,34	12,15	9,75	0,92	0,94

Verificou-se que a variação entre os valores do coeficiente de reação horizontal obtidos pelas duas formas foi pequena.

No caso da PC 06, onde o deslocamento final do primeiro ciclo foi maior, os valores de n_h' foram inferiores aos dos n_h , porém a redução foi de apenas 6 e 8%.

É aconselhável realizar provas de cargas com um número maior de ciclos para se chegar a uma conclusão mais consistente sobre a variação do coeficiente de reação horizontal com os repetidos carregamentos. Também é conveniente verificar esta variação com valores de deslocamentos maiores, onde se deve encontrar uma maior redução do valor do coeficiente de reação horizontal.

9.4 – INFLUÊNCIA DA PRÉ-INUNDAÇÃO DO SOLO NATURAL NO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Nas Figuras 9.6 e 9.7 são apresentadas as curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal para as provas de carga com o solo natural e solo natural pré-inundado. Observa-se a acentuada “queda” das curvas devido a pré-inundação. Na escala utilizada, as curvas com o solo pré-inundado encontram-se praticamente encostadas no eixo das coordenadas. Na Figura 9.7, com uma escala mais adequada para estas últimas curvas, pode-se observar melhor o comportamento das mesmas.

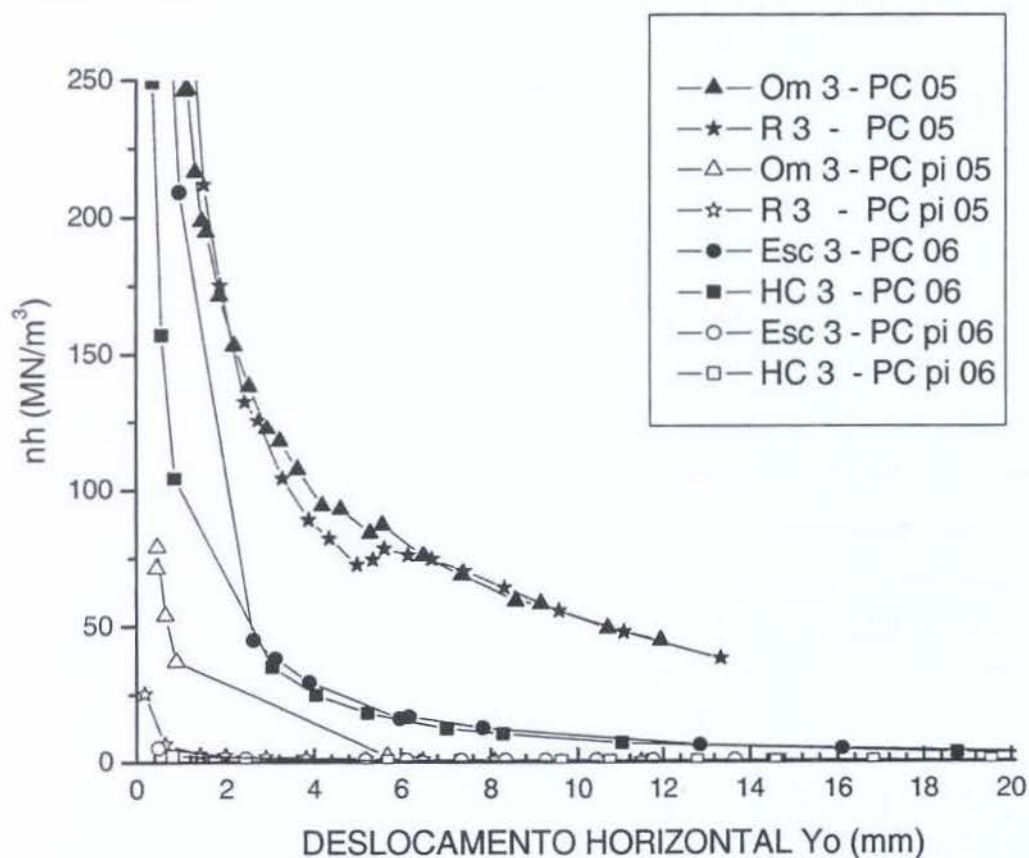


Figura 9.6 – Curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal para as provas de carga com solo natural e solo natural pré-inundado

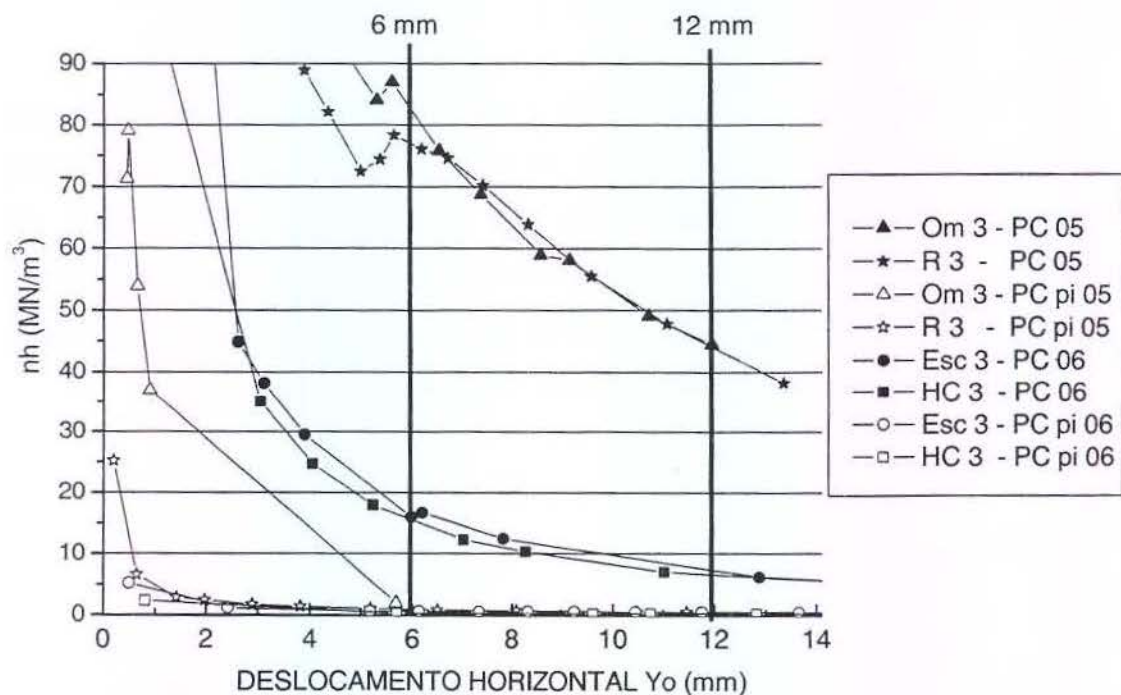


Figura 9.7– Detalhe das curvas da Figura 9.6

Com relação ao coeficiente de reação horizontal, a relação entre os valores dos n_h ficaram entre 23 a 89 vezes, portanto com uma redução superior a 95% para todas as estacas, conforme apresentado na Tabela 9.4

Tabela 9.4 – Valores de n_h para solo natural e solo natural pré-inundado

Provas de cargas	Estacas	n_h (MN/m ³) (1) solo natural	n_h (MN/m ³) (2) solo pré-inundado	Relação entre n_h (1) / n_h (2)	Redução do n_h
PC 06 e PC pi 06	Esc 3	13,14	0,56	23,5	- 95,7 %
	HC 3	10,34	0,24	43,1	- 97,7 %
PC 05 e PC pi 05	Om 3	62,48	1,92	32,5	- 96,9 %
	R 3	61,70	0,69	89,4	- 98,9 %

9.5 – INFLUÊNCIA DA MELHORIA COM O SOLO-CIMENTO COMPACTADO NO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL.

Todas as provas com solo natural foram reensaiadas com solo-cimento compactado. Nas figuras seguintes são apresentadas as curvas de n_h versus deslocamento horizontal do solo nestas duas condições de provas de carga.

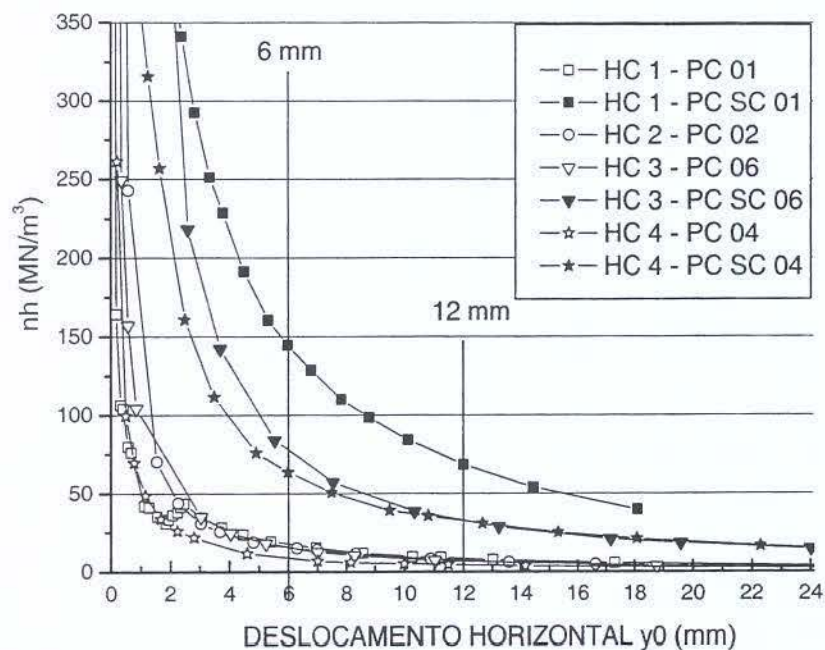


Figura 9.8 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas hélices c.

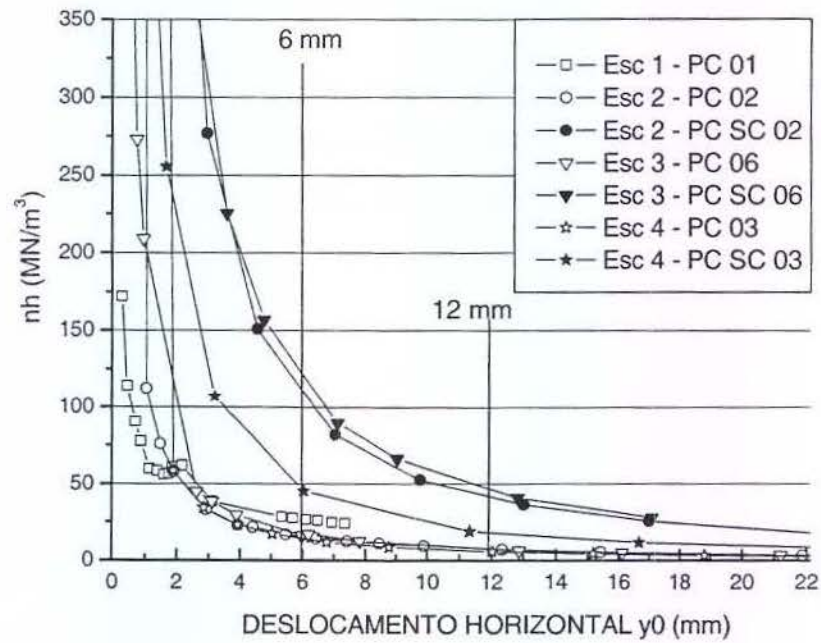


Figura 9.9 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas escavadas

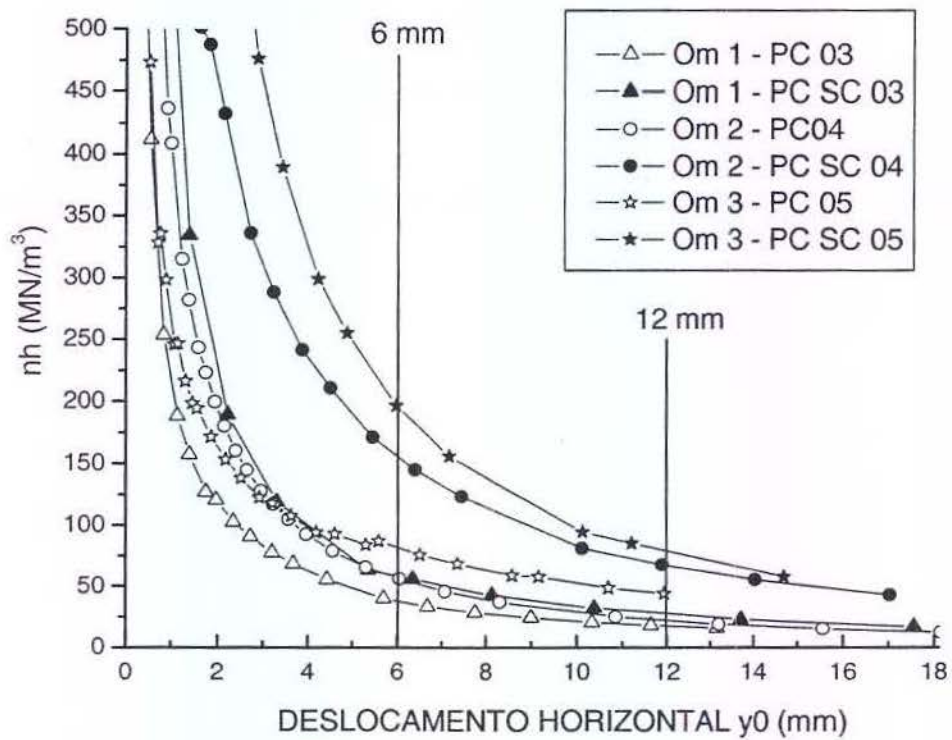


Figura 9.10 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas ômeegas

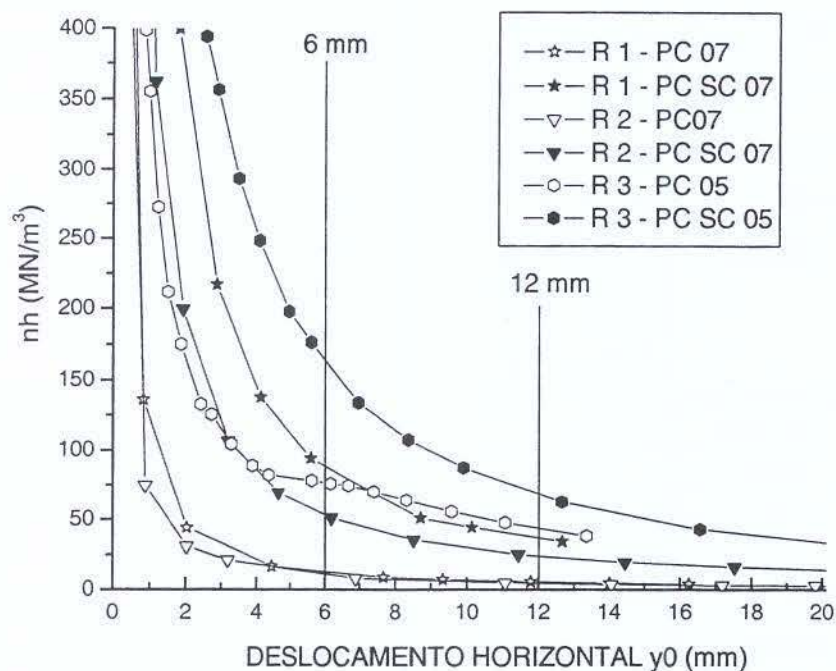


Figura 9.11 – Efeito do solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas raiz

A Tabela 9.5 apresenta os valores dos coeficientes de reação horizontal para as condições de solo natural e solo-cimento compactado.

Tabela 9.5 - Valores de n_h para solo natural e solo-cimento compactado.

Estacas	Provas de cargas PC e PC SC	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural	n_h (MN/m ³) (3) Solo-cimento	Relação $n_h(3) / n_h(1)$	Acréscimo do valor do n_h
HC 1	01	11,81	105,78	9,0	796%
HC 2	02	11,68	—	—	—
HC 3	06	10,34	51,47	5,0	398%
HC 4	04	5,59	47,67	8,5	753%
Esc 1	01	—	—	—	—
Esc 2	02	11,56	71,46	6,2	518%
Esc 3	06	13,14	80,72	6,1	514%
Esc 4	03	9,94	32,00	3,2	222%
Om 1	03	26,10	43,71	1,7	68%
Om 2	04	40,82	106,91	2,6	162%
Om 3	05	62,48	122,41	2,0	96%
R 1	07	7,63	55,22	7,2	624%
R 2	07	6,92	37,84	5,5	447%
R 3	05	61,70	112,32	1,8	82%

Verifica-se um aumento nos valores de n_h em todas as estacas, com relação entre os valores entre 1,7 e 9 vezes, portanto, com porcentagens de crescimento entre 68 e 796%. Na Tabela 9.6 apresentam-se valores médios para cada estaca nas provas de carga nestas duas condições do solo.

Tabela 9.6 – Valores médios de n_h para as estacas com solo natural e solo-cimento

Estacas	n_h (MN/m ³) médio (1) Solo natural	n_h (MN/m ³) médio (3) Solo-cimento	Relação $n_h(3) / n_h(1)$	Acréscimo do valor do n_h
hélice contínua	9,86	68,31	6,9	593 %
escavada	11,55	61,39	5,3	432 %
ômega	43,13	91,01	2,1	111 %
raiz *	7,28	46,53	6,4	540 %

*Não foram considerados os valores da estaca R 3

Observa-se um crescimento no valor de n_h muito elevado (em torno de 6 vezes) nos casos de estacas hélice contínua, escavada e raiz, e crescimento alto (o dobro), porém menor para as estacas ômega. Como as condições, depois da melhoria com o solo-cimento, tornam-se semelhantes para as estacas, as estacas ômega, que apresentaram os maiores valores de n_h para a condição de solo natural, foram as que apresentaram o menor acréscimo de valor ao coeficiente de reação horizontal com a melhoria do solo.

9.6 – INFLUÊNCIA DA PRÉ-INUNDAÇÃO DO SOLO-CIMENTO COMPACTADO NO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL.

A pré-inundação do solo-cimento foi feita nas provas de carga PC SC pi 03, PC SC pi 04 e PC SC pi 07, abrangendo uma estaca escavada, uma hélice contínua, duas ômega e duas raiz, ou seja, as estacas HC 4, Esc 4, Om 1, Om 2, R 1 e R 2.

Nas Figuras 9.12 a 9.14 são apresentadas as curvas do coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal por estacas nas quais foram realizadas as provas de carga com o solo-cimento compactado e na sequência com o solo-cimento pré-inundado.

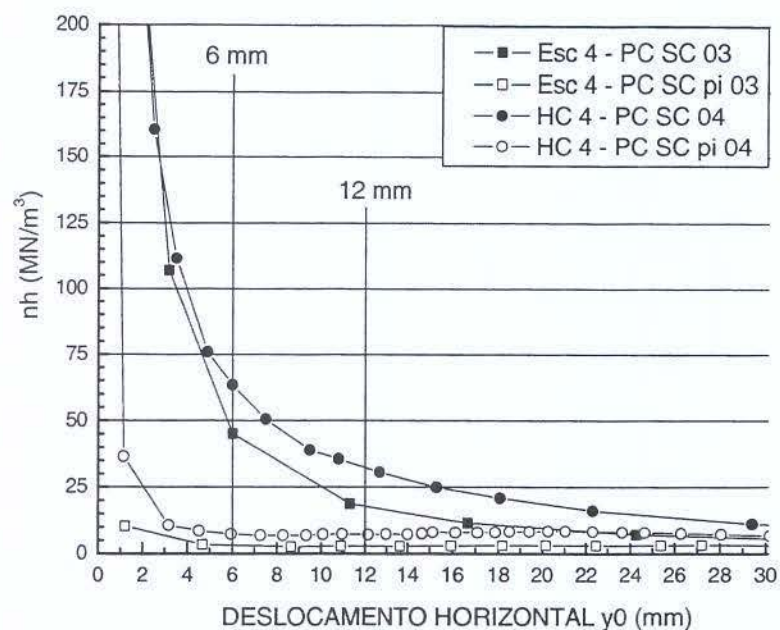


Figura 9.12 – Efeito da pré-inundação no solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas escavada e hélice contínua

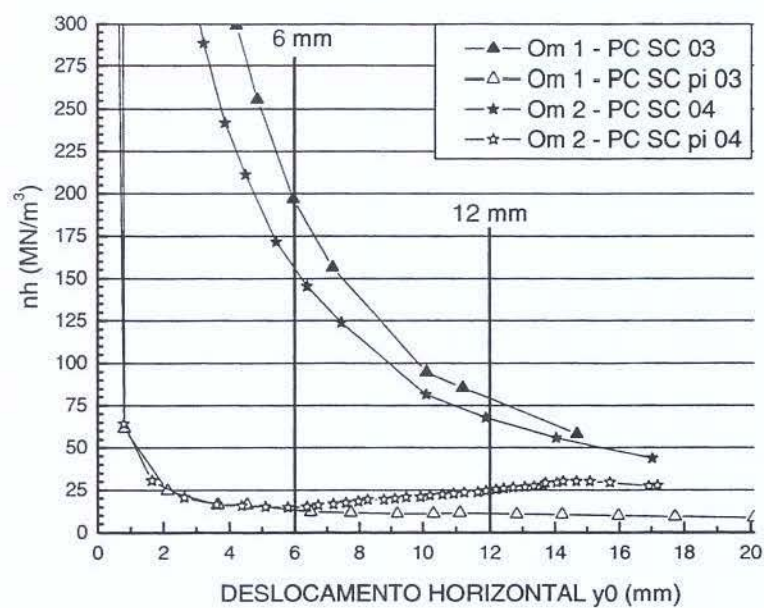


Figura 9.13 – Efeito da pré-inundação no solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas ômega

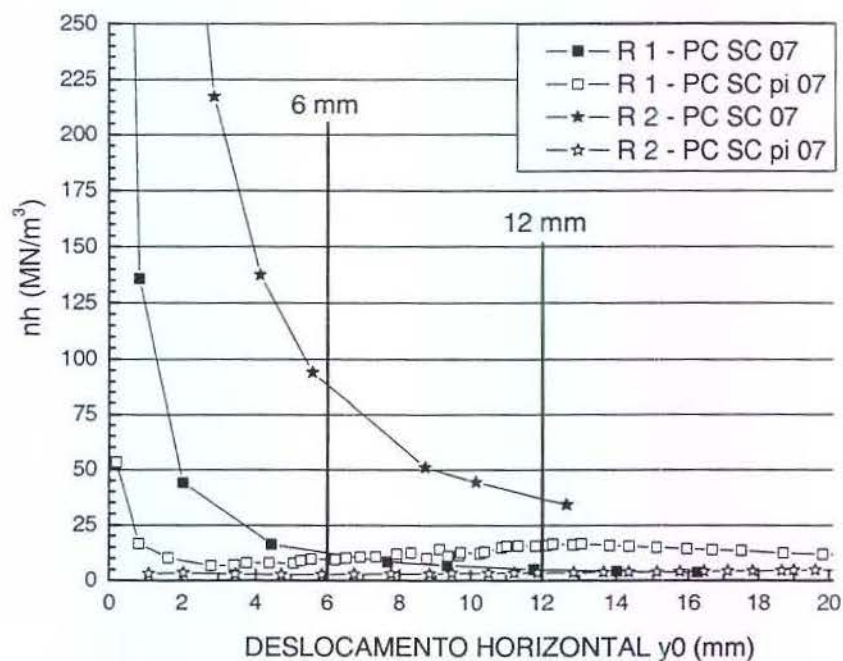


Figura 9.14 – Efeito da pré-inundação no solo-cimento nas curvas n_h versus y_0 – estacas raiz

A Tabela 9.7 apresenta os valores de n_h para as condições de solo-cimento e solo-cimento pré-inundado, a relação entre os coeficientes e a redução em porcentagem dos mesmos.

Tabela 9.7 – Comparação dos valores de n_h com solo-cimento e solo-cimento pré-inundado.

Estacas	Provas de cargas PC SC e PC SC pi	n_h (MN/m ³) (3) Solo-cimento	n_h (MN/m ³) (4) Solo-cimento pré-inundado	Relação $n_h(3) / n_h(4)$	Redução do valor do n_h
HC 4	04	47,67	7,09	6,7	- 85,1%
Esc 4	03	32,00	2,74	11,7	- 91,4%
Om 1	03	43,71	11,72	3,7	- 73,2%
Om 2	04	106,91	20,00	5,3	- 81,3%
R 1	07	55,22	12,39	4,5	- 77,6%
R 2	07	37,84	3,36	11,3	- 91,1%

A redução do valor do coeficiente de reação horizontal é bem acentuada, ficando entre 73 e 91 %. Recordando a condição de solo natural pré-inundado (ver Tabela 9.4),

estes resultados são positivos, pois a possível redução do n_h no caso de inundação do solo-cimento é bem menos acentuada do que no caso do solo natural ser inundado.

A Tabela 9.8 apresenta comparação entre a primeira condição (solo na umidade natural) e a quarta e última condição (solo-cimento pré-inundado). Verifica-se que em três estacas obteve-se uma redução em torno de 50% do n_h e, num caso, redução de 72%. Já em dois casos houve acréscimo do valor do n_h de 27 e 62%.

Tabela 9.8 – Comparação dos valores de n_h com solo natural e solo-cimento pré-inundado.

Estacas	Provas de cargas PC e PC SC pi	n_h (MN/m ³) (1) solo natural	n_h (MN/m ³) (4) Solo-cimento pré-inundado	Relação $n_h(4) / n_h(1)$	comparação em porcentagem entre $n_h(4)$ e $n_h(1)$
HC 4	04	5,59	7,09	1,27	+ 27%
Esc 4	03	9,94	2,74	0,28	- 72 %
Om 1	03	26,10	11,72	0,45	- 55 %
Om 2	04	40,82	20,00	0,49	- 51 %
R 1	07	7,63	12,39	1,62	+ 62 %
R 2	07	6,92	3,36	0,49	- 51 %

A Tabela 9.9 apresenta uma comparação entre os valores de n_h para as duas condições de pré-inundação: condições (2) e (4). A comparação é feita entre estacas do mesmo tipo, porém não com as mesmas estacas, pois se evitou repetir a prova de carga com pré-inundação com a mesma estaca, devido aos elevados deslocamentos horizontais provocados nas primeiras provas de cargas com pré-inundação.

Tabela 9.9 – Comparação dos valores de n_h com solo natural pré-inundado e solo-cimento pré-inundado.

Estacas	Provas de cargas	n_h (MN/m ³) (2) solo pré- inundado	n_h (MN/m ³) (4) Solo-cimento pré-inundado	Relação $n_h(4) / n_h(2)$	acrécimo em porcentagem entre $n_h(4)$ e $n_h(2)$
HC 3 e HC 4	PC pi 06 e PC SC pi 04	0,24	7,09	29,5	+ 2854 %
Esc 3 e Esc 4	PC pi 06 e PC SC pi 03	0,56	2,74	4,9	+ 389 %
Om 3 e Om 1 e 2	PC pi 05 e PC SC pi 03 e 02	1,92	11,72	6,1	+ 510 %
			20,00	10,4	+ 942 %
R 3 e R 1 e 2	PC pi 05 e PC SC pi 07	0,69	12,39	18,0	+ 1696 %
			3,36	4,9	+ 387 %

Verificam-se relações bem altas entre as duas condições (entre 5 a 29 vezes), comprovando a eficiência da solução da melhorado solo por solo-cimento compactado, comparando estas duas situações críticas de pré-inundação.

9.7 – VALORES OBTIDOS E ANÁLISE DE TODAS AS CONDIÇÕES DE PROVAS DE CARGA.

Na Tabela 9.10 apresenta-se, por ordem de tipos de estacas, um resumo dos valores do coeficiente de reação horizontal obtidos.

Encontrou-se, como é freqüente em pesquisas que envolvem solos, uma dispersão entre os valores. Verifica-se que, para as estacas hélice contínua e escavada, os valores apresentaram uma dispersão menor para a condição de solo natural.

A dispersão aumenta, em todos os tipos de estacas, na condição de solo-cimento compactado, o que pode ser explicado pela execução manual do serviço que, apesar de ter sido feito com critério, por camadas de aproximadamente mesma espessura, 0,20 m, executado pelo mesmo operário, é razoável que exista heterogeneidade entre os diversos blocos de solo-cimento.

Entre as estacas raiz, verifica-se que a estaca R 3 atingiu um valor em torno de 8,5 vezes maior que as R 1 e R 2 na condição de solo natural e 2,4 vezes na condição de solo-cimento. Assim como ocorreu com uma estaca no Campo Experimental de São Carlos, esta diferença pode-se explicar por um aumento da seção transversal desta estaca próximo da superfície, que pode ocorrer na execução deste tipo de estaca, que se utiliza água sob pressão durante a perfuração. Por esta grande diferença, os valores desta estaca não serão considerados nos valores médios dos itens a seguir.

Tabela 9.10. Valores do coeficiente de reação horizontal obtidos nas quatro condições de solo

Estacas	Provas de carga PC	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural	n_h (MN/m ³) (2) Solo pré-inundado	n_h (MN/m ³) (3) Solo-cimento	n_h (MN/m ³) (4) Solo-cimento pré-inundado
HC 1	01 e SC 01	11,81		105,78	
HC 2	02 e SC 02	11,68		–	
HC 3	06, pi 06 e SC pi 06	10,34	0,24	51,47	
HC 4	04 e SC 04	5,59		47,67	7,09
MÉDIA		9,86		68,31	
Esc 1	01 e SC 01	–		–	
Esc 2	02 e SC 02	11,56		71,46	
Esc 3	06, pi 06 e SC 06	13,14	0,56	80,72	
Esc 4	03, SC 03 e SC pi 03	9,94		32,00	2,74
MÉDIA		11,55		61,39	
Om 1	03 II, SC 03 e SC pi 03	26,10		43,71	11,72
Om 2	04 II, SC 04 e SC pi 04	40,82		106,91	20,00
Om 3	05, pi 05 e SC 05	62,48	1,92	122,41	
MÉDIA		43,13		91,01	15,86
R 1	07, SC 07 e SC pi 07	7,63		55,22	12,39
R 2	07, SC 07 e SC pi 07	6,92		37,84	3,36
R 3	05, pi 05 e SC 05	61,70 *	0,69	112,32 *	
MÉDIA		7,28 *		46,53 *	7,88

* Não foram considerados os valores da estaca R 3

Tabela 9.11. Outros valores do coeficiente de reação horizontal obtidos

Estacas	Provas de carga PC	n_h (MN/m ³) Solo natural com deslocamento inferior a 12 mm	n_h (MN/m ³) Reação contra solo-cimento duplo e outra estaca
HC 2	SC 02	–	132,06
Esc 1	01 e SC 01	22,00 (até 7,5 mm)	122,33

Observe-se que, calculando o valor de T, rigidez relativa, para a pior situação, ou seja, com o menor valor de n_h , as estacas continuam sendo classificadas como longas, pois o comprimento de 12m é superior a 4T.

Uma situação particular foram as das estacas HC 2 e Esc 1 na condição de solo-cimento compactado. O bloco de solo-cimento foi executado encostando entre estas duas estacas e, portanto as condições ficaram diferentes para elas, pois reagiram contra um bloco de solo-cimento com 2 m e também contra a outra estaca, Esc 1 ou HC 2. Os valores encontrados para o n_h , apresentados na Tabela 9.11 foram, como se esperava, maiores do

que nas condições de solo-cimento com 1 m de espessura. No caso da HC 2 o valor de n_h de 132,06 MN/m³ foi entre 1,2 e 2,8 vezes maior que os das outras estacas hélice contínua com o solo-cimento de 1m. E no caso da estaca Esc 1 o valor de 122,33 MN/m³ foi entre 1,5 e 3,8 vezes maior que os das outras estacas escavadas com o solo-cimento de 1m.

Para facilitar a visualização, na Figura 9.15 apresentam-se, num gráfico, os valores médios por estacas do coeficiente de reação horizontal para as quatro condições de provas de carga.

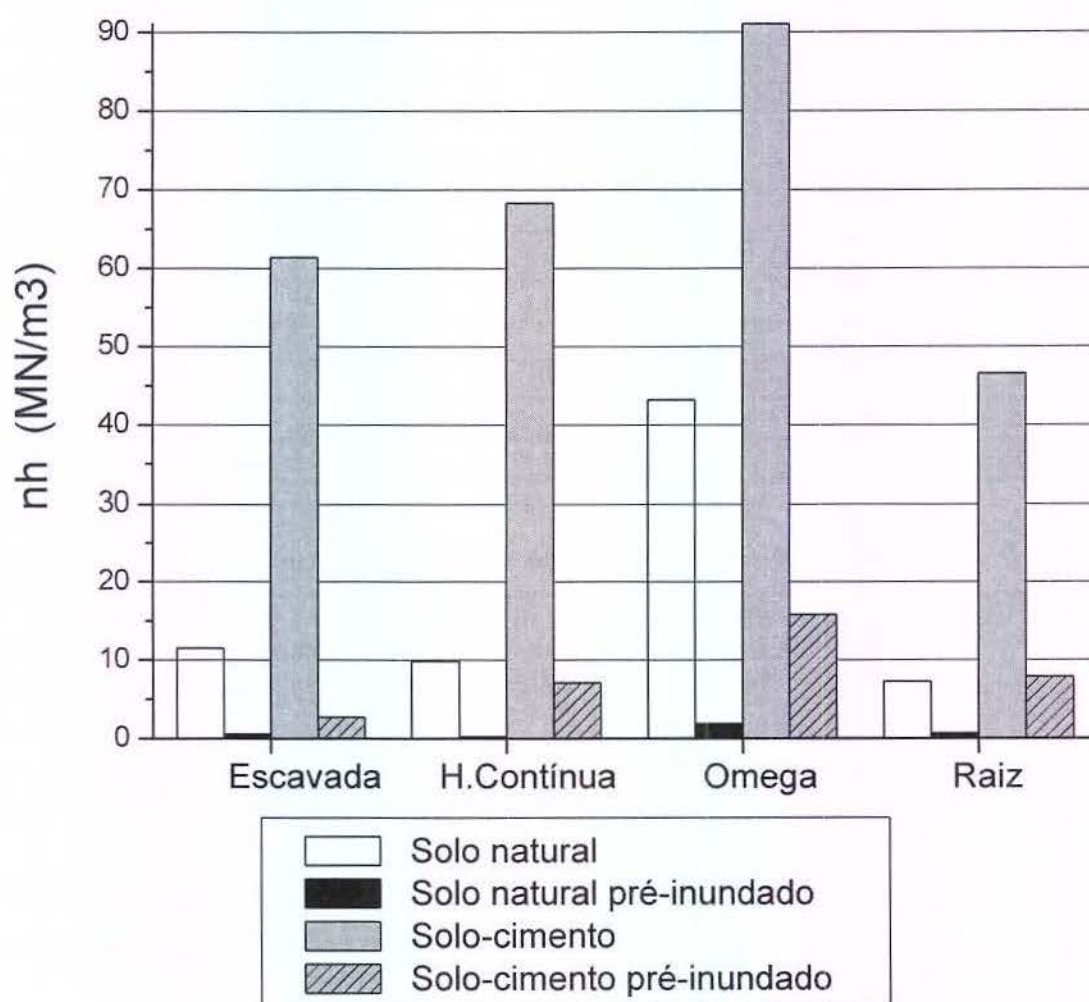


Figura 9.15 – Valores médios de n_h para as quatro condições de provas de carga

Observa-se que os valores médios do coeficiente de reação horizontal das estacas ômega foram maiores nas quatro condições do solo, confirmando-se o comportamento

esperado pelo efeito da execução da estaca, que é uma estaca que comprime o solo lateralmente durante a perfuração.

Na condição (1), solo na umidade natural, as estacas ômega apresentam valores em torno de quatro vezes maiores que as estacas escavadas e hélice contínua que, por sua vez, apresentaram valores em torno de 1,5 vezes os das estacas raiz.

Na condição (2), de solo pré-inundado, todas as estacas, incluindo as estacas ômega, apresentam valores muito baixos, predominando a baixa condição de suporte do solo inundado.

Em valores médios, na condição (3), os valores foram mais próximos do que na condição (1). As estacas ômega em torno de 1,4 vezes as escavada e hélice contínua e estas em torno de 1,4 vezes os valores das estacas raiz.

E finalmente, na condição (4), de solo-cimento pré-inundado, a dispersão dos resultados foi grande, com resultados maiores com as estacas ômega.

9.8 – CONSIDERAÇÕES SOBRE CRITÉRIOS DE DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Quando se obtém a curva coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento horizontal uma questão, que não tem um critério predeterminado, é como determinar um único valor para o n_h .

Neste trabalho, assim como em vários outros, adotou-se o valor médio do intervalo entre 6 e 12 mm. Este valor é, em geral, próximo do que se obteria adotando o valor interpolado para y_0 de 9 mm.

Traçando-se a curva carga *versus* deslocamento calculando os deslocamentos a partir de um determinado valor de n_h , determina-se praticamente uma reta partindo da origem e passando pelo ponto da carga calculada para o tal deslocamento (que se adota como média para o cálculo de n_h). Com isso, para valores de carga menores do que esta, os deslocamentos serão menores do que os calculados (trabalhando-se a favor da segurança), mas para valores de carga maiores do que esta, inverte-se a situação (trabalhando-se contra a segurança).

Para exemplificar, na Figura 9.16 apresentam-se a curva da estaca HC 01 da prova de carga PC 01 e a resultante do cálculo de deslocamentos com o valor de n_h de 11,81 MN/m³ (obtido pelo intervalo de 6 a 12 mm) admitido constante para todas as cargas.

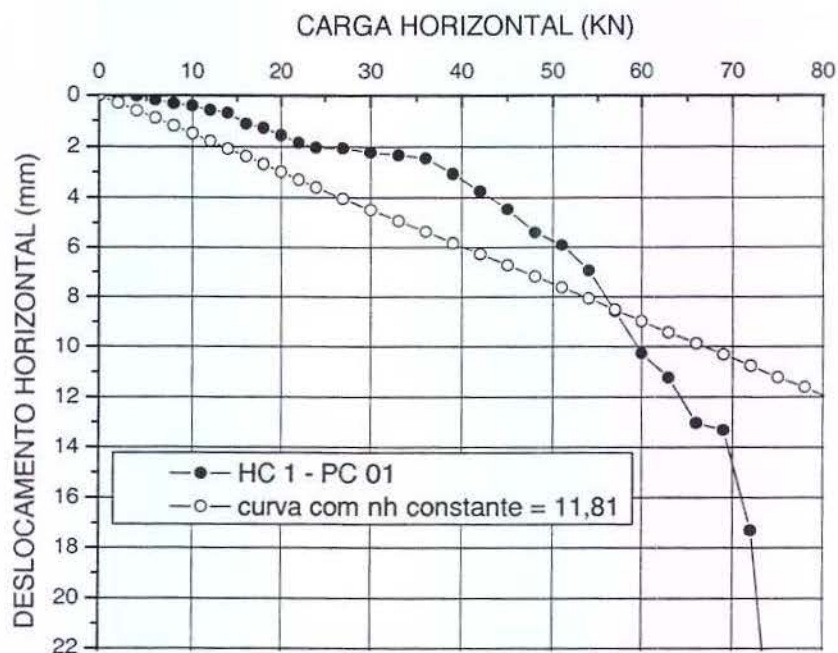


Figura 9.16 - Curva carga *versus* deslocamento da HC 01 e calculando com n_h constante

Portanto, tendo em conta o que tratado no item 8.1, é importante que o intervalo de deslocamento para o cálculo de n_h não seja muito pequeno, o que resultaria em valores altos para de n_h , e os deslocamentos calculados para cargas pouco maiores poderão ser consideravelmente contra a segurança.

Então, o intervalo de valores de deslocamentos deve ser próximo do deslocamento que se considera admissível para a estrutura. Para cargas pouco superiores às correspondentes ao intervalo adotado, os valores de deslocamentos que se obterão, estarão com uma margem de erro aceitável.

9.9 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE RIGIDEZ FLEXIONAL

Ricci (1995), conforme citado no item 2.6, estudou a influência da variação da rigidez flexional de uma estaca carregada horizontalmente devido à fissuração do concreto. No seu trabalho, analisou o caso de uma estaca de concreto de 0,60 m de diâmetro, com 12m de comprimento, armada com 12 barras de 10 mm, concreto com 25 MPa. As cargas aplicadas para análises foram de 20, 50, 100 e 150 kN situadas a 1,0 m acima do terreno.

A Figura 9.17 apresentam curvas cargas horizontais *versus* deslocamento no topo da estaca em solo arenoso para quatro situações, combinando a condição da rigidez flexional da estaca como constante ou variável e a consideração do solo como elástico – linear ou elástico-plástico. E, analogamente, a Figura 9.18 para solo argiloso.

Para solo arenosos, a consideração de regime elástico-linear foi feita com um valor de K, módulo de reação horizontal crescente com a profundidade, e a de regime elástico-plástico, adotando linearmente crescente até deslocamento horizontal de 15 mm e, depois, constante com o valor da pressão obtido com 15 mm de deslocamento.

Ricci (1995) observa que para areias, este gráfico indica uma influência mais acentuada da variação da rigidez flexional do que do solo (elástico-linear ou elástico-plástico) no comportamento da estaca, tanto para deslocamentos como para rotações do topo, mesmo acima dos carregamentos que causam plastificação do solo (que, para o caso estudado, ocorrem entre 50 e 100 kN). Para argilas, Ricci (1995) observa que essa preponderância somente ocorre enquanto o solo tem comportamento elástico-linear. A partir da plastificação (que, para o caso estudado, ocorre entre 50 e 100 kN), o solo assume o papel principal no comportamento das estacas.

Mas, destaca-se que esta influência ocorre de uma forma sensível (adotando, por exemplo, uma diferença de carga para mesmo deslocamento superior a 10%) para deslocamentos acima de 22 mm. Até deslocamentos de 15 mm a diferença entre cargas para mesmo deslocamento é pequena.

Limitando-se a trabalhar com deslocamentos pequenos (da ordem de no máximo 15 mm) estas considerações têm uma influência pequena.

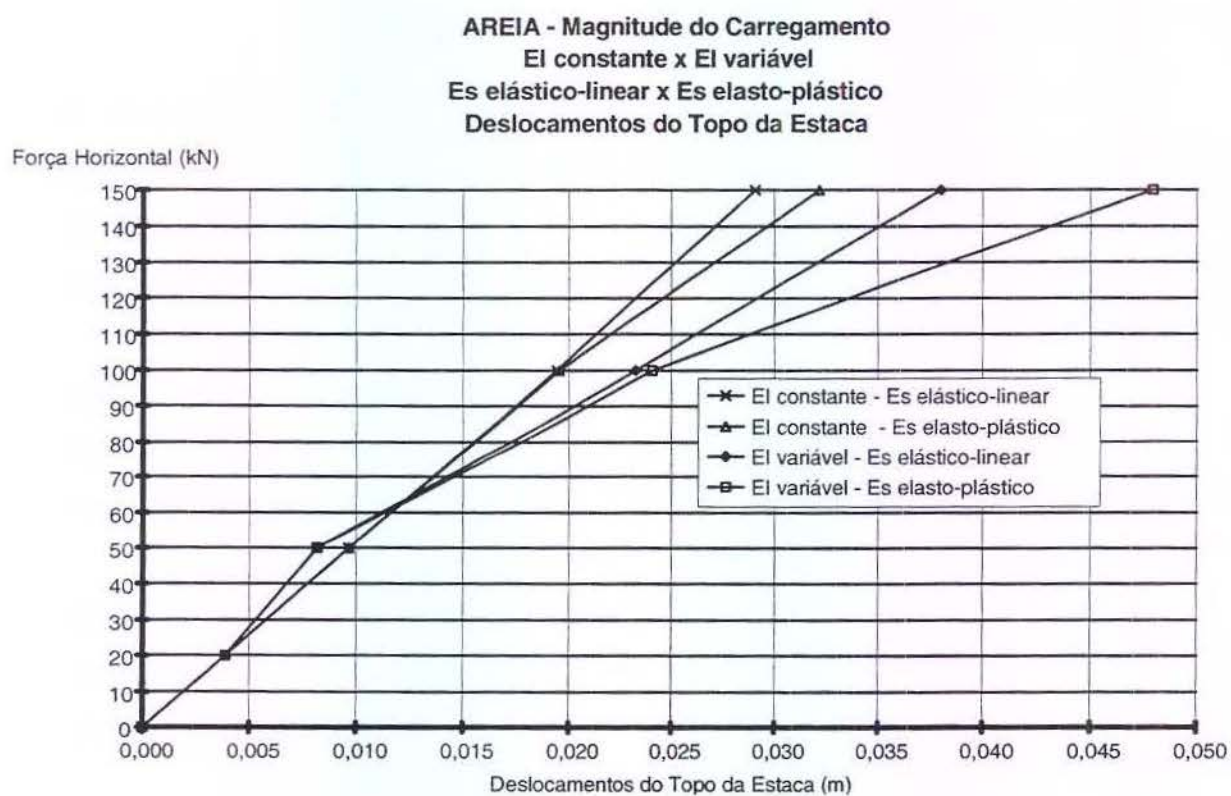


Figura 9.17 - Gráficos comparativos para variação de rigidez e elasticidade de areia (Ricci, 1995)

Ainda neste trabalho de Ricci (1995), para solos argilosos, a consideração da variação da rigidez flexional, como pode-se verificar pela curva da Figura 9.18, influencia para deslocamentos maiores que 20 mm.

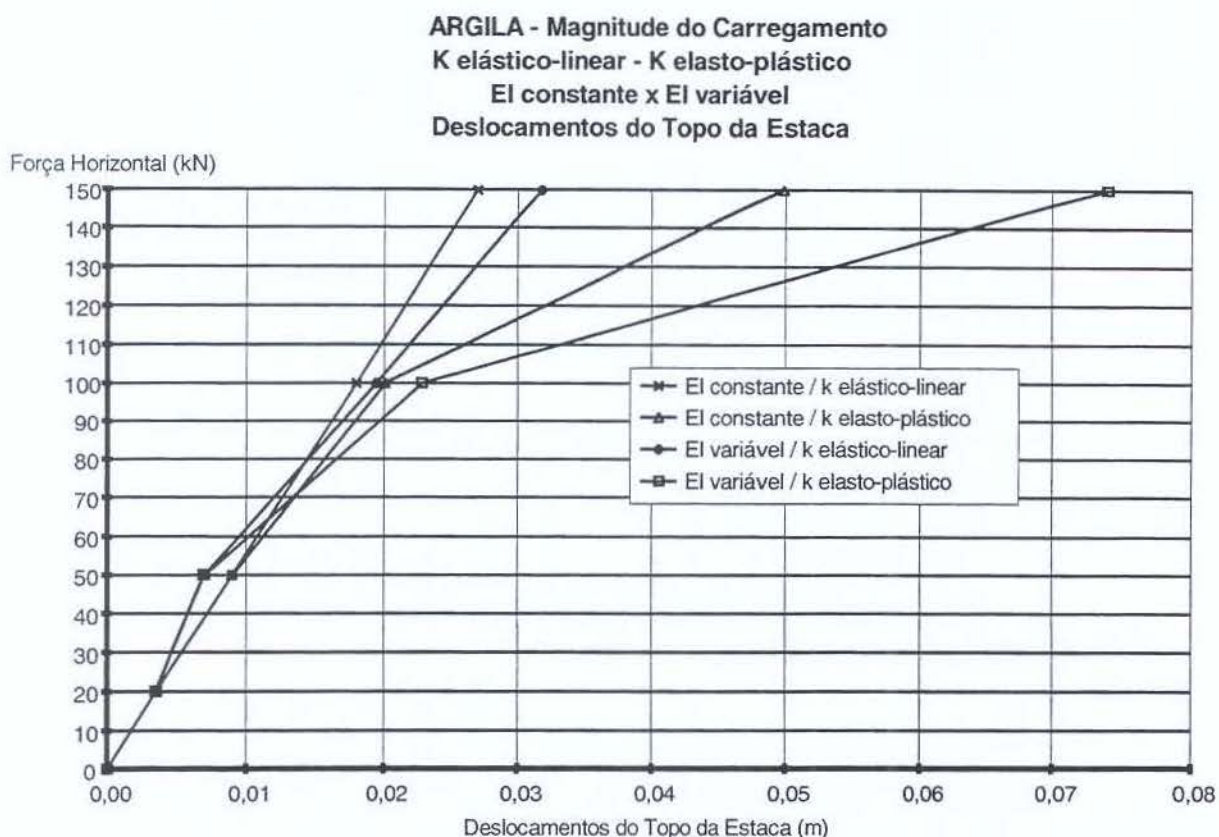


Figura 9.18 - Gráficos comparativos para variação de rigidez e elasticidade de argila (Ricci, 1995)

Foi aplicada a metodologia proposta por Ricci (1995) para uma estaca deste trabalho, a estaca HC 2. Utilizando o programa computacional por este autor, foram consideradas as seguintes características da estaca: diâmetro $D = 0,40$ m; comprimento $L = 12$ m; armadura: 4 barras de 16 mm com 6,0 m de comprimento; recobrimento de 0,05 m; módulo de elasticidade do concreto = 21.000 MPa; curva p-y considerada elasto-linear.

Seguindo orientações do autor do programa, utilizou-se um número de elementos superior a 25: a estaca foi dividida em 48 elementos (considerando, portanto, elementos de 0,25 m) e foram realizadas 20 iterações para cada nível de carregamento.

É importante ressaltar que o programa utiliza o Método de Branson para o cálculo da rigidez flexional considerando a fissuração do concreto. Então o valor de $E_p I_p$ leva em consideração a armação da estaca, resultando num valor maior do que o utilizado nas análises neste trabalho e em outros trabalhos apresentados no Capítulo 10. Neste caso o valor de $E_p I_p$, considerando a armação e sem considerar fissuração do concreto, é de 34,18 MN.m^2 contra o valor utilizado de 26,46 MN.m^2

Os resultados obtidos nesta análise estão sintetizados na Tabela 9.12.

Tabela 9.12 – Valores da análise da variação flexional para a estaca HC 02.

Carga (KN)	y_0 (mm)	n_h obtido para esta carga (MN/m ³)	$E_p I_p$ mínimo	Profundidade do $E_p I_p$ min	y_0 considerando $E_p I_p$ variável (mm)	n_h considerando $E_p I_p$ variável (MN/m ³)
24	0,59	242,9	34,18	-	0,67	163,3
30	1,54	70,20	24,34	1,00	1,69	63,38
36	3,04	30,63	21,45	1,25	3,66	25,86
42	4,80	18,53	20,48	1,50	5,84	15,49
51	6,98	13,71	19,86	1,50	8,56	11,81
54	8,32	11,25	19,68	1,50	10,20	9,75
57	10,88	7,87	19,56	1,50	13,25	6,93
60	13,6	5,91	19,45	1,75	17,18	4,91
66	23,89	2,71	19,39	1,50	28,14	2,54

A Figura 9.19 apresenta as duas curvas coeficiente de reação horizontal *versus* deslocamento com e sem a consideração da variação da rigidez flexional.

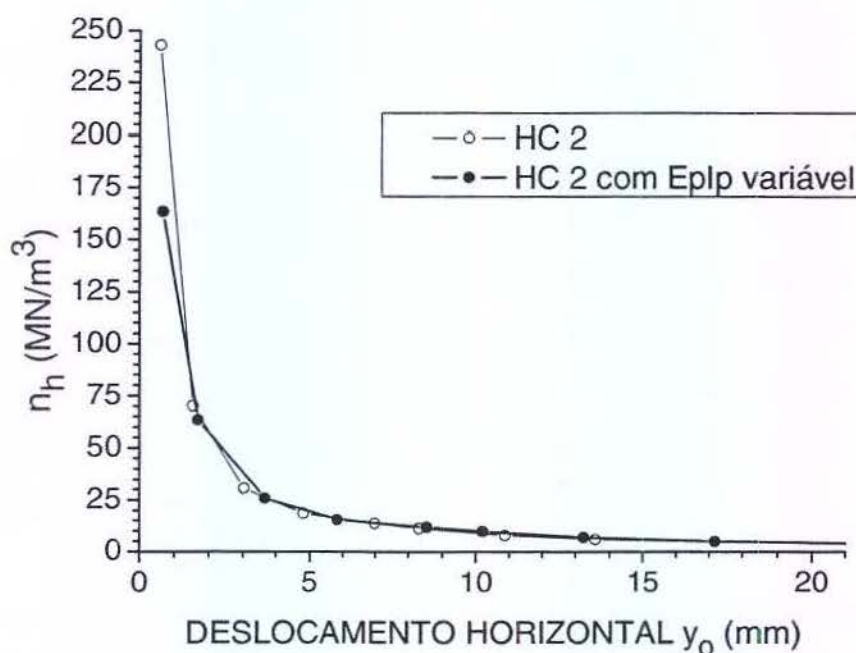


Figura 9.19 - Curvas n_h *versus* y_0 para estaca HC 2 com e sem variação flexional

Utilizando o mesmo intervalo de deslocamento horizontal, entre 6 e 12 mm, o valor do n_h é de 11,86 MN/m³, que é praticamente igual ao encontrado anteriormente (n_h =

11,68 MN/m³, obtido pela prova de carga PC 02). Isto explica-se por que nesta análise os valores de deslocamentos horizontais são majorados, porém os valores da rigidez flexional reduzem-se por causa da fissuração do concreto. Para esta estaca, os dois efeitos praticamente se compensaram.

Miguel (1996) fez uma análise semelhante a esta, para o caso de duas estacas apiloadas com 0,20m de diâmetro e 6,0 m de comprimento para até 3 kN, com deslocamento máximo de 16 mm. A autora concluiu que esta influencia, no caso das estacas analisadas, foi de pequena magnitude quer na majoração de deslocamentos horizontais quer na redução do valor do coeficiente de reação horizontal.

Del Pino Jr (2003) analisou quatro estacas apiloadas com 0,32 m de diâmetro e 8,71 m de comprimento, para o carregamento horizontal máximo das provas de carga, que foi de 42,5 kN. O deslocamento máximo foi de 15 mm. O autor achou pouco significativa a influencia da variação da rigidez flexional.

Vale a pena frisar que nestes casos citados, as análises foram realizadas com as estacas sem carregamento vertical. A situação mais freqüente é que ocorra simultaneamente esforços de compressão e horizontais. Havendo esforços de compressão, a fissuração do concreto diminui, aliviando este efeito da variação flexional da estaca.

10 - RESULTADOS DE OUTROS LOCAIS

Neste Capítulo serão apresentados resultados de provas de carga horizontal de outra pesquisa na Unicamp e dos Campos Experimentais do interior do Estado de São Paulo. Em cada item, antes destes resultados, são apresentadas características do solo destes Campos Experimentais. É importante observar que, em todos estes locais, o solo superficial apresenta características colapsíveis. E, nos itens finais deste Capítulo, apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos neste trabalho e os apresentados neste Capítulo 10.

10.1. - CAMPO EXPERIMENTAL DA FEAGRI - UNICAMP

10.1.1 – RESULTADOS COM ESTACAS PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO.

No mesmo Campo Experimental da Unicamp, Albuquerque (1996) e Carvalho et al. (1996), realizaram provas de carga horizontal do tipo lento com uma estaca pré-moldada de concreto protendido com 18 cm de diâmetro e 14 m de comprimento. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto, obtidos em laboratório, foram 41,5 MPa e 34,5 GPa, respectivamente.

Na Figura 10.1 apresentam-se as curvas carga *versus* deslocamento horizontal para as cinco provas de carga realizadas. As quatro primeiras foram realizadas com o solo na condição de umidade natural e a quinta com o solo pré-inundado. A inundação foi realizada através de uma cava em torno da cabeça da estaca, por 96 hs. A cava possuía uma área de 2,2 m² com quatro drenos com 0,05 m de diâmetro e 0,50 m de profundidade. O volume de 63 m³ de água foi absorvido pelo solo.

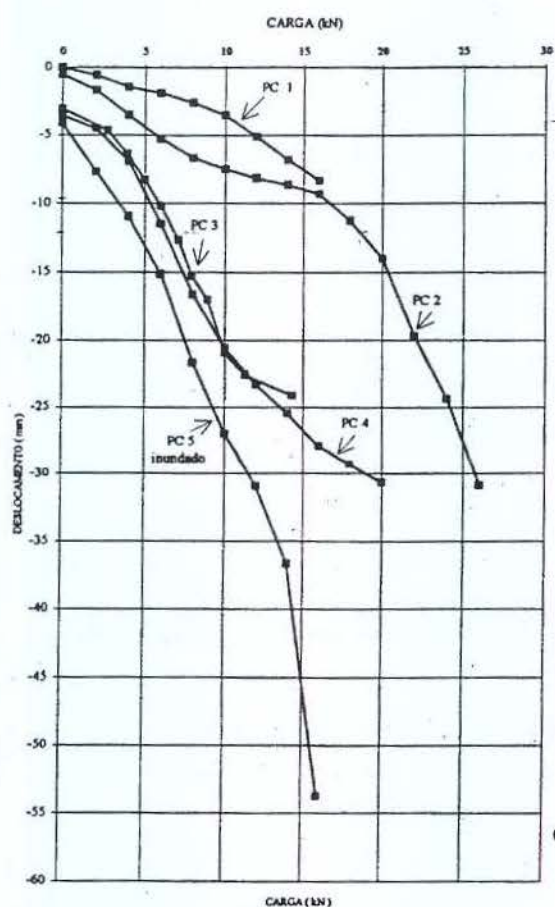


Figura 10.1 – Curvas carga *versus* y_0 – estaca pré-moldada Unicamp (Carvalho et al., 1996)

A Tabela 10.1 apresenta as cargas necessárias para deslocar as estacas em 6 e 12 mm nas provas de carga com a condição de solo na umidade natural e pré-inundado.

Tabela 10.1 – Cargas para deslocamentos de 6 e 12 mm – estaca pré-moldada – Unicamp

Estaca Pré-moldada	Carga para deslocar 6mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)	
	Solo natural	Pré-inundado	Solo natural	Pré-inundado
PC 1	16,0	–	–	–
PC 2	13,0	–	21,0	–
PC 4	6,0	–	9,0	–
PC 5	–	4,0	–	7,0

O efeito da pré-inundação do solo provocou redução de carga, para atingir 12 mm, em 3 vezes (67 % de redução). Utilizou-se a carga obtida na PC 2, pois verificou-se que na PC 4, o fuste da estaca só encostou no solo para deslocamentos maiores do que 12 mm.

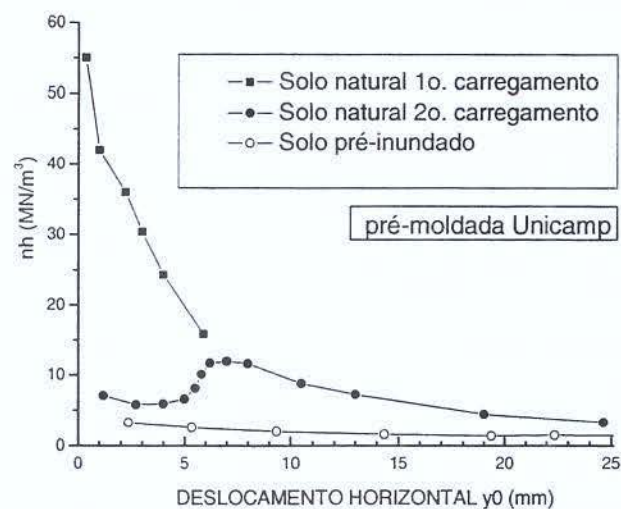


Figura 10.2 – curvas n_h versus y_0 – estaca pré-moldada – Unicamp

Com relação ao coeficiente de reação horizontal para a condição de solo na umidade natural, Carvalho et al. (1996) obtiveram o valor de $11,90 \text{ MN/m}^3$, para valores de deslocamento entre 6 e 12 mm. Para a condição de solo pré-inundado o valor de n_h reduziu para $2,20 \text{ MN/m}^3$, resultando numa redução de 82%, conforme resumido na Tabela 10.2.

Tabela 10.2 - Valores de n_h para estaca pré-moldada – Unicamp (Carvalho et al., 1996)

Tipo de estaca	Valores de n_h (MN/m^3)		Relação entre n_h (1) e n_h (2) (e redução em %)
	(1) Solo na umidade natural	(2) Solo pré-inundado	
Pré-moldada	11,90	2,20	5,4 (- 82%)

10.2 – CAMPO EXPERIMENTAL DE SÃO CARLOS

10.2.1 – SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE SÃO CARLOS

A região de São Carlos está assentada sobre as rochas do Grupo São Bento, constituídas pelos arenitos das Formações Botucatu e Pirambóia, e pelos derrames de rochas efusivas basálticas da Formação Serra Geral. Acima dessas rochas aparecem os conglomerados e arenitos do Grupo Bauru, e, logo a seguir, abrangendo toda a região, têm-se os Sedimentos Cenozóicos, geralmente caracterizados como colapsíveis (Carvalho, 1991).

O perfil geotécnico do Campo Experimental da EESC-USP é composto basicamente de duas camadas de areia fina e média, argilosa, pouco siltosa, e separadas pela linha-de-seixos a aproximadamente 6,50m de profundidade. A primeira camada, marrom, é caracterizada como Sedimento Cenozóico e a segunda, vermelha, como residual do Arenito do Grupo Bauru. O nível d'água foi encontrado a 10 m de profundidade.

Os ensaios laboratoriais foram realizados por Menezes (1990), Carvalho (1991) e Giacheti (1991). Os resultados desses ensaios, apresentados a seguir, foram obtidos de amostras deformadas e indeformadas, retiradas de um poço, de metro em metro, a partir de 1,30m a 10,30m.

Os resultados dos ensaios de caracterização: limites de consistência e granulometria, encontram-se na Tabela 10.3.

Os índices físicos estão apresentados na Tabela 10.4, sendo que, os pesos específicos naturais, γ_{nat} , os pesos específicos secos, γ_d , o teores-de-umidade, w , e os índices de vazios iniciais, e_0 , foram obtidos da moldagem do corpo-de-prova para o ensaio de adensamento.

Tabela 10.3 - Resultados do ensaios de Caracterização – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Limites de Consistência		Granulometria			
	<i>LL</i> (%)	<i>LP</i> (%)	argila (%)	silte (%)	areia fina (%)	areia média (%)
1,30	24	17	26	11	51	12
2,30	26	18	21	14	55	10
3,30	27	20	31	8	51	10
4,30	28	18	28	11	56	5
5,30	30	10	20	17	54	9
6,30	31	22	22	16	54	8
7,30	31	22	19	14	57	10
8,30	34	20	21	9	54	16
9,30	30	10	17	10	56	17
10,30	32	10	20	8	56	16

Tabela 10.4 - Valores de Índices Físicos – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Prof. (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	<i>w</i> (%)	<i>e</i>	<i>n</i> (%)	Sr (%)
1,30	15,6	27,5	13,8	13,3	0,99	49	37
2,30	15,5	26,8	13,3	16,2	1,01	50	43
3,30	15,8	27,0	13,5	16,6	0,99	49	45
4,30	16,9	27,3	14,6	15,9	0,87	47	50
5,30	17,2	27,6	14,9	15,5	0,85	46	50
6,30	17,0	27,5	14,5	17,5	0,90	47	54
7,30	18,3	27,3	15,9	14,9	0,72	42	57
8,30	19,0	27,7	16,5	15,4	0,68	40	63
9,30	18,4	27,7	15,9	16,1	0,74	43	60
10,30	18,9	27,6	16,1	17,5	0,71	42	67

Os parâmetros de resistência apresentados na Tabela 10.5 correspondem a resultados de ensaios triaxiais do tipo adensado rápido, ensaios triaxiais do tipo drenado, e compressão simples. Os resultados dos ensaios triaxiais estão apresentados em termos de tensão efetiva.

Tabela 10.5 - Parâmetros de resistência – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Triaxial adensado rápido		Triaxial drenado		Compressão Simples
	c (kPa)	ϕ (°)	c_D (kPa)	ϕ_D (°)	R_c (kPa)
1,30	10,0	32,0	6,0	30,5	39,3
2,30	12,5	26,0	5,0	29,5	40,9
3,30	14,0	24,5	6,0	30,0	37,8
4,30	16,0	27,0	12,5	29,0	30,0
5,30	13,0	29,5	1,0	31,0	65,5
6,30	23,0	23,0	25,5	25,0	41,3
7,30	24,0	23,0	4,5	28,0	69,9
8,30	30,5	20,0	18,0	23,0	60,4
9,30	19,0	27,5	9,0	26,0	42,5
10,30	49,5	13,0	43,0	14,0	34,1

Os resultados dos ensaios de adensamento, apresentados na Tabela 10.6, foram obtidos de Giacheti (1991).

Tabela 10.6 - Parâmetros de compressibilidade – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	σ_v (kPa)	e_0	C_c	σ_{ad} (kPa)	OCR
1,40	21	1,05	0,35	26	1,24
3,05	47	1,02	0,39	50	1,06
4,10	72	0,86	0,31	74	1,03
6,80	111	0,67	0,25	170	1,53
8,85	138	0,58	0,12	190	1,38

RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT E *SPT-T*

Foram executados cinco furos de sondagem. A Figura 10.3 apresenta a localização dos furos. A Figura 10.4, os perfis de sondagem, a Figura 10.5 valores mínimos, médios e máximos de N e a Tabela 10.7, o resumo desses dados. Os resultados dos ensaios *SPT-T* estão apresentados na Tabela 10.8 e na Figura 10.6.

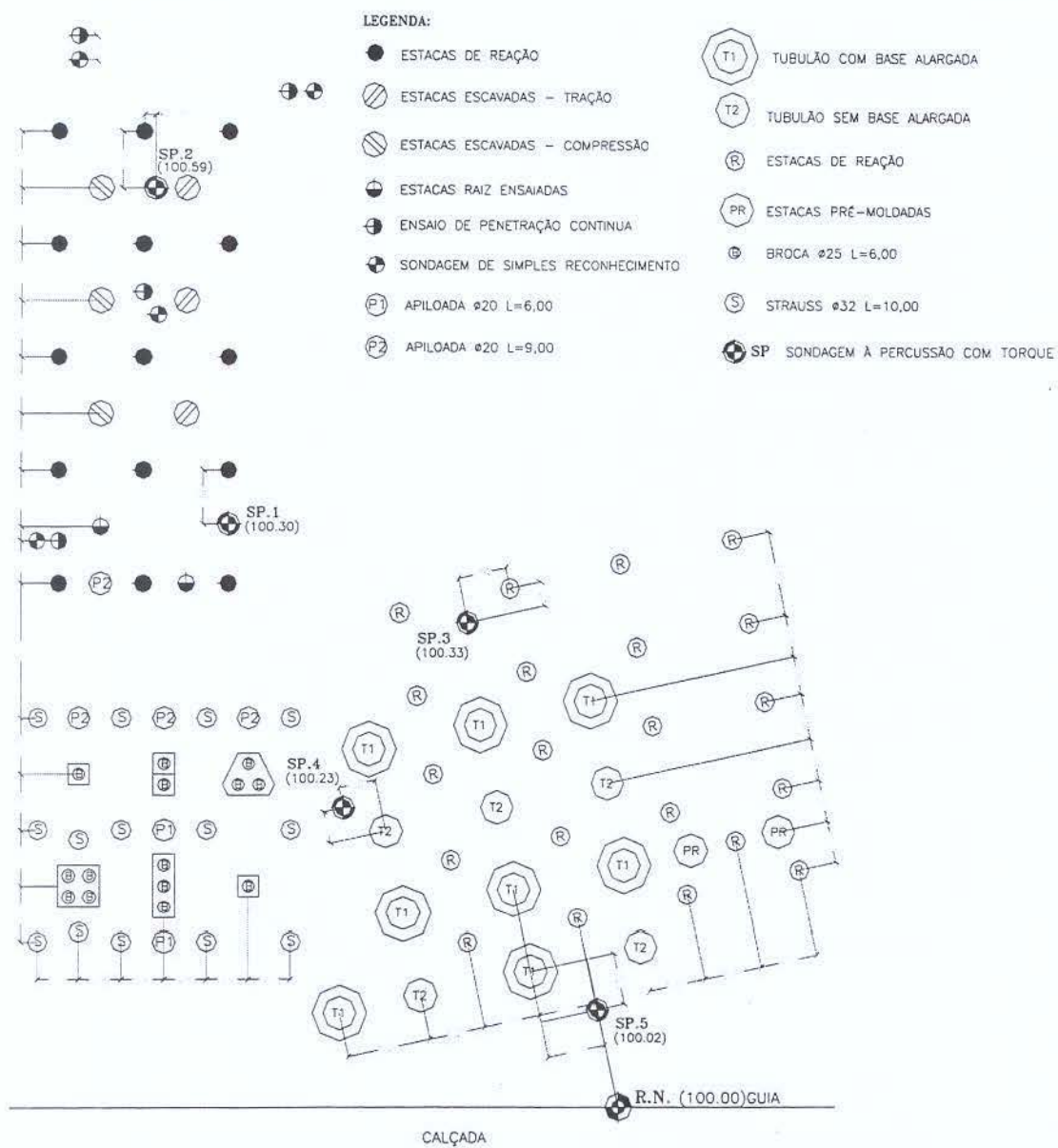


Figura 10.3 - Locação de estacas e sondagens – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

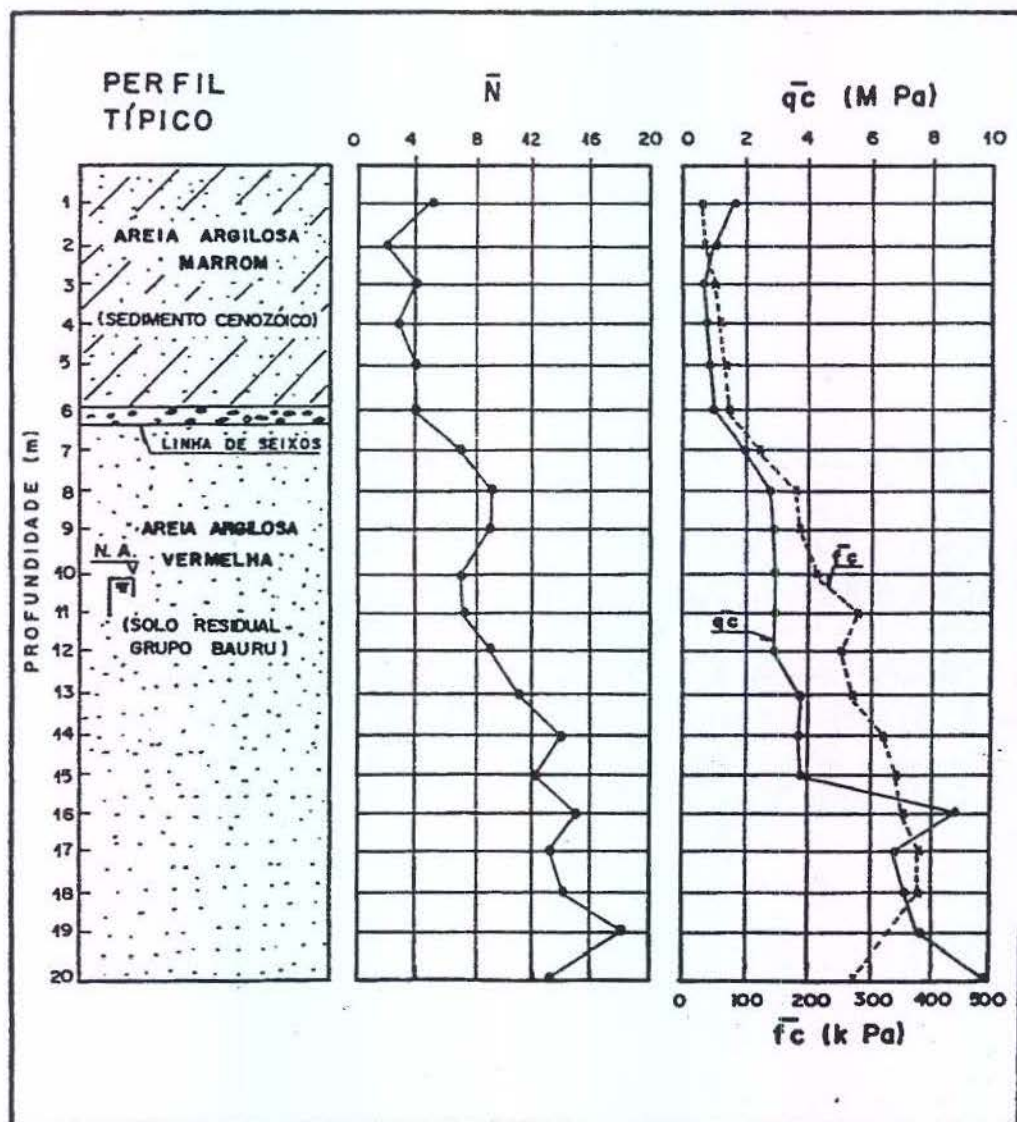


Figura 10.4 - Perfil típico do solo e valores médios de N e q_c – EESC – USP (Miguel, 1996)

Tabela 10.7 - Valores de N do SPT – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	N1	N2	N3	N4	N5	\bar{N}	Sd	cv (%)
1	1,7	3,2	2,0	2,1	1,8	2,15	0,61	28,35
2	1,0	1,8	1,8	1,2	2,0	1,54	0,42	27,39
3	1,9	1,9	1,7	1,2	2,1	1,76	0,34	19,25
4	3,3	4,0	2,0	2,0	2,9	2,85	0,87	30,43
5	3,0	4,0	1,7	1,1	2,0	2,36	1,14	48,29
6	3,0	2,5	2,1	2,4	3,3	2,67	0,50	18,67
7	2,1	2,8	2,0	2,9	2,0	2,36	0,46	19,42
8	2,3	3,8	3,4	4,8	4,8	3,81	1,08	28,19
9	5,8	6,4	5,0	4,0	4,8	5,19	0,91	17,43
10	5,4	6,0	7,0	6,8	7,0	6,43	0,72	11,26
11	6,6	6,0	7,0		7,2	6,70	0,55	8,13
12	8,6	9,0	8,0		9,7	8,81	0,71	8,04
13	7,2	7,2	9,0		4,0	6,87	2,09	30,36
14	9,7	13,0	13,0		11,0	11,67	1,63	13,95
15	11,8	11,0	10,0		11,0	10,95	0,73	6,70
16	16,0				11,0	13,50		
17	7,2				12,6	9,91		
18	10,0				19,4	14,68		
19					12,0			
20					10,0			
21					13,0			
22					7,0			
23					7,7			
24					37,0			
25					55,9			
26					93,8			
27					75,0			

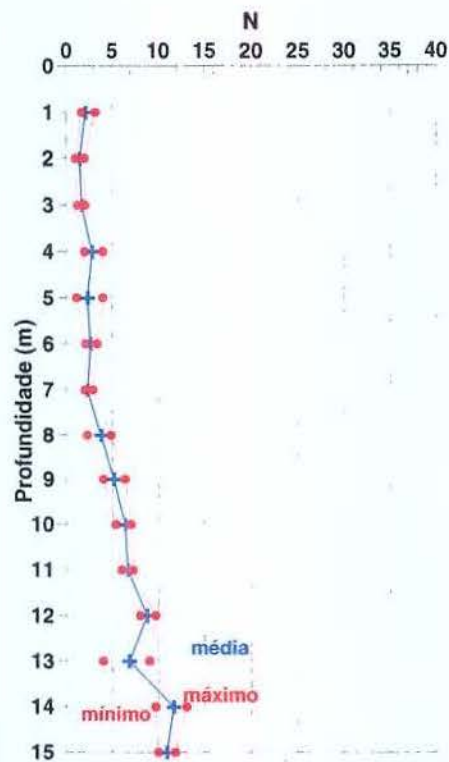


Figura 10.5 - Valores médios, máximos e mínimos de N – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

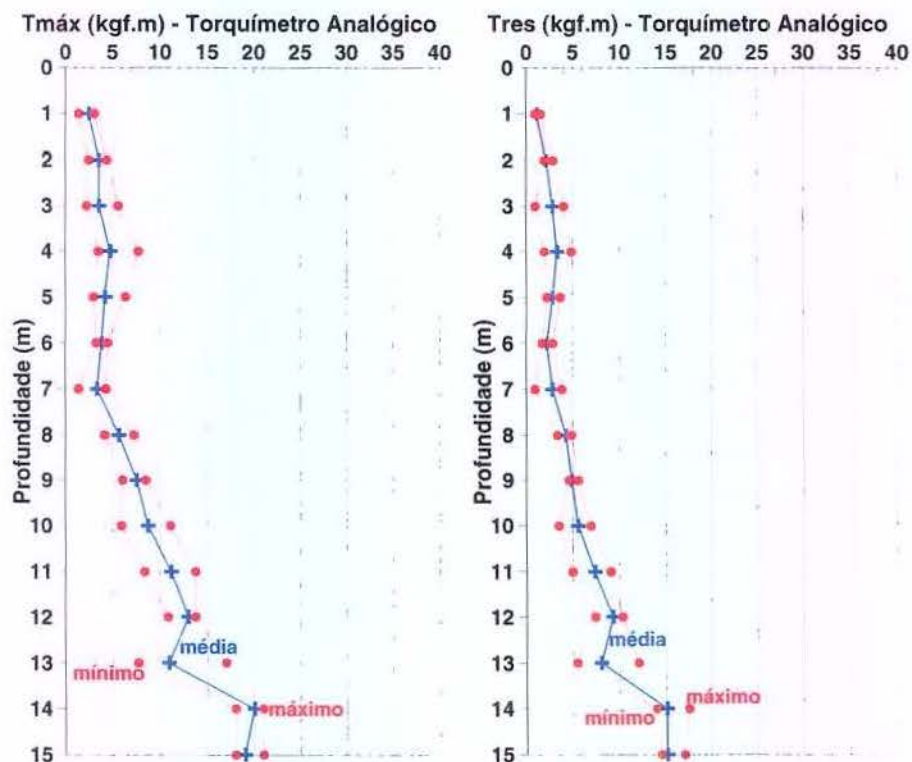


Figura 10.6 - Valores médios, máximos e mínimos de $T_{máx}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Tabela 10.8 - Valores $T_{m\acute{a}x}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico - São Carlos
(apud Peixoto, 2001)

Profun- didade (m)	Furo1	Furo2	Furo3	Furo4	Furo5	\bar{T}	sd	cv
	$T_{m\acute{a}x}$ (kgf.m) T_{res} (kgf.m)							
1	2,8	2,9	1,4	3,0	2,3	2,47	0,68	27,32
	1,4	1,0	0,9	1,5	0,9	1,14	0,29	25,25
2	3,6	3,6	2,5	3,8	4,3	3,56	0,69	19,39
	2,0	2,8	2,1	1,9	2,2	2,18	0,36	16,72
3	5,5	3,7	4,0	2,2	2,3	3,55	1,37	38,64
	4,0	3,3	2,8	3,1	0,9	2,81	1,14	40,45
4	7,7	4,0	3,5	4,2	4,3	4,72	1,67	35,48
	4,8	3,5	3,0	3,3	1,9	3,31	1,03	31,18
5	6,3	2,9	3,3	3,9	4,3	4,16	1,31	31,56
	3,6	2,5	2,5	3,5	2,2	2,83	0,65	22,95
6	3,3	3,9	3,2	4,2	4,4	3,80	0,53	14,08
	1,7	2,2	2,8	2,1	2,5	2,22	0,42	18,74
7	3,8	3,8	1,4	4,2	3,5	3,33	1,14	34,10
	3,0	3,8	0,9	3,8	2,7	2,80	1,17	41,69
8	4,1	5,6	5,4	5,9	7,2	5,63	1,11	19,61
	3,3	4,2	4,5	4,4	4,8	4,24	0,58	13,65
9	8,0	8,4	8,0	6,0	7,0	7,49	0,98	13,10
	4,5	4,7	5,5	5,0	4,7	4,88	0,39	8,04
10	5,9	7,8	11,0	9,8	9,0	8,70	1,96	22,50
	3,4	4,4	6,5	6,9	6,5	5,53	1,53	27,63
11	10,5	8,3	13,7		12,0	11,14	2,28	20,49
	6,7	4,9	8,8		9,0	7,35	1,94	26,41
12	13,7	13,7	10,8		13,7	12,97	1,47	11,34
	9,8	9,8	7,3		10,3	9,29	1,32	14,23
13	11,0	7,8	17,0		7,7	10,87	4,36	40,14
	8,0	5,4	12,0		6,7	8,02	2,86	35,67
14	20,1	21,0	21,0		18,0	20,03	1,42	7,07
	14,4	14,0	17,5		14,5	15,09	1,62	10,74
15	21,0	18,0	19,0		24,5	19,00	1,41	7,44
	17,0	14,5	14,5		14,7	15,13	1,25	8,26
16	30,0				23,0	26,50		
	21,0				16,0	18,50		
17	14,0				34,2	24,12		
	10,0				23,5	16,74		
18	25,0							
	20,0							
19					26,8			
					13,4			
20					25,0			
					14,0			
21					28,5			
					17,0			
22					18,6			
					8,3			
23					9,8			
					6,4			

RESULTADOS DOS ENSAIOS CPT

Foram executados cinco furos de ensaios CPT elétrico em São Carlos. São apresentados na Figura 10.7 a locação dos furos CE.3, CE.4 e CE.5, que são os que se encontram na região dos SPT-T.

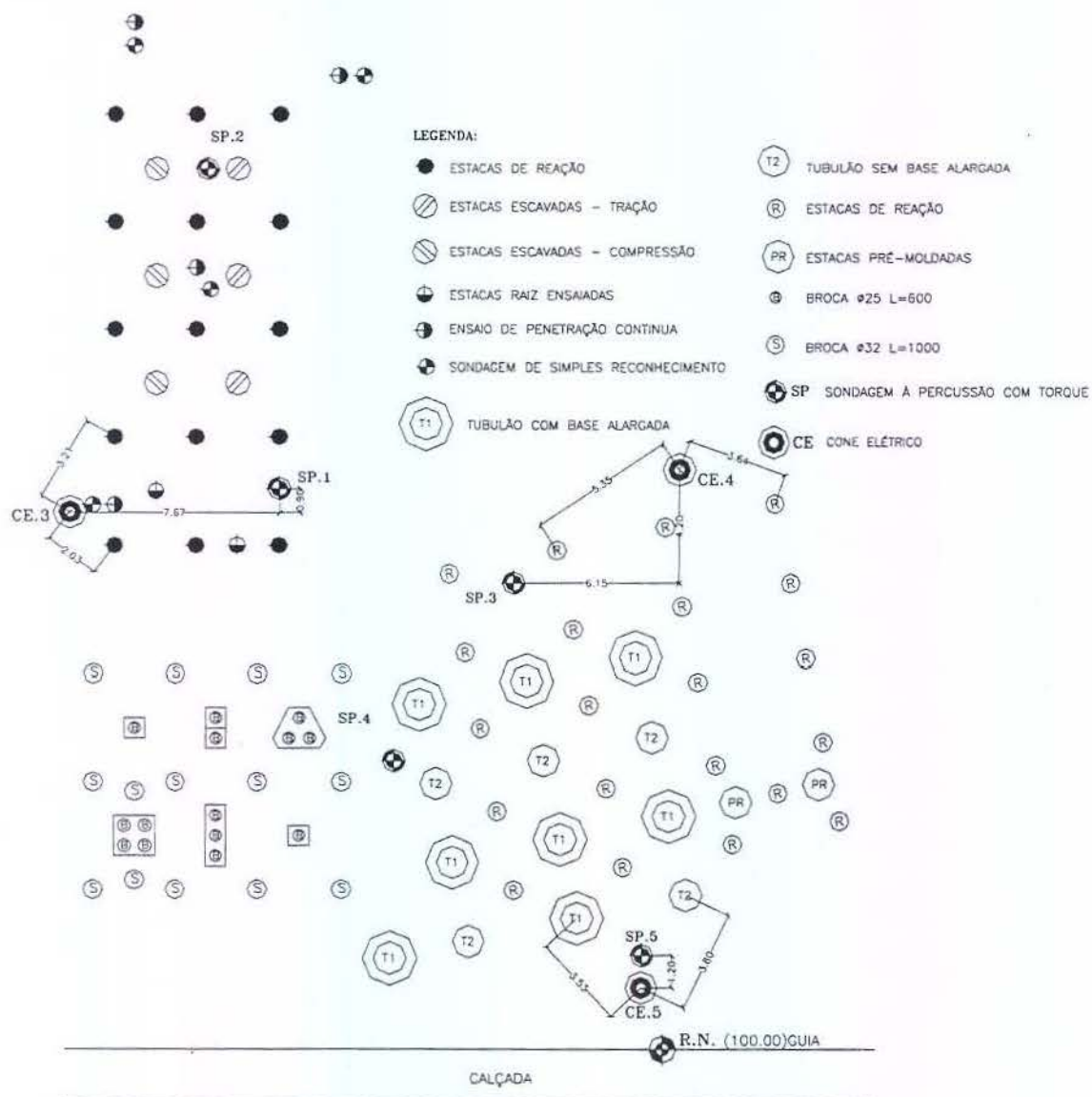


Figura 10.7 - Locação dos Ensaios CPT – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Os resultados dos três furos estão apresentados na Figura 10.8 e na Tabela 10.9.

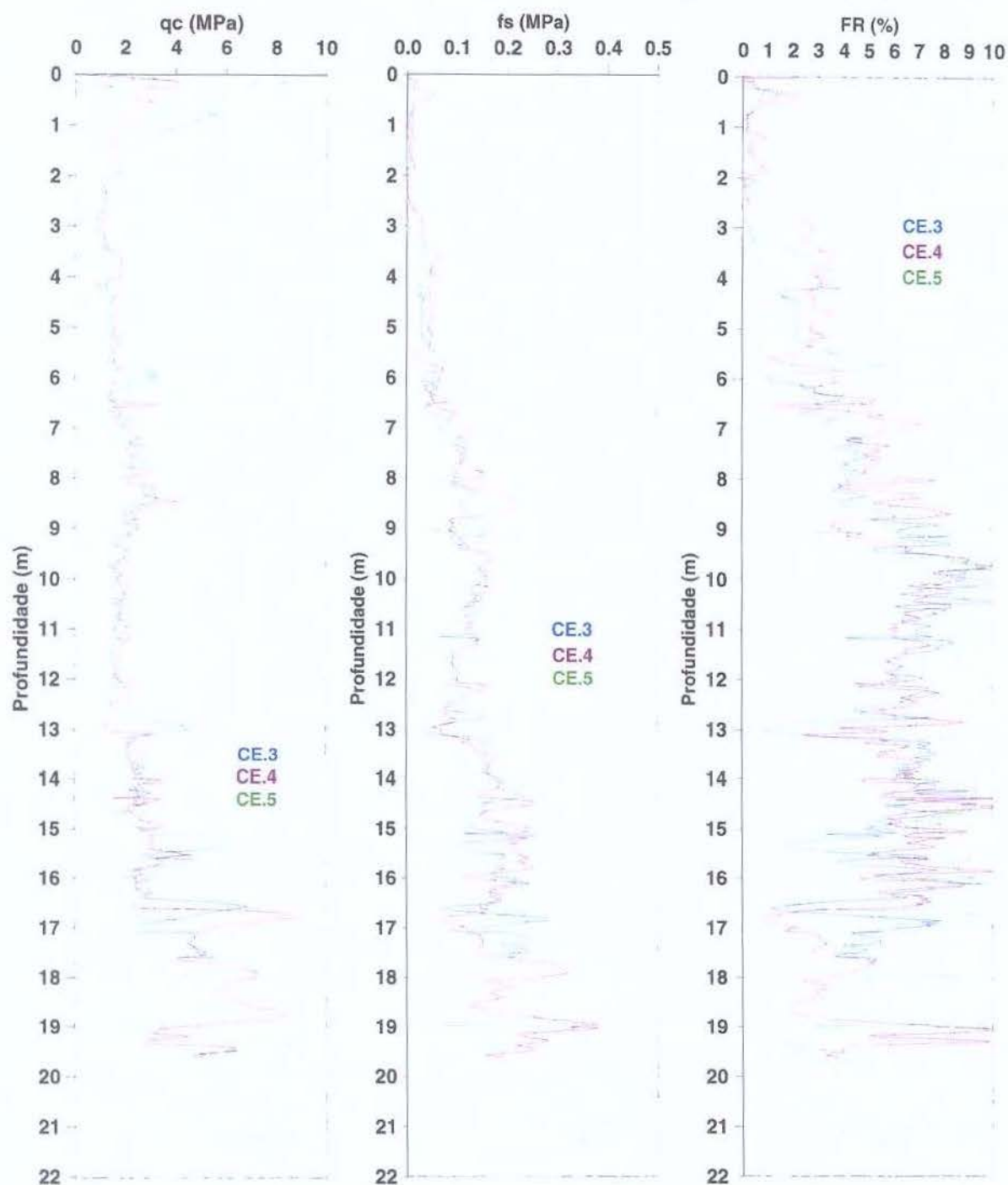


Figura 10.8 - Resultados de Ensaio CPT – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Tabela 10.9 - Resultados médios dos ensaios de Cone Elétrico – São Carlos (apud Peixoto, 2001)

Prof. (m)	CE.3			CE.4			CE.5		
	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{F}_R (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{F}_R (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{F}_R (%)
1,00-1,45	3,27	0,00	0,05	1,59	0,01	0,43	3,91	0,01	0,23
2,00-2,45	1,49	0,00	0,13	1,09	0,00	0,10	1,03	0,00	0,00
3,00-3,45	1,06	0,01	0,66	1,15	0,03	2,73	1,27	0,00	0,04
4,00-4,45	1,33	0,03	2,37	1,72	0,05	2,94	1,53	0,03	1,89
5,00-5,45	1,47	0,04	2,43	1,63	0,05	2,77	1,53	0,05	3,25
6,00-6,45	1,87	0,05	2,75	1,47	0,05	3,66	2,78	0,05	2,47
7,00-7,45	2,30	0,10	4,16	2,29	0,12	5,08	1,79	0,09	5,02
8,00-8,45	2,87	0,12	4,14	2,67	0,15	5,71	3,44	0,13	3,80
9,00-9,45	1,92	0,12	6,60	1,98	0,10	5,26	1,64	0,13	8,23
10,00-10,45	1,66	0,14	8,55	1,94	0,15	7,59	1,60	0,14	8,56
11,00-11,45	1,57	0,12	7,34	1,98	0,13	6,55	1,89	0,15	8,28
12,00-12,45	1,58	0,10	6,47	1,92	0,13	6,53	1,46	0,11	7,40
13,00-13,45	2,59	0,12	5,28	2,19	0,11	5,15	1,45	0,10	6,85
14,00-14,45	2,58	0,20	7,65	2,70	0,18	6,70	2,61	0,19	7,30
15,00-15,45	4,90	0,16	3,49	3,03	0,22	7,14	2,29	0,15	6,78
16,00-16,45	2,80	0,19	7,06	2,58	0,18	6,92	2,90	0,19	7,15
17,00-17,45	4,17	0,21	5,03	4,82	0,13	2,80	4,28	0,17	4,40
18,00-18,45				6,11	0,18	3,03	5,08	0,34	6,80
19,00-19,45				3,99	0,27	7,21	7,61	0,26	4,00
20,00-20,45							7,81	0,31	4,16
21,00-21,45							7,51	0,37	5,03

10.2.2 – PROVAS DE CARGA EM ESTACAS APILOADAS, ESCAVADAS, STRAUSS E RAIZ.

Miguel (1996) ensaiou 2 estacas apiloadas, 2 escavadas, 5 strauss e 4 raiz com as condições de solo na umidade natural e solo pré-inundado. A pré-inundação foi realizada durante 48 hs.

Três provas de carga foram realizadas na condição de solo pré-inundado sem que estes pares de estacas (strauss e raiz) tivessem sido ensaiados anteriormente com o solo na umidade natural. A autora concluiu que não houve influência de pré-carregamento quanto à carga que denominou de colapso.

As estacas utilizadas por Miguel (1996) estão apresentadas na Tabela 10.10.

Tabela 10.10 – Estacas ensaiadas por Miguel (1996) – São Carlos

Tipo de estaca	No de Estacas	Diâmetro (m)	Comprimento L(m)
Apiloadada	2	0,20	6
Escavada	2	0,25	6
Strauss	6	0,28	10
Strauss (prova de carga diretamente pré-inundada)	4	0,28	10
Raiz	4	0,25	16
Raiz (diretamente pré-inundado)	2	0,25	16

A Tabela 10.11 apresenta as cargas necessárias para deslocar as estacas em 6 e 12 mm e a redução, em porcentagem, da carga devido a pré-inundação.

Tabela 10.11 – Valores de carga para deslocamento de 6 e 12 mm – Miguel (1996)

Estacas	Carga para deslocar 6mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Redução da carga para 6mm	Redução da carga para 12 mm
	(1) solo natural	(2) pré-inundado	(1) solo natural	(2) pré-inundado		
Apiloadada A	1,7	1,0	2,6	1,8	41,2%	30,8%
Apiloadada B	1,6	0,9	2,2	1,5	43,8%	31,8%
Escavada A	4,2	1,9	–	2,4	54,8%	–
Escavada B	3,6	1,5	4,1	2,8	58,3%	31,7%
Strauss 1A	3,5	2,1	4,6	3,3	40,0%	28,3%
Strauss 1B	5,3	4,1	–	–	22,6%	–
Strauss 3A	16,1	13,4	–	16,9	16,8%	–
Strauss 3B	18,8	13,5	–	17,6	28,2%	–
Strauss 4A	14,2	8,9	18,0	15,4	37,3%	14,4%
Strauss 4B	15,8	11,5	20,1	15,8	27,2%	21,4%
Raiz 1A	18,5	8,2	23,2	14,5	55,7%	37,5%
Raiz 1B	18,5	13,5	23,7	19,8	27,0%	16,5%
Raiz 3A	18,6	13,4	–	16,1	28,0%	–
Raiz 3B	18,6	14,0	–	16,8	24,7%	–
MÉDIA					37,1%	26,5%

Verificou-se uma redução de carga para se atingir os deslocamentos de 6 mm com uma variação entre 17 e 58% (média de 37%) e para deslocamentos de 12 mm uma variação entre 14 e 37% (média de 26%). Comparando-se a redução de carga entre os tipos de estacas, não houve uma nítida diferença entre elas.

Com relação aos valores obtidos de n_h para as diversas estacas, nas duas condições de provas de carga, estão apresentados na Tabela 10.12.

Tabela 10.12 – Valores de n_h com o solo na umidade natural e pré-inundado (Miguel, 1996)

Tipo de estaca	Valores de n_h (MN/m ³)		Relação entre n_h (1) e n_h (2) (e redução em %)
	(1) Solo na umidade natural	(2) Solo pré-inundado	
Apiloadada	0,30	0,16	1,9 (-47%)
Escavada	0,65	0,20	3,3 (-69%)
Strauss	7,50	4,50	1,7 (-40%)
Strauss (diretamente pré-inundada)	-	5,00	-
Raiz	8,00	4,00	2,0 (-50%)
Raiz (diretamente pré-inundado)	-	12,50	-

Miguel (1996) encontrou valores de n_h maiores para as estacas strauss e raiz comparativamente às estacas apiloadas e escavadas.

A redução no n_h devido à pré-inundação ficou entre 40 e 69% com relação aos valores com o solo na umidade natural. Um resultado que chama a atenção foi o do par de estacas raiz ensaiado diretamente com o solo pré-inundado, que apresentou valor de n_h superior ao das outras estacas raiz ensaiadas com solo na umidade natural. Além da própria variabilidade do solo, uma possível explicação é a possibilidade dos diâmetros destas estacas terem ficado maiores na superfície, já que o processo de execução destas estacas pode acarretar estas variações.

10.3 – CAMPO EXPERIMENTAL DE BAURU

10.3.1 – SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE BAURU

CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A região de Bauru é constituída, predominantemente, por sedimentos do Grupo Bauru (Formações Marília e Adamantina), recobrindo as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral que afloram em direção ao vale do Rio Tietê. O solo desta região é constituído por uma areia fina argilosa, residual de arenito. Ele possui alta porosidade, devido ao processo de lixiviação a que foi submetido. O solo apresenta predominância de partículas de areia fina interligadas por cimento argiloso solo e é colapsível.

A geologia do Campo Experimental é a mesma que predomina na cidade de Bauru. Através de um poço tubular, aberto a 100m do local, pode-se constatar uma primeira camada de 52m da Formação Marília, seguida de 98m da Formação Adamantina e, abaixo, encontra-se a Formação Serra Geral. A Formação Marília é constituída por arenitos, conglomerados e lamitos, intercalados entre si. A Formação Adamantina é composta por arenitos de granulação média a fina, siltitos arenoso, micáceos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos.

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A caracterização do subsolo do Campo Experimental, até a profundidade de 20m, é de uma areia fina argilosa, vermelha, residual de arenito.

Os resultados dos ensaios de laboratório foram obtidos de Agnelli (1997). Os resultados dos ensaios de caracterização: limites de consistência e granulometria, encontram-se na Tabela 10.13.

Os índices físicos estão apresentados na Tabela 10.14

Tabela 10.13 - Resultados do ensaios de Caracterização – Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Limites de Consistência		Granulometria			
	<i>LL</i> (%)	<i>LP</i> (%)	argila (%)	silte (%)	areia fina (%)	areia média (%)
1	17	13	15	4	9	72
2	22	13	18	3	6	73
3	22	14	16	4	8	72
4	23	13	16	3	7	74
5	24	14	18	4	7	71
6	27	15	19	3	6	72
7	26	14	19	3	6	72
8	27	14	19	3	6	72
9	25	13	19	5	6	70
10	25	10	20	6	5	69
11	25	12	20	4	7	69
12	26	12	19	4	6	71
13	26	12	19	4	6	71
14	26	12	18	4	8	70
15	29	14	21	5	7	67
16	23	12	16	2	9	73
17	34	17	31	17	3	49
18	42	24	36	10	2	52
19	27	11	16	6	7	71
20	26	11	16	5	10	69

Tabela 10.14 - Valores de Índices Físicos – Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	<i>w</i> (%)	<i>e</i>	<i>n</i> (%)	<i>Sr</i> (%)
1	15,0	26,6	13,7	9,1	0,94	48	26
2	15,4	26,9	14,0	10,3	0,93	48	30
3	15,7	26,8	14,2	10,4	0,88	47	32
4	16,3	26,5	15,0	9,0	0,77	44	30
5	16,5	26,5	14,9	10,7	0,78	44	36
6	16,4	26,6	14,6	12,3	0,82	45	40
7	16,5	26,7	14,8	11,5	0,80	44	38
8	16,6	26,9	14,9	11,3	0,80	44	38
9	16,5	26,9	14,8	11,2	0,81	45	37
10	16,6	26,9	15,0	10,7	0,79	44	36
11	16,5	26,9	15,2	8,6	0,77	44	30
12	16,6	27,0	15,3	8,4	0,76	43	30
13	16,4	26,9	15,1	8,4	0,78	44	29
14	16,3	26,9	14,9	9,1	0,80	44	31
15	16,2	26,5	14,7	10,5	0,81	45	34
16	16,5	26,6	15,0	9,9	0,77	44	34
17	17,1	27,0	14,6	17,2	0,85	46	55
18	18,6	26,7	14,7	26,5	0,82	45	87
19	16,6	26,7	14,9	11,8	0,80	44	39
20	16,4	26,7	14,7	11,7	0,82	45	38

Os parâmetros apresentados na Tabela 10.15 referem-se a ensaios executados em três locais da região de Bauru e são representativos do Campo Experimental.

Tabela 10.15 - Parâmetros de resistência – Bauru (apud Peixoto, 2001)

Local	Profundidade (m)	c (kPa)	ϕ (°)	Rc (kPa)
1	1,5	-	32	13
2	2,5	14	31	23
3	3,5	22	20	56
1	4,5	24	28	15
2	5,5	14	29	80
1	7,5	20	29	87
3	7,5	-	32	107
2	8,5	35	28	94
1	10,5	16	30	93
3	10,5	14	29	100
1	12,5	49	25	245
2	12,5	26	29	87
3	13,5	-	32	86
3	15,5	18	30	36

Agnelli (1997) realizou ensaios de adensamento em corpos-de-prova correspondentes às profundidades 1, 2, 3 e 4 metros, cujas tensões de pré-adensamento foram obtidas através do método de Pacheco Silva, na Tabela 10.16. Através de outros ensaios realizados na região por Giacheti (1991), pode-se constatar que, a partir de seis metros de profundidade, o OCR tende a diminuir para normalmente adensado.

Tabela 10.16 - Parâmetros de compressibilidade para a Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	σ'_v (kPa)	σ'_{ad} (kPa)	OCR
1	15	41	2,73
2	30	52	1,73
3	46	90	1,96
4	62	105	1,69

Na Tabela 10.17 estão apresentados os coeficientes de colapso estrutural definido por Vargas (1978).

Tabela 10.17 - Coeficiente de colapso estrutural de Vargas para a Unesp – Bauru (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Tensão de inundação (kPa)	i (%)
1	50	3,3
2	50	3,2
3	50	2,3
4	50	2,6

RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT E SPT-T

Foram executados cinco furos de sondagem *SPT-T*. A locação do Campo Experimental da FET, Unesp de Bauru, encontra-se na Figura 10.9.

Foram realizados três ensaios *SPT-T* na segunda área SP01, SP02 e SP03, com comprimentos de 12,46m, 20,45m e 15,45m, respectivamente. O SP02 foi executado com 20,45m para melhor caracterizar o perfil do local.

Os resultados dos ensaios *SPT* estão apresentados nas Tabelas 10.18 e os dos ensaios *SPT-T* estão apresentados nas Tabelas 10.19 e na Figura 10.10.

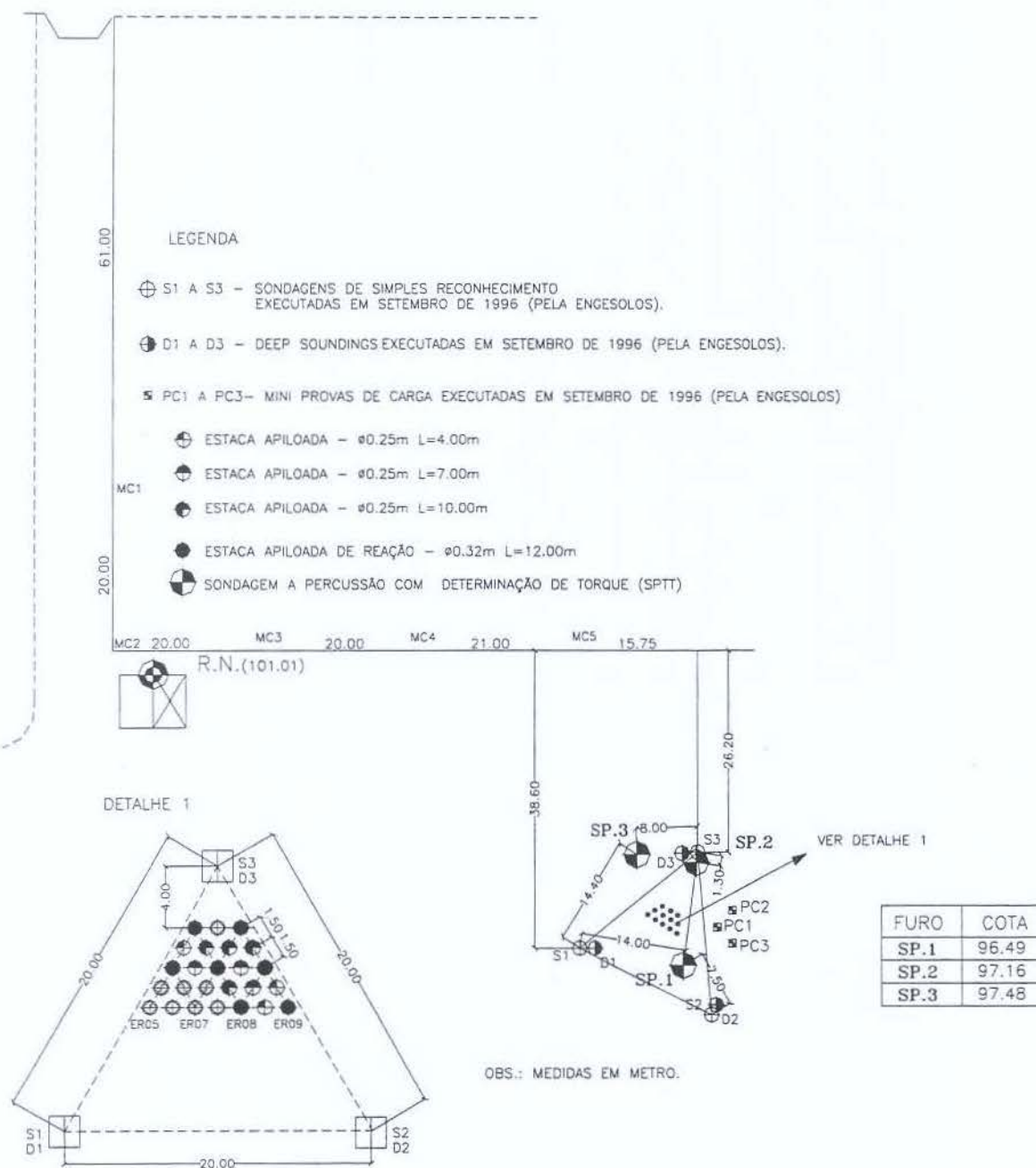


Figura 10.9 - Locação de estacas e sondagens – Bauru (apud Peixoto, 2001)

Tabela 10.18 - Valores de N do SPT – Bauru (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	N1	N2	N3	\bar{N}	sd	cv (%)
0,5	1,4	1,0	3,9	2,08	1,56	75,29
1	2,1	0,9	2,1	1,70	0,71	41,74
2	0,6	1,0	2,1	1,23	0,82	66,63
3	1,5	0,7	2,7	1,61	0,99	61,89
4	1,5	4,4	3,3	3,08	1,51	48,95
5	1,6	1,4	1,9	1,66	0,26	15,50
6	3,9	3,6	4,1	3,88	0,23	5,84
7	4,1	4,4	3,6	4,06	0,43	10,48
8	5,5	4,7	4,0	4,71	0,73	15,39
9	6,0	2,9	7,0	5,30	2,14	40,34
10	6,6	7,0	6,0	6,52	0,50	7,69
11	7,0	6,0	7,0	6,67	0,58	8,66
12	7,7	7,0	9,0	7,91	1,01	12,78
13		8,0	19,0	13,50	7,78	57,62
14		9,7	13,0	11,34		
15		12,0	11,0	11,50		
16		11,0				
17		12,0				
18		23,0				
19		18,0				
20		18,0				

Tabela 10.19 - Valores $T_{m\acute{a}x}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico – Bauru
(apud Peixoto, 2001)

Profun- didade (m)	Furo1	Furo2	Furo3	\bar{T}	sd	cv (%)
	$T_{m\acute{a}x}$ (kgf.m)					
	T_{res} (kgf.m)					
0,5	2,5	5,0	3,9	3,80	1,25	32,96
	0,5	2,0	1,0	1,16	0,77	66,04
1	0,9	0,7	0,8	0,77	0,12	15,59
	0,5	0,3	0,4	0,39	0,06	15,38
2	0,4	0,7	1,4	0,84	0,52	61,66
	0,0	0,4	0,9	0,43	0,48	110,48
3	1,0	2,0	1,7	1,58	0,52	32,81
	0,5	1,0	0,9	0,79	0,26	32,84
4	1,5	2,0	1,8	1,74	0,24	13,51
	1,0	1,2	0,9	1,02	0,15	14,33
5	1,4	2,0	1,9	1,78	0,30	16,86
	1,0	1,0	1,0	0,97	0,02	2,37
6	3,0	2,3	2,5	2,61	0,34	13,17
	1,0	1,4	1,0	1,14	0,24	20,83
7	1,9	2,5	2,4	2,25	0,30	13,15
	1,0	1,0	1,4	1,13	0,27	24,10
8	3,3	4,8	2,5	3,52	1,16	33,04
	0,9	1,4	1,0	1,13	0,27	24,23
9	4,0	0,9	3,0	2,63	1,58	60,08
	1,5	0,5	1,0	0,98	0,53	53,41
10	3,4	4,5	4,0	3,95	0,58	14,60
	1,9	2,0	2,0	1,97	0,05	2,64
11	4,0	3,5	4,0	3,83	0,29	7,53
	2,0	2,0	2,0	2,00	0,00	0,00
12	6,4	4,0	5,9	5,41	1,25	23,02
	2,0	2,0	3,4	2,46	0,83	33,81
13		11,0	30,0 23,0	20,50 23,00	13,44	
14		21,5 15,2	24,0 12,0	22,76 13,58		
15		24,0 4,5	25,0 16,0	24,50 10,25		
16		25,0 11,5				
17		29,0 13,5				
18		32,0 25,0				
19		42,0 31,0				
20		36,0 21,0				

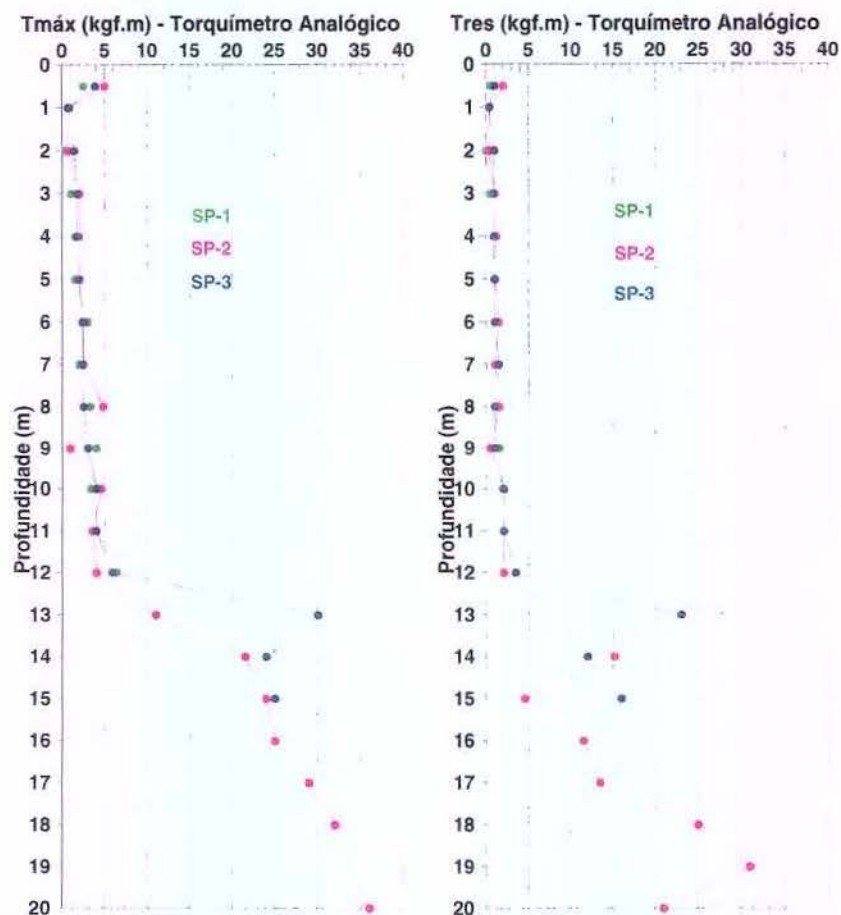


Figura 10.10 - $T_{máx}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico – Unesp – Bauru
(apud Peixoto, 2001)

10.3.2 – PROVAS DE CARGA EM ESTACAS APILOADAS

Ferreira et al. (2001, 2002, 2003 e 2006), realizaram provas de carga em três estacas apiloadas com 0,25 m de diâmetro e com comprimentos de 4, 7 e 10 m. Como reação foram utilizadas outras estacas apiloadas. As provas de carga foram do tipo rápida. Foram realizadas três provas de carga em cada estaca: duas com a condição de solo natural e uma com pré-inundação do solo durante 72 horas. Com a estaca de 4 m também foram realizadas provas de carga com melhorado solo, através de solo-cimento compactado, e com este solo-cimento pré-inundado.

A estaca apiloadada, bastante utilizada no interior do Estado de São Paulo, é também chamadas estacas soquetão ou pilão. São estacas de deslocamento, moldadas *in loco*, sem revestimento. O equipamento utilizado é o da estaca tipo strauss, porém sem a utilização da

piteira e do revestimento. A execução da estaca é feita por apiloamento através da queda livre de um soquete que provoca o deslocamento do solo lateralmente e para baixo. É factível a execução deste tipo de estaca em solos porosos e não saturados.

Apresenta-se, a seguir, um resumo das análises feitas pelos autores. O comportamento das segundas provas de carga com o solo na umidade natural, apresentou um comportamento tal que, até um certo deslocamento, suas curvas apresentaram deslocamentos bem superiores aos das primeiras provas de carga, até que tendem a uma continuidade do carregamento anterior. Isto ocorre porque o solo se deforma e não volta a sua posição inicial quando descarregado. Assim, quando da aplicação dos segundos carregamentos, não havia o solo se opondo ao deslocamento, no topo da estaca, e esta funcionava como que engastada a uma determinada profundidade.

A partir de um certo ponto, ocorre uma inflexão na curva, denotando que a estaca encosta-se ao solo ao longo de todo o comprimento, reduzindo sensivelmente a taxa de crescimento, aproximando-se da continuação das curvas dos primeiros carregamentos.

Nos terceiros carregamentos, após inundação prévia do solo ao redor da estaca, fica evidenciado o carácter colapsível do solo, com taxa de crescimento crescente com a carga, não indicando nenhuma tendência de se aproximar da curva obtida nos segundos carregamentos, como ocorreu entre as primeiras e segundas provas de carga.

Ainda segundo os autores, os menores deslocamentos obtidos no início do terceiro carregamento, para mesma carga aplicada, quando comparado com o segundo carregamento, pode ser devido ao preenchimento parcial do espaço livre entre a estaca e o terreno, quando do descarregamento das segundas provas de carga. A água de inundação carrega material para o espaço existente entre o solo e a estaca.

A Figura 10.11 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento horizontal para a estaca de 4m, para os dois carregamentos com o solo na umidade natural (representadas na Figura como PC 1 N e PC 2 N) e com o solo pré-inundado (PC 3 I).

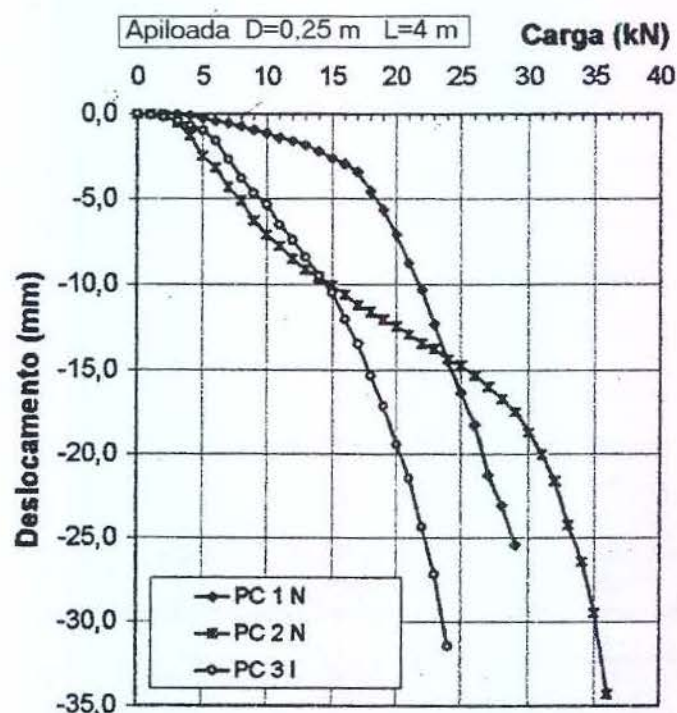


Figura 10.11 - Curvas carga *versus* y_0 para estaca apiloada com 4 m – Bauru
(Ferreira et al, 2001)

Nas Tabelas 10.20, apresentam-se resultados de carga para se atingir deslocamentos de 6 e 12 mm. São apresentados resultados das provas de carga da primeira prova de carga de cada estaca com a condição de solo na umidade natural e da terceira prova de carga de cada estaca, com o solo na condição pré-inundada. Os resultados da segunda prova de carga de cada estaca não tem valor para esta comparação, pois serviram para comprovar que, somente após valores maiores de deslocamento (maiores que o intervalo adotado de 6 e 12 mm para a determinação do n_h), a curva carga *versus* deslocamento se aproxima da curva do primeiro carregamento.

Tabela 10.20 – Valores de cargas para atingir 6 e 12 mm – Apiloadas – Bauru

Estacas	Carga para deslocar 6 mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 6mm	Relação entre cargas para 12 mm
	(1) solo natural	(2) solo pré-inundado	(1) solo natural	(2) solo pré-inundado		
Apiloadas 0,25 m com L= 4 m	19,7	10,8	23,0	16,0	1,82 (- 45%)	1,44 (- 30%)
Apiloadas 0,25 m com L= 7 m	20,0	13,0	25,0	21,0	1,54 (- 35%)	1,19 (-16%)
Apiloadas 0,25 m com L= 10 m	25,0	10,0	30,0	17,5	2,50 (-60%)	1,71 (-42%)

Com relação ao coeficiente de reação horizontal, o efeito da pré-inundação do solo provocou uma redução com relação ao solo na umidade natural entre 42 e 72% (ver Tabela 10.21).

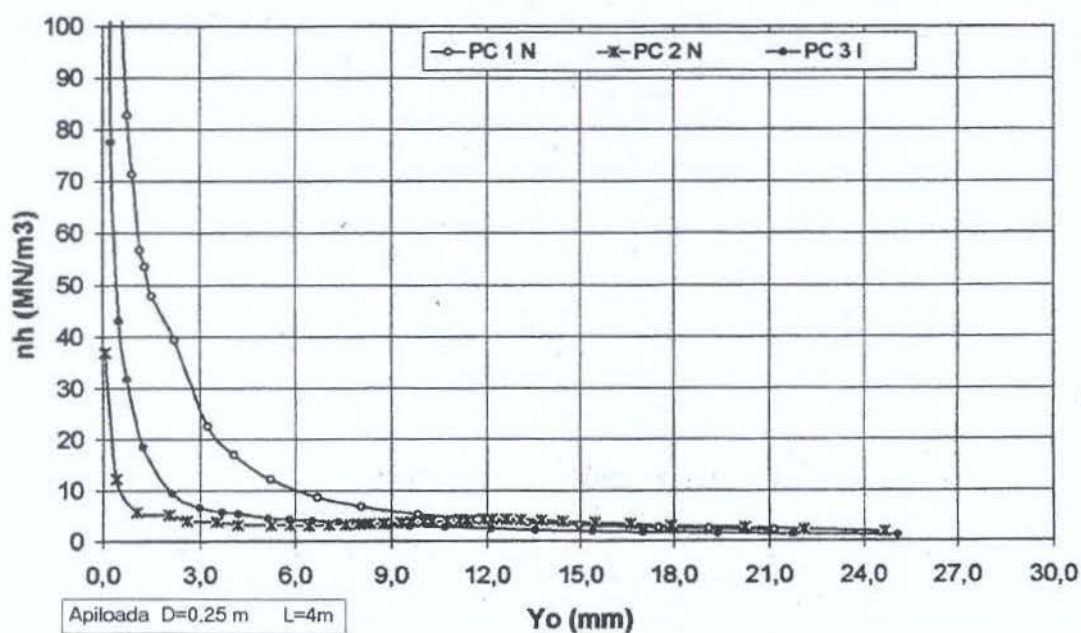


Figura 10.12 - Curvas n_h versus y_o para estaca apiloadas com 4 m – Bauru (Ferreira et al. 2001)

Tabela 10.21 – Valores de n_h para solo natural e pré-inundado - Bauru

Tipo de estaca	Valores de n_h (MN/m ³)		Relação entre n_h (1) e n_h (2) (e redução em %)
	(1) Solo na umidade natural	(2) Solo pré-inundado	
Apiloadada com 4 m	7,4	3,9	1,90 (- 47%)
Apiloadada com 10 m	11,0	3,1	3,55 (-72%)

Ferreira et al. (2006) realizaram provas de carga com estas mesmas estacas apiloadas com melhoria de solo, através da compactação de solo-cimento. Para a estaca apiloadada com 0,25 m de diâmetro e 4m de comprimento, cujos resultados com solo natural e solo pré-inundado estão apresentados acima, foram realizadas provas de carga com a melhoria do solo através da compactação com solo-cimento, com dois ciclos de carregamento e com o solo-cimento pré-inundado.

Na Figura 10.13 apresentam-se as curvas carga *versus* deslocamento horizontal, sendo as curvas 1 e 2 para as condições de solo-cimento (a sigla N CSC significa “não inundado, com solo-cimento”) e a curva 3 para a condição de solo-cimento pré-inundado (I CSC: inundado, com solo-cimento). E a Figura 10.14, agrupa as curvas para as quatro condições do solo para a estaca com 4 m.

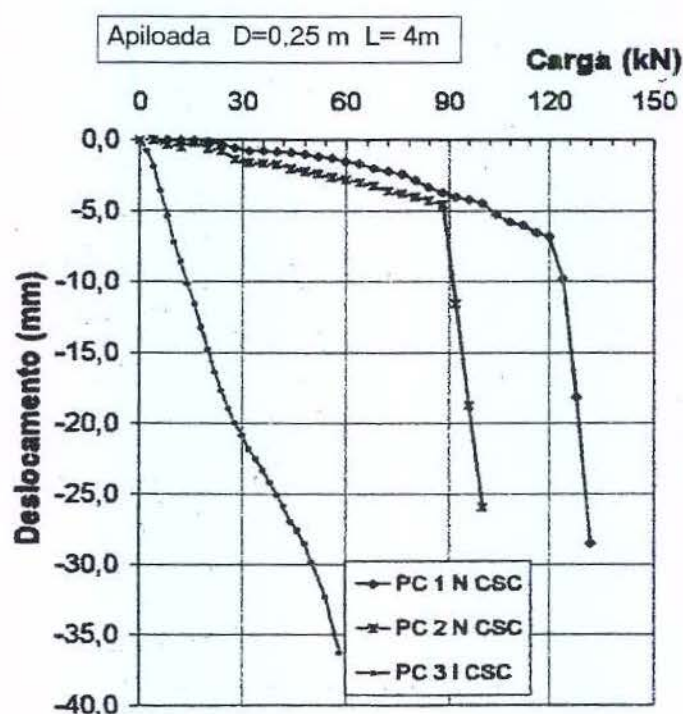


Figura 10.13 - Curvas carga *versus* y_0 para condições de solo-cimento e solo-cimento pré-inundado – Bauru (Ferreira et al. 2006)

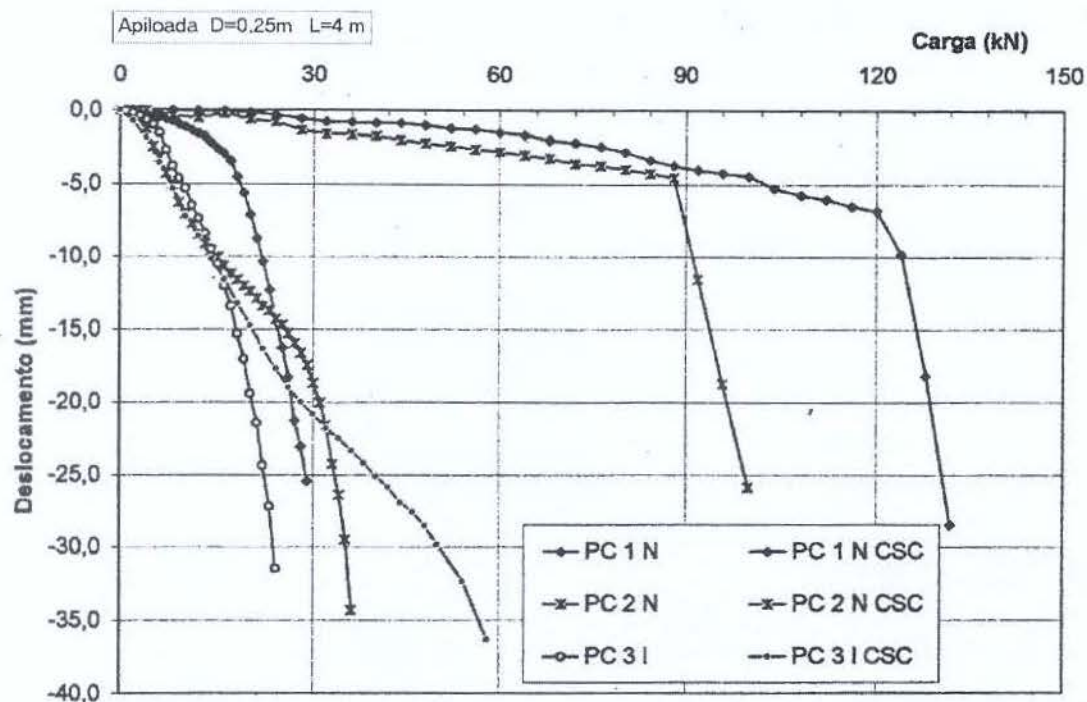


Figura 10.14 - Curvas carga *versus* y_0 para condições de solo natural, solo pré-inundado, solo-cimento e solo-cimento pré-inundado – Bauru (Ferreira et al. 2006)

Tabela 10.22 – Valores de cargas para atingir 6 e 12 mm para solo natural e solo-cimento - Bauru

Estacas	Carga para deslocar 6 mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 6mm	Relação entre cargas para 12
	(1) solo natural	(3) solo-cimento	(1) Solo natural	(3) solo-cimento		
Apiloadada 0,25 m com L= 4 m	19,7	112,5	23,0	124,0	5,7 (+ 470 %)	5,4 (+ 440%)

Com relação ao coeficiente de reação horizontal, a melhoria através do solo-cimento é apresentada na Tabela 10.23.

Tabela 10.23 – Valores de n_h para solo natural e solo-cimento - Bauru.

Tipo de estaca	Valores de n_h (MN/m ³)		Relação entre n_h (3) e n_h (1) (e acréscimo em %)
	(1) Solo na umidade natural	(3) Solo-cimento	
Apiloadada 0,25 m com L= 4 m	7,4	163,0 *	22,0 (+ 2100%)

* valor estimado

Comparando os resultados com o solo-cimento pré-inundado, apresentam-se na

Tabela 10.24 as cargas necessárias para se atingir deslocamentos de 6 e 12 mm.

Tabela 10.24 – Valores de cargas para deslocar 6 e 12 mm para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado - Bauru

Estacas	Carga para deslocar 6 mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 6mm (e redução em %)	Relação entre cargas para 12 mm (e redução em %)
	(3) solo-cimento	(4) solo-cimento pré-inundado	(3) solo-cimento	(4) solo-cimento pré-inundado		
Apiloadada 0,25 m com L= 4 m	112,5	8,5	124,0	15,5	13,2 (- 93 %)	8,0 (- 88%)

Com relação ao coeficiente de reação horizontal do solo, analisando os resultados apresentados pelos autores, foram estimados os valores apresentados na Tabela 10.25.

Tabela 10.25 - Valores de n_h para solo-cimento sem e com inundação - Bauru

Tipo de estaca	Valores de n_h (MN/m ³)		Relação entre n_h (3) e n_h (4) (e redução em %)
	(3) Solo - cimento	(4) solo-cimento pré-inundado	
Apiloadada com 4 m	163,0 *	3,0 *	54,3 (- 98%)

* valores estimados

10.4 – CAMPO EXPERIMENTAL DE ILHA SOLTEIRA

10.4.1 – SOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL

A cidade de Ilha Solteira está sobre rochas do Grupo São Bento, constituídas pelos arenitos das Formações Botucatu e Pirambóia e pelos derrames de rochas efusivas basálticas da Formação Serra Geral. Acima dessas formações aparecem os conglomerados e os arenitos do Grupo Bauru e, logo a seguir, os Sedimentos Cenozóicos.

O solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, FEIS, é composto de uma primeira camada de solo arenoso coluvionar, de aproximadamente onze metros, seguido de outra camada, em torno de seis metros, de solo aluvionar. Menezes (1997) e Segantini (2000) realizaram ensaios laboratoriais e alguns resultados são apresentados a seguir. Os resultados dos ensaios de caracterização: limites de consistência e granulometria, encontram-se na Tabela 10.26. Os índices físicos estão apresentados na Tabela 10.27. A Tabela 10.28 apresenta os resultados de compressão simples, R_c , e resultados em termos de tensão efetiva dos ensaios triaxiais drenados e cisalhamento direto.

Tabela 10.26 - Resultados do ensaios de Caracterização – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Limites de Consistência		Granulometria			
	<i>LL</i> (%)	<i>LP</i> (%)	argila (%)	silte (%)	areia fina (%)	areia média (%)
1	23	14	29	8	59	4
2	24	15	29	8	59	4
3	24	17	20	11	65	4
4	26	16	33	8	56	3
5	27	16	33	8	56	3
6	28	17	33	5	58	4
7	29	18	27	15	55	3
8	28	16	28	12	57	3
9	28	16	28	12	57	3
10	28	16	32	12	53	3
11	28	16	26	17	54	3
12	29	17	29	11	57	3
13	29	17	30	15	52	3
14	28	17	28	17	52	3
15	28	17	25	18	53	4

Tabela 10.27 - Valores de Índices Físicos –Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	<i>w</i> (%)	<i>e</i>	<i>n</i> (%)
1	16,0	26,9	14,6	9,4	0,84	46
2	14,8	27,1	14,0	5,6	0,94	48
3	14,9	27,2	13,6	9,5	1,00	50
5	14,8	27,2	14,3	3,4	0,90	47
7	15,9	27,1	15,1	5,4	0,79	44
9	18,4	27,1	15,7	17,0	0,73	42
11	17,7	27,2	16,1	9,8	0,69	41
13	18,8	27,1	16,1	17,0	0,68	40
15	17,0	27,2	15,5	10,0	0,77	44

Tabela 10.28 – Valores de resistência – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Compressão Simples (m)	Triaxial drenado		Cisalhamento Direto	
	R_c (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
1	149,7	0	32,2	59,2	24,8
2	150,0	3	31,8	52,4	29,6
3	25,3	2	32,5	25,1	28,5
5	215,7	2	33,3	99,3	26,3
7	311,2	3	33,0	89,0	32,8
9	102,7	16	30,3		
11	177,1	20	28,8		
13	84,1	20	28,8		
15	121,4	17	30,1		

Os ensaios para caracterização da colapsibilidade foram executados por Menezes (1997) e estão apresentados na Tabela 10.29.

Tabela 10.29 - Parâmetros de colapsibilidade para a Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Tensão de Inundação (kPa)							
	0	20	80	160	320	640	800	960
	Colapso (%)							
1	-0,018	0,979	5,137	6,985	8,519	6,589	6,416	2,028
2	-0,018	0,713	2,262	3,157	2,235	0,092		
3	-0,014	0,216	2,374	1,830	1,176	0,026		
5	-0,039	0,235	0,65	1,744	2,038	1,176		
7	-0,043	0,223	1,101	2,268	2,057	0,847		
9	0,021	0,043	0,044	0,399	0,033	0,490		
11	-0,039	0,108	0,080	0,062	0,066			

RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT E SPT-T

Foram executadas quatro sondagens *SPT-T*, SP01, SP02, SP03 e SP04 com comprimentos de 15,45m, 16,45m, 16,45m e 12,45m, respectivamente. A locação está apresentada na Figura 10.15. Os valores médios, máximos e mínimos de N , estão apresentados na Tabela 10.30 e na Figura 10.16. Os resultados de torque estão apresentados nas Tabelas 10.31 e na Figura 10.17.

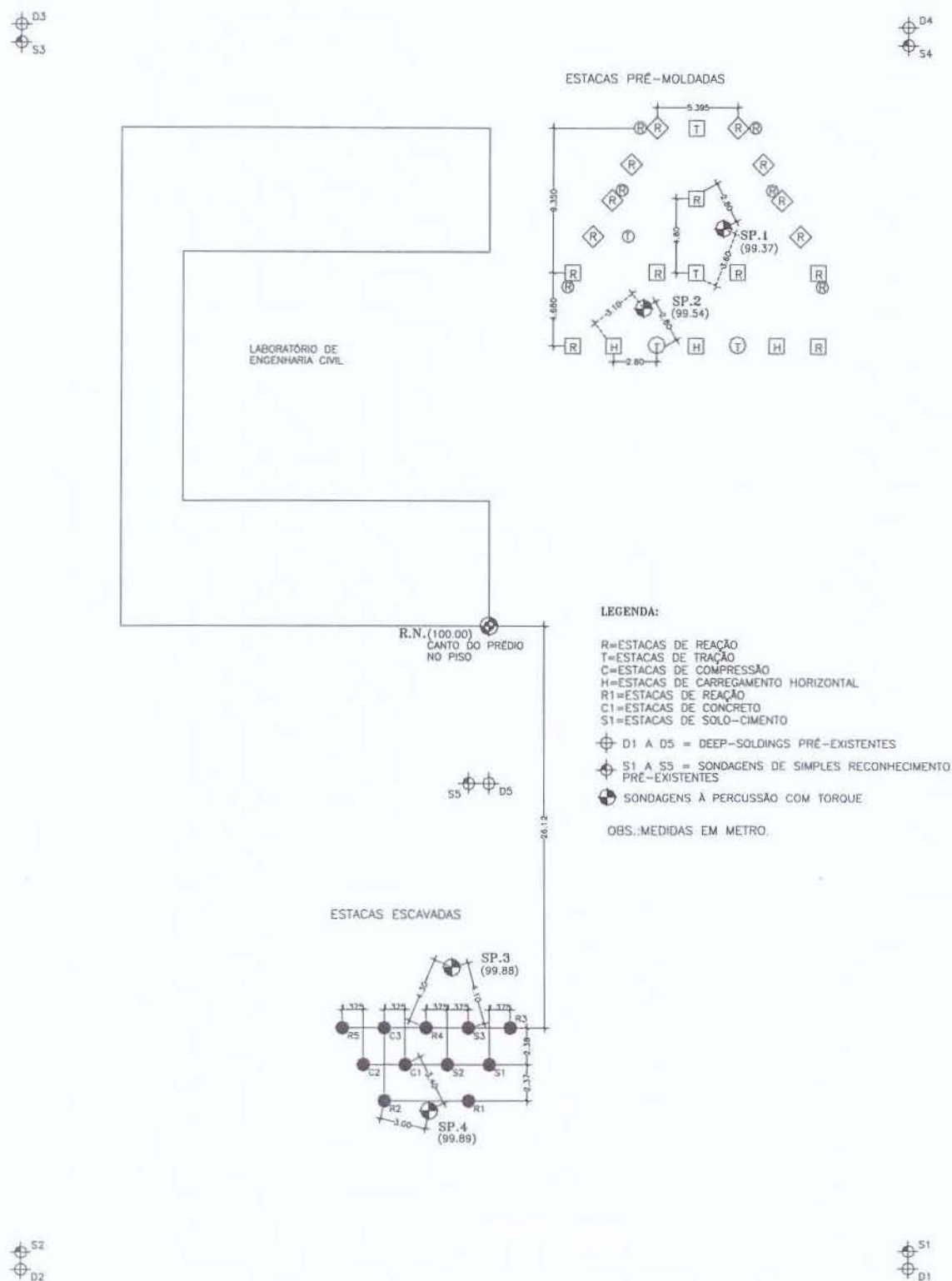


Figura 10.15 - Localização de estacas e sondagens – Ilha Solteira. (apud Peixoto, 2001)

Tabela 10.30 - Valores N – Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	$N1$	$N2$	$N3$	$N4$	\bar{N}	sd	cv (%)
1	1,9	1,9	5,8	10,0	4,92	3,85	78,12
2	2,7	2,1	2,9	2,6	2,55	0,35	13,66
3	2,1	2,4	3,2	3,1	2,70	0,56	20,70
4	3,4	3,0	4,0	2,9	3,33	0,50	15,03
5	3,6	4,4	4,0	3,6	3,92	0,39	9,96
6	4,1	3,9	4,8	4,3	4,29	0,41	9,54
7	2,7	5,0	5,0	5,2	4,48	1,17	26,06
8	5,0	5,8	7,2	5,2	5,81	1,02	17,54
9	6,0	7,5	7,0	7,0	6,88	0,63	9,15
10	8,0	7,5	3,8	7,7	6,75	2,00	29,60
11	9,0	9,0	7,5	8,0	8,38	0,75	8,96
12	11,0	7,0	6,2	9,0	8,30	2,15	25,87
13	8,3	9,0	8,0		8,43	0,52	6,12
14	8,0	9,0	7,0		8,00	1,00	12,50
15	9,0	13,0	9,0		10,33	2,31	22,35
16		7,2	8,0				

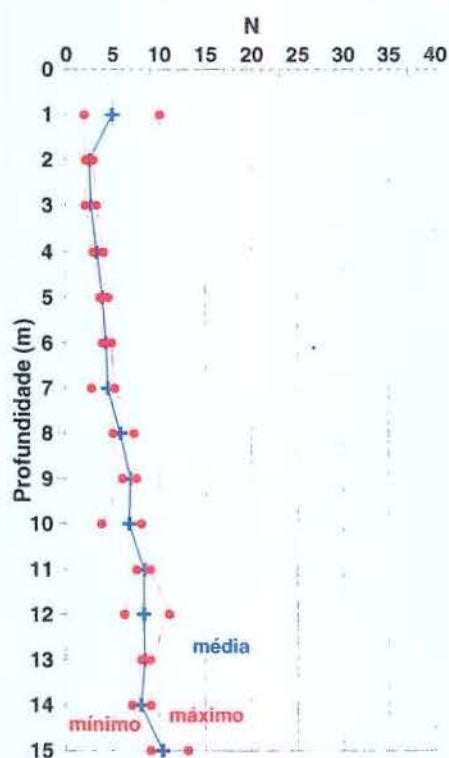


Figura 10.16 - Valores médios, máximos e mínimos de N – Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Tabela 10.31 -Valores $T_{m\acute{a}x}$ e T_{res} obtidos através do torquímetro analógico Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	Furo1	Furo2	Furo3	Furo4	\bar{T}	sd	cv (%)
	$T_{m\acute{a}x}$ (kgf.m) T_{res} (kgf.m)						
1	0,9 0,5	1,9 0,9	5,6 1,4	12,0 3,0	5,11 1,46	5,02 1,10	98,17 75,54
2	1,8 0,9	1,0 1,0	1,4 0,9	1,4 0,9	1,39 0,93	0,34 0,04	24,24 4,12
3	1,0 1,0	2,0 1,0	3,5 2,2	2,5 1,0	2,24 1,29	1,02 0,58	45,75 44,96
4	3,2 0,9	2,5 1,5	2,5 1,0	0,9 0,9	2,27 1,09	0,94 0,28	41,35 25,78
5	3,3 1,9	4,3 2,9	3,0 2,0	4,0 2,0	3,65 2,19	0,61 0,46	16,73 20,96
6	2,8 0,9	3,3 1,4	1,9 3,8	3,0 1,5	2,73 1,90	0,61 1,26	22,17 66,63
7	2,1 0,9	4,9 2,0	5,2 1,9	5,0 2,0	4,29 1,67	1,45 0,55	33,84 32,92
8	3,9 2,5	4,9 2,9	6,0 3,0	4,0 2,0	4,70 2,60	0,97 0,47	20,70 17,96
9	5,0 3,0	8,6 3,9	8,5 4,0	8,0 3,0	7,53 3,48	1,71 0,56	22,68 16,02
10	6,0 3,0	5,0 2,5	5,9 2,9	6,4 2,9	5,81 2,84	0,58 0,23	9,93 8,07
11	4,0 1,5	10,0 3,5	8,5 6,0	9,0 4,5	7,88 3,88	2,66 1,89	33,75 48,71
12	8,0 6,5	5,0 3,0	6,5 4,0	6,0 4,5	6,38 4,50	1,25 1,47	19,61 32,71
13	6,5 3,5	12,0 5,5	8,3 4,9		8,94 4,63	2,80 1,03	31,34 22,14
14	5,9 2,9	6,0 6,0	4,0 2,0		5,29 3,64	1,12 2,09	21,15 57,45
15	9,0 3,0	18,0 9,0	11,0 4,0		12,67 5,33	4,73 3,21	37,31 60,27
16		5,7 4,5	7,5 5,0				

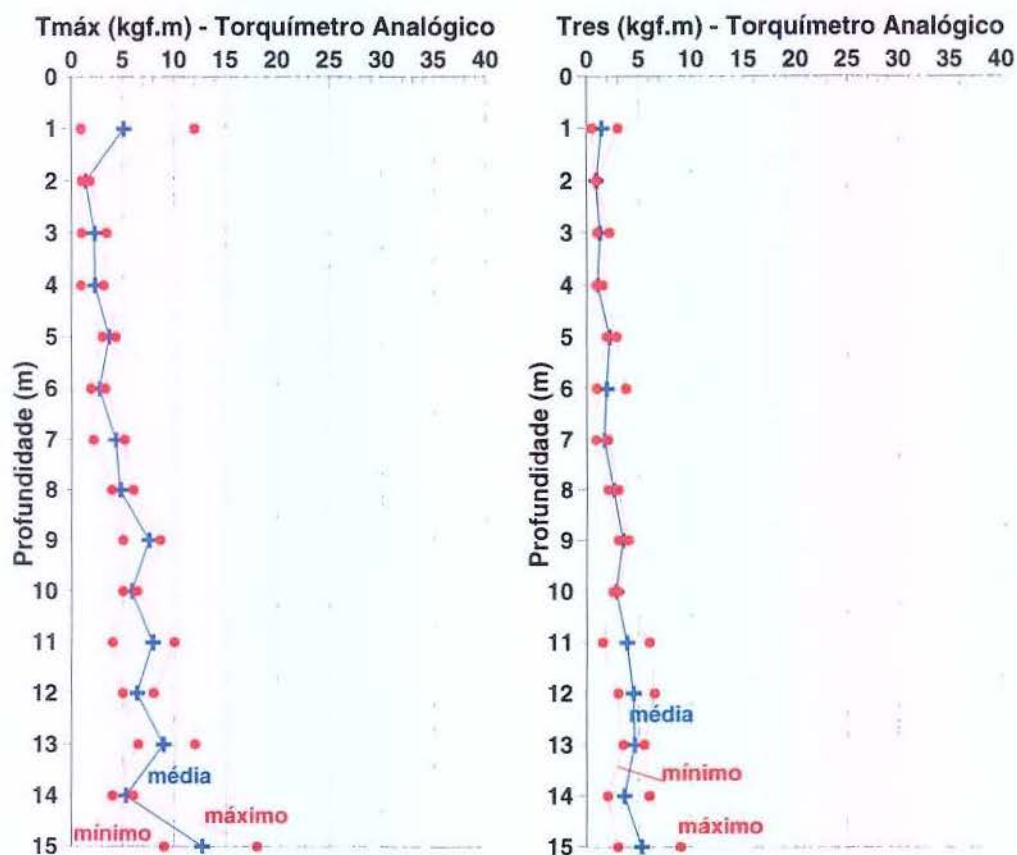


Figura 10.17 - Valores médios, mínimos e máximos de Torquímetro analógico (apud Peixoto, 2001)

RESULTADOS DE ENSAIOS CPT

Apresentam-se resultados de ensaios CPT mecânicos, obtidos por Menezes (1997), na Tabela 10.32 e na Figura 10.18. A locação desses ensaios já foi apresentada na Figura 10.15, com a sigla “D” (*deep sounding*).

Tabela 10.32 - Resultados médios dos ensaios de *CPT* – Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

Profun- didade (m)	D1			D2			D4			D5		
	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{F}_R (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{F}_R (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{F}_R (%)	\bar{q}_c (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{F}_R (%)
1	4,70	0,04	0,75	5,80	0,11	1,93	4,20	0,06	1,48	4,20	0,04	0,95
2	1,80	0,04	2,28	1,80	0,04	2,05	1,60	0,06	3,84	1,70	0,04	2,25
3	1,90	0,04	2,14	1,70	0,02	1,44	2,20	0,06	2,80	1,90	0,05	2,66
4	2,10	0,03	1,48	1,70	0,03	1,76	2,00	0,06	3,05	1,90	0,05	2,53
5	2,90	0,03	0,99	1,80	0,02	1,33	2,20	0,08	3,49	2,10	0,08	3,62
6	2,70	0,03	1,19	2,30	0,03	1,20	2,60	0,14	5,53	1,90	0,09	4,83
7	4,50	0,04	0,85	2,50	0,03	1,17	2,60	0,12	4,49	2,50	0,13	5,28
8	3,50	0,04	1,25	3,20	0,04	1,11	3,10	0,13	4,08	3,20	0,22	6,82
9	5,00	0,07	1,50	4,30	0,07	1,53	3,20	0,14	4,36	3,80	0,19	4,92
10	7,00	0,14	1,99	6,80	0,11	1,67	3,80	0,18	4,85	5,30	0,29	5,50
11	7,70	0,14	1,83	7,90	0,19	2,39	4,10	0,26	6,26	5,70	0,47	8,30
12	8,30	0,26	3,10	7,50	0,28	3,75	4,00	0,34	8,44	5,80	0,47	8,04
13	8,00	0,40	4,95	6,90	0,18	2,61	4,10	0,40	9,77	5,70	0,48	8,41
14	7,50	0,31	4,15	7,80	0,28	3,56	3,60	0,32	8,77	6,40	0,46	7,20
15	7,80	0,23	2,92	7,80	0,25	3,21	4,50	0,28	6,24	7,10	0,46	6,48
16	8,00	0,24	3,05	6,70	0,30	4,50	5,30	0,20	3,80	7,50	0,34	4,58

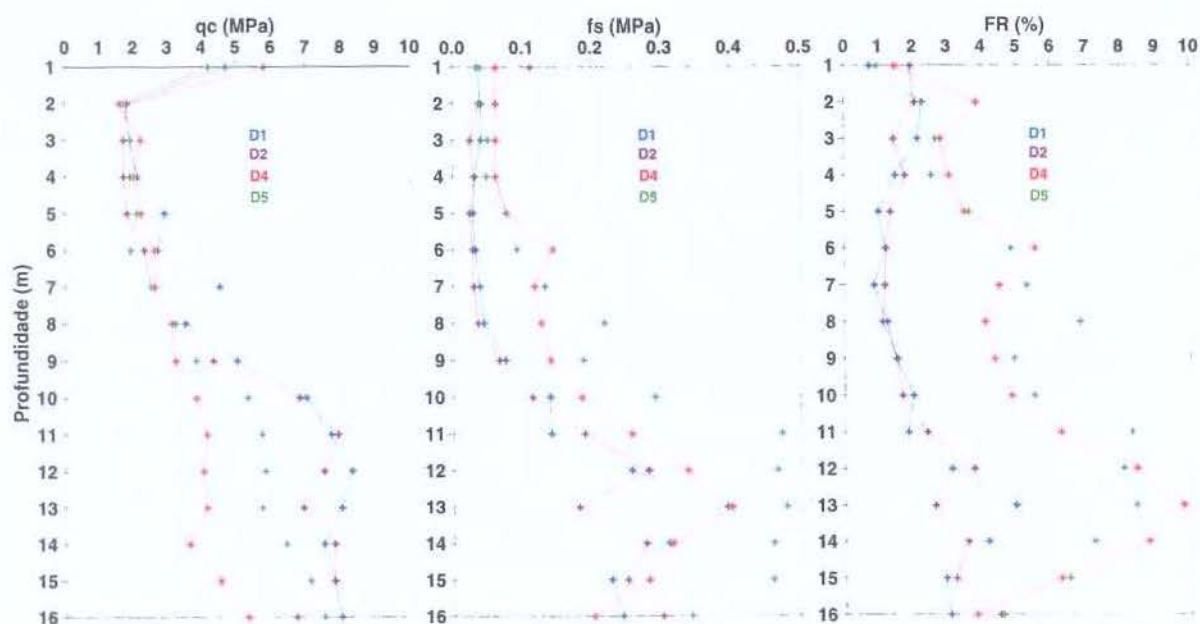


Figura 10.18 - Resultados de ensaios *CPT* - Unesp – Ilha Solteira (apud Peixoto, 2001)

10.4.2 – PROVAS DE CARGA COM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

Menezes et al. (2004) realizaram provas de carga horizontal, do tipo lenta, seguindo os procedimentos da MB-3472/91, em três estacas pré-moldadas de concreto com seção transversal quadrada de 17 cm e com 13 m de comprimento.

Na estaca A foi realizada uma prova de carga horizontal com o solo na condição de umidade natural com deslocamento horizontal de até 30 mm.

Na estaca B foram realizadas prova de carga com o solo na umidade natural com dois ciclos de carregamento; e outra prova de carga com a condição de solo melhorado com a compactação do solo com dimensões em planta de 1,5 x 1,5 m com 1,5 m de profundidade a partir do nível do terreno e ao redor da estaca. Portanto, descontando a dimensão da estaca, dos 1,5 m de reforço, resultou 0,665 m de reforço para cada lado da estaca.

Na estaca C foi realizada uma prova de carga com o solo na umidade natural, com dois ciclos de carregamento, e uma prova de carga com o solo na condição de solo pré-inundado. A pré-inundação foi feita por 63 horas.

Nas Figuras 10.19 e 10.20 são apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento horizontal para as estacas pré-moldadas B e C.

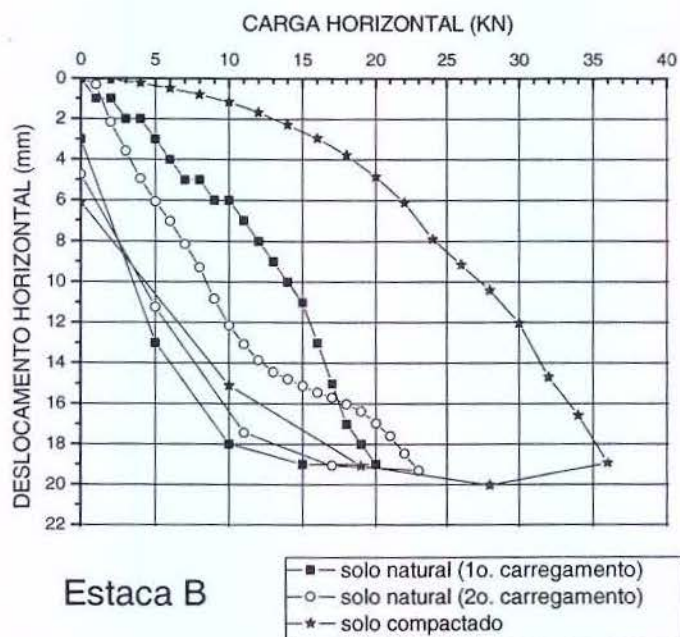


Figura 10.19 - Curvas carga *versus* y_0 – estaca pré-moldada B (Menezes et al., 2004)

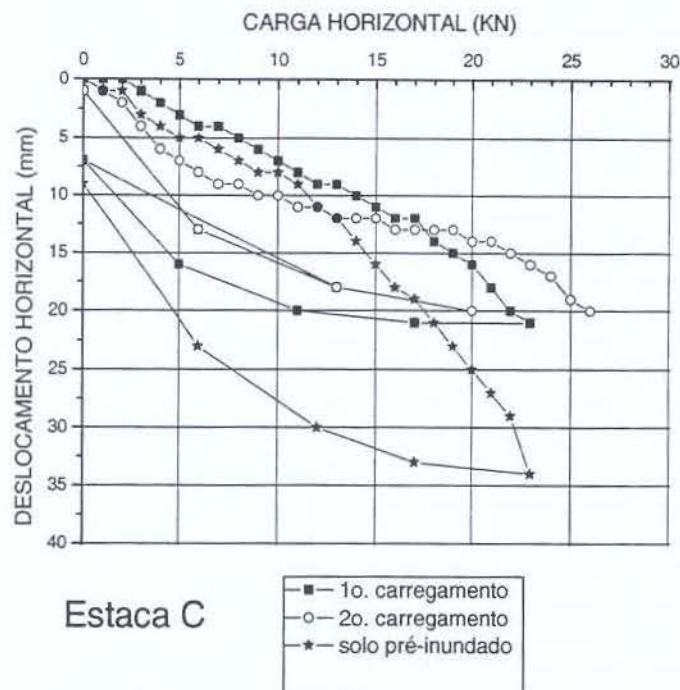


Figura 10.20 - Curvas carga *versus* y_0 – Estaca C (Menezes et al., 2004)

Na Tabela 10.33, apresentam-se as cargas necessárias para atingir deslocamentos de 6 e de 12 mm nas estacas A, B e C com o solo na umidade natural e também na estaca C os valores para a prova de carga com o solo pré-inundado. No caso de solo na umidade natural verifica-se uma pequena variação entre as três estacas. Para o caso de pré-inundação a redução da carga para estes deslocamentos foi de 26 e 19%.

Tabela 10.33 – Valores de cargas para atingir 6 e 12 mm para solo natural e pré-inundado – Ilha Solteira

Estacas	Carga para deslocar 6 mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre as cargas para 6mm	Relação entre as cargas para 12 mm
	(1) Solo natural	(2) Pré-inundado	(1) Solo natural	(2) Pré-inundado		
Pré-moldada A	9,8	-	18,2	-	-	-
Pré-moldada B	9,5	-	15,3	-	-	-
Pré-moldada C	9,1	6,8	16,2	13,1	1,52 (-26%)	1,24 (-19%)

Para a estaca B, em que foi repetida a prova de carga com solo compactado, a Tabela 10.34 apresenta as cargas aplicadas necessárias para atingir os deslocamentos de 6 e

de 12 mm. Observou-se um aumento de carga aplicada para estes deslocamentos de 2,27 e 1,95 vezes, ou seja, em torno de 100% de aumento.

Tabela 10.34 - Valores de cargas para atingir 6 e 12 mm para solo natural e solo compactado – Ilha Solteira

Estaca	Carga para deslocar 6 mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 6mm	Relação entre cargas para 12mm
	(1) Solo na umidade natural	(3a) Solo compactado	(1) Solo na umidade natural	(3a) Solo compactado		
Pré-moldada B	9,5	21,6	15,3	30,0	2,27 (+127%)	1,96 (+ 96%)

Com relação ao coeficiente de reação horizontal, os autores utilizaram o intervalo de deslocamento horizontal entre 6 e 12 mm e obtiveram os valores apresentados nas Tabelas 10.35 e 10.36. As curvas n_h versus y_0 são apresentadas nas Figuras 10.21 e 10.22. Observa-se que, as curvas dos 2os. carregamentos começam com valores menores, mas tendem para as curvas dos 2os. carregamentos, ao atingirem o deslocamento onde a curva carga versus deslocamento retoma a taxa de crescimento da curva do primeiro carregamento, sintoma de que a estaca voltou a encostar o seu fuste no solo.

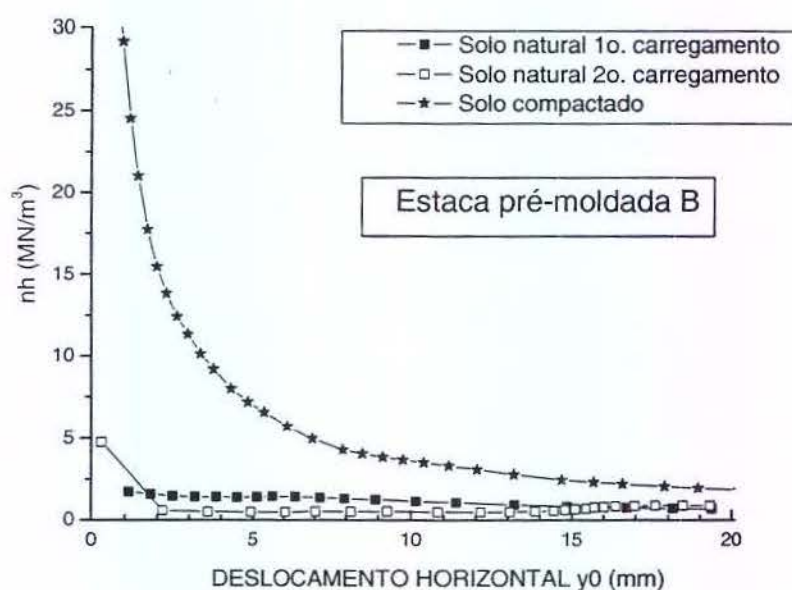


Figura 10.21 - curvas n_h versus y_0 – pré-moldada B (Menezes et al. 2004)

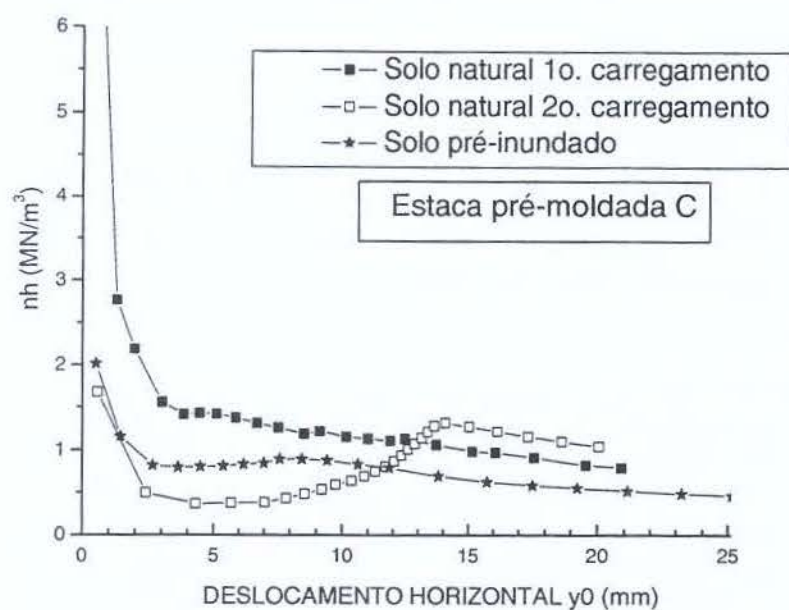


Figura 10.22 - curvas n_h versus y_0 – estaca C – Ilha Solteira

Tabela 10.35 - Valores de n_h obtidos para solo na umidade natural e pré-inundado – Ilha Solteira

Estaca pré-moldada 0,17 x 0,17 m	Valores de n_h (MN/m ³)		Relação entre valores de n_h (1) e n_h (2) (e redução em %)
	(1) Solo na umidade natural	(2) Solo pré- inundado	
Estaca A	1,44	-	-
Estaca B	1,28	-	-
Estaca C	1,21	0,85	1,4 (-30%)
MÉDIA	1,31	-	-

Tabela 10.36 - Valores de n_h para solo na umidade natural e solo compactado – Ilha Solteira

Estaca pré-moldada 0,17 x 0,17 m	Valores de n_h (MN/m ³)		Relação entre valores de n_h (3a) e n_h (1) (e aumento em %)
	(1) Solo na umidade natural	(3a) Solo compactado	
Estaca B	1,28	4,07	3,2 (+ 220%)

10.4.3 – PROVAS DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS

ESTACAS ESCAVADAS, $D=0,32$ m ; $L= 8,71$ m

Del Pino Jr.(2003) apresenta resultados de provas de carga horizontais em quatro estacas escavadas manualmente com 0,32 m de diâmetro e 8,71 m de comprimento.

Foram realizadas provas de carga do tipo rápida com a condição do solo na umidade natural.

Tabela 10.37 - Cargas para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm – Ilha Solteira

Estacas escavadas	Carga para deslocar 6mm (Solo natural) (kN)	Carga para deslocar 12 mm (Solo natural) (kN)
Estaca 1	32,0	40,2
Estaca 2	28,9	36,9
Estaca 3	34,1	41,3
Estaca 4	36,5	–
Média	32,9	38,4

A Figura 10.23 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento horizontal para as quatro estacas.

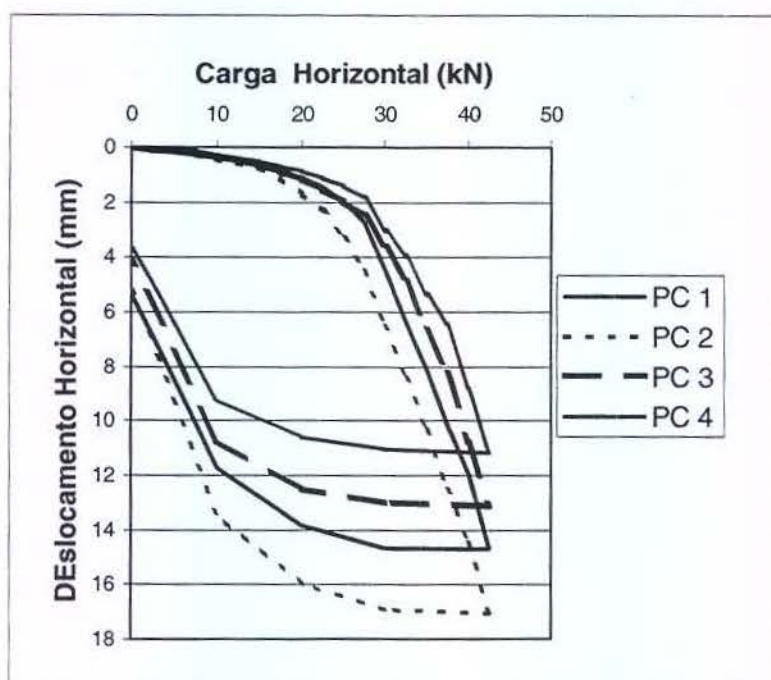


Figura 10.23 - Curva carga *versus* y_0 para estacas escavadas (Del Pino Jr, 2003)

O intervalo de deslocamento horizontal adotado pelo autor para a determinação dos valores de n_h foi de 1,5 a 3,5 mm. Para este intervalo de deslocamentos, os valores encontrados para n_h foram, em média, 50 MN/m³. Sobre a adoção do intervalo de y_0 , ver comentários no item 9.8 deste trabalho. Adotando o intervalo utilizado neste trabalho de 6 a 12 mm, os valores encontrados para o n_h são:

Tabela 10.38 – Valores de n_h para estacas escavadas – Ilha Solteira

Estacas escavadas	n_h (MN/m ³) (1) solo na umidade natural
Estaca 1	10,40
Estaca 2	6,25
Estaca 3	8,38
Estaca 4	8,23
Média:	8,32

ESTACAS ESCAVADAS, D=0,25 m ; L= 6,0 m

Outras provas de carga realizadas em Ilha Solteira foram realizadas por Del Pino Jr et al. (2002) em uma estaca escavada com 0,25 m de diâmetro com 6 m de comprimento. As provas de carga foram do tipo rápido e realizadas em duas condições de solo: com a umidade natural e com pré-inundação do solo, feita durante 24 horas.

A Figura 10.24 apresentam as curvas carga *versus* deslocamento horizontal e as curvas n_h *versus* y_0 obtidas nas duas condições de provas de carga.

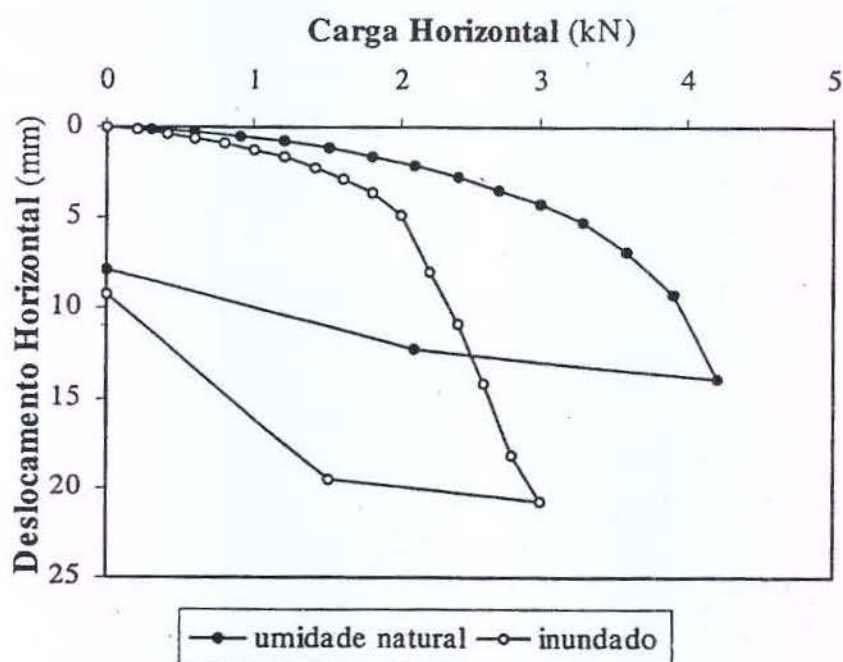


Figura 10.24 - Curvas carga *versus* deslocamento para solo natural e pré-inundado – escavadas com D=0,25 m e L= 6,0 m – Ilha Solteira (Del Pino Jr et al.,2002)

Tabela 10.39 - Valores de carga para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm – Ilha Solteira

Estacas	Carga para deslocar 6 mm (kN)		Carga para deslocar 12 mm (kN)		Redução da carga para 6mm	Redução da carga para 12 mm
	(1) Solo natural	(2) Pré-inundado	(1) Solo natural	(2) Pré-inundado		
Escavada 0,25 m com 6 m	3,4	2,1	4,0	2,4	38%	40%

Com relação ao coeficiente de reação horizontal, os autores adotaram intervalos de deslocamento horizontal diferentes para as duas condições de provas de carga: de 4 a 10 mm para o solo na umidade natural e de 8 a 14 mm para o solo pré-inundado. Com estes intervalos os valores de n_h encontrados foram de $0,60 \text{ MN/m}^3$ e de $0,14 \text{ MN/m}^3$. A redução com a pré-inundação do solo foi de 77%. As curvas n_h versus y_0 estão apresentadas na Figura 10.25.

Utilizando o intervalo que foi adotado neste trabalho, entre 6 e 12 mm, os valores de n_h são de $0,50 \text{ MN/m}^3$ e de $0,15 \text{ MN/m}^3$, com uma redução de 70% do n_h com a pré-inundação.

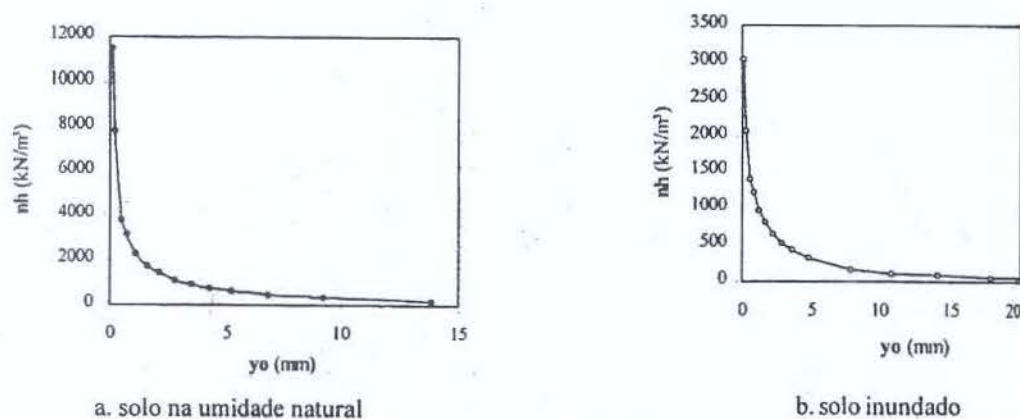


Figura 10.25 – Curvas n_h versus y_0 para solo natural e pré-inundado – escavadas com $D=0,25$ m e $L= 6,0$ m – Ilha Solteira (Del Pino Jr et al, 2002)

ESTACAS ESCAVADAS, $D=0,32$ m ; $L= 10,0$ m

Lemo et al. (2006) apresentam resultados de quatro estacas escavadas de 0,32 m de diâmetro e 10 m de comprimento e os resultados são apresentados nas curvas das Figuras 10.26 e 10.27.

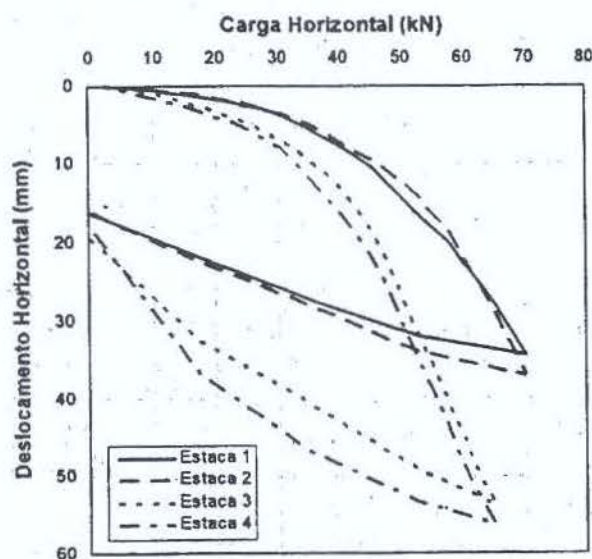


Figura 10.26 - Curvas H versus y_0 para solo na umidade natural – escavadas $D=0,32$ m ; $L= 10,0$ m - Ilha Solteira (Lemo et al., 2006)

As cargas necessárias para atingir deslocamentos de 6 mm foram, para as quatro estacas, entre 24 e 35 kN. Para atingir 12 mm as cargas foram entre 34 e 49 kN.

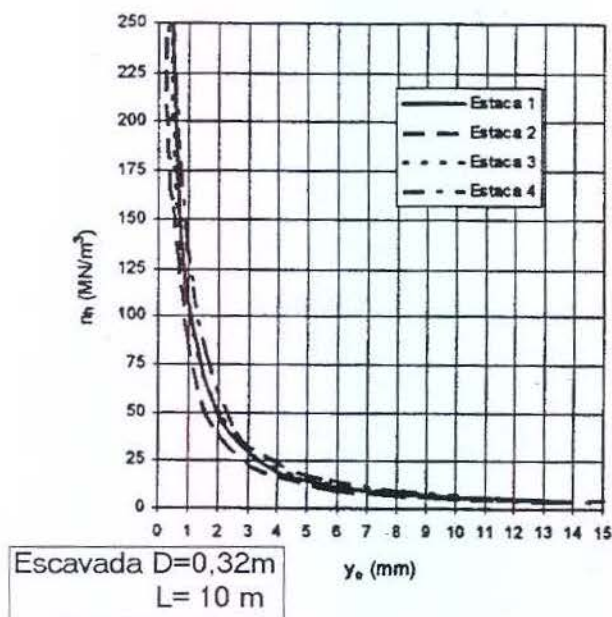


Figura 10.27 - Curvas n_h versus y_0 – escavadas D=0,32 m ; L= 10,0 m – Ilha Solteira (Lemo et al., 2006)

Os valores obtidos para o coeficiente de reação horizontal para a mesma faixa de deslocamento adotada por Del Pino Jr (2003) de 1,5 a 3,5 mm foram, em média, 50 MN/m³. Para o intervalo de deslocamentos entre 6 e 12 mm, os valores médios foram de 7,0 MN/m³.

10.5 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS PARA A CONDIÇÃO DE SOLO NA UMIDADE NATURAL

CURVAS CARGA *VERSUS* DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Os valores obtidos nas diversas provas de carga nos Campos Experimentais apresentam estão agrupadas a partir deste item em função das condições do solo nas quais foram executadas.

Para analisar as cargas obtidas, neste e nos itens seguintes, são apresentadas em tabelas, as cargas necessárias para atingir deslocamentos de 12 mm, que é um valor utilizado para deslocamentos admissíveis na estrutura. Este critério é adotado para todas as estacas, independentemente do seu tipo, diâmetro e comprimento.

Tabela 10.40 - Cargas para atingir deslocamento de 12 mm para solo natural – quatro Campos Experimentais

Tipo de estacas	Diâmetro (m)	L (m)	no. de estacas	Local	Carga para deslocar 12 mm (kN) (1) Solo natural
Hélice contínua	0,40	12	4	Unicamp	53,1
Escavada	0,40	12	4	Unicamp	52,9
Ômega	0,40	12	3	Unicamp	134,6
Raiz	0,40	12	3	Unicamp	36,7
Pré-moldada	0,18	14	1	Unicamp	21,0
Apiloadada	0,20	6	1	S. Carlos	2,4
Escavada	0,25	6	1	S. Carlos	4,1
Strauss	0,28	10	6	S. Carlos	19,0
Raiz	0,25	16	4	S. Carlos	23,5
Apiloadada	0,25	4	1	Bauru	23,0
Apiloadada	0,25	7	1	Bauru	25,0
Apiloadada	0,25	10	1	Bauru	30,0
Pré-moldada	0,17 x 0,17	13	1	Ilha Solteira	16,2
Escavada	0,32	8,7	4	Ilha Solteira	38,4
Escavada	0,25	6	1	Ilha Solteira	4,0
Escavada	0,32	10	4	Ilha Solteira	41,5

Observa-se uma dispersão entre as cargas para atingir 12 mm nos três Campos Experimentais onde realizaram-se provas de cargas com mais de um tipo de estaca. Os valores maiores foram encontrados na Unicamp, lembrando que estas são as estacas com maiores diâmetros. Em Bauru, as cargas nas três estacas apiloadas de mesmo diâmetro foram próximas.

Uma análise, por exemplo, é sobre as estacas classificadas como de deslocamento comparadas com as estacas que não provocam deslocamento. Verifica-se que, na Unicamp, os maiores resultados foram com as estacas ômega, que são de deslocamento. Para as demais situações, a quantidade de resultados é insuficiente para conclusões consistentes.

COEFICIENTE DE REAÇÃO HORIZONTAL

Com relação ao coeficiente de reação horizontal, na Tabela 10.41 apresenta-se um resumo dos resultados, em valores médios por local e tipo de estacas, encontrados neste trabalho e nos outros trabalhos relatados no presente Capítulo.

Tabela 10.41 - Comparação entre n_h para solo na umidade natural – quatro Campos Experimentais

Estacas: tipo	Diâmetro (m)	L (m)	No de estacas	local	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural
Hélice contínua	0,40	12	4	Unicamp	9,86
Escavada	0,40	12	4	Unicamp	11,55
Ômega	0,40	12	3	Unicamp	43,13
Raiz	0,40	12	3	Unicamp	25,42
Pré-moldada	0,18	14	1	Unicamp	11,90
Apiloadada	0,20	6	2	S. Carlos	0,30
Escavada	0,25	6	2	S. Carlos	0,65
Strauss	0,28	10	6	S. Carlos	7,50
Raiz	0,25	16	4	S. Carlos	8,00
Apiloadada	0,25	4	3	Bauru	7,4
Apiloadada	0,25	10	3	Bauru	11,0
Pré-moldada	0,17 x 0,17	13	3	Ilha Solteira	1,31
Escavada	0,32	8,71	4	Ilha Solteira	8,32
Escavada	0,25	6	1	Ilha Solteira	0,50
Escavada	0,32	10	4	Ilha Solteira	7,00

Observa-se que, em todos os locais, encontrou-se uma variabilidade alta entre os valores de n_h , com relação ao tipo de estacas. Vale a observação de que os valores de n_h independem do diâmetro da estaca.

A menor variação ocorreu no Campo Experimental de Bauru, porém o número de resultados é pequeno. Os valores maiores foram encontrados no Campo Experimental da Unicamp.

10.6 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS PARA A CONDIÇÃO DE SOLO PRÉ-INUNDADO

O efeito da pré-inundação em solos com características colapsíveis é analisado em conjunto através das Tabelas 10.42 e 10.43 com a comparação entre as cargas para atingir deslocamentos de 12 mm e os valores do coeficiente de reação horizontal.

Tabela 10.42 - Cargas para atingir deslocamentos de 12 mm para solo natural e pré-inundado.

Tipo de estacas	Diâmetro (m)	L (m)	no. de estacas	local	Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 12 mm e redução em %
					(1) Solo natural	(2) Solo pré-inundado	
Hélice contínua	0,40	12	1	Unicamp	57,1	12,1	4,7 (- 79%)
Escavada	0,40	12	1	Unicamp	48,3	6,9	7,0 (-86%)
Ômega	0,40	12	1	Unicamp	130,0 (6 mm)	13,1 (6 mm)	9,9 (- 90%)
Raiz	0,40	12	1	Unicamp	174,7	12,0	14,6 (- 93%)
Pré-moldada	0,18	14	1	Unicamp	21	7	3,0 (- 67%)
Apiloadada	0,20	6	1	S. Carlos	2,4	1,7	1,4 (- 29%)
Escavada	0,25	6	1	S. Carlos	4,1	2,8	1,5 (-32%)
Strauss	0,28	10	6	S. Carlos	19,0	15,6	1,2 (- 18%)
Raiz	0,25	16	4	S. Carlos	23,5	17,2	1,4 (-27%)
Apiloadada	0,25	4	1	Bauru	23,0	16,0	1,4 (- 30%)
Apiloadada	0,25	7	3	Bauru	25,0	21,0	1,2 (- 16%)
Apiloadada	0,25	10	1	Bauru	30,0	17,5	1,7 (- 42%)
Pré-moldada	0,17 x 0,17	13	1	Ilha Solteira	16,2	13,1	1,2 (- 19 %)
Escavada	0,25	6	1	Ilha Solteira	4,0	2,4	1,7 (- 40%)

A Tabela 10.43 apresenta um resumo dos resultados de estacas que foram ensaiadas nas condições de solo na umidade natural e com pré-inundação do solo, comparando os respectivos valores do coeficiente de reação horizontal.

Tabela 10.43 - Comparação entre n_h para solo natural e solo pré-inundado – quatro Campos Experimentais

Tipo de estacas	Diâmetro ou lado (m)	L (m)	No. de estacas	local	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural	n_h (MN/m ³) (2) Solo pré-inundado	Relação entre n_h (1) e n_h (2) (e redução em %)
Hélice contínua	0,40	12	1	Unicamp	10,34	0,24	43,1 (-98%)
Escavada	0,40	12	1	Unicamp	13,14	0,56	23,5 (-96 %)
Omega	0,40	12	1	Unicamp	62,48	1,92	32,5 (-97 %)
Raiz	0,40	12	1	Unicamp	61,70	0,69	89,4 (-99%)
Pré-moldada	0,18	14	1	Unicamp	11,90	2,20	5,4 (-82%)
Apiloadada	0,20	6	2	S. Carlos	0,30	0,16	1,9 (-47%)
Escavada	0,25	6	2	S. Carlos	0,65	0,20	3,3 (-69%)
Strauss	0,28	10	6	S. Carlos	7,50	4,50	1,7 (-40%)
Strauss (só pré-inundada)	0,28	10	4	S. Carlos	Não realizada	5,00	-
Raiz	0,25	16	4	S. Carlos	8,00	4,00	2,0 (-50%)
Raiz (só pré-inundado)	0,25	16	2	S. Carlos	Não realizada	12,50	-
Apiloadada	0,25	4	1	Bauru	7,4	3,9	1,9 (-47%)
Apiloadada	0,25	10	1	Bauru	11,0	3,1	3,5 (-72%)
Pré-moldada	0,17 x 0,17	13	1	Ilha Solteira	1,21	0,85	1,4 (-30%)
Escavada	0,25	6	1	Ilha Solteira	0,50	0,15	3,3 (-70%)

O efeito da pré-inundação em solos com características colapsíveis provoca um acentuado aumento para os deslocamentos e, conseqüentemente, redução para o coeficiente de reação horizontal do solo. As relações entre as cargas para atingir o mesmo deslocamento nas duas condições do solo nos Campos Experimentais, excetuando o de Campinas, foi entre 1,2 e 1,7 (ou seja, redução de 20 a 40% da carga). Já na Unicamp estas relações foram bem mais elevadas, entre 20 e 90 vezes (excetuando a estaca pré-moldada do trabalho de Albuquerque, 1996).

Observa-se que a relação entre os valores de n_h para o solo na umidade natural e para o solo-pré-inundado é acentuada: a menor relação foi de 1,4 vezes, porém, para a maior parte, a relação está acima do dobro. Destaca-se a relação bem superior no Campo Experimental da

Unicamp. Pode-se explicar pelo elevado índice de vazios do solo deste Campo Experimental (em torno de 1,7 na camada superficial), que é bem superior aos índices de vazios dos outros locais (em torno de 0,95).

10.7 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS COM MELHORIA DO SOLO

A melhorado solo apresenta uma acentuada mudança na curva carga *versus* deslocamento e nos valores do coeficiente de reação horizontal. Em trabalhos publicados encontrou-se melhoria através da compactação de solo-cimento (condição 3) e da compactação do próprio solo escavado (denominada de condição 3a).

As Tabelas 10.44 e 10.45 apresentam uma comparação das cargas aplicadas antes e depois da melhora do solo e as Tabelas 10.46 e 10.47 apresentam esta comparação para os valores do coeficiente de reação horizontal.

Tabela 10.44 - Cargas para atingir 12 mm para solo natural e solo-cimento

Tipo de estacas	Diâmetro (m)	L (m)	no. de estacas	local	Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 12 mm (e acréscimo em %)
					(1) Solo natural	(3) Solo-cimento	
Hélice contínua *	0,40	12	4	Unicamp	53,1	173,9	3,3 (+ 227%)
Escavada *	0,40	12	4	Unicamp	52,9	148,7	2,8 (+ 181%)
Omega *	0,40	12	3	Unicamp	134,6	195,9	1,5 (+ 46%)
Raiz *	0,40	12	2	Unicamp	45,6	139,6	3,1 (+ 206%)
Apilada	0,25	4	1	Bauru	23,0	124,0	5,4 (+ 440%)

* valores médios por tipo de estaca

Tabela 10.45 - Cargas para atingir 12 mm para condições de solo natural e solo compactado.

Tipo de estacas	Diâmetro (m)	L (m)	no. de estacas	local	Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 12 mm (e acréscimo em %)
					(1) Solo natural	(3a) Solo compactado	
Pré-moldada	0,17 x 0,17	13	1	Ilha Solteira	15,3	30,0	2,0 (+ 96%)

Tabela 10.46 - Comparação entre n_h para solo natural e solo-cimento.

Tipo de estacas	Diâmetro (m)	L (m)	no. de estacas	local	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural	n_h (MN/m ³) (3) Solo-cimento	Relação entre n_h (3) e n_h (1) (e acréscimo em %)
Hélice contínua *	0,40	12	4	Unicamp	9,25	68,31	7,4 (+ 638%)
Escavada *	0,40	12	4	Unicamp	11,55	61,40	5,3 (+ 432%)
Omega *	0,40	12	3	Unicamp	43,13	91,01	2,1 (+ 111%)
Raiz *	0,40	12	3	Unicamp	7,28	46,53	6,4 (+ 539%)
Apiloadada	0,25	4	1	Bauru	7,4	163,0	22,0 (+ 2100%)

* valores médios para as estacas ensaiadas.

Tabela 10.47 - Comparação entre n_h para condições de solo natural e compactado.

Estacas: tipo	Diâmetro (m)	L (m)	No de estacas	Local	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural	n_h (MN/m ³) (3a) Solo compactado	Relação entre n_h (3a) e n_h (1) e acréscimo em %
Pré-moldada	0,17 x 0,17	13	1	Ilha Solteira	1,28	4,07	3,2 (+220%)

Em resumo, verificou-se em todos os casos de melhoria de solo, um acréscimo substancial da carga aplicada para se atingir um mesmo deslocamento. Com exceção do caso da estaca ômega (que, por efeito de execução desta estaca, no solo estudado, já provocou uma melhora no solo, como se pode ver no item 4.4.2), os resultados analisados levaram a aumentos maiores do que o dobro, havendo casos ainda mais acentuados. E com relação ao n_h , o aumento é em torno de três vezes (também excetuando as estacas ômegas, nas quais dobrou o valor) havendo casos bem mais acentuados. Não é possível fazer uma comparação entre a melhoria por solo-cimento compactado com a melhoria pela simples compactação do solo, pois a quantidade de informações é reduzida. Também seria conveniente fazer esta comparação num mesmo local. De qualquer forma, em ambas as situações, os efeitos obtidos foram bem consideráveis.

10.8 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS PARA A CONDIÇÃO DE PRÉ-INUNDAÇÃO DO SOLO-CIMENTO.

O único outro trabalho encontrado em que se melhorou o solo e depois realizou-se prova de carga com pré-inundação do solo-cimento, foi o de Ferreira et al. (2006). Foi realizada prova de carga com estaca apiloada com 0,25 m e 4 m de comprimento. Para a situação de solo-cimento pré-inundado a redução da carga para deslocamentos de 12 mm é apresentada na Tabela 10.48 e a comparação entre os n_h na Tabela 10.49.

Tabela 10.48 - Cargas para atingir deslocamento de 12 mm para solo cimento e solo cimento pré-inundado

Tipo de estacas	Diâmetro (m)	L (m)	no. de esta-cas	local	Carga para deslocar 12 mm (kN)		Relação entre cargas para 12 mm e acréscimo em %
					(3) Solo-cimento	(4) Solo-cimento pré-inundado	
Hélice contínua	0,40	12	1	Unicamp	146,0	33,0	4,4 (- 77%)
Escavada	0,40	12	1	Unicamp	101,3	59,5	1,7 (- 41%)
Omega	0,40	12	2	Unicamp	195,9	126,8	1,5 (- 35%)
Raiz	0,40	12	2	Unicamp	139,6	67,8	2,1 (- 51%)
Apiloada	0,25	4	1	Bauru	124,0 *	16,0 *	20,7 (- 95%)

* Valores estimados

Tabela 10.49 - Comparação entre n_h para solo-cimento e solo-cimento pré-inundado.

Tipo de estacas	Diâmetro (m)	L (m)	no. de esta-cas	local	n_h (MN/m ³) (3) Solo-cimento	n_h (MN/m ³) (4) Solo-cimento pré-inundado	Relação entre n_h (4) e n_h (3) e redução em %
Hélice contínua	0,40	12	1	Unicamp	47,67	7,09	6,7 (- 85%)
Escavada	0,40	12	1	Unicamp	32,00	2,74	11,7 (- 91%)
Ômega	0,40	12	2	Unicamp	75,31	15,86	4,8 (- 79%)
Raiz	0,40	12	2	Unicamp	46,53	7,88	5,9 (- 83%)
Apiloada	0,25	4	1	Bauru	163,0 *	3,0 *	54,3 (- 98%)

* Valores estimados

Observa-se uma acentuada redução, tanto das cargas quanto do n_h com a pré-inundação do solo-cimento, como relatado nos Capítulos 8 e 9. No caso da estaca de Bauru, foi bem mais acentuada, porém deve-se esperar resultados de outras provas de carga (já planejadas) para uma melhor análise.

11 – CONCLUSÕES

IMPORTÂNCIA DE PARÂMETROS REGIONAIS

Este trabalho reafirma a importância de se obter parâmetros para solos obtidos por regiões, ou mesma origem geológica, pois a variação entre solos de mesma classificação é grande. Até num mesmo solo pesquisado, encontra-se uma considerável variação, como se verificou nas 21 provas de carga realizadas no Campo Experimental da Feagri - Unicamp, assim como em outros Campos Experimentais.

Também se verificou para solos arenosos com características geotécnicas próximas, uma grande variação entre os coeficientes de reação horizontal encontrados.

Para o solo do Campo Experimental da Feagri - Unicamp encontrou-se valores entre 5,6 e 13,1 MN/m³ para as estacas tipo hélice contínua, raiz e escavada. Para as estacas ômega, os valores foram maiores, com média de 43,0 MN/m³, variando entre 26,1 e 62,5 MN/m³.

No Campo Experimental de São Carlos a variação foi entre 0,3 a 8,0 MN/m³, sendo que os valores menores foram obtidos com estacas apiloadas e escavada, e os maiores com estacas tipo strauss e raiz.

Em Bauru os valores ficaram entre 7,4 e 11,0 MN/m³ para estacas apiloadas.

E em Ilha Solteira entre 0,5 e 8,3 MN/m³ para estacas escavadas e pré-moldadas.

Os valores encontrados na Literatura indicam, para areias fofas, n_h entre 2,2 e 2,6 MN/m³.

INFLUÊNCIA DA INUNDAÇÃO DO SOLO COLAPSÍVEL

No Campo Experimental da Unicamp, encontrou-se cargas com o solo pré-inundado, para atingir deslocamento de 12 mm, em média 7 vezes menores do que as cargas com o solo na umidade natural. Com relação ao coeficiente de reação horizontal, n_h , os valores com o solo pré-inundado foram em média 30 vezes menores que os do solo natural.

A redução da carga para deslocamentos de 12 mm nos outros Campos Experimentais foi considerável, porém bem menos acentuada: em São Carlos foi de 18 a 32%.

Em Bauru a redução foi de 16 a 42 %.

E em Ilha Solteira de 19 a 40%.

Com relação ao n_h , a relação entre os valores do solo natural e pré-inundado foi de 20 a 90 vezes para o Campo Experimental da Feagri-Unicamp. Em São Carlos a redução foi 40 a 70%. Em Bauru de 47 e 72%. E em Ilha Solteira de 30 e 70%.

Os valores encontrados na Feagri - Unicamp foram entre 0,2 e 2,0 MN/m³. Em São Carlos 0,2 e 5,0 MN/m³. Em Bauru entre 3,1 e 3,9 MN/m³. Em Ilha Solteira entre 1,4 e 3,3 MN/m³. Os valores indicados pela Literatura para areias fofas submersas estão entre 1,3 e 1,5 MN/m³.

É importante a obtenção de mais resultados de coeficiente de reação horizontal em solos colapsíveis e de resultados obtidos com a melhoria do solo, verificando, também, o efeito de uma pré-inundação.

MELHORIA DO SOLO

Como é freqüente encontrar solos com camadas superficiais com baixos valores de SPT, é necessário disponibilizar soluções práticas de melhoria do solo, tendo-se em conta especialmente os solos de característica colapsível, onde a redução da carga admissível pode ser drástica.

A melhoria do solo no Campo Experimental da Feagri - Unicamp foi realizada com a troca do solo natural, à frente da estaca, por um “bloco” de solo-cimento compactado com dimensões de 1,0 m por 1,0 m (que é 2,5 vezes o diâmetro da estaca) por 1,0 m de profundidade. O efeito foi bem positivo, pois as cargas encontradas foram, em média, 3 vezes maiores (exceto com as estacas ômega que aumentaram em torno de 50%). Em Bauru, para um caso estudado, a melhora na carga aplicada foi de 5 vezes.

Em Ilha Solteira, no caso estudado, com a melhora do solo através da compactação do solo, sem adição de cimento, a carga duplicou.

Com relação ao n_h , na Feagri - Unicamp o valor cresceu em média 6 vezes (exceto as estacas ômega, em que dobraram). Para um caso estudado, em Bauru, a relação foi de 22 vezes. E para solo compactado sem adição de cimento, em Ilha Solteira, a relação foi de 3 vezes.

A melhoria das condições de estacas carregadas horizontalmente é com frequência feita, em obras, travando o bloco de uma estaca contra outro. Há situações em que este expediente não é possível porque não há fundações próximas, como num muro de arrimo sem uma outra estrutura próxima, ou numa linha de pilares de um galpão onde a outra linha de fundações está distante. No Campo Experimental da Feagri - Unicamp, o travamento feito na estaca Esc 4, na prova de carga PC 03 II, provocou um aumento de 51 para 75 kN (47% a mais) para se atingir um deslocamento de 12 mm. Na estaca HC 4 houve um aumento de 43 para 125 kN (quase o triplo) na prova de carga PC 04 II.

Quando o solo não é colapsível esta é uma boa solução, porém sendo colapsível, é preciso ter em conta a hipótese de uma inundação, em que mesmo que as estacas estejam travadas entre si, poderá ocorrer um considerável aumento nos deslocamentos.

Portanto, uma sugestão é a utilização da melhoria do solo ao redor do topo da estaca, com a utilização de solo-cimento ou da compactação do próprio solo. O solo-cimento pode ser executado compactado por camadas ou solo-cimento plástico, onde se prepara a mistura com umidade mais elevada e se lança na vala aberta ao redor da estaca.

Outra sugestão é a utilização de concreto magro ao redor do topo da estaca. Com relação ao solo-cimento, uma vantagem é que as deformações do “bloco” de concreto magro são menores do que as do “bloco” de solo-cimento.

Como sugestão, tendo em conta a experiência tida neste trabalho, as dimensões da área de melhoria do solo pode ser de 2,5 a 3 vezes o diâmetro da estaca.

Além disso, é aconselhável tomar providências - dentro do que for possível pelas circunstâncias de cada obra - para prevenir possíveis causas de inundação do terreno onde o solo tem características de colapsibilidade. Alguns exemplos: fazer uma drenagem superficial adequada, pavimentar regiões próximas de fundações; distanciar das fundações a passagem de tubulações com líquidos; envolver estas tubulações com uma outra de segurança.

INUNDAÇÃO DO SOLO-CIMENTO

Os resultados com a pré-inundação do solo-cimento provocaram perdas de cargas (redução em torno de 50%) e de 7 vezes nos valores de n_h . Porém estas reduções são muito inferiores às encontradas com a pré-inundação do solo natural.

No caso estudado em Bauru, a relação entre as cargas foi 20 vezes menor com a inundação e o n_h foi 50 vezes menor.

Comparando esta condição de solo-cimento compactado pré-inundado com a condição de solo pré-inundado, os valores de carga admissíveis foram entre 3,5 e 9 vezes maiores. Os valores de n_h foram de 5 a 30 vezes maiores.

CARGA ADMISSÍVEL

A determinação da carga admissível para a maior parte das obras, em que a estrutura tem uma limitação de deslocamento, deve ser feita em função de um deslocamento admissível, que deve ser de pequena grandeza. Como num sistema estaca-solo carregado horizontalmente não há uma clara determinação de ruptura, é difícil trabalhar com um coeficiente de segurança à ruptura.

As cargas admissíveis para o solo do Campo Experimental da Feagri - Unicamp, para o solo natural, com o critério de limitar o deslocamento no topo da estaca a pequenos valores (no caso 12 mm), foram de 45 kN para estacas hélice contínua e escavada (diâmetro de 0,40m), de 40 kN para as estacas raiz (diâmetro de 0,40 m) e de 105 kN para as estacas ômega (diâmetro de 0,37 m).

Para a condição de solo natural pré-inundado, as cargas admissíveis reduzem-se drasticamente. Para as estacas hélice contínua, raiz e ômega as cargas foram de 10 kN, e para as estacas escavada de 5 kN.

Na condição de melhoria de solo com o solo-cimento compactado, as cargas admissíveis aumentam para 145 kN para as estacas hélice contínua, 100 kN para as escavada, 120 kN para as raiz e 135 kN para as ômega.

E, finalmente, os resultados da última condição do solo, ou seja, com o solo-cimento compactado pré-inundado, indicam cargas admissíveis de 35 kN para as estacas hélice

contínua, mantidas as mesmas obtidas para o solo natural, de 45 kN, para as estacas escavada e raiz, e foram de 80 kN para as estacas ômega.

SUGESTÕES PARA PESQUISAS

1. Realização de provas de carga horizontal repetindo-se as quatro condições do solo analisadas nesta pesquisa, para que se possa prever a melhoria do solo e o efeito da inundação em solos com outras propriedades geotécnicas, tanto em solos colapsíveis como em solos não colapsíveis.

2. Realização de provas de carga horizontal com carregamentos cíclicos com a melhoria do solo, para se confirmar o comportamento encontrado com o solo natural.

3. Realização de provas de carga horizontal em estacas ômega em outros solos, especialmente em solos com menores índices de vazio, para verificar a eficiência da melhoria no solo natural.

4. Realização de provas de carga horizontal em estacas travadas entre si, após a realização de provas de carga nestas estacas isoladamente. E também na condição de solo pré-inundado.

5. Realização de provas de carga horizontal com a utilização de concreto magro ao redor do topo da estaca.

6. Utilização de estacas instrumentadas possibilitando a análise de deslocamentos em outros pontos ao longo do fuste da estaca.

7. Realização de provas de carga horizontal com leituras de sucção matricial *in situ*.

8. Análise da variação da rigidez flexional da estaca devido a fissuração do concreto em outras estacas e solos, para se ter melhor avaliação desta influência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P.J.R. **Análise do comportamento de Estaca Pré-moldada de Pequeno Diâmetro, Instrumentada, em Solo Residual de Diabásio da Região de Campinas.** Dissertação de Mestrado. FEAGRI. Unicamp. 1996. 170 p.

ALBUQUERQUE, P.J.R. **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade.** Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP, 2001. 260p.

ALIZADEH,M.; DAVISSON,M.T. **Lateral Load Tests on Piles.** Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol. 96, no. 5. 1970.

ALONSO, U.R. **Dimensionamento de Fundações Profundas** São Paulo.Edgard Blücher. 1989. 169 p.

ALONSO, U.R. **Recomendação para Realização de Prova de Carga Horizontal em Estacas de Concreto Armado.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, VIII. 1986. Anais... ABMS. Vol. 7, p.261-276.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA – ABEF. **Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos.** São Paulo. 2ed. 1999, 282p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS – ABMS E ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA – ABEF **Estaca Hélice Contínua, a Experiência Atual.** São Paulo. 1999, 162 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS – ABMS. **Estaca Hélice Contínua, Projeto, Execução e Controle**. São Paulo. 1997, 60 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Fundações**. NBR 6122/96. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prova de Carga Estática**: NBR 12131/91. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos**: NBR 12024/92. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos**: NBR 12024/92. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

BRINCH-HANSEN, J. - **The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces**. Dansk Geotekhnisk Institut, Copenhagen, Bulletin no.12. p. 5-9. 1961.

BOWLES, J.E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw Hill Book Company. 1982.

BROMS, B.B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**. JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, SM2. 1964 (a)

BROMS, B.B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils**. JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, SM3. 1964 (b)

BROMS, B.B. - **Design of Laterally Loaded Piles**. JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, SM3, May. 1965

CARVALHO, D; ALBUQUERQUE, P.J.R; CLARO, A.T.; FERREIRA, C.V. **Análise de Estaca Carregada Transversalmente no Topo, em Solo Residual de Diabásio.** In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, III.1996 **Anais...** ABEF/ABMS. São Paulo. Vol 1, p. 145-154.

CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P.J.R.; GIACHETI, H.L. **Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações em Campinas – SP.** In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, IV. 2000 **Anais...** ABEF/ABMS. São Paulo. Vol 3, p. 90-100

CARVALHO, D. et al. **Concurso para Previsão de Comportamento de Estaca Raiz.** São Paulo. 2004. 184 p.

CAVALCANTE, E. R. (coordenador) et al. **Campos Experimentais Brasileiros.** In: In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XIII.. Curitiba. Anais... ABMS. Vol. Workshop , p.1-90. 2006.

CINTRA, J.C.A. **Uma Análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos-USP. 150 p. 1981.

CINTRA, J.C.A. **Fundações em Solos Colapsíveis.** Serviço Gráfico da Escola de Engenharia de São Carlos-USP. 106 p. 1998.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Estacas Submetidas a Esforços Horizontais** - Memorial de Cálculo MC 3.03.00.00/6I9-207, rev.A, 1980

DAVISSON, M.T. **Estimating Buckling Loads for Piles.** II Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering. São Paulo. 1963.

DAVISSON, M.T.; ROBINSON, K.E. - **Bending and Buckling of Partially Embedded Piles**. VI ICSMFE, Canadá. 1965.

DAVISSON, M.T.; SALLEY, J.R. - **Model Study of Laterally Loaded Piles**. JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, v.96, SM5, 1970. pp.1605-1627

DE BEER. E.E. **Piles Subjected to Static Lateral Loads**. IX ICSMFE. 1977

DEL PINO JR, A.; SEGANTINI, A.A.S.; SOUZA, A.; CARVALHO, D. **Análise de Estacas Escavadas Carregadas Transversalmente, em Solo Colapsível com Umidade Natural e após sua Inundação**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XII. São Paulo. 2002 Anais... ABMS. Vol. 3, p.1493-1501. 2002.

DEL PINO JR, A. **Análise do Comportamento Estrutural de Estacas Brocas solicitadas por Esforços Transversais**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de Ilha Solteira.UNESP. 2003. 183 p.

DOUGLAS, D.J.; DAVIS, E.H. **The Movement of Buried Footings Due to Moment and Horizontal Load and the Movement of Anchor Plates**. Géotechnique, vol.14. 1964.

FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; CARVALHO, D. e ALBUQUERQUE, P.J.R. **Estacas apiloadas submetidas a esforços horizontais**. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, IV. Porto Alegre. Anais..., ABMS-UFRS, pp. 471-489. 2001

FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; CARVALHO, D. e ALBUQUERQUE, P.J.R. **Comportamento de estacas apiloadas carregadas lateralmente**. In: CONGRESSO ARGENTINO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERIA GEOTÉCNICA, XVI CAMSIG, Patagônia-Argentina. Anais em CD. 11p. 2002

FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; CARVALHO, D. e ALBUQUERQUE, P.J.R. **Influência da Inundação no Comportamento de Estacas Apiloadas, Carregadas Lateralmente.** SBPN Scientific Journal. São Paulo. V.7 – edição especial. P. 216-218. ISSN 1415-6512. 2003

FERREIRA, C.V.; LOBO, A.S.; CARVALHO, D. e ALBUQUERQUE, P.J.R. **Comportamento de Estaca Carregada Lateralmente, Implantada em Solo Reforçado com Solo-cimento.** In: X Congresso Nacional de Geotecnia. v.4. pg.1089-1098. maio/2006

FIGUEIREDO FERRAZ, J.C. - **Fundações por Blocos.** Boletim Técnico do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - BT/PEF-8503. 1985.

GIACHETI, H. L. **Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais do Estado de São Paulo.** Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos. USP.1991

GLESER, S.M. - **Lateral Load Test on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles.** In: Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM Special Technical Publication n.154, July, 1953. pp.75-101

HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S. e NIYAMA, S. **Fundações: Teoria e Prática.** Editora Pini. 1ª Edição. Novembro. 1996.

HETÈNYI, M. **Beams on Elastic Foundation.** University Michigan Press. 1946

KOCSIS, P. **Discussion of Lateral Load Test on Piles – Arkansas River Project.** JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, v. 97, SM6, p. 932-935. 1971.

LEMO, D.T., SOUZA, A. e DEL PINO JR., A.. **Análise do Comportamento de Estacas do Tipo Broca Solicitadas por Esforços Transversais.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XIII.. Curitiba. Anais... ABMS. Vol. 2, p.949-954. 2006.

MATLOCK, H.; REESE, L.C. **Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth.** Proceedings, 8th Texas Conference on SMFE. 1956.

MATLOCK, H.; REESE, L.C. - **Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles.** JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE.,SM5. 1960

MATLOCK, H.; REESE, L.C. **Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures.** PROC. FIFTH INT. CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Paris, v.2, p. 91-97. 1961.

MENEZES, S.M. – **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo.** Tese de Doutorado. Departamento de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica. USP. 1997. 377 p.

MENEZES, S.M., CARVALHO, D, SAMPAIO, F.M.T e RIBEIRO, K.D. **Provas de Carga Horizontais em Estacas pré-moldadas de concreto cravadas em Solo de Alta Porosidade.** In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, Vol. 2, p. 500 –506. 2004.

MENEZES, S.M., CARVALHO, D, SAMPAIO, F.M.T e RIBEIRO, K.D. **Determinação do Coeficiente de Reação Horizontal do Solo em estacas pré-moldadas de concreto cravadas em Solo de Alta Porosidade.** In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, Vol. 2, p. 507 –516. 2004.

MICHE, R.J. **Investigation of Piles Subject to Horizontal Forces - Application to Quay Walls.** The Journal of the School of Engineering, n.4, Giza, Egypt. 1930.

MIGUEL, M.G. **Execução e Análise de Provas de Carga Horizontal em Estacas em Solo Colapsível.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. 1996.168 p.

MONACCI, M.G. **Estudo da Colapsibilidade de um Solo do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Agrícola. UNICAMP, 130 p. 1995.

NOGUEIRA, R. C. R. – **Comportamento de Estacas Tipo Raiz, Instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP. 2004. 204 p.

OLIVEIRA, A.M. dos S.; BRITO, S.N.A. de (Editores) **Geologia de Engenharia.** São Paulo: FAPESP, 1998. 587 p.

PEIXOTO, A.S.P. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na Prática de Engenharia de Fundações.** Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Agrícola. UNICAMP. 2001. 468p.

PINTO, C. de S. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas.** 2°. Ed. São Paulo. Oficina de Textos. 2002. 355 p.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**, vol.2. Livros Técnicos e Científicos Editora S/A.1983

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. **Pile Foundation Analysis and Design.** John Wiley & Sons, New York.1980.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. **Pile Behavior: Theory and Application.** 29th Rankine lecture, Geotechnique. 1989.

PRAKASH, S.; SHARMA, H.D. – **Pile Foundations in Engineering Practice**. Rolla. 884 p. 1990

REESE, L.C. - **Laterally Loaded Piles** : Program Documentation. JGED, ASCE, GT4. 1977

REESE, L.C. ; COX, W.R.; KOOP, F.D. **Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay**. Offshore Technology Conference. 1975.

REESE, L.C.; VAN IMPE, W.F. **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading** Rotterdam. Balkema. 463p.2001.

RICCI, F. **Análise de Estacas Carregadas Transversalmente no Topo, com Ênfase na Influência da Variação da Rigidez Flexional**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica-USP. 274 p. 1995.

SHERIF, G. - **Elastisch eingespannte Bauwerke**. Verlag Von Wilhelm Ernst & Sons. 1974

TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction**. Géotechnique, The Institution of Civil Engineers. Londres, v.5, n.4. 1955 p.297-326..

TIMERMAN, J. - **Cálculo de Tubulões Curtos**. Revista Estrutura n.90 .1980

U.S.NAVY. – **Design Manual: Soil Mechanics, Foundation and Earth Structures**. NAVDOCKS DM-7. Washington. 1962. (2º. Ed. NAVFAC DM-7, 1971).

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. EDUSP. Ed.McGraw-Hill do Brasil. São Paulo-1ed.1978. 509p.

VARGAS, M. **Provas de Carga em Estacas - Uma Apreciação Histórica**. Revista Solos e Rochas. São Paulo, v.13, p.3-12, 1990.

VELOSO, D.A. - **Fundações Profundas**. Editora do Instituto Militar de Engenharia - IME. Rio de Janeiro. 1973

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações Volume 2**. Rio de Janeiro. COPPE-UFRJ. 2002. 472p.

VÉŠIC, A.B. – **Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis**. Proc. Fifth Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, v.1, p. 845-850. 1961.

WERNER - **Biogemont Elastisch Eigesonnter Phähle**. **Beton und Stahlbetonbau**, n.2, pp.39-43. 1977- tradução para o português : **Flexão de Estacas Com Engastamento Elástico**. Revista Estrutura n.81, pp.90-108

WINKLER, E. - **Die Lehre von Elastizität un Festigkeit (On Elasticity and Fixity)**. Prague, p.182. 1867

ZAMMATARO, B.B. – **Estudo de Comportamento de Estacas Tipo Escavada e Hélice Contínua, Submetidas a Esforço Horizontal em Solo não Saturado de Diabásio**. Projeto de Pesquisa. Unicamp. 23 p. 2004

ZUQUETTE, L. V. **Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para Condições Brasileiras**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP, 1987, 3v. 673 p.