



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS STRAUSS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTO HORIZONTAL NO
SOLO DA REGIÃO DE LONDRINA – PR**

Londrina
2008

MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS STRAUSS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTO HORIZONTAL NO
SOLO DA REGIÃO DE LONDRINA – PR**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação, em Engenharia de Edificações e Saneamento da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Edificações e Saneamento.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Teixeira

Londrina
2008

Almeida, Maycon André de.

Análise do Comportamento de Estacas Strauss submetidas a carregamento horizontal no solo da região de Londrina – PR / Maycon André de Almeida – Londrina, PR: [s,n], 2008

Orientador: Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira

Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Londrina.

Bibliografia: 156 f.

MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS STRAUSS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTO HORIZONTAL NO
SOLO DA REGIÃO DE LONDRINA – PR**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação, em Engenharia de Edificações e Saneamento da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Edificações e Saneamento.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Universidade Estadual de Londrina

Profa. Dra. Miriam Gonçalves Miguel
Universidade Estadual de Campinas

Prof. Dr. José Carlos Ângelo Cintra
Escola de Engenharia de São Carlos

Londrina, 15 de maio de 2008.

AGRADECIMENTOS

A toda minha família, pelo incentivo dado e pela compreensão nos momentos difíceis.

Aos meus colegas de curso, pelo apoio dado e pelos momentos de descontração compartilhados.

Aos meus amigos e colegas, pela força e confiança depositados em mim durante todo o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus companheiros de serviço da Calijuri Fundações LTDA, pela força e apoio durante todo o decorrer da pesquisa, principalmente no período das provas de carga.

À Universidade Estadual de Londrina e à CAPES, pelo auxílio financeiro.

À Universidade Estadual de Maringá, pelos equipamentos cedidos para a realização das provas de carga, e em especial ao Prof. Dr. Antônio Belincanta, pela ajuda e orientação com os equipamentos, além da ótima contribuição na banca de qualificação.

À Prefeitura do Campus da UEL, pela ajuda com equipamentos e pessoal.

A todos os funcionários da Prefeitura do Campus da Universidade Estadual de Londrina envolvidos no projeto, e principalmente nas provas de carga.

Ao Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira, pelo apoio dado, e principalmente, por ter aberto meus olhos a detalhes muito importantes desta dissertação.

À Universidade de Campinas, especialmente ao Prof. Dr. David de Carvalho, pelo empréstimo da célula de carga vazada, sem a qual não seria possível a realização das provas de carga.

Aos patrocinadores do projeto, entre eles à BASESTAC Engenharia de Fundações e Estaqueamento Ltda., à Companhia de cimento ITAMBÉ, à construtora CONSTRUBLOK Ltda., à Ferro e Aço BERTIN Ltda., à Pedreira URBALON Ltda. e à Protendidos DYWIDAG Ltda.

E, principalmente, à Dr^a. Miriam G. Miguel, pela atenção, apoio e incentivo depositado em mim desde o início desta pesquisa, além de toda a paciência em revisar diversas vezes os mesmos textos. Muito Obrigado!

ALMEIDA, Maycon A. de. **Análise do comportamento de estacas Strauss submetidas a carregamento horizontal no solo da região de Londrina – PR.** 2008. 167f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2008.

RESUMO

Na região de Londrina, as estacas do tipo Strauss são muito utilizadas em obras de edificações como contenções de escavações de subsolos, no entanto, os projetos dessas contenções normalmente são realizados utilizando métodos de dimensionamento que não levam em consideração a fissuração do concreto do fuste da estaca e as propriedades do solo tropical laterítico, típico da região. Neste trabalho foi estudado o comportamento de estacas Strauss sob esforço horizontal através da análise de provas de carga estática realizadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da UEL. As nove estacas Strauss ensaiadas possuíam diâmetro de 32 cm e 12 metros de comprimento, sendo seis armadas por 3 barras de aço de 8 mm e três armadas por 7 barras de aço 8 mm, em toda sua extensão. O CEEG apresenta um perfil geológico-geotécnico típico da região de Londrina, constituído por solo residual de basalto, cuja camada superficial de solo argilo-siltoso é porosa e colapsível além de possuir origem e comportamento lateríticos, ou seja, apresenta um comportamento geotécnico em campo semelhante às areias, apesar de possuir quase 80% de argila em sua composição granulométrica. As provas de carga foram conduzidas aos pares, e os resultados obtidos são apresentados através das curvas *carga x deslocamento horizontal* do solo em duas condições: não-saturado e com pré-inundação por 36 e 12 horas. Com o solo no estado não-saturado, as estacas com menor rigidez estrutural apresentaram uma carga de ruptura média de 20 kN, enquanto que, as de maior rigidez, a ruptura ocorreu com 30 kN. Já as cargas de colapso para os dois tipos de estacas foram de 15 kN e 27 kN, para tempos de pré-inundação de 36 e 12 horas, respectivamente. Os métodos de Gabr & Borden (1989) e Robertson *et al.* (1989) foram utilizados a fim de verificar a concordância das *curvas p-y* geradas. Verificou-se que o primeiro método apresenta boa concordância com os resultados obtidos em campo e, o segundo método, através expressão específica para solos não-coesivos, somente apresentou bons resultados após a alteração do fator de correção F_s . A partir dos resultados das provas de carga, foi obtido um coeficiente n_h médio do solo de 5 MN/m³, muito próximo ao obtido por outros trabalhos no mesmo campo experimental. Observou-se que, devido à consideração da fissuração do concreto na carga de ruptura das estacas, houve um acréscimo médio de 39% nos deslocamentos para as estacas compostas por 3 barras de aço e 28% para as estacas com 7 barras de aço, na superfície do terreno.

Palavras-chave: Fundações. Carregamento horizontal em estacas. Dilatômetro de marchetti. Sucção matricial.

ALMEIDA, Maycon A. de. **Behavior analysis of Strauss piles submitted to horizontal load in Londrina soil region.** 2008. 167p. Dissertation (Master Degree in Edifications and Sanitation Engineering) – Londrina State University, Londrina, 2008.

ABSTRACT

In Londrina city, Strauss piles are frequently used as retaining structure for building basement excavation, being submitted to horizontal load. However, the projects of such retaining structures are usually conducted using design methods that do not take the concrete cracking of pile transversal section and the properties of lateritic tropical soil into account. This work aimed to study the behavior of Strauss piles under horizontal loads by means of horizontal bearing capacity tests, carried out on Geotechnical Experimental Site (CEEG) of Londrina State University. Nine Strauss piles were tested. They were 12 meters long and had 32 cm in diameter. Six piles were reinforced with three steel bars and three piles were reinforced with seven steel bars, along their entire lengths. The geotechnical profile of experimental field is typical of Londrina city and can be defined as a basaltic residual soil, with a superficial layer of a porous and collapsible silty-clay soil. This soil presents a lateritic behavior, what means that its geotechnical field behavior is similar to a sandy soil, despite the fact that it has almost 80% of clay grains. The horizontal load tests results were performed on two piles at each same time, and the results were presented in *load x horizontal displacement* curves under two soil conditions: non-saturated and pre-wetted during 36 and 12 hours. Under no wetted moisture conditions, the less structural rigid piles presented an average horizontal bearing capacity of 20 kN, whereas that, for the most rigid piles, the rupture occurred with 30 kN of horizontal load. The collapse loads for the two pile types were 15 kN and 27 kN, to the pre-flood times of 36 and 12 hours, respectively. The Gabr & Borden (1989) and Robertson *et al.* (1989) methods were used to check the correlation between experimental and computed the *p-y* curves. It was found that the first method gives good agreement with the results obtained in field, and the second method, using expression for non-cohesive soils, only showed good results if a correction in F_s factor is considered. From the horizontal load tests results, it was found an average soil coefficient, n_h , equal to 5 MN/m³, that is very close to that achieved by other researches in the same experimental site. Due the consideration of concrete cracking for the rupture loads of piles, it was observed an increase in average displacements of 39% for piles reinforced with 3 steel bars and 28% for piles with 7 steel bars, at the ground surface.

Keywords: Foundations. Horizontal loads on piles. Marchetti dilatometer. Matricial suction.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Estaca submetida a esforços horizontais e seus efeitos (SOUSA, 2006).....	255
Figura 2.2 – Forma de ruptura de estacas (BROMS, 1964a e 1964b).....	266
Figura 2.3 – Conversão de pressão em carga distribuída (DEL PINO JÚNIOR, 2003).....	30
Figura 2.4 – Solos coesivos pré-adensados [Adaptado de Davisson e Gill (1963 apud CINTRA, 1981)].....	32
Figura 2.5 – Areais, síltes e argilas normalmente adensadas.....	32
Figura 2.6 – Esquema de aplicação de carga.....	35
Figura 2.7 – <i>Curvas p-y</i>	37
Figura 2.8 – Modelo do comportamento de solos não-coesivos para pequenas profundidades (REESE et al., 1974).....	39
Figura 2.9 – Modelo do comportamento de solos não-coesivos para pequenas profundidades (REESE et al., 1974).....	39
Figura 2.10 – <i>Curvas p-y</i> para solos não-coesivos (Adaptado de REESE et al., 1974).....	41
Figura 2.11 – Coeficientes empíricos A e B ao longo da profundidade (SOUSA, 2006).....	42
Figura 2.12 – Seção transversal circular com armadura (RICCI, 1995).....	45
Figura 2.13 – Os equipamentos para o ensaio DMT (www.marchetti-dmt.it).....	49
Figura 2.14 – Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991).....	53
Figura 2.15 – Exemplo de <i>curva p-y</i>	57
Figura 2.16 – <i>Curvas p-y</i> sobrepostas.....	57
Figura 2.17 – <i>Curva carga x deslocamento horizontal</i> de Van Der Veen (1953).....	60
Figura 2.18 – Escavação com pilão.....	65
Figura 2.19 – Escavação com piteira.....	65
Figura 2.20 – Limpeza da piteira.....	66
Figura 2.21 – Concretagem da estaca.....	66
Figura 2.22 – Fases de execução da estaca Strauss (http://www.uepg.br).....	66
Figura 3.1 – Distribuição dos solos lateríticos no Brasil (MELFI, 1997).....	71
Figura 3.2 – Pontes de Argila (LOPES, 2001).....	72

Figura 3.3 – Ligações por Capilaridade (LOPES, 2001).....	72
Figura 3.4 – Macro-estrutura por cimentações de argila ou óxidos (LOPES, 2001).....	72
Figura 3.5 – Solo colapsível sem inundação (GUTIERREZ et al., 2003).....	73
Figura 3.6 – Solo colapsível com inundação (GUTIERREZ et al., 2003).....	73
Figura 3.7 – A localização dos solos colapsíveis no Brasil [Ferreira et al. (1989 apud CINTRA, 1998)].....	74
Figura 3.8 – Classificação pedológica do solo do CEEG	77
Figura 3.9 – Ensaios realizados no CEEG	78
Figura 3.10 – Número de golpes NSPT e $T_{máx}$ ao longo da profundidade (MIGUEL et al., 2002)	79
Figura 3.11 – Parâmetros obtidos pelo DMT - Furo 9.....	80
Figura 3.12 – Parâmetros obtidos pelo DMT - Furo 14.....	80
Figura 3.13 – Média da resistência de ponta (q_c) dos furos 9 e 14 (MIGUEL et al., 2005b).....	81
Figura 3.14 – Média do atrito lateral (f_s) dos furos 9 e 14 (MIGUEL et al., 2005b)	81
Figura 3.15 – Valores de LL, LP, IP e W ao longo da profundidade (MIGUEL et al., 2002).....	83
Figura 3.16 – Massa específica dos sólidos e porcentagens granulométricas ao longo da profundidade.....	83
Figura 3.17 – Tensiômetro em operação.....	85
Figura 3.18 – Média das curvas de sucção para 4 e 6 metros (MIGUEL et al., 2005a).....	85
Figura 3.19 – Curvas <i>carga x deslocamento horizontal</i> das estacas escavadas submetidas a provas de carga horizontal no estado de umidade não- saturado do solo e pré-inundado no CEEG	86
Figura 4.1 – Área de pesquisa e localização dos ensaios de campo	87
Figura 4.2 – Detalhes das armações das estacas Strauss ensaiadas	88
Figura 4.3 – Distância entre pares de estacas.....	89
Figura 4.4 – Esquema da prova de carga	92
Figura 4.5 – Suporte metálico utilizado nos ensaios.....	92
Figura 4.6 – Alinhamento sendo realizado para a fixação do suporte nas estacas	93
Figura 4.7 – Chumbadores Parabolt 1”.....	93
Figura 4.8 – Chumbadores instalados.....	93

Figura 4.9 – Indutor de deformações	94
Figura 4.10 – Bomba utilizada.....	94
Figura 4.11 – Sistema de aplicação de carga	95
Figura 4.12 – Detalhe do cano sobre o suporte.....	95
Figura 4.13 – Detalhe dos extensômetros	96
Figura 4.14 – Sistema de referência.....	96
Figura 5.1 – Curvas <i>carga x deslocamento horizontal</i> das estacas S2 e S8	98
Figura 5.2 – Estaca S2 solicitada com pré-inundação do solo.....	99
Figura 5.3 – Curvas <i>carga x deslocamento horizontal</i> das estacas S3 e S9	100
Figura 5.4 – Deslocamento da estaca S3.....	100
Figura 5.5 – Deslocamento do solo durante prova de carga da estaca S3	100
Figura 5.6 – Extremidade superior da estaca S3 extraída.....	101
Figura 5.7 – Estaca S6 e tensiômetro instalado	102
Figura 5.8 – Coleta de amostras.....	102
Figura 5.9 – Curvas de sucção obtidas para as estacas S6 e S7.....	103
Figura 5.10 – Curva <i>carga x deslocamento horizontal</i> das estacas S6 e S7	104
Figura 5.11 – Processo de umedecimento do solo e tensiômetros.....	104
Figura 5.12 – Curvas para o primeiro ensaio envolvendo estacas S4 e S5.....	105
Figura 5.13 – Curvas de sucção obtidas para o primeiro reensaio entre estacas S4 e S5	106
Figura 5.14 – Curvas para os ensaios envolvendo as estacas S4 e S5	107
Figura 5.15 – Curva <i>carga x deslocamento horizontal</i> obtida para estaca S10 e S8.....	108
Figura 5.16 – Curvas de sucção obtidas para a prova de carga entre as estacas S10 e S8.....	109
Figura 5.17 – Curvas <i>carga x deslocamento horizontal</i> das estacas S8 e S9	110
Figura 5.18 – Detalhe da porção de solo solicitada durante provas de carga envolvendo a estacas S8	110
Figura 5.19 – Curvas obtidas nos ensaios envolvendo a estaca S8.....	111
Figura 5.20 – Gráfico comparativo entre estacas S2 a S7	113
Figura 5.21 – Gráfico comparativo entre estacas S8 a S10	114
Figura 5.22 – Curvas carga x sucção obtidas durante as provas de carga no CEEG.....	115

Figura 5.23 – Sucções matriciais médias registradas no estado não-saturado e pré-inundado para as estacas com 3 e 7 barras de aço e também para a prova de carga envolvendo S6 e S7.....	117
Figura 5.24 – Curva de sucção obtida por Padilha (2004) e par teor de umidade e sucção matricial média registrado para cada estaca ensaiada no CEEG.....	118
Figura 5.25 – Reação horizontal ultima do solo (R_u) e coeficiente de reação horizontal inicial do solo (nh_0), obtidos pelo método de Reese et al. (1974), para os furos de sondagem 9 e 14.	120
Figura 5.26 – <i>Curvas p-y</i> obtidas para o método de Gabr e Borden (1988) – Furo 9	121
Figura 5.27 – <i>Curvas p-y</i> obtidas para o método de Gabr e Borden (1988) – Furo 14 ...	121
Figura 5.28 – R , referente a 50% de R_u , para o furo 9 executado pelo DMT.	122
Figura 5.29 – <i>Curvas p-y</i> obtidas para solos coesivos por Robertson et al. (1989) – Furo 9.....	123
Figura 5.30 – <i>Curvas p-y</i> obtidas para solos não-coesivos por Robertson et al. (1989) – Furo 9	124
Figura 5.31 – <i>Curvas p-y</i> obtidas para solos coesivos por Robertson et al. (1989) – Furo 14.....	124
Figura 5.32 – <i>Curvas p-y</i> obtidas para solos não-coesivos por Robertson et al. (1989) – Furo 14	125
Figura 5.33 – Comparativo entre <i>curvas p-y</i> e ensaios de campo ($F_s = 2,0$) – Furo 9.....	127
Figura 5.34 – <i>Curvas p-y</i> e ensaios de campo ($F_s = 0,25$) – Furo 9	128
Figura 5.35 – Variação de K com a profundidade, para os três métodos estudados – Furo 9.....	129
Figura 5.36 – Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes médios, atuantes nas estacas compostas por 3 barras de aço de 8 mm, ao longo da profundidade.	133
Figura 5.37 – Reações do solo e rotações médias atuantes nas estacas compostas por 3 barras de aço de 8 mm.....	133
Figura 5.38 – Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes médios, atuantes nas estacas compostas por 7 barras de aço de 8 mm.	134
Figura 5.39 – Reações do solo e rotações médias atuantes nas estacas compostas por 7 barras de aço de 8 mm, ao longo da profundidade.....	134

Figura 5.40 – Curvas nh x y_0 obtidas pelo método de Alizadeh & Davisson (1970), considerando ou não a fissuração do concreto das estacas, com o solo no estado não-saturado de umidade.....	136
Figura 5.41 – Curvas nh x y_0 obtidas para as estacas S2 e S10, considerando ou não a fissuração do concreto das mesmas, com pré-inundação do solo por 36 e 12 horas, respectivamente.....	137
Figura 5.42 – Curvas nh x y_0 médias obtidas para as estacas S6 e S7, considerando ou não a fissuração do concreto das mesmas, com umedecimento controlado por 1 hora.....	138
Figura 5.43 – Curvas nh x carga para as duas configurações de estacas, considerando ou não a variação da rigidez das mesmas.....	140
Figura 5.44 – Curvas nh x carga as estacas ensaiadas com umedecimento controlado, considerando ou não a variação da rigidez das mesmas.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes Adimensionais “A”	34
Tabela 2.2 – Coeficientes Adimensionais “B”	34
Tabela 2.3 – Valores de n_h (MN/m ³) em função da compactidade relativa do solo (REESE et al., 1974)	41
Tabela 2.4 – Sugestões para o fator de correção F (LUTENEGGER, 1988).....	52
Tabela 2.5 – Cargas verticais comerciais suportadas pelas estacas Strauss (http://www.basestrauss.com.br).....	63
Tabela 3.1 – Valores médios dos principais índices físicos do CEEG (MIGUEL et al., 2002; TEIXEIRA et al., 2003).....	82
Tabela 4.1 – Resumo dos pares ensaiados	89
Tabela 5.1 – Resumo dos resultados obtidos através de provas de carga no CEEG.....	112
Tabela 5.2 – Resultados obtidos nas provas de carga e reduções referentes ao carregamento e sucção relativo às provas de carga realizadas com o solo no estado não-saturado e pré-inundado.....	116
Tabela 5.3 – Esforços máximos calculados para as respectivas cargas de ruptura (20kN e 30kN), de estacas constituídas por 3 e 7 barras.....	132
Tabela 5.4 – Resumo dos valores do coeficiente n_h obtido para o solo nos estados não-saturado e umedecido e também, considerando ou não a fissuração do concreto das estacas.....	138

LISTA DE SIMBOLOS

Símbolos romanos

L	Comprimento da estaca
G	Rigidez relativa estaca-solo para solos coesivos (argilas)
T	Rigidez relativa estaca-solo para solos não-coesivos (areias)
K	Módulo de reação horizontal do Solo (kN/m^2)
n_h	Coefficiente de reação horizontal do solo (kN/m^3)
H_0	Carregamento horizontal no topo da estaca
R_u	Reação horizontal última do solo (kN/m)
S_u	Resistência não-drenada do solo estimada pelo DMT
D	Diâmetro da estaca
z	Profundidade em relação à superfície do solo
K_p	Empuxo passivo de Rankine
EI	Rigidez flexional da estaca
k_h	Coefficiente de recalque horizontal do solo (kN/m^3), definido pela relação entre a pressão horizontal e o respectivo deslocamento no ponto
q	Pressão horizontal do solo (kN^2/m)
p	Reação horizontal do solo (kN/m)
y	Deslocamento horizontal da estaca
M_t	Momento aplicado do topo da estaca
M	Momento atuante na estaca
S	Rotação da estaca ao redor de seu eixo
V	Esforço cortante na estaca
A (y, M, S, V, p)	
B (y, M, S, V, p)	Coefficientes Adimensionais adotado por Matlock & Reese (1961), obtido por tabelas de acordo com o esforço que se pretende determinar
Z	Coefficiente adimensional de profundidade
y_t	Deslocamento da estaca obtido a uma distancia $e + e'$
y_0	Deslocamento da estaca obtido na superfície do solo
e	Distancia vertical entre a superfície do solo e o ponto de aplicação da carga
e'	Distancia vertical entre a carga aplicada e o ponto de leitura de deslocamentos
K_i, K_s	Módulo de reação tangente (inicial do solo) e secante do solo
F_a	Força ativa determinada pela teoria de Mohr-Coulomb
F_p	Força passiva determinada pela teoria de Mohr-Coulomb
F_{pt}	Força horizontal total da estaca determinada pela diferença entre F_p e F_a
K_0 (areia ou argila)	Coefficiente de empuxo em repouso para o solo em questão
K_a	Empuxo ativo de Rankine
M_a	Momento fletor atuante em uma seção transversal \underline{x} da estaca
M_{cr}	Momento fletor critico atuante na seção analisada
r	Raio da seção transversal da estaca
A_c	Área da seção transversal \underline{x} da estaca

f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
R	Reação horizontal do solo (kN/m)
n_{h0}	Coefficiente de reação horizontal inicial do solo, obtido através do DMT
A	Leitura inicial de expansão, sem correção, realizada pelo DMT
B	Leitura final de expansão, sem correção, realizada pelo DMT
p_0	Pressão inicial para expansão de 0,05 mm da membrana do DMT contra o solo
p_1	Pressão final para expansão de 1,10 mm da membrana do DMT contra o solo
u_0	Pressão neutra em repouso
E_d	Módulo Dilatométrico, calculado através de dados do ensaio DMT
I_d	Índice do Material, calculado através de dados do ensaio DMT
K_d	Índice de tensão horizontal, calculado através de dados do ensaio DMT
E	Módulo de Young do solo
E_i, E_{25}	Módulo de Young do solo referente à porção inicial ou secante da <i>curva p-y</i>
y_c	Deslocamento necessário para mobilizar 50% da reação horizontal última do solo (R_u)
F	Fator de correção genérico utilizado na expressão de Robertson <i>et al.</i> (1989)
F_c, F_s	Fator de correção utilizado especificamente na expressão para solos coesivos ou não-coesivos desenvolvida por Robertson <i>et al.</i> (1989)
w	Teor de umidade do solo
P_u	Carga de ruptura obtida nas provas de carga (ruptura do solo)
P_c	Carga de colapso obtida nas provas de carga (ruptura do solo sob inundação)
P_{est}	Carga de ruptura estrutural da estaca (ruptura da estaca)
FS	Fator de Segurança

Símbolos Gregos

α	Ângulo genérico Relaciona o índice de vazios da areia
β	Ângulo genérico
ϵ_{50}	Extensão correspondente a metade da diferença entre as tensões principais máximas na ruptura
γ'	Massa específica do solo (kN/m ³)
η	Fator de forma
ν	Coefficiente de Poisson
σ'_{vo}	Tensão efetiva vertical em repouso
σ'_{ho}	Tensão efetiva horizontal em repouso
ϕ_{ps}	Ângulo de atrito efetivo do solo obtido pelo DMT, em um plano
ϕ_{ax}	Ângulo de atrito efetivo do solo em 3 planos, equivalente ao obtido em câmaras de ensaios triaxiais
ϕ	Ângulo de atrito efetivo do solo obtido através de ensaios triaxiais

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 ÂMBITO E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO	17
1.2 OBJETIVO DO TRABALHO	20
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	23
2.2 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA DE ESTACAS	24
2.3 MODELOS BASEADOS NA ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES	29
2.3.1 O Modelo da teoria de Reação do Solo	30
2.3.2 Desenvolvimentos do Modelo da Teoria de Reação do Solo	36
2.3.3 Método de Reese <i>et al.</i> (1974)	38
2.3.4 Método de Reese (1977)	43
2.4 O DILATÔMETRO DE MARCHETTI	48
2.4.1 Dados Obtidos	50
2.4.2 Principais Correlações	51
2.5 MÉTODOS PARA A ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA HORIZONTAL ATRAVÉS DO DMT	54
2.5.1 Método Gabr e Borden (1988)	55
2.5.2 Método Robertson <i>et al.</i> (1989)	56
2.6 MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA <i>CARGA X DESLOCAMENTO</i>	60
2.6.1 O Método Van Der Veen (1953)	60
2.7 TRABALHOS JÁ REALIZADOS SOBRE O TEMA	61
2.8 A ESTACA STRAUSS	63
2.8.1 Equipamentos Utilizados	63
2.8.2 Processo Executivo	64
2.8.3 Vantagens e Desvantagens	67
3 CARACTERIZAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA DA REGIÃO DO NORTE DO PARANÁ	68
3.1 GEOLOGIA E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA REGIÃO	68

3.2 SOLOS DO NORTE DO PARANÁ	69
3.2.1 Solos Lateríticos	69
3.2.2 Solos Colapsíveis.....	71
3.3 O CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA.....	74
3.3.1 Localização.....	74
3.3.2 Caracterização Geotécnica	75
3.4 PROVAS DE CARGA HORIZONTAL REALIZADAS NO CEEG.....	85
4 MÉTODOS E MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA	87
4.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS	87
4.2 O ENSAIO.....	91
4.2.1 Célula de Carga e Indutor de Deformações.....	94
4.2.2 Sistema de Referência e Amostradores	96
4.2.3 Incrementos de carga aplicados.....	96
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	97
5.1 CURVAS CARGA X DESLOCAMENTO HORIZONTAL	97
5.1.1 Estacas S2 e S8 (primeira e segunda prova de carga)	97
5.1.2 Estacas S3 e S9 (terceira prova de carga).....	99
5.1.3 Estacas S6 e S7 (quarta prova de carga).....	101
5.1.4 Estaca S4 e S5 (quinta e sexta prova de carga)	105
5.1.5 Estaca S10 e S8 (oitava prova de carga).....	107
5.1.6 Estacas S8 e S9 (sétima prova de carga)	109
5.1.7 Análise Comparativa	111
5.1.8 Influência da Sucção Matricial.....	116
5.2 ANÁLISE DOS MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DO DMT.....	118
5.2.1 Método de Gabr & Borden (1988)	119
5.2.2 Método de Robertson <i>et al.</i> (1989).....	122
5.2.3 Comparativo entre <i>curvas p-y</i> e ensaios de campo.....	126
5.2.4 Correlações com ensaios laboratoriais	128
5.3 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ	130
5.3.1 O efeito da fissuração do concreto nos esforços atuantes nas estacas.....	130

5.3.2 A influência da fissuração do concreto no coeficiente de reação do solo (N_H).....	135
5.3.3 Análise comparativa do coeficiente n_h	140
6 CONCLUSÕES	143
6.1 PROVAS DE CARGA E ANÁLISE DA SUCCÃO MATRICIAL DO SOLO.....	143
6.2 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DO DMT	144
6.3 A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ NAS ESTACAS ENSAIADAS	146
6.4 COMPARATIVO ENTRE OS PARÂMETROS OBTIDOS E A LITERATURA.....	147
6.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	148
REFERÊNCIAS	150
APÊNDICE	156
APÊNDICE A	157
APÊNDICE B.....	159
APÊNDICE C.....	161
APÊNDICE D	162
APÊNDICE E.....	163
APÊNDICE F	164
APÊNDICE G	165
APÊNDICE H	166
APÊNDICE I.....	167

1 INTRODUÇÃO

1.1 ÂMBITO E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Há alguns anos, os grandes centros urbanos têm passado por profundas mudanças no campo da engenharia civil advindas do crescimento populacional desenfreado e da evolução de técnicas construtivas. Tais mudanças residem basicamente em um melhor aproveitamento de espaço urbano, explorando-o de modo mais eficiente e racionalmente. As obras de escavação a céu aberto com o intuito de se construir subsolos com vários pés-direito estão cada vez mais comuns no meio urbano, tornando necessária diversas análises complementares dos esforços para a correta escolha do tipo de elemento estrutural de fundação a ser utilizado.

Em obras de engenharia, a utilização de estacas como elemento estrutural de fundações tornou-se um dos meios mais tradicionais para distribuir os esforços gerados pelas estruturas de tais obras para o solo. No entanto, além de resistir aos esforços verticais, as estacas também podem resistir aos horizontais, como é o caso de pontes de grandes vãos, de estruturas “*off-shore*” submetidas à ação do vento, ondas marítimas e até de impactos de navios, de fundações de estruturas altas como chaminés e torres de alta tensão onde a ação do vento pode ser elevadíssima e, ainda, esforços oriundos de zonas de elevado risco sísmico (SOUSA, 2006).

Para pequenas solicitações horizontais, normalmente, se utilizam estacas inclinadas, no entanto, segundo Berezantzev (1961 apud CINTRA, 1981), se o ângulo entre a resultante das forças e o eixo vertical for superior a cinco graus, a solução acaba sendo inviável, principalmente devido a problemas executivos.

Na região de Londrina, Estado do Paraná, as estacas do tipo Strauss são muito utilizadas em obras de edificações como parte da fundação e como contenções de escavações de subsolos, por meio de paredes justapostas, cujas estacas são espaçadas em 0,5 m, em função de o solo local apresentar coesão significativa. No entanto, os projetos dessas fundações e contenções normalmente são realizados, utilizando métodos de dimensionamento que não levam em consideração a fissuração do concreto do fuste da estaca e as propriedades

do solo tropical laterítico, típico da região, levando à não otimização técnica e econômica desses projetos.

É sabido que os solos tropicais possuem propriedades e comportamentos mecânicos bastante distintos, além de, na grande maioria das vezes, se encontrarem no estado não saturado, como os solos lateríticos.

Com o objetivo inicial de auxiliar na otimização desses projetos, pretendeu-se neste trabalho, analisar o comportamento da interação solo-estrutura de nove estacas Strauss, com 12 m comprimento e 32 cm de diâmetro, submetidas a carregamento horizontal aos pares, através de provas de carga realizadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “*Saburo Morimoto*” (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina.

O CEEG possui um subsolo bastante característico da região, identificado como solo residual de basalto, mediante coleta e análise de amostras deformadas, obtidas de catorze furos de sondagens SPT (*Standard Penetration Test*), segundo a NBR 6484/2001 (ABNT, 2001), e de amostras indeformadas, obtidas de dois poços de inspeção, distribuídos nesta área (MIGUEL *et al.*, 2002).

A camada de solo encontrada até a profundidade de 12 m constitui-se de uma argila siltosa, porosa, de consistência variando de muito mole a média, de origem e de comportamento laterítica e colapsível. Os principais minerais que compõem esta camada são a caulinita e os óxidos de ferro, proporcionando a esta argila uma estrutura microagregada, típica dos solos tropicais (TEIXEIRA *et al.*, 2003). As camadas de solos adjacentes, apesar de possuírem a mesma textura argilo-siltosa, apresentam, de modo mais expressivo, à medida que se avança em profundidade, feições e estruturas da rocha mãe, o basalto, caracterizando-se como saprolíticas.

As provas de carga foram realizadas com o solo não-saturado e também sob pré-inundação a fim de avaliar a influência da colapsibilidade da camada de solo superficial do perfil. Em todos os ensaios, a sucção matricial do solo foi determinada por meio de tensiômetros instalados no solo ao redor das estacas ensaiadas e o teor de umidade do solo, por meio da coleta de amostras deformadas.

A fim de avaliar a influência da sucção matricial do solo na capacidade de carga das estacas, foram conduzidas, em quatro das nove estacas Strauss utilizadas no presente trabalho, provas de carga horizontal com o umedecimento controlado do solo ao redor das mesmas e também próximo aos tensiômetros, simulando assim um vazamento ou chuva constante, por um tempo arbitrado de 1 hora.

O procedimento de se analisar a influência da sucção matricial do solo no comportamento de fundações é algo recente no meio geotécnico, porém de extrema importância, pois a capacidade de carga e os deslocamentos são dependentes, em parte, dessa sucção.

Os métodos desenvolvidos por Gabr e Borden (1988) e Robertson *et al.* (1989), baseados em resultados obtidos pelo ensaio de prospecção geotécnica DMT (Dilatômetro de Marchetti), também foram avaliados nesse trabalho no intuito de verificar se as *curvas p-y* obtidas pelos métodos (que expressam o comportamento da estaca para cada camada de solo arbitrada) são adequadas às curvas obtidas em campo, através das provas de carga realizadas.

A proposta desses métodos em se dividirem entre aqueles aplicados para solos coesivos (argilas saturadas) e para solos não coesivos (areias puras), por exemplo, não faz muito sentido quando se trata de solos tropicais lateríticos argilosos, pois além de se encontrarem, geralmente, não saturados, a coesão verdadeira desses solos, pode estar associada, não somente às ligações químicas entre as intrapartículas, mas também à presença de agentes cimentantes, que atuam como vínculos que unem as partículas. Em função da estrutura microagregada que possuem, devido à sucção matricial e/ou à cimentação, esses solos apresentam propriedades mecânicas de siltes e areias finas, situando-se entre os dois extremos da proposta de divisão dos métodos supracitados.

As estacas foram retro-analisadas, posteriormente, visando estimar a influência da rigidez flexional (EI), devido à fissuração do concreto, nos esforços e principalmente nos deslocamentos atuantes nas estacas ao longo da profundidade. Para tanto, foi utilizando um software numérico elaborado por Ricci (1995), que permite, através do método de Reese (1977), determinar os gráficos dos esforços das estacas considerando ou não a fissuração do concreto.

A rigidez flexional (EI) é o produto do módulo de elasticidade do concreto (E) pelo momento de inércia da seção transversal da estaca (I), sendo que uma redução dessa propriedade, devido à fissurações ocasionadas por esforços horizontais e/ou momentos fletores no topo, pode vir aumentar os deslocamentos horizontais. Em estacas metálicas, muito utilizadas em obras *off-shore*, esse problema já não é motivo de preocupação, visto que a rigidez flexional da estaca é considerada constante ao longo da profundidade.

A necessidade de se analisar estacas de concreto armado quanto à variação de sua rigidez (EI) se tornou importante, pois, com o desenvolvimento do concreto armado

como material de construção e de suas técnicas de emprego, a adoção destes tipos de estacas em obras de contenção e em estruturas *off-shore* se tornou corrente.

Analisou-se também a influência da variação da rigidez das estacas no valor do coeficiente de reação do solo (n_h), utilizado no dimensionamento de estacas submetidas a carregamento horizontal e embutidas em solos não-coesivos. Nesse trabalho o valor de n_h foi obtido utilizando-se os métodos de Matlock e Reese (1961) e de Alizadeh e Davisson (1970), por meio de retro-análise das provas de carga horizontal.

Enfim, esta pesquisa vem propor uma contribuição para projetos de fundações e contenções em solos da região de Londrina/PR, tipicamente argilosos e lateríticos, por meio da compreensão do comportamento de estacas Strauss submetidas à provas de carga horizontal, levando em consideração a variação da sucção matricial nos valores de capacidade de carga. A partir da retro-análise dos resultados, analisou-se a influência da variação da rigidez flexional (EI), devido à fissuração do concreto nos deslocamentos horizontais, nas rotações, nos esforços cortantes, no momento fletor e nos valores de reação horizontal de solo, além da aplicabilidade dos métodos de Gabr e Borden (1988) e Robertson *et al.* (1989) para o solo da região, através de comparações realizadas entre as curvas *carga x deslocamento horizontal* obtidas pelos métodos e em campo.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

Este trabalho tem como objetivo principal analisar o comportamento geotécnico de fundações por estacas Strauss (de comprimento 12m e diâmetro 32 cm), embutidas em solo argiloso laterítico e colapsível, quando solicitadas ao carregamento horizontal, por meio de provas de carga estática executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Saburo Morimoto” (CEEG).

Como objetivos específicos, podem ser citados:

- Analisar a influência da colapsibilidade do solo nas capacidades de carga horizontal das fundações sob controle da sucção matricial, por meio da execução das provas de carga com o solo no estado de umidade não-saturado e de inundação prévia.

- Avaliar a aplicabilidade de métodos, existentes na literatura técnico-científica, de estimativa da capacidade de carga horizontal de estacas utilizando parâmetros geotécnicos do ensaio DMT (Dilatômetro de Marchetti), para o caso das fundações analisadas em solo laterítico, mediante análise comparativa com os resultados obtidos nas provas de carga.
- Verificar a influência da variação da rigidez flexional (EI) nos esforços atuantes nas estacas, assim como, no valor do coeficiente de reação do solo (n_h) obtido através de retro-análises das provas de carga realizadas;
- Realizar uma análise comparativa entre os resultados obtidos neste trabalho e em outros similares da literatura científica que foram desenvolvidos em regiões caracterizadas por solos lateríticos.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em seis capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentado o âmbito do trabalho, sua justificativa e seus objetivos.

No capítulo 2, são apresentados, detalhadamente, os métodos mais utilizados de análise de estacas isoladas, solicitadas por carregamento horizontal. Inicialmente, é feita uma abordagem sobre a análise de estacas na carga de ruptura (Estado Limite Último), apresentando os meios de ruptura, e, a seguir, são apresentados os métodos baseados na análise de deformações (Estado Limite de Serviço), nos quais o deslocamento é fator dominante para o dimensionamento de tais estacas. São apresentadas também a concepção do ensaio DMT e as diversas correlações existentes para determinar os principais parâmetros geotécnicos do solo, além dos métodos para a confecção de *curvas p-y*, a partir de dados coletados pelo referido ensaio.

O capítulo 3 destina-se à descrição do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UEL e à definição de suas características principais. São apresentados os resultados da caracterização geotécnica e os parâmetros do solo mais relevantes para o assunto em análise.

No capítulo 4, são descritas a execução das estacas, a preparação e a condução das provas de carga horizontais, assim como o sistema de aplicação da carga, as grandezas medidas e os equipamentos de medição utilizados.

Já o capítulo 5 é subdividido em três capítulos: **a)** no primeiro, são apresentados e analisados os resultados das provas de carga conduzidas, considerando os valores de teor de umidade e de sucção matricial determinados durante a execução das provas de carga; **b)** no segundo, são realizadas análises da aplicabilidade dos principais métodos existentes para confecção de curvas *carga x deslocamento horizontal* a partir de dados oriundos do ensaio DMT, para o caso das estacas ensaiadas e, finalmente; **c)** é verificada a influência da fissuração do concreto no comportamento das estacas submetidas à provas de carga, além de determinar os valores do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h), obtidos através de retro-análise das provas de carga, e sua variação devido à fissuração do concreto.

Por fim, no capítulo 6, são apresentados os aspectos fundamentais referidos nesta dissertação, como também as principais conclusões deste trabalho. São indicados ainda alguns temas que poderão ser aprofundados em estudos posteriores.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O correto dimensionamento de uma fundação deve quantificar não só a sua capacidade de carga, mas também limitar os deslocamentos, que, mesmo para pequenas cargas, podem ser significativos para uma determinada situação de obra. A análise de uma estrutura de fundação solicitada por esforços horizontais é realizada em dois níveis, semelhante ao que se faz para o restante das estruturas, que são: *estado limite último de resistência* (ELU) e *estado limite de utilização ou de serviço* (ELS). Os estados limites são estados nos quais a estrutura deixa de satisfazer as exigências de segurança estipuladas em projeto.

Os *estados limites últimos* envolvem a perda de equilíbrio estático ou a ruptura de uma secção crítica da estrutura (no caso das fundações pode estar associado à plastificação generalizada ou deformações excessivas). Já os *estados limites de serviço* correspondem a estados nos quais as condições de utilização deixam de ser satisfeitas, referindo-se ao desempenho das estruturas em serviço, ao conforto das pessoas que interagem com elas e à aparência da construção.

Como apresentados em Sousa (2006), os estados limites abaixo devem ser considerados no dimensionamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal, dos quais os três primeiros configuram estados limites últimos e o quarto se refere a um estado limite de serviço.

- Perda de estabilidade global;
- Ruptura do solo ao redor da estaca devido à carga horizontal aplicada à mesma;
- Ruptura estrutural das estacas por esforços excessivos de flexão/cisalhamento;
- Deslocamentos ou rotações excessivas da cabeça da estaca de modo a comprometer a funcionalidade da estrutura.

Normalmente, o dimensionamento de estacas é realizado em duas etapas. Primeiramente é determinada a carga de ruptura da fundação, levando-se em consideração a capacidade de carga da estaca e do solo ao redor da mesma. Em uma segunda etapa, é verificado se os deslocamentos associados à carga admissível são iguais ou inferiores ao deslocamento máximo admissível.

Serão apresentadas a seguir as principais características dos modelos e métodos existentes para a análise de estacas isoladas sujeitas a carregamento horizontal. Os métodos baseados na análise de ruptura serão apenas descritos resumidamente, pois normalmente, o dimensionamento é realizado pela análise e limitação de deslocamentos e esforços nas estacas.

2.2 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA DE ESTACAS

Segundo Sousa (2006), a estimativa da capacidade de carga última de estacas solicitadas por esforços horizontais é normalmente efetuada admitindo para o solo um comportamento rígido-plástico e utilizando modelos de equilíbrio limite. A capacidade de carga é geralmente determinada a partir das teorias de Rankine ou de Coulomb, considerando planas as superfícies onde atuam os empuxos de terra.

Ao se aplicar um carregamento horizontal na cabeça da estaca, o solo situado na face anterior da estaca, ou seja, no sentido do carregamento, sofre um acréscimo de tensão ao contrário do que ocorre na face posterior, cuja tensão diminui. Com este aumento de tensão na face anterior, há a formação de uma cunha de ruptura que tende a movimentar-se verticalmente o solo. Já o decréscimo de tensão que ocorre na face posterior da estaca, causa o aparecimento de uma fenda. Um detalhe destes fenômenos é apresentado na Figura 2.1.

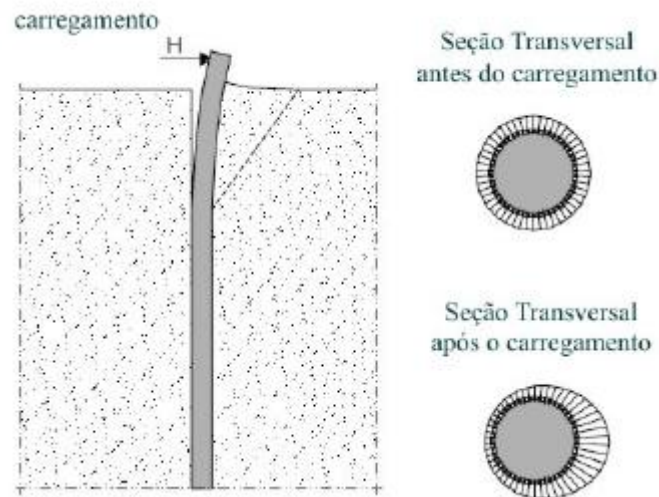


Figura 2.1 – Estaca submetida a esforços horizontais e seus efeitos

Fonte: (SOUSA, 2006)

Vale ressaltar também que à medida que o carregamento aumenta, este é transferido e resistido por camadas de solo mais profundas. E que devido a um maior confinamento do solo, a ruptura nestas camadas mais profundas se dá pelo escoamento do solo da face frontal da estaca, à sua face posterior (SOUSA, 2006).

Dentre os métodos mais importantes para a determinação da capacidade de carga última de estacas solicitadas por esforços horizontais, destacam-se: o método de Broms (1964a e 1964b), Reese *et al.* (1974), Fleming *et al.* (1992 apud SOUSA, 2006) e Zangh *et al.* (2005).

Broms (1964a e 1964b) considera a estaca como uma peça elástica ideal cujo comportamento do sistema solo-estaca é analisado no estado limite da capacidade última da estaca e do solo. O autor descreve meios de como ocorre a ruptura do sistema através do aparecimento da rótula plástica na estaca, que depende basicamente da rigidez e comprimento da mesma, e do comportamento tensão-deformação do solo.

São apresentados também pelo autor dois tipos básicos de ruptura, sendo o primeiro, quando a pressão exercida no solo excede a capacidade de carga do mesmo (*ruptura do solo*), e o segundo, quando o momento transmitido para a estaca é superior ao momento crítico resistido pela mesma (*ruptura da seção transversal da estaca*). O primeiro mecanismo é típico de estacas curtas ou rígidas e o segundo, de estacas longas ou flexíveis.

Para a classificação das estacas quanto ao comprimento, Broms (1964a e 1964b) adotou as classificações desenvolvidas por Matlock e Reese (1961), que envolvem o

comprimento da estaca (L), a rigidez relativa estaca-solo para solos coesivos (G) e para solos não-coesivos (T).

$$\frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{G} \leq 2 \rightarrow \text{Estacas Curtas}$$

$$2 < \frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{G} \leq 4 \rightarrow \text{Estacas Intermediárias}$$

$$4 < \frac{L}{T} \text{ ou } \frac{L}{G} \rightarrow \text{Estacas Longas}$$

Onde:

$$G = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}}, \text{ sendo } K \text{ o Módulo de Reação Horizontal do solo;}$$

$$T = \sqrt[4]{\frac{EI}{n_h}}, \text{ sendo } n_h \text{ o Coeficiente de Reação Horizontal do Solo;}$$

Na Figura 2.2, são apresentadas diversas formas de ruptura de estacas de acordo com Broms (1964a e 1964b), considerando as condições de contorno e do comprimento das mesmas, sendo **a)** para estacas longas de topo livre; **b)** estacas curtas de topo livre; **c)** estacas longas com topo engastado; **d)** estacas intermediárias com topo engastado; e **e)** estacas curtas com topo engastado.

Nota-se que nos casos **(a)** e **(c)** ocorre a ruptura da estaca, na seção de momento máximo, devido à plastificação do material que a compõe, já nos casos **(b)** e **(d)** ocorre a rotação da estaca em relação a alguma seção transversal, em profundidade, com ruptura apenas do solo. No caso **(e)**, ocorre apenas a translação da estaca. Vale ressaltar que, quando a estaca encontra-se engastada, ocorre também, na ruptura, a plastificação do material que compõe a seção transversal do fundo do bloco.

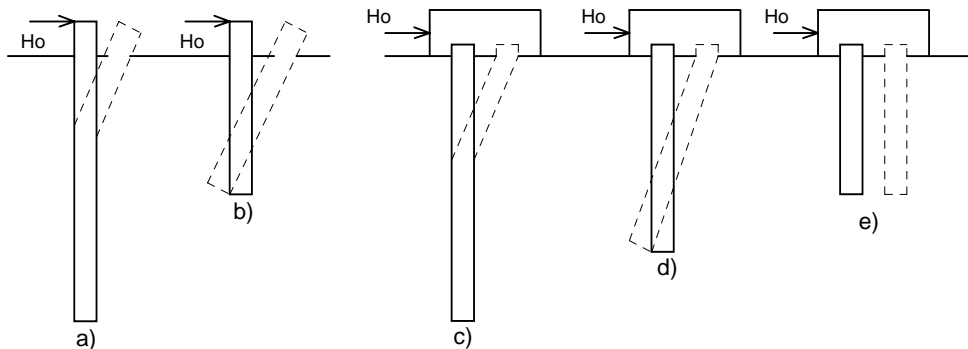


Figura 2.2 – Forma de ruptura de estacas

Fonte: (BROMS, 1964a e 1964b)

Em suma, ao contrário das estacas curtas que possuem um mecanismo de ruptura governado único e exclusivamente pela ruptura do solo ao seu redor, em estacas longas, a ruptura pode ocorrer de duas maneiras:

- Devido à força horizontal que causa a ruptura do solo acima da seção de momento fletor máximo (a resistência do solo ao redor da estaca é o principal fator a determinar a capacidade de carga horizontal, chegando à plastificação);
- Devido à força horizontal que produz um momento fletor tal que plastifica o material da estaca (a capacidade de carga horizontal da estaca é regida pela rigidez da estaca).

Para solos coesivos (argilas), Broms (1964a) sugere uma distribuição simplificada da reação horizontal do solo da qual esta é nula até uma profundidade equivalente a uma vez e meia o diâmetro da estaca, considerando com isso a separação que ocorre entre a estaca e o solo ao seu entorno, quando é submetida a carregamento horizontal. A partir desta profundidade, considera-se a reação horizontal do solo constante e igual à expressão (1).

$$R_u = K_c \times S_u \times D \quad (1)$$

Onde:

R_u = Reação horizontal última do solo;

K_c = Fator de reação horizontal em terrenos coesivos;

S_u = Resistência não-drenada do solo;

D = Diâmetro da estaca;

O fator de reação horizontal (K_c) determinado em função da coesão (c), resistência não-drenada (S_u) e de um coeficiente de aderência (obtido através da relação entre as dimensões da estaca no sentido paralelo e perpendicular ao carregamento), pode ser adotado como 9, segundo Broms (1964b). Já Randolph e Houlsby (1984), igualando o problema em estudo a um longo cilindro que se desloca horizontalmente em um meio infinito, sugerem a utilização do valor 10,5 para K_c , devido a um aumento no coeficiente que considera a aderência criada na interface estaca-solo.

Apesar de subestimar a reação horizontal do solo, o método de Broms considera nula a reação do solo no trecho compreendido entre a superfície do solo e a

profundidade de 1,5 vezes o diâmetro da estaca, caracterizando, mesmo que imprecisamente, o real comportamento do solo, assim como observado por Poulos e Davies (1980) e exposto por Ricci (1995).

Já para solos não-coesivos (arenosos), a reação horizontal última do solo é proporcional ao empuxo passivo de Rankine. Para estacas curtas, Broms (1964b) propõe a expressão (2), enquanto que, Fleming *et al.* (1992 apud SOUSA, 2006) recomendam as expressões (3) e (4), para determinar a reação do solo em estacas longas.

$$R_u = 3 \times K_p \times \sigma'_{v0} \times D \quad (2)$$

$$\text{Para } z \leq 1,5 \times D \quad R_u = K_p \times \sigma'_{v0} \times D \quad (3)$$

$$\text{Para } z \geq 1,5 \times D \quad R_u = K_p^2 \times \sigma'_{v0} \times D \quad (4)$$

Onde:

$K_p = (1 + \text{sen}\phi') / (1 - \text{sen}\phi')$ é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine;

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo do solo;

σ'_{v0} = Tensão efetiva vertical inicial ou a uma determinada profundidade z ;

z = Profundidade a partir da superfície do solo.

Segundo Broms (1964a), em solos arenosos, grande parte dos deslocamentos ocorre durante a transferência da carga da estaca ao solo, sendo que, depois de cessado o carregamento, o acréscimo de recalques é muito baixo. Isso ocorre principalmente devido ao rearranjo das partículas desses solos, o chamado “creep” (deformação ao longo do tempo), que confere aos solos arenosos uma reação superior nas condições de umidade não-saturado. Já sob carregamentos cíclicos, no entanto, há um acréscimo das deformações devido à “fadiga” do solo.

Apesar de devidamente apresentada na teoria de Broms, a determinação dos deslocamentos através da análise de ruptura não é recomendada, devido ao fato dos resultados estimados serem muito superiores aos reais. Tem sido mais adequada a utilização dos métodos baseados na análise de deformações para a determinação dos deslocamentos.

Vale ressaltar que os métodos existentes para a análise de estacas solicitadas por carregamento horizontal no estado limite último não consideram a variação da rigidez flexional (EI), devido à fissuração do concreto, pois a análise é realizada no estado crítico.

2.3 MODELOS BASEADOS NA ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

A análise de deslocamentos e de rotações de estacas submetidas a carregamento horizontal tem recebido duas abordagens distintas com relação à simulação do solo de apoio da estrutura:

- Modelo Elástico
- Modelo do Coeficiente de Reação do Solo

A Teoria da Elasticidade, estudada por Poulos (1971), se encontra bem consolidada e é de fácil aplicação para determinar os deslocamentos, no entanto, nessa teoria, o solo é considerado elástico e seus parâmetros variam com o nível de solicitações, dificultando seu uso. No modelo elástico utilizado por Poulos (1971), a influência que camadas superiores de solo exercem sobre camadas inferiores é considerada como sendo a solução mais realística possível, teoricamente falando. No entanto, sua utilização é de difícil aplicação devido à necessidade da escolha adequada dos parâmetros do solo, dentre outras.

O Modelo do Coeficiente de Reação do Solo é baseado nas hipóteses propostas por Winkler, em 1987, utilizadas pioneiramente por Zimmermann em 1988. Winkler admitiu que a reação do solo atuante em um determinado ponto depende única e exclusivamente do deslocamento neste ponto. Este autor admitiu ainda a existência de proporcionalidade entre a reação do solo e o deslocamento sofrido pela estaca. Em suma, segundo Sousa (2006), o problema pode ser resolvido admitindo a existência de uma série de molas independentes de comportamento elástico linear, que simulam o comportamento do solo.

O modelo de Winkler, dada a sua analogia com o problema de uma viga sobre meio elástico, foi rapidamente adaptado ao problema de estacas solicitadas horizontalmente, e, ao longo de décadas de utilização, os métodos baseados neste modelo evoluíram devido à experiência acumulada e à evolução dos equipamentos de informática e de instrumentação, abordado adiante.

Devido ao fato da estaca atravessar, em grande parte das vezes, solos com características geológico-geotécnicas diferentes, englobando um problema tridimensional, o método do coeficiente de reação do solo se desenvolveu rapidamente, principalmente, por considerar a reação do solo proporcional ao deslocamento da estaca.

2.3.1 O Modelo da teoria de Reação do Solo

O conceito de reação do solo, aplicado pioneiramente no cálculo de dormentes de estradas de ferro por Zimmermann em 1888, segundo Cintra (1981), permite uma simplificação do problema admitindo como iguais, em todos os pontos, a relação entre a pressão exercida pelo elemento estrutural de fundação e o deslocamento sofrido devido a esta pressão.

Segundo Terzagui (1955 apud CINTRA, 1981), aproximadamente a partir de 1920, surgiram as primeiras aplicações da teoria de Winkler para a problemática de estacas carregadas horizontalmente, onde a expressão básica se encontra em (5):

$$k_h = \frac{q}{y} \rightarrow \frac{\text{pressão}}{\text{deslocamento}} \quad (\text{FL}^{-3}) \quad (5)$$

Onde k_h é denominado coeficiente de deslocamento horizontal do solo e é definido pela relação entre a pressão horizontal e o respectivo deslocamento. No entanto, posteriormente, definiu-se o Módulo de Reação Horizontal do solo, K , como a reação do solo, p (em unidades de força por comprimento da estaca) e o correspondente deslocamento y .

$$K = \frac{p}{y} \quad (\text{FL}^{-2}) \quad (6)$$

Isso ocorreu, pois, para o cálculo da reação horizontal última do solo é necessária a conversão da unidade pressão (FL^{-2}) em carga por unidade de comprimento (FL^{-1}), através da multiplicação da pressão pela largura da estaca (D), como mostra a Figura 2.3.

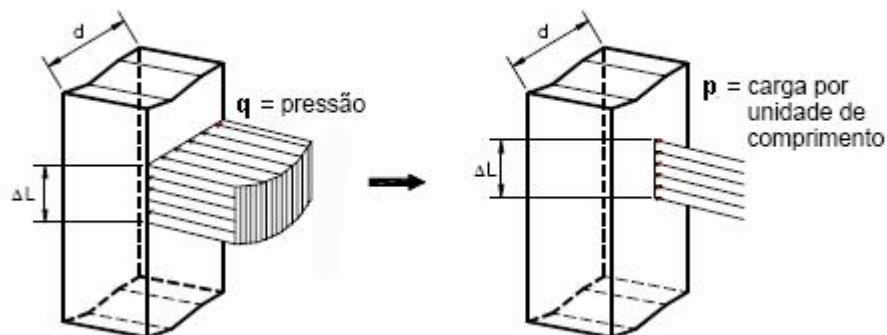


Figura 2.3 – Conversão de pressão em carga distribuída

Fonte: (DEL PINO JÚNIOR, 2003)

Assim, a relação existente entre as duas formas de tratar a reação do solo torna-se:

$$K = k_h \times D \quad (7)$$

Vale ressaltar, porém, que a utilização do módulo K tornou-se vantajoso devido a não depender da seção transversal da estaca.

A expressão (6) é válida para argilas pré-adensadas, onde o Módulo de Reação Horizontal é considerado constante com a profundidade, principalmente, devido ao módulo de elasticidade ser praticamente independente em toda a profundidade.

Já para argilas normalmente adensadas e areias puras, esta relação apresenta um comportamento crescente com a profundidade, isto é, a relação entre a reação do solo p , necessária para causar um deslocamento y , é diretamente proporcional à profundidade. A partir disso, adotou-se a utilização de um coeficiente que expressa a relação entre a profundidade e o Módulo de Reação Horizontal (K), resultando na expressão (8):

$$K = \frac{p}{y} = n_h \times z \quad (8)$$

Sendo n_h o coeficiente de reação horizontal do solo e expresso por unidades FL^{-3} .

Diversos autores estudaram o real comportamento do Módulo K ao longo da profundidade, principalmente através da expressão (9), desenvolvida por Palmer e Thompson (1948 apud CINTRA, 1981):

$$K = K_L \times \left(\frac{z}{L}\right)^n \quad (9)$$

Onde:

K_L = Valor de K na ponta da estaca ($z = L$);

n = Expoente positivo empírico.

Através da aplicação da expressão (9), Davisson e Gill (1963 apud CINTRA, 1981) discutiram o real comportamento do Módulo de Reação Horizontal em diversos tipos de solo e apresentaram na Figura 2.4, o provável comportamento das argilas pré-adensadas, assim como, na Figura 2.5, o comportamento das argilas normalmente adensadas, síltes e areias finas.

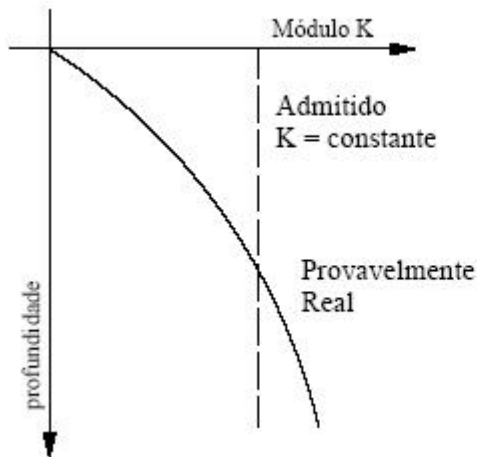


Figura 2.5 – Solos coesivos pré-adensados

Fonte: [Adaptado de Davisson e Gill (1963 apud CINTRA, 1981)]

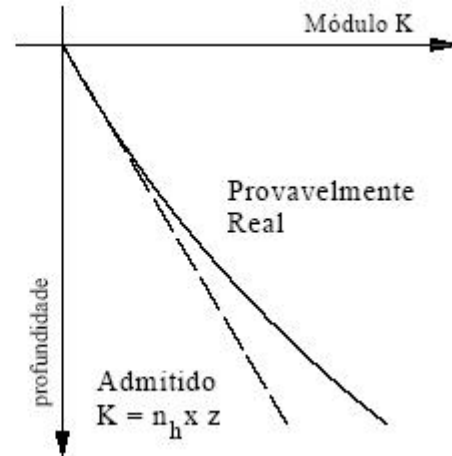


Figura 2.4 – Areais, siltes e argilas normalmente adensadas

Fonte: [Adaptado de Davisson e Gill (1963 apud CINTRA, 1981)]

No entanto, é consenso que estas complexas considerações quanto à variação do módulo ao longo da profundidade não são justificáveis, principalmente, devido aos erros de cálculo acumulados para a obtenção do módulo serem muito grandes, em contrapartida às pequenas correções impostas pela utilização destes novos métodos.

Segundo Cintra (1981), autores como Matlock e Reese (1961) e Terzaghi (1955) estão de pleno acordo com esta proposição, onde simples variações do módulo com a profundidade devem ser adotadas.

Outra consideração a ser realizada é a importância do módulo K próximo à superfície do terreno, para Davisson e Gill (1963 apud CINTRA, 1981), em solos argilosos, a camada de solo que vai até profundidades próximas de 0,2 a 0,4 vezes a largura da estaca exerce uma grande influência em estacas sob o carregamento horizontal. Já segundo Broms (1964a), em argilas, os deslocamentos estão intimamente ligados aos valores encontrados para K na superfície do terreno, sendo a profundidade crítica de 2,8 e 1,4 vezes a largura da estaca, para estacas engastadas e com topo livre, respectivamente.

Deve-se considerar, no entanto, que possíveis erros na estimativa do módulo K podem não possuir uma influência significativa nos esforços finais obtidos para a estaca, devido ao fato da expressão que domina a ordem de grandeza dos momentos serem apenas a raiz quarta de K .

O módulo K pode ser obtido através de provas de carga em estacas, em placas e, também, através de correlações empíricas de outros parâmetros do solo, segundo Cintra (1981).

2.3.1.1 Método de Matlock e Reese (1961)

O método consiste na introdução de *curvas p-y* (apresentado adiante), sendo que cada curva indica o comportamento do solo a uma dada profundidade. Através destas curvas se obtém a equação diferencial de uma estaca carregada horizontalmente, já muito conhecida no meio técnico, pela expressão (10):

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E_x}{EI} y = 0 \quad (10)$$

A partir da expressão (10), foi desenvolvido pelos autores um método analítico para o cálculo de estacas imersas em solos constituídos basicamente de argilas normalmente adensadas e areias, ou seja, quando ocorre a variação linear do módulo K com a profundidade.

Matlock e Resse (1961) desenvolveram, através de coeficientes adimensionais, um método simples de calcular os esforços ao longo da profundidade da estaca para o caso do Módulo de Reação Horizontal variar linearmente com a profundidade. O deslocamento é dado pela expressão (11).

$$y = A_y \times \frac{H_0 \times T^3}{EI} + B_y \times \frac{M_t \times T^2}{EI} \quad (11)$$

Sendo H_0 e M_t a carga e o momento aplicados no topo da estaca, respectivamente; EI a rigidez flexional da estaca; e T o fator rigidez relativa estaca-solo, dado pela expressão (12).

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (12)$$

Já os coeficientes adimensionais A_y e B_y podem ser encontrados nas Tabelas 2.1 e 2.2, relativos ao coeficiente adimensional de profundidade Z , expresso pela relação entre a profundidade (z) e o fator rigidez relativa estaca-solo (T). Nessas tabelas são

fornechos valores, respectivamente, para deslocamentos (y), rotações (S), momentos (M), cortantes (V) e reações do solo (p).

Tabela 2.1 – Coeficientes Adimensionais “A”

Z	A _Y	A _S	A _M	A _V	A _P
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,905	-0,586
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,385	-0,947
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046

Tabela 2.2 – Coeficientes Adimensionais “B”

Z	B _Y	B _S	B _M	B _V	B _P
0,0	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

*Tabelas retiradas de Matlock e Reese (1961)

As estimativas dos demais esforços atuantes podem ser encontradas pela aplicação das expressões (13), (14) e (15), referentes, respectivamente, às rotações, aos momentos e aos esforços cortantes relativos à estaca, como, também, pela expressão (16), para a determinação das reações do solo sobre a estaca.

$$S = A_s \times \frac{H_0 \times T^2}{EI} + B_s \times \frac{M_t \times T}{EI} \quad (13)$$

$$M = A_m \times H_0 \times T + B_m \times M_t \quad (14)$$

$$V = A_v \times H_0 + B_v \times \frac{M_t}{T} \quad (15)$$

$$p = A_p \times \frac{H_0}{T} + B_p \times \frac{M_t}{T^2} \quad (16)$$

No entanto, o deslocamento medido na superfície ($z = 0$) somente será válido quando a carga horizontal for aplicada junto à superfície do terreno. Cintra (1981), observando que esta condição nem sempre era atendida em provas de carga em estacas, readequou a expressão para quando a carga horizontal aplicada (H_0) se encontrava a uma

distância vertical (e), acima da superfície do terreno, com a leitura do deslocamento horizontal realizada neste mesmo ponto. A proposta foi criada, a partir do trabalho de Kocsis (1971), e apresentada na Figura 2.6, na qual o deslocamento final é fruto de três parcelas de deslocamentos, como indicado na expressão (17).

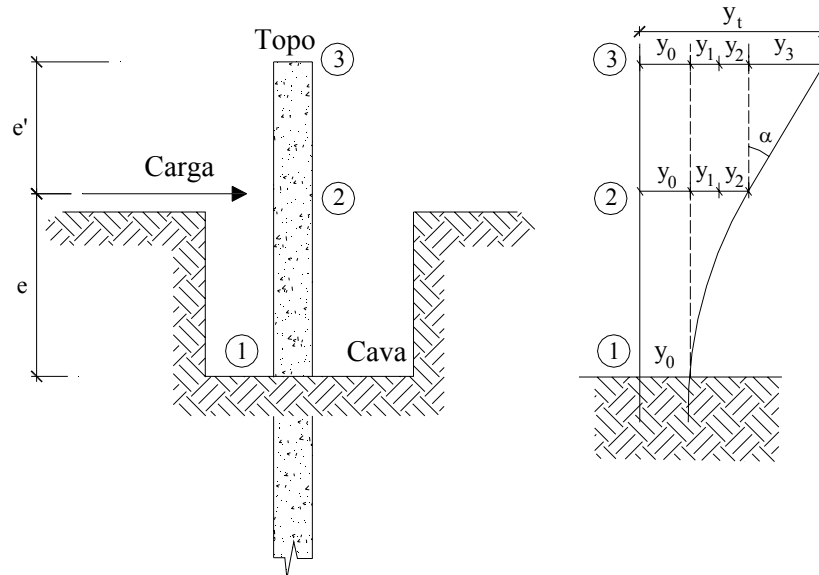


Figura 2.6 – Esquema de aplicação de carga

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 \quad (17)$$

E as parcelas y_1 e y_2 :

$$y_1 = -S_0 \times e \quad (18)$$

$$y_2 = \frac{H_0 \times e^3}{3 \times EI} \quad (19)$$

Onde S_0 é a rotação na superfície do terreno, dada pela expressão (13), adotando os coeficientes adimensionais de superfície ($z = 0$) de Matlock e Reese (1961).

Com isso, pode-se chegar à equação básica (20) para cálculo do deslocamento da estaca na superfície do terreno, devido à aplicação de uma carga horizontal concentrada e de um momento gerado a partir desta carga.

$$y_0 = 2,435 \times H_0 \times \frac{T^3}{EI} + 1,623 \times (H_0 \times e) \times \frac{T^2}{EI} \quad (20)$$

Posteriormente, adaptou-se a expressão (17) para o caso, no qual são realizadas leituras de deslocamento a uma distância vertical e' acima do ponto de aplicação de carga, resultando em mais uma parcela (21) na decomposição do valor de y_t .

$$y_3 = \tan \alpha \times e' = \frac{H_0 \times e^2 \times e'}{EI} \quad (21)$$

Com isso, após determinar um valor aleatório de T , acha-se o valor de y_0 através da expressão (20) e este é comparado ao valor de deslocamento y_0 obtido em campo, através da subtração das parcelas y_1 , y_2 e y_3 de y_t , até que a diferença existente entre os deslocamentos seja menor que 10%. Após isso, se procede com o cálculo do coeficiente de reação do solo (n_h) através da expressão (22).

$$n_h = \frac{4,42 \times H^{5/3}}{y_0^{5/3} \times EI^{2/3}} \quad (22)$$

2.3.2 Desenvolvimentos do Modelo da Teoria de Reação do Solo

Em consequência de o solo ser um meio contínuo, ou seja, os deslocamentos num ponto são influenciados pelas tensões ou forças, eventualmente aplicadas em outros pontos da massa de solo, vários autores têm introduzido modificações ao modelo da teoria da reação do solo no intuito de aproximar o modelo o mais possível à realidade.

Varatojo (1995 apud SOUSA, 2006) cita algumas razões pela qual o solo não é adequadamente representado através de modelos elásticos lineares: **a)** o comportamento tensão-deformação é não-linear e os deslocamentos normalmente se mantêm inalterados com o descarregamento e; **b)** existem fenômenos de fluência e/ou consolidação associados às deformações, dentre outros.

No intuito de considerar em parte o efeito de tais fenômenos, torna-se necessária a adoção de molas com comportamento não-linear, com deformações constantes com o nível de tensão, ou seja, as *curvas p-y*. Segundo Sousa (2006), através das *curvas p-y*, o comportamento da estaca então pode ser considerado como um problema de interação solo-estrutura, no qual duas condições principais devem ser verificadas: **a)** as equações de equilíbrio e; **b)** a compatibilidade entre o deslocamento e a reação do solo.

Os métodos baseados nas *curvas p-y* apresentam vantagens sobre os métodos fundamentados na teoria do coeficiente de reação do solo, pois considera a resistência do solo como função não-linear da rigidez da estaca.

Na Figura 2.7, pode-se verificar, basicamente, que uma *curva p-y* é composta por três diferentes regiões: **a)** a primeira região, compreendida da origem até o ponto A, predominam pequenas deformações e o comportamento do solo é elástico-linear; **b)** a segunda região, compreendida entre o ponto A e B, predominância de deformações intermediárias, com crescimento decrescente da reação do solo com o deslocamento da estaca; e **c)** a terceira região, após o ponto B, onde ocorrem grandes deformações e o comportamento do solo é plástico.

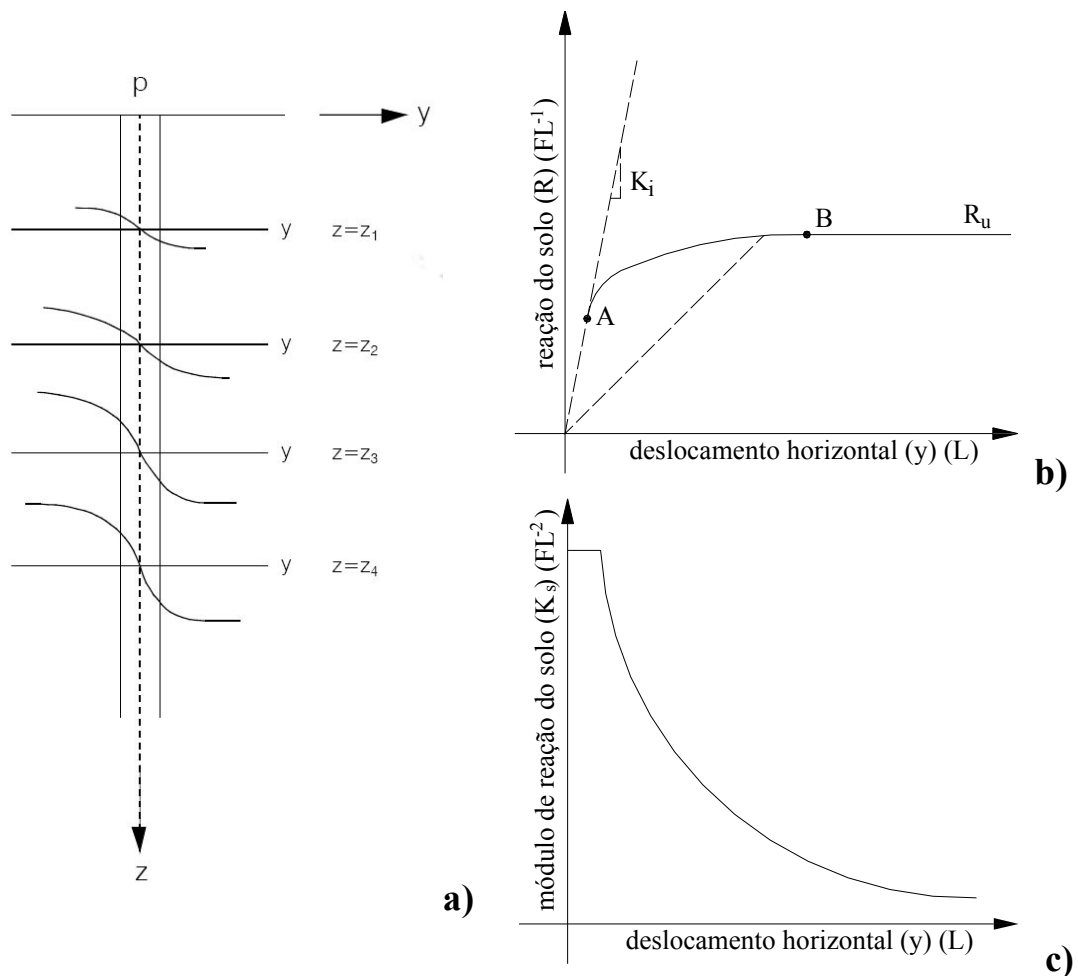


Figura 2.7 – *Curvas p-y*: a) curvas em profundidade; b) comportamento típico de *curvas p-y*; e c) variação do módulo de reação secante do solo e o deslocamento da estaca.

Fonte: (SOUSA, 2006)

Na primeira região, a relação *p-y* pode ser representada através do módulo de reação tangente ou inicial do solo (K_i). Porém, quando se pretende analisar o comportamento de estágios avançados de deformação (provas de carga) e levar em

consideração a não-linearidade da relação $p-y$, deverá ser considerada a adoção do módulo secante do solo (K_s), definido pela inclinação da secante desde a origem até qualquer ponto ao longo da *curva* $p-y$ (Sousa, 2006).

2.3.3 Método de Reese *et al.* (1974)

Estes autores apresentam um método para a obtenção de *curvas* $p-y$ através de ensaios realizados em estacas instrumentadas embutidas em areia, no entanto, é importante ressaltar que diversas considerações empíricas foram realizadas na elaboração do método proposto. Os resultados encontrados foram satisfatórios, sendo frisado pelos autores que, na formulação utilizada não foram consideradas cargas verticais e suas influências nos deslocamentos da estaca.

A classificação dos tipos de estacas é a mesma utilizada por Broms (1964a e 1964b) e apresentada na seção 2.2, proposta por Matlock e Reese (1961). Para os métodos de cálculo que não consideram estacas intermediárias, estas poderiam ser calculadas considerando-as curtas, até L/G ou $L/T \leq 3$, e longas, para L/G ou $L/T > 3$.

Os autores apresentam duas formas distintas de se analisar estacas solicitadas a carregamento horizontal: **a)** para pequenas profundidades, por meio da análise do equilíbrio da cunha que tende a ser expulsa pela face posterior da estaca, e; **b)** para grandes profundidades, pela região onde o solo tende a escoar ao longo da estaca e os efeitos de superfície não mais influenciam o comportamento do sistema.

No primeiro modelo (Figura 2.8), a força horizontal total da estaca (F_{pt}) é obtida pela diferença entre a força passiva (F_p) e a força ativa (F_a), determinadas pela geometria da cunha, através da teoria de Mohr-Coulomb, e pelo coeficiente de empuxo de Rankine, respectivamente. A reação horizontal última do solo por unidade de comprimento da estaca (FL^{-1}) é determinada pela diferenciação da expressão que determina a força F_{pt} .

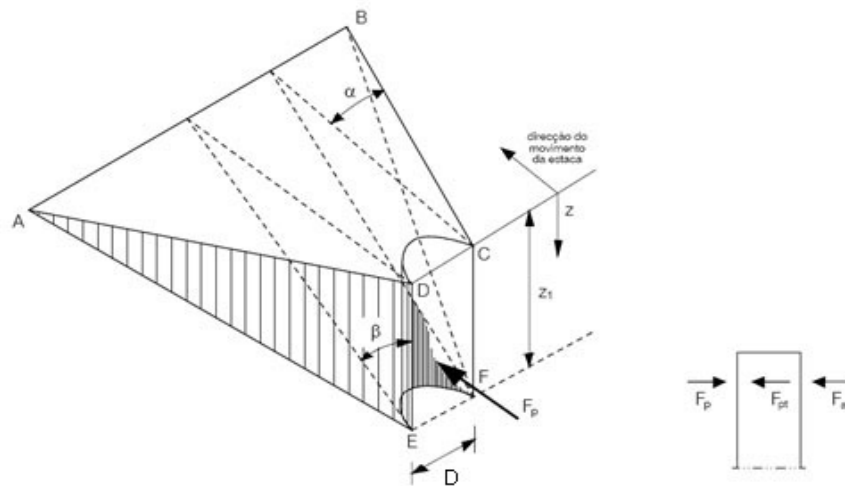


Figura 2.8 – Modelo do comportamento de solos não-coesivos para pequenas profundidades

Fonte: (REESE *et al.*, 1974)

Já o segundo modelo, válido para maiores profundidades, assume que o movimento de uma estaca cilíndrica causa a ruptura por cisalhamento dos blocos de solo 1, 2, 4 e 5, adjacentes a estaca, além de causar o escorregamento do bloco 3. A reação horizontal última do solo (R_u) é determinada admitindo-se os estados de tensão apresentados na Figura 2.9.

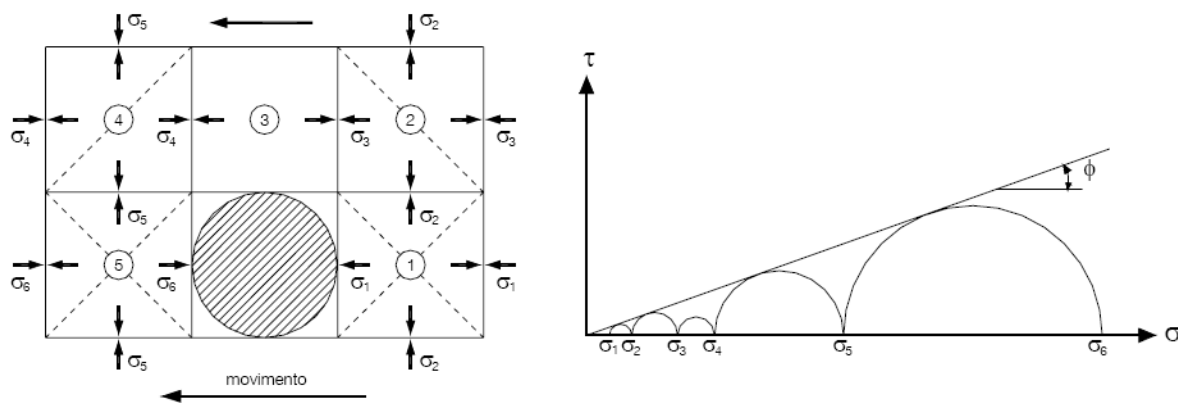


Figura 2.9 – Modelo do comportamento de solos não-coesivos para pequenas profundidades

Fonte: (REESE *et al.*, 1974)

Para a determinação da reação horizontal última do solo é adotado o menor valor entre as expressões (23) e (24), para cada profundidade.

$$R_u = z \cdot \gamma' \cdot (C_1 \cdot z + C_2 \cdot D) \quad (23)$$

$$R_u = K_a \cdot D \cdot \gamma' \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \gamma' \cdot z \cdot \tan \phi' \cdot \tan^4 \beta \quad (24)$$

Os coeficientes C_1 e C_2 são dados pelas expressões (25) e (26).

$$C_1 = \frac{K_0 \cdot \tan \phi' \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi') \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan^2 \beta \cdot \tan \alpha}{\tan(\beta - \phi')} + K_0 \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi' \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \quad (25)$$

$$C_2 = \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} - K_a \quad (26)$$

Onde:

D é o diâmetro da estaca e z a profundidade;

γ' a massa específica do solo estudado;

ϕ' o ângulo de atrito efetivo da areia;

$\beta = 45 + \phi'/2$;

α um ângulo que relaciona o índice de vazios da areia, variando de $\phi'/2$ a $\phi'/3$;

K_0 o coeficiente de empuxo em repouso, que pode variar de 0,4 para uma areia fina até 0,5 para uma areia compacta;

K_a o coeficiente de empuxo ativo de Rankine sendo dado por $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$.

Segundo Reese *et al.* (1974), a construção da *curva p-y*, válida para carregamentos estáticos e cíclicos, possui o formato apresentado na Figura 2.10 e seu desenvolvimento se inicia através da determinação de alguns parâmetros do solo em estudo, como o ângulo de atrito efetivo (ϕ'), peso específico do solo (γ') e o coeficiente de reação horizontal do solo.

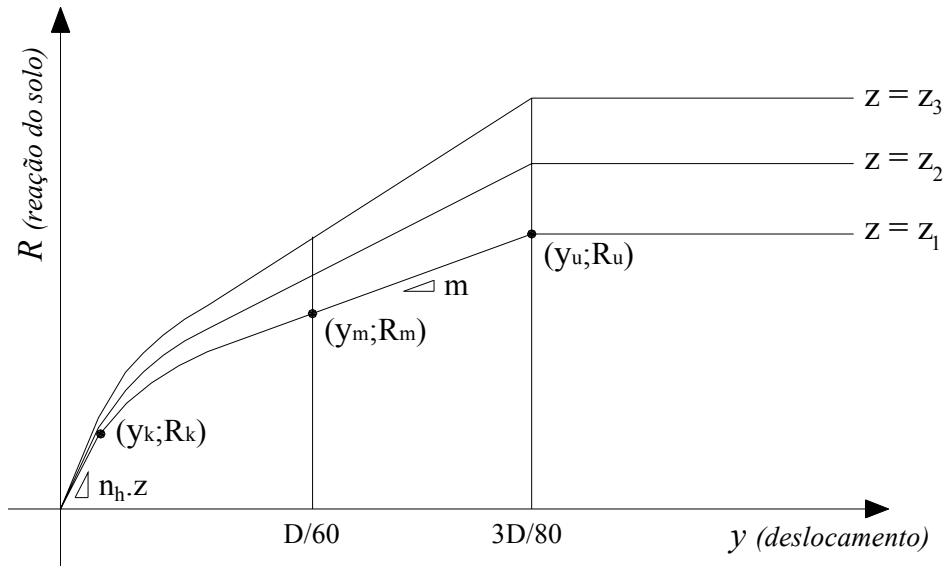


Figura 2.10 – Curvas p - y para solos não-coesivos

Fonte: (Adaptado de REESE *et al.*, 1974)

O trecho inicial da *curva p-y* é linear e determinado pela expressão (27), utilizando para tanto o coeficiente de reação horizontal do solo local. Caso este seja desconhecido, os autores do método recomendam a utilização dos coeficientes apresentados na Tabela 2.3.

$$R = (n_h \times z) \times y \quad (27)$$

Tabela 2.3 – Valores de n_h (MN/m³) em função da compacidade relativa do solo

Compacidade relativa	Fina	Média	Grossa
Areia saturada	5,4	16,3	33,9
Areia não-saturada	6,8	24,4	61,0

Fonte: (REESE *et al.*, 1974)

Para se determinar os deslocamentos nos pontos “m” e “u”, utilizam-se as expressões $D/60$ e $3D/80$, apresentadas na Figura 2.10. Já as reações horizontais R_m e R_u são determinadas a partir das expressões (28) e (29).

$$R_u = R_u \times A \quad (28)$$

$$R_m = R_u \times B \quad (29)$$

Onde R_u é a reação horizontal última do solo, expressa em unidades FL^{-1} e obtida pelo menor valor entre as expressões (23) e (24).

Os coeficientes empíricos A e B em função da profundidade e do tipo de carregamento (estático ou cíclico) podem ser obtidos da Figura 2.11. Tais coeficientes adimensionais têm função de ajuste e sua utilização é justificada, devido às disparidades observadas entre resultados experimentais e teóricos, como frisado pelos autores.

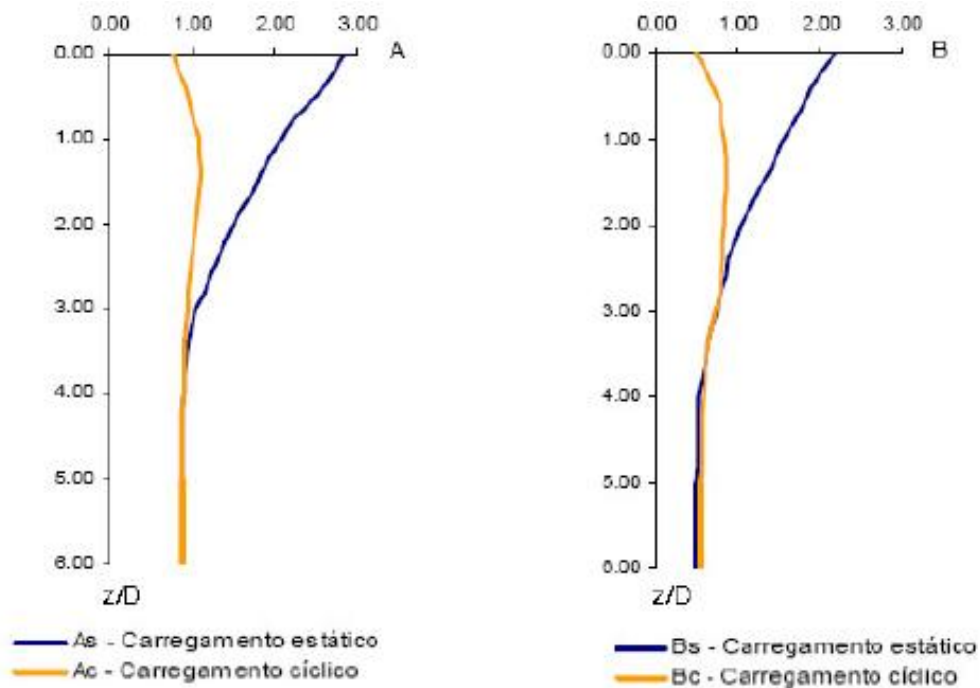


Figura 2.11 – Coeficientes empíricos A e B ao longo da profundidade

Fonte: (SOUSA, 2006)

Para o desenvolvimento da parábola entre os pontos \underline{k} e \underline{m} , utiliza-se a expressão (30).

$$R = C \times y^{\frac{1}{n}} \quad (30)$$

Onde:

$$n = \frac{R_m}{m \times y_m}$$

$$C = \frac{R_m}{(y_m)^{1/n}}$$

$$m = \frac{R_u - R_m}{y_u - y_m}$$

Já para o trecho linear entre os pontos m e u , utiliza-se a expressão (31).

$$R = R_m + m \times (y - y_m) \quad (31)$$

Murchison e O'Neill (1984) simplificaram a proposta de Reese *et al.* (1974), desenvolvendo uma expressão (32) capaz de construir tais *curvas p-y*.

$$R = (n \times A \times R_u) \times \tanh \left[\left(\frac{n_{h0} \times z}{n \times A \times R_u} \right) \times y \right] \quad (32)$$

Tal expressão foi adotada por Gabr e Borden (1988) no desenvolvimento de *curvas p-y* a partir de dados coletados do ensaio DMT e será visto com mais detalhes no subitem 2.5.1.

É importante ressaltar que, através de experimentos realizados por Matlock & Hudson em 1970, Reese *et al.* (1974) concluíram que o comportamento do solo em uma dada profundidade é proporcional, principalmente, aos deslocamentos sofridos pela estaca neste ponto, não sendo influenciado, portanto, pela reação do solo exercida sobre a estaca, tanto acima quanto abaixo deste mesmo ponto.

2.3.4 Método de Reese (1977)

O método de Reese (1977) é semelhante ao método de Gleser (1953 apud RICCI, 1995), no entanto permite considerar a variação da rigidez flexional (EI), em estacas de concreto armado, em cada seção analisada. Por se tratar de uma aplicação do Método das Diferenças Finitas, este não será apresentado, visto que, apenas foi objeto de estudo a análise do comportamento de estacas. São encontrados maiores detalhes sobre esse método em Reese (1977), Ricci (1995) e Sousa (2006).

O método é válido para estacas longas carregadas no topo por força horizontal e momento fletor. A estaca é considerada imersa em solos com qualquer tipo de variação do Módulo de Reação Horizontal (K) com a profundidade, permitindo, assim, a simulação de camadas de solos mais moles ou de maior reação. Outro benefício é a

consideração da não-linearidade do solo e, principalmente, a variação da rigidez flexional da estaca, diferenciando-se do método de Gleser (1953 apud RICCI, 1995), pelo fato de não haver imposições quanto às condições de contorno no topo da estaca.

Ricci (1995), diante disto, desenvolveu um programa baseado no método de Reese (1977), pois, segundo o autor, é o método mais versátil de todos os baseados no Modelo de Winkler com resolução pelo Método das Diferenças Finitas. O programa, além de considerar qualquer variação do módulo K com a profundidade, como dito anteriormente, possibilita a consideração comportamento não-linear do solo, inclusive elasto-plástico, e também a variação da rigidez flexional de estacas, devido à fissuração do concreto.

2.3.4.1 Variação de EI pelo Método de Branson

A variação da rigidez flexional é calculada pelo método de Branson, segundo Nawy (1986 apud RICCI, 1995). O emprego de estacas de concreto para resistir aos esforços horizontais induz o aparecimento de um momento fletor, causado pelas forças horizontais de empuxo de terra. Este momento pode ser grande o suficiente a ponto de iniciar a fissuração do concreto (M_{cr}), devido, principalmente, as tensões atuantes no material serem maiores do que sua reação à tração.

A partir desta premissa, têm-se as expressões (33) e (34) para o cálculo da Inércia efetiva (I_{ef}) após a fissuração do concreto:

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_{gt} \times \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \times I_{cr} \leq I_{gt} \quad (33)$$

$$I_{ef} = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times (I_{gt} - I_{cr}) \leq I_{gt} \quad (34)$$

Onde:

M_a = Momento Fletor atuante na seção;

M_{cr} = Momento Fletor crítico da seção analisada (que dá início à fissuração);

I_{gt} = Momento de Inércia da seção da estaca, considerando-se o aço;

I_{cr} = Momento de Inércia crítico (da área fissurada)

No entanto o método foi desenvolvido para estacas com seções horizontais retangulares. Objetivando adequar para o caso de estacas circulares, objeto de estudo deste e de outros trabalhos, Ricci (1995) adequou a formulação a seções circulares, com armadura longitudinal distribuída regularmente em sua periferia (Figura 2.12).

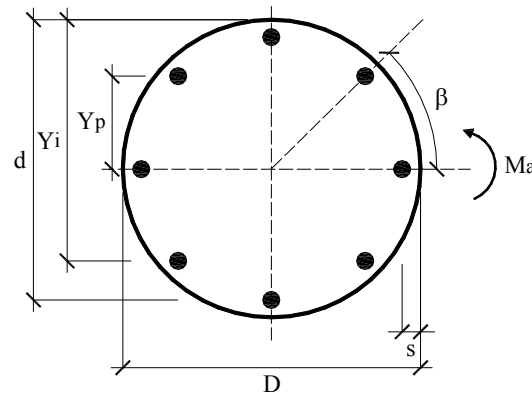


Figura 2.12 – Seção transversal circular com armadura
Fonte: (RICCI, 1995)

Onde:

D = diâmetro da estaca;

r = raio da seção transversal da estaca;

A_c = área da seção transversal da estaca;

n = numero de barras da armadura longitudinal;

s = cobrimento da armadura;

A_{si} = área da seção transversal de cada barra de armadura longitudinal;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

f_{tk} = resistência característica do concreto à tração:

$$\text{NBR 6118/1980 - item 5.2.1.2} \left\{ \begin{array}{l} f_{ck} \leq 18 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} \\ f_{ck} > 18 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} = 0,06 \times f_{ck} + 0,7 \end{array} \right.$$

E_c = módulo de deformação longitudinal do concreto:

$$\text{NBR 6118/1980 - item 4.2.3.1} \rightarrow E_c = 0,9 \times 6600 \times \sqrt{f_{ck} + 3,5} \text{ (MPa)}$$

E_s = módulo de deformação longitudinal do aço = 210000 MPa (NBR 6118/80);

y_p = posição de cada barra de aço em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico da seção, paralelo à linha neutra;

y_i = posição de cada barra de aço em relação a fibra mais comprimida:

$$y_i = \left(\frac{D}{2} - s\right) \times \text{sen}\beta_i, \text{ onde } \beta_i \text{ é dado por } \beta_i = \frac{360^\circ}{n} \times i$$

y_t = posição do centro geométrico da seção transversal da estaca, dado por $y_t = \frac{D}{2}$;

d = altura útil da seção de gravidade da seção não fissurada (considerando-se o aço);

O momento de inércia equivalente da seção (I_{gt}), considerando-se o aço, pode ser calculado através da expressão (35), como apresentado por Ricci (1995).

$$I_{gt} = \frac{\pi \times D^4}{64} + \frac{\pi \times D^3}{4} \times (\bar{y} - y_t)^2 + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right) \times \sum_1^n [A_{st} \times (\bar{y} - y_t)^2] \quad (35)$$

Onde:

\bar{y} = posição do centro de gravidade, dado pelo valor do raio (R) do fuste da estaca, caso a quantidade de barras de aço for par, caso o numero de barras que compõem a armadura da estaca for impar, o centro de gravidade (CG) deve ser calculado através da expressão (36).

$$\bar{y} = \frac{\frac{\pi \times D^3}{4} + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right) \times \sum_1^n [A_{st} \times d_i]}{\frac{\pi \times D^2}{4} + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right) \times \sum_1^n [A_{st}]} \quad (36)$$

Onde:

$$d_i = \frac{D}{2} + y_i$$

O Momento de Inércia crítico (da seção fissurada), pelo qual somente a armadura resiste à tração, é determinado pela expressão (37), considerando para tanto que a profundidade das fissuras seja dada por c .

$$I_{cr} = I_{yy} + A_{ef} \times (c - r)^2 + \begin{cases} + \frac{E_s}{E_c} \times \sum [A_{st} \times (d_i - c)^2] \text{ para } d_i \geq c \\ + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right) \times \sum [A_{st} \times (d_i - c)^2] \text{ para } d_i < c \end{cases} \quad (37)$$

Onde:

$d_i \geq c$ corresponde ao caso das barras estarem tracionadas, e $d_i < c$, comprimidas.

c pode ser determinado por tentativas através da expressão (38):

$$c = \left\{ \left[\frac{3 \times \frac{E_s}{E_c} \times \Sigma [A_{st} \times (d_i - c)] - 3 \times r^2 \times (c - r) \times \left[\frac{\pi}{2} - \text{sen}^{-1} \left(\frac{r - c}{r} \right) \right]}{3 \times r^2 - 2 \times c \times r + c^2} \right] + c^2 \right\} \times \frac{1}{2 \times r} \quad (38)$$

O Momento de Inércia da seção fissurada em relação ao eixo que passa pelo centro da seção geométrica da seção transversal da estaca (I_{yy}) é obtido pela expressão (39).

$$I_{yy} = \frac{r^4}{4} \left[\frac{\pi}{2} - \text{sen}^{-1} \left(\frac{r - c}{r} \right) \right] + \frac{(4 \times r \times c - 2 \times c^2)}{4} \times (r - c) \times \sqrt{2 \times c \times r - c^2} \quad (39)$$

A área efetiva (A_{ef}) é determinada pela expressão (40).

$$A_{ef} = r^2 \times \left[\frac{\pi}{2} - \text{sen}^{-1} \left(\frac{r - c}{r} \right) \right] - (r - c) \times \sqrt{2 \times c \times r - c^2} \quad (40)$$

E finalizando, o Momento Fletor crítico (M_{cr}), que inicia a fissuração, é dado pela expressão (41).

$$M_{cr} = \left(f_{tk} + \frac{N}{A_{gt}} \right) \times \frac{I_{gt}}{r} \quad (41)$$

Onde:

N = carregamento horizontal, se houver;

A_{gt} = área equivalente para a seção da estaca, considerando-se o aço, dado por (42):

$$A_{gt} = A_c + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1 \right) \times A_s \times n \quad (42)$$

Com a determinação do Momento de Inércia efetivo (I_{ef}), em função do momento fletor aplicado (M_a), é possível a determinação da rigidez flexural, através do produto da Inércia Efetiva (I_{ef}) pelo Módulo de Elasticidade do Concreto (E). Vale ressaltar que, sob hipótese nenhuma, I_{ef} poderá ser superior a I_{gt} (Momento de Inércia da estaca, considerando-se o aço).

A seguir é apresentado um roteiro dos cálculos realizados pelo programa computacional utilizado (RICCI, 1995).

1. Cálculo de todos os parâmetros da equação de Branson, exceto M_a , fornecido para cada seção no cálculo da estaca de concreto armado;
2. Divisão da estaca em "n" elementos;
3. Definição da *curva p-y* de Matlock e Reese e de um valor inicial do Módulo de Reação Horizontal **K** para cada seção;
4. Atribuição da rigidez flexional máxima para todas as seções da estaca;
5. Cálculo dos deslocamentos para cada seção da estaca pelo método de Reese (iterativo);
6. Cálculo dos momentos fletores para cada seção;
7. Cálculo de EI em função dos momentos fletores calculados para cada seção;
8. Redefinição dos valores de **K** em função dos deslocamentos calculados para cada seção;
9. Retorno ao passo "5" até que as diferenças entre os deslocamentos calculados entre uma interação e outra sejam aceitáveis (menor que 1.10^{-10} , por exemplo);
10. Cálculo das rotações e cortantes;
11. As pressões são obtidas das *curvas p-y*, na última determinação de **K**.

2.4 O DILATÔMETRO DE MARCHETTI

O ensaio de prospecção geotécnica, denominado Dilatômetro de Marchetti, foi desenvolvido na Itália por Silvano Marchetti em meados da década de 70, e vem sendo muito estudado e utilizado tanto no meio científico quanto no dia a dia profissional de diversos engenheiros. Isso se dá devido a sua relativa facilidade de aplicação e rapidez na aquisição dos dados, possibilitando a caracterização de diversas áreas em um curto espaço de tempo.

O Dilatômetro de Marchetti (Figura 2.13) constitui-se de uma lamina muito delgada de aço inox com aproximadamente 15 mm de espessura, 96 mm de largura e por volta de 200 mm de comprimento.



Figura 2.13 – Os equipamentos para o ensaio DMT (www.marchetti-dmt.it)

O procedimento desse ensaio consiste na cravação dessa lâmina no terreno a ser investigado e, posterior expansão de uma membrana metálica de 6 cm de diâmetro fixada em uma das faces. Através da introdução de gás nitrogênio extra seco na lâmina, há a expansão da membrana contra o terreno de 1,1 mm em seu centro, sendo que, a cada 20 cm de profundidade são registrados novos valores de pressões no início e no final da expansão, por meio de um manômetro ligado ao sistema de aquisição de dados, de altíssima precisão.

Os valores obtidos de pressões (p_0 e p_1) refletem o comportamento *pressão x deformação* do solo em questão, sendo que, das leituras realizadas, é possível a determinação de diversos parâmetros geotécnicos do solo investigado.

Vale ressaltar que este ensaio não substitui métodos já consagrados de investigação geotécnica, no entanto, complementa-os com mais informações.

Nota-se uma necessidade cada vez maior em obras, de investigações geotécnicas mais elaboradas, a fim de realizar, entre outras coisas, uma escolha mais adequada e econômica do tipo de fundação, assim como, também, ter conhecimento do comportamento do solo investigado.

2.4.1 Dados Obtidos

A partir da leitura do valor A, referente à pressão necessária para a expansão inicial de 0,05 mm da membrana contra o solo, e do valor B, referente à pressão final necessária para a expansão de 1,10 mm da membrana contra o solo, realiza-se uma primeira correção dos valores, através das seguintes expressões (43) e (44):

$$p_1 = B - z_m - \Delta B \quad (43)$$

$$p_0 = 1,05 \times (A - z_m + \Delta A) - 0,05 \times (B - z_m - \Delta B) \quad (44)$$

Onde:

ΔA = Valor referente à reação da própria membrana em expansão inicial (0,05mm);

ΔB = Valor referente à reação da própria membrana em total expansão (1,10mm);

z_m = Valor aplicável para eventual correção do “zero de escala” do manômetro.

Sabe-se que os valores de ΔA e ΔB são obtidos através da expansão da membrana ao ar livre, e que, a partir dos valores p_0 e p_1 calculam-se três parâmetros básicos, também chamados de “intermediários”, permitem uma classificação inicial do solo quanto à consistência, compressibilidade e histórico de tensões.

Os parâmetros são: o Índice do Material (I_d), o Módulo Dilatométrico (E_d) e o Índice de Tensão Horizontal (K_d), dados pelas expressões (45), (46) e (47):

$$I_d = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (45)$$

$$E_d = 34,7 \times (p_1 - p_0) \quad (46)$$

$$K_d = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (47)$$

Onde:

u_0 = pressão neutra;

σ'_{v0} = pressão vertical efetiva “in situ”.

O índice I_d , expresso pela relação entre a diferença das pressões, necessárias para expandir a membrana em 1,10 mm, e a tensão horizontal efetiva ($p_0 - u_0$), possibilita uma classificação inicial do solo, devido a este parâmetro estar ligado ao índice de vazios do solo analisado. Vale ressaltar também que, segundo Penna (2005) a pressão p_1 em solos argilosos é

somente um pouco maior que a pressão p_0 , ao contrario dos solos arenosos, onde esta diferença tende a ser maior.

O Módulo Dilatométrico (E_d), obtido pelos valores de pressão p_0 e p_1 , representa uma “proporção elástica” que, segundo Penna (2005), é resultado da relação entre

o Módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson do solo (ν) e expresso por $E_d = \frac{E}{1-\nu^2}$. Segundo Jardim (1998) e Marchetti (2001), este módulo normalmente não é utilizado sozinho, principalmente pela falta de informações sobre a história de tensões, sendo recomendada sua utilização associada ao parâmetro K_d .

O coeficiente K_d , também denominado de Índice Tensão Horizontal, relaciona a tensão horizontal “in situ” (representada pela diferença entre a tensão horizontal total “ p_0 ” e a pressão neutra “ u_0 ”) pela tensão efetiva vertical do solo na cota calculada, ou seja, é o próprio conceito do coeficiente de empuxo em repouso ($K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}}$), no entanto, a igualdade não é verdadeira devido a perturbações no solo causadas pela cravação da lamina do DMT. Seus valores para solo normalmente adensados situam-se entre 1,8 e 2,3, constantes com a profundidade. Já em solos sobre-adensados, o valor de K_d é superior a 2,3, diminuindo com a profundidade assim como a razão de sobre-adensamento (OCR).

Diversas correlações são propostas em Marchetti (1980), Marchetti (1997), Jardim (1998), Marchetti (2001) e Penna (2005), que determinam outras propriedades do solo através dos parâmetros intermediários, obtidos pelo DMT. São apresentadas a seguir, as principais correlações utilizadas no presente trabalho.

2.4.2 Principais Correlações

2.4.2.1 Módulo de Young (E)

Dois valores do Módulo de Young (E) do solo têm sido investigados, um é o módulo secante a 25% da tensão máxima mobilizada (E_{25}), o outro é o módulo tangente inicial (E_i), dentre os quais o valor de referência de E será obtido do ensaio de compressão triaxial. Autores como Robertson *et al.* (1989), Campanella *et al.* (1985), sugerem

simplesmente uma proporcionalidade entre E e E_d , como apresentado na expressão (53), e citam alguns valores para esta constante de proporcionalidade F , apresentado na Tabela 2.4.

$$E = F \times E_d \quad (53)$$

Tabela 2.4 – Sugestões para o fator de correção F

<i>Tipo de Solo</i>	<i>Módulo</i>	<i>F</i>	<i>Referência</i>
Coesivos	E_i	10	Robertson <i>et al.</i> (1989)
Areia	E_i	2	Robertson <i>et al.</i> (1989)
Areia	E_{25}	1	Campanella <i>et al.</i> (1985)
Areia Saturada	E_{25}	0,85	Baldi <i>et al.</i> (1986)

Fonte: (LUTENEGGER, 1988)

2.4.2.2 Resistência não-drenada (S_u)

Marchetti (1980) sugere a expressão (55) para determinar a resistência não drenada (S_u) de argilas. Segundo o autor essa correlação tem sido confirmada por vários estudos realizados e publicados atualmente. Para argilas rijas, o S_u obtido de ensaios dilatométricos tende a ser maior que o S_u de laboratório, entretanto, considerando a vulnerabilidade a perturbações desse tipo de solo, tal diferença é considerada pequena em termos práticos. (JARDIM, 1998).

$$S_u = 0,22 \times \sigma'_{vo} \times (0,5 \times K_d)^{1,25} \quad (55)$$

2.4.2.3 Ângulo de Atrito ($\hat{\phi}'$)

Campanella e Robertson (1991) desenvolveram um ábaco (Figura 2.14) para a avaliação do ângulo de atrito, através da teoria de Durgunoglu e Mitchell (1975 apud

JARDIM, 1998), correlacionando-o com o coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e a relação entre o atrito lateral obtido no ensaio do cone (q_c) e a tensão vertical em repouso (σ'_{vo}).

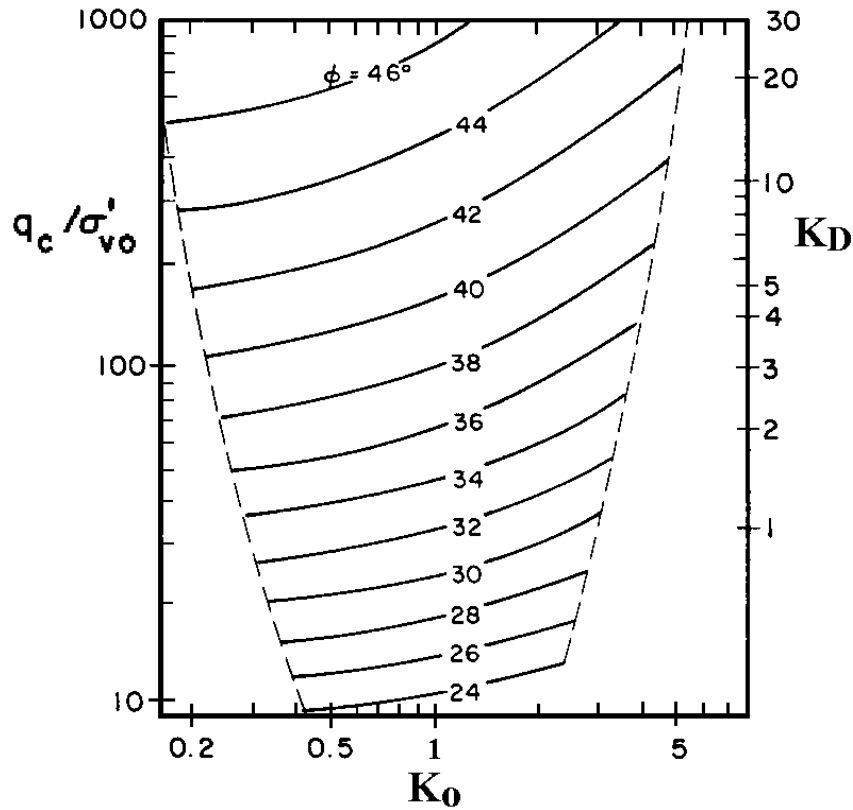


Figura 2.14 – Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991)

Para a determinação do ângulo de atrito efetivo de solos arenosos, Marchetti *et al.* (1991) desenvolveu a expressão (56), criada a partir da correlação proposta por Campanella e Robertson (1991).

$$\phi'_{ps} = 28 + 14,6 \times \log K_d - 2,1 \times \log^2 K_d \quad (56)$$

Para determinar o ângulo de atrito axissimétrico das areias, obtido através de ensaios triaxiais, Schmertmann (1988) sugere a expressão (57), válida quando o ângulo de atrito efetivo obtido através do DMT é superior a 32°.

$$\phi'_{ax} = \phi'_{ps} - \frac{(\phi'_{ps} - 32)}{3} \quad (57)$$

2.4.2.4 Coeficiente de Empuxo em repouso (K_0)

O coeficiente de empuxo em repouso K_0 é expresso pela relação entre as tensões efetivas horizontais e verticais “in situ”. Há uma necessidade crescente na engenharia de se observar as tensões horizontais. Segundo Lutenecker (1988), a determinação do valor de K_0 não é tão simples, requerendo ensaios especiais seja em campo ou em laboratório. Em laboratório uma das maneiras de se determinar K_0 seria através de um ensaio edométrico com tensões horizontais controladas.

O coeficiente de empuxo em repouso (K_0), para solos coesivos, pode ser obtido através da expressão (58), proposta por Marchetti (1997), que o correlaciona com o Índice Tensão Horizontal (K_d) obtido pelo DMT.

$$K_0 = \left(\frac{K_d}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6 \quad (58)$$

Já para solos não-coesivos (arenosos) o coeficiente K_0 pode ser obtido através da correlação proposta por Schmertmann (1983), que relaciona o parâmetro K_d e o ângulo de atrito axissimétrico (ϕ'_{ax}), encontrado através de ensaios triaxiais ou a partir da expressão (59), proposta por Schmertman (1988).

$$K_0 = \frac{40 + 23 \times K_d - 86 \times K_d \times (1 - \sin \phi'_{ax}) + 152 \times (1 - \sin \phi'_{ax}) - 717 \times (1 - \sin \phi'_{ax})^2}{192 - 717 \times (1 - \sin \phi'_{ax})} \quad (59)$$

2.5 MÉTODOS PARA A ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA HORIZONTAL ATRAVÉS DO DMT

A estimativa da capacidade de carga de fundações, quando submetidas a carregamento horizontal, foi muito estudada por Robertson *et al.* (1989) e Gabr e Borden (1988), onde apresentam metodologias de cálculo para se estimar a capacidade de carga horizontal das fundações tanto em solos coesivos, como em solos não coesivos.

Ambos os métodos possuem, como característica principal, o cálculo da reação última do solo (R_u), considerando a estaca como rígida o suficiente para que somente ocorra a ruptura do solo. Esta ruptura é modelada como uma cunha tridimensional que é

mobilizada proporcionalmente, ao deslocamento da estaca. Considera-se também que, a uma determinada profundidade $z_{\text{crítico}}$, o mecanismo de ruptura se altera segundo um fluxo horizontal plástico e confinado.

O método de Gabr e Borden (1988) é aplicado em solos não-coesivos (arenosos) enquanto que, o método de Robertson *et al.* (1989), pode ser utilizado tanto para solos coesivos, como, para não-coesivos, havendo para cada tipo de solo expressões específicas para a determinação da reação horizontal última do solo (R_u) e do deslocamento (y_c), necessário para a mobilização de 50% de R_u .

2.5.1 Método Gabr e Borden (1988)

O método consiste da criação de *curvas p-y* através do modelo proposto por Parker e Reese (1970 apud GABR; BORDEN, 1988) onde é utilizado um modelo hiperbólico para representar o comportamento do solo, que relaciona a pressão exercida em um ponto pela respectiva deformação sofrida neste mesmo ponto, expresso pelo coeficiente de reação horizontal inicial do solo (n_{h0}), dado por unidades FL^{-3} .

A equação que define a *curva p-y* é governada por uma função tangente hiperbólica, de acordo com Murchison e O'Neill (1984), e dada através da expressão (60):

$$R = (n \times A \times R_u) \times \tanh \left[\left(\frac{n_{h0} \times z}{n \times A \times R_u} \right) \times y \right] \quad (60)$$

Onde:

z = Profundidade analisada;

n = Fator geométrico de acordo com a seção da estaca (1,0 para estacas circulares e prismáticas e 1,5 para estacas de madeira e tipo “H”);

A = Constante definida em função da forma da estaca e do carregamento empregado (0,9 para carregamentos cíclicos e dado pela expressão $3 - 0,8 \times \left(\frac{z}{D}\right) \geq 0,9$ para carregamentos estáticos), segundo Jardim (1998).

A reação horizontal última do solo (R_u), dada por unidades FL^{-1} , é obtida da formulação proposta por Reese *et al.* (1974), sendo adotado o menor valor calculado pelas das expressões (23) e (24), apresentadas na seção 2.3.3.

Já o coeficiente de reação inicial do solo (n_{ho}), segundo o autor do método, pode ser obtido através do módulo de Young do solo (E), por meio de correlações sugeridas por Poulos e Davies (1980), dentre diversos outros autores. No entanto, a necessidade de se determinar uma correlação direta dos resultados obtidos pelo dilatômetro se mostrou cada vez maior, levando ao desenvolvimento da expressão (61), que relaciona a medida de pressão inicial do DMT (p_0) com a tensão horizontal efetiva em repouso do solo (σ'_{ho}).

$$n_{ho} = \frac{p_0 - \sigma'_{ho}}{0,00685} \quad (61)$$

2.5.2 Método Robertson *et al.* (1989)

Os autores desenvolveram um método, baseado principalmente no resultado obtido em ensaios de campo, capaz de obter as *curvas p-y* a partir de resultados oriundos do DMT.

Através da determinação da reação horizontal última do solo (R_u) e do deslocamento (y_c) correspondente à mobilização de 50% de R_u , para determinada profundidade, confecciona-se as *curvas p-y* pela expressão (62) que define uma parábola cúbica:

$$\frac{R}{R_u} = 0,5 \times \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (62)$$

Onde:

R/R_u = coeficiente de reação do solo

y/y_c = coeficiente de deslocamento do solo

A parábola cúbica é válida para carregamentos estáticos simples e para solos que possuem um comportamento rígido, quando submetidos a carregamento desta natureza.

Basicamente, obtendo os valores de R_u e y_c , arbitram-se valores de deslocamento y , e, pela expressão (62), calcula-se a carga correspondente ao deslocamento arbitrado, confeccionando assim o trecho parabólico da *curva p-y*, como exemplificado na Figura 2.15, para uma profundidade fictícia, e na Figura 2.16, para diversas profundidades.

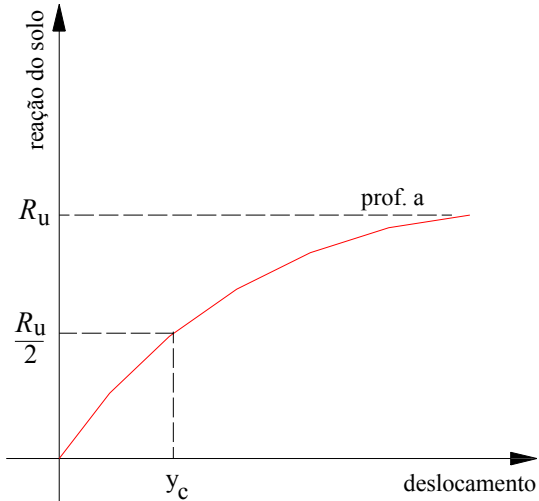


Figura 2.15 – Exemplo de *curva p-y*

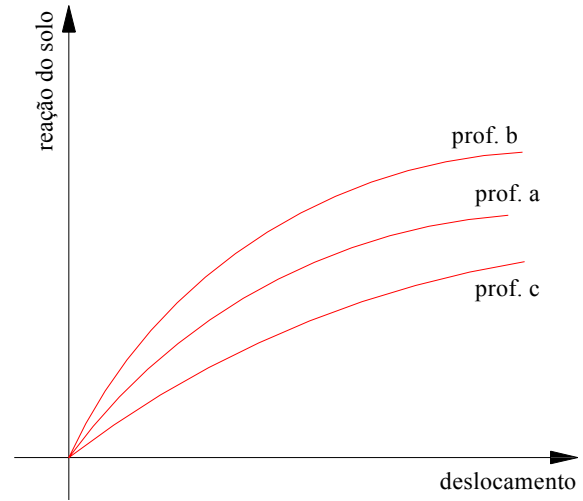


Figura 2.16 – *Curvas p-y* sobrepostas

Este método pode ser aplicado tanto em solos coesivos, quanto em solos não coesivos, sendo que, para cada caso, como já comentado anteriormente, há expressões específicas para a determinação da reação horizontal última do solo e do deslocamento.

2.5.2.1 Solos coesivos

O método, validado por Marchetti (1971 apud JARDIM, 1998), consiste na determinação de R_u pela expressão (63):

$$R_u = N_p \times D \times S_u \quad (63)$$

Onde:

N_p = coeficiente de reação adimensional

D = diâmetro da estaca

S_u = Resistência não-drenada do solo, estimada pelo DMT

Segundo Matlock (1970), N_p pode ser considerado igual a 9, no entanto, nos primeiros metros, devido ao efeito de baixo confinamento e à possíveis perturbações na

superfície, torna-se necessário calculá-lo através da expressão (64), apresentada no trabalho de Robertson *et al.* (1989).

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + \left(J \times \frac{z}{D} \right) \leq 9 \quad (64)$$

Onde:

z = profundidade;

D = Diâmetro da estaca em metros;

J = Coeficiente de acordo com o tipo de argila;

σ'_{vo} = Tensão vertical em repouso.

Robertson *et al.* (1989) considera o valor do coeficiente J variando de 0,25, para argilas rijas, a 0,50 para argilas moles, sendo que, este valor pode ser alterado com o comportamento da argila, pois depende dos processos de formação e intempéricos sofridos, como acontece nos solos lateríticos.

Já o deslocamento (y_c) necessário para a mobilização de 50% da reação horizontal última do solo é dado pela expressão (65), e segundo Robertson *et al.* (1989), desenvolvida através de curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais, sendo considerado também o efeito escala na formulação, o que acarreta em um comportamento não linear do deslocamento com o diâmetro.

$$y_c = B \times \varepsilon_{50} \times D^{\frac{1}{2}} \quad (65)$$

Sendo B é um coeficiente igual a 14,2 e ε_{50} dado pela seguinte expressão (66):

$$\varepsilon_{50} = \frac{1,67 \times S_u}{E_i} \quad (66)$$

Onde:

S_u = A resistência não-drenada, em solos coesivos, obtida por correlações no DMT.

E_i = Módulo tangente inicial.

O módulo tangente inicial (E_i) é determinado pelo produto do módulo dilatométrico (E_d) por um fator de rigidez (F_c), sendo a equação resultante das expressões (65) e (66) dada pela expressão (67):

$$y_c = \frac{23,67 \times S_u \times D^{\frac{1}{2}}}{F_c \times E_d} \quad (67)$$

Onde a primeira aproximação para F_c é igual a 10 para solos coesivos e o deslocamento é dado em *cm*.

2.5.2.2 Solos não-coesivos

Considerando a existência de atrito entre os grãos do solo e seu comportamento diferenciado em relação aos solos coesivos, Robertson *et al.* (1989) propõem a utilização do menor valor encontrado nas expressões (68) e (69), baseadas em Reese *et al.* (1974) e em Murchison e O'Neill (1984), para a determinação de R_u .

$$R_u = \sigma'_{vo} \times [D \times (K_p - K_a) + z \times K_p \times \tan \phi' \times \tan \beta] \times L \quad (68)$$

$$R_u = \sigma'_{vo} \times D \times [K_p^3 + (2 \times K_a \times K_p^2 \times \tan \phi') + \tan \phi' - K_a] \times L \quad (69)$$

Onde:

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo do solo;

$\beta = 45 + \phi'/2$;

K_a = Coeficiente de empuxo ativo de Rankine = $(1 - \text{sen}\phi') / (1 + \text{sen}\phi')$;

K_p = Coeficiente de empuxo passivo de Rankine = $1 / K_a$;

z = profundidade;

L = Comprimento da estaca;

σ'_{vo} = Tensão efetiva vertical do solo;

D = Diâmetro da estaca.

Já o deslocamento necessário para a mobilização de 50% da reação horizontal última do solo é determinado pela expressão (70):

$$y_c = \frac{4,17 \times \text{sen} \phi' \times \sigma'_{vo}}{E_d \times F_s \times (1 - \text{sen}\phi')} \times D \quad (70)$$

Onde a primeira aproximação para o fator F_s é igual a 2 para solos não-coesivos e o deslocamento y_c é dado em *cm*.

2.6 MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA *CARGA X DESLOCAMENTO*

O método de Van Der Veen (1953) estima a carga de ruptura provável das estacas, quando submetidas tanto por esforços horizontais quanto verticais.

2.6.1 O Método Van Der Veen (1953)

Quando não se deseja levar o ensaio até a carga de ruptura ou este resiste a uma carga maior do que o equipamento do ensaio pode aplicar, pode-se utilizar o método de Van Der Veen (1953) para extrapolar a curva *carga x deslocamento horizontal* obtida em campo, avaliando assim a carga de ruptura (Figura 2.17).

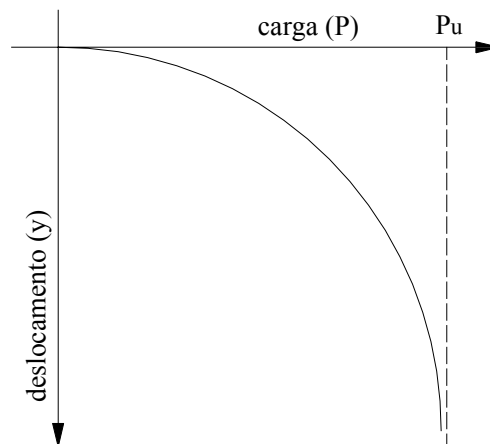


Figura 2.17 – Curva *carga x deslocamento horizontal* de Van Der Veen (1953)

Porém, vale frisar que este método somente é aplicado quando ocorre ruptura do tipo física, isto é, quando a curva *carga x deslocamento* transforma-se em uma exponencial, com um rápido acréscimo dos deslocamentos com pequenos acréscimos de carga. O método é baseado na expressão (71):

$$P = P_u \times [1 - e^{-(a \times y + b)}] \quad (71)$$

Sendo a o coeficiente que define a forma da curva, b o intercepto da reta obtida na escala semi-logaritmica no eixo dos deslocamentos e y representa o deslocamento. O cálculo é rapidamente feito através de um programa computacional, muito utilizado para esses fins.

2.7 TRABALHOS JÁ REALIZADOS SOBRE O TEMA

Diversos trabalhos foram realizados no subsolo do campus de Ilha Solteira / SP, dentre eles destacam-se os trabalhos de Del Pino Jr. (2003) e Lemo *et al.* (2006), que executaram e submeteram estacas escavadas à provas de carga horizontal.

O solo local é pertencente à formação arenito Bauru, que devido ao processo de intemperismo, apresenta um solo pouco compacto e com presença de seixos em sua extensão. Esse solo é composto, basicamente, por uma areia fina argilosa, laterítica, porosa e colapsível.

Em Del Pino Júnior (2003), foram executadas e submetidas à provas de carga horizontal quatro estacas escavadas com 32 cm de diâmetro, 10 metros de comprimento e armadura composta por 6 barras de 12 mm de diâmetro. O coeficiente de reação horizontal médio (n_h) determinado pelo autor foi de $8,0 \text{ MN/m}^3$, para a faixa de valores escolhida de y_0 de 7 mm a 12 mm.

Já Lemo *et al.* (2006) realizaram provas de carga horizontal em quatro estacas escavadas com trado mecânico de 10 metros de comprimento e 32 cm de diâmetro no mesmo campo experimental, o carregamento escolhido foi o do tipo rápido. O coeficiente de reação horizontal do solo médio (n_h) obtido nas provas de carga realizadas nas estacas foi de aproximadamente 50 MN/m^3 . Vale ressaltar que a faixa de valores de deslocamento horizontal considerada para a obtenção do coeficiente n_h foi de 1,5 mm a 3,5 mm.

Miguel (1996) executou e realizou provas de carga horizontal em estacas apiloadas, Strauss e escavadas com trado mecânico no Campo Experimental de Fundações do Departamento de Geotecnia da USP/SC. Segundo a autora, as sondagens realizadas no campo experimental indicaram uma camada superficial de Sedimento Cenozóico com espessura de 6 metros, representada por uma areia argilosa, marrom, laterizada, porosa e colapsível, seguida por uma linha de seixos a qual separa a camada superficial de outra camada composta por

solo residual do Grupo Bauru, não laterítico, representado por uma areia argilosa vermelha. O nível d'água foi encontrado a 10 metros de profundidade, no inverno.

O coeficiente n_h determinado para as estacas apiloadas foi de 300 kN/m³ no estado não-saturado e 160 kN/m³ para solo pré-inundado (48 hrs). Já para as estacas escavadas o coeficiente n_h obtido foi de 650 kN/m³, para o solo no estado não-saturado, e de 200 kN/m³, com pré-inundação do solo (48 hrs). Para as estacas Strauss o coeficiente n_h determinado para o solo nos estados não-saturado e com inundação prévia por 48 horas foi de 7,5 MN/m³ e 4,5 MN/m³, respectivamente. Vale ressaltar que para os dois primeiros tipos de estacas, o resultado pode ter sido influenciado por provas de carga à tração previamente realizadas nas mesmas.

Em Miranda Junior (2006) foram realizadas provas de carga horizontal em estacas com o solo nos estados não-saturado, pré-inundado e com substituição de uma camada de um metro de solo por solo-cimento (teor de 14% em volume). As estacas submetidas a provas de carga horizontal foram quatro do tipo escavadas com trado mecânico e quatro do tipo hélice contínua, todas com 12 metros de comprimento e 40 cm de diâmetro, além de armadura composta por 4 barras Ø 16 mm (6 metros) com estribos Ø 6,3 mm a cada 20 cm.

O solo da Unicamp é composto por uma camada de argila arenosa coluvionar com 6,5 metros de espessura que sofreu intenso processo de intemperização apresentando uma alta porosidade e características lateríticas e colapsíveis. A segunda camada é composta por silte arenoso, residual de diabásio, até 17 metros de profundidade, aproximadamente.

A substituição de uma camada de 1 metro de solo ao redor da estaca por solo-cimento gerou uma redução nos deslocamentos em 200%, comprovando a eficácia do sistema adotado, no entanto, o desconhecimento dos deslocamentos sofridos pelo solo-cimento quando solicitado torna essa solução um tanto quanto duvidosa.

Os valores médios do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) foram de 12 MN/m³ para solo não-saturado, 0,4 MN/m³ para o solo previamente inundado e de 70 MN/m³ para a solução com solo-cimento.

O efeito de colapsibilidade do solo foi comprovado devido ao decréscimo do coeficiente de reação do solo (n_h) em 85% e também devido ao aumento expressivo nos deslocamentos.

2.8 A ESTACA STRAUSS

A estaca moldada *in-locu* tipo Strauss foi idealizada, inicialmente, como alternativa a estaca pré-moldada cravada por percussão devido ao desconforto causado pelo processo de cravação, tanto pela vibração quanto pelo ruído. Largamente utilizadas na Europa e nos Estados Unidos desde o século passado, seu uso apenas se tornou comum no Brasil após a Segunda Grande Guerra.

A execução da estaca tipo Strauss tem como principal característica a escavação do solo através de uma sonda, sendo todo o processo realizado com o revestimento do furo através de tubos de aço dentados de ponta aberta, rosqueáveis entre si, permitindo assim a execução em solos pouco coesos e também em presença de nível de água.

Estas estacas abrangem uma faixa de capacidade de carga vertical compreendida entre 200 e 600 kN, com diâmetro nominal variando entre 25 e 45 cm, como apresentado na Tabela 2.5. Podem ser executadas com concreto simples ou armado.

Tabela 2.5 – Cargas verticais comerciais suportadas pelas estacas Strauss
(<http://www.basestrauss.com.br>)

Diâmetro da estaca	Ø 25 cm	Ø 32 cm	Ø 38 cm	Ø 45 cm
Carga suportada	até 20 ton	até 30 ton	até 40 ton	até 60 ton

2.8.1 Equipamentos Utilizados

Os guinchos mecânicos utilizados na execução da estaca Strauss possuem capacidade mínima de 10 kN, sendo simples ou duplos. O sistema é provido de alavanca de acionamento, freio e cabos. Podem ainda ser manuais ou mecânicos, através do acoplamento de um motor elétrico ou a explosão por correias de borracha.

O soquete metálico deve possuir um peso de aproximadamente 300 kg, com diâmetro inferior ao tubo de revestimento, sendo maciço e cilíndrico.

O tripé deve possuir carretilha de aço no topo e o guincho manual deve possuir engrenagem própria para redução de velocidade, necessária para o levantamento de tubos.

A sonda, também chamada de “piteira”, é basicamente um tubo de aço de 2,5 metros de comprimento com bordas afiadas fixadas por dobradiças em sua extremidade inferior, abrindo-se ao cortar o solo e fechando-se com o peso do solo escavado. Em sua extremidade superior possui um “gancho - gira” visando manter o cabo de aço solto, evitando assim o aparecimento de nós ou dobras. Vale ressaltar que o diâmetro da piteira deve ser menor que o dos tubos de revestimento.

2.8.2 Processo Executivo

Segundo Hachich *et al.* (2002), após a centralização do tripé com o piquete de locação da estaca, realiza-se um pré-furo de 1 a 2 metros de profundidade com a utilização do soquete ou da sonda, sendo o furo utilizado como guia para a introdução do primeiro tubo de revestimento. Em seguida, o solo dentro do furo é escavado com a sonda, mediante golpes sucessivos, o solo abaixo do tubo de revestimento, sendo o referido tubo introduzido no solo através do seu peso próprio (Figura 2.18).

A piteira captura o solo através de manobras do operador, sendo lançada água manualmente no furo durante o processo, visando facilitar a escavação. Ao preencher o interior da piteira, a lama é retirada através de janelas longitudinais e o processo é repetido (Figuras 2.19 e 2.20).

Com a cravação completa do tubo de revestimento, é rosqueado um novo tubo em sua extremidade superior livre e reiniciado o trabalho da sonda. O procedimento então é repetido até que se atinja a profundidade prevista para a perfuração ou as condições previstas para o terreno.

Durante o processo de escavação, o operador pode corrigir possíveis problemas de prumo, como também coletar amostras de solo escavado pela piteira.



Figura 2.18 – Escavação com pilão

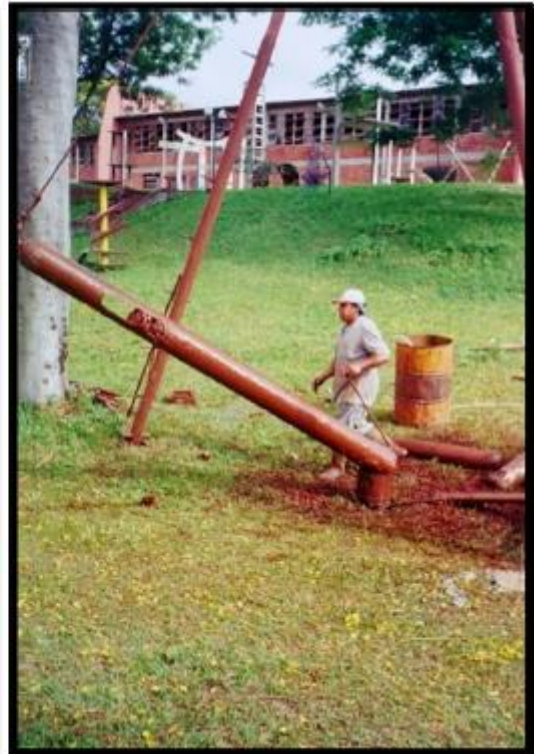


Figura 2.19 – Escavação com piteira

Após o término da escavação, lança-se água dentro da tubulação para efetuar a limpeza dos tubos, removendo logo após a água e a lama. Em seguida é lançado concreto suficiente para preencher uma coluna de um metro dentro do tubo de revestimento, que devido ao apiloamento com o soquete limpo, causa sua expulsão pelo fundo e forma, conseqüentemente, um bulbo de concreto (Figura 2.21)

Durante a concretagem do fuste e a retirada dos tubos de revestimento, é recomendado manter uma coluna de concreto dentro dos tubos de pelo menos seis metros, devido à possibilidade de ocorrer contato do soquete com o solo nas laterais durante o apiloamento, contaminando o concreto.

A concretagem deve prosseguir até uma cota acima do arrasamento, deixando um excesso para o corte da cabeça da estaca. Após o termino da concretagem, coloca-se a armadura de espera, para realizar as amarrações com vigas baldrame e blocos de fundação, dentro do concreto ainda fresco.



Figura 2.20 – Limpeza da piteira



Figura 2.21 – Concretagem da estaca

Em casos onde é necessária a armação em toda a extensão da estaca (quando submetidas a esforços horizontais), não é realizado o apiloamento do concreto no fuste, sendo também necessário utilizar concreto com uma consistência plástica maior, normalmente com *slump* 12 cm, ao contrário dos 8 cm utilizados em estacas não armadas (Figura 2.22).

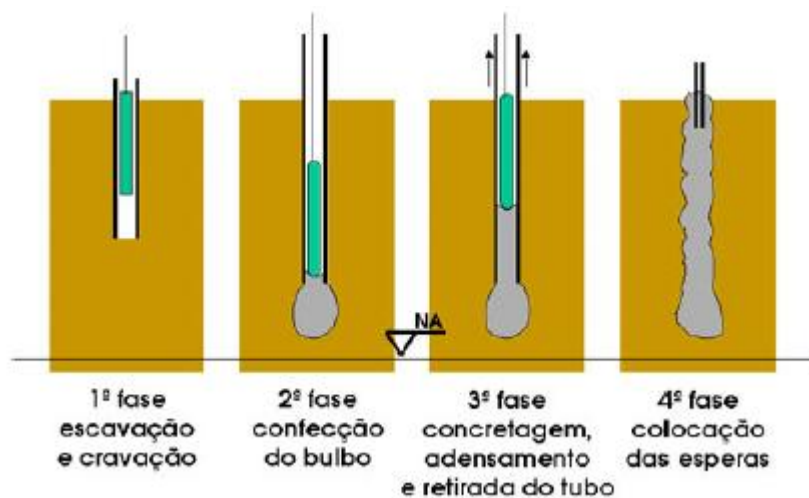


Figura 2.22 – Fases de execução da estaca Strauss (<http://www.uepg.br>)

2.8.3 Vantagens e Desvantagens

A estaca Strauss apresenta vantagem de leveza e simplicidade do equipamento, o que possibilita a sua utilização em locais confinados, em terrenos acidentados ou ainda no interior de construções existentes, com o pé direito reduzido. Outra vantagem operacional é do processo causar poucas vibrações (comparadas às estacas de deslocamento), as quais podem vir a provocar danos nas edificações vizinhas ou nas instalações que se encontram em situações relativamente precárias.

Dentre outras vantagens destacam-se: A possibilidade de verificar durante a perfuração, a presença de corpos estranhos no solo, matações, etc, permitindo a mudança de locação antes da concretagem; A possibilidade da constatação das diversas camadas e natureza do solo, pois a retirada de amostras permite a comparação com os resultados obtidos através do SPT (*Standard Penetration Test*); Possibilidade de execução de estacas próximas à divisa, diminuindo assim a excentricidade nos blocos; Possibilidade de executar estacas abaixo do lençol freático.

No entanto as estacas Strauss não são recomendadas para solos arenosos abaixo do nível de água, pois o esgotamento da água de dentro do tubo é inviável pelo fato das areias possuírem uma alta permeabilidade. Em argilas saturadas muito moles também não é recomendado o seu uso devido ao perigo de estrangulamento do fuste no processo de concretagem com a retirada dos tubos de revestimento.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA DA REGIÃO DO NORTE DO PARANÁ

3.1 GEOLOGIA E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA REGIÃO

A cidade de Londrina, de latitude entre 23°08'47" e 23°55'46" *sul* e longitude entre 50°52'23" e 51°19'11" *oeste*, exerce grande influência no Sul do País e contribui fortemente para a economia brasileira, sendo o principal ponto de referência do norte do Estado do Paraná. Atualmente, Londrina vive a era do desenvolvimento industrial e vem atraindo, cada vez mais, investimentos para a região.

Londrina está inserida dentro da Bacia Sedimentar do Paraná, a qual ocupa uma área de 1,6 milhões de km² do território sul-americano, dos quais, cerca de um milhão de quilômetros quadrados estão localizados em território brasileiro. Inserida geologicamente na Bacia Sedimentar do Paraná, está a Bacia Hidrográfica do Rio Tibagi, com uma área de 24.712 m², localizada a leste do estado do Paraná, no sentido sul-norte.

Como descrito por Pinese (2002), a bacia hidrográfica do Rio Tibagi é muito heterogênea nos aspectos geológicos, subdividida em diversos grupos e formações da bacia do Paraná. A Formação Serra Geral, na qual Londrina está inserida, faz parte do grupo São Bento e apresenta ambientes de derrames basálticos de idade cretáceo-jurássica, compreendidos também nos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Minas Gerais, Goiás, Mato Grosso do Sul e na região norte do Paraná.

Londrina está a 610 m de altitude e, segundo Pinese e Nardy (2003), situa-se o sobre substrato rochoso de basalto originado dos derrames ocorridos a cerca de 132 milhões de anos. Das características de clima e relevo, decorrem os processos intempéricos atuantes até grandes profundidades dando origem a espessa camada de solos.

Quanto ao clima, Londrina está sob a influência de clima subtropical úmido, onde os verões são quentes e úmidos e os invernos, frios e secos, apresentando temperatura média anual de 21,3°C.

Considerando que a litologia principal da região é o basalto (JKsg), o perfil de solo originado a partir deste perfil, segundo a classificação pedológica, é em grande parte

das vezes o Latossolo, porém com a ocorrência de outros tipos como os Argissolos e os Neossolos, como exposto em Rocha *et al.* (1991 apud TEIXEIRA *et al.*, 2006).

3.2 SOLOS DO NORTE DO PARANÁ

O solo existente sobre os maciços rochosos da região é de origem residual, sendo o horizonte B um horizonte evoluído, poroso e com características lateríticas e colapsíveis, possuindo cerca de 10m de espessura. Subjacente, há um horizonte com características de solo residual, de estrutura “reliquiar” do basalto, ou seja, um solo contendo fragmentos da rocha, iniciando, primeiramente, em grau lento leve à moderado, sendo mais marcante de acordo com a profundidade até chegar à rocha sã.

3.2.1 Solos Lateríticos

A moderna definição de laterita foi proposta em Schellman (1982 apud MELFI, 1997) como sendo “acumulações superficiais ou subsuperficiais de produtos provenientes do intenso intemperismo de rochas, desenvolvidos sob condições favoráveis a uma maior mobilidade dos elementos alcalinos, alcalinos terrosos, sílica e também a imobilização de ferro e alumínio”.

Também, segundo o autor, devido às condições de altas temperaturas e intensas pluviosidades existentes nas regiões tropicais entre os paralelos 30°N e 30°S de latitude, o processo de laterização é favorecido. Mineralogicamente falando, essa formação apresenta uma predominância de óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio (goethita, hematita, gibsitita e materiais amorfos) assim como apresenta também argilo-minerais do grupo da caulinita e o quartzo, sendo último um mineral residual do intemperismo.

No entanto, apesar do processo de formação do solo laterítico ser único, os subprodutos gerados são totalmente distintos (devido a diferenças na localização, tipo de material de origem, tempo de duração, etc.), tanto em suas propriedades físicas, químicas, físico-químicas e mineralógicas.

Segundo Melfi (1997) um dos fatores de maior importância no processo de intemperismo é a evolução da matéria orgânica. Em regiões temperadas e frias esta se dá de maneira lenta possibilitando a formação de compostos orgânicos. Já nas regiões tropicais, devido às altas temperaturas, há a degradação da matéria orgânica rapidamente, causando sua mineralização e o aparecimento de água e gás carbônico (CO₂).

Na presença de gás carbônico, as soluções existentes nos solos tropicais se tornam ligeiramente ácidas (pH entre 5,5 e 6,0). Esta condição favorece a lixiviação de elementos alcalinos e alcalinos terrosos ao longo das camadas, ao mesmo tempo em que se tornam insolúveis o ferro e o alumínio, gerando assim óxidos e hidróxidos.

Uma característica interessante do processo de lixiviação é que a sílica, ao ser lixiviada em conjunto com os elementos alcalinos, é mobilizada com uma velocidade inferior aos últimos, possibilitando com isso, ocasiões onde ocorrem recombinações de parte da sílica com o alumínio que permanece *in-situ*, gerando os argilo-minerais por hidrólise (GONÇALVES, 2006).

No Brasil a presença de formações lateríticas é muito comum (acima de 60%), principalmente devido às altas temperaturas existentes e a elevada pluviosidade. No entanto, esta cobertura não é igual em toda a extensão territorial, pois, existem diversos tipos de materiais lateríticos, dentre os quais, se destaca os argilo-ferruginosos.

Os materiais argilo-ferruginosos ao sofrerem processos pedogenéticos transformam em solo muito mais fino, pulverulento, com microagregação característica (latossolo). Na Figura 3.1 é apresentado o mapa da distribuição das coberturas lateríticas no Brasil.



Figura 3.1 – Distribuição dos solos lateríticos no Brasil

Fonte: (MELFI, 1997)

A formação laterítica presente no sul do país é derivada das rochas vulcânicas da bacia do Paraná, e devido a isso, constituída basicamente por hematita.

Uma característica importante dos solos lateríticos é a grande rigidez desse tipo de solo, como observado em Décourt (2002) e Campos (2005), pois, apesar de terem o mesmo índice de resistência à penetração dos ensaios SPT, solos de regiões diferentes podem apresentar variações em seus comportamentos. Devido a isso, grande parte dos métodos de estimativa de capacidade de carga subestima a capacidade suporte do solo, fazendo com que solos argilosos possuam características de solos constituídos de texturas arenosas e, conseqüentemente, seja necessária a utilização de coeficientes de correção nas formulações.

3.2.2 Solos Colapsíveis

Estudo iniciado no Brasil em 1944 por Milton Vargas, este define colapsibilidade como uma propriedade característica dos solos lateríticos, os quais, quando carregados sob a carga limite de colapso e sob umedecimento, sofrem recalques bruscos e repentinos que podem levar a danos na estrutura da obra.

Solos colapsíveis são dotados de estrutura porosa e instável, criada a partir de partículas ligadas por vínculos atribuídos à sucção e às substâncias cimentantes, o que confere ao maciço uma resistência adicional no estado não-saturado. Porém, quando umedecido, devido ao contato com algum agente externo (na maioria das vezes a água) suas ligações são quebradas, causando a perda repentina de sua resistência (GONÇALVES, 2006).

Como apresentado no trabalho de Lopes (2001), são diversas as formas de ligações possíveis entre as partículas formando os mais variados tipos de micro-estruturas, como apresentado nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4.

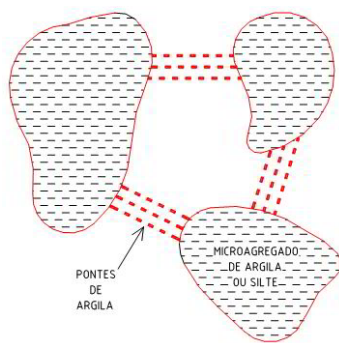


Figura 3.3 – Pontes de Argila

Fonte: (LOPES, 2001)

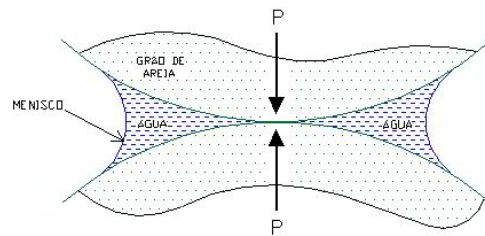


Figura 3.2 – Ligações por Capilaridade

Fonte: (LOPES, 2001)

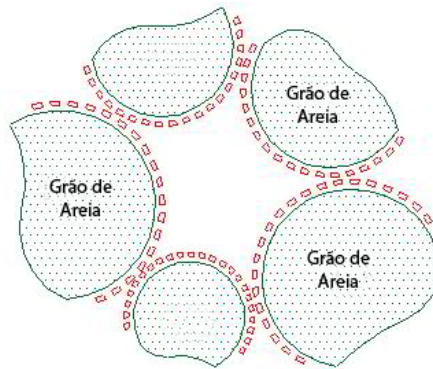


Figura 3.4 – Macro-estrutura por cimentações de argila ou óxidos

Fonte: (LOPES, 2001)

A Figura 3.2 apresenta uma micro-estrutura formada por microagregados de argila ou de silte ligados por vínculos de pontes de argila, sendo possível também, que a ligação seja realizada pela cimentação de óxidos de ferro.

A Figura 3.3 mostra partículas ligadas por capilaridade, sendo relacionada diretamente com a sucção do solo.

Já a Figura 3.4 apresenta micro-agregações ligadas através de cimentação de argilas ou óxidos de ferro (característica da região norte do Paraná).

Segundo Cintra (1998, apud CAMPOS, 2005), um ponto importante é o fato de não ser necessário atingir saturações do solo da ordem de 100%, para que ocorra o seu colapso, isto é, pequenas variações já podem ser suficientes para disparar o processo.

De acordo com Padilha (2004), a sucção é dividida em duas componentes, uma osmótica e outra matricial, sendo a primeira dependente, principalmente, da concentração química da água do solo. A componente matricial consiste da diferença entre a pressão de ar e a pressão de água nos vazios, dependendo, portanto, da estrutura e da composição mineralógica do solo. O aumento da componente matricial causa um aumento da rigidez do solo, elevando sua capacidade de carga e diminuindo os recalques sofridos por este, no entanto, com seu umedecimento a níveis onde a sucção é praticamente nula, a capacidade de carga do solo é reduzida, e os recalques bem superiores, para a mesma tensão aplicada.

O processo de colapso, quando no estado não-saturado, ocorre através da compressão entre os grãos, com um pequeno movimento relativo entre os mesmos e não havendo, neste estado, grande variação volumétrica. Já no estado umedecido as ligações entre as partículas microagregadas se enfraquecem, causando um grande movimento relativo entre partículas, como é apresentado na Figura 3.5 e 3.6.

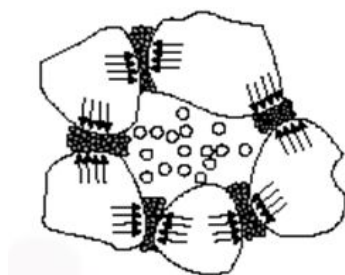


Figura 3.5 – Solo colapsível sem inundação

Fonte: (GUTIERREZ *et al.*, 2003)



Figura 3.6 – Solo colapsível com inundação

Fonte: (GUTIERREZ *et al.*, 2003)

Vale ressaltar que o processo de colapso não é o mesmo que ocorre no processo de adensamento, onde os recalques são lentos e uniformes ao longo do tempo e há a

expulsão de água dos vazios. O colapso é caracterizado pela expulsão de ar que preenche os vazios do solo, com a ocorrência de recalques bruscos e repentinos quando a carga de colapso é atingida.

A Figura 3.7 apresenta a localização dos solos colapsíveis no Brasil, identificados primeiramente em São Paulo por volta de 1940 e, a partir daí, largamente estudados em varias regiões do país, das quais, destaca-se a região centro-sul.

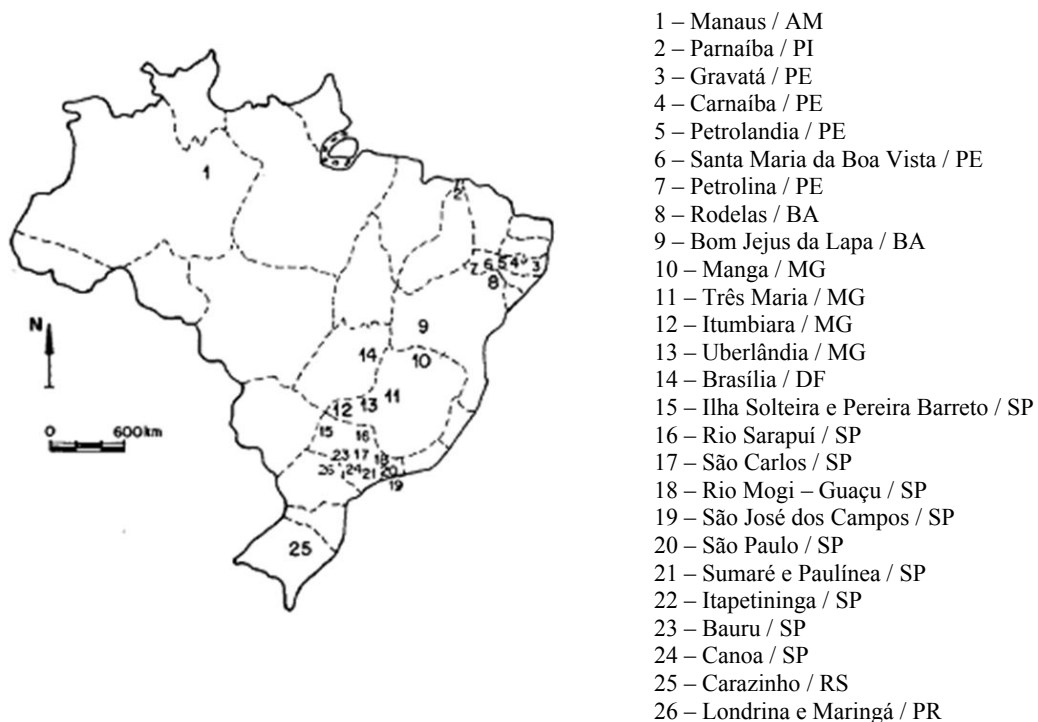


Figura 3.7 – A localização dos solos colapsíveis no Brasil

Fonte: [Ferreira *et al.* (1989 apud CINTRA, 1998)]

3.3 O CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

3.3.1 Localização

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Saburo Morimoto” (CEEG) localiza-se na **Rodovia Celso Garcia Cid (PR 445 - KM 380)** ao lado do Centro de Tecnologia e Urbanismo (CTU) do Campus da Universidade Estadual de Londrina (UEL) e possui área total de 2.970 m².

Muito bem caracterizado através de sondagens SPT-T, CPT, DPL, DPSH e DMT, e também, através da coleta e análise em laboratório de amostras indeformadas e deformadas, retiradas de poços de inspeção, esse campo foi fundado em 1998 e, desde então, vem sendo utilizado como local de experimentos geotécnicos, resultando em diversos trabalhos como Miguel *et al.* (2002), Teixeira *et al.* (2003), Teixeira *et al.* (2004), Miguel *et al.* (2005b) e Teixeira *et al.* (2006), entre outros. O perfil geotécnico do CEEG é bastante característico da região de Londrina / PR.

3.3.2 Caracterização Geotécnica

Diversos ensaios foram conduzidos no CEEG que permitiram uma intensa caracterização de seu subsolo, tanto por meio de ensaios de campo quanto de laboratório, como apresentado em Teixeira *et al.* (2003), Miguel *et al.* (2002), Rezende (2006) e outros autores.

Através da interpretação das sondagens SPT, Miguel *et al.* (2002) identificaram quatro camadas distintas do subsolo do CEEG, que são descritas abaixo.

A primeira camada é formada basicamente por solo residual, originado da decomposição do basalto e composto por uma argila siltosa, de consistência mole a média. Possui propriedades lateríticas, ou seja, uma alta permeabilidade e resistência, devido à presença de óxidos de ferro, atribuindo a este solo uma elevada rigidez.

A primeira camada possui uma espessura de 12 metros, portanto, muito utilizada para o apoio dos elementos estruturais de fundação, o que explica o fato de tal camada ser tão bem caracterizada e estudada na região. A alta permeabilidade desta camada é explicada, devido aos inúmeros ciclos de infiltração e evaporação que carregam as partículas, permanecendo apenas as mais estáveis como o quartzo, magnetita e caulinita.

A segunda camada, situada entre as profundidades de 12 a 16 m, também é composta por uma argila siltosa avermelhada, no entanto de consistência rija a dura. Já em profundidades superiores a 16 m e inferiores a 21 m, é encontrada uma terceira camada de solo constituído por argila silto-arenosa residual, de consistência rija a dura. A quarta camada é encontrada em profundidades superiores a 21 m e inferiores a 23 m (devido à limitação das sondagens), onde há a presença de argila areno-siltosa residual, de consistência dura.

A heterogeneidade química entre os corpos de basalto, segundo Pinese e Nardy (2003), indicou, em primeira instância, que o solo em questão é originado de um único derrame, sendo assim necessária a verificação das variações composicionais que permitiram que ocorresse a subdivisão dos basaltos em dois grupos distintos: basaltos de alto titânio ($\text{TIO}_2 > 2\%$) e basaltos baixo titânio ($\text{TIO}_2 < 2\%$).

Como visto em Teixeira *et al.* (2003) foi comprovado o comportamento colapsível da primeira camada de solo do CEEG por meio de ensaios edométricos até a profundidade de 5m. Esta camada possui também características de solo laterítico devido ao intenso processo de lixiviação, o qual é responsável por originar solos bem drenados, com elevados índices de vazios, baixa massa específica aparente e, provavelmente, elevada permeabilidade, em consequência de suas estruturas macro e microporosa.

A mineralogia do solo da região, segundo os autores, é constituída por caulinita, gibbsita e vermiculita, sendo a predominância da primeira. Após análises de microscopia eletrônica de transmissão, foram observados os arranjos e formas das caulinitas e dos óxidos de ferro (também presentes na argila sob forma de hematita), sendo a estrutura da caulinita em forma de microhexagonos de coloração clara (empilhados uns sobre os outros, favorecendo assim a alta porosidade); já os óxidos de ferro possuem estrutura em forma de agregados esféricos, atribuindo assim a cor do solo avermelhada.

A classificação genética do CEEG de Vargas (1974 e 1985) considera a primeira camada como sendo o Horizonte I, composto por solo residual moderado, a segunda camada como Horizonte II, contendo solo com vestígios de estruturas residuais de rochas, e as camadas 3 e 4 como sendo o Horizonte III, constituídos de saprolitos finos ou grossos.

Já, segundo a classificação proposta por Vaz (1996), as duas primeiras camadas podem ser classificadas como formadas por solos eluviais (SE) e as camadas 3 e 4 por solos constituídos de alteração (SA).

De acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (EMBRAPA, 1999), o perfil do solo da área do CEEG pode ser classificado como Latossolo. Sendo o perfil composto pelo horizonte A, com profundidade em torno de 0,5 m, com presença de matéria orgânica, pelo horizonte B, espesso, com profundidade máxima de 11 m e características de laterização e, por último, o horizonte C, composto pela alteração de rocha, a alterita, com a presença da estrutura reliquiar do basalto (Figura 3.8).

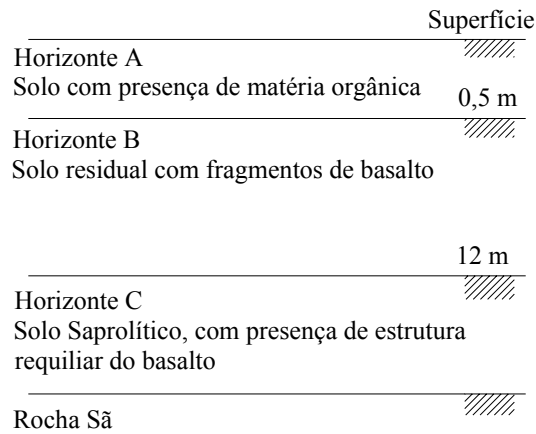


Figura 3.8 – Classificação pedológica do solo do CEEG

3.3.2.1 Ensaios de Campo

Na Figura 3.9, são mostrados os locais de realização dos poços de inspeção e coleta de amostras indeformadas. Além disso, é mostrada também a localização dos catorze pontos de sondagem SPT e DPL, assim como, a os dois pontos de sondagem CPT, DMT e DPSH realizados no CEEG.

Nesse trabalho serão apresentados os resultados dos ensaios SPT-T (“*Standard Penetration Test with Torque Measurements*”), dos dois ensaios DMT (“*Flat Dilatometer Test*”) e CPT (“*Cone Penetration Test*”), e as considerações sobre estes. Os resultados dos ensaios de DPL e de DPSH podem ser vistos em Miguel *et al.* (2005b).

Nos furos de sondagens SPT-T de números 5, 9, 11, 12 e 13, foi encontrado nível d’água, respectivamente, nas profundidades de 21,5m, 19,9m, 18,8m, 20,5m e 21,2m. A máxima profundidade alcançada nos ensaios foi de 23,5m.

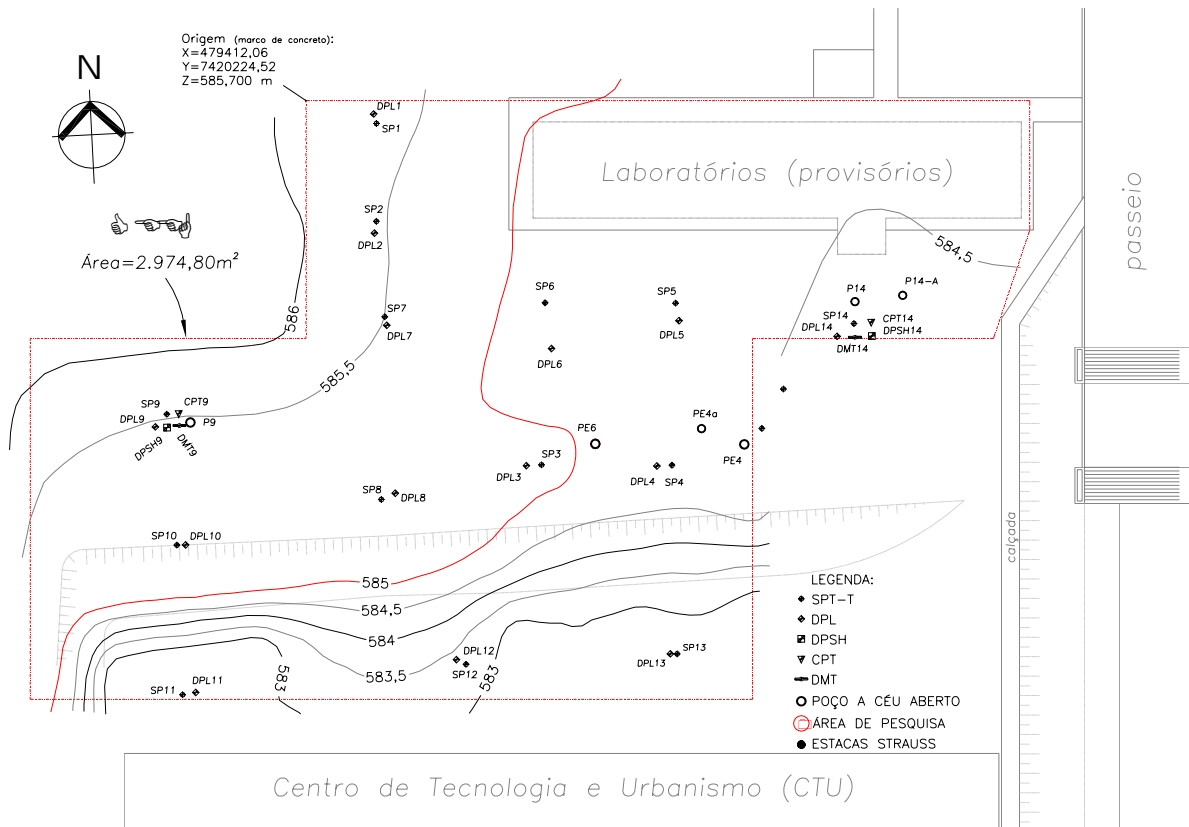


Figura 3.9 – Ensaio realizados no CEEG

Considerando que o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) consiste no número de golpes necessários para a cravação dos 30 cm finais do amostrador padrão do SPT, são apresentados na Figura 3.10 os valores médios de N_{SPT} , obtidos nos furos realizados ao longo do CEEG, assim como, os valores médios de torques máximos e residuais (utilizados para a determinação dos atritos laterais unitários máximos através da expressão de Ranzini, 1994).

Pode-se observar um aumento crescente dos valores de N_{SPT} ao longo da profundidade, sendo que, a partir da profundidade de 18 metros há uma ligeira queda destes e, após os 22 metros, um aumento, como observado em Miguel *et al.* (2002).

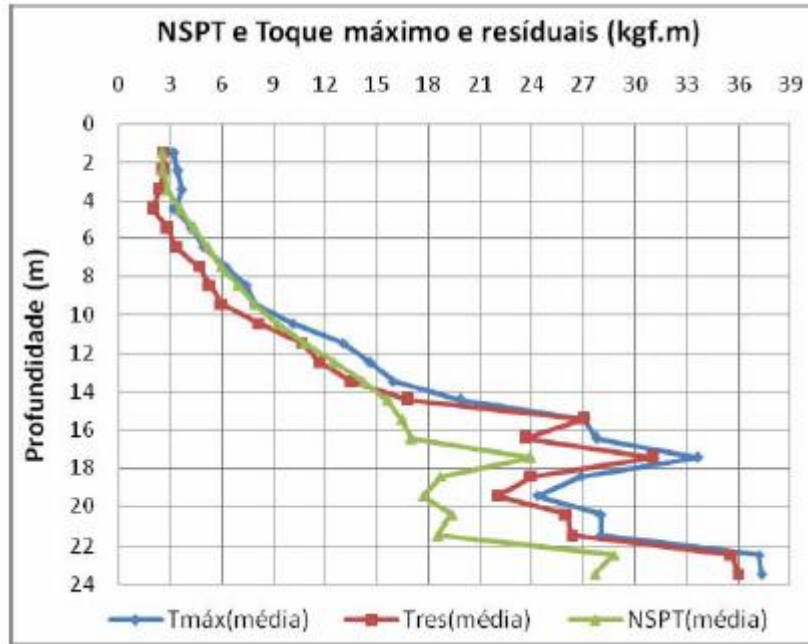


Figura 3.10 – Número de golpes N_{SPT} e $T_{máx}$ ao longo da profundidade
Fonte: (MIGUEL *et al.*, 2002)

Com os dados obtidos pelos dois ensaios DMT realizados, confeccionaram-se os gráficos das pressões iniciais (p_0) e finais (p_1), necessárias para a expansão da lâmina, como também, os três parâmetros intermediários ao longo da profundidade, permitindo assim uma melhor caracterização do solo.

A Figura 3.11 apresenta os valores obtidos de pressão de expansão da membrana inicial (p_0) e final (p_1), e também, os três parâmetros intermediários calculados através dos valores de pressões obtidas, o Índice do Material (I_d), Modulo Dilatométrico (E_d) e o Índice de Tensão Horizontal (K_d), para o Furo 9, ao longo da profundidade. Já a Figura 3.12 mostra os mesmos dados, porém para o Furo 14.

Como podem ser vistos, todos os parâmetros intermediários apresentaram valores altos em profundidades inferiores a 1 metro, caracterizando a existência de um solo alterado, provavelmente devido a alguma influência externa (compactação, aterro, etc.), que causou distorção dos dados.

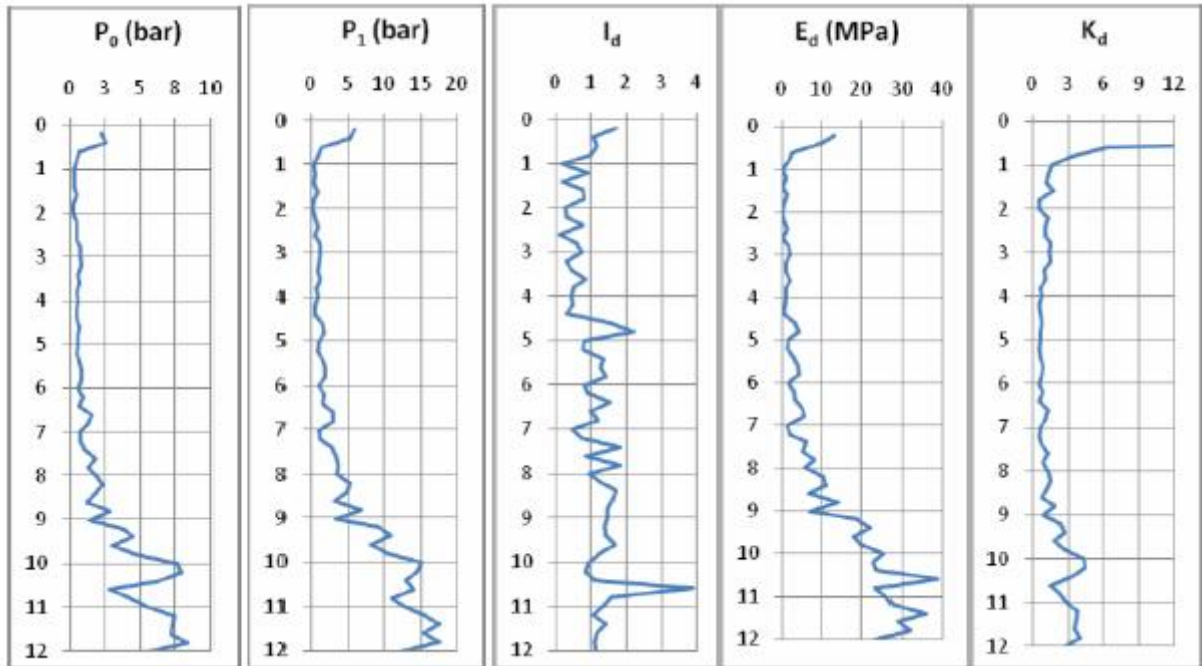


Figura 3.11 – Pressões de expansão inicial (p_0) e final (p_1), índice do material (I_d), módulo dilatométrico (E_d) e índice de tensão horizontal (K_d) ao longo da profundidade – Furo 9

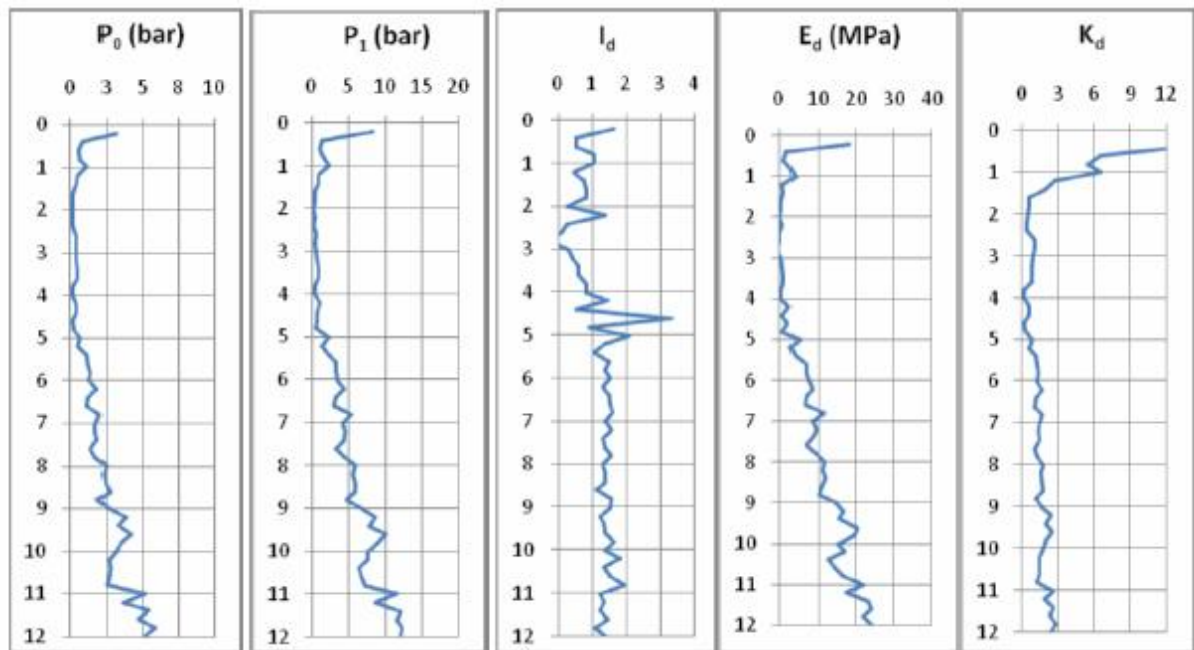


Figura 3.12 – Pressões de expansão inicial (p_0) e final (p_1), índice do material (I_d), módulo dilatométrico (E_d) e índice de tensão horizontal (K_d) ao longo da profundidade – Furo 14

Os resultados referentes ao CPT são apresentados apenas por motivo de complementação, visto que, algumas formulações apresentadas nesse trabalho utilizam correlações que envolvem esse ensaio.

São apresentadas nas Figuras 3.13 e 3.14 as médias dos valores de q_c (resistência de ponta) e f_s (atrito lateral do cone), obtidas nos furos 9 e 14, através do ensaio do cone, ao longo da profundidade.

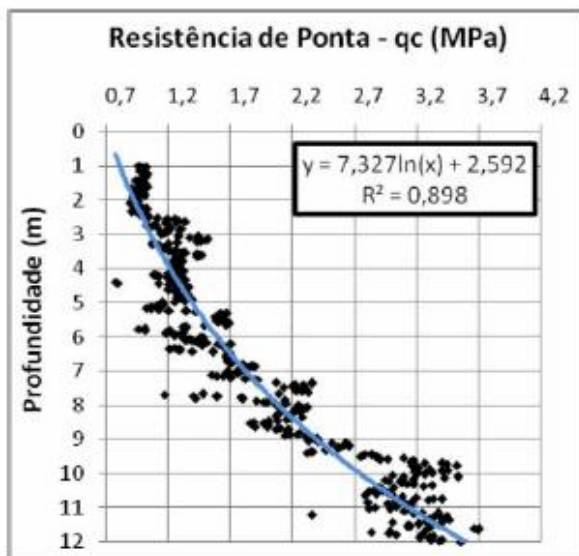


Figura 3.14 – Média da resistência de ponta (q_c) dos furos 9 e 14

Fonte: (MIGUEL *et al.*, 2005b)

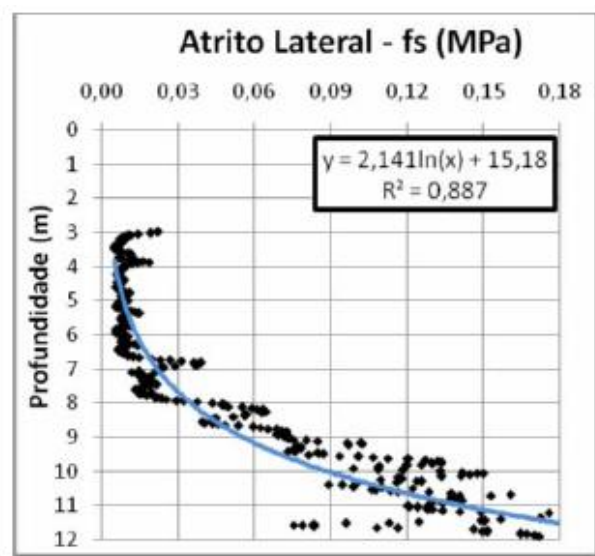


Figura 3.13 – Média do atrito lateral (f_s) dos furos 9 e 14

Fonte: (MIGUEL *et al.*, 2005b)

3.3.2.2 Ensaios de Laboratório

Através dos catorze furos de sondagem SPT realizados, foram coletadas amostras deformadas de metro em metro, permitindo assim, caracterizar o solo quanto ao seu teor de umidade não-saturado (w), massa específica de sólidos (γ_s), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e granulometria conjunta, ao longo da profundidade. Vale ressaltar que os procedimentos laboratoriais seguiram as normas técnicas: NBR 6457/86, NBR 6508/84, NBR 6459/84, NBR 7180/84 e NBR 7181/84.

Na Tabela 3.1, apresenta-se um resumo dos resultados obtidos por Miguel *et al.* (2002) e Teixeira *et al.* (2003), através de ensaios de caracterização, dos quais se observou uma boa aproximação aos obtidos pioneiramente por Morimoto (1982).

Tabela 3.1 – Valores médios dos principais índices físicos do CEEG

<i>Valores Médios</i>	<i>Camada 1 0m a 12m</i>	<i>Camada 2 12m a 16m</i>	<i>Camada 3 16m a 21m</i>	<i>Camada 4 21m a 23m</i>
W médio anual (%)	33	39	48	45
LL (%)	61	67	74	72
LP (%)	45	50	53	52
IP (%)	16	17	21	20
Argila (%)	81	75	69	62
Silte (%)	12	14	17	18
Areia fina (%)	7	11	15	20
Atividade da Argila (%)	20	23	30	32
γ_s (g/cm³)	3,06	3,07	3,10	3,01
Consistência (NBR 6484/2001)	Mole a Média	Rija	Rija a Dura	Dura

Fonte: (MIGUEL *et al.*, 2002; TEIXEIRA *et al.*, 2003)

Na Figura 3.15, são apresentados os valores médios de teor de umidade (W) do perfil do CEEG a cada metro, assim como os valores do Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e também do Índice de Plasticidade (IP).

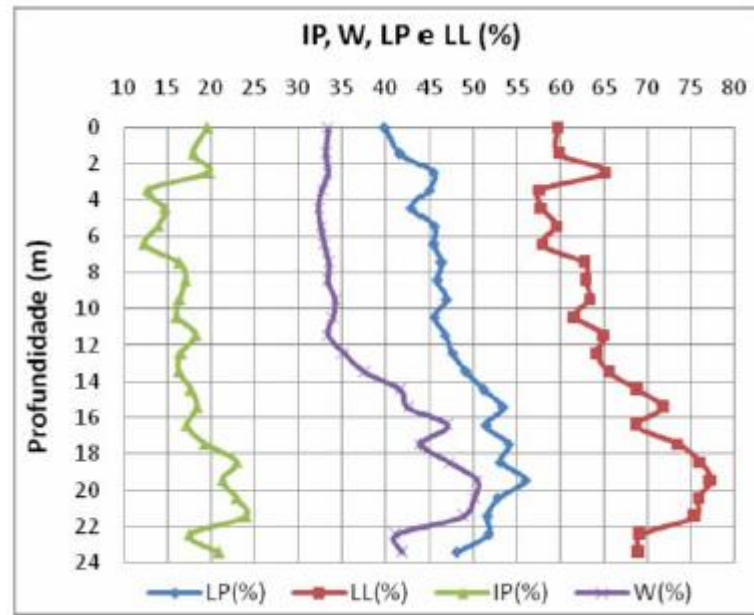


Figura 3.15 – Valores de LL, LP, IP e W ao longo da profundidade

Fonte: (MIGUEL *et al.*, 2002)

A massa específica dos sólidos ao longo da profundidade é apresentada na Figura 3.16, indicando a presença de agentes cimentantes (óxido de ferro), derivados da lixiviação das rochas basálticas ao longo dos anos, o que favoreceu aos altos valores encontrados. São apresentadas também, as frações granulométricas ao longo da profundidade.

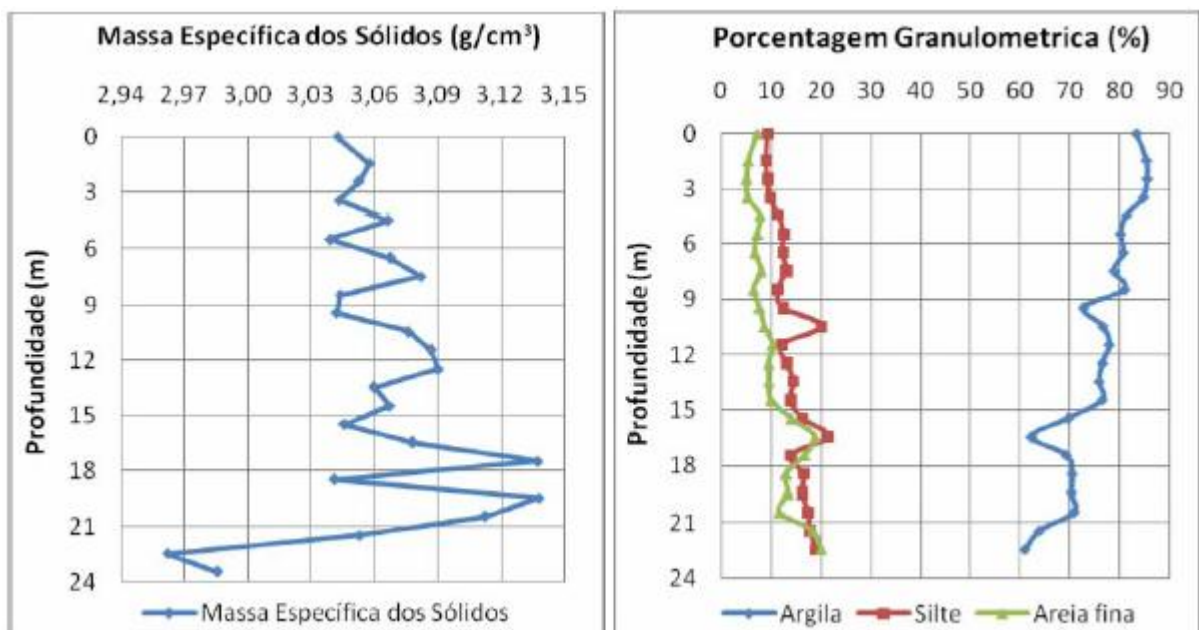


Figura 3.16 – Massa específica dos sólidos e porcentagens granulométricas ao longo da profundidade

Fonte: (MIGUEL *et al.*, 2002)

3.3.2.3 Sucção Matricial

Levando em consideração a importância de se realizar o monitoramento dos valores de sucção matricial e, conseqüentemente, do teor de umidade do solo, quando da execução de ensaios de campo, fez-se necessário uma abordagem mais detalhada do conceito de sucção matricial.

A sucção, como já abordada no subitem 3.2.2, é dividida em duas componentes principais, a osmótica e a matricial, sendo que a matricial é a de maior importância em se tratando de avaliação do comportamento mecânico dos solos. A sucção matricial e a tensão efetiva são consideradas as propriedades mais significativas de um solo devido à grande variação que estas exercem na sua resistência, compressibilidade e permeabilidade.

A sucção matricial pode ser facilmente medida em campo, através da utilização do tensiômetro, equipamento já largamente utilizado pelos engenheiros agrônomos na irrigação. O tensiômetro é um instrumento constituído por um tubo plástico, de comprimento variável, cuja extremidade inferior há uma cápsula de porcelana porosa. É também fechado hermeticamente na extremidade superior, onde se encontra um manômetro de mercúrio ou um vacuômetro metálico tipo Bourdon, como elemento indicador do vácuo existente dentro do aparelho, quando em operação. O vacuômetro metálico é calibrado geralmente em centibar, mmHg (milímetro de mercúrio) ou Pascal (Pa).

O tensiômetro mede diretamente a tensão da água. Valores baixos indicam solo úmido e, altos, solo seco. Na Figura 3.17 é apresentada uma imagem do tensiômetro instalado em campo, enquanto que, na Figura 3.18, são apresentadas as curvas de secagem para as profundidades de 4 e 6 metros do subsolo do CEEG, obtidas por Padilha (2004) e apresentadas por Miguel *et al.* (2005a).



Figura 3.17 – Tensiômetro em operação

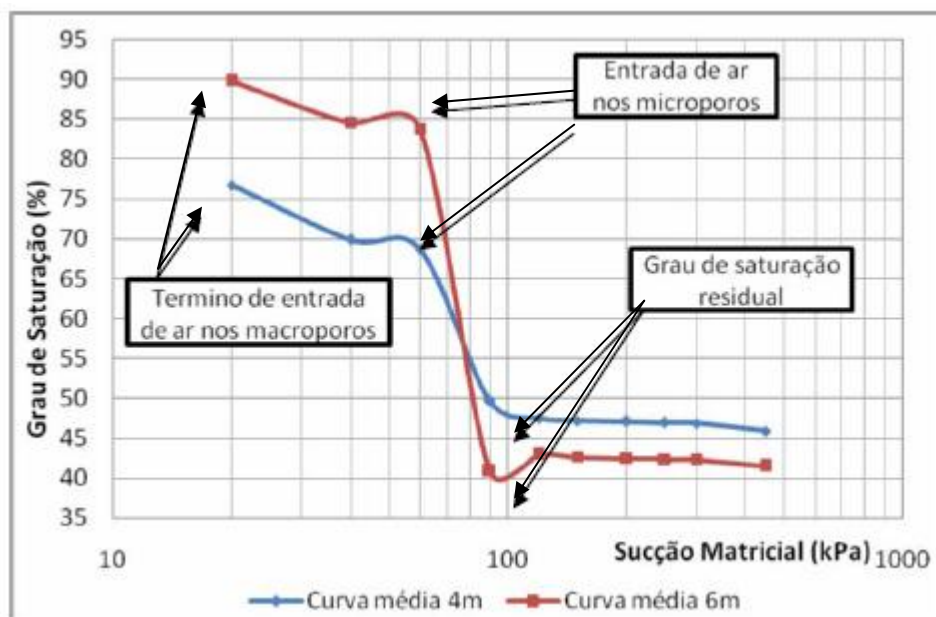


Figura 3.18 – Média das curvas de sucção para 4 e 6 metros

Fonte: (MIGUEL *et al.*, 2005a)

3.4 PROVAS DE CARGA HORIZONTAL REALIZADAS NO CEEG

Em Miguel *et al.* (2001), foram ensaiadas quatro estacas escavadas com trado mecânico em solo laterítico e colapsível do CEEG, com o intuito de se obter o coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) e sua variação quanto à colapsibilidade. As provas de carga foram realizadas com pares de estacas, seguindo as recomendações da NBR12121/91.

As estacas ensaiadas possuíam 30 cm de diâmetro e 12 metros de comprimento, sendo totalmente embutidas em argila porosa.

O concreto utilizado no preenchimento das estacas possuía um valor de resistência à característica à compressão (f_{ck}) de 15 MPa. A armadura das estacas foi composta por 8 barras de 16 mm e uma barra de 32 mm (Dywidag) de 6,0 m, posicionada no centro de cada estaca. O espaçamento foi de 2,53 m de face a face de estaca.

Os valores médios de capacidade de carga no estado de umidade não-saturado do solo foi em média 31 kN (Figura 3.19), enquanto que, no estado do solo pré-inundado por 48 horas foi de 27 kN. Considerando um coeficiente de segurança de 2,0 e 1,5 para os estados não-saturado e inundado, respectivamente, obteve-se como carga admissível, os valores respectivos de 15,5 kN e 15 kN, e, como deslocamentos horizontais referentes às cargas admissíveis, os valores de 3,71 mm, no estado de umidade não-saturado do solo, e 9,08 mm, no pré-inundado.

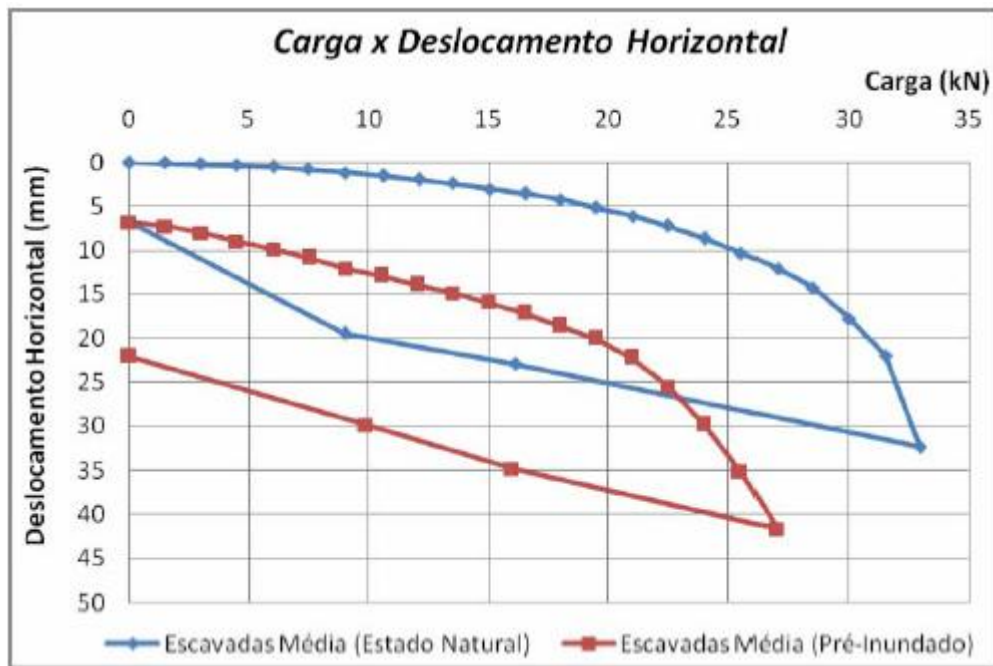


Figura 3.19 – Curvas carga x deslocamento horizontal das estacas escavadas submetidas a provas de carga horizontal no estado de umidade não-saturado do solo e pré-inundado no CEEG

Os autores obtiveram um valor de n_h médio, para o solo não-saturado, de 6,8 MN/m³, com intervalos de deslocamento compreendidos entre 6 e 12 mm, e para o solo pré-inundado, um valor de 2,1 MN/m³, nos intervalos de 12 mm a 18 mm, assim como utilizado no trabalho de Miguel (1996). Obtendo-se, portanto, uma redução de 69% no coeficiente n_h devido ao efeito da colapsibilidade.

4 MÉTODOS E MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

4.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS

A disposição das estacas no CEEG é apresentada na Figura 4.1 e corresponde à área de pesquisa 6, sendo uma região bem caracterizada através de ensaios realizados próximos ao ponto 9.

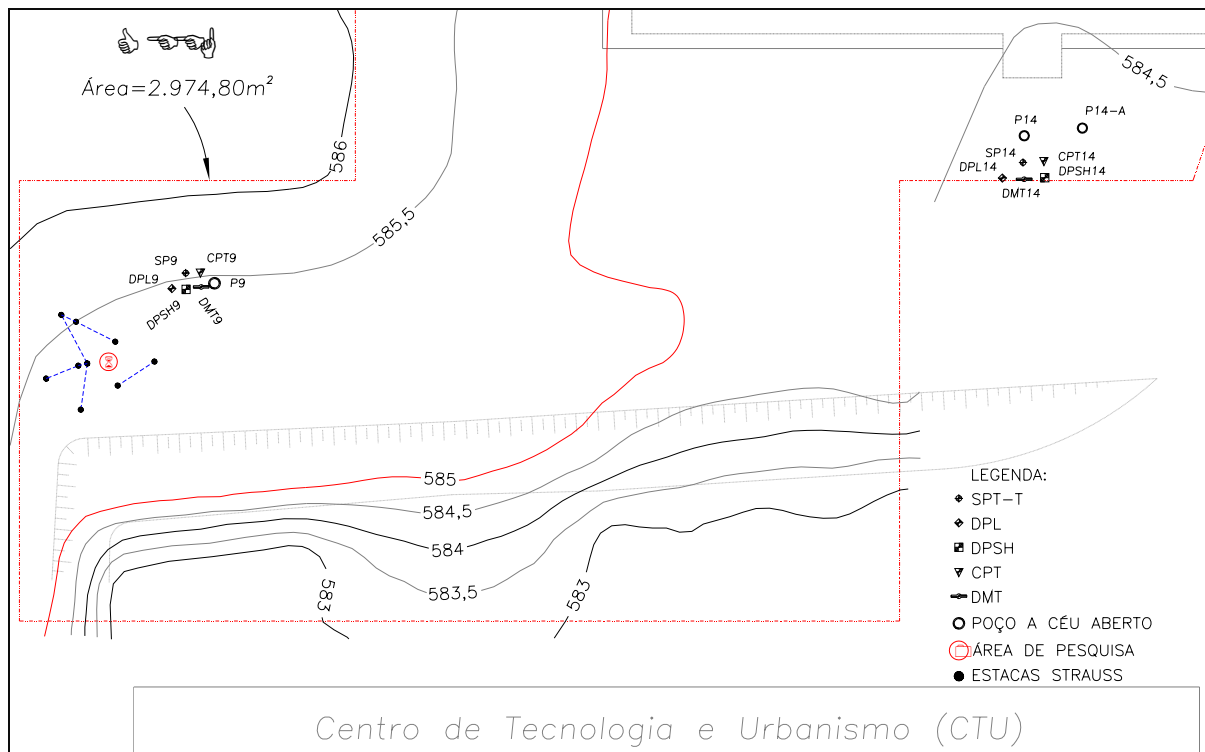


Figura 4.1 – Área de pesquisa e localização dos ensaios de campo

Foram executadas nove estacas Strauss de diâmetro nominal externo 32 cm e comprimento 12 metros, utilizando para isso concreto de *slump* 12 cm e resistência média a compressão (f_{cm}) de 23,1 MPa. A armadura de cada estaca foi composta por uma barra *Dywidag* de diâmetro 32 mm com 1,15 metros de comprimento, disposta ao centro da seção transversal da mesma, sendo um metro da barra embutido na estaca e soldado a uma das armaduras utilizadas, conforme apresentado na Figura 4.2.

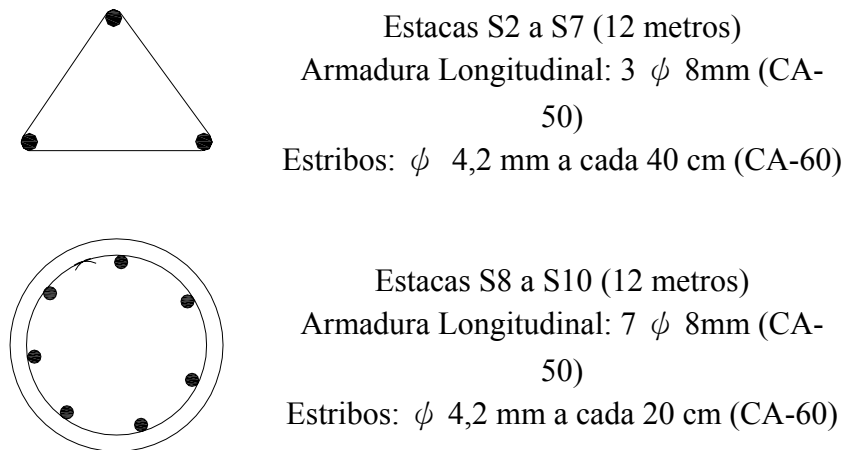


Figura 4.2 – Detalhes das armações das estacas Strauss ensaiadas

A execução das estacas foi realizada de acordo com a prática habitualmente realizada na região, que consiste da utilização do tubo de revestimento apenas nos 3 metros iniciais da estaca. Isso se deve ao fato do solo local ser coesivo (argila) e do nível de água se situar, neste caso, abaixo da cota de assentamento das estacas, o que impede a ocorrência do estrangulamento do fuste durante sua execução. O processo executivo regional foi utilizado visando simular em totalidade a situação real ocorrida em estacas submetidas aos esforços horizontais na região.

Usualmente, na execução de estacas Strauss, é utilizado concreto mais seco e apilado em camadas, através de soquete de 300 kg, conforme estas vão sendo lançadas, com posterior colocação da armadura de espera. No entanto, para as estacas executadas a concretagem foi realizada com um concreto mais plástico, de *slump* 12 cm, devido a estaca apresentar armadura em toda sua extensão e esta ser inserida após à concretagem, tornando impraticável a execução do procedimento padrão.

Na Figura 4.3, pode-se visualizar a localização das nove estacas executadas no CEEG. A seguir também é apresentado, na Tabela 4.1, a ordem das provas de carga horizontal e as distâncias entre pares de estacas. Nessa mesma tabela é apresentada a condição de umidade do solo e o objetivo a ser alcançado com o ensaio correspondente.

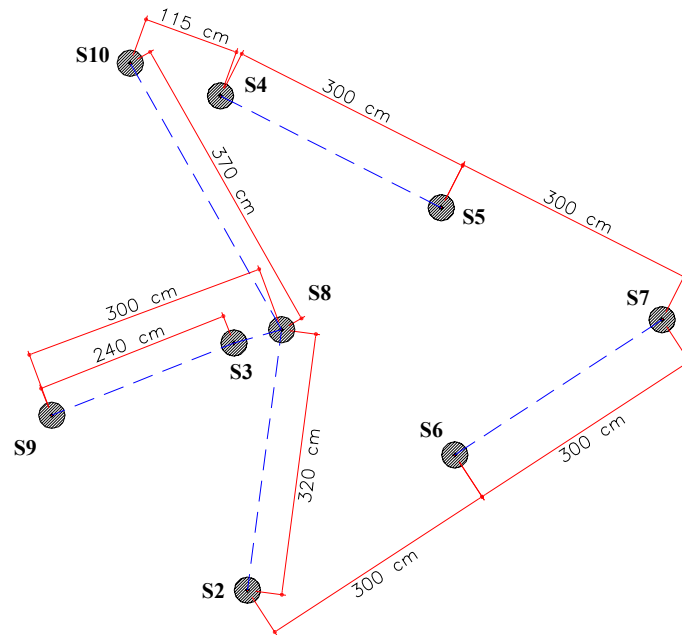


Figura 4.3 – Distância entre pares de estacas

Tabela 4.1 – Resumo dos pares ensaiados

<i>Número da Prova de Carga</i>	<i>Estaca</i>	<i>Par</i>	<i>Condição de Umidade do Solo ao Redor da Estaca</i>	<i>Objetivo do Ensaio</i>
1°	S2	S8	Não-saturado	Capacidade de Carga
2°	S2	S8	Pré-Inundação por 36hrs	Colapsibilidade
3°	S3	S9	Não-saturado	Ruptura Estrutural
4°	S6	S7	Umedecimento com P_{adm}	Influência da Sucção
4°	S7	S6	Umedecimento com P_{adm}	Influência da Sucção
5°	S4	S5	Umedecimento com P_{adm}	Influência da Sucção
6°	S4	S5	Umedecimento com P_{adm}	-
5°	S5	S4	Umedecimento com P_{adm}	Influência da Sucção
6°	S5	S4	Umedecimento com P_{adm}	Influência da Sucção
1°	S8	S2	Não-saturado	Capacidade de Carga
2°	S8	S2	Não-saturado	Capacidade de Carga
7°	S8	S9	Não-saturado	Capacidade de Carga
8°	S8	S10	Não-saturado	Capacidade de Carga
3°	S9	S3	Não-saturado	Capacidade de Carga
7°	S9	S8	Não-saturado	Capacidade de Carga
8°	S10	S8	Pré-Inundação por 12hrs	Colapsibilidade

No primeiro ensaio envolvendo as estacas S2 e S8 (**prova de carga 1**), as mesmas foram solicitadas até uma carga suficientemente grande para que deslocassem 30 mm, ou seja, toda a extensão do extensômetro.

O reensaio da estaca S2 (**prova de carga 2**) foi realizado com o intuito de avaliar o efeito de colapsabilidade do solo através da pré-inundação do mesmo por um período de 36 horas. A estaca S8, neste ensaio, apenas funcionou como reação.

No ensaio entre S3 e S9 (**prova de carga 3**), optou-se por levar as estacas até a ruptura estrutural, ou seja, aplicar uma carga de valor suficiente para causar a ruptura da seção transversal da estaca, através de esforços de flexão.

Nas provas de carga envolvendo as estacas S4, S5, S6 e S7 (**provas de carga 4, 5 e 6**), foi adotada uma nova metodologia a fim de determinar a real influência da sucção matricial no comportamento de estacas solicitadas por carregamentos horizontais, que consistiu da aplicação de pequenos incrementos de carga até a carga admissível, sendo, a partir deste momento, mantida a carga durante um período mínimo de trinta minutos, a fim de estabilizar os deslocamentos e constatar a estabilidade do sistema. Após este período, se iniciou o umedecimento controlado do solo ao redor das estacas através de duas mangueiras (uma em cada estaca) à vazão de 0,060 litros por segundo, com realização de leituras de deslocamento a cada 10 minutos, assim como, leituras de sucção matricial por meio de tensiômetros instalados ao lado de cada estaca, durante o período de uma hora.

A estaca S8 foi ensaiada quatro vezes (**provas de carga 1, 2, 7 e 8**), todas com o solo ao seu redor sob condições não-saturadas de umidade, sendo o primeiro ensaio realizado em conjunto com a estaca S2 e os reensaios, respectivamente, com a estaca S2, S9 e S10.

A estaca S9, inicialmente, foi ensaiada com a estaca S3 (**prova de carga 3**) a fim de obter a carga de ruptura estrutural. No entanto, devido às diferenças nas rigidezes estaca-solo constatadas entre as duas estacas e a falta de dados significativos, realizou-se um reensaio em conjunto à estaca S8 (**prova de carga 7**), de mesmas características, objetivando obter a carga de ruptura das duas estacas, isto é, da S9 e S8.

Foi realizada uma análise do efeito do colapso do solo na capacidade de carga da estaca S10 (**prova de carga 8**), que não possuía histórico de carregamentos, com pré-inundação do solo por 12 horas. Optou-se por realizar essa análise, visto que é muito discutível a influência do primeiro carregamento sob o conjunto solo-estaca em solicitações posteriores.

Como apresentado anteriormente na Figura 4.2, três estacas foram executadas com uma taxa de armadura maior que as demais, apresentando, portanto, uma rigidez estaca-solo superior e deformações inferiores durante os ensaios. Isso motivou a realização do reensaio das estacas S8 e S9, já citado acima, devido ao fato de ambas não apresentar magnitudes de deformações compatíveis aos seus pares nos respectivos primeiros ensaios.

Foram utilizados tensiômetros próximos às estacas ensaiadas, colocados com uma antecedência mínima de um dia do ensaio, para que fosse possível ocorrer à estabilização do solo em contato com a pedra porosa existente na extremidade inferior do equipamento.

Ao término de cada ensaio, os tensiômetros foram retirados e deixados imersos em água destilada até o dia seguinte, sendo em seguida recalibrados através da colocação de água destilada fervida e retirada de bolhas de ar através de vacuômetro (seringa). A instalação dos tensiômetros próximos às estacas se deu através da realização de um pré-furo com um trado de 1” e inserção dos mesmos com uma pasta de solo umedecido, retirado da última coleta de solo, ao redor da pedra porosa, objetivando, assim, aumentar a área de contato e garantir a perfeita aderência da mesma ao solo.

Foram realizadas também coletas de amostras de solo próximo aos tensiômetros utilizados nos ensaios, a fim de obter o teor de umidade médio do solo no dia do ensaio. Vale ressaltar que nos ensaios com o umedecimento monitorado, realizados entre as estacas S4, S5, S6 e S7, foram feitas duas coletas de amostras sendo a primeira com o solo no estado não-saturado, antes do início do umedecimento do solo, e outra no fim do ensaio, após a estabilização da sucção.

4.2 O ENSAIO

Nos ensaios, foram utilizados os seguintes equipamentos: um conjunto bomba manual e macaco hidráulico vazado de capacidade nominal 5000 kN, uma célula de carga vazada com capacidade nominal 200 kN, um indutor de deformações e extensômetros de precisão 0,01 mm, sendo três de curso total igual 30 mm e um quarto extensômetro de curso total igual a 50 mm.

A metodologia aplicada nas provas de carga horizontal foi a mesma utilizada por Miguel (1996), onde o ensaio é realizado em pares de estacas e ambas são submetidas ao mesmo carregamento aplicado (Figura 4.4).

Como pode ser visto na Figura 4.4, o sistema é apoiado em toda a extensão por vigas de madeira, assim como travado lateralmente, de maneira tal que não ocorra excentricidade durante a aplicação de carga.

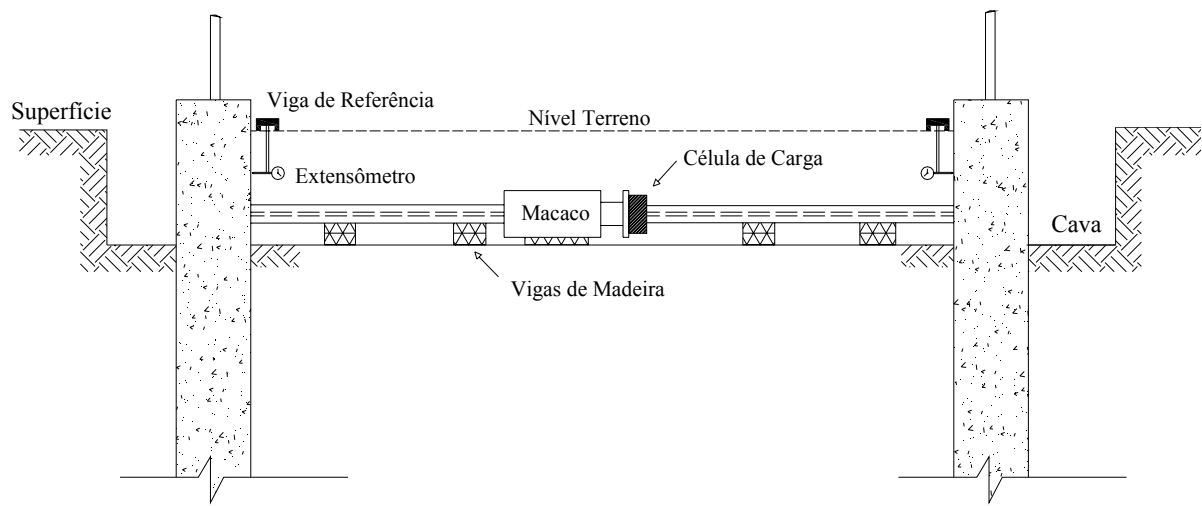


Figura 4.4 – Esquema da prova de carga

Uma barra de aço de 16 mm transpassa o macaco hidráulico e a célula de carga e tem suas extremidades conectadas adequadamente nos fustes das estacas através de um suporte metálico desenvolvido especialmente para este experimento (Figura 4.5), permitindo assim a estabilidade e segurança do ensaio caso ocorra alguma excentricidade.



Figura 4.5 – Suporte metálico utilizado nos ensaios

Vale ressaltar que todos os suportes fixados nas estacas foram alinhados com linha e prumo para reduzir a possibilidade do sistema de aplicação de carga ficar excêntrico em relação ao eixo longitudinal das estacas, como apresentado na Figura 4.6.



Figura 4.6 – Alinhamento sendo realizado para a fixação do suporte nas estacas

Foram utilizados dois chumbadores parabolts de 1” rosqueáveis por suporte, como apresentado na Figura 4.7. Após a realização de um pré-furo com furadeira, o parabolt foi rosqueado dentro do furo até sua completa fixação (Figura 4.8).



Figura 4.7 – Chumbadores Parabolt 1



Figura 4.8 – Chumbadores instalados

4.2.1 Célula de Carga e Indutor de Deformações

A célula de carga vazada utilizada possuía capacidade de 200 kN, sendo esta devidamente calibrada antes do início dos ensaios na prensa existente no Laboratório de Materiais de Construção na Universidade Estadual de Maringá (UEM).

O controle dos carregamentos foi feito por meio do indutor de deformações (Figura 4.9) que é interligado à célula de carga. Foi possível, por meio deste, manter constante a pressão aplicada nas estacas através do macaco durante todo o período da prova de carga, sendo que, ao menor sinal de queda na pressão, utilizava-se a bomba manual a fim de manter a carga. Na Figura 4.10 é apresentada a bomba utilizada.



Figura 4.9 – Indutor de deformações



Figura 4.10 – Bomba utilizada

O preenchimento do sistema foi realizado com tubos metálicos e anéis utilizados nos ensaios de compactação. Esses últimos, visando distribuir melhor o carregamento e evitar possíveis excentricidades no sistema. Um detalhe do sistema de aplicação de carga montado pode visto na Figura 4.11.



Figura 4.11 – Sistema de aplicação de carga

Na região dos suportes, foi adaptado um cano com um corte na parte inferior, fazendo com que este encaixasse sobre o suporte e ficasse em contato direto com a estaca, por onde a carga era aplicada. (Figura 4.12).



Figura 4.12 – Detalhe do cano sobre o suporte

4.2.2 Sistema de Referência e Amostradores

Para quantificar os deslocamentos horizontais sofridos pelas estacas durante os acréscimos de carga foram utilizados três extensômetros com curso total de 30 mm e um extensômetro com curso total 50 mm, sendo 2 utilizados em cada estaca e ambos posicionados o mais próximo possível do ponto de aplicação de carga, facilitando assim o cálculo final dos deslocamentos horizontais na superfície do terreno.

Vale ressaltar que o sistema de leitura de deslocamentos é isolado do restante do ensaio, sendo apoiado por perfis metálicos e fixado por bases magnéticas. Para uma leitura mais confiável, foram fixadas placas de vidro no fuste da estaca, visando obter uma superfície plana, como apresentado nas Figuras 4.13 e 4.14.



Figura 4.13 – Detalhe dos extensômetros



Figura 4.14 – Sistema de referência

4.2.3 Incrementos de carga aplicados

Os incrementos de carga adotados foram do tipo rápido, aplicados a cada 5 minutos, sendo o descarregamento realizado em dois estágios de 10 minutos, de acordo com a NBR 12121 (1991).

Nas estacas onde não foi possível a determinação da carga de ruptura, devido à necessidade de reensaio, por exemplo, o método de Van Der Veen (1953) foi utilizado a fim de possibilitar a extrapolação dos dados obtidos até a carga de ruptura provável.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 CURVAS CARGA X DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Com os dados obtidos nas provas de carga horizontal, foram confeccionadas curvas *carga x deslocamento horizontal* para cada estaca Strauss ensaiada. Essas curvas são apresentadas, inicialmente, em ordem de cada ensaio realizado e, posteriormente, agrupadas de acordo com a rigidez das estacas (3 ou 7 barras) e com as condições de umidade do solo.

Neste trabalho, foi convencionada como carga de ruptura, a carga determinada através do método de Van der Veen (1953) e apresentado no item 2.6, e carga máxima, a carga máxima obtida através das provas de carga horizontal realizadas.

5.1.1 Estacas S2 e S8 (primeira e segunda prova de carga)

Na Figura 5.1, são apresentadas as curvas obtidas nas provas de carga horizontal envolvendo as estacas S2 e S8, com o solo não-saturado na primeira prova de carga para as duas estacas e, no reensaio, com pré-inundação somente do solo ao redor da estaca S2 por 36 horas. Para todas as figuras apresentadas nesse capítulo, foi utilizada a expressão *NAT* para indicar quando a prova de carga foi realizada com o solo no estado não-saturado de umidade.

Observando as curvas apresentadas pode-se notar uma redução de 25% na capacidade de carga da estaca S2, quando reensaiada com o solo pré-inundado. É notável também a diferença constatada das capacidades de carga das estacas S2 e S8, no estado não-saturado de umidade do solo, devido ao aumento da rigidez estrutural da estaca representado pelo acréscimo de 4 barras ϕ 8 mm.

O teor de umidade médio do solo, obtido através de amostras coletadas a um metro de profundidade, próximo às duas estacas, foi de 32%. Já no reensaio, o teor de umidade médio encontrado foi de 57% e 36%, respectivamente, para as estacas S2 e S8.

A leitura de sucção matricial obtida nos tensiômetros instalados próximos à estaca S2, a um metro de profundidade, acusou no primeiro ensaio um valor constante de 17 kPa, enquanto que, no reensaio com pré-inundação do solo ao redor da estaca, o valor observado foi de 0 kPa (já descontada a leitura zero inicial do tensiômetro).

Próximo à estaca S8, a sucção foi constante e igual a 20 kPa ao longo do primeiro ensaio. Já no início do reensaio, a leitura de sucção registrada foi de 12,5 kPa, com um aumento crescente até 20 kPa, devido, provavelmente, ao processo natural de secagem superficial do solo durante o decorrer do dia.

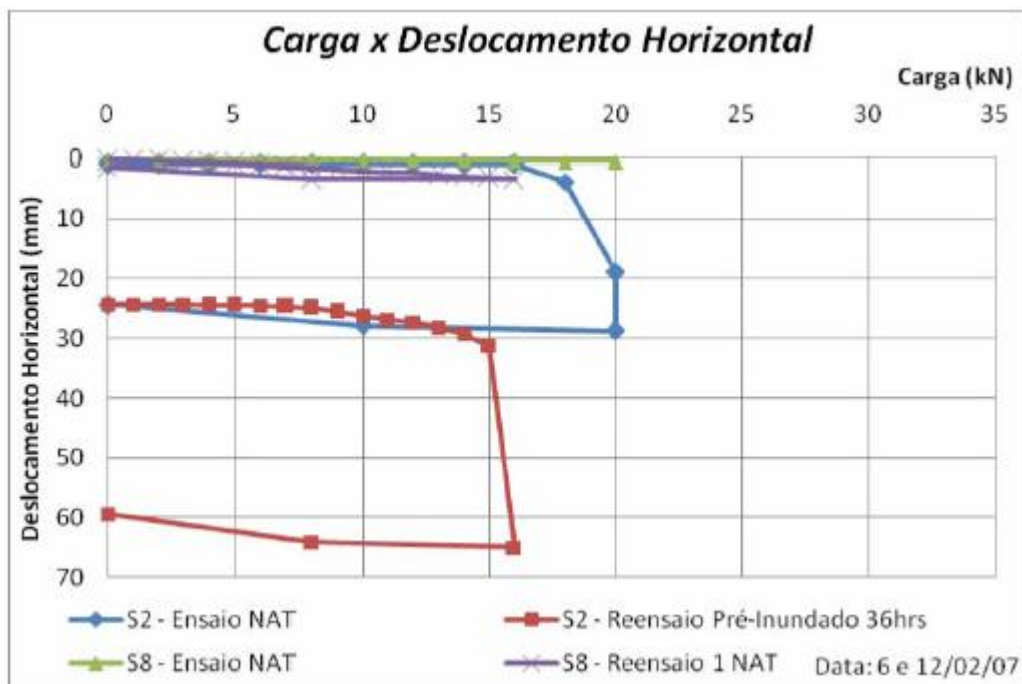


Figura 5.1 – Curvas carga x deslocamento horizontal das estacas S2 e S8

É apresentada na Figura 5.2 uma imagem da estaca S2 durante o reensaio com pré-inundação da cava, sendo possível verificar a fenda de solo criada na frente do fuste da estaca, devido aos deslocamentos horizontais da mesma.



Figura 5.2 – Estaca S2 solicitada com pré-inundação do solo

5.1.2 Estacas S3 e S9 (terceira prova de carga)

Como dito no Capítulo 4, a estaca S3 foi levada até a ruptura estrutural, conforme pode ser visto em sua curva *carga x deslocamento horizontal* (Figura 5.3). Nesta curva há um ponto onde se verifica a ruptura do elemento estrutural (estaca), após grandes deformações do sistema solo-estaca. O teor de umidade médio do solo, obtido através de amostras coletadas a um metro de profundidade, próximo à estaca S3, foi 32%, enquanto que, próximo à estaca S9, foi de 33%.

São apresentadas na Figura 5.3, as curvas *carga x deslocamento horizontal*, obtidas na prova de carga horizontal entre as estacas S3 e S9, ambas ensaiadas no estado não-saturado do solo. É notável novamente a diferença de comportamento existente entre as duas estacas em função das distintas rigidezes. Destacam-se os deslocamentos registrados para a estaca S9, em grande parte elásticos.

A sucção matricial registrada durante o ensaio próximo à estaca S3 foi de 21 kPa, com uma redução para 20 kPa, após o acréscimo de carga para 14 kN. Já o valor da sucção próximo à estaca S9 foi constante e igual a 20 kPa.

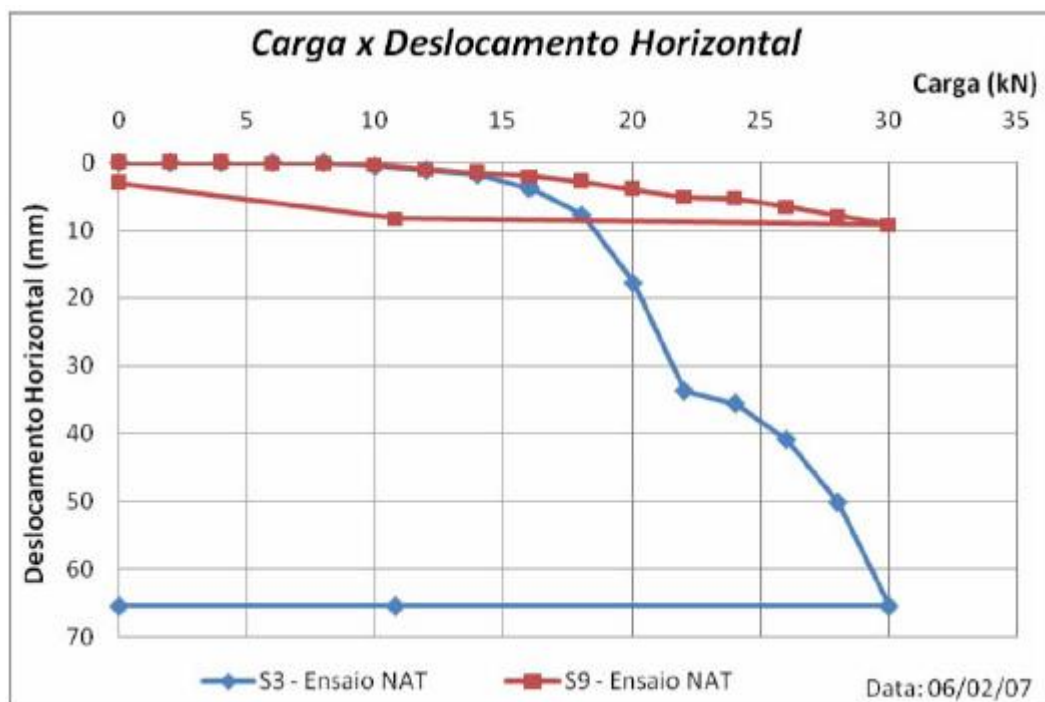


Figura 5.3 – Curvas carga x deslocamento horizontal das estacas S3 e S9

Nas Figuras 5.4 e 5.5 são apresentadas imagens da estaca S3, submetida a carregamento até a ruptura estrutural, onde é possível observar a expulsão de solo pela parte posterior da estaca, ocasionada pelos grandes deslocamentos, que alcançaram patamares da ordem de 10 cm para essa estaca.



Figura 5.4 – Deslocamento da estaca S3



Figura 5.5 – Deslocamento do solo durante prova de carga da estaca S3

Após a ruptura estrutural da estaca S3, um metro de sua extremidade superior foi retirado, a fim de possibilitar a execução de uma prova de carga adicional entre as estacas S8 e S9 (esquema Figura 4.3), com mesmas características estruturais, e obter as curvas *carga x deslocamento horizontal* das mesmas. Foi constatado que a ruptura da estaca S3 ocorreu num ponto situado à, aproximadamente, 70 cm de profundidade, sendo os 30 cm complementares escavados para a realização dos ensaios (Figura 5.6).



Figura 5.6 – Extremidade superior da estaca S3 extraída

5.1.3 Estacas S6 e S7 (quarta prova de carga)

No dia 09/04/07 foi conduzida a prova de carga horizontal entre as estacas S6 e S7 a fim de verificar a influência do umedecimento do solo na sua capacidade suporte e os acréscimos de deslocamento horizontal devido à interferência deste fator externo.

A metodologia adotada foi aplicar pequenos acréscimos de carga ao conjunto até alcançar a carga admissível, encontrada através das curvas *carga x deslocamento horizontal* das estacas S2 e S3 no dia 06/04/07, e manter a mesma por, no mínimo, 30 minutos, a fim de aguardar a estabilização dos deslocamentos. Após isso, por meio de duas mangueiras independentes, umedeceu-se o solo ao redor das estacas a uma vazão constante e igual a 0,060 litros por segundo durante o tempo de 1 (uma) hora, realizando leituras a cada cinco minutos dos deslocamentos horizontais e da sucção matricial por meio dos tensiômetros.

Nas Figuras 5.7 e 5.8 são apresentadas, respectivamente, imagens da região próxima à estaca S6 e da coleta de amostras ao lado da mesma.



Figura 5.7 – Estaca S6 e tensiômetro instalado



Figura 5.8 – Coleta de amostras

Foram coletadas amostras de solo, a um metro de profundidade da superfície, antes da inundação das cavas e, após o término das provas de carga, a fim de verificar possíveis alterações no teor de umidade do solo. Foi obtido, para as amostras retiradas próximas à estaca S6, o valor de teor de umidade médio de 35% no estado não-saturado e, após a inundação, de 55%. Já próximo à estaca S7, o valor do teor de umidade inicial médio obtido em laboratório foi de 37%, enquanto que, após a inundação da cava, foi de 56%.

A carga admissível considerada no ensaio foi de 10 kN, aplicando-se acréscimos de 1 kN em 1 kN a cada 5 minutos até atingi-la. Ao aguardar a estabilização dos deslocamentos, se procedeu ao umedecimento do solo ao redor das estacas e dos tensiômetros, durante o período de uma hora. Porém, após todo o período, não foram constatados acréscimos nos deslocamentos, mesmo com uma queda acentuada do valor da sucção matricial indicado pelos tensiômetros, como apresentado através da Figura 5.9.

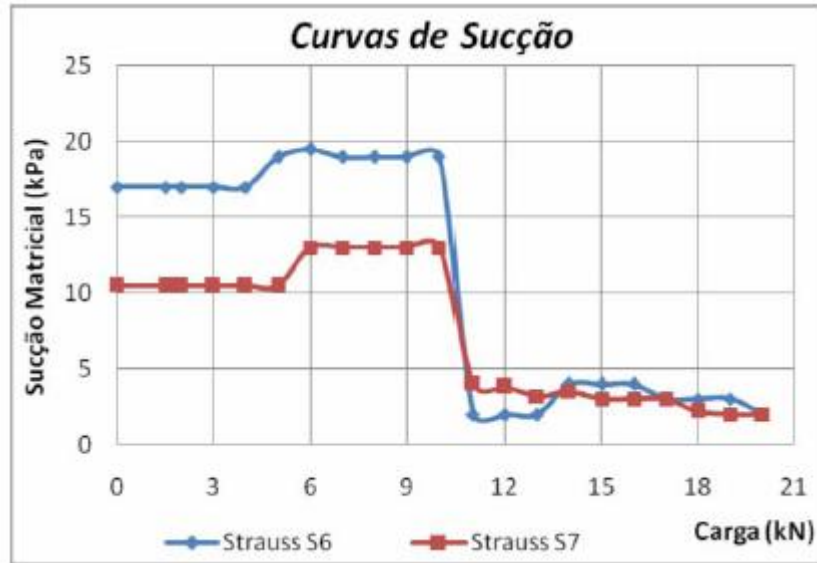


Figura 5.9 – Curvas de sucção obtidas para as estacas S6 e S7

Em face do ocorrido, se optou por continuar com os mesmos acréscimos de carga realizados anteriormente (1 kN) até alcançar a carga de ruptura das estacas e, se possível, a partir daí, confeccionar as curvas *carga x deslocamento horizontal* das mesmas.

Na Figura 5.10, são apresentadas as curvas *carga x deslocamento horizontal* das duas estacas ensaiadas, onde é possível notar a proximidade do comportamento entre elas e, também, com as estacas S2 e S3, apresentadas nos itens 5.1.1 e 5.1.2.

Devido às leituras de sucção obtidas para as estacas S6/S7 e S2 serem praticamente iguais, e somente a última apresentar colapso, é provável que tempo de umedecimento de 1 hora não foi suficiente para que o solo apresentasse alguma reação, ao contrário do que ocorreu com a estaca S2, que após um período de pré-inundação de 36 horas apresentou colapso aos 15 kN.

Vale ressaltar que todas as estacas citadas acima possuem 3 barras de aço \square 8 mm ao longo de toda sua profundidade.

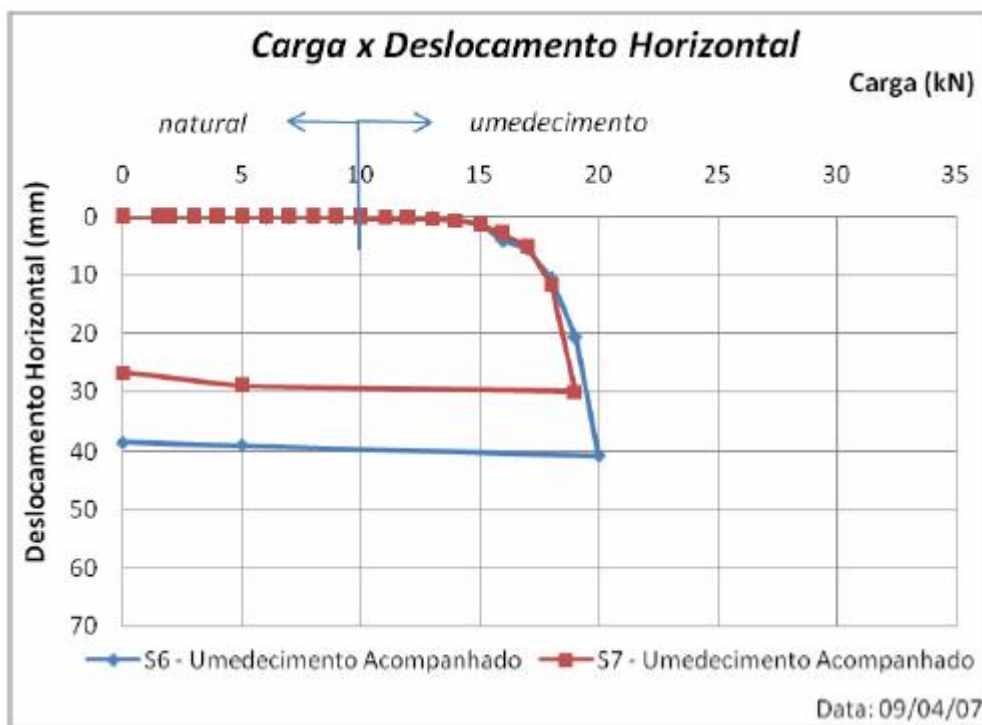


Figura 5.10 – Curva carga x deslocamento horizontal das estacas S6 e S7

É apresentada na Figura 5.11 uma imagem do processo de inundação, pelo qual foi umedecido tanto o solo ao redor dos tensiômetros próximos às estacas, quanto o solo ao redor das mesmas.



Figura 5.11 – Processo de umedecimento do solo e tensiômetros

5.1.4 Estaca S4 e S5 (quinta e sexta prova de carga)

Para o par de estacas S4 e S5, foi realizado o mesmo procedimento adotado na prova de carga horizontal entre as estacas S6 e S7, no entanto, optou-se por aumentar a carga aplicada para 15 kN, mantendo a mesma magnitude dos incrementos de carga, visto que, entre as estacas S6 e S7, não houve resposta das mesmas diante dos 10kN aplicados (carga admissível).

No entanto, após carregar a estaca S4 com 15 kN, ocorreram deslocamentos bruscos e repentinos na mesma, que levaram a uma redução da carga admissível para 12 kN. Após a inundação das cavas pelo mesmo procedimento descrito no item 5.1.3, a estaca S4 apresentou ruptura, enquanto que, a estaca S5 **não apresentou deslocamentos em momento algum durante a prova de carga.**

Os resultados obtidos podem ser vistos na Figura 5.12, onde são apresentadas as curvas *carga x deslocamento horizontal* para o primeiro ensaio entre as estacas S4 e S5.

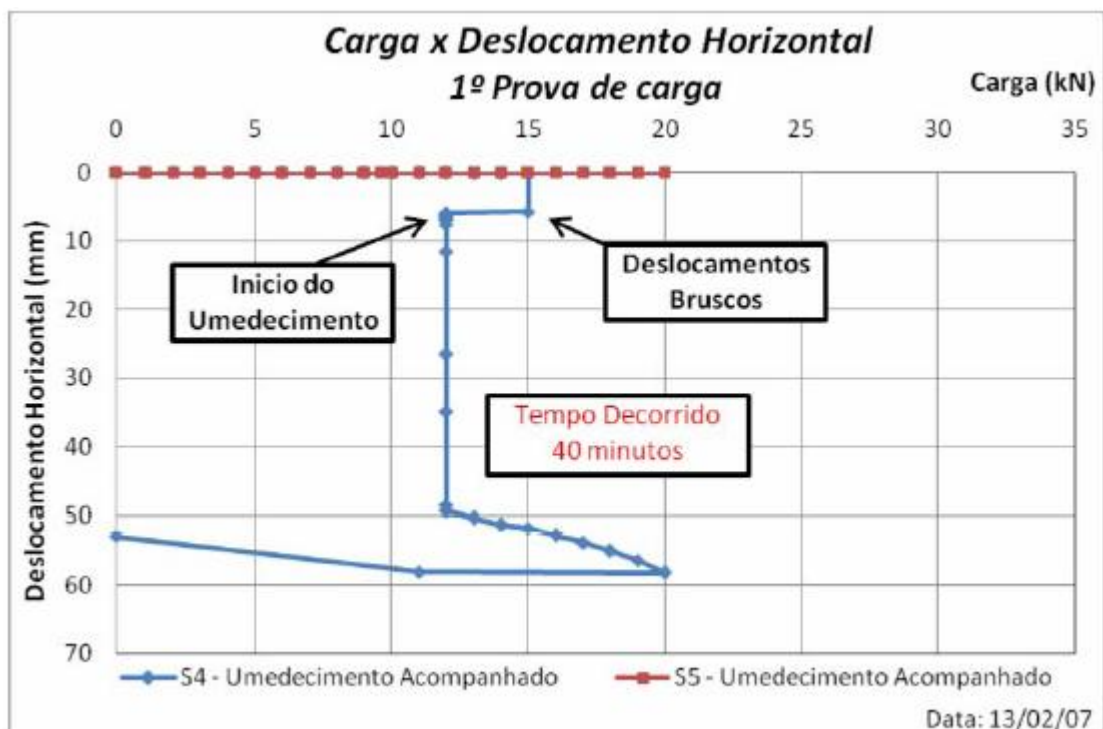


Figura 5.12 – Curvas para o primeiro ensaio envolvendo estacas S4 e S5

Os tensiômetros instalados próximos às estacas S4 e S5 não apresentaram leituras indicando queda do valor da sucção matricial do solo após o início do umedecimento deste, como apresentado na Figura 5.13. Vale ressaltar que o processo de umedecimento se deu da mesma maneira do ensaio realizado entre as estacas S6 e S7, assim como pela mesma vazão (0.060 litros por segundo).

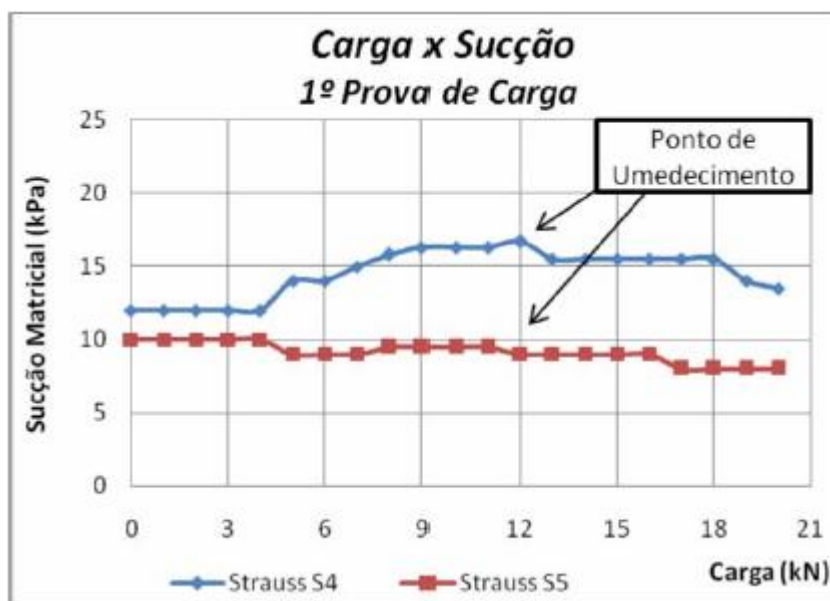


Figura 5.13 – Curvas de sucção obtidas para o primeiro reensaio entre estacas S4 e S5

Os valores de teores de umidade, encontrados à profundidade de um metro e próximos às estacas S4 e S5, foram, respectivamente, 38% e 36%, enquanto que, após o umedecimento do solo, os valores de teor de umidade obtidos em laboratório foram de 52% e 50%.

Em face do ocorrido, optou-se por fazer um reensaio envolvendo ambas as estacas, no entanto, com o travamento da estaca S4, a fim de somente ensaiar a estaca S5 e possibilitar a confecção da curva *carga x deslocamento horizontal* da estaca.

Na Figura 5.14, são apresentadas as curvas obtidas para o ensaio e para o reensaio envolvendo as duas estacas, sendo o reensaio realizado com o intuito principal de obter a carga de ruptura da estaca S5. Vale ressaltar que os pontos da curva obtidos para a estaca S4 são desprezíveis, visto que esta foi travada em outra estaca já ensaiada com o objetivo de aumentar a rigidez de reação.

Mesmo após uma nova calibração *in loco* dos tensiômetros entre a primeira e segunda prova de carga envolvendo as estacas S4 e S5, o valor da sucção não se alterou com o umedecimento do solo, ficando constante a 8 kPa, próximo à estaca S4, e 10 kPa, próximo à estaca S5. Já o teor de umidade médio, próximo à estaca S5, no reensaio foi de 58%.

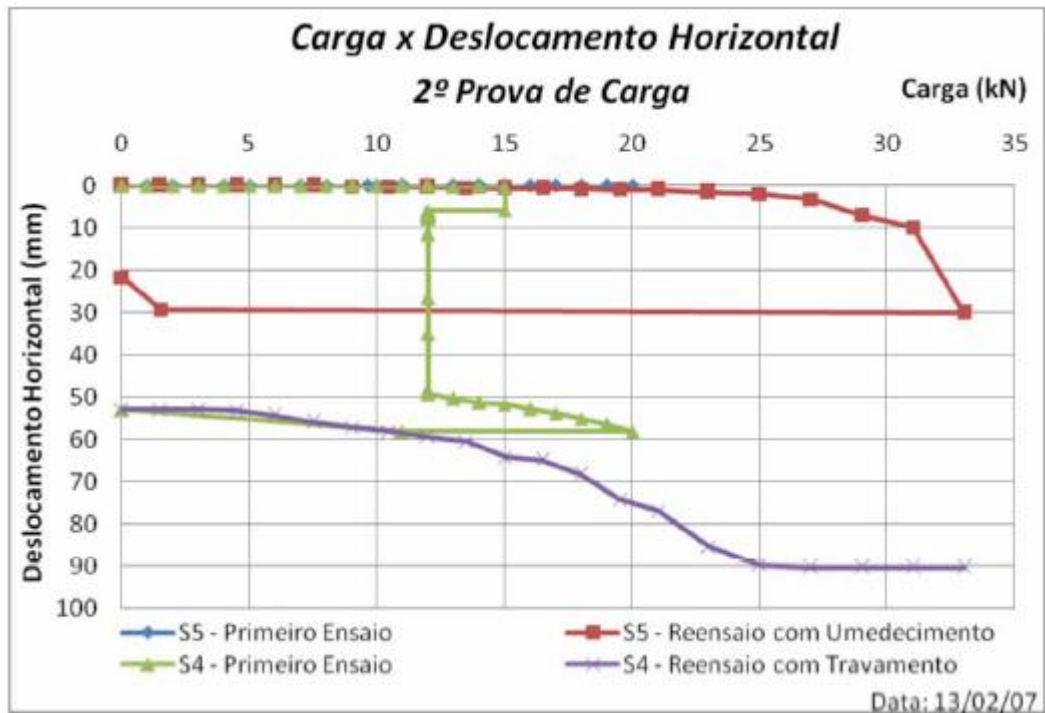


Figura 5.14 – Curvas para os ensaios envolvendo as estacas S4 e S5

A estaca S4, diante do apresentado acima, possivelmente apresentou problemas estruturais, o que explicaria o motivo da baixa carga de ruptura encontrada (12 kN) mesmo com um valor de sucção relativamente alto (15 kPa), comparado aos resultados obtidos pelas estacas S6 e S7, que apresentaram carga de ruptura média de 20 kN e sucção em torno de 3 kPa, no final do ensaio.

5.1.5 Estaca S10 e S8 (oitava prova de carga)

A estaca S10 foi submetida à prova de carga com o solo no estado pré-inundado de umidade por 12 horas, visando avaliar a influência da colapsibilidade do solo no

comportamento de uma estaca sem histórico de solicitações e com armadura composta de 7 ϕ 8 mm.

A prova de carga foi realizada em conjunto com a estaca S8, já previamente solicitada em outros três ensaios. A Figura 5.15 apresenta as curvas *carga x deslocamento horizontal* obtidas para essas duas estacas.

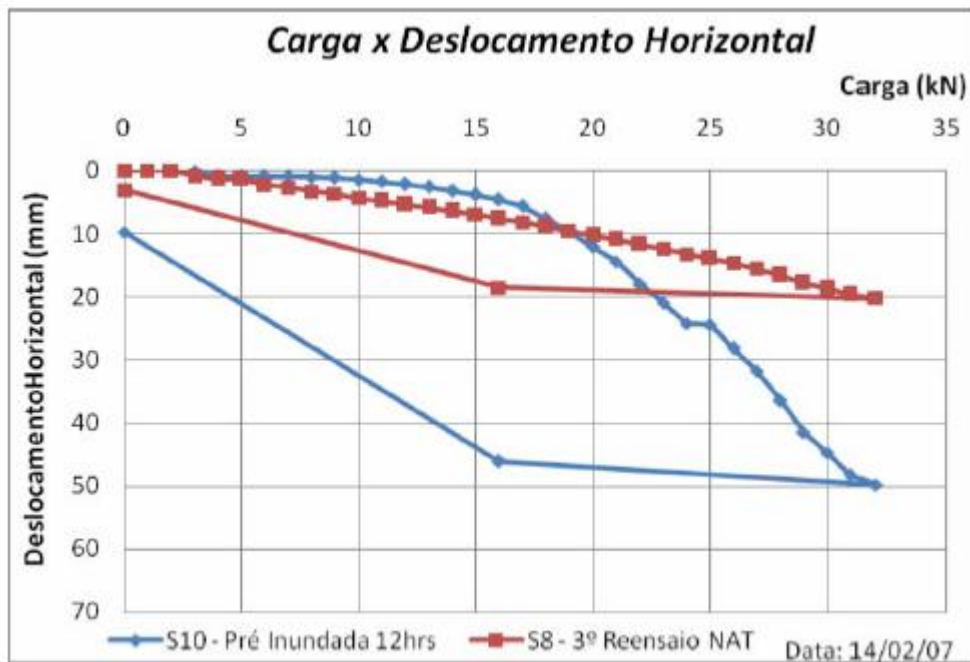


Figura 5.15 – Curva *carga x deslocamento horizontal* obtida para estaca S10 e S8

O controle da sucção matricial pode ser visto na Figura 5.16, onde as leituras realizadas próximas à estaca S10, sujeita a pré-inundação por 12 horas, não foram tão baixas quanto às encontradas para a estaca S2, em sua respectiva prova de carga quando reensaiada com pré-inundação por 36 horas, provavelmente, devido a esta diferença de 24 horas entre os dois períodos de umedecimento do solo.

Já os teores de umidade médio do solo, obtidos através da coleta de amostras da profundidade de um metro, próximas as estaca S10 e S8, revelaram valores da ordem de 41% e 36%, respectivamente.

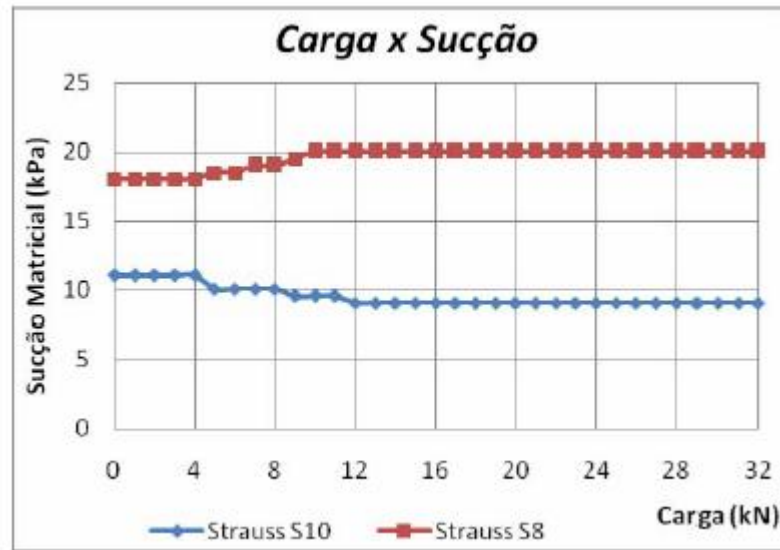


Figura 5.16 – Curvas de sucção obtidas para a prova de carga entre as estacas S10 e S8

5.1.6 Estacas S8 e S9 (sétima prova de carga)

Apesar das estacas S8 e S9 terem sido submetidas à provas de carga prévia (duas entre estaca S8 e S2 - item 5.1.1 e uma entre estaca S3 e S9 - item 5.1.2), estas foram ensaiadas com estacas de rigidez menor, o que causou deslocamentos muito pequenos e quase que totalmente elásticos, como observado durante os respectivos descarregamentos nas Figuras 5.1 e 5.3.

Na Figura 5.17, são apresentadas as curvas *carga x deslocamento horizontal* das estacas S8 e S9, ambas com 7 barras de 8 mm e ensaiadas apenas com solo no estado não-saturado, sendo possível notar a concordância entre as curvas de reensaio obtidas nas provas de carga envolvendo ambas.

As leituras de sucção matricial observadas próximas às estaca S8 foram de 20 kPa durante toda a prova de carga, enquanto que, próximas à estaca S9, esta variou de 22 kPa, no início do ensaio, até 26 kPa no final. O teor de umidade médio do solo encontrado próximo as duas estacas foi igual a 37%.

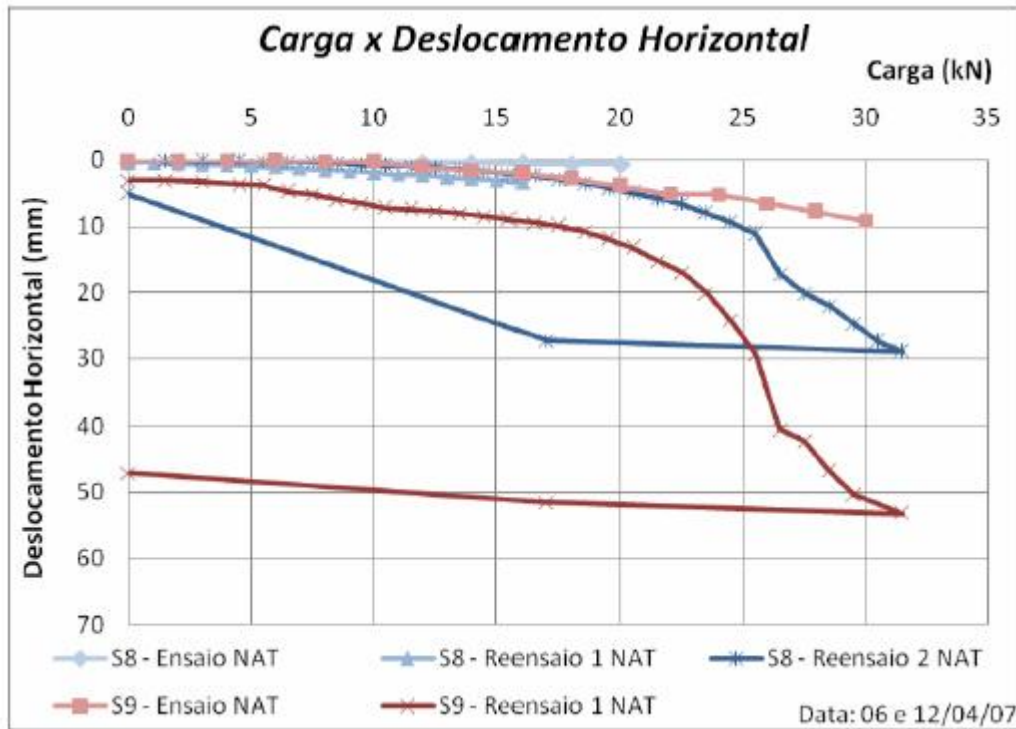


Figura 5.17 – Curvas *carga x deslocamento horizontal* das estacas S8 e S9

A carga de ruptura média, obtida pelo método de Van der Veen (1953), foi de aproximadamente 30 kN, com sucção matricial em torno de 20 kPa. Vale ressaltar que somente foram considerados os deslocamentos residuais dos ensaios prévios, realizados por cada estaca quando a sollicitação ocorreu na mesma direção, visto que a porção de solo sollicitada não é a mesma que um reensaio em outra direção (Figura 5.18).

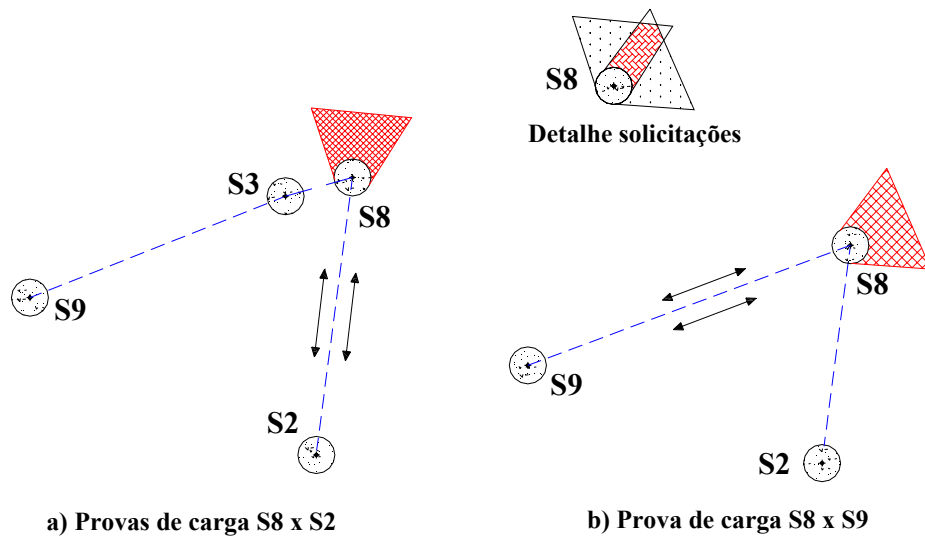


Figura 5.18 – Detalhe da porção de solo sollicitada durante provas de carga envolvendo a estaca S8

Para verificar o comportamento da estaca S8, submetida a quatro provas de carga, foi confeccionada a Figura 5.19, onde são apresentadas as correspondentes curvas *carga x deslocamento horizontal*. Todas as provas de carga foram realizadas com o solo no estado não-saturado de umidade, com valores de sucção matricial, durante os ensaios, de aproximadamente 20 kPa.

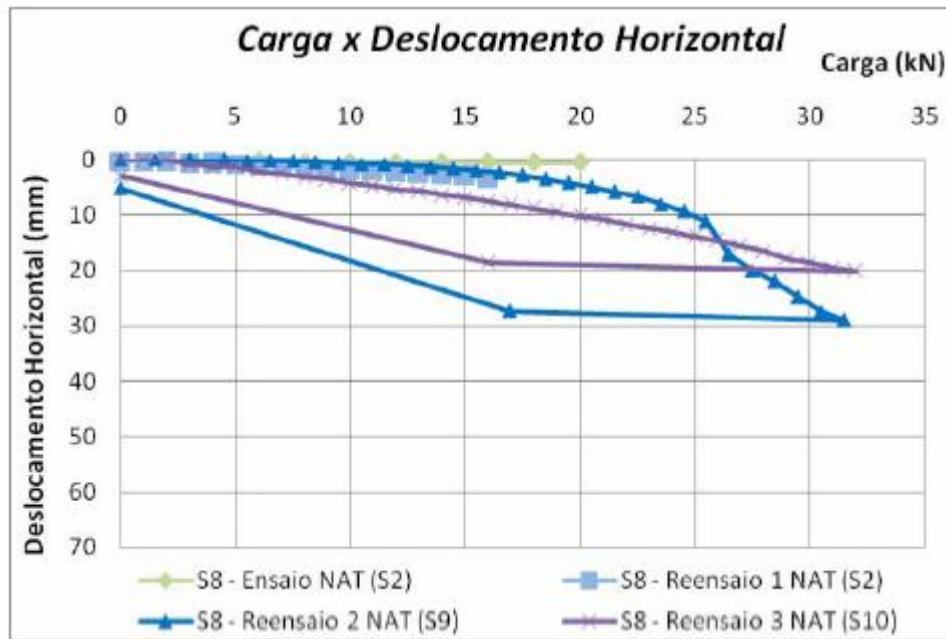


Figura 5.19 – Curvas obtidas nos ensaios envolvendo a estaca S8

5.1.7 Análise Comparativa

É apresentado na Tabela 5.1, um resumo dos ensaios realizados e as principais informações coletadas através destes. Foi convenicionado como P_u a carga de ruptura obtida pelo método de Van der Veen (1953), P_{est} a carga de ruptura estrutural, pela qual há a ruptura do elemento estaca, e P_c a carga de colapso, estimadas através da simples observação da evolução das curvas *carga x deslocamento horizontal*, provenientes das provas de carga realizadas mediante pré-inundação, sem a utilização do método de Van der Veen (1953).

São apresentados também na Tabela 5.1, os valores de sucção matricial inicial e final, próximos à estaca em questão durante o ensaio. Para o caso das estacas S4, S5,

S6 e S7, é apresentada a variação da sucção até o início da inundação, sendo o terceiro valor, a sucção registrada no final do ensaio, após a ruptura.

Tabela 5.1 – Resumo dos resultados obtidos através de provas de carga no CEEG

<i>Estaca</i>	<i>Par</i>	<i>Condição do Solo</i>	<i>Sucção (kPa)</i>	<i>P (kN)</i>
S2	S8	Ensaio não-saturado	17	$P_u = 20$
S2	S8	Reensaio pré-inundado 36hrs	0	$P_c = 15$
S3	S9	Ensaio não-saturado	21-20	22 (P_u) e 30 (P_{est})
S6	S7	Ensaio com umedecimento	17-19 e 2	$P_u = 20$
S7	S6	Ensaio com umedecimento	10-13 e 2	$P_u = 20$
S4	S5	Ensaio com umedecimento	12-18 e 13	$P_u = 12$
S4	S5	Reensaio com umedecimento	8	-
S5	S4	Ensaio com umedecimento	10-9 e 8	-
S5	S4	Reensaio com umedecimento	10	$P_u = 33$
S8	S2	Ensaio não-saturado	20	-
S8	S2	Reensaio 1 não-saturado	12-20	-
S8	S9	Reensaio 2 não-saturado	20-21	$P_u = 32$
S8	S10	Reensaio 3 não-saturado	18-20	$P_u = 33$
S9	S3	Ensaio não-saturado	20	$P_u = 29$
S9	S8	Reensaio não-saturado	22-27	$P_u = 27$
S10	S8	Ensaio pré-inundado 12hrs	11-9	$P_c = 27$

É apresentado na Figura 5.20, um gráfico comparativo dos resultados registrados para todas as estacas de menor rigidez (3 barras de 8mm), adotando-se a seguinte simbologia para este gráfico em especial: a) RI = Reensaio com solo no estado pré-inundado; b) UM = Ensaio com umedecimento do solo monitorado; c) EI = Ensaio com pré-inundação do solo e; d) NAT = solo no estado de umidade não-saturado.

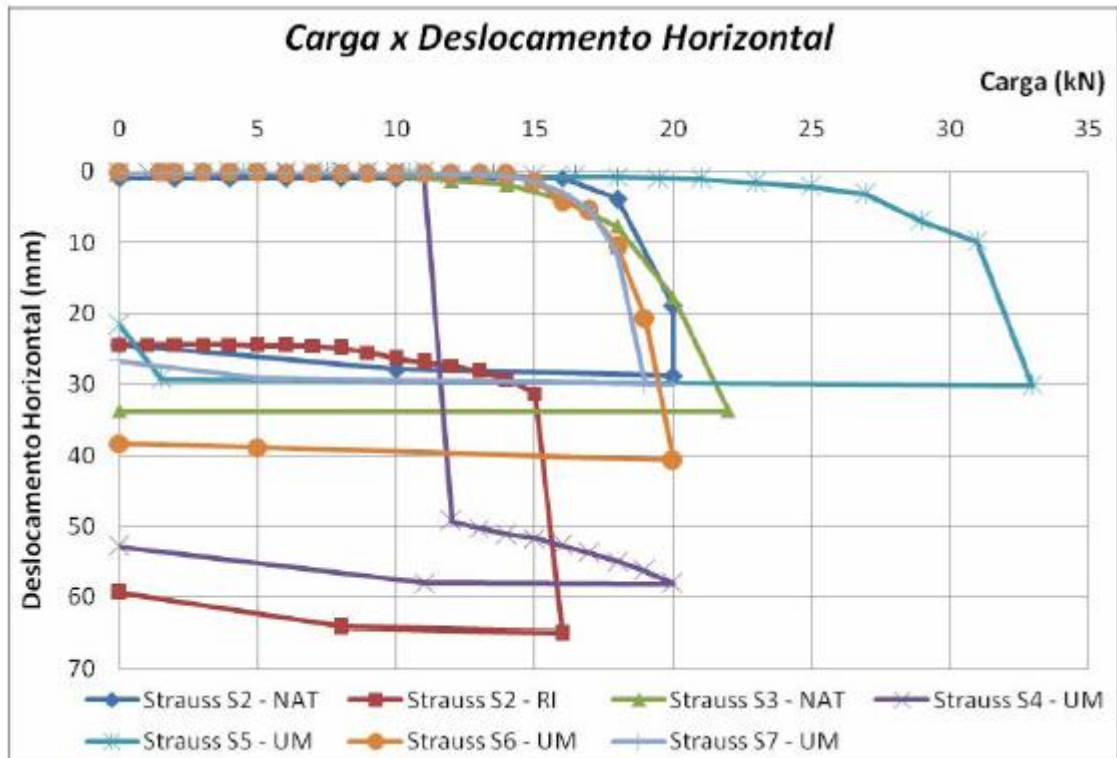


Figura 5.20 – Gráfico comparativo entre estacas S2 a S7

A carga de ruptura média para as estacas compostas por 3 x 8mm foi de aproximadamente, 20 kN, enquanto que, no estado pré-inundado, a carga de colapso média foi igual a 15 kN.

Apesar das estacas S6 e S7 terem sido submetidas a carregamento com umedecimento do solo, este não foi suficiente para comprometer a resistência do mesmo ao redor da estaca no tempo aguardado, o que é facilmente verificado devido à proximidade dos resultados das estacas analisadas. Dentre as possíveis causas para essa igualdade de comportamento, pode-se destacar: **a)** a possibilidade do umedecimento não ter sido realizado na carga crítica, abaixo da qual não ocorrer o colapso, ou **b)** aparentemente, o solo necessite de um tempo maior para reagir à queda da sucção matricial do solo, iniciar o processo de colapso e se equilibrar sob o novo estado de tensão submetido.

Pode-se notar também a disparidade ocorrida no comportamento da estaca S5, que pode ter sido causado por alguma interferência externa na estrutura do solo local (camada superficial mais densa em função da passagem de veículos), pela heterogeneidade do solo ou, ainda, por fatores externos ocorridos durante a execução da estaca, como por exemplo, alargamento do fuste na sua extremidade superior.

Na Figura 5.21, são apresentadas as curvas *carga x deslocamento horizontal* das estacas compostas por 7 barras de 8mm, que apresentaram uma maior rigidez e menores deslocamentos comparadas as estacas compostas por 3 barras.

As curvas pertencentes à primeira prova de carga, envolvendo as estacas S8 e S2, não foram apresentadas, visto que os deslocamentos sofridos pela estaca S8 não ultrapassaram 1 mm.

Pode-se notar a congruência dos resultados obtidos, principalmente, pelas estacas S8 e S9. Destaca-se a igualdade de comportamento da estaca S8 tanto no segundo reensaio (RN2), em associação a estaca S9, quanto no terceiro reensaio (RN3), em que foi ensaiada com a estaca S10. A provável explicação é que devido às solicitações ocorrerem em direções distintas, a resposta é apresentada como se parte do sistema nunca tivesse sido solicitado anteriormente. Isso é mostrado no trabalho de Reese *et al.* (1974) e pode ser visto através do detalhe da Figura 2.8, assim como na Figura 5.21.

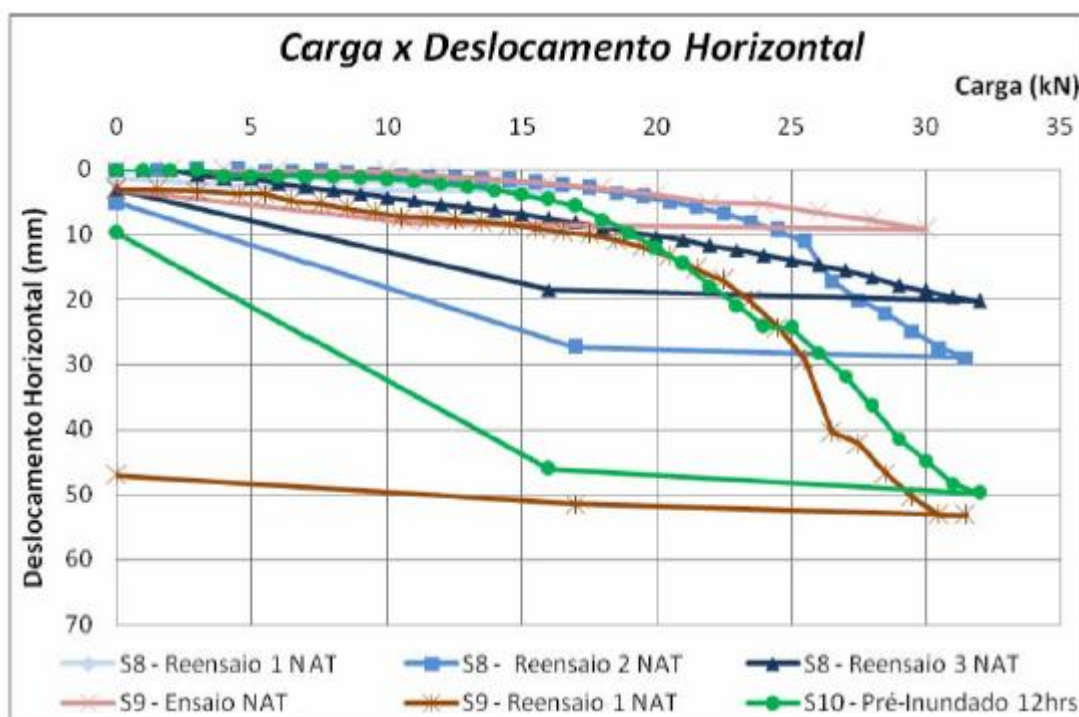


Figura 5.21 – Gráfico comparativo entre estacas S8 a S10

Diante dos resultados apresentados para a estaca S10, é possível verificar que a diminuição da sucção devido à pré-inundação de 12 horas não foi suficiente para reduzir consideravelmente o valor da carga máxima da prova de carga, visto que esta ficou em torno

de 27 kN, apenas 10% abaixo da carga de ruptura média encontrada para as estacas compostas S8 e S9. Em contrapartida, a estaca S2 teve uma redução de 25%, com sucção igual a 0 kPa.

Os resultados obtidos para a estaca S5 foram superiores aos encontrados nas estacas S8 e S9 (Figura 5.20), que foram ensaiadas no estado de umidade não-saturado do solo e apresentaram carga de ruptura em torno de 30 kN. Considerando que a estaca S5 foi ensaiada com o solo umedecido desde o início do ensaio e o valor da sucção foi em média 9 kPa, inferior ao obtido no ensaio envolvendo as estacas S8 e S9, verifica-se que os resultados podem ter sido influenciados pelas alterações no solo superficial ao redor da estaca, como também por alguma interferência externa durante sua execução, não permitindo assim uma análise coerente do seu comportamento.

Na Figura 5.22 são apresentadas as curvas *carga x sucção* desenvolvidas a partir de leituras realizadas durante as provas de carga.

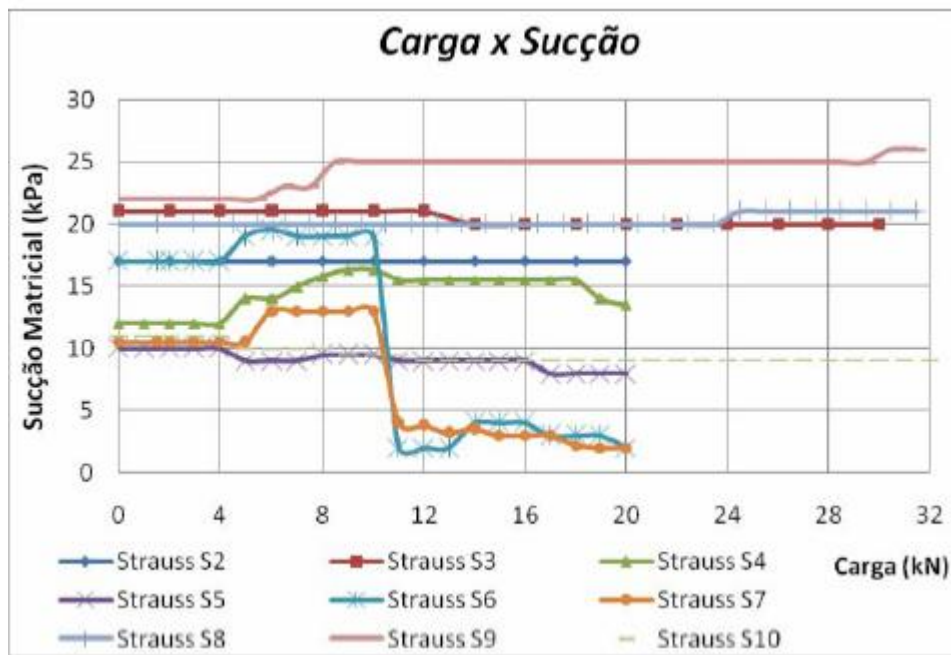


Figura 5.22 – Curvas carga x sucção obtidas durante as provas de carga no CEEG

5.1.8 Influência da Sucção Matricial

Na Tabela 5.2, é apresentado um resumo dos resultados coletados durante as provas de carga realizadas no CEEG. São apresentados os resultados relativos aos ensaios no estado não-saturado, pré-inundado e com umedecimento controlado do solo por 1 hora.

Verifica-se que para as estacas de menor rigidez, uma redução na sucção matricial de 100% causou uma redução de aproximadamente 25% na capacidade de carga das estacas, que no estado não-saturado foram em média de 20 kN e, após o umedecimento prévio do solo, passou a ser de 15 kN.

Já as estacas S6 e S7, submetidas a carregamento sob umedecimento controlado do solo por 1 hora, não apresentaram queda de capacidade de carga no tempo estipulado, porém, foram registradas quedas de 85% na sucção nos tensiômetros próximos às mesmas.

Tabela 5.2 – Resultados obtidos nas provas de carga e reduções referentes ao carregamento e sucção relativo às provas de carga realizadas com o solo no estado não-saturado e pré-inundado.

<i>Estaca</i>	Estado não-saturado			Pré-inundação/umedec.			Reduções	
	<i>P_u (kN)</i>	<i>W (%)</i>	<i>Sucção</i>	<i>P_c (kN)</i>	<i>W (%)</i>	<i>Sucção</i>	<i>P_u</i>	<i>Sucção</i>
S2	20	32,0	17	15	57,0	0	25%	100%
S3	22	33,2	20	-	-	-	-	-
S6	20	35,5	19	20	55,0	3	0	84%
S7	20	37,0	13	20	56,0	2	0	85%
S8	32	37,3	21	-	-	-	-	-
S9	28	37,1	25	-	-	-	-	-
S10	-	-	-	27	41,0	9	10%	61%

Na Figura 5.23 são apresentadas as variações obtidas no valor da sucção matricial para os três casos analisados. Os pontos inferiores de cada reta são referentes à situação com pré-inundação/umedecimento do solo.

De posse da curva característica de sucção matricial, referente ao procedimento de secagem, para a camada de 4 metros, obtida por Padilha (2004) e

apresentada na Figura 3.20, foram inseridos os pares de valores: teor de umidade gravimétrico e sucção matricial, obtidos para todas as estacas, e apresentado na Figura 5.24.

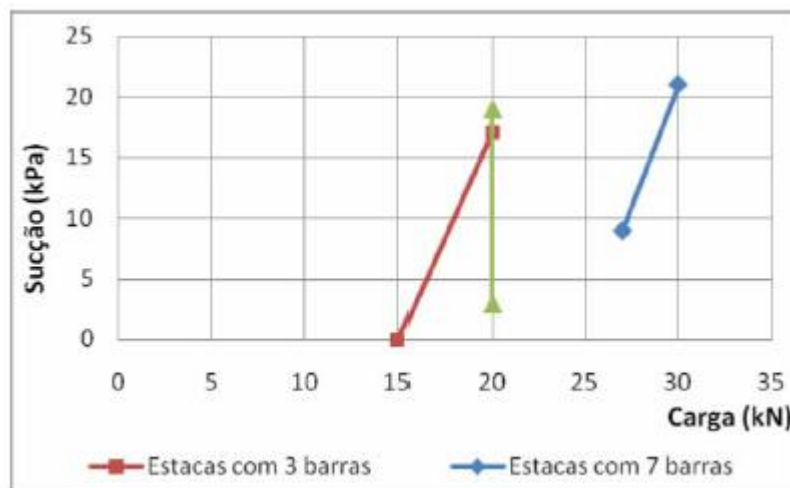


Figura 5.23 – Sucções matriciais médias registradas no estado não-saturado e pré-inundado para as estacas com 3 e 7 barras de aço e também para a prova de carga envolvendo S6 e S7

Na Figura 5.24, nota-se que os pontos referentes aos pares: sucção matricial e teor de umidade gravimétrico, obtidos durante as provas de carga horizontal, obviamente se situam abaixo da curva característica de secagem obtida por Padilha (2004), porque refletem trajetórias de umedecimento e secagem do solo em campo. Sabe-se que, no campo, o solo das camadas mais superficiais sofre continuamente processos de secagem e de umedecimento, que podem ser expressos por diversas trajetórias situadas entre as curvas características extremas de secagem e de umedecimento, determinadas em laboratório, respectivamente, por meio de corpos-de-prova de solo indeformado previamente saturados e com umidade gravimétrica correspondente à natural de campo ou à sucção matricial máxima que se deseja dar início à trajetória de secagem.

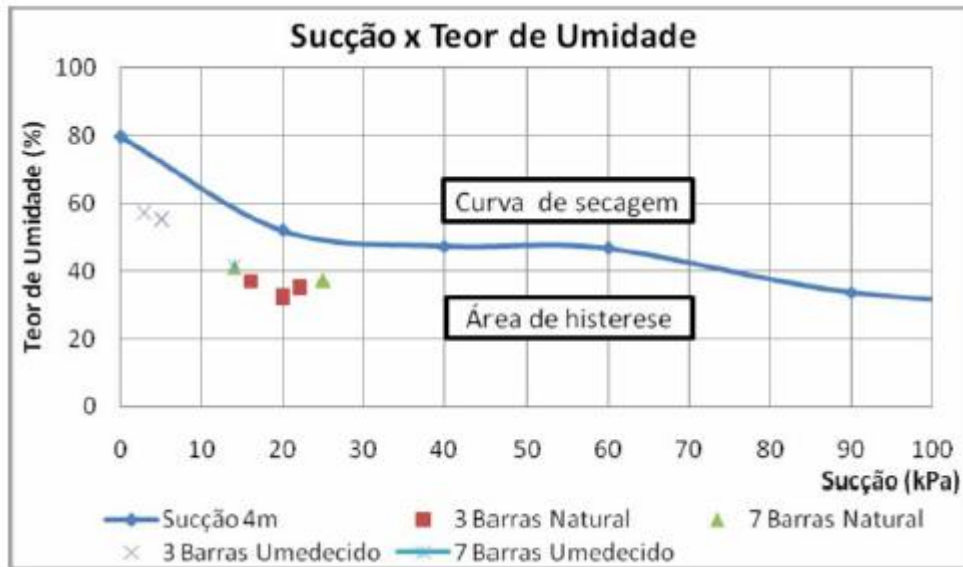


Figura 5.24 – Curva de secagem obtida por Padilha (2004) e par teor de umidade e sucção matricial média registrado para cada estaca ensaiada no CEEG

A diferença entre as curvas características de secagem e de umedecimento é devida ao fenômeno de *histerese*, atribuído a diversas causas: à não uniformidade geométrica de cada poro, ao efeito do ângulo de contato (que é maior quando ocorre umedecimento do solo e menor na fase de secagem), às bolhas de ar capturadas nos vazios do solo durante a fase de umedecimento e às alterações na estrutura do solo decorrentes da expansão ou contração, associadas aos ciclos de umedecimento ou secagem (Padilha, 2004).

Observando novamente a Figura 5.24, pode-se dizer que os pontos obtidos durante as provas de carga possuem coerência, pois os valores de teor de umidade maiores se referem aos valores de sucção matricial menores e vice-versa, com exceção de pequenas variações decorrentes do fenômeno de *histerese*.

5.2 ANÁLISE DOS MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DO DMT

A partir dos resultados obtidos do ensaio DMT para os furos 9 e 14, foram determinados diversos parâmetros geotécnicos do solo, através de correlações semi-empíricas. Com isso, aplicaram-se os métodos de Gabr e Borden (1988) e Robertson *et al.* (1989) a fim de obter as *curvas p-y* ao longo do comprimento das estacas Strauss ensaiadas.

As *curvas p-y* obtidas por meio dos métodos foram confrontadas com as curvas carga versus deslocamento horizontal obtidas nas provas de carga, sendo apenas considerados os ensaios realizados com o solo no estado não-saturado de umidade, com o intuito de determinar qual dos métodos se aplica melhor para o solo da região.

A comparação entre as curvas p-y e as curvas *carga x deslocamento horizontal*, obtidas em provas de carga, somente é possível devido à proporcionalidade existente entre as mesmas. As curvas p-y se referem à relação entre a reação horizontal do solo (devido a uma carga aplicada na estaca) por metro de comprimento de estaca (kN/m) e o deslocamento horizontal. Já as curvas carga versus deslocamento horizontal expressam uma força horizontal pontual (kN) aplicada no fuste da estaca contra o solo. Se essa força for aplicada considerando uma porção de estaca de um metro, pode-se admitir que ambas as curvas se equivaleriam.

Vale ressaltar que os métodos propostos apenas levam em consideração características do solo, quando ensaiado, e características geométricas da estaca, não considerando, portanto, o fator rigidez relativa estaca-solo (G ou T), o qual Matlock e Reese (1961) adotam em seu método. Os métodos não consideram alterações estruturais do solo devidas aos procedimentos executivos da estaca, como, por exemplo, a diminuição do índice de vazios do solo ao redor da estaca, causada durante a execução de estacas de deslocamento (estacas apiloadas, pré-moldadas, ômega, etc.).

5.2.1 Método de Gabr e Borden (1988)

Através da formulação de Reese *et al.* (1974), calculou-se a reação horizontal última do solo ao longo da profundidade. Assim como, através de correlações com dados obtidos pelo DMT, propostas por Gabr e Borden (1988), foi possível obter o comportamento do coeficiente de reação do solo inicial (n_{h0}) ao longo da profundidade para os furos 9 e 14 (Figura 5.25).

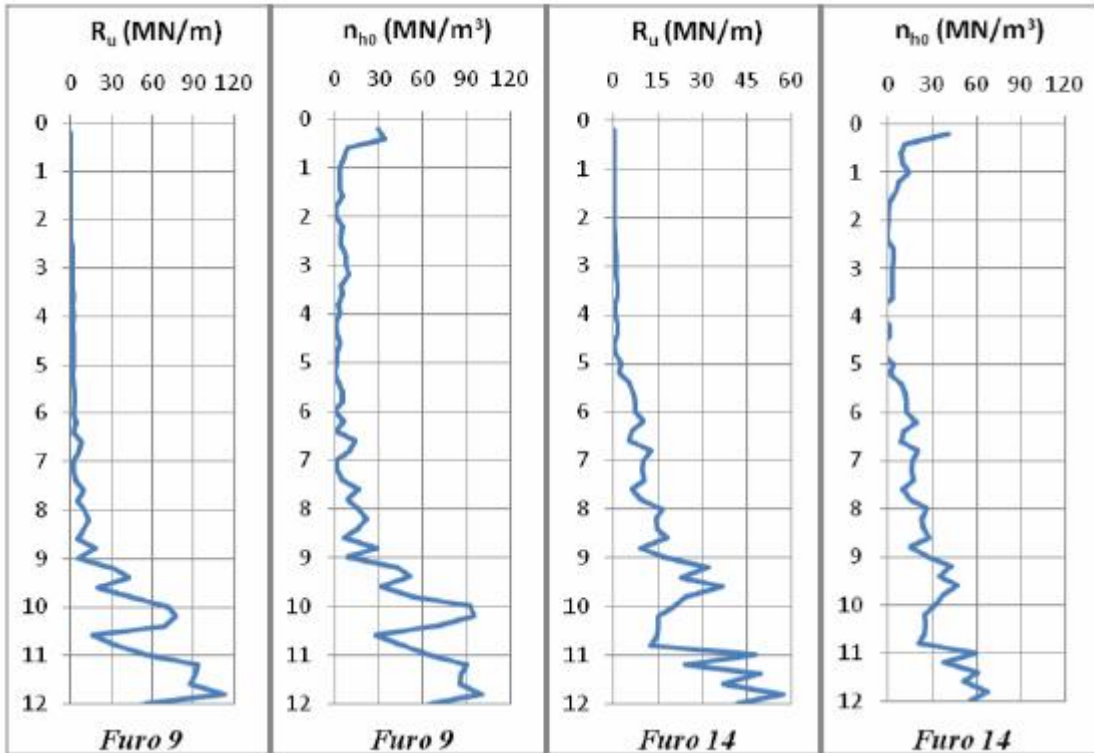


Figura 5.25 – Reação horizontal última do solo (R_u) e coeficiente de reação horizontal inicial do solo (n_{h0}), obtidos pelo método de Reese *et al.* (1974), para os furos de sondagem 9 e 14.

A partir da formulação de tangente hiperbólica (expressão 60), proposta por Gabr e Borden (1988), foram criadas as *curvas p-y* referentes aos Furos 9 e 14 (Figuras 5.26 e 5.27), respectivamente.

Nota-se a proximidade dos valores de reação horizontal do solo (R) obtidos no Furo 9, para a camada de um metro, aos encontrados por intermédio dos ensaios de campo, com valores compreendidos entre 30 a 40 kN/m. Já para o Furo 14, devido a possíveis perturbações ocorridas nas primeiras camadas de solo, como sua compactação, por exemplo, apresentou um acréscimo significativo da reação horizontal do solo nas primeiras camadas, impossibilitando a obtenção de resultados satisfatórios.

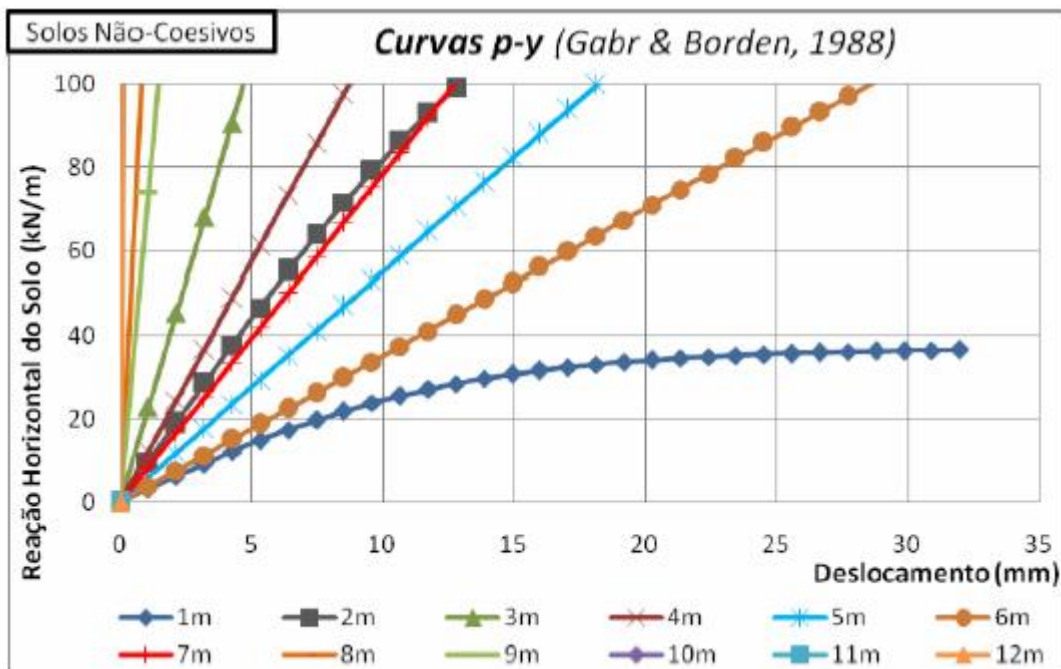


Figura 5.26 – Curvas $p-y$ obtidas para o método de Gabr e Borden (1988) – Furo 9

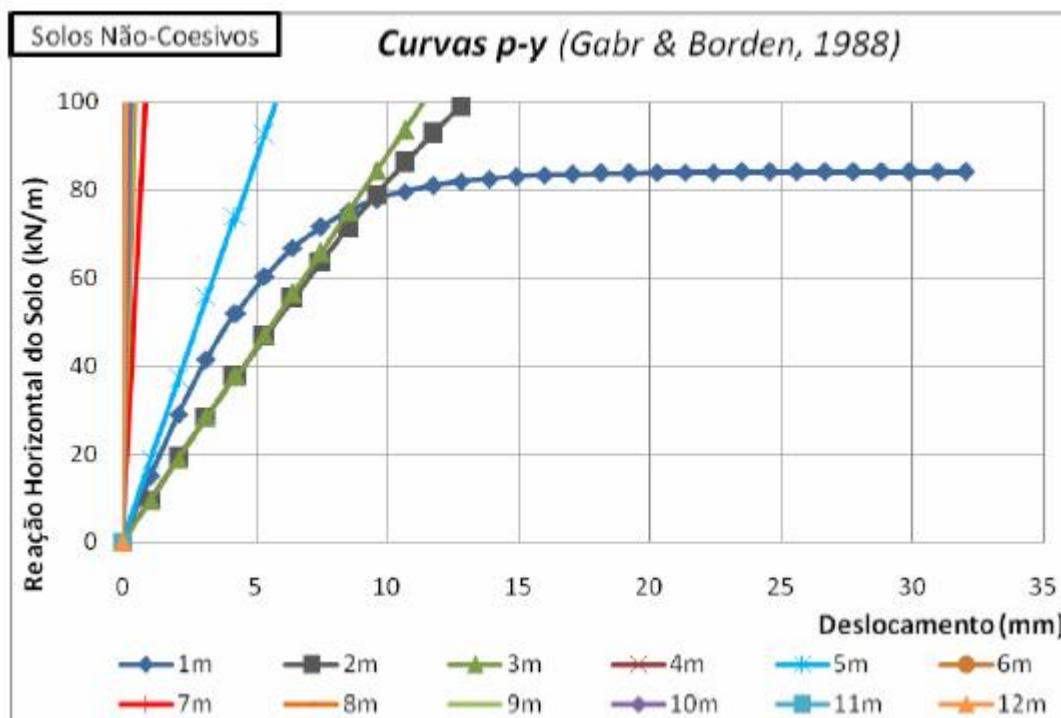


Figura 5.27 – Curvas $p-y$ obtidas para o método de Gabr e Borden (1988) – Furo 14

5.2.2 Método de Robertson *et al.* (1989)

A partir do método de Robertson *et al.* (1989), exposto no item 2.5.2, foram calculadas a reação horizontal última do solo (R_u) e o deslocamento horizontal necessário para mobilizar 50% da reação horizontal última (y_c), ao longo da profundidade, referentes à formulação desenvolvida para solos coesivos e não-coesivos, tanto para o Furo 9 quanto para o Furo 14.

Na Figura 5.28, são apresentados os gráficos referentes ao ensaio DMT realizado no Furo 9. Considerando as expressões desenvolvidas para solos coesivos e para solos não-coesivos.

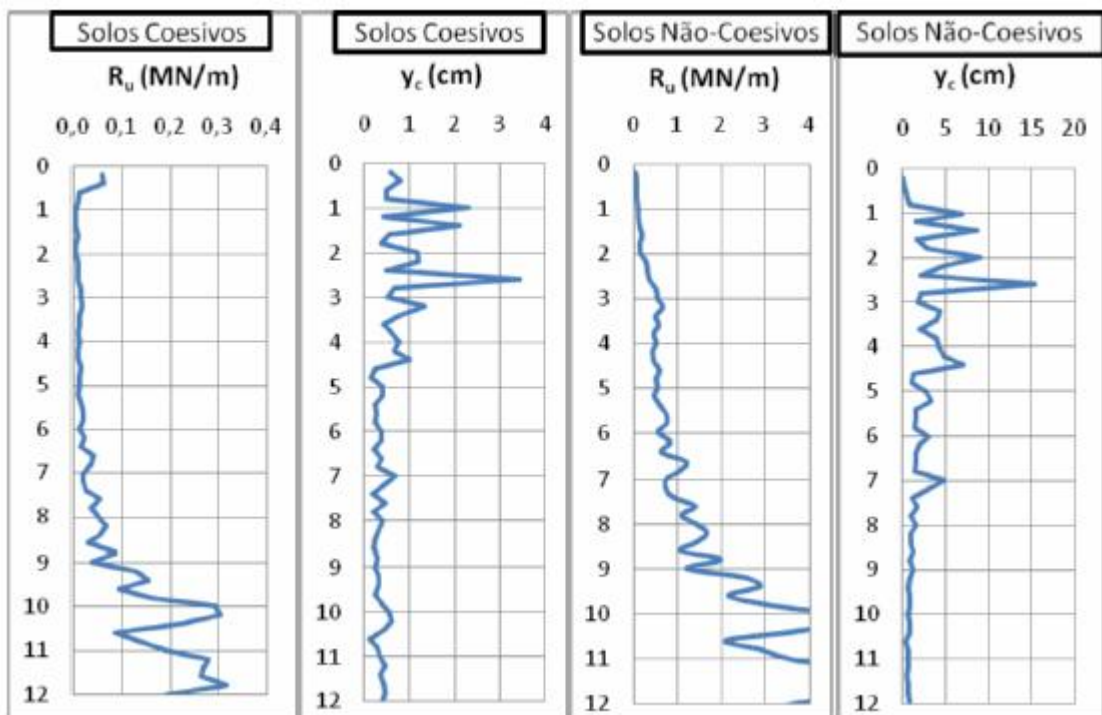


Figura 5.28 – Reação horizontal última do solo (R_u) e deslocamento horizontal (y_c), referente a 50% de R_u , para o furo 9 executado pelo DMT.

Nota-se uma semelhança entre os gráficos dos deslocamentos horizontais, no entanto a ordem de grandeza de seus valores é superior para os solos não-coesivos. Já os gráficos, apresentando a variação da reação horizontal última do solo ao longo da profundidade, mostram que os valores de R_u , encontrados pela formulação para solos não-coesivos, são mais coerentes com o comportamento do solo do CEEG, pois apresenta um

aumento crescente e expressivo de R_u ao longo da profundidade, como constatado por Miguel *et al.* (2002) em ensaios SPT.

Com os resultados apresentados, foi possível a criação das *curvas p-y* utilizando as expressões apresentadas no item 2.5.2, onde são utilizados os valores de R_u , y_c e de pequenos incrementos de deslocamento (y).

São apresentadas nas Figuras 5.29 e 5.30 as *curvas p-y* do Furo 9, a cada metro, para os métodos aplicáveis a solos coesivos e não-coesivos, respectivamente. Para a confecção dessas curvas, foi utilizado um fator de correção (F_c) para solos coesivos de 10, enquanto que, para solos não-coesivos, foi utilizado F_s igual a 2.

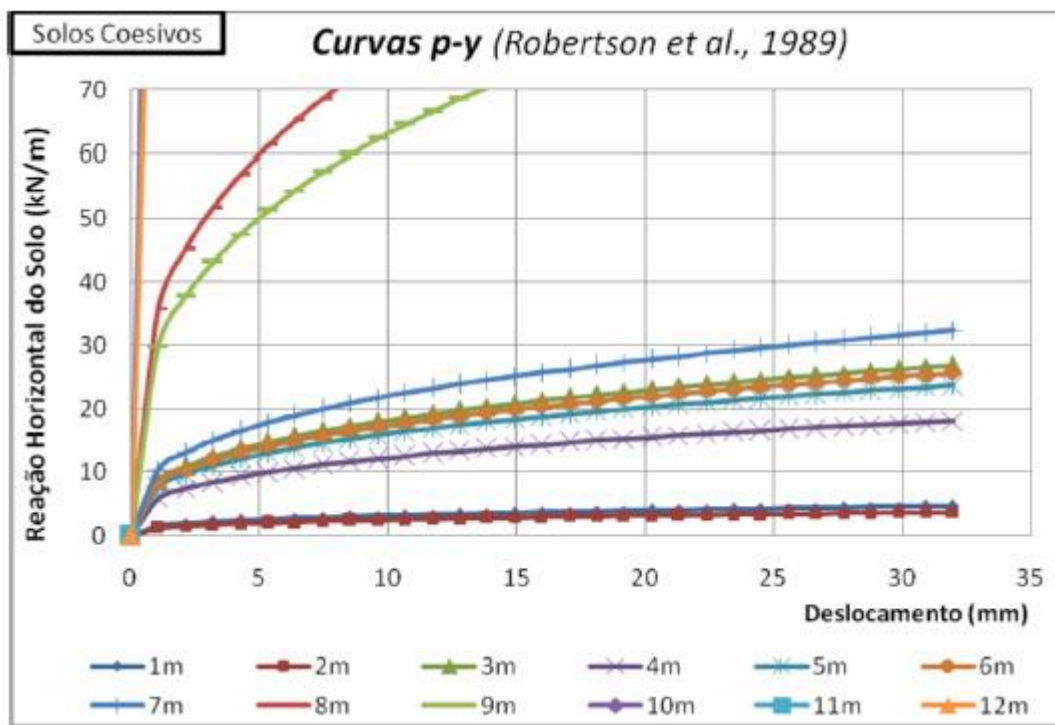


Figura 5.29 – *Curvas p-y* obtidas para solos coesivos por Robertson *et al.* (1989) – Furo 9

O método para solos não-coesivos superestimou a reação horizontal do solo, apresentando valores de reação horizontal, para a camada de solo pertencente a 1 metro, na faixa de 60 kN/m. Já o método aplicável a solos coesivos, no entanto, o valor da reação foi em torno de 5 kN/m, para a mesma camada de solo, não se adequando ao solo da região, como já era esperado.

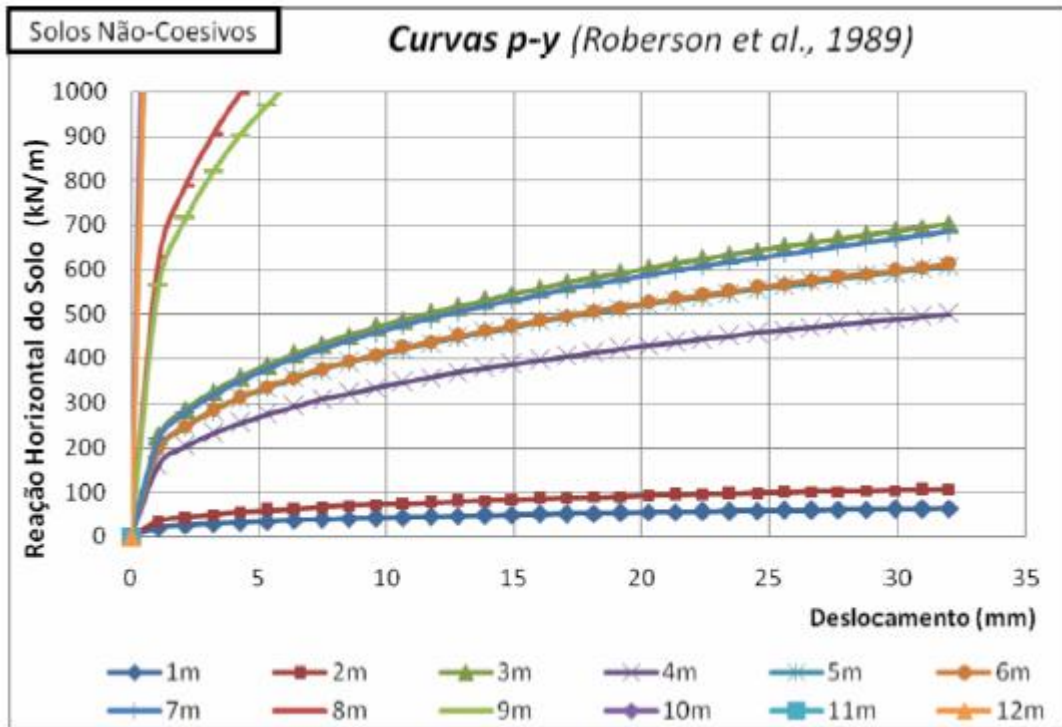


Figura 5.30 – Curvas $p-y$ obtidas para solos não-coesivos por Robertson *et al.* (1989) – Furo 9

Nas Figuras 5.31 e 5.32 são apresentadas as mesmas *curvas p-y*, no entanto, obtidas através dos resultados do Furo 14, a fim de se verificar a igualdade do comportamento do solo à mesma profundidade.

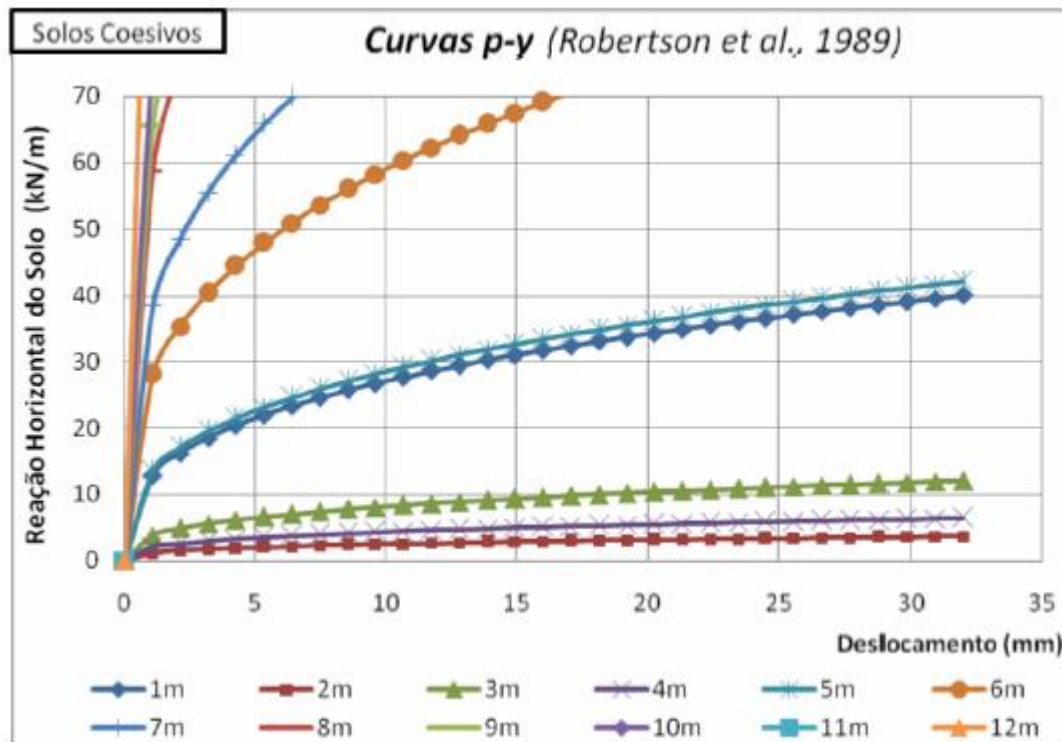


Figura 5.31 – Curvas $p-y$ obtidas para solos coesivos por Robertson *et al.* (1989) – Furo 14

As *curvas p-y* obtidas para o Furo 14 apresentaram valores bem superiores aos encontrados para o Furo 9, com a *curva p-y* representativa da camada de solo de um metro com valores de reação horizontal do solo da ordem de 40 kN/m e 280 kN/m, respectivamente, para o método aplicável em solos coesivos e não-coesivos.

Essa diferença constatada nos valores de reação do solo para a região do Furo 14 pode ser derivada, como dito anteriormente, da compactação do solo superficial, aumentando, conseqüentemente, a reação do solo quando solicitado.

Em vista do apresentado, verifica-se que, diante da discrepância de resultados obtida através do Furo 9 e 14 e a partir da análise realizada e exposta no presente trabalho, o Furo 14 provavelmente está presente em uma região onde ocorreu a compactação do solo superficial, pois, a partir da cota 3 metros, as *curvas p-y* dos furos apresentam o mesmo comportamento. Portanto, foi desconsiderada, nas análises a seguir, a *curva p-y* obtida pelo Furo 14. Maiores detalhes dos dados obtidos através do ensaio DMT podem ser consultados nos Anexos A e B.

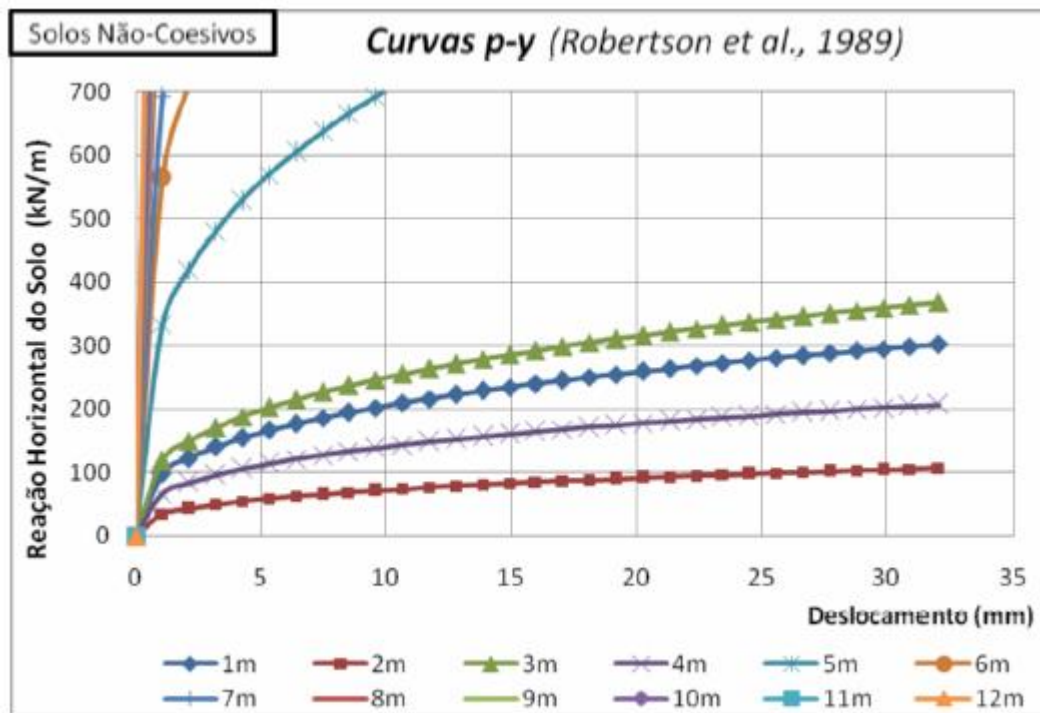


Figura 5.32 – *Curvas p-y* obtidas para solos não-coesivos por Robertson *et al.* (1989) – Furo 14

5.2.3 Comparativo entre *curvas p-y* e ensaios de campo

Com o intuito de verificar a aproximação dos diversos métodos apresentados com o real comportamento obtido em campo, elaboraram-se as Figuras 5.33 e 5.34, contendo as curvas *carga x deslocamento horizontal*, obtidas nas provas de carga, das estacas Strauss com três e sete barras de 8 mm, e as *curvas p-y*, referentes a um metro de profundidade, dos métodos citados abaixo, para os dois furos analisados pelo DMT, respectivamente.

- a) Gabr e Borden (1988) com a determinação de R_u por Reese *et al.* (1974);
- b) Robertson *et al.* (1989) para solos coesivos e não-coesivos.

Visando complementar os dados já existentes, utilizaram-se dados de outro trabalho realizado no CEEG (Miguel *et al.*, 2001) no qual foram ensaiadas quatro estacas escavadas com trado mecânico de comprimento 12 m, armadas por toda a extensão com 8 \square 16mm. O valor da carga de ruptura média encontrada foram de 31 kN e 23 kN, para estado de umidade não-saturado e pré-inundado do solo, respectivamente.

Verifica-se também que, o método de Gabr e Borden (1988) em conjunto com Reese *et al.* (1974), para determinação de R_u , apresentou resultados satisfatórios para a região, com reações horizontais do solo de, aproximadamente, 36 kN/m (Furo 9), valor muito próximo aos obtidos nas provas de carga das estacas Strauss com 7 barras de aço, na qual a carga de ruptura média determinada foi de 30 kN.

Já o método de Robertson *et al.* (1989) para solos coesivos apresentou resultados inferiores aos encontrados nas provas de carga. Este método se aplica a solos argilosos puros, saturados, encontrados em regiões temperadas e litorâneas, os quais podem apresentar a parcela de resistência não drenada (S_u), em função das condições de dissipação de pressões neutras sob as quais estão expostos.

O método aplicável em solos não-coesivos desenvolvido por Robertson *et al.* (1989) apresentou resultados superestimados aos obtidos em campo através de provas de carga, sendo necessário, no entanto, um ajuste na curva através do coeficiente F_s , pois o método somente considera a geometria da estaca e não diferenças em sua rigidez, ou seja, o deslocamento medido não leva em consideração variações na taxa de armadura da estaca, e como apresentado nos resultados obtidos através de provas de carga esse fator tem influência direta sobre os deslocamentos sofridos pela mesma.

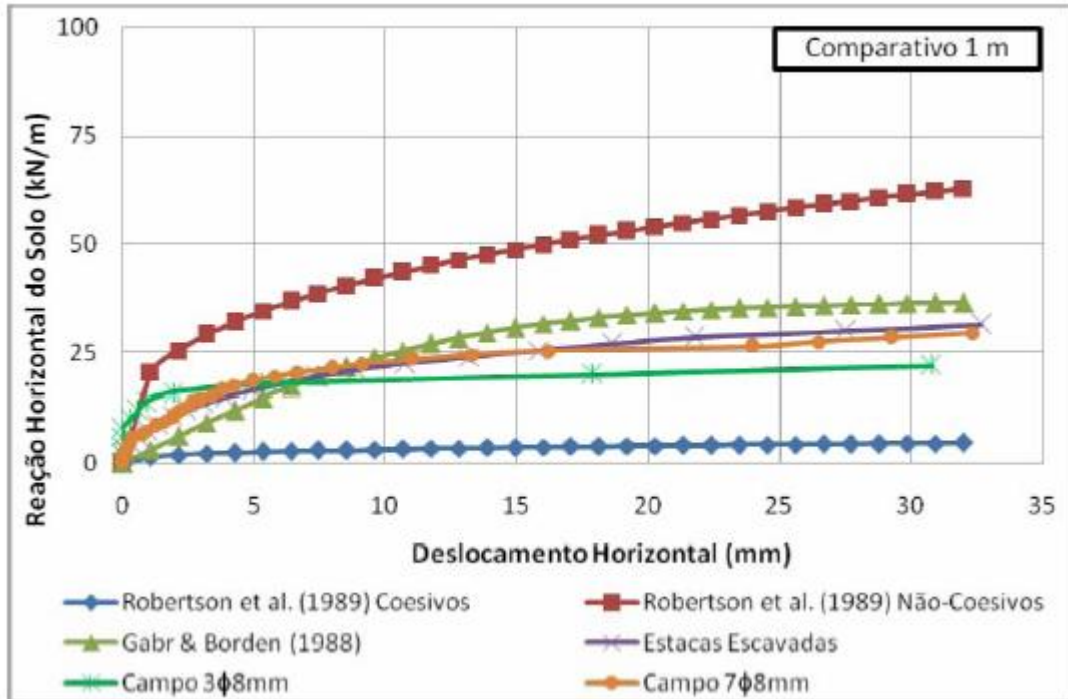


Figura 5.33 – Comparativo entre *curvas p-y* e ensaios de campo ($F_s = 2,0$) – Furo 9

No intuito de ajustar a curva do método para solos não-coesivos de Robertson *et al.* (1989), foi realizada uma campanha de simulações a fim de obter uma padronização dos resultados para o caso de estacas escavadas em solo laterítico da região de Londrina.

Na Figura 5.34 são apresentadas as *curvas p-y* obtidas, sendo, para esse caso, reduzido o coeficiente F_s da expressão (70), para cálculo de deslocamento horizontal, seção 2.5.2.2, para o valor de 0,25, o que causou um melhor ajuste na previsão da capacidade de carga deste tipo de estaca. É possível verificar que, mesmo com um dimensionamento adequado de armadura, os valores das capacidades de carga das estacas ficam muito próximos, demonstrando assim que maior parte da carga é realmente resistida pelo solo no qual a estaca esta imersa.

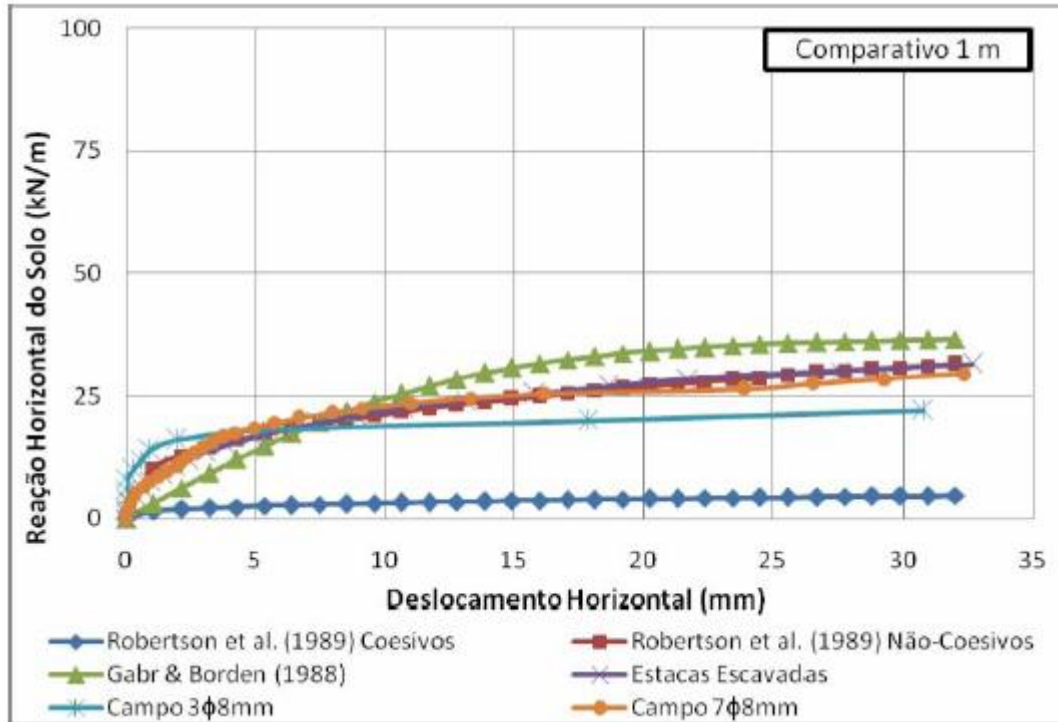


Figura 5.34 – Curvas p - y e ensaios de campo ($F_s = 0,25$) – Furo 9

5.2.4 Correlações com ensaios laboratoriais

Tendo em vista que, segundo Campanella *et al.* (1985) e Robertson *et al.* (1989), o produto do coeficiente de proporcionalidade (F_s ou F_c) pelo Módulo Dilatométrico (E_d) é igual ao Módulo de Young do solo (E) do solo, foi feita uma reavaliação do valor proposto de F_s , igual a 0,25, considerando a sugestão desses autores. Como a camada inicial de 1 metro possui uma grande influência no comportamento das estacas carregadas horizontalmente, optou-se por utilizar a média dos valores de E_d (5,5 MPa), obtidos até essa profundidade, nos cálculos. O respectivo valor do Módulo de Young do solo (E), utilizando o valor de F_s igual a 2, foi de 11,0 MPa, enquanto que, a partir da utilização do valor de F_s de 0,25, obtido através de retro-análise das provas de carga, foi de 1,38 MPa.

Esse último valor de E , igual a 1,38 MPa, foi inferior ao módulo tangente inicial obtido por Rezende (2006), de valor igual a 7,10 MPa, por meio de ensaios triaxiais executados nas amostras de solo pertencentes também à camada de 1 metro do CEEG, sob uma tensão confinante (σ_3) de 50 kPa. O valor do módulo secante a 20% de deformação (E_{20}),

valor máximo de deformação obtido nos ensaios triaxiais, foi igual a 2,70 MPa, que, embora seja o dobro do valor de E , obtido pela relação entre F_s e E_d , se mostrou o mais adequado.

Na Figura 5.35 é apresentado o comportamento encontrado para o coeficiente K ao longo da profundidade para os três métodos (todos calculados com base nos resultados do DMT do Furo 9). Nota-se a melhor representatividade dos métodos de Gabr e Borden (1988) e de Robertson *et al.* (1989), aplicável à solos não-coesivos, para o solo da região, através de um aumento crescente e aproximadamente linear do módulo K , como descrito por Matlock e Reese (1961).

Verifica-se também que após profundidade de 8 metros há um aumento muito grande do módulo K , evidenciando o início da transição entre a primeira e a segunda camada de solo, como apresentado em Teixeira *et al.* (2003).

Como era previsto, o método para solos coesivos de Robertson *et al.* (1989) apresentou valores de K praticamente constantes ao longo da profundidade, condizendo com o comportamento teórico desses solos sob carregamento horizontal.

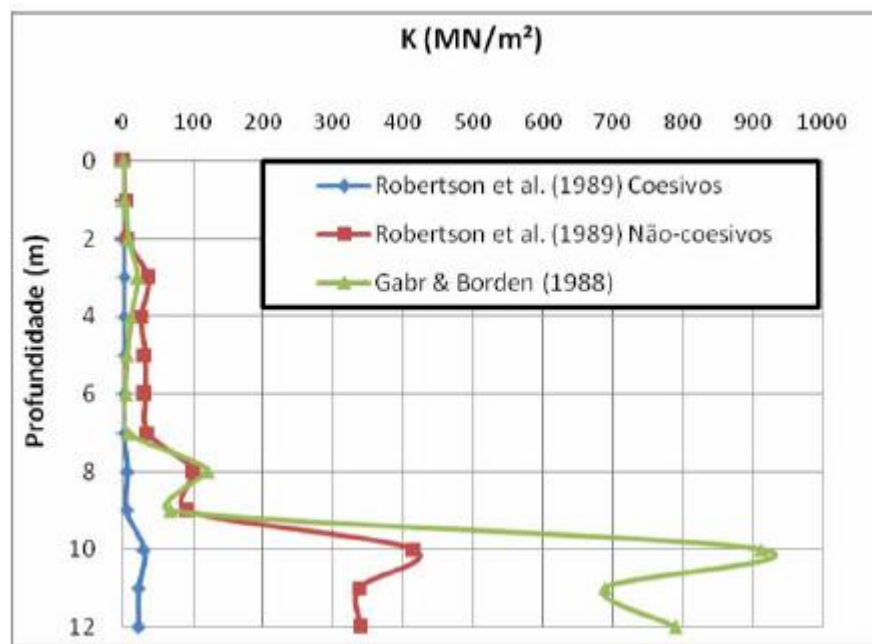


Figura 5.35 – Variação de K com a profundidade, para os três métodos estudados – Furo 9

5.3 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ

feito da fissuração do concreto nos esforços atuantes nas estacas

Para analisar a influência da fissuração nos valores dos esforços desenvolvidos durante a aplicação da carga horizontal admissível e de ruptura de cada estaca, foi utilizado o programa desenvolvido por Ricci (1995) em linguagem “BASIC”, capaz de efetuar todos os cálculos descritos no item 2.3.4, além de fornecer os gráficos de deslocamentos, momentos fletores, esforços cortantes, reações do solo e rotações, ao longo da profundidade, considerando ou não a fissuração do concreto.

O método utilizado no desenvolvimento do programa foi o desenvolvido por Reese (1977), pois, segundo Ricci (1995), é o método mais versátil de todos os baseados no Modelo de Winkler com resolução pelo Método das Diferenças Finitas, possibilitando quaisquer variações do Módulo de Reação Horizontal do Solo (K) com a profundidade, inclusive com alterações bruscas, simulando camadas de solos mais moles ou resistentes, além de considerar também o comportamento não-linear, inclusive elasto-plástico, e, principalmente, a variação da rigidez flexional.

Optou-se por realizar duas análises: **a)** das estacas com 3 e 7 barras de 8 mm, sob suas respectivas cargas de ruptura médias, determinadas nas provas de carga horizontais, considerando ou não a fissuração do concreto da estaca; e **b)** das mesmas estacas, no entanto, para os seus respectivos carregamentos admissíveis, sob um fator de segurança (FS) igual a 2, visando analisar a situação de projeto.

Os dados de entrada do programa são basicamente: as *curvas p-y* do solo ao longo do comprimento da estaca, os dados geométricos da estaca e os dados sobre o tipo e magnitude do carregamento empregado. A partir daí, o programa efetua uma série de interações a fim de determinar a Inércia Efetiva da estaca (considerando ou não a fissuração) e os esforços (momento fletor, reação horizontal do solo, rotação, esforço cortante e deslocamentos horizontais), ao longo da profundidade.

O modelo utilizado para a entrada de dados das *curvas p-y* foi o de variação linear do Módulo de Reação Horizontal (K) ao longo da profundidade, ou seja, considerou-se o comportamento em campo do solo do CEEG como igual ao de areias, conforme já constatado e fundamentado em diversos estudos realizados por Miguel *et al.* (2002), Teixeira *et al.* (2003 e 2006), dentre outros.

Ricci (1995) adotou no desenvolvimento do programa um carregamento composto com carga horizontal e momento fletor mantendo um braço de alavanca igual a 1,

visando manter uma proporcionalidade entre esses dois esforços. No presente trabalho, optou-se por desconsiderar o momento aplicado na estaca, visto que, além de, nas provas de carga, não serem satisfeitas as condições de igualdade entre a carga horizontal e o momento aplicado, exigido pelo programa, o ponto de aplicação da carga se situava a apenas 20 cm acima da superfície do terreno. Sendo assim, os valores dos momentos aplicados foram relativamente pequenos diante da carga horizontal atuante, assim como as suas influências na magnitude dos esforços desenvolvidos.

A calibração do programa foi realizada através de comparação entre os deslocamentos na superfície obtidos em campo e no programa computacional, considerando que a fissuração do concreto estivesse ocorrendo (situação real de campo), alterando a *curva p-y* inserida no mesmo até o momento onde ocorresse a igualdade entre ambos, sob o mesmo carregamento empregado. Os esforços obtidos por meio do programa de Ricci (1995) para cada estaca Strauss analisada são apresentados dos Anexos C a I.

Com isso, foram confeccionados gráficos dos esforços atuantes nas estacas, referentes às cargas de ruptura médias (20 kN e 30 kN) e à cargas admissíveis (10 kN e 15 kN), ao longo da profundidade, para as estacas constituídas por 3 barras e 7 barras, respectivamente. Os gráficos são apresentados nas Figuras 5.36 a 5.39.

A simbologia empregada foi: **a)** para o primeiro item (*CT* ou *VAR*): indica o tipo de análise realizada na estaca, ou seja, com inércia constante (*CT*) ou com inércia variável devido à fissuração do concreto (*VAR*); e, **b)** para o segundo item (*numérico*): indica a faixa de carregamento analisada em kN (kilo-Newton), onde 10, significa 10 kN, por exemplo.

Não foram verificadas variações significativas nos esforços atuantes nas estacas para a carga admissível ou de serviço, como apresentado nas Figuras 5.36 a 5.39. Isso demonstra que métodos simplificados podem ser aplicados para o cálculo dos modelos estudados sob mesmo nível de carregamento. No entanto, tanto para as estacas com menor rigidez, como para as com maior rigidez, foram constatadas diferenças significativas nos esforços atuantes nas mesmas, quando sob a carga de ruptura, justificando as análises realizadas a seguir.

Nas Figuras 5.36 e 5.38, ambas as estacas (com 3 barras e 7 barras) apresentaram um pequeno decréscimo médio de 5 kN.m, no ponto de momento máximo, situado a, aproximadamente, 2 metros de profundidade, ou seja, a uma distância da superfície de 6,5 vezes o diâmetro da estaca.

Foi verificado também nas Figuras 5.36 e 5.38, um acréscimo médio de 10 mm nos deslocamentos da superfície nas duas configurações de estacas, devido à fissuração do concreto do fuste das mesmas. Tal resultado justifica a importância e a necessidade de se mensurar tais variações no dimensionamento de estacas sujeitas a carregamentos desta natureza, visto que, sob carregamentos de grandes magnitudes, este acréscimo pode ser ainda maior.

Ainda das Figuras 5.36 e 5.38, não foram constatadas variações significativas nos esforços cortantes atuantes na seção das estacas, devido à fissuração do concreto.

Na Figura 5.37 e 5.39, são apresentadas as reações do solo, considerando ou não a fissuração do concreto das estacas compostas por 3 e 7 barras. São observadas variações significativas de 3,0 kN/m para a profundidade de 1,5 m, que tendem à igualdade a partir da profundidade de 4,0 m. Vale destacar o trecho inicial até 0,5 m, para o qual as reações do solo são nulas, conforme considerações realizadas por Broms (1964a), que considerada nula a porção inicial até 1,5 vezes o diâmetro da estaca.

As rotações apresentaram, em média, acréscimos de 5 radianos, para as duas configurações de estaca (Figuras 5.37 e 5.39).

Um resumo dos resultados obtidos é apresentado na Tabela 5.3. A simbologia utilizada foi de $M_{\text{máx}}$ (momento máximo), $y_{\text{máx}}$ (deslocamento máximo), $V_{\text{máx}}$ (esforço cortante máximo), $R_{\text{máx}}$ (reação do solo máxima) e $ROT_{\text{máx}}$ (rotação da estaca em relação ao seu eixo máxima).

Tabela 5.3 – Esforços máximos calculados para as respectivas cargas de ruptura (20kN e 30kN), de estacas constituídas por 3 e 7 barras.

Rigidez	$M_{\text{máx}}$ (kN.m)		$y_{\text{máx}}$ (mm)		$V_{\text{máx}}$ (kN)		$R_{\text{máx}}$ (kN/m)		$ROT_{\text{máx}}$ (rad)	
	EI_{CT}	EI_{VAR}	EI_{CT}	EI_{VAR}	EI_{CT}	EI_{VAR}	EI_{CT}	EI_{VAR}	EI_{CT}	EI_{VAR}
3 barras	28,9	25,8	20,1	27,9	20,0	20,0	-13,1	-15,6	-7,6	-12,1
7 barras	45,9	41,0	29,4	37,4	31,5	31,5	-20,3	-22,9	-11,2	-15,8

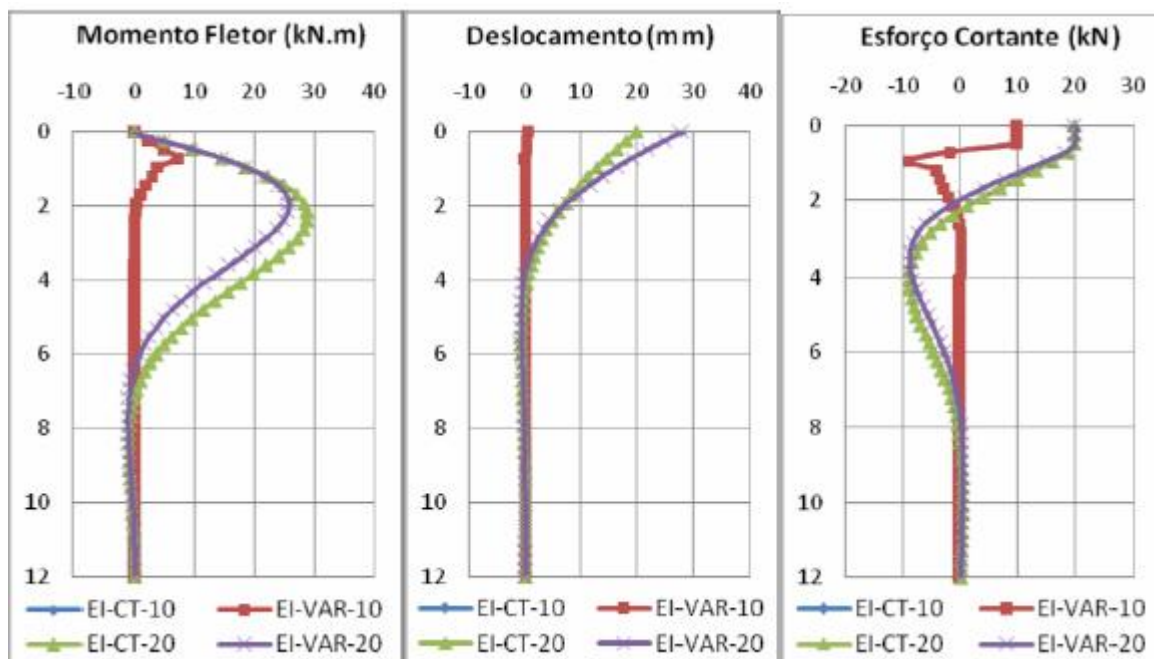


Figura 5.36 – Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes médios, atuantes nas estacas compostas por 3 barras de aço de 8 mm, ao longo da profundidade.

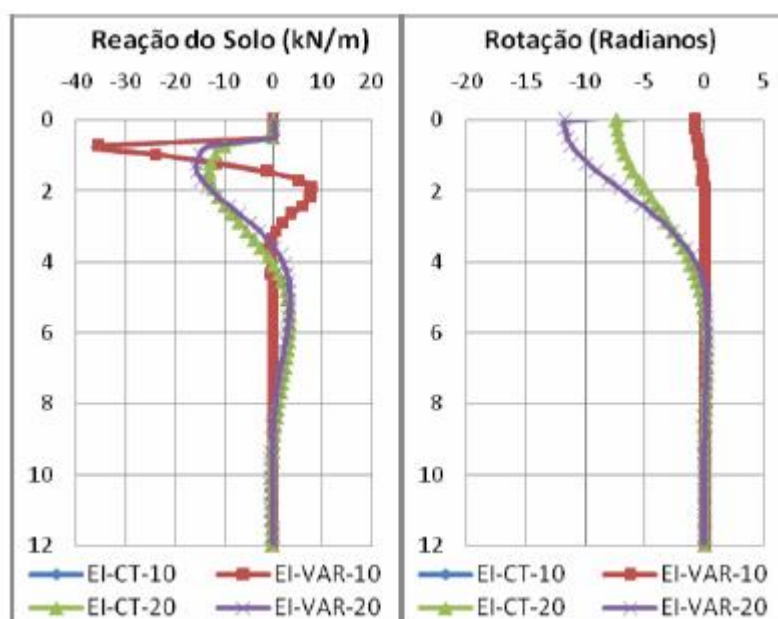


Figura 5.37 – Reações do solo e rotações médias atuantes nas estacas compostas por 3 barras de aço de 8 mm, ao longo da profundidade.

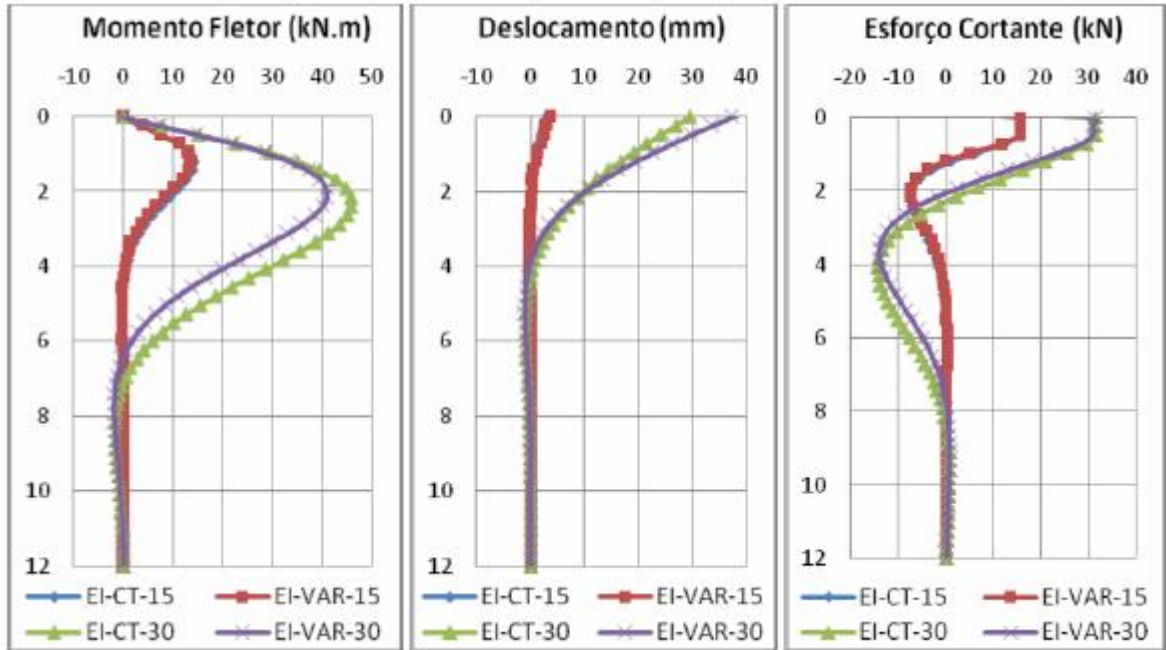


Figura 5.38 – Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes médios, atuantes nas estacas compostas por 7 barras de aço de 8 mm, ao longo da profundidade.

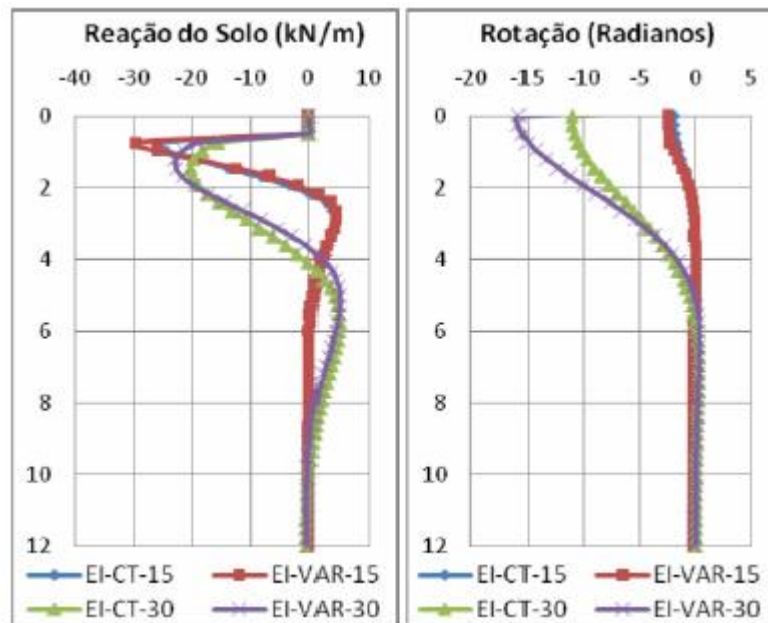


Figura 5.39 – Reações do solo e rotações médias atuantes nas estacas compostas por 7 barras de aço de 8 mm, ao longo da profundidade.

Observou-se, portanto, que devido à consideração da fissuração do concreto na carga de ruptura das estacas, houve um acréscimo médio de 39% nos deslocamentos para

as estacas compostas por 3 barras de aço e 28% para as estacas com 7 barras de aço, na superfície do terreno. Já os momentos fletores tiveram um decréscimo de 11% no ponto de momento máximo (aproximadamente 2 metros de profundidade). A reação horizontal do solo também apresentou variações da ordem de 15% para a profundidade de 1,5 m, reduzindo gradativamente essa diferença até a profundidade de 4 m.

O comprimento de engastamento (L_f), ou seja, a porção de solo que realmente resiste aos esforços horizontais foi de, aproximadamente, 6 metros, onde foi possível verificar nas Figuras 5.36 a 5.39 uma tendência dos esforços em se anularem.

5.3.2 A influência da fissuração do concreto no coeficiente de reação do solo (n_h)

Os coeficientes médios de reação horizontal do solo (n_h) foram determinados para as condições com e sem fissuração do concreto, utilizando para tanto o método de Matlock e Reese (1961). Este método foi escolhido, pois além de sua fácil aplicação, é baseado no modelo da Teoria de Reação do Solo, utilizando, portanto, a relação de proporcionalidade ($K = n_h \times z$), mais adequada para o solo local, em função de seu comportamento em campo igual ao de solo de textura arenosa.

O método utilizado para o cálculo da rigidez flexional ao longo da estaca foi o método semi-empírico, desenvolvido por Branson (NAWY, 1986), e abordado no item 2.3.4. Segundo esse autor, há um "Momento Fletor Crítico" M_{cr} , abaixo do qual, peças de concreto não sofrem fissuração, pois as tensões atuantes no concreto são inferiores à sua resistência à tração. A partir dessa premissa e de posse dos esforços solicitantes, esse método calcula o momento de inércia efetivo (I_e) da seção fissurada da estaca.

Na Figura 5.40 são apresentadas as curvas n_h versus y_o (deslocamento horizontal referente à superfície do terreno) para o solo no estado não-saturado de umidade, que ilustram a diminuição de n_h à medida que y_o aumenta, e que, segundo Alizadeh e Davisson (1970), tende a um valor assintótico.

Para a definição do coeficiente n_h no estado de umidade não-saturado do solo optou-se pelos mesmos intervalos de deslocamentos escolhidos por Miguel *et al.* (2001), isto é, y_o de 6 a 12 mm, para as provas de carga realizadas em estacas escavadas de 12 metros de comprimento, no CEEG, sem pré-inundação do solo.

Foram analisadas apenas as estacas ensaiadas com o solo não-saturado, ou seja, apenas as estacas S2, S3, S8 e S9. Para as estacas S2 e S3, compostas por 3 barras de aço, o valor de n_h adotado, dentro do intervalo de y_0 escolhido, foi de $4,5 \text{ MN/m}^3$. Já para as estacas compostas por 7 barras de aço (S8 e S9), este coeficiente foi de, aproximadamente, $5,0 \text{ MN/m}^3$.

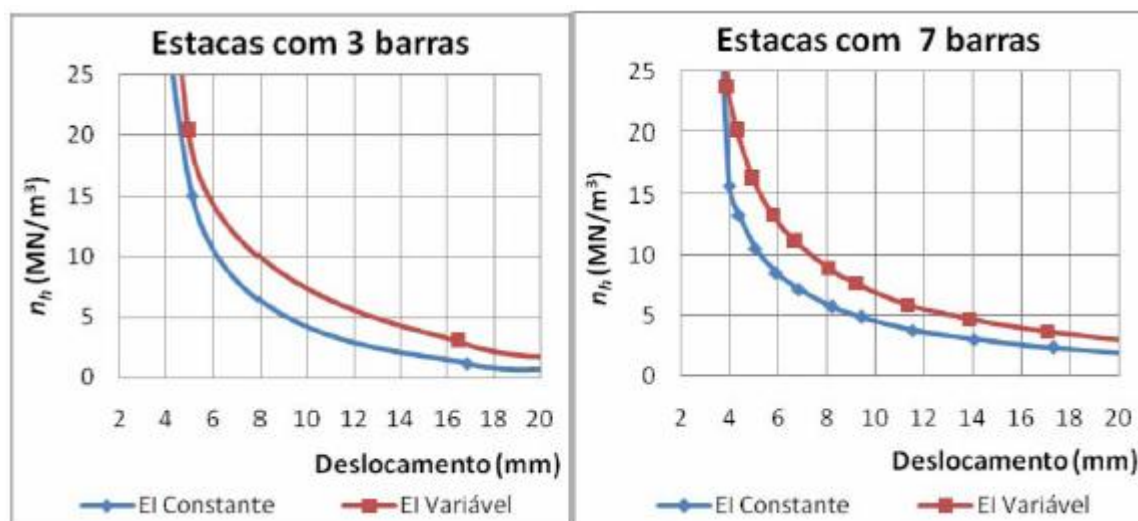


Figura 5.40 – Curvas $n_h \times y_0$ obtidas pelo método de Alizadeh e Davisson (1970), considerando ou não a fissuração do concreto das estacas, com o solo no estado não-saturado de umidade

Os coeficientes obtidos, considerando a fissuração do concreto das estacas, foram de $7,0 \text{ MN/m}^3$ e $7,5 \text{ MN/m}^3$, para as estacas com 3 barras e 7 barras, respectivamente, para o solo no estado não-saturado de umidade.

Os aumentos dos valores de n_h em função da consideração da fissuração do concreto, isto é, a redução da rigidez flexural (EI), foi em média de 50% para o solo não-saturado, enquanto que, com umedecimento controlado do mesmo, as estacas S6 e S7 apresentaram reduções da ordem de 67%. Nas provas de carga com pré-inundação do solo, registraram-se reduções de aproximadamente 83% e 28% para tempos de pré-inundação de 36 e 12 horas, respectivamente.

Foi determinado também o coeficiente n_h do solo na sua condição umedecida, devido à pré-inundação por 12 horas (estaca Strauss S10) e 36 horas (estaca Strauss S2), considerando ou não a fissuração do concreto das estacas. O intervalo de deslocamento considerado foi o mesmo utilizado em Miguel *et al.* (2001), ou seja, y_0 de 12 a 18 mm.

Na Figura 5.41 são apresentados os gráficos obtidos para as estacas S2 e S10, compostas por 3 e 7 barras de aço de 8mm, respectivamente. O coeficiente n_h determinado para a primeira estaca foi de $3,0 \text{ MN/m}^3$, enquanto que, para a segunda, foi de, aproximadamente, $1,8 \text{ MN/m}^3$. Considerando a fissuração do concreto, o valor de n_h passou para $5,5 \text{ MN/m}^3$ e $2,3 \text{ MN/m}^3$, para S2 e S10, respectivamente.

Devido à fissuração do concreto, houve um acréscimo de aproximadamente 83% no valor de n_h obtido para um período de umedecimento de 36 horas, enquanto que, para um período de umedecimento de 12 horas, esse acréscimo foi em média 28%. Demonstrando, portanto, que para períodos maiores de umedecimento do solo, há um aumento considerável na fissuração sofrida pelo concreto da estaca, diminuindo a sua rigidez flexural (EI) e levando um aumento expressivo no coeficiente de reação horizontal do solo (n_h).

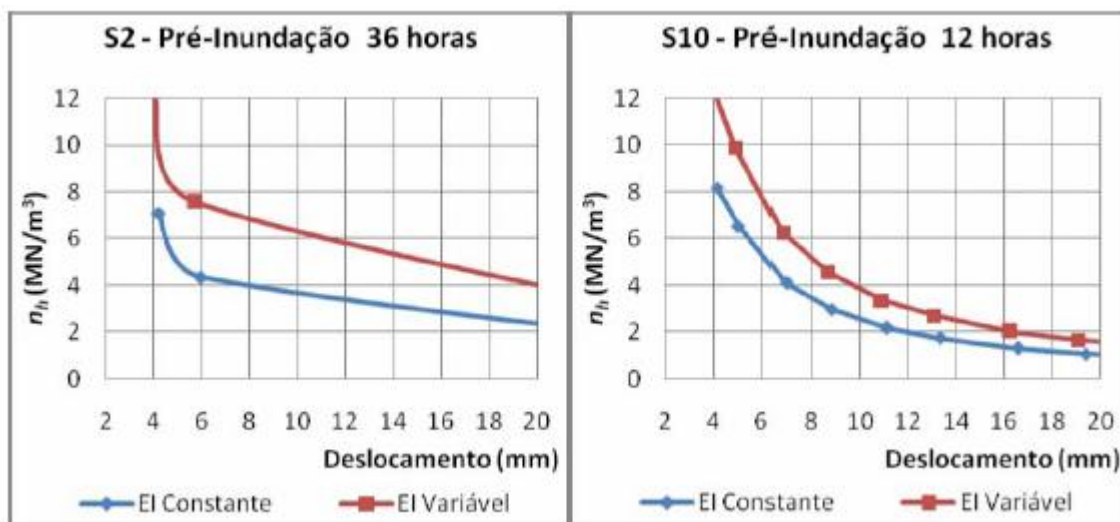


Figura 5.41 – Curvas $n_h \times y_0$ obtidas para as estacas S2 e S10, considerando ou não a fissuração do concreto das mesmas, com pré-inundação do solo por 36 e 12 horas, respectivamente

São apresentadas na Figura 5.42 as curvas $n_h \times y_0$ desenvolvidas para as estacas S6 e S7, submetidas a carregamento sob umedecimento controlado por 1 hora. O coeficiente n_h médio obtido foi de aproximadamente $3,3 \text{ MN/m}^3$, para um intervalo de deslocamento de 6 a 12 mm. Levando em consideração a possível fissuração existente no concreto da estaca, o valor de n_h aumenta para $5,5 \text{ MN/m}^3$, ou seja, um aumento de aproximadamente 67%.

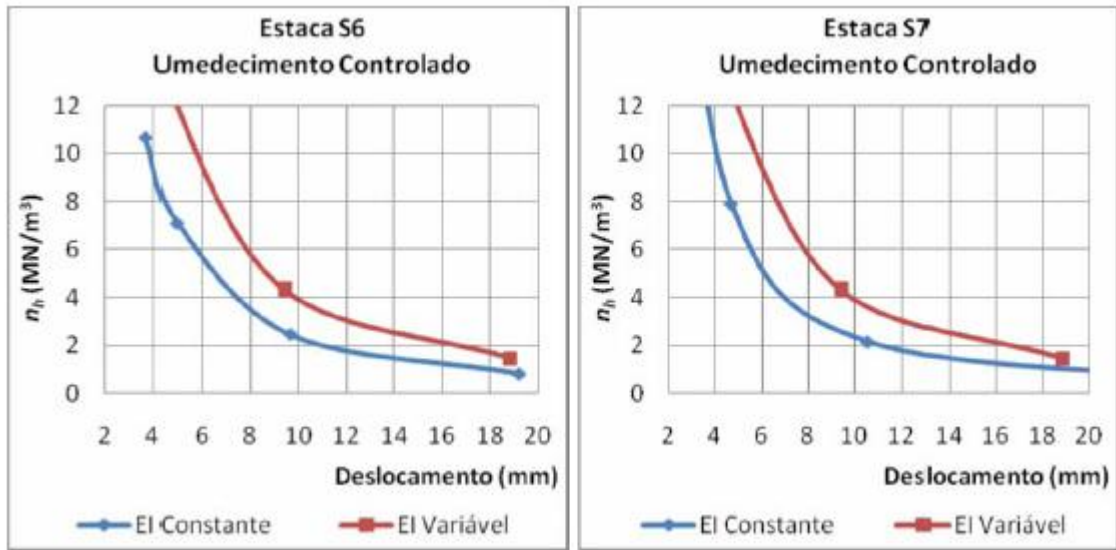


Figura 5.42 – Curvas $n_h \times y_0$ médias obtidas para as estacas S6 e S7, considerando ou não a fissuração do concreto das mesmas, com umedecimento controlado por 1 hora

A Tabela 5.4 apresenta um resumo dos resultados obtidos para as estacas constituídas por 3 e 7 barras de aço com 8 mm de diâmetro, com o solo no estado não-saturado e com pré-inundação por 12 horas (estacas S10) e por 36 horas (estaca S2), considerando ou não a fissuração do concreto. O coeficiente n_h determinado para as estacas S6 e S7 (*Umed. 1h – 3b*), submetidas à prova de carga com umedecimento controlado por 1 hora, também é apresentado.

Tabela 5.4 – Resumo dos valores do coeficiente n_h obtido para o solo nos estados não-saturado e umedecido e também, considerando ou não a fissuração do concreto das estacas

Condição	n_h (MN/m ³)		Relações (%)		
	Sem Fissuração	Com Fissuração	Aumento devido à fissuração	Redução devido à inundação s/ fissuração	Redução devido à inundação c/ fissuração
3 barras – Nat.	4,5	7,0	55	-	-
7 barras – Nat.	5,0	7,5	50	-	-
Pré-36h – 3b	3,0	5,5	83	33	21
Pré-12h – 7b	1,8	2,3	28	64	69
Umed. 1h – 3b	3,3	5,5	67	-	-

É possível verificar uma redução acentuada do coeficiente n_h devido à pré-inundação do solo. Considerando a não variação da fissuração do concreto, para uma mesma rigidez, 3 barras de aço, por exemplo, há uma redução de aproximadamente 33% em tal coeficiente devido a pré-inundação do solo por 36 horas. Já para as estacas de maior rigidez, uma pré-inundação de 12 horas causou a redução do coeficiente n_h em cerca de 64%, se comparado ao mesmo tipo de estaca, porém com o solo no estado não-saturado.

Considerando a fissuração do concreto, houve um decréscimo de aproximadamente 21% nas estacas de menor rigidez, relativo aos ensaios com o solo na condição não-saturado e com previa inundação por 36 horas, enquanto que, para as estacas com maior rigidez este mesmo acréscimo foi de aproximadamente 69%, no entanto, para uma inundação prévia de apenas 12 horas.

Os altos valores do coeficiente n_h obtidos na prova de carga com pré-inundação por 36 horas (estaca S2) e, conseqüentemente, as baixas reduções devido à inundação observadas para as estacas de menor rigidez, possivelmente foram causadas pela densificação do solo na parte posterior à estaca S2, solicitado anteriormente durante a primeira prova de carga, com o solo não-saturado, realizada com a mesma estaca.

É sabido que ao se comparar o coeficiente n_h obtido em provas de carga envolvendo estacas de distintas rigidezes, com a situação ideal, a qual não ocorre a fissuração do concreto, e com a situação real, está se analisando o solo, pois a variável EI está sendo compensada. Tal compensação está no fato de haver um acréscimo na carga horizontal (H) para uma estaca de rigidez superior, relativo a uma estaca de rigidez inferior.

Já o valor de y_o não varia, pois se fixa o intervalo para definir n_h (6 a 12 mm ou 12 a 18 mm). Por isso, os valores de n_h para 3 e 7 barras sem fissuração devem ser próximos (4,5 MN/m³ e 5,0 MN/m³), assim como os valores com fissuração (7,0 MN/m³ e 7,5 MN/m³). As pequenas diferenças constatadas são inerentes ao ensaio propriamente dito, refletem a heterogeneidade do solo e os distintos valores de sucção matricial. Vale ressaltar que tais considerações apenas são válidas para um mesmo tipo de execução de estaca (escavadas, por exemplo), pois distintos métodos de execução podem alterar o solo ao redor do fuste e alterar o valor de n_h .

Nas Figuras 5.43 e 5.44 são apresentadas as curvas $n_h \times \text{carregamento horizontal}$, desenvolvidas a partir dos valores médios de cada tipo de estaca. É possível verificar uma pequena faixa de variação do coeficiente n_h , a partir da carga de 15 kN para os dois gráficos da Figura 5.43, devido a influência da fissuração do concreto.

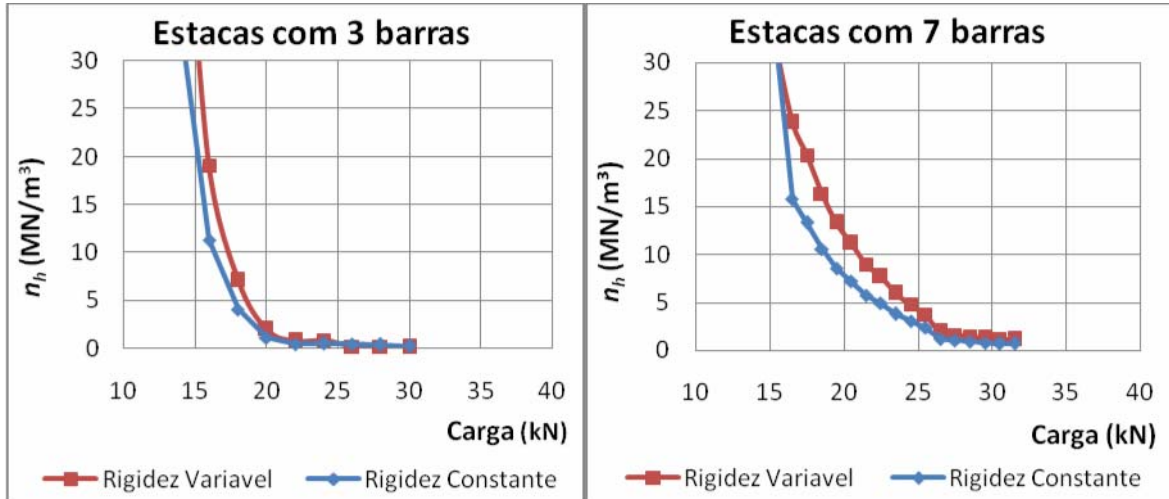


Figura 5.43 – Curvas n_h x carga para as duas configurações de estacas, considerando ou não a variação da rigidez das mesmas

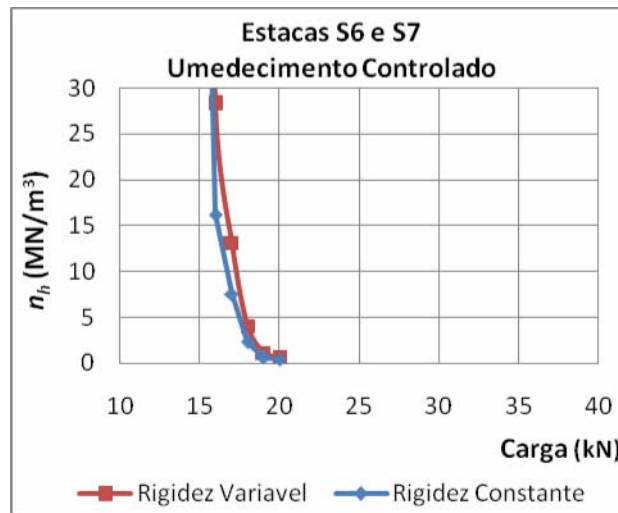


Figura 5.44 – Curvas n_h x carga as estacas ensaiadas com umedecimento controlado, considerando ou não a variação da rigidez das mesmas

5.3.3 Análise comparativa do coeficiente n_h

Na análise foram comparados apenas os valores de n_h sem considerar fissuração do concreto das estacas, e também, apenas os obtidos entre os intervalos de 6 a 12 mm e 12 a 18 mm, para solos no estado não-saturado e sob pré-inundação, respectivamente. Foram utilizados na comparação apenas dados referentes a estacas escavadas (trado mecânico, Strauss, hélice contínua, etc.), visto que, o comportamento de fundações compostas por

estacas de deslocamento apresentam compactação do solo lateral, o que modifica a estrutura do solo e conseqüentemente prejudica a análise do coeficiente n_h .

Miguel (1996) obteve para estacas Strauss de 28 cm de diâmetro, armadas por 4 barras de 12,5 mm em toda sua extensão, um coeficiente n_h de 7,5 kN/m³, com o solo no estado não-saturado, e de 4,5 MN/m³, com 48 horas de pré-inundação do solo. Tais resultados estão próximos aos obtidos no presente trabalho de 5,0 MN/m³ e 3,0 MN/m³, respectivamente para o solo no estado não-saturado e pré-inundado de umidade por 36 horas. Essas discrepâncias podem estar ligadas ao fato do solo de São Carlos/SP ser arenoso e aluvionar, e não argiloso e residual como o de Londrina, envolvendo, portanto, fatores genéticos do solo.

É notável o alto valor de n_h obtido por Miguel (1996) para o reensaio realizado na condição pré-inundada, assim como o determinado para a estaca S2, reforçando a idéia de que reensaios provavelmente causam uma densificação do solo localizado na porção posterior de estacas.

Miguel *et al.* (2001) obtiveram um valor de n_h de 6,8 MN/m³ para quatro estacas escavadas com trado mecânico de diâmetro 30 cm, compostas por 8 barras de 16 mm, no mesmo Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UEL, sendo, portanto, o coeficiente obtido neste trabalho (5,0 MN/m³) bastante coerente, frente a heterogeneidade do solo e às diferenças nos valores de sucções matriciais do solo presentes durante as provas de carga.

Já com o solo com inundação prévia por 48 horas, Miguel *et al.* (2001) obtiveram no reensaio realizado com as mesmas estacas um coeficiente n_h de 2,1 MN/m³, ou seja, muito próximo aos 1,8 MN/m³ determinados para as estacas submetidas a provas de carga com inundação prévia do solo por 12 horas. Vale ressaltar que, apesar do tempo de inundação prévia ser inferior na estaca do presente trabalho (o que leva a crer que, em um tempo de 48 horas de pré-inundação, o coeficiente tenderia a ser ainda menor), a estaca escavada utilizada por Miguel *et al.* (2001) já havia sido ensaiada previamente no estado de umidade não-saturado do solo (o que possivelmente causou um aumento no coeficiente n_h , fruto da densificação do solo da face posterior da estaca), ao contrário da estaca utilizada no presente trabalho (S10), que ainda não havia sido submetida à provas de carga horizontal.

O coeficiente n_h de 11,55 MN/m³ obtido por Miranda Junior (2006), em provas de carga conduzidas em estacas escavadas com trado mecânico, com 12 metros de comprimento e diâmetro 40 cm, foi superior ao obtido pelas provas de carga em estacas Strauss deste trabalho (5,0 MN/m³). Vale ressaltar que o solo da camada superior do Campo

Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp é composto por uma argila siltosa de alta porosidade, porém com comportamento em campo de solo arenoso, com índice de vazios 1,75 e ângulo de atrito de 31,5°. Já para estacas hélice contínua, de mesmas características que as anteriores, o autor obteve um coeficiente n_h de 9,9 MN/m³. Essas discrepâncias podem estar ligadas ao fato do solo de Campinas ser coluvionar e não residual, como o de Londrina, envolvendo, portanto, a gênese do solo.

Del Pino Junior (2003) realizou provas de carga em quatro estacas escavadas com trado mecânico com 32 cm de diâmetro e 10 metros de comprimento, em solo pouco compacto e composto, basicamente, por uma areia fina argilosa, laterítica, porosa e colapsível de Ilha Solteira/SP.

O coeficiente n_h médio obtido através das provas de carga foi de 8 MN/m³, valor muito próximo ao determinado no solo do CEEG (5,0 MN/m³) nas estacas Strauss.

6 CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões desta pesquisa, enfatizando: **a)** o comportamento das estacas submetidas a provas de carga horizontal; **b)** análise dos métodos desenvolvidos para a previsão da curva *carga x deslocamento horizontal* a partir de dados coletados pelo ensaio de prospecção geotécnica DMT; e **c)** análise do comportamento estrutural das estacas – *EI* constante *versus EI* variável. Além disso, são apresentadas sugestões para pesquisas futuras sobre o tema.

6.1 PROVAS DE CARGA E ANÁLISE DA SUÇÃO MATRICIAL DO SOLO

As fundações por estacas constituídas por 3 barra de aço (S2 e S3) apresentaram uma carga de ruptura média de, aproximadamente, 20 kN, no estado de umidade não-saturado do solo, sofrendo pequenos deslocamentos horizontais (no máximo 1,0 mm) até cargas correspondentes a 50% da carga de ruptura. Para cargas superiores a 10 kN, estes deslocamentos aumentaram até o máximo lido 30 mm. Já a carga de colapso para essa mesma configuração de estaca, quando submetida à pré-inundação do solo por 36 horas, foi de 15 kN.

As leituras realizadas nos tensiômetros durante as provas de carga realizadas nos estados de umidade não-saturado e pré-inundado, por 36 horas, acusaram, para as estacas de menor rigidez, uma redução na sucção matricial de 100% para uma correspondente redução de, aproximadamente, 25% na capacidade de carga das fundações.

As estacas S6 e S7 foram carregadas horizontalmente, com o solo no estado não-saturado de umidade, até que fossem atingidas a carga admissível (10 kN) e a estabilização dos deslocamentos horizontais sob essa carga. Após essa estabilização, manteve-se aplicada a carga admissível e procedeu-se ao umedecimento do solo, sob vazão constante, durante o tempo de 1 hora, com o intuito de identificar se o início da redução da sucção matricial do solo correspondia à desestabilização dos deslocamentos horizontais. Depois desse tempo, aplicaram-se estágios de carga até se atingir os deslocamentos horizontais máximos dos extensômetros sob umedecimento constante do solo. Uma redução de 85% no valor da

sucção matricial foi observada, porém não foi constatado aumento dos deslocamentos durante o tempo aguardado (1 hora), mas somente após esse tempo, quando foram aplicados os estágios posteriores de carga.

Dentre as possíveis causas para que o comportamento das estacas não tenha sido afetado nas condições simuladas de umedecimento do solo sob carga admissível, pode-se destacar duas hipóteses: **a)** a possibilidade do umedecimento não ter sido realizado na carga crítica, abaixo da qual não ocorrer o colapso, ou também que, **b)** aparentemente, o solo necessite de um tempo maior para reagir à queda da sucção matricial do solo, iniciar o processo de colapso e se equilibrar sob o novo estado de tensão submetido.

Observou-se também que o comportamento das fundações por estacas compostas por 7 barras (estacas S8 e S9) foi muito similar às com menores rigidez, apresentando carga de ruptura média de 30 kN, no estado de umidade não-saturado do solo. O mesmo deslocamento horizontal de 1,0 mm foi obtido com uma carga de, aproximadamente, 30% da carga de ruptura. A partir de uma pré-inundação do solo por 12 horas, a estaca S10, estruturalmente idêntica às anteriores, apresentou uma carga de colapso de 27 kN, ou seja uma redução de, aproximadamente, 10% na capacidade de carga. Esta pequena redução pode ser explicada devido ao fato de estacas mais rígidas solicitarem porções maiores de solo, devido à flexão.

Foram observadas discrepâncias no comportamento das estacas S4 e S5, provavelmente causadas por alguma interferência externa no solo local ou durante a execução das mesmas, o que levou a exclusão das mesmas nas análises.

6.2 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA ATRAVÉS DO DMT

Foram avaliados também os métodos de Gabr e Borden (1988) e Robertson *et al.* (1989), largamente utilizados para o desenvolvimento de *curvas p-y* através de dados obtidos pelo DMT, em solo tropical da região de Londrina, para o caso de estacas Strauss e escavadas com trado mecânico, executadas no CEEG.

No presente trabalho, optou-se por desenvolver, para os métodos utilizados, as *curvas p-y* para a camada de solo pertencente ao primeiro metro, pois, a reação horizontal do solo (unidades FL^{-1}), determinada através das expressões que definem as *curvas p-y*, é a

reação do solo por metro de comprimento da estaca. Assim, tornou-se possível fazer a comparação entre os valores de reação do solo com os de capacidade de carga da fundação (unidades F).

O método de Gabr e Borden (1988), associado ao método de Reese *et al.* (1974), para determinação da reação horizontal última do solo (R_u), apresentou resultados satisfatórios para a região, com capacidade de carga da fundação de, aproximadamente, 36 kN, valor 20% superior aos obtidos nas provas de carga envolvendo as estacas Strauss com 7 barras de aço e as estacas escavadas com trado mecânico utilizadas por Miguel *et al.* (2001), na qual a carga de ruptura média determinada foi de 31 kN.

Os dois métodos desenvolvidos por Robertson *et al.* (1989), para solos coesivos e não-coesivos, também foram analisados a fim de verificar a aplicabilidade destes ao solo laterítico da região de Londrina. O método proposto a solos coesivos mostrou não ser adequável ao solo laterítico típico da região, subestimando em até 85% o valor da capacidade de carga em relação ao valor obtido pelas provas de carga horizontal.

Já o método aplicável a solos não-coesivos apresentou resultados superestimados, quando adotado inicialmente o valor do coeficiente de proporcionalidade (F_s) igual 2, como recomendado por Baldi *et al.* (1986). Em vista disto, por meio de retro-análise com o resultado das provas de carga efetuadas, o valor do coeficiente F_s igual a 0,25 foi o que melhor se enquadrou, gerando uma *curva p-y* muito próxima à curva obtida nas provas de carga horizontal.

A necessidade de se adequar os métodos aplicáveis em solos arenosos, de regiões de climas temperados, aos solos tropicais, através da adoção de coeficientes de ajuste, é devida ao comportamento geotécnico peculiar do solo laterítico da região, que, apesar de ser composto de, aproximadamente, 80% de argila, apresenta propriedades mecânicas e hidráulicas típicas de solos arenosos, em função de sua estrutura microagregada.

Foram comparados os valores de Módulo de Young do solo, determinados pelos resultados dos ensaios triaxiais realizados por Rezende (2006) e pela correlação proposta por Baldi *et al.* (1986), utilizando o coeficiente de ajuste F_s obtido pela retro-análise das provas de carga. A utilização do módulo secante a 20% da deformação, valor máximo obtido pelo autor supracitado nos ensaios triaxiais, mostrou-se adequada para o solo local, em vista das grandes deformações ocorridas durante as provas de carga, e também, devido ao comportamento elastoplástico da fundação, mediante as solicitações das provas de carga.

6.3 A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ NAS ESTACAS ENSAIADAS

Foi analisada também a influência da rigidez flexional em sete estacas Strauss de 12 metros de comprimento, executadas em solo laterítico, das quais quatro foram armadas com 3 barras de aço 8 mm e três com 7 barras de aço 8 mm.

Observou-se que, devido à consideração da fissuração do concreto na carga de ruptura das estacas, houve um acréscimo médio de 39% nos deslocamentos para as estacas compostas por 3 barras de aço e 28% para as estacas com 7 barras de aço, na superfície do terreno. Já os momentos fletores tiveram um decréscimo de 11% no ponto de momento máximo para as duas configurações de estacas (a aproximadamente 2 metros de profundidade). A reação horizontal do solo também apresentou variações da ordem de 15% para a profundidade de 1,5 m, reduzindo gradativamente essa diferença até a profundidade de 4 m.

Avaliou-se a influência da fissuração do concreto na determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h), utilizado no dimensionamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal, através de retro-análise das provas de carga. Contatou-se um aumento médio de, aproximadamente, 50% para as estacas no estado de umidade não-saturado do solo, em função da consideração da fissuração do concreto, ou seja, devido à redução da rigidez flexural (EI). Já com umedecimento controlado do solo (estacas S6 e S7) esse aumento foi da ordem de 67%, e para as provas de carga com pré-inundação do solo, registraram-se aumentos de, aproximadamente, 83% e 28% para tempos de pré-inundação de 36hrs e 12hrs, respectivamente.

Foi possível verificar uma redução acentuada do coeficiente n_h devido à pré-inundação do solo. Considerando a não variação da fissuração do concreto, para uma mesma rigidez, 3 barras de aço, por exemplo, houve uma redução de, aproximadamente, 33% em tal coeficiente devido a pré-inundação do solo por 36 horas. Já para as estacas de maior rigidez, uma pré-inundação de 12 horas causou a redução do coeficiente n_h em cerca de 64%, se comparado ao mesmo tipo de estaca, porém com o solo no estado não-saturado.

Considerando a fissuração do concreto, houve um decréscimo no valor de n_h de, aproximadamente, 21% nas estacas de menor rigidez, relativo aos ensaios com o solo nos estados de umidade não-saturado e com prévia inundação por 36 horas, enquanto que, para as

estacas com maior rigidez, este mesmo acréscimo foi de, aproximadamente, 69%, no entanto, para uma inundação prévia de apenas 12 horas.

Tal diferença registrada entre o coeficiente n_h obtido na prova de carga com pré-inundação por 36 horas (estaca S2) e por 12 horas (estaca S10), possivelmente foi causada pela densificação do solo na parte posterior à estaca S2, visto que, esta porção de solo foi previamente solicitada durante a primeira prova de carga realizada com a mesma estaca, porém no estado de umidade não-saturado do solo.

6.4 COMPARATIVO ENTRE OS PARÂMETROS OBTIDOS E A LITERATURA

Este trabalho reafirmou a importância de se obter parâmetros geotécnicos regionais, pois se verificou que a dispersão de resultados em diferentes locais de um mesmo campo experimental já é significativa, como foi possível ver através dos resultados apresentados neste trabalho e os apresentados em Miguel *et al.* (2001).

Na análise foram comparados apenas os valores de n_h sem considerar fissuração do concreto das estacas, e também, apenas os obtidos entre os intervalos de 6 a 12 mm e 12 a 18 mm (de acordo com sugestão de ALIZADEH; DAVISSON, 1970), para solos não-saturados e sob pré-inundação, respectivamente. Foram utilizados na comparação apenas dados referentes a estacas escavadas, visto que, o comportamento de fundações compostas por estacas de deslocamento apresentam compactação do solo lateral, o que modifica a estrutura do solo e conseqüentemente prejudica a análise do coeficiente n_h , inerente do solo estudado.

Para o solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UEL, os coeficientes n_h determinados a partir de resultados das provas de carga realizadas foram em média de 5 MN/m³, para o solo não-saturado e, de 1,8 MN/m³, para o solo previamente inundado por 12 horas.

Verificou-se também que a obtenção do coeficiente n_h em uma segunda prova de carga envolvendo a mesma estaca, porém com pré-inundação do solo ao seu redor, pôde vir a ser superestimado, devido à possível densificação do solo localizado na parte posterior da estaca.

Os valores obtidos foram próximos de resultado apresentados por autores que executaram provas de carga em estacas escavadas no geral e embutidas, pelo menos os primeiros metros de profundidade, em solos tropicais lateríticos:

- Miguel (1996) obteve para estacas Strauss, com o solo no estado não-saturado de umidade, um coeficiente de $7,5 \text{ MN/m}^3$, no solo areno-argiloso, aluvionar e laterítico de São Carlos/SP.
- Miguel *et al.* (2001) obtiveram um valor de n_h de $6,8 \text{ MN/m}^3$ para quatro estacas escavadas com trado mecânico, no mesmo Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UEL. Já com o reensaio pré-inundado realizado nas mesmas estacas, obtiveram um coeficiente de $2,1 \text{ MN/m}^3$.
- Miranda Junior (2006) obteve um valor de n_h $9,9 \text{ MN/m}^3$ e $11,5 \text{ MN/m}^3$, para estacas hélice contínua e escavadas com trado mecânico, respectivamente, em solo argilo-siltoso, coluvionar e laterítico de Campinas/SP.
- Del Pino Junior (2003) obteve um coeficiente de 8 MN/m^3 com estacas Strauss de 32 cm de diâmetro em solo da região de Ilha Solteira/SP.

Os coeficientes de reação horizontal obtidos no presente trabalho, portanto, são bastante coerentes, frente à heterogeneidade dos solos, às diferenças regionais de execução das fundações e, principalmente, aos prováveis distintos valores de sucção matricial do solo, presentes durante as provas de carga executadas.

6.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Durante o processo de análise dos resultados dessa pesquisa, foram levantadas algumas questões sobre o assunto, que não foram levadas adiante porque não faziam parte, especificamente, dos objetivos inicialmente propostos. Essas questões estão aqui colocadas como sugestões que podem vir a contribuir com futuros trabalhos que, eventualmente, pretendem ser desenvolvidos sobre o tema aqui estudado. As sugestões são:

- Realização de provas de carga horizontal com um tempo maior de umedecimento controlado do solo durante o período de manutenção da carga admissível da fundação, no intuito de verificar o momento exato em que a fundação apresenta alguma reação, através do aumento de deslocamentos horizontais;
- Realização de provas de carga horizontal com umedecimento controlado do solo, porém, utilizando uma carga equivalente a um deslocamento crítico, que não, necessariamente, seja a carga admissível da fundação ($F_s \neq 2$);
- Execução de provas de carga sob diversos tempos de pré-inundação do solo, a fim de verificar o efeito do colapso;
- Utilização de outros equipamentos para leitura da sucção em campo, a fim de validar os valores obtidos de sucção matricial;
- Verificação da aplicabilidade dos métodos de Gabr e Borden (1988) e Robertson *et al.* (1989) para outros solos lateríticos do país, assim como verificar a validade do coeficiente de ajuste F_s , utilizado no segundo método e cujo valor para aplicação em solo tropicais lateríticos foi sugerido neste trabalho;
- Compreensão do comportamento de fundações em estacas submetidas a duplos carregamentos (vertical e horizontal) e, no caso de estacas de concreto, também de sua influência na fissuração do concreto, utilizando para isso programas computacionais;
- Avaliação da validade do coeficiente de ajuste F_s , utilizado no método de Robertson *et al.* (1989) e determinado para o solo tropical da região, e seus demais valores para as camadas de solo com profundidades superiores à 1 metro, por meio de retro-análise de resultados oriundos de provas de carga horizontal em estacas instrumentadas ao longo de seus comprimentos;
- Recomenda-se também que devido ao caráter exploratório da pesquisa na área, os resultados expostos no presente estudo devem ser utilizados com cautela no dimensionamento de estacas sujeitas a carregamentos horizontais.

REFERÊNCIAS

- ALIZADEH, M. & DAVISSON, M. T. (1970) “**Lateral load testes on piles**”. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.96, número 5, 1970.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB-3472/91: Estacas – Prova de carga estática. São Paulo, 1991, 4 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.
- BALDI, G.; BELLOTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; MARCHETTI, S. & PASQUALINI, E. (1986). “**Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers**”. Proc. In Situ’86 ASCE Spec. Conf. On “Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering”, Virginia Tech, Blacksburg, VA, ASCE Publ. n^o 6:431.
- BROMS, B. B. (1964a) “**Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**”. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 90, n. sm2, mar., p. 27-63.
- BROMS, B. B. (1964b) “**Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils**”. Journal of the Soil Mecahnics and Foundations Division, ASCE, v.90, n, sm3, mai., p.123-156. 150.
- CAMPANELLA, R. G. & ROBERTSON, P. K. (1991). “**Use and Interpretation of a Research Dilatometer**”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28: 113-126.
- CAMPOS, G. G. G. (2005) “**Análises experimental e numérica de provas de carga em estacas apiloadas em solo laterítico de Londrina/PR**”. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Estadual de Londrina – UEL, Londrina, 2005, 179 p.
- CINTRA, J. C. A., (1981) “**Uma análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo**”. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos-USP, para obtenção do Título de Mestre em Geotecnia, 150 p.
- CINTRA, J. C. A. (1998) “**Fundações em solos colapsíveis**”. São Carlos: Serviço Gráfico da EESC/USP, São Carlos, 116 p.

DÉCOURT, L. (2002) “**Capacidade de carga de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da U. E. de Londrina. Algumas ponderações**”. *In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. São Paulo/SP, Vol. 3, p. 1545 – 1555.

DEL PINO JUNIOR, A. (2003) “**Análise do Comportamento de Estacas do tipo Broca Escavada com Trado Mecânico, solicitadas por esforços horizontais**” Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira / UNESP / SP, Ilha Solteira, 183 p.

GABR, M. A. & BORDEN, R. H. (1988) “**Analysis of Load Deflection response of Laterally Loaded Piers Using DMT**”. 1st International Conference on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1: 513-520.

GONÇALVES, R. L. (2006) “**Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR**”. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Estadual de Londrina – UEL, Londrina, 2005, 118 p.

GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. T. de, e VILAR, O. M. (2003) “**Colapsibilidade de solos tropicais típicos no norte e noroeste do Paraná**”. *In: I Encontro geotécnico do terceiro planalto paranaense (ENGEOPAR)*. Anais. Universidade Estadual de Maringá, p. 200 – 215.

JARDIM, N. A. (1998) “**Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti**”. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 054A/98, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.

LEMO, D. T.; SOUZA, A. e DEL PINO JR. A. (2006) “**Análise do Comportamento de Estacas do Tipo Broca Solicitadas por Esforços Transversais**” *In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Anais. Curitiba / PR. CD-ROM.

LOPES, F. F. (2001) “**Avaliação do comportamento colapsível da camada de solo superficial da região de Londrina/PR**”. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Estadual de Londrina/PR.

LUTENEGGER, A. J. (1988) “**Current Status of the Marchetti Dilatometer Test**”. 1st International Symposium on Penetration Test, ISOPT-1, Orlando, FL, Vol. 1. 137-155.

MARCHETTI, S. (1980) “**In Situ Tests by Flat Dilatometer**”. *In: ASCE Journal GE*, vol.106, No. 3, Mar 1980, 299-321.

MARCHETTI, S.; TOTANI, G.; CALABRESE, M.; MONACO, P. (1991) “**P-y Curves from DMT Data for Piles Driven in Clay**”. 4th International Conference Deep Foundation, Inst. on Piling and Deep Foundations, Stresa, Vol. 1: 263-272.

MARCHETTI, S. (1997) “**The Flat Dilatometer: Design Applications**”. In: Third Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Keynote lecture, 26 p. Disponível em: <<http://www.marchetti-dmt.it>>. Acesso em: 22 de março de 2007.

MARCHETTI, S. (2001) “**The Flat dilatometer**”. In: 18th CGT - Conferenze Geotecnica Torino, 56 pp. Disponível em: <<http://www.marchetti-dmt.it>>. Acesso em: 22 de março de 2007.

MATLOCK, H. & REESE, L. C. (1961) “**Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles**”. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 86, n. SM5, part 1, October, pp. 63-91.

MATLOCK, H. (1970). “**Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay**”. 2nd Offshore Technical Conference, Houston, Texas, Vol. 1: 577-594.

MELFI, A. J. (1997) “**Lateritas e processo de laterização (aula inaugural de 1994)**”. Editora EESC-USP, São Carlos – SP, Brasil, 29 p.

MIGUEL, M. G. (1996) “**Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo Colapsível**”. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, 162 p.

MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A.; TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. da C. (2001). “**Provas de carga horizontal em estacas escavadas a trado mecânico em solo colapsível da região de Londrina/PR**”. In: Revista Acta Scientiarum, UEM/Maringá/PR, v. 23, n. 6, p. 1579-1587.

MIGUEL, M. G., BELINCANTA, A., BRANCO, C. J. M. C, PINESE, J. P. P. e TEIXEIRA, R. S. (2002) “**Caracterização geotécnica do subsolo da cidade de Londrina/PR**”. In: 10^o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. ABGE. Ouro Preto/MG. 2002.

MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S. e PADILHA, A. C. C. (2005a) “**Curvas características de sucção do solo laterítico da região de Londrina/PR**”. Ciência e Tecnologia. UNIMEP, v.12, p.63 - 74, 2005.

MIGUEL, M. G.; GOMES, C. L. M.; SILVA, D. F. da; PEDROLI, K. D. (2005b) **“Caracterização geotécnica do solo laterítico de Londrina/PR por meio de ensaios dinâmico e estático”**. In: 11^o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2005, Florianópolis/SC. São Paulo/SP. v. 1, p. 1830-1844.

MIRANDA JUNIOR, G. (2006) **“Estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis do interior de São Paulo, nas condições natural, melhorada e inundada”**. Tese de Doutorado. Universidade Estadual de Campinas. Campinas / SP. 2006.

MURCHISON, J. M. & O’NEILL, M. W. (1984) **“Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils”** Proc. Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations. ASCE, San Francisco.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1995) **“Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos”**. Editora Villibor, 240p.

PADILHA, A. C. C. (2004) **“Determinação da curva característica de sucção do solo argilo-siltoso laterítico de Londrina/PR”**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Estadual de Londrina/PR.

PENNA, A. S. P. D. (1999) **“Técnica de ensaio com o dilatômetro de Marchetti – DMT”**. In: Workshop sobre Ensaios Geotécnicos de Campo na Universidade Estadual de Londrina-PR, 1999, Londrina. Workshop sobre Ensaios Geotécnicos de Campo na Universidade Estadual de Londrina-PR, 1999.

PENNA, A. S. P. D. (2005) **“A Utilização do ensaio DMT (Dilatômetro de Marchetti) como técnica complementar de investigação geotécnica”**. In: Palestra realizada no Instituto de Engenharia de São Paulo. São Paulo, 2005.

PINESE, J. P. P. (2002) **“Síntese Geológica da Bacia do Rio Tibagi”**. In: MOACYR E. MEDRI... *et al.* **“A Bacia do Rio Tibagi”**. M. E. Medri. 2002. p. 21-38.

PINESE, J. P. P. e NARDY, A. J. R. (2003) **“Contexto Geológico da Formação Serra Geral no Terceiro Planalto Paranaense”**. Anais: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense. Maringá/PR. p. 38-52.

POULOS, H. G. (1971) **“Behavior of Laterally Loaded Piles: I – Single Piles”**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division. ASCE 97 (5), 711-731.

POULOS, H.G. & DAVIS, E. H. (1980) **“Pile Foundation Analysis and Design”**. John Wiley & Sons.

RANDOLPH, M. F. & HOULSBY, G. T. (1984) **“The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil”** *Géotechnique*, n° 34, pp. 613-623.

REESE, L. C.; COX, W. R. & KOOP, F. D. (1974). **“Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”**. 5th Annual Offshore Technology Conference, Huston, Texas.

REESE, L. C. (1977) **“Laterally Loaded Piles: Program Documentation.”** JGED, ASCE, GT4.

REZENDE, C. F. (2006). **“Determinação da Resistência ao Cisalhamento do Solo do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina”**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Estadual de Londrina, PR. 2006.

RICCI, F. (1995) **“Análise de Estacas Carregadas Transversalmente no topo, com ênfase na Influência da Variação da Rigidez Flexional”**. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica – USP, São Paulo, 1995, 274.

ROBERTSON, P. K., DAVIES, M. P.; CAMPANELLA, R. G. (1989) **“Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer”**. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, v. 12, n° 1, p. 30-38.

TEIXEIRA, R. S.; MIGUEL, M. G.; BRANCO, C. J. M da C. e PINESE, J. P. P. (2003) **“Caracterização Geológico-Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Prof. Saburo Morimoto” da Universidade Estadual de Londrina (UEL)”**. Anais: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense. Maringá/PR. pp.165-182.

TEIXEIRA, R. S.; BELINCANTA, A.; LOPES, F. F.; GUTIERREZ, N. e BRANCO, C. J. M da C. (2004) **“Avaliação do Colapso do Solo da Camada Superficial da Cidade de Londrina/PR”**. Anais: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. São Carlos/SP. p.495-499.

TEIXEIRA, R. S.; MANGIERI SOBRINHO, V. e BRANCO, C. J. M da C. (2006) **“Avaliação do Perfil Estratigráfico Obtido por meio de SPTs, CPTs e DMTs Executados em Solo Laterítico da Cidade de Londrina/PR”**. Anais: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Curitiba/PR. CD-ROM.

SCHMERTMANN, J. H. (1983). **“Revised Procedure for Calculating K_0 and OCR from DMT's with $I_D > 1.2$ and which Incorporates the Penetration Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle”**. DMT Digest n°1, GPE Inc, Gainesville, FL.

SCHMERTMANN, J. H. (1988) “**Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design**”, Report n° FHWA-PA-87-023. Pennsylvania Department of Transportation. Vol. 3-4. 183 p.

SOUSA, C. T. (2006) “**Ensaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais**”. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal. 266 p.

VAN DER VEEN, C. (1953) “**The bearing capacity of a pile**”. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineers, 3., Zurich, 1953. Proceeding ISSMFE, 1953. v.2, p.84-90.

APÊNDICE

APÊNDICE A – Parâmetros calculados a partir de dados coletados pelo DMT (Furo 9)

Prof. (m)	A	B	P ₁ (bar)	P ₀ (bar)	I _d	K _d	E _d (MPa)	σ _{vertical} (bar)	σ _{horizontal} (bar)	S _u (kPa)	Φ (°)	Φ' _{ax} (°)	K ₀ argilas	K ₀ areias	K _a	K _p	β
0,20	2,20	6,50	6,05	2,22	1,73	63,36	13,30	0,04	0,26	57,87	47,49	42,33	5,21	7,33	0,15	6,61	68,74
0,40	2,50	5,80	5,35	2,57	1,08	36,68	9,66	0,07	0,30	58,45	45,70	41,13	3,89	4,27	0,17	6,03	67,85
0,60	0,50	1,90	1,45	0,66	1,19	6,31	2,73	0,11	0,10	9,71	38,34	36,22	1,36	0,93	0,23	4,27	64,17
0,80	0,30	1,40	0,95	0,48	0,99	3,41	1,64	0,14	0,09	6,00	35,18	34,12	0,87	0,67	0,27	3,72	62,59
1,00	0,10	0,80	0,35	0,30	0,18	1,70	0,18	0,18	0,10	3,14	31,25	31,25	0,46	0,55	0,32	3,16	60,63
1,20	0,10	1,00	0,55	0,29	0,91	1,37	0,91	0,21	0,11	2,88	29,95	29,95	0,36	0,55	0,33	2,99	59,98
1,40	0,10	0,80	0,35	0,30	0,18	1,21	0,18	0,25	0,13	2,89	29,22	29,22	0,31	0,55	0,34	2,91	59,61
1,60	0,30	1,30	0,85	0,48	0,76	1,72	1,28	0,28	0,15	5,11	31,33	31,33	0,47	0,55	0,32	3,17	60,67
1,80	0,00	0,80	0,35	0,19	0,82	0,61	0,55	0,32	0,18	1,57	24,78	24,78	0,06	0,58	0,41	2,44	57,39
2,00	0,00	0,70	0,25	0,20	0,27	0,56	0,18	0,35	0,21	1,58	24,24	24,24	0,03	0,59	0,42	2,39	57,12
2,20	0,30	1,10	0,65	0,49	0,32	1,28	0,55	0,39	0,21	4,84	29,54	29,54	0,33	0,55	0,34	2,94	59,77
2,40	0,30	1,30	0,85	0,48	0,76	1,15	1,28	0,42	0,23	4,62	28,87	28,87	0,28	0,55	0,35	2,87	59,44
2,60	0,30	1,00	0,55	0,50	0,11	1,09	0,18	0,46	0,25	4,71	28,56	28,56	0,26	0,55	0,35	2,83	59,28
2,80	0,60	1,70	1,25	0,78	0,61	1,59	1,64	0,49	0,27	8,07	30,84	30,84	0,43	0,55	0,32	3,10	60,42
3,00	0,60	1,80	1,35	0,77	0,75	1,47	2,00	0,53	0,29	7,87	30,39	30,39	0,39	0,55	0,33	3,05	60,19
3,20	0,70	1,60	1,15	0,89	0,30	1,58	0,91	0,56	0,31	9,21	30,84	30,84	0,43	0,55	0,32	3,10	60,42
3,40	0,40	1,30	0,85	0,59	0,45	0,99	0,91	0,60	0,33	5,42	27,92	27,92	0,22	0,55	0,36	2,76	58,96
3,60	0,50	1,70	1,25	0,67	0,86	1,07	2,00	0,63	0,35	6,32	28,41	28,41	0,25	0,55	0,36	2,82	59,21
3,80	0,30	1,20	0,75	0,49	0,54	0,73	0,91	0,67	0,38	4,17	25,99	25,99	0,11	0,57	0,39	2,56	58,00
4,00	0,40	1,30	0,85	0,59	0,45	0,84	0,91	0,70	0,39	5,20	26,88	26,88	0,16	0,56	0,38	2,65	58,44
4,20	0,25	1,10	0,65	0,44	0,48	0,60	0,73	0,74	0,43	3,58	24,64	24,64	0,05	0,58	0,41	2,43	57,32
4,40	0,30	1,10	0,65	0,49	0,32	0,64	0,55	0,77	0,44	4,07	25,09	25,09	0,07	0,58	0,40	2,47	57,54
4,60	0,50	2,10	1,65	0,65	1,53	0,81	3,46	0,81	0,45	5,73	26,65	26,65	0,15	0,56	0,38	2,63	58,33
4,80	0,40	2,20	1,75	0,54	2,23	0,65	4,19	0,84	0,48	4,50	25,15	25,15	0,07	0,58	0,40	2,48	57,58
5,00	0,40	1,50	1,05	0,58	0,82	0,66	1,64	0,88	0,50	4,81	25,30	25,30	0,08	0,57	0,40	2,49	57,65
5,20	0,30	1,30	0,85	0,48	0,76	0,53	1,28	0,91	0,54	3,81	23,82	23,82	0,01	0,59	0,42	2,35	56,91
5,40	0,50	2,00	1,55	0,66	1,36	0,70	3,10	0,95	0,54	5,55	25,65	25,65	0,10	0,57	0,40	2,53	57,82
5,60	0,70	2,40	1,95	0,85	1,30	0,86	3,83	0,98	0,55	7,56	27,07	27,07	0,17	0,56	0,37	2,67	58,54

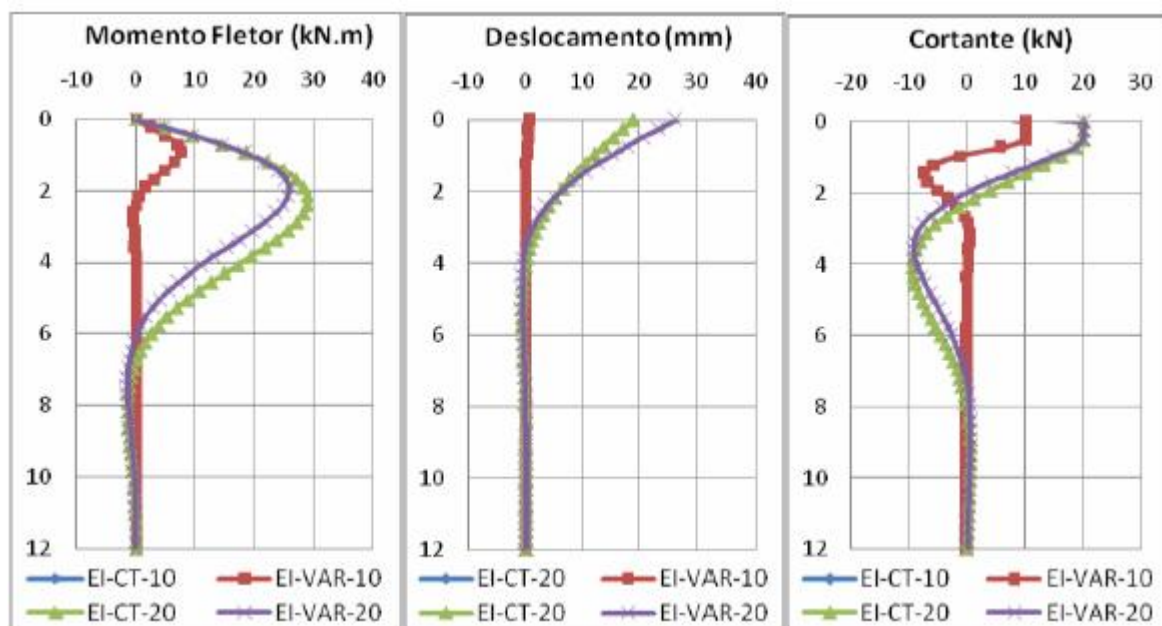
5,80	0,70	2,50	2,05	0,84	1,43	0,83	4,19	1,02	0,57	7,44	26,81	26,81	0,16	0,56	0,38	2,64	58,40
6,00	0,40	1,50	1,05	0,58	0,82	0,55	1,64	1,05	0,62	4,60	24,07	24,07	0,02	0,59	0,42	2,38	57,03
6,20	0,80	2,30	1,85	0,96	0,93	0,88	3,10	1,09	0,60	8,58	27,20	27,20	0,18	0,56	0,37	2,68	58,60
6,40	0,50	2,10	1,65	0,65	1,53	0,58	3,46	1,12	0,65	5,27	24,46	24,46	0,04	0,58	0,41	2,41	57,23
6,60	1,40	3,50	3,05	1,53	1,00	1,32	5,28	1,16	0,63	15,15	29,74	29,74	0,34	0,55	0,34	2,97	59,87
6,80	1,20	3,40	2,95	1,32	1,23	1,11	5,65	1,19	0,65	12,56	28,66	28,66	0,27	0,55	0,35	2,84	59,33
7,00	0,60	1,60	1,15	0,78	0,47	0,64	1,28	1,23	0,71	6,47	25,08	25,08	0,07	0,58	0,40	2,47	57,54
7,20	0,60	1,80	1,35	0,77	0,75	0,61	2,00	1,26	0,73	6,32	24,80	24,80	0,06	0,58	0,41	2,45	57,40
7,40	0,90	3,30	2,85	1,01	1,81	0,78	6,38	1,30	0,73	8,81	26,42	26,42	0,14	0,56	0,38	2,60	58,21
7,60	1,70	3,80	3,35	1,83	0,83	1,37	5,28	1,33	0,73	18,30	29,97	29,97	0,36	0,55	0,33	3,00	59,99
7,80	1,20	4,10	3,65	1,29	1,83	0,94	8,20	1,37	0,76	11,74	27,63	27,63	0,20	0,55	0,37	2,73	58,81
8,00	1,70	4,00	3,55	1,82	0,95	1,30	6,01	1,40	0,76	17,95	29,63	29,63	0,33	0,55	0,34	2,96	59,81
8,20	2,20	5,70	5,25	2,26	1,33	1,57	10,38	1,44	0,79	23,39	30,79	30,79	0,42	0,55	0,32	3,10	60,40
8,40	1,80	5,50	5,05	1,85	1,73	1,26	11,11	1,47	0,80	18,09	29,43	29,43	0,32	0,55	0,34	2,93	59,71
8,60	1,10	3,60	3,15	1,21	1,61	0,80	6,74	1,51	0,84	10,57	26,58	26,58	0,15	0,56	0,38	2,62	58,29
8,80	2,80	7,40	6,95	2,80	1,48	1,82	14,39	1,54	0,85	30,11	31,65	31,65	0,50	0,55	0,31	3,21	60,83
9,00	1,30	3,90	3,45	1,40	1,46	0,89	7,10	1,58	0,88	12,60	27,26	27,26	0,18	0,56	0,37	2,69	58,63
9,20	3,90	9,70	9,25	3,84	1,41	2,39	18,76	1,61	0,94	44,18	33,22	32,81	0,64	0,59	0,29	3,42	61,61
9,40	4,60	11,40	10,95	4,49	1,44	2,73	22,41	1,65	1,01	53,42	33,97	33,31	0,73	0,61	0,28	3,53	61,99
9,60	3,10	8,70	8,25	3,05	1,70	1,82	18,04	1,68	0,93	32,78	31,65	31,65	0,49	0,55	0,31	3,21	60,82
9,80	4,80	11,00	10,55	4,72	1,23	2,75	20,22	1,72	1,05	56,27	34,02	33,34	0,73	0,61	0,28	3,54	62,01
10,00	7,80	15,50	15,05	7,65	0,97	4,37	25,69	1,75	1,31	102,28	36,49	34,99	1,05	0,75	0,25	3,93	63,24
10,20	8,00	15,00	14,55	7,88	0,85	4,42	23,14	1,79	1,35	105,70	36,54	35,03	1,06	0,75	0,25	3,94	63,27
10,40	6,30	13,50	13,05	6,17	1,11	3,39	23,86	1,82	1,21	77,48	35,15	34,10	0,87	0,66	0,27	3,71	62,58
10,60	3,20	14,50	14,05	2,87	3,90	1,55	38,80	1,86	1,01	29,58	30,69	30,69	0,41	0,55	0,32	3,08	60,34
10,80	4,40	11,50	11,05	4,28	1,58	2,26	23,50	1,89	1,09	48,53	32,91	32,61	0,61	0,58	0,30	3,38	61,46
11,00	5,70	13,50	13,05	5,54	1,35	2,88	26,05	1,93	1,20	66,78	34,26	33,51	0,76	0,62	0,28	3,58	62,13
11,20	7,70	16,00	15,55	7,52	1,07	3,84	27,87	1,96	1,38	97,31	35,81	34,54	0,95	0,70	0,26	3,82	62,90
11,40	7,60	18,10	17,65	7,31	1,42	3,66	35,89	2,00	1,37	93,51	35,56	34,38	0,92	0,69	0,26	3,78	62,78
11,60	7,40	16,00	15,55	7,20	1,16	3,55	28,97	2,03	1,38	91,44	35,39	34,26	0,90	0,68	0,27	3,75	62,70
11,80	8,60	18,00	17,55	8,36	1,10	4,05	31,88	2,07	1,49	109,73	36,09	34,73	0,99	0,72	0,26	3,87	63,05
12,00	6,00	13,10	12,65	5,88	1,15	2,80	23,50	2,10	1,30	70,32	34,11	33,40	0,74	0,62	0,28	3,55	62,05

APÊNDICE B – Parâmetros calculados a partir de dados coletados pelo DMT (Furo 14)

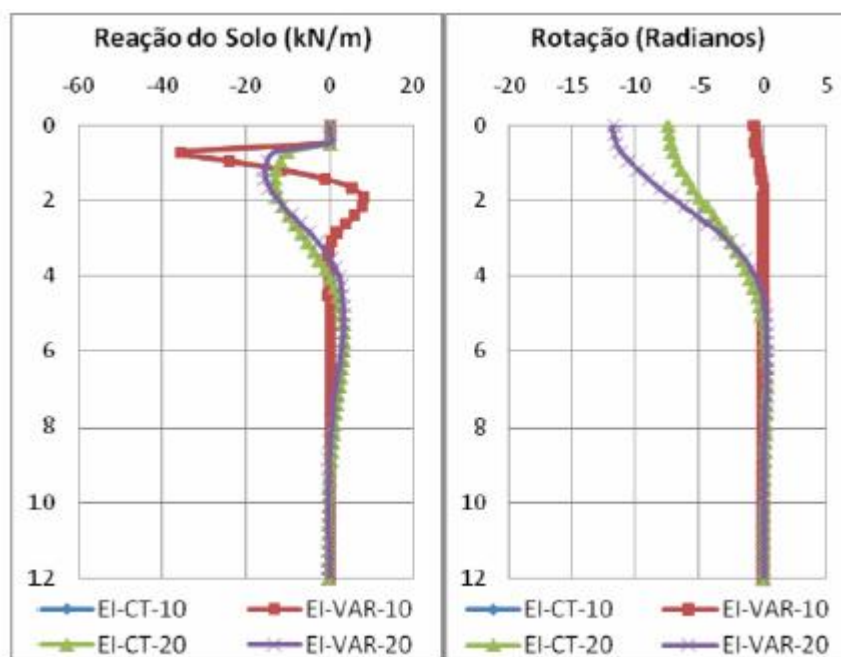
Prof. (m)	A	B	P ₁ (bar)	P ₀ (bar)	I _d	K _d	E _d (MPa)	σ _{vo} (bar)	σ _{'ho} (bar)	S _u (kPa)	Φ (°)	Φ _{'ax} (°)	K ₀ argilas	K ₀ areias	K _a	K _p	β
0,20	3,20	8,80	8,35	3,15	1,65	90,07	18,04	0,04	0,37	89,83	48,51	43,01	6,25	10,44	0,14	6,97	69,26
0,40	0,70	1,80	1,35	0,88	0,54	12,54	1,64	0,07	0,11	15,27	41,50	38,33	2,11	1,58	0,20	4,93	65,75
0,60	0,50	1,50	1,05	0,68	0,54	6,50	1,28	0,11	0,10	10,08	38,48	36,32	1,39	0,95	0,23	4,29	64,24
0,80	0,60	2,00	1,55	0,76	1,03	5,45	2,73	0,14	0,12	10,77	37,61	35,74	1,23	0,85	0,24	4,13	63,80
1,00	1,00	2,80	2,35	1,14	1,06	6,53	4,19	0,18	0,17	16,89	38,50	36,33	1,40	0,96	0,23	4,30	64,25
1,20	0,40	1,30	0,85	0,59	0,45	2,80	0,91	0,21	0,13	7,03	34,10	33,40	0,74	0,62	0,28	3,55	62,05
1,40	0,30	1,30	0,85	0,48	0,76	1,97	1,28	0,25	0,14	5,29	32,12	32,08	0,54	0,56	0,31	3,27	61,06
1,60	0,00	0,80	0,35	0,19	0,82	0,69	0,55	0,28	0,16	1,62	25,57	25,57	0,09	0,57	0,40	2,52	57,78
1,80	0,00	0,80	0,35	0,19	0,82	0,61	0,55	0,32	0,18	1,57	24,78	24,78	0,06	0,58	0,41	2,44	57,39
2,00	0,00	0,70	0,25	0,20	0,27	0,56	0,18	0,35	0,21	1,58	24,24	24,24	0,03	0,59	0,42	2,39	57,12
2,20	0,00	0,90	0,45	0,19	1,40	0,49	0,91	0,39	0,23	1,45	23,23	23,23	-0,01	0,60	0,43	2,30	56,62
2,40	0,00	0,70	0,25	0,20	0,27	0,47	0,18	0,42	0,25	1,51	22,99	22,99	-0,02	0,60	0,44	2,28	56,50
2,60	0,30	1,00	0,55	0,50	0,11	1,09	0,18	0,46	0,25	4,71	28,56	28,56	0,26	0,55	0,35	2,83	59,28
2,80	0,30	0,80	0,35	0,51	-0,31	1,04	-0,55	0,49	0,27	4,74	28,22	28,22	0,24	0,55	0,36	2,79	59,11
3,00	0,30	1,10	0,65	0,49	0,32	0,94	0,55	0,53	0,29	4,48	27,59	27,59	0,20	0,55	0,37	2,73	58,80
3,20	0,30	1,15	0,70	0,49	0,43	0,88	0,73	0,56	0,31	4,38	27,15	27,15	0,18	0,56	0,37	2,68	58,57
3,40	0,35	1,30	0,85	0,54	0,59	0,90	1,09	0,60	0,33	4,82	27,32	27,32	0,19	0,56	0,37	2,70	58,66
3,60	0,35	1,30	0,85	0,54	0,59	0,85	1,09	0,63	0,35	4,75	26,95	26,95	0,17	0,56	0,38	2,66	58,48
3,80	0,00	0,80	0,35	0,19	0,82	0,29	0,55	0,67	0,43	1,31	19,53	19,53	-0,14	0,65	0,50	2,00	54,77
4,00	0,00	0,80	0,35	0,19	0,82	0,28	0,55	0,70	0,46	1,29	19,15	19,15	-0,15	0,66	0,51	1,98	54,58
4,20	0,30	1,60	1,15	0,47	1,46	0,64	2,37	0,74	0,42	3,86	25,05	25,05	0,07	0,58	0,41	2,47	57,52
4,40	0,30	1,20	0,75	0,49	0,54	0,63	0,91	0,77	0,44	4,02	25,02	25,02	0,07	0,58	0,41	2,47	57,51
4,60	0,00	1,20	0,75	0,17	3,35	0,21	2,00	0,81	0,56	1,09	17,29	17,29	-0,20	0,69	0,54	1,85	53,65
4,80	0,10	1,00	0,55	0,29	0,91	0,34	0,91	0,84	0,53	2,03	20,75	20,75	-0,10	0,63	0,48	2,10	55,37
5,00	0,60	2,70	2,25	0,73	2,09	0,83	5,28	0,88	0,49	6,43	26,82	26,82	0,16	0,56	0,38	2,64	58,41
5,20	0,40	1,80	1,35	0,56	1,40	0,62	2,73	0,91	0,53	4,61	24,86	24,86	0,06	0,58	0,41	2,45	57,43
5,40	1,00	2,80	2,35	1,14	1,06	1,21	4,19	0,95	0,52	11,08	29,19	29,19	0,30	0,55	0,34	2,90	59,59
5,60	1,20	3,70	3,25	1,31	1,49	1,33	6,74	0,98	0,53	13,00	29,80	29,80	0,35	0,55	0,34	2,98	59,90

5,80	1,30	3,80	3,35	1,41	1,38	1,39	6,74	1,02	0,55	14,13	30,03	30,03	0,36	0,55	0,33	3,00	60,02
6,00	1,30	4,00	3,55	1,40	1,54	1,33	7,47	1,05	0,57	13,88	29,78	29,78	0,35	0,55	0,34	2,97	59,89
6,20	1,80	4,80	4,35	1,88	1,31	1,74	8,56	1,09	0,60	19,98	31,37	31,37	0,47	0,55	0,32	3,17	60,69
6,40	1,20	3,70	3,25	1,31	1,49	1,17	6,74	1,12	0,61	12,57	28,97	28,97	0,29	0,55	0,35	2,88	59,49
6,60	1,10	3,50	3,05	1,21	1,52	1,05	6,38	1,16	0,63	11,35	28,31	28,31	0,25	0,55	0,36	2,80	59,15
6,80	2,00	5,80	5,35	2,04	1,62	1,72	11,48	1,19	0,65	21,62	31,31	31,31	0,47	0,55	0,32	3,16	60,65
7,00	1,70	4,70	4,25	1,78	1,38	1,46	8,56	1,23	0,67	18,11	30,32	30,32	0,39	0,55	0,33	3,04	60,16
7,20	1,70	5,00	4,55	1,77	1,57	1,40	9,66	1,26	0,69	17,79	30,10	30,10	0,37	0,55	0,33	3,01	60,05
7,40	1,80	4,80	4,35	1,88	1,31	1,45	8,56	1,30	0,71	19,12	30,32	30,32	0,39	0,55	0,33	3,04	60,16
7,60	1,30	3,80	3,35	1,41	1,38	1,06	6,74	1,33	0,73	13,20	28,36	28,36	0,25	0,55	0,36	2,81	59,18
7,80	1,70	5,00	4,55	1,77	1,57	1,29	9,66	1,37	0,74	17,44	29,61	29,61	0,33	0,55	0,34	2,95	59,81
8,00	2,50	6,30	5,85	2,54	1,30	1,82	11,48	1,40	0,77	27,30	31,64	31,64	0,49	0,55	0,31	3,21	60,82
8,20	2,30	6,00	5,55	2,35	1,36	1,64	11,11	1,44	0,79	24,56	31,02	31,02	0,44	0,55	0,32	3,13	60,51
8,40	2,40	6,30	5,85	2,44	1,40	1,66	11,84	1,47	0,81	25,59	31,11	31,11	0,45	0,55	0,32	3,14	60,55
8,60	2,70	6,30	5,85	2,75	1,13	1,83	10,75	1,51	0,83	29,61	31,68	31,68	0,50	0,55	0,31	3,21	60,84
8,80	1,80	5,20	4,75	1,86	1,55	1,21	10,02	1,54	0,84	18,07	29,19	29,19	0,30	0,55	0,34	2,90	59,60
9,00	2,70	7,30	6,85	2,70	1,53	1,72	14,39	1,58	0,87	28,61	31,31	31,31	0,47	0,55	0,32	3,16	60,65
9,20	3,90	9,10	8,65	3,87	1,23	2,41	16,58	1,61	0,95	44,61	33,26	32,84	0,65	0,59	0,29	3,43	61,63
9,40	3,30	8,20	7,75	3,29	1,36	2,00	15,48	1,65	0,92	36,16	32,20	32,13	0,54	0,56	0,30	3,28	61,10
9,60	4,30	10,50	10,05	4,22	1,38	2,51	20,22	1,68	1,00	49,18	33,51	33,00	0,67	0,60	0,29	3,46	61,75
9,80	3,50	9,50	9,05	3,43	1,64	2,00	19,49	1,72	0,96	37,76	32,21	32,14	0,55	0,56	0,30	3,28	61,10
10,00	3,20	8,00	7,55	3,19	1,36	1,82	15,12	1,75	0,97	34,32	31,67	31,67	0,50	0,55	0,31	3,21	60,83
10,20	2,70	8,00	7,55	2,67	1,83	1,49	16,94	1,79	0,98	27,28	30,48	30,48	0,40	0,55	0,33	3,06	60,24
10,40	2,70	6,80	6,35	2,73	1,33	1,50	12,57	1,82	0,99	27,91	30,50	30,50	0,40	0,55	0,33	3,06	60,25
10,60	2,70	7,30	6,85	2,70	1,53	1,46	14,39	1,86	1,01	27,46	30,33	30,33	0,39	0,55	0,33	3,04	60,16
10,80	2,50	7,70	7,25	2,47	1,93	1,31	16,58	1,89	1,03	24,46	29,67	29,67	0,34	0,55	0,34	2,96	59,84
11,00	5,30	12,00	11,55	5,20	1,22	2,70	22,04	1,93	1,17	61,63	33,91	33,27	0,72	0,61	0,28	3,52	61,95
11,20	3,70	9,10	8,65	3,66	1,36	1,87	17,31	1,96	1,09	39,61	31,81	31,81	0,51	0,55	0,31	3,23	60,90
11,40	5,50	12,50	12,05	5,38	1,24	2,70	23,14	2,00	1,21	63,81	33,90	33,27	0,72	0,61	0,28	3,52	61,95
11,60	4,80	12,00	11,55	4,67	1,47	2,30	23,86	2,03	1,18	53,24	33,01	32,67	0,62	0,58	0,29	3,39	61,51
11,80	6,00	12,70	12,25	5,90	1,08	2,86	22,04	2,07	1,28	70,92	34,22	33,48	0,75	0,62	0,28	3,57	62,11
12,00	5,20	12,50	12,05	5,07	1,38	2,41	24,23	2,10	1,23	58,42	33,28	32,85	0,65	0,59	0,29	3,43	61,64

APÊNDICE C – Esforços obtidos para a estaca S2

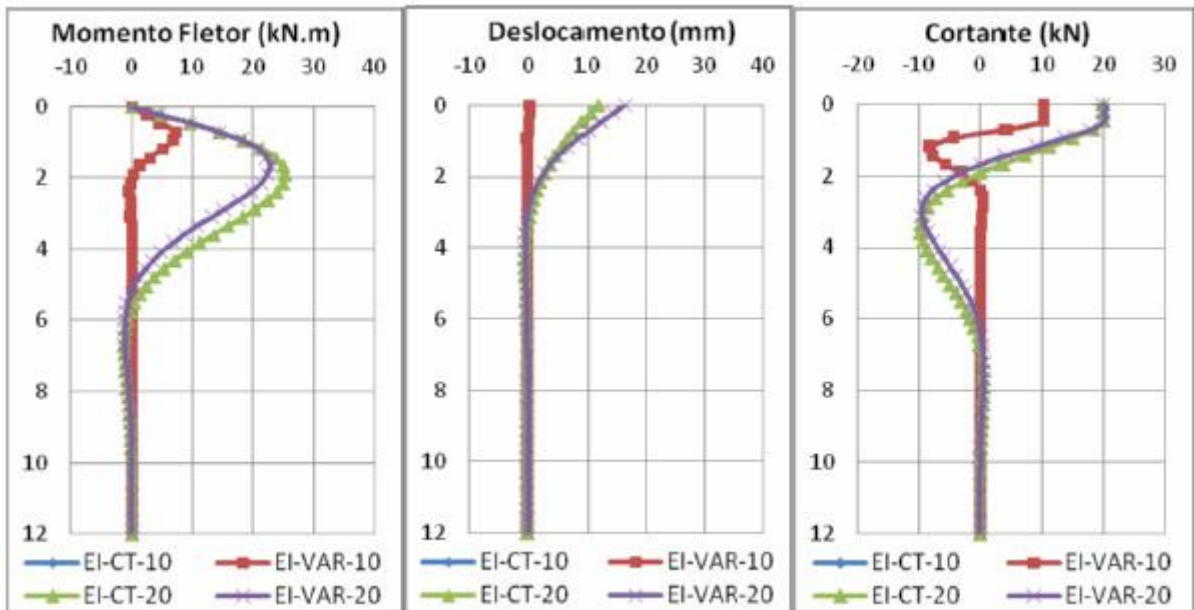


Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes atuantes na estaca S2

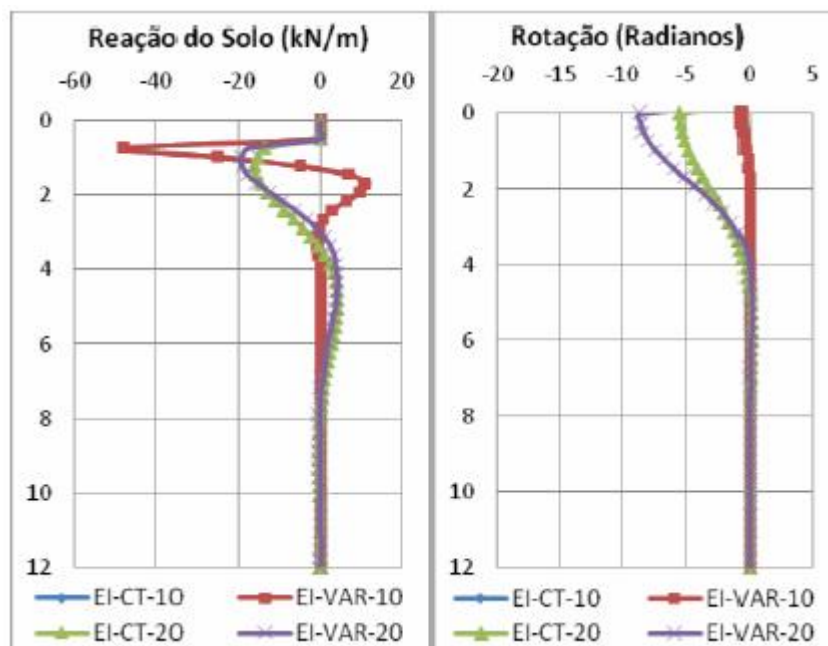


Reações do solo e rotações da estaca S2

APÊNDICE D – Esforços obtidos para a estaca S3

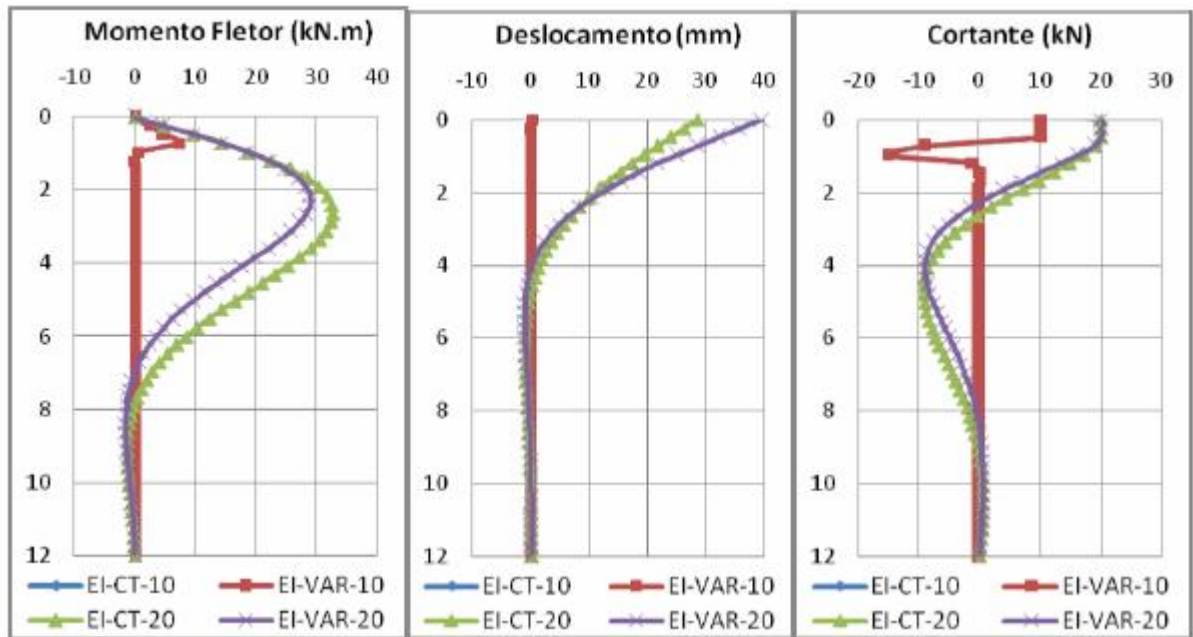


Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes atuantes na estaca S3

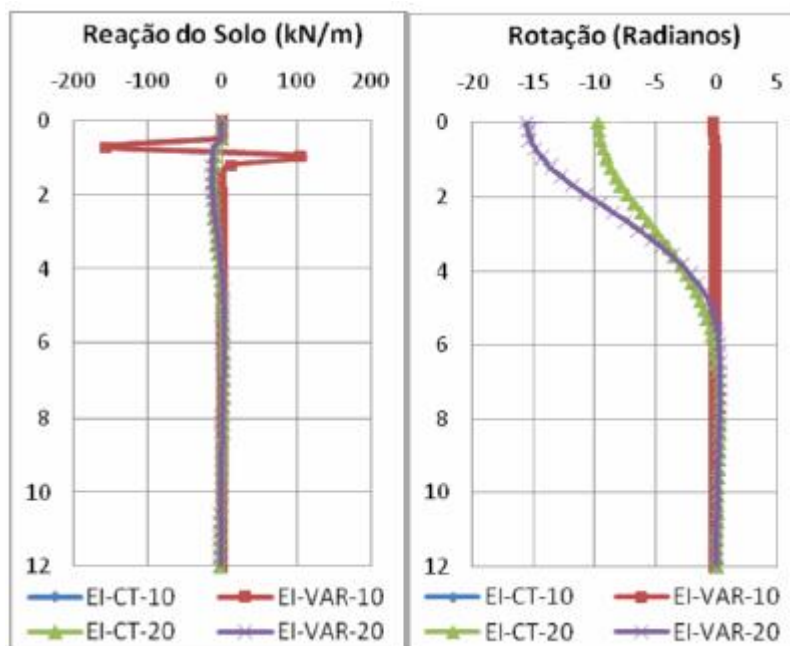


Reações do solo e rotações da estaca S3

APÊNDICE E – Esforços obtidos para a estaca S6

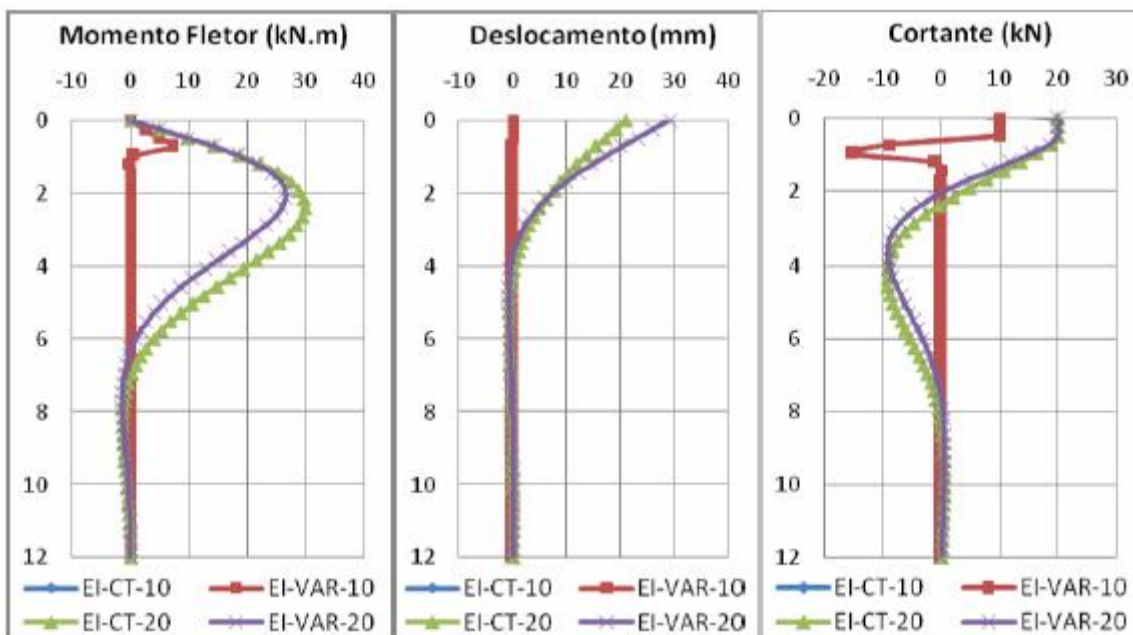


Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes atuantes na estaca S6

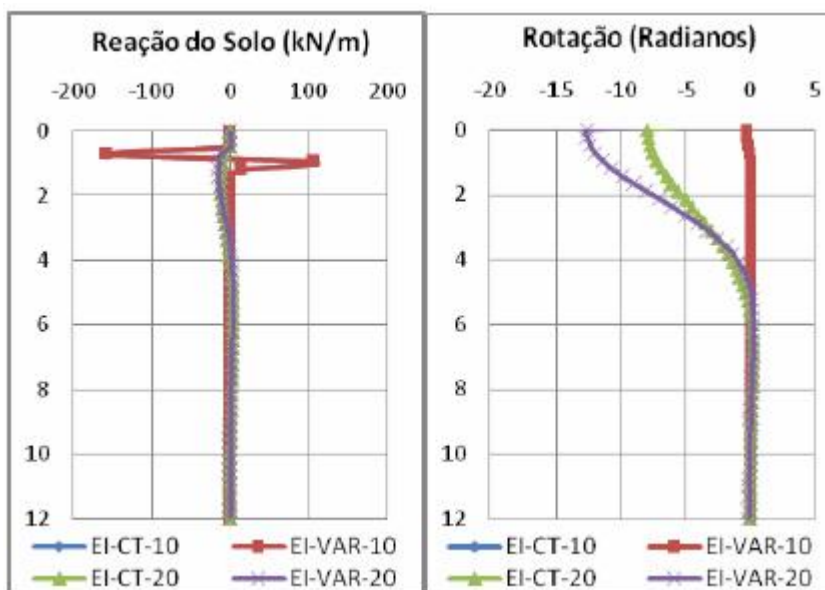


Reações do solo e rotações da estaca S6

APÊNDICE F – Esforços obtidos para a estaca S7

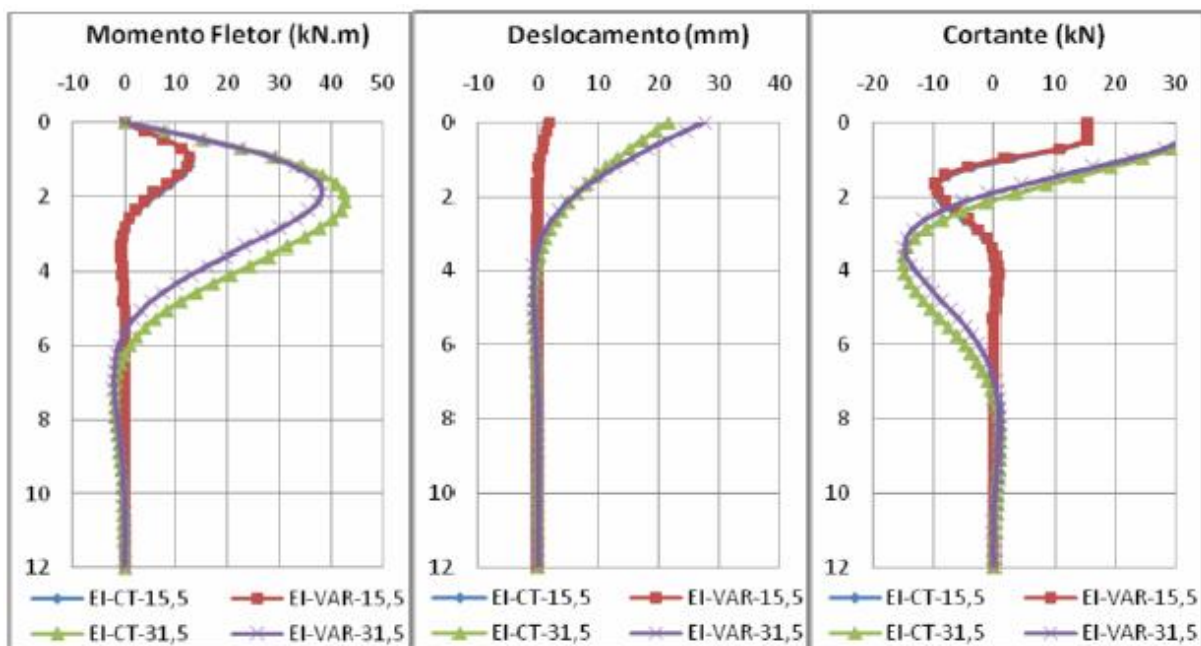


Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes atuantes na estaca S7

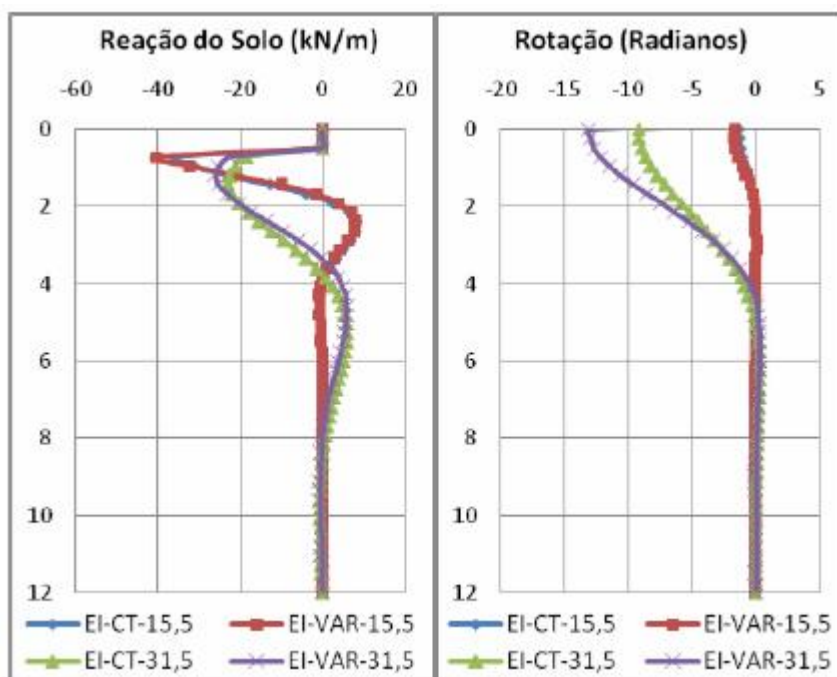


Reações do solo e rotações da estaca S7

APÊNDICE G – Esforços obtidos para a estaca S8

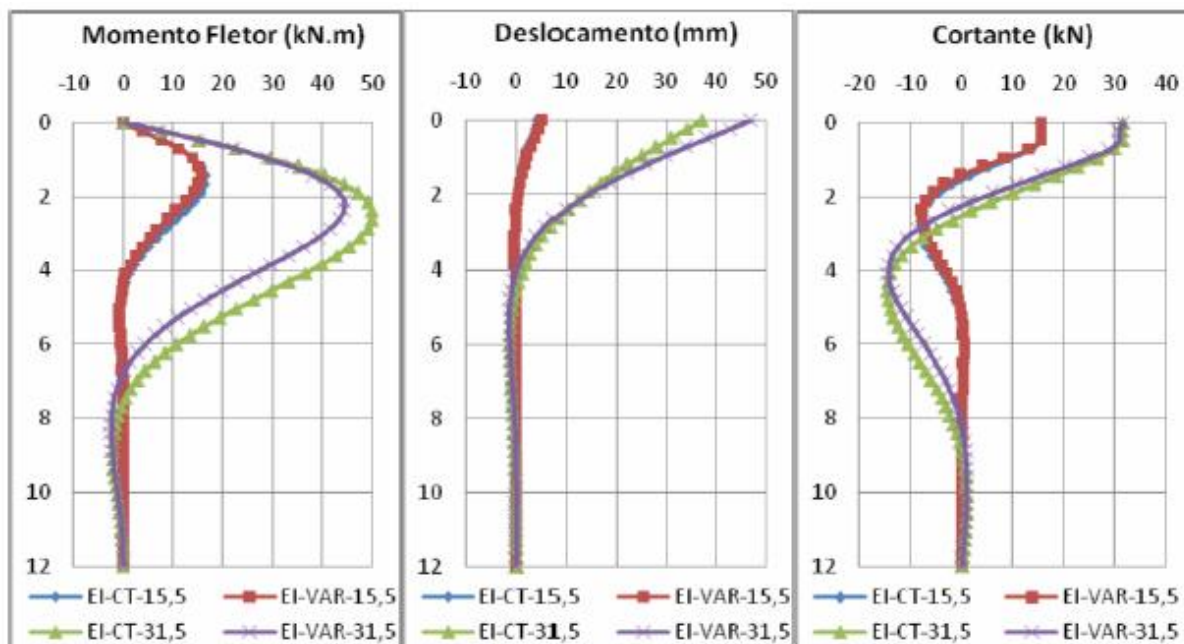


Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes atuantes na estaca S8

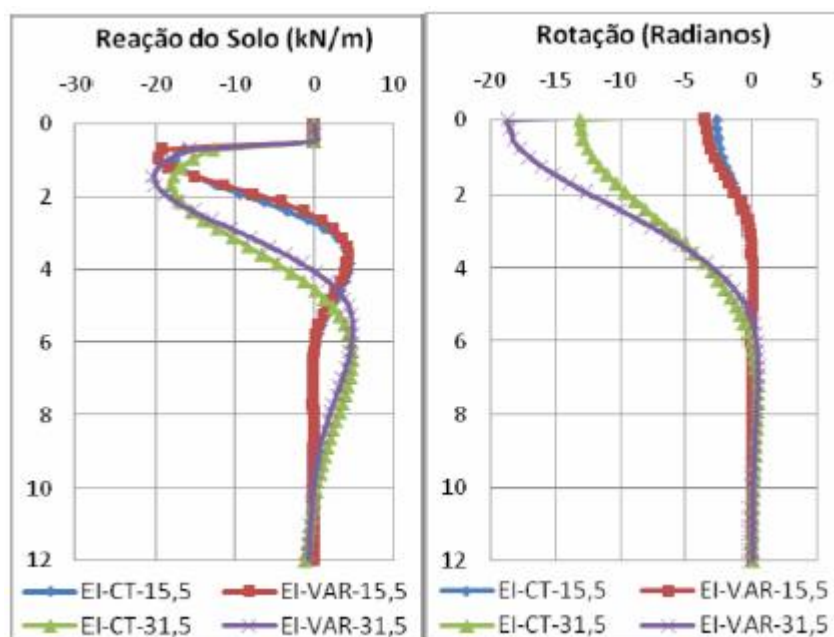


Reações do solo e rotações da estaca S8

APÊNDICE H – Esforços obtidos para a estaca S9

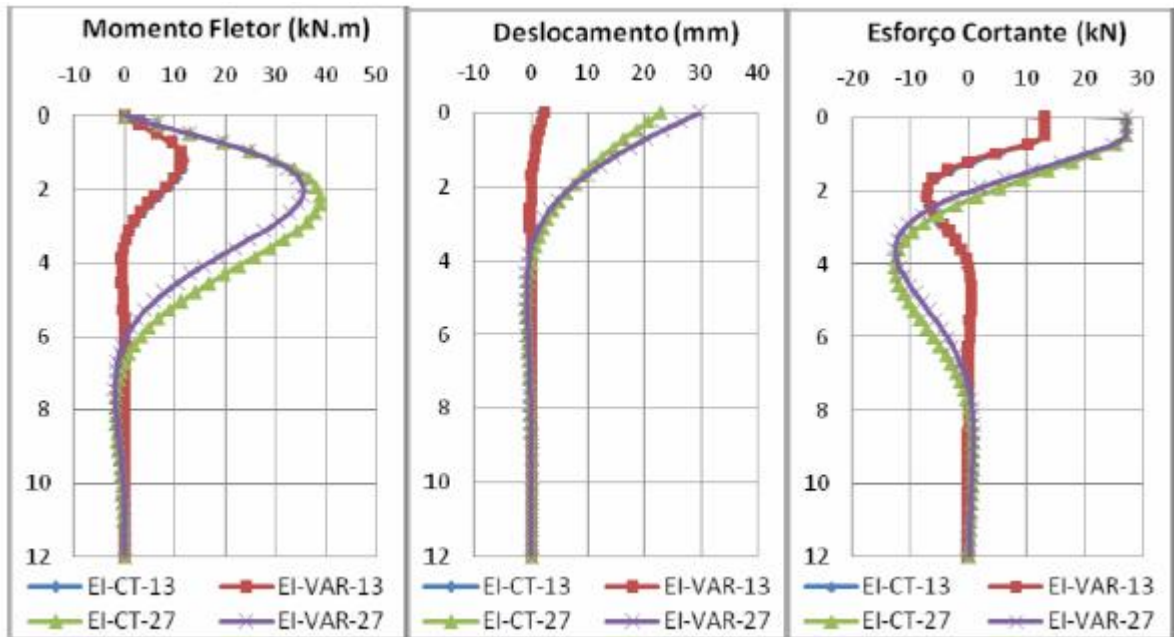


Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes atuantes na estaca S9

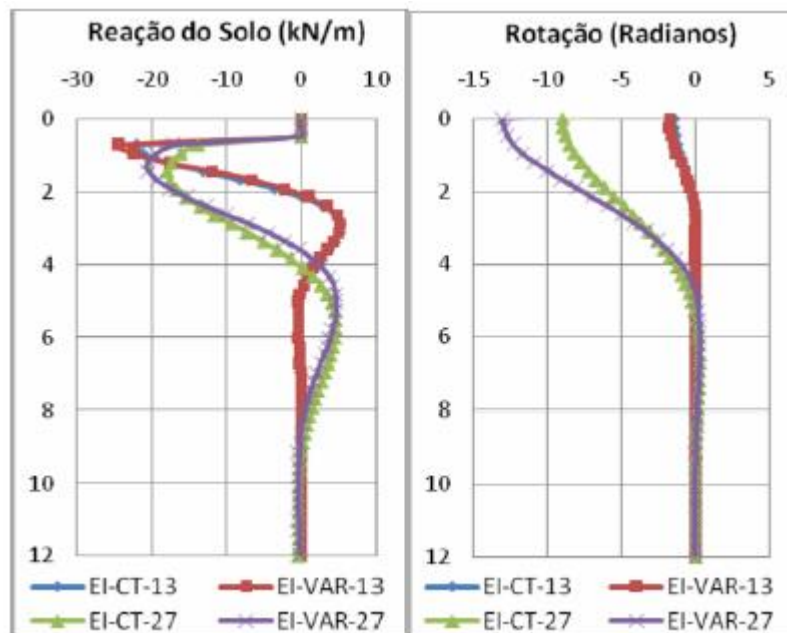


Reações do solo e rotações da estaca S9

APÊNDICE I – Esforços obtidos para a estaca S10



Momentos fletores, deslocamentos e esforços cortantes atuantes na estaca S10



Reações do solo e rotações da estaca S10