

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS EM
SOLOS TROPICAIS**

GÉRSO JACQUES MIRANDA DOS ANJOS

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD 033/06

BRASÍLIA / DF: MARÇO DE 2006

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS EM SOLOS TROPICAIS

GÉRSO N JACQUES MIRANDA DOS ANJOS

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

DAVID DE CARVALHO, D.Sc. (FEAGRI - UNICAMP, CAMPINAS)
(EXAMINADOR EXTERNO)

JOSÉ CARLOS ÂNGELO CINTRA D.Sc. (EESC - USP, SÃO CARLOS)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 24 DE MARÇO DE 2006.

FICHA CATALOGRÁFICA

ANJOS, GÉRSO JACQUES MIRANDA.

Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais.

341p., 210×297mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2006)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Capacidade de Carga

2. Estaca Hélice Contínua

3. Ensaio CPT e SPT

4. Solos Não Saturados

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ANJOS, G.J.M. (2004). Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. Tese de Doutorado, Publicação G.DM 033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Gérson Jacques Miranda dos Anjos

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais.

GRAU / ANO: Doutor / 2006

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Gérson Jacques Miranda dos Anjos
SQN 411 Bloco D Apto.109
CEP 70866 040 – Brasília / DF – Brasil

DEDICATÓRIA

Aos meus Pais Nilo e Orcina e à minha esposa Iles pelo incondicional apoio nesta jornada.

Aos meus irmãos: César, Vanússia e Isidória.

Aos meus sobrinhos: Rafael, Rodrigo, Liana, Gabriel e Tayná.

Aos meus sogros Pedro e Maria do Carmo (Prof. Kakay) pelo incentivo ao longo de todo o trabalho.

Aos meus tios e tias, primos e primas.

Ao amigo Prof. José Henrique Feitosa Pereira (*in memoriam*).

ESTACA

Cava, que a curva cede.
Carrega, que a carga se ergue.
Funda, que a força nos mede.

Prova, que o profundo é findo.
Suporte, que o fuste resiste.
Crava, que o limite é vindo.

Continua, que a hélice gira.
Experimenta, que há base.
Ensaia, que a função suspira.

Assim é a vida: hiperbólica
Com resíduos de tensão
O existir que nos persegue
Tem carga-limite e então...

Eis que vem a salvação
E faz da vida, carga leve,
Que se desloca e se ergue
E nos eleva do chão.

Força que vem de alguém
Cuja cruz nos libertou
Cruz estaca e estrutura
Que permite à criatura
Contemplar o Criador

(César Miranda)

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Universidade Federal do Pará (UFPA) via Departamento de Construção Civil, à Universidade de Brasília e a Capes pela oportunidade e apoio financeiro.

Ao Professor Renato Pinto da Cunha, pelos ensinamentos transmitidos e valiosa ajuda nas fases deste trabalho. Este trabalho é fruto dos nossos esforços.

Ao Professor José Henrique Feitosa Pereira (*in memoriam*) pelos valiosos ensinamentos.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, em especial aos Professores: Márcio Muniz de Farias, José Camapum de Carvalho, Ennio M. Palmeira, Pedro Murrieta Santos Neto e André Pacheco de Assis pela dedicação e paciência na difícil tarefa de serem EDUCADORES.

Aos Engenheiros Carlos Medeiros Silva (EMBRE) e Edalmo Ferreira (SOLTEC) que foram imprescindíveis para a realização deste trabalho.

Ao Prof. Dickran Berberian (INFRASOLO) pela ajuda na realização dos ensaios, empréstimo de textos geotécnicos e valiosas discussões acerca de etapas do trabalho.

Ao amigo Osvaldo Filho dos Santos (“Veím” João Caroba) pela ajuda nas provas de carga e ensaios laboratoriais. Sucesso na área do DIREITO.

Ao apoio de todos dos Laboratórios de Geotecnia, Materiais, Estruturas e Mecânica, sobretudo dos técnicos: Ricardo, Vanilson, Severino, Xavier, Leonardo, José Gonçalves, Prefeitura do Campus da UnB, Arthur e todos os que me ajudaram neste trabalho.

Aos colegas e amigos da Geotecnia: Moura, Lílian, Paula, Manoel, Alexandre Gil, Hernan, Adriano, Silvrano, Silvana, Aline, Joel, Paulo, Elza, Neusa, Denis, Lauanda e Rodrigo.

Aos amigos Maurício Pinheiro e John Elói pela ajuda em fases importantes deste trabalho.

Às empresas, OAS e ao consórcio SUL AMERICANA (EMBRE) pela execução das Estacas hélice contínua e estacas de reação no campo experimental.

Aos Professores: Ronaldson, Perilo, Malaquias, Remo, Elarrat e Pompeu da UFPA.

Ao Professor Miguel A. Pando e a Miguel E. Ruiz (Porto Rico), Heraldo Giachetti, Carlos Souza Branco, Alessander Kormann, Gary Axellson (Suécia), Maria Eliza (UFU), Magela Ronald Savoi, Rebeka Ribas, Mário Goulart, Denilson e Sandoval (UFPA) pelo envio de material de suporte à tese.

Aos amigos externos ao curso de Pós-Graduação em Geotecnia

A todos que me ajudaram.

RESUMO

ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS EM SOLOS TROPICAIS

Neste trabalho, objetivou-se ampliar o entendimento a respeito da capacidade de suporte e da relação carga-deslocamento de fundações profundas tipicamente empregadas no D.F., a saber, estacas escavadas, tubulões e estacas do tipo hélice contínua. Assim, realizou-se um estudo experimental e numérico do comportamento dessas fundações.

Usaram-se resultados de ensaios tipo SPT e CPT como forma de verificação das análises de capacidade de suporte propostas. Além disso, fizeram-se análises em estaca hélice contínua (isolada e em grupos) da capacidade de suporte por métodos que empregam o ensaio SPT.

Utilizou-se da metodologia de Fleming (1992) na análise da relação carga-deslocamento das provas de carga. Essa metodologia, que adota funções hiperbólicas para representar a relação carga-deslocamento, tanto do fuste quanto da base, mostrou-se adequada, sobretudo na estimativa da carga de trabalho. Devido à sua simplicidade e fácil aplicação, sua utilização em projetos é, portanto, sugerida.

Propôs-se ainda uma adaptação do método de Paikowsky para estimar a carga limite de fundações escavadas a partir de provas de cargas que não foram levadas à condição de “ruptura”. O método proposto baseia-se nas metodologias de Chin e Davisson, cujo valor da carga limite está associado a um certo valor de deslocamento. Observa-se que não se trata de um método de extrapolação da curva carga-deslocamento. Os resultados, em termos de carga e deslocamento, mostraram-se realistas e satisfatórios, em especial para os deslocamentos associados à carga limite.

Avaliou-se também a influência da tensão residual nos resultados de provas de carga instrumentadas. Para esse fim, utilizou-se do software Unipile. Observou-se que negligenciar o efeito da tensão residual conduz a erros na interpretação das cargas em profundidade. Por exemplo, as cargas estimadas na base são menores, enquanto que as do fuste são maiores quando comparadas com a distribuição “real” obtidas de provas de carga vertical.

Por fim, realizaram-se análises numéricas numa estaca escavada e num tubulão executados no Campo Experimental da UnB. Neste caso, utilizou-se tanto de funções de transferência de carga quanto dos softwares Geo4 (módulo Piles) e Plaxis 2D. Os resultados mostraram-se satisfatórios em particular na estimativa da carga de trabalho.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL STUDY OF THE BEHAVIOR OF BORED PILE FOUNDATIONS FOUNDED IN TROPICAL SOILS

The main goal of this work was to broaden the understanding about load capacity and load-displacement relation of deep foundations founded in the Federal District of Brazil, namely, bored piles, drilled shaft and continuous flight auger. Thus, an extensive experimental and numerical study of those types of foundations was carried out herein.

Results of SPT and CPT *in situ* tests were used as a way to verify the proposed analysis of load capacity. Besides that, load capacity analyses of continuous flight auger, both isolated or in groups, were performed using methods which are based on SPT *in situ* tests.

Fleming's (1992) methodology was used to analyze the load-displacement relation of load tests. This methodology, that employs hyperbolic functions to represent the load-displacement relations on both shaft and base, allowed the establishment of realistic results, especially when assessing the load capacity. Due to simplicity and easy application, its usage in current projects is suggested.

A method to estimate the limit load of bored foundations from prematurely finished load tests was proposed as well. The method is based on Chin's and Davisson's methods, whose value of limit load is associated to a value of displacement. It is important to note that the proposed method is not a load-displacement extrapolation curve. The results in terms of load and displacement were realist and satisfactory, particularly with respect to displacements associated to the limit load.

The influence of residual stress in load test results was also assessed. The software Unipile was used to accomplish this objective. It was observed that, to neglect the effect of residual stress, leads to errors when interpreting results of load tests. For instance, loads on the base are smaller, while loads on the shaft are greater when compared to the real distribution obtained from compression axial tests.

At last, numerical analyses of a bored pile and a drilled shaft performed on our Experimental site were also carried out. In this case, both load transference functions and the software Geo4 (module Piles) and Plaxis 2D were used. The results were effective, especially at estimating the working load.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÕES/OBJETIVOS DA PESQUISA.....	2
1.2 ESCOPO.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES	6
2.2 FUNDAÇÕES ESCAVADAS.....	7
2.2.1 EFEITOS DA TÉCNICA DE INSTALAÇÃO	9
2.3 CAPACIDADE DE SUPORTE AXIAL	12
2.3.1 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS USANDO RESULTADOS DE SPT	20
2.3.2 CONSIDERAÇÕES ACERCA DA CAPACIDADE DE SUPORTE AXIAL	23
2.3.3 USO DO ENSAIO DE CONE PENETROMETRIA NA DETERMINAÇÃO DA ESTRATIGRAFIA E DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS.....	31
2.3.3.1 Estratigrafia	31
2.3.3.2 Capacidade de suporte.....	39
2.3.3.3 Capacidade de suporte por meio do software <i>Unipile</i>	50
2.3.4 ANÁLISE DE RECALQUE SOB CARGA AXIAL.....	52
2.3.5 CURVA CARGA-RECALQUE DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS	63
2.3.5.1 Método de Fleming na avaliação da curva carga-recalque	68
2.3.5.2 Funções de transferência de carga (curva t-z, q-z).....	72
2.3.6 DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE APLICADO ÀS FUNDAÇÕES ESCAVADAS	74
2.3.7 SOLOS NÃO SATURADOS.....	81
2.3.8 MÉTODOS NUMÉRICOS	85

3. MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS	90
3.1 ASPECTOS DA GEOMORFOLOGIA DO DISTRITO FEDERAL	92
3.2 LOCAL DE ESTUDO: CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES E ENSAIOS DE CAMPO DA UnB	95
3.2.1 PROVAS DE CARGA REALIZADAS NO C.E.UnB	110
3.2.1.1 Estacas escavadas	111
3.2.1.2 Tubulão.....	115
3.2.1.3 Estacas hélice contínua.....	118
3.3 LOCAL DE ESTUDO: CENTRO DE CONVENÇÕES DE BRASÍLIA	122
3.3.1 PROVAS DE CARGA REALIZADAS NO CENTRO DE CONVENÇÕES.....	133
3.3.1.1 Estaca (umidade natural).....	134
3.3.1.2 Estaca (umidade alterada)	137
3.3.1.3 Tubulão (umidade natural)	142
3.4 DESCRIÇÃO GEOTÉCNIA DE CAMPI EXPERIMENTAIS.....	147
3.4.1 CEUnB E CC	147
3.4.2 CAMPO EXPERIMENTAL DA USP – SÃO CARLOS (EESC).....	153
3.4.3 CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP	156
3.4.4 CAMPO EXPERIMENTAL DA USP - SP	159
3.4.5 CAMPO EXPERIMENTAL DE <i>PIEDMONT</i>	162
3.4.6 OBRA 212N.....	163
3.4.7 OBRA ASA SUL	165
4. ESTUDO DE CASOS E ANÁLISE DE DADOS	168
4.1 ESTUDO DE CASOS DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS – PARCELAS DO FUSTE E BASE E PROPOSTA DE MÉTODO DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-DESLOCAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS	168
4.2 AVALIAÇÃO VIA CPT DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS ESCAVADAS	185
4.2.1 ESTACAS ESCAVADAS	185
4.2.2 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA	200
4.3 DISTRIBUIÇÃO DE CARGA EM PROFUNDIDADE DE ESTACAS ESCAVADAS VIA CPT E VIA SOFTWARE UNIPILE	210

4.4	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE LATERAL DE ESTACAS ESCAVADAS USANDO RESULTADOS DE SPT.....	231
4.4.1	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ISOLADAS E EM GRUPO USANDO ENSAIOS TIPO SPT	235
4.5	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE TUBULÕES	239
4.5.1	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE LATERAL DE TUBULÕES USANDO RESULTADOS DE SPT E CPT	239
4.5.2	AVALIAÇÃO DA TENSÃO NA BASE DE TUBULÕES	244
4.6	AVALIAÇÃO DA CURVA CARGA-DESLOCAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS.....	249
5.	ANÁLISES NUMÉRICAS DE PROVAS DE CARGA EM FUNDAÇÕES ESCAVADAS NO CEUnB.....	255
5.1	FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....	256
5.2	ANÁLISES NUMÉRICAS USANDO O SOFTWARE GEO4 (PILES).....	263
5.2.1	ANÁLISES NUMÉRICAS DA ESTACA ESCAVADA	264
5.2.2	ANÁLISES E RETRO-ANÁLISES DE TUBULÃO	268
5.2.3	SUMARIO DAS ANÁLISES COM O GEO4	271
5.3	ANÁLISES NUMÉRICAS USANDO O SOFTWARE PLAXIS 2D	272
5.3.1	ANÁLISES NUMÉRICAS DA ESTACA USANDO PLAXIS 2D	274
5.3.2	ANÁLISES NUMÉRICAS DO TUBULÃO	277
5.3.3	RETRO-ANÁLISES DO TUBULÃO	279
5.3.4	SUMARIO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS.....	285
6.	CONCLUSÕES	287
6.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	290
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	291
1	COMPLEMENTO DE CAPACIDADE DE SUPORTE E DESLOCAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS	316
2	MONITORAMENTO DAS EHCs INSTALADAS NO CEUnB	339

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Fatores relevantes fundações escavadas (Milititsky & Clayton, 1981)	11
Tabela 2.2 - Faixas de variação do coeficiente β (Fellenius, 2001).....	15
Tabela 2.3 - Fator beta para estacas escavadas	16
Tabela 2.4 - Fatores de capacidade de suporte (Kulhawy <i>et al.</i> , 1983)	17
Tabela 2.5 – (a) Fatores modificadores de capacidade de suporte (Kulhawy <i>et al.</i> , 1983)	17
Tabela 2.5 – (b) Fatores modificadores de capacidade de suporte (Kulhawy <i>et al.</i> , 1983)	17
Tabela 2.6 - Fator N_q conforme (Kulhawy <i>et al.</i> , 1983) e (Meyerhof, 1976)	18
Tabela 2.7 - Faixa de variação do coeficiente N_t (Fellenius, 2002).....	19
Tabela 2.8 - Fatores A_N e B_N para a resistência lateral de estacas escavadas	21
Tabela 2.9 - Fatores C_N para a resistência da base para estaca escavada.....	21
Tabela 2.10 - Atrito lateral máximo e deslocamento relativo	27
Tabela 2.11 - Resistência última da base	27
Tabela 2.12 - Tipos de solo como uma função da razão de atrito (Begemann, 1965).....	33
Tabela 2.13 - Propostas de classificação estratigráfica	33
Tabela 2.14 - Tipos de solo como uma função da razão de atrito (Vos, 1982).....	35
Tabela 2.15 - Sistema de classificação (Robertson, 1990).....	36
Tabela 2.16 - Coeficientes de atrito lateral, C_s (Eslami & Fellenius, 1997, 2002)	41
Tabela 2.17 - Métodos de previsão de capacidade de suporte – Análises estatísticas	43
Tabela 2.18 - Métodos de previsão de capacidade de suporte (FHWA).....	44
Tabela 2.19 - Avaliação da carga de ruptura interpretada.....	67
Tabela 2.20 - Avaliação da rigidez e do recalque devido à parcela cisalhante	75
Tabela 2.21 - Avaliação da rigidez e do recalque devido à parcela cisalhante	78
Tabela 2.22 - Valores típicos do módulo de cisalhante a pequenas deformações	80
Tabela 2.23 - Valores típicos do módulo cisalhante a pequenas deformações usando o SPT ..	81
Tabela 2.24 - Avaliação do ângulo de atrito via resultados de ensaios tipo SPT.....	82
Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de limites de consistência do C.E.UnB	103
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de limites de consistência do C.E.UnB	105
Tabela 3.3 - Valores de sucção e umidade em função da profundidade (Guimarães, 2002) ..	106
Tabela 3.4 - Ensaios de CPT e DMT realizados no CEUnB para esta pesquisa.....	110
Tabela 3.5 - Fundações ensaiadas no CEUnB para esta pesquisa.....	110

Tabela 3.6 - Ensaio de CPT/SPT realizados na obra.....	124
Tabela 3.7 – (a) Índices físicos para o perfil (Blocos Indeformados).....	129
Tabela 3.7 – (b) Limites de Atterberg (Blocos e amostras deformadas).....	129
Tabela 3.8 - Fundações ensaiadas no centro de convenções para esta pesquisa.....	133
Tabela 3.9 - Classificação estratigráfica – C.E.UnB (Eslami & Fellenius, 1997, 2002).....	148
Tabela 3.10 – (a) Ensaio de caracterização na EESC (Peixoto, 2001).....	153
Tabela 3.10 – (b) Ensaio de caracterização na EESC (Peixoto, 2001).....	154
Tabela 3.11 - Classificação estratigráfica – EESC (Eslami & Fellenius, 1997, 2002).....	155
Tabela 3.12 – (a) Ensaio de caracterização na EESC (Peixoto, 2001).....	156
Tabela 3.12 – (b) Ensaio de caracterização na EESC (Peixoto, 2001).....	157
Tabela 3.13 - Classificação estratigráfica via Eslami & Fellenius (1997, 2002).....	158
Tabela 3.14 - Ensaio de caracterização na USP-SP (Peixoto, 2001).....	159
Tabela 3.15 - Parâmetros de compressibilidade na USP-SP (Peixoto, 2001).....	160
Tabela 3.16 - Classificação estratigráfica via Eslami & Fellenius (1997, 2002) USP-SP.....	161
Tabela 4.1 - Resultados de provas de carga instrumentadas em estacas escavadas.....	168
Tabela 4.2 - Resultados de provas de carga instrumentadas em tubulões.....	168
Tabela 4.3 - <i>Ranking Distance</i> (métodos de Paikowsky, Brinch-Hansen e Chin).....	172
Tabela 4.4 - Aplicação do método proposto ao tubulão ($T_{CC\ FB}$) e estaca (EE_{F1}).....	174
Tabela 4.5 - Aplicação do método à prova de carga realizada no Tubulão ($T_{CC\ B1}$).....	175
Tabela 4.6 - Aplicação do método proposto à estaca (Perez, 1997).....	176
Tabela 4.7 - Aplicação do método proposto ao tubulão (T_{FB}).....	176
Tabela 4.8 - Aplicação do método de Van der Veen à estaca (Perez, 1997) e (T_{FB}).....	176
Tabela 4.9 - Metodologia modificada de Eslami & Fellenius para estacas escavadas.....	196
Tabela 4.10 – Resistência lateral (metodologia sugerida) para estaca escavada na Asa Sul..	197
Tabela 4.11 - Resumo da metodologia sugerida para EHC.....	207
Tabela 4.12 - Análise de estaca escavada usando <i>Unipile</i> na EESC.....	216
Tabela 4.13 - Análise de estaca escavada usando <i>Unipile</i> na UNICAMP - EE.....	218
Tabela 4.14 - Análise de estaca escavada usando <i>Unipile</i> na UNICAMP - EHC.....	218
Tabela 4.15 - Análise de estaca escavada usando <i>Unipile</i> na 212N - EHC.....	220
Tabela 4.16 - Análise de estaca piloto EPI 3 usando <i>Unipile</i> na USP -SP.....	223
Tabela 4.17 - Análise de estaca escavada usando <i>Unipile</i> no CEUnB (Mota, 2003).....	225
Tabela 4.18 - Análise de estaca escavada usando <i>Unipile</i> no CEUnB (Perez, 1997).....	226

Tabela 4.19 - Resumo da metodologia empírica usando dados de SPT	231
Tabela 4.20 - Resultados de carga de ruptura interpretada para a estaca escavada	232
Tabela 4.21 - Resultados de capacidade de suporte lateral (metodologia sugerida).....	232
Tabela 4.22 - Previsão de capacidade de suporte em EHC (isolada).....	235
Tabela 4.23 - Previsão da capacidade de suporte em EHCs (isolada e em grupos).....	236
Tabela 4.24 - Capacidade de suporte lateral para tubulão no CC ($T_{CC\ FB}$).....	239
Tabela 4.25 - Capacidade de suporte lateral para tubulão no CEUnB (T_{FB}).....	240
Tabela 4.26 - Capacidade de suporte lateral para tubulão na EESC	240
Tabela 4.27 - Capacidade de suporte lateral para tubulão na Asa Sul	241
Tabela 4.28 - Capacidade de suporte lateral e peso de tubulões	242
Tabela 4.29 - Métodos de previsão da parcela da base em tubulões.....	243
Tabela 4.30 - Resultados do coeficiente N_t de tubulão usando SPT e CPT.....	244
Tabela 4.31 – Resumo da capacidade de suporte da base de tubulões.....	245
Tabela 4.32 – Entrada de dados da metodologia de Fleming (1992) para estaca CC	249
Tabela 4.33 – Entrada de dados da metodologia de Fleming (1992) no CEUnB	251
Tabela 4.34 – Entrada de dados (Fleming,1992) para estacas escavadas	253
Tabela 5.1 - Entrada de dados para as análises t-z e q-z	256
Tabela 5.2 - Dados para as análise de transferência de carga no CEUnB (Perez, 1997)	257
Tabela 5.3 - Dados para as análises de transferência de carga no CEUnB (duas camadas) ...	261
Tabela 5.4 - Dados de entrada (médios) para as análises, via GEO4, no CEUnB	265
Tabela 5.5 - Dados de entrada médios (duas camadas) no CEUB.....	267
Tabela 5.6 - Dados para as análises no tubulão, via GEO4, no CEUnB.....	269
Tabela 5.7 - Dados para as análises no tubulão, via Plaxis, no CEUnB	280
Tabela A.1 - Coeficientes k e ($k.\alpha$) (Aoki-Velloso, 1975)	320
Tabela A.2 - Fatores C para a resistência da base para estaca escavada (Décourt, 1995)	321
Tabela A.3 - Fatores $\alpha.C$ para a resistência da base para tubulões (Décourt, 1996)	323
Tabela A.4 - Fator α (Método de Teixeira, 1996).....	325
Tabela A.5 - Fatores β_1 e β_2 (Método de Antunes & Cabral, 1996)	326
Tabela A.6 - Grupos de solos (Método Vorcaro & Velloso, 2000)	326
Tabela A.7 - Método de Philipponnat (1979)	330
Tabela A.8 - Atrito lateral unitário (Holeyman <i>et al.</i> , 1997)	333

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Estimativa do uso de estacas no mundo (Van Impe, 2003).....	7
Figura 2.2 - Prova de carga em estaca escavada com diferentes datas de concretagem	10
Figura 2.3 - Comprimento efetivo de atrito em tubulões	28
Figura 2.4 - Avaliação de métodos racionais em estacas escavadas	30
Figura 2.5 - Potencialidades de ensaios in situ (Sabatini <i>et al.</i> , 2002).....	32
Figura 2.6 - q_c versus R_f	34
Figura 2.7 - Sistema de classificação estratigráfico (Robertson <i>et al.</i> , 1990).....	36
Figura 2.8 - Sistema de classificação - Eslami & Fellenius (1997, 2002)	38
Figura 2.9 - Distribuição do esforço normal em profundidade	46
Figura 2.10 – (a) Distribuição de carga; (b) Resistência lateral unitária em profundidade	47
Figura 2.11 - Medidas de deformações (negativa) em estaca escavada.....	48
Figura 2.12 - Medidas de deformações (positiva e negativa) em estaca escavada	48
Figura 2.13 – (a, b, c) Resistência de ponta unitária q_b (Fleming <i>et al.</i> , 1992).....	49
Figura 2.14 – Modelo de Poulos & Davis (1980)	54
Figura 2.15 - Fator de influência do recalque	54
Figura 2.16 - Fator devido à compressibilidade da fundação ($K=E_p/E_s$)	55
Figura 2.17 - Fator devido à presença de substrato rígido na profundidade “h”	55
Figura 2.18 - Fator devido ao coeficiente de Poisson	55
Figura 2.19 - Distribuição da tensão cisalhante conforme (Randolph e Wroth, 1979).....	58
Figura 2.20 - Fator de influência para meio uniforme infinito (Poulos, 1989).....	61
Figura 2.21 - Fator de influência para meio não homogêneo (Poulos, 1989).....	61
Figura 2.22 - Curva carga-deslocamento para estacas escavadas (Kulhawy, 2004).....	64
Figura 2.23 - Parâmetros “a” e “b” na metodologia de Chin	69
Figura 2.24 - Análise da transferência de atrito (Método de Fleming, 1992).....	71
Figura 2.25 - Modelo idealizado nas análises de transferência de carga	74
Figura 2.26 - Relação entre ϕ' e I_p (modificado de Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).....	80
Figura 2.27 - Elemento de solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	82
Figura 2.28 - Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados....	83
Figura 2.29 - Esquemas de estrutura meta-estável de solos colapsíveis	84
Figura 2.30 - Estaca escavada analisada com o software Geo4 (Cunha & Kuklík, 2003).....	87
Figura 2.31 - Tipos de elementos 2D e 3D com os pontos de tensão no PLAXIS	88

Figura 3.1 – (a, b, c) Distribuição da precipitação no Distrito Federal.....	91
Figura 3.2 - Distribuição das unidades pedológicas no Distrito Federal	92
Figura 3.3 - Localização das áreas estudadas: C.E.UnB e Centro de Convenções.....	94
Figura 3.4 – (a) Vista do C.E.UnB.....	96
Figura 3.4 – (b) Localização da área em estudo no CEUnB (Mota, 2003 – Modificado)	97
Figura 3.5 - Perfil estratigráfico do C.E.UnB via ensaio de CPT	98
Figura 3.6 - Amostras deformadas via ensaio SPT (Adaptado de Pastore, 1996)	100
Figura 3.7 – (a, b) Resultados de ensaios SPT (média) e em períodos (seco e chuvoso)	101
Figura 3.8 - Resultados dos ensaios de DMT realizados no C.E.UnB (P_0 , P_1 e I_D).....	102
Figura 3.9 - Resultados dos ensaios de DMT realizados no C.E.UnB (E_D , k_D).....	102
Figura 3.10 – (a, b) Perfil do teor de umidade natural do C.E.UnB.....	104
Figura 3.11 – Relação entre C_c e a porosidade para o C.E.UnB	105
Figura 3.12 – (a) Valores de sucção e umidade em função da profundidade	107
Figura 3.12 – (b) Valores de sucção e umidade em função da profundidade	108
Figura 3.12 – (c) Valores de sucção e umidade em função da profundidade	109
Figura 3.13 – Execução das estacas escavadas no CEUnB.....	111
Figura 3.14 – (a, b, c, d) Vistas das estacas escavadas no CEUnB.....	112
Figura 3.15 – Resultados de prova de carga na estaca escavada (R_{FB1}) e (R_F)	113
Figura 3.16 – Resultados de provas de carga usando ensaios lento e rápido.....	113
Figura 3.17 – Resultados de provas de carga em estacas escavadas.....	114
Figura 3.18 – Características geométricas do tubulão ensaiado no CEUnB.....	115
Figura 3.19 – Tubulão preparado para a prova de carga.....	115
Figura 3.20 – Resultado de prova de carga em tubulão (T_{FB}).....	116
Figura 3.21 – Resultado de prova de carga em tubulão (T_B)	117
Figura 3.22 – (a, b) Resultados de prova de carga em tubulão (T_{FB}) e (T_B)	117
Figura 3.23 – (a, b) Execução de estacas hélice contínua no C.E.UnB	118
Figura 3.24 – (a, b, c) Estaca hélice contínua isolada e em grupos.....	118
Figura 3.25 – (a, b, c) Estaca hélice contínua exumada	119
Figura 3.26 – Monitoramento da E.H.C exumada	120
Figura 3.27 – Resultados das provas de carga de E.H.C no C.E.UnB	121
Figura 3.28 – (a, b, c) Vistas do centro de convenções em reforma	123
Figura 3.29 – Vista do equipamento de CPT	124
Figura 3.30 – Localização dos furos de CPT/SPT além das fundações.....	125
Figura 3.31 – Resultados dos ensaios de CPT no centro de convenções.....	126

Figura 3.32 – Resultados dos ensaios de SPT/CPT (médio) no centro de convenções	127
Figura 3.33 – (a, b, c) Amostragem de bloco no centro de convenções	128
Figura 3.34 – Limites de Atterberg no centro de convenções.....	130
Figura 3.35 – Curva granulométrica sem defloculante para o perfil do CC	130
Figura 3.36 – Perfil estratigráfico baseado na curva granulométrica do CC	131
Figura 3.37 – (a, b,) Grau de saturação ao longo do perfil do CEUnB e CC.....	132
Figura 3.38 – Montagem do sistema de reação para a prova de carga na estaca escavada.....	134
Figura 3.39 – (a, b) Estaca escavada com base completamente escavada	135
Figura 3.40 – (a, b, c) Prova de carga na estaca escavada (EE_{F1})	136
Figura 3.41 – Provas de carga na estaca escavada (EE_{F1}) e re-ensaio (EE_{F2})	136
Figura 3.42 – (a, b) Vistas dos furos de molhagem realizados no CC	137
Figura 3.43 – (a, b) Teor de umidade natural/induzido do perfil	138
Figura 3.44 – (a, b) Perfil de CPT em estado natural e úmido no CC	138
Figura 3.45 – (a, b) Furos de umedecimento próxima à estaca escavada	139
Figura 3.46 – Teor de umidade próximo à estaca escavada.....	140
Figura 3.47 – (a, b) Atrito unitário na estaca escavada para as provas de carga realizadas....	141
Figura 3.48 – Geometria do tubulão executado no CC	142
Figura 3.49 – (a, b, c, d) Ensaio CPT 07 e o fuste do tubulão após escavação	143
Figura 3.50 – Prova de carga no tubulão $T_{CC\ FB}$	144
Figura 3.51 – Prova de carga em andamento no tubulão $T_{CC\ FB}$	145
Figura 3.52 – Prova de carga no tubulão $T_{CC\ B1}$	145
Figura 3.53 – Prova de carga no tubulão $T_{CC\ B1}$ – Efetividade da reação	145
Figura 3.54 – Prova de carga no tubulão ($T_{CC\ FB}$) e ($T_{CC\ B1}$).....	146
Figura 3.55 – Resistência unitária na base do tubulão para o ensaio ($T_{CC\ B}$).....	146
Figura 3.56 – Estratigrafia do CEUnB (Zhang & Tumay, 1999).....	147
Figura 3.57 – Determinação do ângulo de atrito para o CEUnB	149
Figura 3.58 – Determinação do intercepto de coesão	150
Figura 3.59 – Classificação estratigráfica – CC (Zhang & Tumay, 1999).....	151
Figura 3.60 – Estratigrafia do CC (perfil suavizado) (Zhang & Tumay, 1999).....	152
Figura 3.61 – Classificação estratigráfica – EESC (Zhang & Tumay, 1999)	154
Figura 3.62 – Classificação estratigráfica – UNICAMP (Zhang & Tumay, 1999)	157
Figura 3.63 – Classificação estratigráfica – USP-SP (Zhang & Tumay, 1999).....	160
Figura 3.64 – Classificação estratigráfica - <i>Piedmont</i> (Zhang & Tumay, 1999)	162
Figura 3.65 – Classificação estratigráfica na 212N (Zhang & Tumay, 1999)	164

Figura 3.66 – (a, b) Resultado médio de N_{SPT} (M.A e M.G) e prova de carga da 212N	164
Figura 3.67 – (a, b, c, d) Resultados de CPT e prova de carga na Asa Sul (Mota, 2003).....	165
Figura 3.68 – Classificação estratigráfica na obra Asa Sul (Zhang & Tumay, 1999)	166
Figura 3.69 – Sondagens tipo SPT na obra Asa Sul.....	167
Figura 4.1 – (a, b) Resultado de provas de carga instrumentadas em estacas escavadas.....	169
Figura 4.2 - (a, b) Resultados de provas de carga instrumentadas em estacas escavadas.....	169
Figura 4.3 – (a, b) Resultados de provas de carga instrumentadas em tubulões.....	170
Figura 4.4 – Efeito da falta de limpeza na base de estaca escavada (Areia/Pedregulho).....	178
Figura 4.5 - Efeito da falta de limpeza na base de estaca escavada (Rocha Alterada)	178
Figura 4.6 - Efeito da falta de limpeza da base e correção na concretagem	178
Figura 4.7 - Resultados de provas de carga em sapatas (Fellenius, 2002).....	180
Figura 4.8 - Resultados de prova de carga em Tubulão (Santos, 2001).....	180
Figura 4.9 - Resultados de prova de carga em Tubulão (Base) (Santos, 2001)	181
Figura 4.10 - Resultados de prova de carga em estaca escavada (Carneiro, 1999)	180
Figura 4.11 - P_b/P_{ub} versus $\delta_b/(mD_b)$ em estacas escavadas (Omer <i>et al.</i> ,2002)	180
Figura 4.12 – (a, b, c) Parcelas de resistência de estaca (Perez, 1997) no CEUnB	186
Figura 4.13 – (a, b) Resultados médios (M.G) dos ensaios de CPT no CC	187
Figura 4.14 – (a, b) Resultados da metodologia aplicados ao CPT médio no CC	188
Figura 4.15 – (a, b, c, d) Resultado de ensaios de CPT e análises realizadas na EESC.....	189
Figura 4.16 - Distribuição de carga total em profundidade no perfil da EESC	190
Figura 4.17 – (a, b, c, d) Resultados da metodologia modificada aplicados à CPT na UNICAMP	191
Figura 4.18 - Resultados de prova de carga na UNICAMP (estaca escavada)	192
Figura 4.19 – (a, b, c, d) Resultados da metodologia aplicada na formação <i>Piedmont</i>	194
Figura 4.20 - Prova de carga instrumentada em <i>Piedmont</i> (Mayne & Harris, 1993).....	195
Figura 4.21 – Resultados de prova de carga em estaca escavada ensaiada por Mota (2003) usando o método de Chin & Vail (1973)	198
Figura 4.22 – Resultado de prova de carga na estaca EHC 1 – UNICAMP	200
Figura 4.23 – Distribuição de carga em profundidade na estaca EHC 1 – UNICAMP	201
Figura 4.24 – (a, b,) Resultados da metodologia aplicada à EHC 1 na UNICAMP	202
Figura 4.25 - Resultado de resistência de ponta unitária para a EHC 1 (UNICAMP).....	202
Figura 4.26 – (a, b) Resultado de metodologia modificada em EHC no CEUnB.....	203

Figura 4.27 – (a, b) Perfil estratigráfico médio via ensaio CPT na 212N.....	204
Figura 4.28 – (a, b) Resistências unitárias - 212N com o uso da metodologia sugerida	204
Figura 4.29 – (a, b) Perfil estratigráfico da USP–SP (ABEF) com o ensaio de CPT	205
Figura 4.30 – (a, b, c) Resultado de metodologia modificada para EHC – USP SP.....	206
Figura 4.31 – Distribuição de carga em profundidade para o CEUnB (Perez, 1997).....	209
Figura 4.32 – Distribuição de carga em profundidade - comparativo ao resultado de instrumentação realizado por Mota (2003) no CEUnB.....	210
Figura 4.33 – Distribuição de carga transferida ao solo – CEUnB (CPT <i>versus</i> Geo4)	211
Figura 4.34 - Distribuição de carga medida em estaca cravada (Fellenius <i>et al.</i> , 2004).....	212
Figura 4.35 - Perfil estratigráfico – estaca 4 e estaca 7 (Briaud <i>et al.</i> , 2000)	213
Figura 4.36 - Provas de carga instrumentada nas estacas: 4 e 7 (Briaud <i>et al.</i> , 2000).....	214
Figura 4.37 - Resultado de provas de carga nas estacas: 4 e 7 (Briaud <i>et al.</i> , 2000).....	214
Figura 4.38 - Metodologia proposta para carga em profundidade aplicada às estacas 4 e 7 ..	215
Figura 4.39 – (a, b) Resultados da metodologia modificada aplicados à CPT na EESC.....	216
Figura 4.40 - Distribuição da carga em profundidade na EESC	217
Figura 4.41 – (a, b) Distribuição da carga em profundidade na UNICAMP - EE	218
Figura 4.42 - Distribuição da carga em profundidade na UNICAMP - EHC	219
Figura 4.43 – (a, b) Distribuição da carga em profundidade na 212N - EHC.....	220
Figura 4.44 - Resultado de prova de carga na EPI na USP-SP (ABEF)	221
Figura 4.45 – (a, b) Resultado de metodologia sugerida para determinação da capacidade de suporte via CPT para a EPI – USP SP (ABEF)	222
Figura 4.46 - Distribuição de carga em profundidade para a EPI – USP SP (ABEF)	223
Figura 4.47 - Distribuição de carga em profundidade usando software <i>Unipile</i> , método via CPT comparados aos obtidos na instrumentação para EPI 3 (USP-SP)	224
Figura 4.48 – (a, b) Distribuição de carga em profundidade usando <i>Unipile</i> , método via CPT comparados aos obtidos na instrumentação para estaca escavada no CEUnB ...	225
Figura 4.49 - Distribuição de carga em profundidade usando <i>Unipile</i> , Geo4 comparados aos obtidos na instrumentação para estaca escavada no CEUnB	226
Figura 4.50 – (a, b) Distribuição de carga em profundidade usando o software <i>Unipile</i> , CPT para estaca escavada no CEUnB	227
Figura 4.51 – Valores médios de N_{SPT} para os locais pesquisados	230
Figura 4.52 – (a, b) Blocos rígido sobre estacas hélice contínua no CEUnB	235
Figura 4.53 – Metodologia de Fleming aplicada à estaca escavada no CC	250
Figura 4.54 – (a, b) Metodologia de Fleming aplicada à estaca escavada no CEUnB	252

Figura 4.55 – (a, b) Método de Fleming aplicada às estacas escavadas localizadas na Asa Sul e EESC	253
Figura 4.56 – (a, b) Metodologia de Fleming aplicada às estacas escavadas localizadas no campo experimental da UNICAMP e em <i>Piedmont</i>	254
Figura 5.1 – (a, b) Curvas t-z (a) 0 a 2 m e (b) 2 a 6 m do CEUnB	257
Figura 5.1 – (c, d) Curvas t-z (c) 6 a 8 m e (q-z - base) (d) 8 a 9 m do CEUnB	258
Figura 5.2 – (a, b, c) Análise de prova de carga usando curvas t-z e q-z (a) Linear (b) Hipérbole (c) Hiperbólica modificada no CEUnB	259
Figura 5.3 – (a, b) Parcelas de resistência usando curvas t-z e q-z admitindo modelos Linear, Hiperbólico e Hiperbólica modificada no CEUnB	260
Figura 5.4 – (a, b) Curvas: t-z: 0 a 8 m; q-z: 8 a 9 m no CEUnB	261
Figura 5.5 - Análise de prova de carga usando curvas t-z e q-z (HM) no CEUnB	261
Figura 5.6 - Tela do programa Geo4 (Piles).....	263
Figura 5.7 - Efeito do coeficiente de empuxo na resposta de um sistema de fundação solo ..	264
Figura 5.8 - Resultado obtido da análise com o Geo4 (dados brutos) no CEUnB.....	265
Figura 5.9 - Carga em profundidade via Geo4 (perfil médio) CEUnB.....	266
Figura 5.10 - Resultado obtido da análise com o Geo4 com perfil médio CEUnB	267
Figura 5.11 - Carga em profundidade via Geo4 (perfil médio) CEUnB.....	268
Figura 5.12 - Prova de carga em tubulão avaliado via Geo4 CEUnB.....	269
Figura 5.13 - Distribuição de carga em profundidade no tubulão via Geo4 no CEUnB	270
Figura 5.14 – (a, b) Discretização estratigráfica e delimitação das regiões refinadas	274
Figura 5.15 - Capacidade de suporte via Plaxis para a estaca do CEUnB	275
Figura 5.16 - Parcelas de resistência a partir das análises via Plaxis e Geo4 no CEUnB	276
Figura 5.17 - Disposição da estratigrafia para a análise do tubulão no CEUnB	277
Figura 5.18 – (a, b) Malha de elementos finitos usada nas análises do tubulão	277
Figura 5.19 - Resultado da simulação da prova de carga no tubulão com dados idênticos aos usados com o software Geo4.....	278
Figura 5.20 - Resultados via Plaxis para a prova de carga no tubulão (retro-análise 1)	279
Figura 5.21 - Resultados obtidos via Plaxis para o tubulão via dados da Tabela 5	280
Figura 5.22 - Resultados para tensões efetivas médias atuantes no tubulão	281
Figura 5.23 - Resultados obtidos via Plaxis para deslocamentos totais	281
Figura 5.24 - Tensão normal ao longo do fuste do tubulão via MEF	282

Figura 5.25 - Parcelas de resistência via Plaxis 2D.....	283
Figura 5.26 - Pontos plásticos e de tração em regiões do tubulão (tronco cônico e base).....	284
Figura A.1 - Fator de adesão para estacas escavadas.....	317
Figura A.2 - (a, b, c e d) Métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) comparação com provas de carga realizadas.....	324
Figura A.3 - Coeficiente α_{ss} em função da distribuição do atrito unitário.....	336
Figura A.4 - Distribuição de carga (Aoki & Lopes, 1975)	337
Figura A.5 - Sistema de coordenadas (Aoki & Lopes, 1975)	337
Figura A.6 - Perfil de recalque do método de Aoki & Lopes (1975).....	338
Figura A.7 - Sistema de monitoramento da estaca hélice teste (exumada) no C.E.UnB	339
Figura A.8 - Sistema de monitoramento da estaca hélice isolada no C.E.UnB	339
Figura A.9 – (a, b) Sistema de monitoramento do grupo de duas E.H.C no C.E.UnB	340
Figura A.10 – (a, b, c) Sistema de monitoramento do grupo de três E.H.C no C.E.UnB	341

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A	Área da seção transversal da fundação
a	Inverso da rigidez (tangente) inicial do sistema estaca-solo
a	Relação de áreas (não afetada pela poro pressão) e a área total do cone
A.C	Antes de Cristo
ACI	American Concrete Institute
A_b	Área da base
ABEF	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia Fundações e Geotecnia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_l	Área Lateral
AC	Antunes & Cabral
AISI	American Iron and Steel Institute
Al	Alumínio
A_l	Área Lateral
A_N	Coefficiente empírico – Obtenção do atrito lateral de fundações escavadas
AV	Aoki & Velloso
b	Inverso da carga última a partir do método de Chin
B	Lado da sapata
B_N	Coefficiente empírico
British Standard	Norma Britânica de Geotecnia
c	Intercepto de coesão do solo
c'	Intercepto de coesão quando o solo está na condição saturada
C_1, C_2	Parâmetros elásticos do subsolo equivalente na base da fundação
c_a	Adesão (fundação-solo)
Ca	Cálcio
C.A.F.	Cota de assentamento da fundação
CC	Centro de convenções
C_c, C_s	Índices de compressibilidade e recompressão
CH	Argila de alta plasticidade
CL	Argila de baixa plasticidade
C_N	Fator empírico (Obtenção da resistência na base)
CODEPLAN	Companhia de Desenvolvimento do Planalto Central

CP	Furo de ensaio CPT
CPT	Cone Penetration Test
CPTU	Cone Penetration Test Undrained
CRP	Constant Rate of Penetration test
C_s	Coefficiente de atrito lateral que é função do tipo de solo
C_t	Coefficiente de ajuste da ponta (para o método Eslami & Fellenius)
D	Diâmetro do fuste
D_b	Diâmetro da base
DF	Distrito Federal
DMT	DilatoMeter Test
DQ	Décourt & Quaresma
E - E_s	Módulo de Elasticidade do solo
E_i	Módulo tangente inicial
e	Número de Euler
e	Índice de vazios
E.E - EE	Estaca escavada
E.H.C - EHC	Estacas hélice contínua
E0 E7 E15	Estaca escavada concretada aos 0, 7 e 15 dias
E_B	Módulo elástico do solo na base da fundação
E_C	Módulo de Rigidez do concreto
E_D	Módulo dilatométrico
EE_{F1} EE	Prova de carga (1) na estaca escavada (estaca fuste) - umidade natural
EE_{F2} EE	Prova de carga (2) na estaca escavada (estaca fuste) - umidade natural
EE_{F3} EE	Prova de carga (3) na estaca escavada (estaca fuste) - umidade alterada
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos (USP-São Carlos)
EHC1	Estaca isolada hélice contínua
EHC2	Grupo com duas estacas hélice contínua
EHC3	Grupo com três estacas hélice contínua
EI_1 a EI_4	Furos de umedecimento
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
E_p	Módulo de Elasticidade da estaca
EPI	Estaca Piloto instrumentada
E_u	Módulo de Elasticidade não drenado
F	Força aplicada no topo da fundação
f e g	Parâmetros empíricos de ajuste da curva hiperbólica modificada

F_1/ F_2	Parâmetros empíricos do método de Aoki & Velloso
f_{ck}	Resistência característica do concreto aos 28 dias
Fe	Ferro
Feagri	Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp
FHWA	Federal Highway Washington Administration
F_r	Resistência lateral normalizada
f_s	Atrito lateral medido na luva cônica
f_s^*	Atrito lateral medido na luva cônica (médio)
FTC	Função de transferência de carga
g	Coefficiente da função de transferência de carga (curva t-z) - Fellenius
g	Aceleração da gravidade
G	Módulo cisalhante secante
G	Gotlieb et al.
G_0/ G_{max}	Módulo a pequenas deformações
G_b	Módulo cisalhante abaixo da base da fundação
G_L	Módulo cisalhante do solo a uma profundidade $z = L$
$G_{L/2}$	Módulo cisalhante do solo a uma profundidade $z = L/2$
GP	Pedregulho
H	Altura total da fundação
H	Função de transferência de carga hiperbólica
h	Coefficiente da função de transferência de carga (curva q-z) - Fellenius
h_i	Espessura da i^{th} camada
HM	Função de transferência de carga hiperbólica modificada
HPC	Solo com comportamento argiloso
HPM	Solo com comportamento silteoso
HPS	Solo com comportamento arenoso
HS	Hardening Soil
I	Fator de recalque
I_p/ I_0	Fator de influência de recalque
I_D	Índice de densidade
I_D	Índice do material (ensaio DMT)
I_p	Índice de plasticidade
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
Ir	Índice de rigidez
Irr	Índice de rigidez reduzido

ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundations Engineering
J.R.A.	Japan Road Association
K	Rigidez da estaca (relação entre a carga atuante e o recalque para esta carga)
K	Sódio
K	$Q_{t \text{ calculado}}/Q_{t \text{ medido}} < 1$
K	Coefficiente de tensão horizontal
K_D	Índice da tensão horizontal
K/K_0	Coefficiente de tensão horizontal (função do método construtivo)
k	Fator de proporcionalidade → <i>American Concrete Institute (ACI)</i>
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
K_e	Coefficiente (comprimento efetivo)
k_l	Coefficiente de correção do atrito lateral
k_p	Coefficiente de correção da resistência da base
K_s	Coefficiente de tensão lateral
L	Comprimento da estaca (ou onde atua o atrito)
LCPC	Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussées
L	Função de transferência Linear
l_e	Comprimento do elemento
L_{ef}	Comprimento efetivo
L_f	Comprimento de transferência (atrito)
L_I	Limite Inferior
L_o	Comprimento onde não ocorre atrito
L_s	Comprimento desprezado no cálculo do comprimento efetivo
L_S	Limite superior
M.A	Média aritmética
MEF	Método dos elementos finitos
M.G	Média geométrica
Mg	Magnésio
ML	Silte de baixa plasticidade
Ms	Fator de flexibilidade
MS	Método sugerido (Cálculo da capacidade de suporte)
N/N_{SPT}	Índice de resistência à penetração
N	Esforço normal à profundidade z
n	Porosidade
Na	Sódio

N_b	Índice de resistência à penetração (médio) numa profundidade de influência abaixo da base da fundação (tipicamente de 1 a 3 D_b).
NBR	Norma brasileira
N_c, N_γ e N_q	Fatores de capacidade de suporte
NE	Nordeste
n_s	Coefficiente de correção para os efeitos da base
N_t	Coefficiente de natureza semi-empírica para a base (capacidade de suporte)
O-CELL	Osterberg Cell
OCR	Razão de sobreadensamento
P	Carga aplicada no topo da fundação ou carga axial de compressão
P_0	Pressão de contato (ensaio DMT)
P_1	Pressão de expansão (ensaio DMT)
p_a	Pressão de referência (atmosférica=100 kPa)
P_B/ P_b	Carga atuante na base
PIT	Poço de amostragem (indeformada)
PMT	PressureMeter Test
P_s	Carga atuante no fuste
P_{ub}	Carga última da base
Q_b	Parcela de resistência na Base
q_b	Resistência unitária na base
Q_B	Carga última na base
$Q_{b\text{ mob}}$	Carga na base (mobilizada)
$Q_{b\text{ ult}}$	Parcela de resistência na base
q_{bcrit}	Resistência unitária na base (associada a um determinado deslocamento)
Q_{bmax}	Carga máxima na base
q_c	Resistência de ponta (ensaio CPT/CPTU)
q_{c*}	Resistência de ponta média
q_{c}^{**}	Resistência de ponta média desde (C.A.F.) até $1,5D_b$ abaixo
Q_l	Parcela de resistência lateral (Carga lateral)
Q_{L1}, Q_{L2}	Carga relativa ao deslocamento ρ_{L1} e ρ_{L2}
q_l	Resistência lateral unitária
q_E	Resistência de ponta efetiva
q_{Eg}	Média geométrica de q_E
$Q_{l\text{ mob}}$	Parcela do fuste mobilizada
$Q_{l\text{ ult}}$	Parcela última de resistência do fuste

Q_t	Parcela de resistência total (Q_l+Q_b)
Q_{topo}	Carga no topo da fundação
Q_t	Resistência de ponta normalizada
q_t	Resistência de ponta corrigida
$Q_t (1\%D)$	Carga total para um recalque equivalente a 1% do diâmetro da estaca
Q_{tr}	Parcela de resistência à tração
q_{ul}	Resistência unitária última
Q_z	Carga em profundidade
R_k	Fator devido à compressibilidade da fundação
R_h	Fator devido à presença de substrato rígido na profundidade “h”
R_v	Fator devido ao coeficiente de Poisson
r/ r_0	Raio da fundação
R.D	Ranking Distance
r_b	Raio da base da fundação
R_F	Prova de carga na estaca escavada (CEUnB) somente fuste
R_f	Parâmetro da equação hiperbólica
R_f	Razão de atrito
R_{FB1}	Prova de carga 1 na estaca escavada (CEUnB) Fuste+Base
R_{FB2}	Prova de carga 2 na estaca escavada (CEUnB) Fuste+Base (re-ensaio)
r_m	Raio de influência da estaca
s	Deslocamento (recalque)
s_0	Representa o deslocamento que define a carga de ruptura convencional
s_1	Representa o deslocamento limite
SACI	Sistema computadorizado de controle executivo de hélice contínua
SASW	<i>Spectral Analysis of Surface Waves</i>
SC	Areia com argila
SE	Sudoeste
SiO_2	Óxido de Silício
SM	Areia com silte
SML	Slow Maintained Load
SP	Areia mal graduada
SP01 a SP05	Furo do ensaio SPT
SPT	Standard Penetration Test
Sr	Grau de saturação

SS	Soft soil
Su	Resistência não drenada
T _B	Prova de carga no tubulão (CEUnB) somente base
T _{CCB1}	Prova de carga 1 no tubulão (CC) somente base
T _{CCFB}	Prova de carga no tubulão (CC) fuste e base
T _{FB}	Prova de carga no tubulão (CEUnB) fuste e base
T _{lim}	Força cisalhante limite
T _{max}	Atrito unitário máximo
u ₂	Porosidade de água (atrás da ponta cônica)
U _b	Carga última na base (método de Fleming)
UnB	Universidade de Brasília
Unicamp	Universidade de Campinas
U _s	Carga última no fuste (método de Fleming)
USP-SP	Universidade de São Paulo – São Paulo
VB	Visual Basic
V _s	Velocidade de onda cisalhante
W	Peso da fundação
w	Teor de umidade
WEAP	Wave Equation Analysis of Piles
w _L	Limite de Liquidez
w _p	Limite de Plasticidade
z	profundidade
α	Coefficiente de atrito lateral que leva em conta a forma de execução da fundação e a não saturação do solo
α	Fator de adesão
β	Coefficiente de atrito lateral
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
ϕ'_{cv}	Ângulo de resistência ao cisalhamento no estado crítico
ϕ_a	Ângulo de atrito (fundação-solo)
ϕ^b	Ângulo indicativo do incremento de resistência relativa à sucção mátrica
γ_t	Peso específico total do solo
γ_d	Peso específico seco do solo
γ_s	Peso específico dos sólidos
γ_{sat}	Peso específico saturado do solo
γ_w	Peso específico da água

γ	Deformações
ξ	Define a posição do centróide da zona onde ocorre atrito, de comprimento L_f
δ, ρ	Deslocamento da fundação
δ	Ângulo de atrito em termos de tensão efetiva para a fundação-solo
ν	Coefficiente de Poisson
ν_p	Coefficiente de Poisson da fundação
ρ_t	Massa específica total
$\zeta_{cs}, \zeta_{cd}, \zeta_{cr}$	Fatores de capacidade de suporte com relação aos fatores de forma (s), profundidade (d) e a rigidez (r)
$\zeta_{\gamma s}, \zeta_{\gamma d}, \zeta_{\gamma r}$	Fatores de capacidade de suporte com relação aos fatores de forma (s), profundidade (d) e a rigidez (r)
$\zeta_{qs}, \zeta_{qd}, \zeta_{qr}$	Fatores de capacidade de suporte com relação aos fatores de forma (s), profundidade (d) e a rigidez (r)
σ_v	Tensão total
σ'_v	Tensão efetiva
σ'_{vb}	Tensão efetiva na base da fundação
σ_n	Tensão normal (fundação-solo)
σ'_{ho}	Tensão horizontal total “ <i>in situ</i> ”
σ_z	Tensão geostática
$\tau_0 - \tau$	Tensão cisalhante atuante no fuste da estaca
ψ	Sucção matricial
u_a	Porosidade de ar
u_w	Porosidade de água
$s(Q_{cal} / Q_{med})$	Desvio padrão dos valores (Q_{cal} / Q_{med})
$\rho_{elástico}$	Recalque elástico
σ'_{pa}	Tensão de pré-consolidação
ΔQ	Acréscimo de carga
Δs	Representa o acréscimo de deslocamento
ρ_t	Massa específica total
ρ_u	Deslocamento requerido para a mobilização do fuste e da base da fundação
“q-z”	Relação carga-deslocamento representativa do comportamento do solo abaixo da base de fundações
“t-z”	Relação carga-deslocamento representativa do comportamento do solo na região do fuste de fundações

1. INTRODUÇÃO

A Engenharia de Fundações compõe, juntamente com outras especialidades, área de grande importância na geotecnia. Desde tempos mais remotos, o uso das fundações é desenvolvido a partir de doses de empirismo puro. Há relativamente pouco tempo que Karl Terzaghi e outros formularam o que modernamente tem-se como base em quase todos os problemas avaliados pela ciência de solos.

A utilização de estacas data desde 900 anos A.C. por ocasião de construções de pontes durante o Império Romano (Fleming *et al.*, 1992). Porém somente a partir da revolução industrial do século XIX, com a necessidade de se baratear o custo das fundações de grandes prédios, iniciou-se a sistematização do conhecimento adquirido. Pode-se dizer que pouco progresso na arte das fundações ocorreu desde o tempo dos romanos e o início do século XIX. Com o advento de importantes descobertas em ramos da Engenharia criaram-se condições para que a engenharia de fundações pudesse fortalecer-se (Fleming *et al.*, 1992). No Brasil, equipamentos e técnicas já consagradas em países da América do Norte e Europa estão sendo avaliados e adotados há pouco tempo em projetos correntes na Engenharia de Fundações.

Há muito, no estudo da Engenharia de Fundações, vem-se aplicando diferentes técnicas na avaliação do comportamento das mesmas quer em relação ao problema de resistência (capacidade de suporte, por exemplo) quer em relação a problemas de deformabilidade (análise de recalques). Na realidade a dissociação é meramente figurativa uma vez que os projetos deveriam mostrar-se adequados tanto em relação a uma como à outra análise. Até meados da metade do século 20 usavam-se apenas os conceitos de resistência para considerar adequado um determinado projeto. A capacidade de suporte era avaliada isoladamente e as análises de deformabilidade ou não eram realizadas ou ficavam sempre em segundo plano. Na maioria dos projetos de fundações no Brasil esta característica ainda impera. As análises de deformabilidade, quando feitas, restringem-se a eventos isolados. E neste sentido, a determinação do comportamento carga-deslocamento de um sistema estaca-solo faz-se de maneira mais confiável com a utilização de provas de cargas. Da mesma forma, as observações anteriores valem para grupos de estacas em que provavelmente, o critério de deslocamentos máximos para a carga de trabalho, seja o fator de maior importância.

1.1 MOTIVAÇÕES / OBJETIVOS DA PESQUISA

Esta pesquisa trata da utilização de resultados de ensaios de campo tipo Cone Penetration Test (CPT) e Standard Penetration Test (SPT) na avaliação da capacidade de suporte e recalque de fundações de pequeno deslocamento como as estacas escavadas, tubulões e as estacas tipo hélice contínua em solos não saturados tropicais do Distrito Federal. A escolha de qualquer tipo de fundação é baseada numa série de critérios avaliados pelos projetistas desta área. No Distrito Federal, certamente pode-se dizer que a grande maioria das fundações executadas envolvem estacas escavadas, tubulões e, mais recentemente, estacas do tipo hélice contínua. Assim, o desenvolvimento de pesquisas envolvendo estes tipos de estruturas contribuirá em muito para consolidar a engenharia de fundações segura, econômica e tecnicamente bem avaliada na região. O Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB tem contribuído neste sentido com trabalhos envolvendo, sobretudo, estacas escavadas, donde citam-se: Perez (1997), Jardim (1998), Sales (2000), Lima (2001), Guimarães (2002), Mota (2003), Mascarenhas (2003) e Soares (2004). Mota (2003) ainda realizou prova de carga em um tubulão em obra do DF, e na recente tese de doutorado de Soares (2004) foi estudada a interação solo-estrutura em edifícios do DF usando resultados de prova de carga em estaca do tipo hélice contínua instrumentada em profundidade. Sales (2000) ensaiou, além de uma estaca isolada, um grupo de quatro estacas escavadas manualmente (tipo broca) com um bloco (placa de 1m x 1m x 0,15m) simplesmente apoiado sobre as estacas e com espaçamento de cinco diâmetros, entre outros ensaios. Poulos (1993) comenta a dificuldade de obter dados em grupo de estacas escavadas e do tipo hélice contínua sob diferentes configurações e tipo de carregamento. Butterfield & Bannerjee (1971) também relatam a dificuldade de obter comparações (teórica e prática) por falta de dados de curva carga-recalque de grupos de estacas escavadas obtidos conjuntamente com a de uma estaca isolada, de referência. Neste trabalho duas configurações de grupo de estacas com estacas hélice contínua irão ser abordadas, além de uma estaca hélice contínua isolada.

Dentre os trabalhos citados anteriormente, os dados de SPT compõem a grande maioria do resultado para dimensionamento do projeto, característica esta que certamente retrata a situação de investigação geotécnica em projetos de fundações no Brasil. Os dados de CPT ainda são pouco explorados nos projetos correntes de fundações, tanto no DF como no Brasil.

Os trabalhos de Mota (2003) e Soares (2004) compõem um dos poucos trabalhos em que se têm dados de CPT compondo a base de dados para o projeto de fundações. O primeiro em um conjunto residencial na Asa Sul e o segundo em um edifício na SQN 212. Mota (2003) usou os dados do CPT de forma indireta na avaliação de parâmetros de deformabilidade de fundações escavadas. Quanto à capacidade de suporte, foram feitas as análises de métodos clássicos usando dados de CPT onde os mesmos, em geral, não respeitam a forma de execução da estaca. Soares (2004) usou somente os dados de instrumentação em profundidade e resultados da prova de carga, e nenhuma consideração foi feita com relação à metodologia de cálculo tanto de capacidade de suporte quanto de recalque para a estaca hélice contínua ensaiada por este autor.

A lacuna então é clara, e o uso de uma ferramenta como o CPT/SPT na avaliação de fundações escavadas no DF compõe a base deste trabalho. A resposta de provas de carga em estacas do tipo hélice contínua contemplam também boa parte das presentes análises evidenciando a importância do exposto acima. Aspectos relativos à capacidade de suporte e ao recalque serão avaliados. Portanto, os objetivos desta pesquisa são os seguintes:

- 1 – Avaliar e sugerir novas metodologias de previsão de capacidade de suporte utilizando os dados de ensaios CPT/SPT, respeitando-se a forma de execução da fundação;
- 2 – Avaliar o efeito de estacas do tipo hélice contínua em grupo e isolada;
- 3 – Avaliar metodologias de previsão de recalque nas fundações ensaiadas utilizando-se de dados de ensaios CPT/SPT;
- 4 – Avaliar numericamente fundações escavadas a partir de funções de transferência de carga, e pelos softwares Comerciais Geofine (Geo4) e Plaxis (Brinkgreve & Vermeer, 1998);
- 5 – Avaliar um método de determinação da carga limite de fundações escavadas;
- 6 – Avaliar o efeito da tensão residual nos resultados de provas de carga instrumentadas.

Neste trabalho, portanto, dar-se-á ênfase a análises de fundações do tipo escavada, hélice contínua e tubulão. As fundações em hélice contínua serão avaliadas isoladamente e em grupo (grupo com duas e três estacas). As análises serão baseadas a partir da resposta de ensaios de campo, do tipo CPT e SPT.

1.2 ESCOPO

A tese está dividida em seis capítulos e dois anexos, adequadamente formulados para torná-la inteligível ao leitor. Uma concisa descrição dos assuntos abordados nos capítulos e anexos é tratada a seguir.

Capítulo 1 – Apresenta-se uma introdução ao tema estudado, onde são abordados, de modo geral, um histórico, a importância, a motivação e o objetivo do trabalho.

Capítulo 2 – Faz-se uma extensa revisão bibliográfica a fim de fornecer ao leitor o embasamento conceitual necessário à compreensão dos fenômenos estudados. Os temas permeiam pelos aspectos fundamentais de capacidade de suporte e deslocamento de fundações escavadas.

Capítulo 3 – Materiais e Métodos é o capítulo que expõe informações gerais sobre os locais pesquisados, ou seja, O Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB e o Centro de Convenções. Além desses locais, há a descrição resumida dos demais campos experimentais onde outras fundações serão aqui abordadas. Ainda citam-se as obras, na “212N” e na “Asa Sul”.

Capítulo 4 – Análises gerais de provas de carga instrumentadas em fundações escavadas permeiam todo o capítulo. São analisadas as propostas de metodologia para a determinação da carga limite para provas de carga interrompidas prematuramente, capacidade de suporte, via SPT e CPT, e análise da curva carga-deslocamento de fundações escavadas.

Capítulo 5 – Desenvolvem-se, nesta etapa, as análises numéricas com a avaliação de algumas fundações escavadas aqui estudadas. Têm-se o uso de funções de transferência de carga (“t-z” e “q-z”) e os softwares Geo4 e Plaxis 2D.

Capítulo 6 – Conclusões do trabalho e sugestões são efetivadas nesta etapa.

Anexo I – Apresentam-se aspectos gerais de capacidade de suporte via ensaios SPT/CPT.

Anexo II – Apresentam-se as informações advindas do monitoramento das estacas hélice contínua executadas no Campo Experimental da UnB.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Karl Terzaghi certa vez disse “... Infelizmente, solos são feitos pela natureza e não pelo homem, e os produtos da natureza são sempre complexos...”. Mesmo uma solução matemática aproximada, para alguns dos problemas mais comuns, pode ser extremamente difícil de se conseguir.... Os solos naturais nunca são uniformes e sendo assim, suas propriedades variam de ponto a ponto e o conhecimento de suas propriedades, em geral, são realizadas através de limitadas amostragens numa porção ínfima do domínio que, em geral, são envolvidos nos problemas da mecânica dos solos. Sob “pena” das palavras de Terzaghi, estão todas as vertentes da Geotecnia. Em geral, as maiores incertezas estão nos resultados do limitado conhecimento das condições do solo. Poulos (2005) comenta que apesar da disponibilidade de métodos numéricos avançados nos dias de hoje, projetos continuam sendo feitos assumindo que circunstâncias “ideais” prevalecem e que o solo é considerado essencialmente uniforme. Alguns exemplos destas situações podem ser, por exemplo: assumir que todas as camadas de solo são horizontais, que as condições encontradas abaixo da ponta de fundações são idênticas, e que todas as estacas em um grupo são elásticas, de comprimento igual, sem nenhum defeito aparente e que possuem seção transversal constante.

A engenharia de fundações compõe, juntamente com outras especialidades, área de grande importância na geotecnia. Coduto (2001) cita que a engenharia de fundações é ao mesmo tempo uma arte e uma ciência.

Em tempos mais remotos, o uso das fundações era desenvolvido a partir de doses de empirismo puro ou baseado em intuição ou em projetos precedentes. Problemas sempre surgiam quando da extrapolação de um projeto para uma nova situação, um novo projeto. Há relativamente pouco tempo que Karl Terzaghi, dentre outros, formularam o que modernamente tem-se como base em problemas avaliados pela ciência de solos.

A muito, no estudo da Engenharia de Fundações, vem-se aplicando diferentes técnicas na avaliação do comportamento das mesmas quer em relação ao problema de resistência (capacidade de suporte, por exemplo) quer em relação a problemas de deformabilidade (análise de recalques). Na realidade a dissociação é meramente figurativa uma vez que os

projetos deveriam mostrar-se adequados tanto em relação a uma como a outra análise. Até metade do século 20 usavam-se apenas os conceitos de resistência para considerar adequado um determinado projeto de fundações. A capacidade de suporte era avaliada isoladamente e as análises de deformabilidade ou não eram realizadas ou ficavam sempre em segundo plano. Na maioria dos projetos de fundações no Brasil esta característica ainda impera. As análises de deformabilidade, quando feitas, restringem-se a eventos isolados.

2.1 ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

A Engenharia de Fundações é uma das principais vertentes da grande área Geotecnia. Os fenômenos aqui envolvidos são, em grande parte, analisados sob a ótica fenomenológica uma vez que há uma enorme quantidade de técnicas de instalação, tipos de carregamentos, condições de subsolo e a combinação destas. Nos últimos anos, a engenharia geotécnica experimentou grande avanço nos processos de execução de fundações profundas, devido a exigências cada vez maiores das cargas a serem transferidas ao solo. Neste trabalho dar-se-á ênfase às análises de fundações do tipo escavadas, hélice contínua e tubulão a céu aberto submetidos a esforço de compressão. As estacas hélice contínua (EHC) serão avaliadas isoladas e em grupo. Nos tópicos seguintes, importantes aspectos destes tipos de fundações, serão abordados.

As considerações feitas aqui, em grande parte, valem tanto para estacas ditas de deslocamento como não deslocamento. Alonso (2004), apropriadamente, propõe que as estacas sejam classificadas quanto a sua instalação em: “com deslocamento”, como as estacas cravadas a percussão, prensagem ou vibração; “sem deslocamento”, como as estacas escavadas, as estacas barretes e os tubulões e por fim em “com deslocamento parcial do solo”, como as, estacas raiz, ômega, micro-estacas e hélice contínua. A importância de se saber a correta classificação de uma fundação auxilia quando da adequação ou não de uma determinada metodologia. Não é incomum o uso de metodologias apropriadas para estacas de deslocamento sendo aplicada a estacas sem deslocamento ou de deslocamento parcial. O uso indiscriminado de metodologias ditas “consagradas” é, tipicamente, regra, enquanto deveria ser exceção. As palavras de Terzaghi, no início do capítulo, norteiam o desenvolvimento de campos de pesquisas e instiga os pesquisadores e empresas a investir na “Geotecnia Regional”. O Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB, já o faz com grande sucesso.

A Geotecnia da UnB tem contribuído com trabalhos envolvendo, sobretudo estacas escavadas citam-se: Perez (1997), Jardim (1998), Sales (2000), Guimarães (2002), Mota (2003), Mascarenhas (2003), Soares (2004), Cunha & Perez (1998), Cunha *et al.* (2001a) e Mota (2003), que realizou ainda prova de carga em um tubulão fora do campo experimental.

2.2 FUNDAÇÕES ESCAVADAS

As fundações do tipo escavadas refletem uma tendência mundial. Van Impe (2003) mostra que, em termos mundiais, as estacas escavadas representam mais da metade da preferência. A Figura 2.1 mostra graficamente os resultados obtidos (Estacas escavadas > 50%; estacas cravadas = 42% e ômega = 6%). Van Impe (1984), citado por Albuquerque, 2001, mostra que na Europa Ocidental (Itália, Alemanha, Holanda, Grã-Bretanha, França, Bélgica e Áustria), há uma tendência no decréscimo da utilização das estacas escavadas, sendo estas substituídas pelas estacas hélice contínua.



Figura 2.1 Estimativa do uso de estacas no mundo (Van Impe, 2003).

As estacas escavadas, os tubulões e as estacas hélice representam a imensa maioria das fundações executadas no solo tropical do DF. O conhecimento gerado a partir do presente trabalho será o de “estabelecer procedimentos” que possam definir projetos mais econômicos.

A norma de fundações profunda NBR 6122/1996 define fundação escavada como “um tipo de fundação executada por escavação mecânica com o uso ou não de lama bentonítica, de revestimento total ou parcial e posterior concretagem”; tubulão como “um elemento de

fundação profunda, cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário” e estaca hélice contínua é definida como “uma fundação profunda constituída por concreto, moldada “*in loco*” e executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto pela própria haste do trado”.

Os tubulões são fundações, tipicamente profundas, usadas preferencialmente em terrenos submersos. Os projetos de fundações que usam tubulões, via de regra, desconsideram a parcela de capacidade de suporte lateral atuante nos mesmos e alguns projetistas avaliam, erroneamente, que a parcela lateral equivale ao peso próprio do tubulão. Na maioria dos casos, esta premissa nem sempre assegura um projeto com maior segurança. De Mello (1975) já chamava a atenção do erro em que se pode cometer quando se desconsidera o atrito lateral em tubulões e, mesmo hoje, é prática corrente admitir como sendo nula a componente lateral ao longo do fuste, e deste modo, toda a carga é transferida somente pelo apoio da base. Entretanto, várias provas de carga realizadas em tubulões indicam que, para pequenos deslocamentos, a parcela lateral, para tubulões longos, típicos no D.F., é significativa e se desenvolve plenamente com pequenos deslocamentos, independente do diâmetro do fuste. Mas a plena mobilização da base somente se efetiva para deslocamentos bem maiores. Portanto, para a carga de trabalho, o tubulão poderá ter um comportamento muito diferente do previsto em projeto, caso a parcela lateral não seja considerada. Em Hachich *et al.* (1998), Cintra & Aoki (1999) e Cintra *et al.* (2003) há informações que contemplam o tema, bem como a experiência brasileira na determinação da tensão admissível na base de tubulões.

As estacas hélice contínua, introduzidas no Brasil em 1987 e difundidas mais amplamente em 1993, estão sendo muito utilizadas em obras de fundações, havendo crescimento no seu emprego devido, principalmente, ao controle que se tem do processo construtivo e da possibilidade de execução em diversos tipos de subsolo, comparativamente às estacas escavadas. No Distrito Federal, a experiência com este tipo de estaca é recente e prescinde de estudo com relação ao seu comportamento geotécnico. Os trabalhos de Alonso (1996 a e b), Souza & Couso Jr. (1997), Hachich *et al.* (1998), Albuquerque (2001), Kormann *et al.* (2000), Alonso (2004), entre outros, contemplam importantes aspectos sobre as estacas hélice contínua (E.H.C.).

Com relação às fundações escavadas, Poulos (1993) comenta a dificuldade de obter dados em grupo de estacas escavadas e do tipo hélice contínua sob diferentes configurações e tipo de

carregamento. Butterfield & Bannerjee (1971) também relatam esta dificuldade por falta de dados de curva carga-recalque de grupos de estacas escavadas conjuntamente com a de uma estaca isolada.

2.2.1 EFEITOS DA TÉCNICA DE INSTALAÇÃO

A forma de execução de uma fundação ditará, na maioria das vezes, o comportamento da fundação num sistema estaca-solo. O método de instalação, portanto, tem profundos efeitos sob o comportamento das mesmas. O processo de construção inclui a escavação do furo, em geral, feito mecanicamente, que provoca um alívio de tensões, o preenchimento do furo com concreto, no qual parcial ou completamente, “restaura” as condições de tensões *in situ* (O’Neill, 2001).

Um importante aspecto das fundações escavadas a ser observado é o alívio de tensões e seus efeitos. O’Neill (2001) relata que o efeito deste alívio, a partir da face externa da fundação, é de aproximadamente igual a 2 a 3 raios do furo, para a argila pré-adensada (*Beaumont clay*). A partir de medidas de velocidade de onda (SASW - *Spectral Analysis of Surface Waves*) permitiu se hipotetizar que, por efeito da escavação, a resistência não drenada poderia ser reduzida à metade do seu valor inicial na interface fundação-solo em solo argiloso (O’Neill, 2001). Reese & O’Neill (1970) relatam que é razoável reconhecer que a magnitude das tensões cisalhantes que podem desenvolver-se ao longo do fuste de uma estaca escavada poderia ser influenciado por vários parâmetros, incluindo o método de construção (seco ou úmido), composição do solo, geometria base, relação água/cimento do concreto, tipo de carregamento (curto ou longo prazo) e condições ambientais, resultando em contração ou expansão da superfície do solo.

Chang & Zhu (2004), usando resultados da variação da tensão horizontal durante a construção de estacas escavadas em solo residual compactado, concluíram que há uma drástica redução da tensão horizontal depois da escavação do furo e uma gradual recuperação durante e depois da concretagem com valores de 80 e 94% do valor inicial, respectivamente, para 0,5 m e 0,90 m distantes da face do furo. Mesmo depois de 19 dias, as tensões não tinham retornado ao seu valor original e assim, pode se dizer que o coeficiente de reação horizontal para as estacas escavadas deverá ser menor que o valor do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 . Os efeitos

provocados na interface fundação-solo podem aumentar ou diminuir dependendo do concreto usado (relação água/cimento), do potencial de sucção do solo ao redor do furo (sucção matricial), da temperatura ambiente do solo, da taxa na qual o concreto é lançado (efeito da segregação), entre outros.

Por último, e talvez o fator primordial, seja o fator tempo que leva desde a abertura do furo até a concretagem do mesmo, pois quanto menor o tempo na concretagem, menor a deterioração das características do solo. Milititsky & Clayton (1981), citando o trabalho, em *London Clay*, de Marsland (1971), verificaram que a relação E_u/S_u (E_u é o módulo de elasticidade não drenado e S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada), a partir de resultados de placa em escavações nesta argila é dependente do tempo, após a escavação do fuste, no qual os ensaios são realizados. Para curto espaço de tempo foram obtidos valores de E_u/S_u da ordem de 500, em oposição a valores entre 100 e 200 obtidos em ensaios realizados em períodos maiores que 8 horas indicando possivelmente efeitos de amolgamento e expansão, principalmente. Ainda, Palmer & Holland (1966), citado por Poulos & Davis (1980), relatam que o efeito de perda da resistência por efeito de *softening* nesta mesma argila e que pode ser minimizado se o tempo entre a abertura do furo e a concretagem se efetivar dentro de uma a duas horas.

No trabalho de Perez (1997) foi avaliada a perda de resistência de uma estaca escavada no campo experimental da UnB (C.E.UnB) quando a mesma fosse concretada no mesmo dia (E0) e quando a mesma fosse concretada aos 7 (E7) e aos 15 dias (E15). A Figura 2.2 mostra o resultado da perda de resistência como efeito na demora na concretagem.

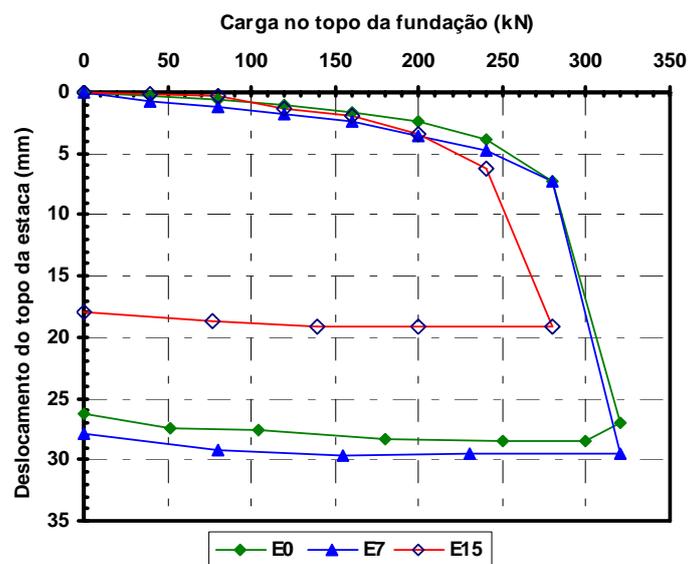


Figura 2.2 Prova de carga em estaca escavada com diferentes datas de concretagem.

Considerando que o resultado da prova de carga não inclui qualquer efeito da variabilidade e admitindo que a carga máxima atingida pela (E15) seja comparada, para o mesmo valor de deslocamento das estacas E0 e E7, há uma perda de resistência de aproximadamente 8,2%. Nos resultados, praticamente nenhuma perda de resistência foi evidenciado para as estacas E0 e E7. Quanto ao resultado de E15 tem-se nitidamente também uma menor rigidez desta estaca em relação às estacas E0 e E7, sobretudo a partir do trecho linear (até 200 kN), e provavelmente este valor esteja próximo da máxima carga lateral a que a estaca suporte.

Aparentemente, nenhum efeito de perda de resistência foi identificado quando a estaca foi concretada a 0 e aos 7 dias. Apesar de o trabalho identificar a estaca como E0, não há no trabalho, explicitamente, quanto tempo (minutos, horas) após a abertura do furo que o mesmo levou para ser concretado. Gama e Silva *et al.* (1982) mostraram, a partir de resultados de provas de carga em estacas de grande diâmetro, a influência do tempo na resistência lateral. Os autores encontraram uma substancial redução da resistência até 7 dias, onde a partir daí, até aos 9 dias, pouca diferença ocorreu. Os resultados obtidos, de certa forma, mostram mais coerência que aqueles obtidos por Perez (1997). O trabalho de Cunha & Perez (1998) também aborda o aspecto do fator tempo influenciando o comportamento de fundação escavada.

Na Tabela 2.1, extraída de Milititsky & Clayton (1981), são listados fatores relevantes ao comportamento de estacas escavadas isoladas quando submetidas à compressão axial.

Tabela 2.1 Fatores relevantes fundações escavadas (Milititsky & Clayton, 1981).

Condições relativas ao solo	Perfil do subsolo; Propriedades dos horizontes; Estado de tensões iniciais; Presença de água.
Condições relacionadas com a execução da estaca	Processo de escavação (Percussão; Rotação – tipo de ferramenta); Suporte utilizado (Escavação não suportada, Revestimento, Lama bentonítica, Hélice contínua); Limpeza do fundo (Mecânica, Manual); Concretagem (Demora, Relação água/cimento, Propriedades do concreto e integridade, Temperatura); Geometria (Comprimento, Seção do fuste, Base: com ou sem alargamento);
Condições de Carregamento	Idade da estaca (tempo desde a execução até o carregamento) Prova de carga: tipo de carregamento Estrutura real: carga permanente, tipo de carga accidental.

Os efeitos na base das fundações escavadas também são relacionados ao efeito de *softening* (redução de resistência após pico) e poderia resultar em aumento do recalque, especialmente para tubulões, na qual a base recebe a maior proporção de carga. Assim, é importante fazer uma limpeza na base de tubulões. Skempton (1959), citado por Poulos & Davis (1980), relata que o efeito de amolgamento e *softening* na base de fundações escavadas deveria ter um efeito negligenciável na capacidade de suporte última da base por causa da comparativamente maior massa de solo envolvido pela base. Contrariamente, os efeitos cisalhantes desenvolvidos ao longo do fuste das estacas são provavelmente restritos a uma estreita faixa a partir da face da fundação. Anderson (1988) avalia que os efeitos do alívio de tensões, devido à etapa de escavação, diminuem com o aumento da razão de sobreadensamento (OCR) do solo. Poulos (2005) cita os efeitos maléficos para o comportamento de fundações escavadas com relação a aspectos como solo “solto” (ou fofo) na base das estacas escavadas devido à limpeza inadequada, o que provavelmente levaria a uma redução na rigidez do solo abaixo da base da estaca. Cita também que a capacidade última da base provavelmente não seria afetada, mas poderia requerer um deslocamento bem maior do que os requeridos normalmente. Citam-se ainda os defeitos ocasionados na concretagem.

Do exposto acima, verifica-se a influência de vários fatores no desempenho de fundações escavadas. Daí a importância de procedimentos como o rigor na execução e no tempo até a concretagem de fundações escavadas, para a obtenção de uma engenharia de fundações segura, econômica e tecnicamente bem avaliada.

2.3 CAPACIDADE DE SUPORTE AXIAL

A determinação da capacidade axial de suporte de fundações pode ser avaliada por métodos analíticos (métodos diretos ou indiretos) que são baseados nas propriedades do solo obtidos via ensaios de laboratório ou campo (*in situ*), por métodos dinâmicos ou aqueles baseados na equação da onda e por último, em resultados de provas de carga. A capacidade de suporte axial de uma fundação escavada é uma função do peso da fundação (W), da resistência lateral (Q_l), e da resistência na base da fundação (Q_b). Por equilíbrio de forças, a capacidade de suporte axial a compressão (Q_t) é dado por:

$$Q_t = Q_l + Q_b - W = (q_l A_l + q_b A_b) - W \quad (2.1)$$

Onde: q_l é a resistência lateral unitária e q_b é a resistência de ponta unitária; A_l e A_b são as áreas lateral e da base da fundação, respectivamente.

Enquanto que a capacidade de suporte a tração (Q_{tr}) é dado por:

$$Q_{tr} = Q_l + W \quad (2.2)$$

A parcela lateral é avaliada a partir da definição de resistência ao cisalhamento (τ), sobre a área lateral do fuste da fundação. A resistência ao cisalhamento é dada, em geral, pela lei de Coulomb. As Equações 2.3a a 2.3d são usadas na definição da carga lateral de uma estaca escavada.

$$\tau = c_a + \sigma_n \tan \phi_a \quad (2.3a)$$

$$\sigma_n = K_s \sigma_v \quad (2.3b)$$

$$\tau = c_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a \quad (2.3c)$$

$$Q_l = \int_0^L \pi D \tau dz = \int_0^L \pi D (c_a + \sigma_n \tan \phi_a) dz \quad (2.3d)$$

Onde: τ é a resistência ao cisalhamento estaca-solo; c_a é a adesão (fundação-solo); σ_n é a tensão normal (fundação-solo); ϕ_a é o ângulo de atrito (fundação-solo); σ_v é a tensão vertical; K_s é um coeficiente de tensão lateral; D é o diâmetro do fuste; L é o comprimento onde atua o atrito lateral.

Kulhawy (2004) propõe uma equação para parcela lateral que, essencialmente é a mesma daquela dada pelas Eqs. 2.3a a 2.3d. A parcela referente à carga lateral é dada pela Equação 2.4 onde, de forma expandida tem-se:

$$Q_l = q_l A_l = \pi D (K / K_0) \int_0^L \left\{ \sigma_v'(z) K_{0(z)} \tan \left[\phi'(z) \frac{\delta}{\phi'} \right] \right\} dz \quad (2.4)$$

Onde: q_1 é o atrito lateral unitário; A_l é a área lateral do fuste da fundação; (K/K_0) é um fator de tensão que representa a variação da tensão horizontal efetiva como função do método construtivo; $\sigma_v'(z)$ é a tensão efetiva; K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso; ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo; δ é o ângulo de atrito em termos de tensão efetiva para a interface (fundação-solo); δ/ϕ' é o fator de rugosidade da interface e z é a profundidade.

Os valores da relação K/K_0 e δ/ϕ' são encontrados em Coduto (2001) e para fundações escavadas a seco as relações podem ser considerado iguais a: $0,71 \leq K/K_0 \leq 1$ e $0,9 \leq \delta/\phi' \leq 1$. As Equações 2.5a a 2.5e expressam valores do coeficiente de empuxo no repouso com as expressões sugeridas por Jaky (1944), Mayne & Kulhawy (1990), Yamagushi (1972), Wenkow (1979), Simpson (1992), respectivamente.

$$K_0 = [1 - \text{sen}(\phi')] \quad (2.5a)$$

$$K_0 = [(1 - \text{sen}(\phi')) OCR]^{\text{sen}(\phi')} \quad (2.5b)$$

$$K_0 = \frac{1 - 0,404 \cdot \tan(\phi')}{1 + \text{sen}(\phi')} \quad (2.5c)$$

$$K_0 = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2.5d)$$

$$K_0 = \frac{\sqrt{2} - \text{sen}(\phi')}{\sqrt{2} + \text{sen}(\phi')} \quad (2.5e)$$

As Equações 2.5 (a, b) são as mais comumente usadas. A primeira desenvolvida por Jaky (1944) e a segunda por Mayne & Kulhawy (1982) que desenvolveram a partir de dados de 170 tipos de solos (desde argilas até pedregulhos). Orr & Cherubini (2003) avaliaram sete proposições de valores do coeficiente de empuxo no repouso a partir de um índice estatístico (R.D. – *Ranking Distance*), que avalia tanto a acurácia, por meio da média, quanto à precisão, por meio do desvio padrão e concluíram que, dos métodos avaliados, as propostas de

coeficiente de empuxo no repouso, propostos por Yamagushi (1972), Wenkow (1979) e Simpson (1992) superaram a tradicional equação de Jaky (1944) tanto em termos de precisão quanto acurácia. A equação proposta por Yamagushi (1972) foi a de melhor resultado em termos de R.D. e desta forma, possui menor valor de *Ranking Distance*. O trabalho também classifica as equações em termos de nível de conservadorismo. As equações de Jaky e Yamagushi tendem a ser conservativas, as de Wenkow (1979) e Simpson (1992) são muito não conservadoras e muito conservadoras, respectivamente.

Fellenius (2002) destaca que a componente de adesão (ou coesão) é importante para fundações escavadas e, desta forma, a Equação 2.4 pode ser reescrita conforme Equação 2.6. O coeficiente beta (β) varia com o tipo do solo, composição mineralógica, densidade, resistência ao cisalhamento do solo, coeficiente de empuxo agindo sobre a fundação e o com o processo de instalação.

$$Q_l = q_u A_l = \pi D \int_0^L [(c_a + \beta_{(z)} \sigma_v'(z))] dz \quad (2.6)$$

Os valores aproximados do coeficiente beta são dados pela Tabela 2.2 e foram derivados a partir de resultados de provas de carga. Fellenius (2001) chama a atenção de que em solos altamente pré-adensados, solos de origem calcária, solos residuais, solos com matéria orgânica entre outros, podem exibir diferentes valores do coeficiente β .

Tabela 2.2 Faixas de variação do coeficiente β (Fellenius, 2001)

Tipo do solo	ϕ' (°)	β
Argila	25 a 30	0,25 a 0,30
Silte	28 a 34	0,27 a 0,50
Areia	32 a 40	0,30 a 0,90
Pedregulho	35 a 45	0,35 a 0,80

*(Areia siltosa $\beta=0,4$; Areia seca $\beta=0,5$; Areia úmida a saturada $\beta=0,65$)→Fellenius (2002)

Na Tabela 2.3 são dados valores do coeficiente β para estacas escavadas a partir de alguns autores. OCR é a razão de sobreadensamento; K é um coeficiente de tensão horizontal.

Tabela 2.3 Fator beta para estacas escavadas

Referência	β	Tipo de solo
Burland (1973)	$[(1-\text{sen}(\phi'))]\tan(\phi')OCR^{0,5}$	Argilas
Kraft & Lyons (1974)	$0,7(\tan(\phi'-5^\circ)) \rightarrow \text{compressão}$ $0,5(\tan(\phi'-5^\circ)) \rightarrow \text{tração}$	Areias
Meyerhof (1976)	$0,10 \rightarrow \phi' = 33$ $0,20 \rightarrow \phi' = 35$ $0,35 \rightarrow \phi' = 37$	Areias
Parry & Swain (1977)	$\left[\frac{(1-\text{sen}(\phi'))}{(1+\text{sen}(\phi'))} \right] \tan(\phi')$	Argilas Normalmente consolidadas
Fleming <i>et al.</i> (1992)	$\left(\frac{(1+K_0)}{2} \right) \tan(\phi')$	Argila

Em se tratando da resistência da base em compressão, esta é avaliada com o uso de teorias de capacidade de suporte do solo, inicialmente propostos para fundações superficiais, a partir de enfoques advindos da teoria da plasticidade clássica. Conforme a Equação 2.7, a resistência da base é avaliada por:

$$Q_b = q_b A_b = q_b \frac{\pi D_b^2}{4} \quad (2.7)$$

Onde: q_b é definido conforme Eq. 2.1; D_b é o diâmetro da base.

A solução geral para a resistência de ponta unitária é dada, conforme Kulhawy (2004), a partir da Equação 2.8, e é chamada de proposição Terzaghi-Buisman.

$$q_b = cN_c + 0,5D_b\gamma N_\gamma + \sigma_{vb}N_q \quad (2.8)$$

Onde: c é a coesão do solo; γ é o peso específico do solo; σ_{vb} é a tensão vertical na base da fundação; N_c , N_γ e N_q são fatores de capacidade de suporte. Todos os parâmetros são avaliados para o solo abaixo da base da fundação.

A Equação 2.8 foi desenvolvida para uma condição idealizada de ruptura do solo por cisalhamento na forma generalizada, para uma fundação corrida rasa. Para estender esta

equação às condições reais de campo, fatores modificadores foram introduzidos. Estes fatores incluem a forma da fundação (s), a profundidade (d) e a rigidez (r). A forma geral da resistência unitária da base passa a ser escrita conforme Equação 2.8a, abaixo.

$$q_b = cN_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{cr} + 0,5 D_b \gamma N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma r} + \sigma_{vb} N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \quad (2.8a)$$

Onde: $\zeta_{cs}, \zeta_{cd}, \zeta_{cr}, \zeta_{\gamma s}, \zeta_{\gamma d}, \zeta_{\gamma r}, \zeta_{qs}, \zeta_{qd}, \zeta_{qr}$ são fatores modificadores para a forma (s), para a profundidade (d) e a rigidez (r).

Os valores dos fatores de capacidade bem como dos fatores de forma, profundidade e rigidez são dados conforme sugestão de Kulhawy *et al.* (1983) nas Tabelas 2.4, 2.5(a) e 2.5(b).

Tabela 2.4 Fatores de capacidade de suporte (Kulhawy *et al.*, 1983).

Nq=	Nc=	N γ =
$e^{(\pi \tan \phi')} \tan^2 \left[\left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \right]$	$(Nq - 1) \cot \phi'$ $\rightarrow \phi' = 0 \rightarrow Nc = 5,14$	$2(Nq + 1) \tan \phi'$

Tabela 2.5 (a) Fatores modificadores de capacidade de suporte (Kulhawy *et al.*, 1983).

Fator			
Forma		Profundidade	
$\zeta_{cs} =$	$1 + (N_q / N_c)$	$\zeta_{cd} =$	$\zeta_{qd} - \left[\frac{(1 - \zeta_{qd})}{N_c \tan \phi'} \right]$
$\zeta_{\gamma s} =$	0,6	$\zeta_{\gamma d} =$	1
$\zeta_{qs} =$	$1 + \tan \phi'$	$\zeta_{qd} =$	$1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{L}{D_b} \right)$

Tabela 2.5(b) Fatores modificadores de capacidade de suporte (Kulhawy *et al.*, 1983).

Fator	
Rigidez	
$\zeta_{cr} =$	$\zeta_{qr} - \left[\frac{(1 - \zeta_{qr})}{N_c \tan \phi'} \right] \leq 1$
$\zeta_{\gamma r} =$	ζ_{qr}
$\zeta_{qr} =$	$e^{\left\{ (-3,8 \tan \phi') + \left\{ \frac{3,07 \text{sen} \phi' \log(2Irr)}{1 + \text{sen} \phi'} \right\} \right\}} \leq 1$

Onde: I_{rr} é o índice de rigidez reduzido e igual a: $I_{rr} = \frac{Ir}{1 + Ir\Delta}$; Ir é o índice de rigidez dado

por: $Ir = \frac{E}{2(1+\nu)(\sigma'_{vb} \tan \phi')}$ ($10 \leq Ir \leq 400$ em geral); E é o módulo de Elasticidade do solo;

ν é o coeficiente de Poisson (0,3 a 0,4) para argilas não saturadas; σ'_{vb} é a tensão vertical na base da fundação; Δ é igual a $\Delta = 0,005 \left[\left(1 - \left(\frac{\phi' - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ} \right) \right) \left(\frac{\sigma'_{vb}}{100kPa} \right) \right]$.

O embasamento da adoção dos fatores modificadores foi feito conforme o trabalho original de Vesic (1977) em que foi usada a teoria da expansão de cavidades para equacionar o problema.

No cômputo da capacidade de suporte, N_q é o fator de maior peso. Prakash & Sharma (1990) indicam valores de N_q , a partir dos trabalhos de Meyerhof, para estacas escavadas em solos arenosos que são comparados aos de Kulhawy *et al.* (1983), conforme Tabela 2.6, abaixo.

Tabela 2.6 Fator N_q conforme (Kulhawy *et al.*, 1983) e (Meyerhof, 1976)

Fator	Ângulo de atrito (°)										
	20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
N_q (Meyerhof, 1976)	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115
N_q (Kulhawy <i>et al.</i> , 1983) (Tab. 2.4)	6	11	15	18	23	29	38	49	64	85	135

A resistência unitária da base de fundações também é considerada proporcional às tensões efetivas, isto é, proporcionais às tensões efetivas na base da fundação. Baseado nesta premissa, Fellenius (2002) representa a resistência unitária da base conforme Equação 2.9 e proporcional ao coeficiente N_t (coeficiente da base).

$$q_b = N_t \cdot \sigma'_{vb} \rightarrow Q_b = A_b \cdot N_t \cdot \sigma'_{vb} \quad (2.9)$$

Diferente do coeficiente beta, o valor de N_t (coeficiente de base) varia largamente. Os valores aproximados são para um movimento entre 30 e 80 mm da base da fundação e estão representados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 Faixa de variação do coeficiente N_t (Fellenius, 2002).

Tipo do solo	ϕ' (°)	N_t
Argila	25 a 30	3 a 30
Silte	28 a 34	20 a 40
Areia	32 a 40	30 a 150
Pedregulho	35 a 45	60 a 300

Os dados de β e N_t fazem parte do trabalho de Fellenius (2002). O valor do coeficiente de proporcionalidade N_t poderia ter relação direta com o coeficiente de capacidade de suporte, N_q , mas a validade de quaisquer relações entre estes não é verdadeira (Fellenius, 2002).

Fellenius (1999) discute que o fenômeno de capacidade de suporte não deveria ser aplicado à base das fundações uma vez que a curva carga *versus* deslocamento (na base) é uma função da rigidez (compressibilidade) do solo nesta região, combinado com a tensão efetiva agindo na base (curva q-z). Mesmo para estacas ensaiadas até a resistência última, o valor de N_t corresponde a um deslocamento de não mais que 5 a 12 mm.

Fellenius (2002) apresenta a chamada “curva de distribuição de resistência” onde, a partir da Equação 2.1 e, sendo as componentes de resistência totalmente mobilizadas, a carga na fundação, Q_z varia conforme a Equação 2.10.

$$Q_z = Q_t - \int A_t \left[(c_a + \beta_{(z)} \sigma_v'(z)) \right] dz \quad (2.10)$$

Estritamente há uma incoerência na definição da Equação 2.1 uma vez que as parcelas de fuste e base mobilizam-se a diferentes valores de deslocamento e não simultaneamente como a formulação sugere. Na Equação 2.1 assume-se que o máximo atrito lateral e a máxima carga na base são mobilizados simultaneamente. Contudo, para efeito de projeto há suficiente acurácia em usar esta definição (Poulos & Davis, 1980).

Em geral, os projetos de fundações compreendem apenas a análise de capacidade de suporte. Contudo, as análises de recalque são de importância fundamental e, diferentemente das fundações superficiais, as análises de recalques de fundações profundas não podem ser separadas da análise de transferência de carga (capacidade de suporte, portanto).

2.3.1 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS USANDO RESULTADOS DE SPT

Os métodos ditos diretos, a partir de resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*), DMT (*DilatoMeter Test*), PMT (*PressureMeter Test*), entre outros são usados largamente na prática da engenharia de fundações. As dificuldades inerentes aos métodos analíticos estimulam o uso de métodos diretos. Os métodos diretos são, em geral, abordagens de natureza empírica ou semi-empírica, com fundamentação estatística a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas. O SPT constitui-se no mais conhecido exemplo brasileiro de uso de métodos diretos de previsão na estimativa da capacidade de carga de fundações. Os métodos indiretos usam os resultados de ensaios para a aplicação à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos como abordagem de projeto (Schnaid, 2000).

Van Impe (1994) sugere o uso de ensaios como o CPT e o DMT por causa das características de repetibilidade e também sugere que os ensaios poderiam ser feitos antes e depois da instalação da fundação no terreno, contribuindo assim para avaliar o nível de qualidade da instalação da fundação e das possíveis influências nos parâmetros do solo.

Inicialmente, ver-se-ão algumas formulações de natureza empírica ou semi-empírica na avaliação de q_l e Q_b , a partir de resultados do ensaio SPT para fundações escavadas (incluindo tubulões). Os dados de CPT serão tratados à frente.

As correlações de natureza empírica com resultados do ensaio de SPT usualmente têm a seguinte forma, conforme Equação 2.11, para o atrito lateral unitário. A_N e B_N são coeficientes empíricos (dependem da unidade de q_l) e N é o índice de resistência à penetração (N_{SPT}).

$$q_l = A_N + B_N N \quad (2.11)$$

Décourt (1995) considera que valores de A_N entre 5 e 6 e B_N entre 1,4 e 1,7 são adequados para estacas escavadas (q_l em kPa). Na Tabela 2.8 constam algumas sugestões dos valores de A_N e B_N , conforme Equação 2.11, por diversos autores.

Tabela 2.8 Fatores A_N e B_N para a resistência lateral de estacas escavadas.

Tipo de solo	Estaca	A_N	B_N	Referência
Areia	E.H.C.	30	2	Yamashita <i>et al.</i> (1987)
Areia	E.H.C	0	5	Shioi & Fukui (1982)
Argila	E.H.C	0	5	Yamashita <i>et al.</i> (1987)
Argila	E.H.C	0	10	Shioi & Fukui (1982)
Areia	E.E	0	1	Meyerhof (1976)
Areia	E.E	0	1	Shioi & Fukui (1982)
Areia	E.E	0	3,3	Wright & Reese (1978)
Argila	E.E	0	5	Shioi & Fukui (1982)

E.H.C são estacas hélice contínua e E.E são estacas escavadas

A resistência unitária na base de fundações escavadas, por sua vez, tem a seguinte forma:

$$q_b = C_N \cdot N_b \quad (2.12)$$

Onde: C_N é um fator empírico; N_b é índice de resistência à penetração (médio) numa profundidade de influência abaixo da base da fundação (tipicamente de 1 a 3 D_b).

A partir de resultados da literatura, compilaram-se correlações sob a forma da Eq. 2.12 e são mostradas abaixo, na Tabela 2.9, para a determinação da resistência da base (q_b em MPa)

Tabela 2.9 Fatores C_N para a resistência da base para estaca escavada.

Tipo de solo	C_N	Referência
Não coesivo	0,12	Meyerhof (1976)
[Areia]; Silte; {Argila}	[0,40]; 0,25; {0,10}	J.R.A. (1980)
Areia	0,10	Shioi e Fukui (1982)
Argila	0,15	Shioi e Fukui (1982)
Areia	0,19	Neely (1991)
Areia	(0,11 a 0,17)	Viggiani (1993)
Areia	0,115	Robert (1997)

As expressões de Meyerhof (1976), Robert (1997) e Neely (1991) referem-se a uma eficiência de 60% para os valores de N_{SPT} . Schnaid (2001) sugere que $N_{60}=(1,1 \text{ a } 1,2)N_{72}$. As demais expressões podem ser consideradas equivalentes ao N_{72} e, portanto, igual ao padrão brasileiro; Nas expressões da Japan Road Association (J.R.A.), o valor do índice de resistência à Penetração (N_{SPT}) deve ser medido ($\pm 1D_b$ acima e abaixo) a partir da cota de assentamento da fundação (CAF).

As principais metodologias utilizadas na avaliação da capacidade de suporte de estacas escavadas, avaliadas neste trabalho, estão presentes no Anexo 1.

Deve-se sempre enfatizar que correlações com o ensaio de SPT devem ser tratadas com cuidado e não devem ter caráter de aplicabilidade universal. Um dos problemas de quase todas as formulações empíricas é que as mesmas não consideram o nível de tensão a que a fundação está submetida tanto em relação ao atrito quanto à base. As correlações valem, num primeiro momento, para os locais em que foram avaliadas e isto deve ser respeitado quando do uso em outros locais. As correlações advindas de outros países devem ser mencionadas sempre que possível com o valor de eficiência na qual o ensaio de SPT foi feito.

Como o comportamento dos solos depende da trajetória de tensões e nível de deformação a que são submetidos, teoricamente o ensaio de campo ideal deveria impor um caminho de tensões e nível de deformações uniforme em toda a massa envolvida no processo, complementado por condição perfeitamente não drenada ou de total dissipação da pressão neutra. Nem o SPT nem outros ensaios de campo satisfazem completamente estas condições. Fatores como: plasticidade, sensibilidade e fissuração de solos argilosos controlam o resultado da resistência ao cisalhamento não drenada daí a existência de diferentes relações entre a resistência não drenada, S_u , e o valor do índice de resistência à penetração. Além disso, tem-se que a resistência não drenada não é uma propriedade do solo, pois depende da trajetória de tensões e como consequência do ensaio utilizado para sua determinação (Schnaid, 2000).

Os métodos empíricos são atraentes pela facilidade de uso, em geral. Essa “facilidade” é buscada na maioria das vezes por projetistas de fundações, mas poderá ser fonte de problemas se usada sem critério. As metodologias empíricas usadas, em geral, sofrem do grande conservadorismo embutido nas formulações e desta forma “compensam” os possíveis problemas que venham a ocorrer num determinado projeto, pois se julga que o coeficiente de segurança da fundação será adequado. Mas, e se o projeto for “seguro demais”, seria este um bom projeto?

Schnaid (2000) lista aspectos relevantes a serem considerados quando da aplicação dos métodos de correlação diretas como, por exemplo: a) Tipo de Estaca; b) Tipo de Solo; c) Profundidade (nível de tensões) e d) Penetração da ponta da estaca na camada resistente.

À frente, serão apresentadas formulações que, apesar de não serem obtidas a partir de ensaios, como SPT, CPT ou DTM, podem ser consideradas como formulações diretas uma vez que as mesmas foram obtidas a partir de resultados de provas de carga, um ensaio *in situ*, portanto. Klosinski & Rychlewski (2003) analisaram resultados de 79 provas de carga em estacas hélice contínua incluindo diâmetros entre 0,4 a 1,0 m e comprimentos entre 5 e 18,3 m. As análises incluem a determinação da capacidade de suporte total e rigidez de estacas hélice contínua, com função do comprimento e do diâmetro da fundação. Nas Equações 2.13 e 2.14, apresentam-se as formulações.

$$Q_{t(1\%D)} = 170(\pm 70).L.D \quad (kN) \quad (2.13)$$

$$K = \frac{P}{s} = 17(\pm 7).L \quad (MN / m) \quad (2.14)$$

Onde: $Q_{t(1\%D)}$ é a carga total para um recalque equivalente a 1% do diâmetro da estaca; K é a rigidez da estaca, isto é, a relação entre a carga atuante e o recalque para esta carga ($K=P/s$).

Neste trabalho, enfatiza-se também que o comportamento em termos de capacidade de suporte e recalque de estacas hélice contínua tem sido fortemente influenciado pelo equipamento usado e pela experiência do operador. O significado destes dois aspectos é frequentemente subestimado ou negligenciado num determinado estágio do projeto, mas tem um importante papel no desempenho das estacas hélice contínua.

2.3.2 CONSIDERAÇÕES ACERCA DA CAPACIDADE DE SUPORTE AXIAL

O termo “capacidade de suporte” ou “capacidade de carga última” nem sempre é claramente definido. Assim, faz-se necessário encontrar meios de defini-lo. Van Impe (1994) procura avaliar o tema a partir das seguintes definições: 1) A carga de ruptura física do solo, correspondente à condição: $\Delta s/\Delta Q = \infty$, onde Δs representa o acréscimo de deslocamento provocado pelo acréscimo de carga ΔQ . Portanto, a carga de ruptura física implica em recalque infinito; 2) A carga de ruptura convencional corresponde à condição em que $s_0/D = 5$ a 10%, onde s_0 representa o deslocamento que define a carga de ruptura convencional e

D representa o diâmetro ou lado da estaca; 3) A carga limite, correspondente à condição em que $s_1/D=2,5\%$, onde s_1 representa o deslocamento limite que define a carga limite. O deslocamento limite proposto pode assumir outros valores para diferentes autores ou normas.

Vê-se, portanto, a partir das informações acima, que um “critério absoluto” pode ser impraticável, pois as deformações absorvidas pelas estruturas, em geral diferem de um projeto para outro. O que vale em termos de deslocamento tolerável para uma, pode não valer para outra estrutura. Tomlinson (1995) relata que na maioria dos casos, o deslocamento necessário à total mobilização do fuste é menor do que os deslocamentos que a estrutura suportaria para cargas de trabalho.

Em geral, a mobilização do atrito lateral unitário, depende levemente do tipo da estaca e do tipo do solo e assume-se que o mesmo seja mobilizado para deslocamentos entre 5 e 25 mm (Van Impe, 1994). Analisando dados da literatura Van Impe (1994), apoiado nos trabalhos de Franke (1985) e Van Weele (1988), sugere que o deslocamento requerido para mobilizar o atrito lateral unitário, em um mesmo solo e para um mesmo tipo de estaca, varia muito, pois refletirá as diferenças nos detalhes de instalação (tipo de equipamento, velocidade de execução, limpeza ou não da base, diâmetro do fuste ao longo do comprimento da fundação, relação diâmetro do fuste – diâmetro da base, D/D_b , entre outros). Bowles (1988) sugere valores de deslocamento para a plena mobilização do fuste de tubulões com deslocamentos entre 3 e 10 mm. Poulos & Davis (1980), Fleming *et al.* (1992), e Tomlinson (1994) sugerem que, para estaca escavada em solo coesivo, o deslocamento para a total mobilização do atrito lateral unitário é diretamente proporcional ao diâmetro do fuste e estão na faixa de 0,5 e 2% do diâmetro do fuste. Henry (1986), a partir do trabalho de Cooke & Whitaker (1961), em fundações com base alargada, sugere que valores da ordem de 0,5 a 1% do diâmetro do fuste mobilizariam o atrito lateral unitário, independentemente do comprimento do fuste ou se base é alargada ou não. Jelinek *et al.* (1977) citado por Kédzi & Rétháti (1988), encontraram valores de deslocamento de aproximadamente 20 mm para a mobilização do atrito lateral unitário de fundações sem base alargada ($D=0,88$ m, 1,3 m e 1,8m) e valores de aproximadamente 50 mm ou mais para as fundações escavadas com base alargada. Para estacas escavadas com diâmetros menores, o deslocamento para a mobilização do atrito lateral unitário foi entre 8 e 10 mm. Hirany & Kulhawy (1988) relatam valores entre 10 e 15 mm tipicamente. Van Weele (1988) diz que o atrito lateral ao longo de estacas cravadas e de escavadas em argilas não mostram substancial diferença. Diferentemente do que ocorre com

esses tipos de fundações em areia. O autor também enfoca que a resistência lateral é mobilizada para deslocamentos que não excedam a faixa de 10 a 20 mm, independente das condições do solo e das características geométricas. Burland & Cooke (1974) relatam que o atrito lateral em estacas escavadas na argila de Londres, desenvolve-se rapidamente e linearmente com o deslocamento e é geralmente totalmente mobilizado para valores de deslocamentos de 0,5% D.

Skempton (1959) realizou ensaios em estacas com diâmetro variando desde 0,3 a 0,6 m e comprimentos entre 6 e 20m. As conclusões foram as de que os deslocamentos relativos, medidos no topo das estacas, variaram entre (7 e 10,3%)D foram suficientes para alcançar a resistência “última” e que uma carga igual a 90% da carga última foi obtida para deslocamentos relativos entre (2,5 e 4,5%) D.

Em resumo, pode se dizer que há uma vertente que procura associar o deslocamento necessário ao pleno desenvolvimento do atrito lateral unitário ao diâmetro do fuste da fundação. Esse deslocamento seria da ordem de 0,5 a 2% do diâmetro do fuste da fundação em solos coesivos e de 1 a 3% em solos granulares. Uma outra corrente admite que a mobilização independa do tipo da estaca, do tipo do solo e das dimensões da fundação.

King *et al.* (2000) realizaram provas de carga instrumentadas em 12 estacas hélice contínua na argila mole saturada de *Bothkennar*. Os diâmetros das estacas variaram entre 0,46 m e 0,80 m e os comprimentos entre 7,82 m e 11,78 m. Distintas velocidades de carregamento foram avaliadas e suas respostas medidas em função do comportamento lateral e da base. As principais conclusões do trabalho onde relações entre carga vertical, deslocamento e velocidade de carregamento foram observadas, foram as seguintes: 1) As cargas de pico foram alcançadas depois de deslocamentos entre 7 e 14 mm e não parece ser função do diâmetro da estaca (Todas as estacas mostraram redução pós-pico na capacidade de suporte); 2) As cargas última foram alcançadas para deslocamentos da ordem de 100 e 200 mm (Alguma redução também foi observada para deslocamentos entre 50 e 100 mm); 3) Em todos os casos, menos que 10% da capacidade de pico foi atribuída à resistência na base das estacas. À medida que o deslocamento aumentou, houve um aumento da contribuição da base; 4) A distribuição de carga na base foi aproximadamente linear. A resistência do fuste foi aproximadamente constante mesmo num perfil onde a resistência não drenada aumentava com a profundidade; 5) As resistências de pico para o fuste foram dependentes da velocidade com que a prova de

carga foi realizada (se rápida ou lenta), enquanto que a resistência última do fuste foi dependente somente da magnitude do deslocamento sofrido. Claramente foi verificado que os valores de pico, para o fuste, reduzem e tendem para o valor último quando a velocidade da prova de carga reduz.

Com relação à base, o deslocamento requerido para a total mobilização da capacidade de suporte é largamente dependente do diâmetro da base (D_b) e do tipo da fundação. A carga de ruptura física para a base não tem significado prático, sobretudo para estacas de grande diâmetro e tubulões, pois o deslocamento requerido para mobilizá-la é excessivo. Reese (1978), Jamiolkowski *et al.* (1984), Hirayama (1990), Ghionna *et al.*, (1993), O'Neill & Reese (1999) entre outros, referem-se a resistência unitária da base para uma determinada relação entre o deslocamento e o diâmetro da base. Jamiolkowski (2003) relata que é geralmente aceito, para estacas escavadas (sem base alargada) e estacas hélice contínua, referir-se à resistência última da base, chamando de resistência unitária de base crítica (q_{bcrit}), associando um valor de deslocamento relativo para a sua mobilização. Em geral, valores entre 5 e 10% do diâmetro da base, são empregados. Whitaker & Cooke (1966), Skempton (1959) chegaram a valores entre 10 e 20% do diâmetro da base. No trabalho de Hirany & Kulhawy (1988) relatam-se valores entre 4 e 10% do diâmetro do fuste. Bowles (1988) sugere valores para a mobilização que poderiam ser da ordem de 0,005 a 0,05 D_b . Para argilas, os deslocamentos são da ordem de 3 a 5% D_b .

As formulações de capacidade de suporte clássicas, baseadas na teoremas limites (limite superior e inferior) da plasticidade, não podem avaliar q_{bcrit} , pois as mesmas não permitem relacionar Q_b a um correspondente valor razão: deslocamento/diâmetro (s/D). Jamiolkowski (2003) relata que a única tentativa de avaliar a resistência q_{bcrit} por meio de formulações de capacidade de suporte foi feita por Berezantzev (1965) envolvendo a teoria da elasto-plasticidade com resultados de centrífuga (modelo em areia) e propôs uma formulação de natureza semi-empírica. O valor de q_{bcrit} de acordo com Berezantzev (1965) corresponde a um valor de s/D na faixa de 0,12 a 0,20, e, portanto muito mais alto que os valores aceito por vários pesquisadores (0,05 a 0,1) D_b para o projeto de estacas escavadas. Poulos & Davis (1980) citam que a proposição de Berezantzev (1965) para a determinação de q_{bcrit} , foi considerada satisfatória ao ajustar-se bem em resultados de provas de carga realizadas em estacas cravadas e não escavadas.

Ainda, Omer *et al.* (2002), baseando-se nos resultados de provas de carga instrumentadas de Coyle & Reese (1966), *British Standards Institution* (1986), *American Iron and Steel Institute* (1975), sugerem valores entre 0,2 e 0,3 D_b para a mobilização da base de fundações escavadas. Balakrishnan *et al.* (1999), a partir de resultados de provas de carga em solo residual na Malásia, propõem que o deslocamento capaz de mobilizar a resistência unitária na base seja igual a 0,08 D_b (para diâmetro da base, $D_b < 1$ m) e 0,1 D_b para fundações com $D_b \geq 1$ m. Jelinek *et al.* (1977), citado por Kédzi & Rétháti (1988), mostraram que a resistência unitária na base (q_b) em fundações escavadas sem base alargada é consideravelmente maior que aquelas com base alargada (tubulões), particularmente quando o deslocamento excede 20 mm. Para a base, o deslocamento necessário para produzir a resistência máxima depende do tipo do solo e da fundação. Van Impe (1994) mostra a grande influência do método de execução da fundação sobre a razão entre o deslocamento e o diâmetro da base (s/D_b).

Feng *et al.* (1998) estudaram o comportamento de onze tubulões instrumentados, ao longo do fuste e da base (em três posições - cantos e meio). Os dados incluíram diâmetros de fuste entre 0,8 e 1,2 m e diâmetros da base entre 1,2 e 3 m, com comprimentos entre 7,13 e 15m. Os tipos de solos foram: argila arenosa, argila, argila pedregulhosa, argila arenosa residual, silte. Alguns dos resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 2.10 e 2.11 onde os resultados referem-se às componentes do fuste e da base, respectivamente.

Tabela 2.10 Atrito lateral máximo e deslocamento relativo.

Camada de solo	Argila	Silte	Argila siltosa	Argila arenosa	Solo residual
Atrito lateral unitário máximo (kPa)	25 a 30	20 a 30	30 a 40	35 a 45	40 a 60
Deslocamento (mm)	3 a 8	2 a 5	4 a 8	4 a 8	3 a 6

Tabela 2.11 Resistência última da base.

Camada de solo	Argila	Pedregulho argiloso	Solo residual
q_{ul} (kPa) Tubulões	650 a 950	1600 a 2000	800 a 1600
q_{ul} (kPa) Estaca escavada	1200 a 2000	3000 a 6000	1500 a 3000

A partir dos resultados das provas de carga e análises via elementos finitos, Feng *et al.* (1998) contribuem ao estudo de tubulões com as seguintes conclusões: O comprimento efetivo, isto é, o comprimento ao longo do fuste do tubulão onde ocorre atrito, é dado por

$L_{ef} = H - [(2 \text{ a } 3).(D_b - D)]$. A Figura 2.3 mostra estas regiões em que não ocorre atrito ao longo do fuste de tubulões (L_s).

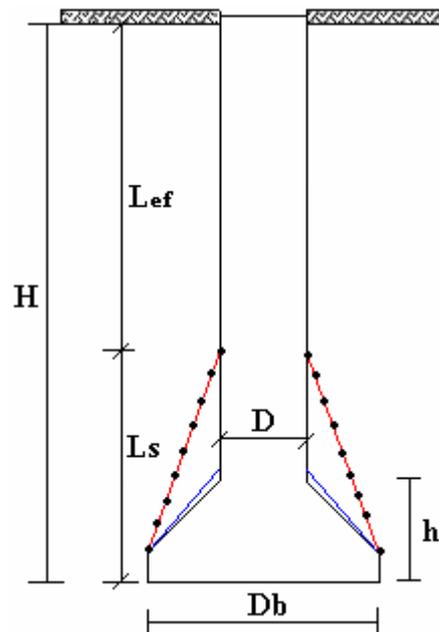


Figura 2.3 Comprimento efetivo de atrito em tubulões.

O trabalho de Reese & O'Neill (1989) considera $L_{ef} = H - [(1,5+h+1.D)]$. Tomlinson (1995) considera como comprimento efetivo o valor $L_{ef} = H - [(1,5+h+2.D)]$ e, portanto, um valor menor que o dado anteriormente. Prakash & Sharma (1990) avaliam que ao usar L_{ef} , conforme Tomlinson, os resultados mostram-se mais efetivos. Há uma região acima do início da “saia” (tronco cônico) do tubulão em que a resistência lateral pode ser desconsiderada (fuste degradado). Seu comprimento, deste a base do tubulão, vale: $L_s = [(2 \text{ a } 3).(D_b - D)]$.

O deslocamento máximo no topo do tubulão para a total mobilização do atrito lateral, foi entre 3 e 6 mm; O máximo atrito lateral unitário, dos tubulões analisados, foi da ordem de 60 a 80% daquele de estacas escavadas de igual diâmetro do fuste dos tubulões; Por causa da base alargada, há uma perda da adesão numa região acima do tronco cônico em casos onde deslocamentos apreciáveis da base são permitidos de ocorrer. O efeito deste movimento é “abrir um vazio” entre o início da superfície cônica e solo acima deste; As células de pressão responderam, para solos argilosos ou solo residual, com uma distribuição de pressão praticamente uniforme (cantos \cong centro). O solo na base foi, de certa forma compactado e onde

havia nível d'água próximo à base houve efeito de punção. Para os solos de alta resistência na base (granitos alterados), as pressões são maiores nos cantos que no centro. Para pedregulho e pedregulho argiloso, as pressões no centro foram maiores que nos cantos. Concentração de tensões foi verificada nos cantos, abaixo da base, e gerou ruptura por cisalhamento localizado; À medida que o diâmetro da base aumenta ocorre uma redução da resistência última da base. Este varia, aproximadamente, conforme um coeficiente que é função do diâmetro da base, $n_s=(0,8/D_b)^{0,5}$.

Na Equação 2.8, baseada essencialmente no trabalho de Vésic (1977), toda a formulação é oriunda da teoria de expansão de cavidades ao redor da ponta da estaca. Contudo, para Van Impe (1994), este método requer a hipótese de que a tensão efetiva horizontal antes e depois da instalação da fundação permanece constante. Baligh (1985), citado por Van Impe (1994), indicou que claramente esta tensão horizontal efetiva em solos coesivos pode reduzir drasticamente após a reconsolidação devido ao amolgamento do solo e devido à instalação da fundação. E mais, a teoria da expansão de cavidades de Vesic (1977) assume intrinsecamente sempre um módulo cisalhante constante da zona plástica ao redor da base da fundação. Com relação ao efeito da compressibilidade tem-se que, se a influência da compressibilidade se tornar predominante, o valor de q_b torna-se independente das tensões atuantes na base da fundação e de qualquer variação na poro-pressão de água. Em geral, os métodos baseados na teoria da plasticidade para a determinação de q_b são muito conservadores. Erros de mais de 100% na previsão não são tão raros assim. Omer *et al.* (2002) reportam valores de N_q , usando a metodologia de Berezantzev (1965), de mais de 100% com redução a aproximadamente 30% quando, ao invés do uso do ângulo de atrito (ϕ') diretamente na formulação, usa-se a sugestão de Poulos & Davis (1980) ($\phi'-3^\circ$) que, de certa forma, leva em conta o processo de instalação da fundação escavada.

Em Mota (2003) é mostrada uma avaliação da capacidade de suporte de uma estaca escavada através de métodos racionais (métodos que utilizam os teoremas limites: inferior e superior da teoria da plasticidade) e, nitidamente, a “melhor previsão” foi de aproximadamente o dobro do valor obtido na prova de carga. A Figura 2.4 mostra os resultados obtidos bem como os respectivos métodos.

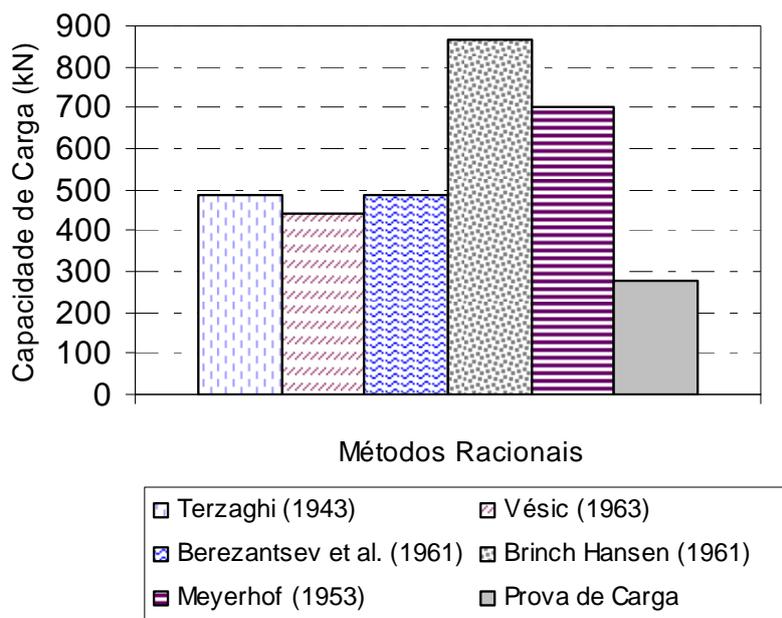


Figura 2.4 Avaliação de métodos racionais em estacas escavadas.

Jamiolkowski & Lancellotta (1988), citado por Van Impe (1994), observam que, devido a modificações das características e do estado de tensão do solo ao redor da estaca, e também por causa da sensibilidade do desempenho de fundações para um determinado método de construção adotado, a confiabilidade das abordagens ditas indiretas, como as que se utilizam da teoria da plasticidade, parecem ser questionáveis em muitas circunstâncias. Conceitualmente, somente o fuste exibe uma resistência última. A “ruptura” física da base de estacas escavadas e tubulões não é propriamente uma ruptura física, pelo menos até deslocamentos da ordem do diâmetro da base da fundação. Há de se considerar o fato de que critérios baseados em fixar deslocamentos em função de uma porcentagem do diâmetro, embora práticos, não são com certeza apropriados para todos os comprimentos e diâmetro de fundações, a menos que se leve em consideração o mecanismo de transferência de carga e a compressibilidade da fundação e do solo. Assim, em fundações como tubulões, estacas de grande diâmetro ou estacas longas, não há sentido prático em se estabelecer deslocamentos relativos, pois os movimentos exigidos pela base para a sua completa mobilização seriam excessivos. As estruturas não suportariam tais deslocamentos.

2.3.3 USO DO ENSAIO DE CONE PENETROMETRIA NA DETERMINAÇÃO DA ESTRATIGRAFIA E DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS

2.3.3.1 ESTRATIGRAFIA

Os ensaios de cone CPT (*Cone Penetration Test*) e piezocone CPTU (*Cone Penetration Test Undrained*), vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações (Schnaid, 2000). Relatos detalhados do estado do conhecimento, enfocando aspectos diversos da prática de engenharia, podem ser encontrados nos trabalhos de Lunne *et al.* (1997), Meigh (1987) e Hachich *et al.* (1998).

No Brasil, o ensaio de cone vem sendo empregado desde o final da década de 50. A experiência brasileira limitava-se, porém, a um número relativamente restrito de casos com a possível exceção de projetos de plataformas marítimas para prospecção de petróleo. Esta tendência foi revertida a partir de 1990, observando-se um crescente interesse comercial do ensaio de cone impulsionado por experiências de pesquisas desenvolvidas nas universidades brasileiras, conforme descrito por Rocha Filho & Schnaid (1995) e Quaresma *et al.* (1996). São inúmeros os exemplos de pesquisa, desenvolvimento e relato de casos que refletem a prática brasileira (Rocha Filho & Alencar, 1985; Danzinger *et al.*, 1989; Rocha Filho & Sales, 1994; Danzinger *et al.*, 1997; Schnaid *et al.*, 1997). No Distrito Federal, os trabalhos de Ortigão (1994a) e Ortigão *et al.* (1996), que executaram ensaio de CPTU durante a execução do metrô/DF, Goulart & Schnaid (2002), que apresentaram oito sondagens de CPT executadas em Águas Claras-DF para previsão da capacidade de carga de estacas, Mota (2003), Anjos *et al.* (2004) e Soares (2004) configuram trabalhos realizados com o uso do CPT no DF.

O ensaio de CPT é uma ferramenta extremamente poderosa na avaliação da estratigrafia da grande maioria dos solos. Esta ferramenta é a única que consegue, efetivamente, o registro contínuo do subsolo com as medidas envolvidas pelo ensaio: resistência de ponta, q_c , atrito lateral medido na luva de atrito, f_s . Medidas de poro pressão de água também são disponíveis

no CPTU. O CPT não produz uma medida de resistência estática, mas registra as resistências a uma determinada velocidade de inserção do penetrômetro.

O ensaio de cone penetrometria é simples, rápido e permite ainda que uma variedade de sensores seja incorporada ao penetrômetro. Os valores numéricos registrados pelo ensaio de cone penetrometria são geralmente usados diretamente em formulações geotécnicas que, em geral, são de natureza empírica ou semi-empírica para a determinação da estratigrafia e capacidade de suporte de fundações.

Em solos, os ensaios geotécnicos *in situ* incluem, tipicamente, ensaios tipo SPT, CPT (CPTU e demais variantes), PMT (SBPM), DMT, entre outros. Estes métodos, diretamente, obtêm a resposta de geomateriais sob várias condições de carregamento e drenagem. Na Figura 2.5, descrita por Sabatini *et al.* (2002), estão relacionados alguns dos principais ensaios *in situ* e as suas potencialidades na exploração dos distintos tipos de solos. Observa-se que os métodos geofísicos são os de maior potencial com relação a uma possível exploração em quase todos os tipos de solos. Os ensaios PMT e CPT conseguem abranger uma grande faixa de geomateriais.

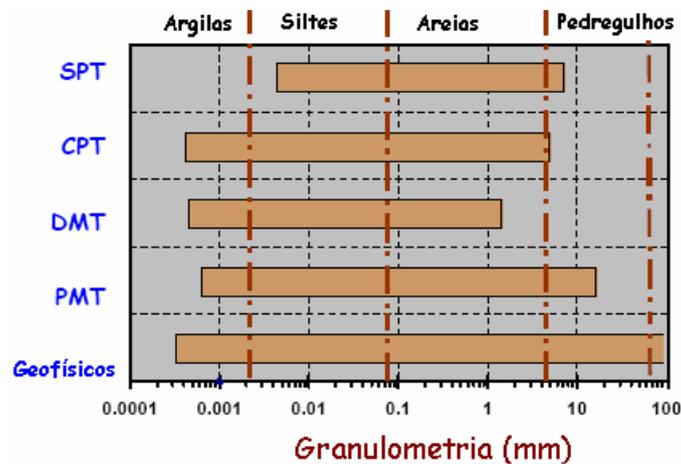


Figura 2.5 Potencialidades de ensaios *in situ* (Sabatini *et al.*, 2002).

Begemann (1965), citado por Fellenius (2002), foi o primeiro pesquisador a apresentar um método racional na determinação da estratigrafia de solos usando o ensaio de cone. Begemann (1965) mostrou que solos mais grossos geralmente demonstram maiores valores de q_c e de f_s e assim, oposto aos solos finos. O tipo de solo interpretado no ensaio não é uma função estrita nem de q_c nem de f_s , mas de uma combinação destes. O pesquisador mostrou que o tipo de

solo é função da razão R_f (f_s/q_c), chamada de razão de atrito. Há de se verificar que Begemann não sugere que a razão de atrito sozinha possa governar o tipo de solo. Na Tabela 2.12 vê-se que cada tipo de solo possui limites, inferior e superior, definindo assim o tipo de solo.

Tabela 2.12 Tipos de solo como uma função da razão de atrito (Begemann, 1965)

Tipo de solo	Razão de Atrito, R_f (f_s/q_c) (%)
Areia grossa (com pedregulhos) a Areia fina	1,2 a 1,6
Areia siltosa	1,6 a 2,2
Misturas areno silto-argilosas	2,2 a 3,2
Argila siltosas	3,2 a 4,1
Argila	4,1 a 7
Turfa	>7

A Tabela 2.12 foi derivada a partir de ensaios de cone mecânico em solos da Holanda e tem importância, nos dias atuais, qualitativamente. Nos equipamentos atuais, há substancial diferença nas medidas de feitas na luva de atrito, f_s quando comparado àquelas feitas nos experimentos de Begemann. Grande quantidade de trabalhos foi publicada usando ensaios tipo CPT/CPTU. A Tabela 2.13 mostra várias propostas de classificação estratigráfica.

Tabela 2.13 Propostas de classificação estratigráfica

Autor	Ano	Equipamento
Sanglerat <i>et al.</i>	1974	CPT
Schmertmann	1978	
Searle	1979	
Douglas & Olsen	1981	
Vos; Jones & Rust.	1982	
Robertson & Campanella	1983	CPT
Senneset & Janbu	1984	
Vlasblom	1985	
Robertson <i>et al.</i> ; Olsen & Farr	1986	CPT
Olsen & Malone; Erwig.	1988	
Robertson	1990	CPTU
Larson & Mulabdic; Jefferies & Davies.	1991	CPTU
Olsen & Mitchell	1995	
Eslami & Fellenius	1997	
Zhang & Tumay	1999	CPT
Ramsey	2002	CPTU

Na Tabela 2.13, tem-se que, somente em 1990, com a classificação de Robertson *et al.* (1990), usou-se o ensaio de CPTU. A incorporação de um medidor de poro pressão de água aumentou, significativamente, a acurácia do ensaio de CPTU. Fellenius (2002) comenta que, basicamente os métodos pecam no mesmo ponto. A maioria das metodologias está sob a forma gráfica, delimitando regiões específicas para distintos tipos de solos. Os eixos das abscissas e das ordenadas devem conter variáveis dependentes e independentes, no entanto, a maioria das metodologias usa as variáveis q_c versus f_s/q_c ou $\{(q_c - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}\}$ versus $\{f_s/(q_c - \sigma_{v0})\}$ e isso viola uma regra estatística em que os dados devem ser rigorosamente separados em variáveis dependentes e independentes. Fellenius (2002) mostra, conforme Figura 2.6, a distorção que ocorre quando se plota q_c versus f_s/q_c não respeitando o princípio de representação de dados.

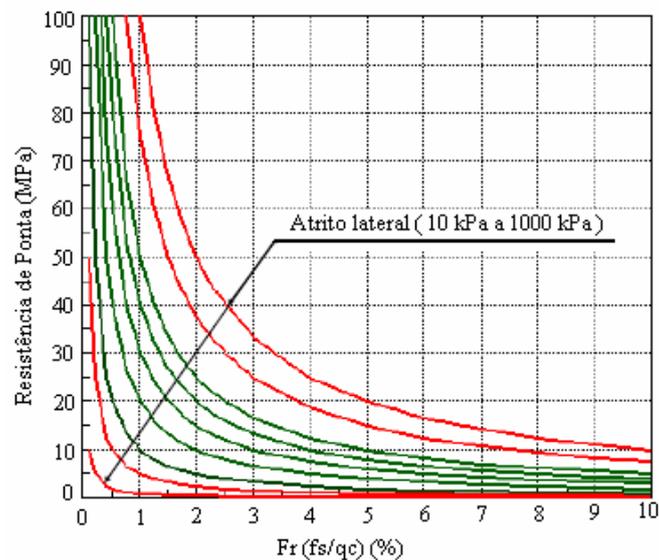


Figura 2.6 q_c versus R_f .

Ao violar um princípio fundamental de representação de dados, os mesmos foram predispostos, conforme Figura 2.6, hiperbolicamente e desta forma, a resolução da representação gráfica para solos finos (R_f mais alto) é muito mais exagerada quando se compara com a representação de dados de solos grossos (R_f menor). Há, portanto, há uma flagrante distorção dos dados com este tipo de representação.

Os métodos de Vos (1982), Robertson *et al.* (1990), Zhang & Tumay (1999) e Eslami & Fellenius (1997-2002) serão explorados com brevidade a seguir. O primeiro, por representar uma metodologia de fácil e rápido uso; o segundo, pelo amplo uso na engenharia geotécnica; o terceiro por tratar de uma metodologia pouco conhecida (uso de lógica *fuzzy*), mas de grande

potencialidade na geotecnia e o último, o método de Eslami & Fellenius (1997,2002), por ser uma metodologia com relativa facilidade de uso, resguardada de um banco de dados de composto por 18 fontes em 20 locais e representando dados de CPT e CPTU de 5 países. Nos trabalhos de Meigh (1987), Lunne *et al.* (1997), Eslami & Fellenius (1997, 2002), Hachich *et al.* (1998), Schnaid (2000), entre outros, há uma variedade de metodologias de classificação estratigráfica, sobretudo aquelas constando na Tabela 2.13, bem como análise, sob diversos aspectos, dos cones penetrômetro tipo CPT e CPTU.

O método de Vos (1982) sugere, a partir de dados de cone penetrômetro elétrico, identificarem os tipos de solos conforme faixas de valores da razão de atrito (R_f). A metodologia foi testada em solos da Holanda e os valores de R_f são similares, mas não idênticos, aos sugeridos por Begemann (1965). A Tabela 2.14 mostra os valores da razão de atrito recomendados.

Tabela 2.14 Tipos de solo como uma função da razão de atrito (Vos, 1982)

Tipo de solo	Razão de Atrito, R_f (f_s/q_c) (%)
Areia grossa e Pedregulhos	< 1,0
Areia fina	1,0 a 1,5
Silte	1,5 a 3,0
Argila	3,0 a 7,0
Turfa	> 7,0

Os métodos de Begemann (1965) e Vos (1982) em que se usam os valores de R_f na classificação estratigráfica são questionáveis para o uso em solos residuais tropicais e assim, prescindem maiores cuidados com o uso destas metodologias.

O sistema de classificação de Robertson (1990) é baseado na metodologia inicial de Robertson *et al.* (1986) e Campanella & Robertson (1988). Foi o primeiro sistema de classificação baseado em resultados de piezocone e com a resistência de ponta, q_c , sendo corrigida pelo efeito da poro pressão de água atuando na ponta cônica devido a áreas desiguais na geometria do cone. A resistência de ponta corrigida, q_t , é baseada na Equação 2.15 e somente em solos saturados, onde se mede a poro pressão de água, tem relevância. Em solos não saturados é admitido que a poro pressão de água seja igual a zero e, portanto, $q_c=q_t$.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2.15)$$

Onde: q_c é a resistência de ponta no cone; u_2 é a poro pressão de água atrás da ponta cônica; a =relação de áreas (não afetada pela poro pressão de água) e a área total do cone ($0,55 < a < 0,9$).

A Figura 2.7 ilustra o sistema de classificação de Robertson (1990) onde se plota resistências do cone normalizadas nos eixos cartesianos de representação isto é, tem-se no eixo das ordenadas $Q_t = \{(q_c - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}\}$ enquanto que no eixo das abscissas tem-se $F_r = \{f_s / (q_c - \sigma_{v0})\} (\%)$.

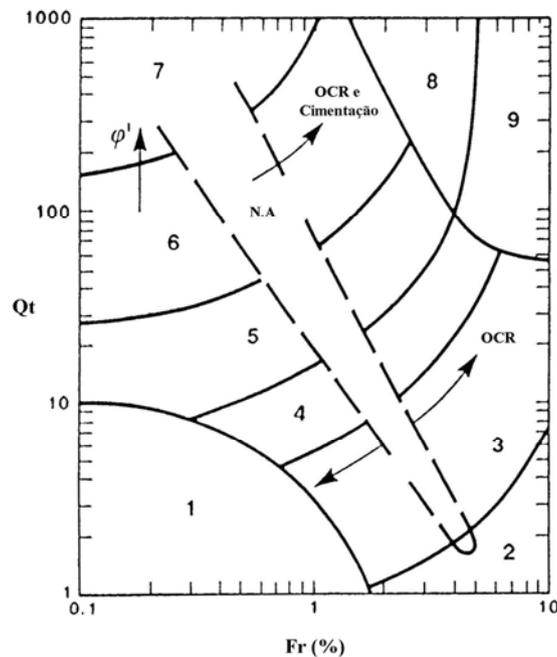


Figura 2.7 Sistema de classificação estratigráfica (Robertson *et al.*, 1990).

A Figura 2.7 mostra o sistema com as áreas ou zonas de comportamento de solos. Na Tabela 2.15 estão às zonas de classificação identificadas pela metodologia e o seu possível comportamento.

Tabela 2.15 Sistema de classificação (Robertson, 1990)

Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino (Sensível)
2	Material orgânico (Turfa)
3	Argilas (argila a argila siltosa)
4	Misturas Silte (argila siltosa a silte argiloso)
5	Misturas Areia (silte arenoso a areia siltosa)
6	Areia (areia s siltosa a areia limpa)
7	Areia a areia pedregulhosa
8	Areia – areia argilosa a areia muito compacta
9	Solo fino muito rijo, sobreconsolidado ou solo cimentado.

A normalização é justificada para compensar o aspecto de que a resistência do cone é influenciada pelas tensões (verticais e horizontais). Desta forma, sistemas de classificação desenvolvidos para profundidades menores que aquelas em que o sistema foi desenvolvido poderiam não ser adequados. O sistema de classificação de Robertson (1990) plota os valores das abscissas, $F_r = \{f_s / (q_c - \sigma_{v0})\} (\%)$, pelo próprio inverso, $Q_t = \{(q_c - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}\}$, nas ordenadas, e com isso, distorce os dados, como visto anteriormente.

No sistema de classificação de Zhang & Tumay (1990) foi introduzida uma forma bastante distinta de analisar os dados de CPT, até então. Os autores compilaram, a partir de técnicas estatísticas e de lógica *fuzzy*, três tipos de solos “*fuzzy*”: HPS (GP, SP, SM: “solo arenoso altamente provável”), HPM (SC, ML: “solo siltoso altamente provável”) e o HPC (CL, CH: “solo argiloso altamente provável”). - GP, SP - são pedregulho e areia mal graduada enquanto que SM - areia com silte; SC – areia com argila, ML – silte de baixa plasticidade; CL e CH representam na classificação unificada de solos argilas de baixa e alta plasticidade, respectivamente. Os autores aproximaram distribuições de probabilidade normal para os três tipos de solos, confirmando esta normalidade, a partir de testes de Kolmogorov-Smirnov e Qui-Quadrado. O enfoque de lógica *fuzzy* permite restringir os diversos tipos de solos em comportamento característico, isto é, HPS, HPM e HPC. HPS geralmente possui alta resistência e permeabilidade e baixa compressibilidade, HPC é suposto ter baixa resistência e permeabilidade e alta compressibilidade. HPM estão entre uma situação e outra. As funções de densidade de probabilidade para os três grupos de solos, bem como as funções *fuzzy* são definidas em Zhang & Tumay (1990).

Para tornar-se mais atrativa, os autores reconhecem a dificuldade do uso da metodologia sem o uso de um programa, a metodologia de Zhang & Tumay (1990) foi codificada em linguagem *Visual Basic* e está disponível em: <http://www.coe.lsu.edu/cpt/PClass-CPT.zip>.

A seguir serão feitas considerações sobre o método de Eslami & Fellenius (1997, 2002) na determinação da estratigrafia e da capacidade de suporte. Para investigar o uso dos dados de cone penetrômetro em projeto de estacas, Eslami & Fellenius (1997) compilaram uma base de dados de CPT e CPTU e mais resultados de sondagens do tipo SPT, amostragem, ensaios de laboratório. Os casos são de 18 fontes retratando dados de 20 locais em 5 países (inclusive o Brasil). Aproximadamente metade dos casos são de piezocone (CPTU), e incluem medidas de poro pressão. Em solos não saturados a poro pressão foi avaliada igual à zero. A Figura 2.8 mostra o sistema de classificação de Eslami & Fellenius (1997, 2002).

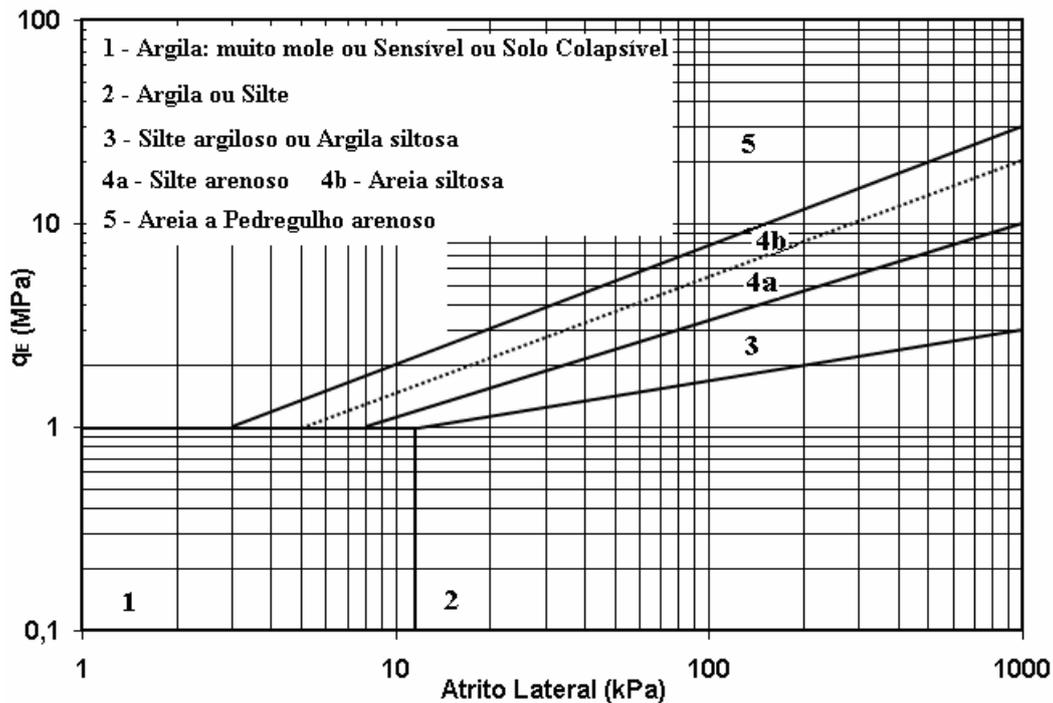


Figura 2.8 Sistema de classificação - Eslami & Fellenius (1997, 2002).

A base de dados foi separada em cinco principais categorias como segue: 1. Argila muito mole ou solos sensíveis ou colapsíveis; 2. Argila ou Silte; 3. Silte argiloso ou Argila siltosa; 4a. Silte arenoso; 4b. Areia siltosa; 5. Areia a pedregulho arenoso (os adjetivos argiloso, siltoso e arenoso contém entre 20% e 35% para estas frações). Os dados foram plotados utilizando-se uma representação derivada do sistema de classificação de Begemann (1965) e as envoltórias foram feitas delimitando os cinco tipos de solos principais, como mostrado na Figura 2.8. Há de se perceber diferenças na delimitação das regiões desde a primeira versão em 1997. Os bancos de dados não incluem casos com solos cimentados ou argilas muito rijas e, por esta razão, nenhuma envoltória para estes tipos de solos são incluídos na metodologia. A resistência de ponta efetiva (q_E), foi usada para a obtenção de uma delineação mais consistente de envoltória em relação às classes de solos estudadas. Esta resistência descrita por Eslami & Fellenius (1997,2002), é obtida conforme Equação 2.16.

$$q_E = q_t - u_2 \quad (2.16)$$

Onde: q_E : resistência de ponta efetiva; q_t : resistência de ponta corrigida; u_2 : poro pressão medida atrás da ponta cônica.

As metodologias para a classificação estratigráfica representam mais um comportamento característico do que uma classificação, no estrito sentido da palavra, em termos de frações de solo. O uso destes sistemas de classificação em solo do tipo não saturado, tropical, típico do D.F., ainda não foi bem estabelecido, mas, quando usados, os sistemas classificam apropriadamente em termos de comportamento. A metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002) inova, por exemplo, quando há uma região (região 1), em que o solo pode ser classificado como solo colapsível. Esta característica é importante em vastas regiões do Brasil e assim, há uma forma em potencial de se prever a ocorrência e extensão destes solos num determinado perfil.

O método é baseado em dados de CPTU e assim, para solos saturados, um importante variável é evidenciada, a poro pressão de água. Lembra-se que a medida de poro pressão de água medida no ensaio de piezocone é função da localização do elemento (*gauge pressure*) que mede a poro pressão (na ponta, atrás da ponta cônica ou atrás da luva de atrito). Quando o solo estudado for não saturado o valor de poro pressão de água será, simplifadamente, tido como nulo para os perfis que ora serão estudados, e o valor de q_E na metodologia é igual a q_c . Apesar das correções críticas aplicadas à metodologia de Robertson *et al.* (1990), que viola a regra na separação das variáveis, comparações de resultados foram feitas entre os métodos de Eslami & Fellenius (1997, 2002) e Robertson *et al.* (1990) ambos os métodos se mostraram consistentes e compararam satisfatoriamente (Fellenius, 2002).

Para solos tropicais os trabalhos de Mota (2003) e De Mio (2005) sugerem ábacos de classificação estratigráfica para os solos residuais tropicais. Mota (2003) sugere, a partir de uma adaptação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997), uma zona ativa de solo superficial laterítico, uma região de solo saprolítico e uma região para argilas porosas. O potencial da metodologia sugerida por Mota (2003) ainda carece de um banco de dados mais robusto e por fim sua aplicabilidade prática.

2.3.3.2 CAPACIDADE DE SUPORTE

Desde seu início, o ensaio de cone penetrometria tem sido aplicado como ferramenta para a determinação da capacidade de suporte. Vários são os métodos para a determinação da capacidade de suporte usando o ensaio de cone penetrometria e entre eles citam-se:

Schmertmann (1978); Aoki-Velloso (1975); Penpile (1978); De Ruitter & Beringen (1979); Método de Philipponnat (1979); Tumay & Fakhroo (1981); Velloso (1981); Price & Wardle (1982); Bustamante & Gianceselli (1982), Meyerhof (1983); Holeyman *et al.* (1997); Jardine & Chow (1998); Eslami & Fellenius (1997), entre outros.

Dos métodos citados acima, os de Philipponnat (1979), Velloso (1981), Bustamante & Gianceselli (1982) e Holeyman *et al.* (1997) inclui em suas metodologias o uso em estacas escavadas e serão tratados, de forma breve, no ANEXO 1. O método de Eslami & Fellenius (1997, 2000), apesar de ser inicialmente para estacas cravadas, será apresentado e, adiante, será modificado para levar em conta o processo executivo da fundação. Neste trabalho, também serão abordadas as metodologias de Costa Nunes & Velloso (1960), Velloso (1981), e Décourt (1991) de origem empírica ou semi-empírica empregando o ensaio de cone penetrometria no Brasil.

O método de Eslami & Fellenius (1997, 2002) foi desenvolvido para estacas cravadas, como a maioria dos métodos. Esta metodologia é baseada num extenso programa de ensaios de CPT e CPTU além de resultados a compressão e tração de 102 provas de cargas obtidas em 36 fontes, relativas a 40 locais em 13 países. Aproximadamente 80% dos casos incluídos na base de dados são provenientes de resultados de cone elétrico e 20% cone mecânico. As características geométricas são: diâmetros das fundações entre 0,2 e 0,9m e comprimentos entre 5 e 67m.

Para o cálculo da capacidade de suporte por este método, as medidas de resistência de ponta (q_c), são subtraídas das medidas de poro pressão de água medida atrás da ponta cônica (u_2) conforme Eq. 2.44 e, daí, originam-se as medidas da resistência de ponta efetiva (q_E). A componente lateral e a de ponta, unitárias, são derivadas a partir das determinações da resistência de ponta efetiva. Os valores da resistência de ponta efetiva, na zona de influência, entre as profundidades $4D_b$ abaixo da cota de apoio da fundação e $8D_b$ acima da cota de apoio da base da fundação, são avaliados com o uso da média geométrica para os valores de q_E nesta zona de influência. A validade desta zona faz-se importante em fundações instaladas em perfis em que a resistência aumente com a profundidade. Para depósitos em que a fundação é atravessada por perfis de maior e menor resistência, alternado-se, os valores de resistência de ponta efetiva, q_E , são diferentes e devem ser de $4D_b$ abaixo e $2D_b$ acima da cota de apoio da fundação. A relação para a resistência de ponta unitária é dada conforme Equação 2.17.

$$q_b = C_t \cdot q_{Eg} \quad (2.17)$$

Onde: C_t é um coeficiente de ajuste da ponta; q_{Eg} é a média geométrica dos valores de q_E numa região acima e abaixo da base da fundação; $q_{Eg} = \sqrt[n]{q_{E1} \cdot q_{E2} \cdot \dots \cdot q_{En}}$.

Diferentemente da maioria dos métodos listados acima, nenhuma filtragem ou o uso de trajetória de mínima resistência é usada. As possíveis influências são reduzidas por meio do emprego da média geométrica. A maioria dos métodos usa a média aritmética que, em geral, tem maior erro padrão de média quando comparado à média geométrica. O coeficiente C_t em todo o banco de dados resultou em um valor de 0,98 com um desvio padrão de 0,09 da relação q_b/q_{Eg} . Na versão original da metodologia de Eslami & Fellenius (1997), C_t é considerado unitário. Na versão de 2002, Fellenius (2002) aplica uma redução ao valor de C_t , original, e sugere que em fundações em que o diâmetro seja maior que 0,4 m, o valor de C_t seja igual a $C_t = 1/(3D_b)$ para levar em conta o efeito de escala entre a ponta do cone e a ponta da fundação.

A resistência lateral unitária, q_l é determinada conforme Equação 2.18, abaixo.

$$q_l = C_s \cdot q_E \quad (2.18)$$

Onde: C_s é o coeficiente de atrito lateral que é função do tipo de solo.

A Tabela 2.16, mostra os valores limites, inferior (LI) e superior (LS), e o valor típico do coeficiente de atrito lateral, C_s , para projetos.

Tabela 2.16 Coeficientes de atrito lateral, C_s (Eslami & Fellenius, 1997, 2002)

Região (Fig. 2.10)	Tipo de solo	LI (%)	LS (%)	Valor Típico (%)
1	Argila muito mole ou Sensível ou Colapsível	7,37	8,64	8,0
2	Argila ou Silte mole	4,62	5,56	5,0
3	Silte argiloso ou Argila siltosa	2,06	2,8	2,5
4a	Silte arenoso	0,87	1,34	1,0
4b	Areia siltosa	0,87	1,34	1,0
5	Areia a Pedregulho arenoso	0,34	0,6	0,4

Na metodologia, nenhuma diferença é considerada para a resistência lateral em compressão ou tração. Os valores de C_s , da Tabela 2.16, foram obtidos com uma diferença absoluta média de somente 7% e um desvio padrão de 6%. Eslami & Fellenius (1997) ainda propõem baseados nos resultados obtidos nos casos históricos e considerando $q_{Eg} = q_E$ nas proximidades da base da estaca.

O uso do ensaio de cone penetrometria como ferramenta na avaliação da estratigrafia e da capacidade de suporte de fundações é inegável. Contudo, essas metodologias respondem bem, em geral, nos locais em que foram testadas e, assim, sempre devem ser checadas com a realização de prova de carga, em se tratando de capacidade de suporte. Campanella (1995) recomenda para estimativa da capacidade de carga via ensaio de CPT, a utilização dos métodos semi-empíricos propostos por Schmertmann (1978), De Ruiter & Beringen (1979) e Bustamante & Gianceselli (1982). No entanto, este autor se baseia em resultados de provas de carga em fundações cravadas no solo sedimentar de Vancouver, Canadá.

A seguir será introduzida uma ferramenta de análise estatística que dará suporte às análises de dados da literatura com relação à previsão da capacidade de suporte de fundação usando o ensaio de cone penetrometria. A partir da proposição de Orr & Cherubini (2003), é sugerido o uso de um índice estatístico (R.D. – *Ranking Distance*), que avalia tanto a acurácia, por meio da média, quanto à precisão, por meio do desvio padrão da relação (valores calculados/medidos) de grandezas quaisquer. O índice R.D. é calculado conforme a Eq. 2.19.

$$R.D. = \sqrt{[1 - (\mu(Q_{cal} / Q_{med}))]^2 + [s(Q_{cal} / Q_{med})]^2} \quad (2.19)$$

Onde: $\mu(Q_{cal} / Q_{med})$ e $s(Q_{cal} / Q_{med})$ representam a média e o desvio padrão dos valores (Q_{cal} / Q_{med}) , respectivamente. O ponto de ótimo ocorre quando $(Q_{cal} / Q_{med}) = 1$ e $s = 0$.

O método ainda prevê que, a partir dos valores $(Q_{cal} / Q_{med}) < 1\%$, um nível de conservadorismo ou uma escala de conservadorismo pode ser mensurado. Se $(Q_{cal} / Q_{med}) < 1\%$ resultar numa faixa entre 80 a 100% o método é avaliado “muito conservador”, entre 60 a 80% “conservador”, entre 40 a 60% “neutro”, entre 20 a 40% “não conservador” e, por fim, se entre 0 a 20% o método é avaliado como “muito não conservador”. Baixos valores de R.D. correspondem a um método de cálculo que tem alta acurácia e alta

precisão. À medida que os valores de R.D. aumentam menos acurados e menos precisos os métodos de cálculo são considerados. Assim, quanto menor o valor de R.D., melhor é o método.

As análises de previsão do ensaio de cone como ferramenta na avaliação da capacidade de suporte são na grande maioria feitas partir de resultados de estacas cravadas. Os trabalhos de Briaud & Tucker (1988) com o resultado de 98 provas de carga, Robertson & Campanella (1988) com 7 provas de carga e Abu-Farsakh & Titi (2004) com 35 provas de carga, são alguns dos quais reportam análises estatísticas na avaliação de metodologias usando o cone. Aplicando a metodologia de Orr & Cherubini (2003) aos dados citados tem-se, na Tabela 2.17 para o conjunto de resultados, os respectivos valores de R.D. (*Ranking Distance*).

Tabela 2.17 Métodos de previsão de capacidade de suporte – Análises estatísticas

Referência	<i>Ranking Distance</i> - RD			Metodologia
	De Ruitter	Schmertamnn	LCPC	
Briaud e Tucker (1988)	0,79	1,20	0,51	LCPC
98 provas de carga				De Ruitter
				Schmertmann
Robertson e Campanella (1988)	0,17	0,26	0,15	LCPC
7 provas de carga				De Ruitter
				Schmertmann
Farsakh e Titi (2004)	0,25	0,42	0,27	De Ruitter
35 provas de carga				LCPC
				Schmertmann

Os valores de R.D. da Tab. 2.17 mostram que, entre os métodos de De Ruitter & Beringen (1979), Schmertmann (1978) e LCPC (1982) (ou Bustamante & Gianceselli), o mais acurado e preciso foi o LCPC para a primeira e segunda seqüência de dados, enquanto que o método de De Ruitter & Beringen (1979) foi levemente superior ao de LCPC para os dados analisados na terceira seqüência. O método de Schmertmann sempre foi avaliado como o de menor acurácia e menor precisão, quando comparado com os outros dois. Na Tabela 2.18, as análises de estacas cravadas, avaliadas para 8 metodologias que usam o ensaio de cone, e mais duas usando métodos de natureza semi-empírica: métodos α (tensão total) e β (tensão efetiva), são comparados com o uso do R.D. Os dados estão no trabalho de Titi & Abu-Farsakh (1999).

Tabela 2.18 Métodos de previsão de capacidade de suporte (FHWA)

Métodologia	RD
De Ruiter	0,25
LCPC	0,27
Aoki-Velloso	0,33
Philipponat	0,38
Price e Wardle	0,39
Método (Beta)	0,40
Método (Alfa)	0,42
Schmertmann	0,42
Penpile	0,43
Tumay e Fakhroo	0,50

Dos resultados acima pode-se verificar que o método de De Ruiter & Beringen (1979) foi o mais acurado e mais preciso, seguido pelo método LCPC. O método Aoki-Velloso (1975) foi bem avaliado. Algumas características do uso do método de Aoki-Velloso (1975) foram as seguintes: q_1 foi avaliado conforme $(\alpha \cdot q_c)$, logo distinta da tensão medida na luva de atrito, f_s . Os valores de α (Tabela A1) constando no ANEXO 1 foram proporcionais às quantidades de areia, silte e argila a partir dos resultados da metodologia de Zhang & Tumay (1990). Por exemplo: $\alpha = 1,4\%$, 3% e 6% para areia, silte e argila, respectivamente. Com isso, se as combinações de solos, gerados pela metodologia de Zhang & Tumay (1990) for 50% argila, 30% silte e 20% areia, então o α da camada será: $0,5 \cdot 6 + 0,3 \cdot 3 + 0,2 \cdot 1,4 = 4,18\%$. Esta leve modificação pode ter levado ao bom desempenho do método. Os valores de F_1 e F_2 foram mantidos conforme método original ($F_1=1,75$ e $F_2=3,5$).

Partindo do pressuposto de que as modificações empregadas tornaram o método de Aoki-Velloso (1975) atraente, pode-se sugerir então que os valores de α estão sendo usados sem uma correta interpretação das frações do solo e, assim, distanciando a metodologia dos valores observados em provas de carga (Figura A2 (a, b, c, d) no ANEXO 1). Além disso, descartar as medidas de tensão na luva de atrito do cone, f_s , para que possam ser usadas na avaliação da componente lateral de capacidade de carga, parece ser um fator importante para a melhoria do desempenho do método. Zuidberg (1991) relata que as medidas de f_s deveriam ser usadas somente na avaliação da estratigrafia, e que, ainda assim, deveriam ser feitas com relativo cuidado. Deveriam ser descartadas quando se tratar do uso para o cálculo da capacidade de suporte lateral.

Aspectos como profundidade crítica, tensão residual, efeito de escala, por exemplo, são de interesse na avaliação da capacidade de suporte e, portanto, suscitam alguma análise. Muitos textos sugerem a existência da chamada “profundidade crítica” isto é, uma profundidade onde abaixo da qual as resistências lateral e da base seriam constante e independentes do acréscimo da tensão efetiva. Segundo Fellenius (2002) este conceito é errado e é baseado numa interpretação incorreta de resultados de provas de carga instrumentadas e, portanto, não deveria ser aplicado. A consideração de que a resistência de ponta aumenta linearmente com a profundidade até um determinado valor limite é uma idealização que teve como suporte os trabalhos experimentais de Vésic (1970) e Meyerhof (1976). Coyle & Castelo (1981), citado por Robert (1997) mostraram que, ao invés de tornar-se constante abaixo de certa profundidade crítica, as resistências unitárias de ponta e atrito continuam aumentando com o aumento da profundidade, embora a uma taxa menor. Kraft (1991), citado por Robert (1997), discute extensivamente a chamada “profundidade crítica” e conclui que esta não existe. As cargas residuais, quando ignoradas, refletem uma super estimativa no atrito lateral e uma sub-estimativa na resistência na base da fundação durante o ensaio de compressão axial. Kraft (1991) ainda diz que pouco efeito tem a carga residual no cômputo da capacidade de suporte para estacas entre 15 e 25 m de comprimento, e poderia super estimar a capacidade de suporte para estacas entre 75 e 90 m de comprimento. Esta última observação é contrária ao que diz Fellenius (2002, 2004).

Para efeito da tensão residual, considera-se a situação de uma estaca isolada num solo arenoso homogêneo e admite-se que a resistência lateral unitária, q_l , aumente linearmente com a profundidade, z , ou seja, é proporcional à tensão vertical efetiva, σ'_v conforme Equação 2.20.

$$q_l = \beta_{(z)} \sigma'_v(z) \quad (2.20)$$

O esforço normal N à profundidade z seria dado pela Equação 2.21.

$$N = F - \pi D \int_0^L [(\beta_{(z)} \sigma'_v(z))] dz = F - \pi D \beta_{(z)} \gamma \frac{z^2}{2} \quad (2.21)$$

Onde: F é a força aplicada no topo da fundação e γ é o peso específico do meio em que está inserida a fundação.

Por outro lado, admitindo-se que uma fração da carga, αF , é absorvida por atrito lateral, tem-se

que a relação entre o esforço normal e a carga aplicada no topo da fundação é dada conforme Equação 2.22.

$$\frac{N}{F} = 1 - x \left(\frac{z}{L} \right)^2 \quad (2.22)$$

Ou seja, a distribuição em profundidade do esforço normal na estaca segue uma lei parabólica como a indicada na Equação 2.22. A Figura 2.9 mostra a relação a partir de valores arbitrados de $x = 0,6$ e $0,9$, isto é, 60 e 90% da carga aplicada F é suportada pelo atrito lateral.

Caso existisse uma profundidade, a partir da qual tanto a resistência de ponta como a resistência lateral se mantivesse constante, a distribuição do esforço normal a partir dessa profundidade seria, então, linear (visto que a integração de uma constante resultaria a equação de uma reta).

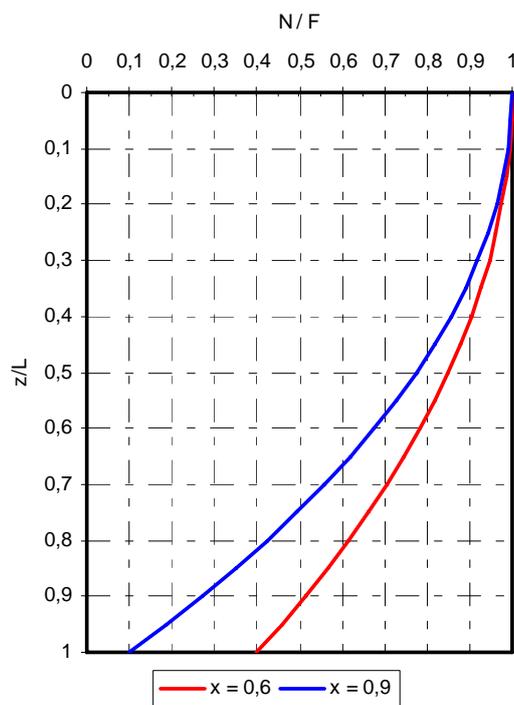


Figura 2.9 Distribuição do esforço normal em profundidade.

A discussão acerca da existência ou não desta profundidade crítica motivou a publicação recente de vários trabalhos. Cita-se, por exemplo, o trabalho de Fellenius & Altaee (1994), em que aqueles autores negam a existência da profundidade crítica e chamam a atenção de que muitas vezes a interpretação dos ensaios de prova de carga é feita tendo apenas em vista as cargas aplicadas durante o ensaio, ignorando a existência de quaisquer forças “residuais”

instaladas na estaca antes do carregamento. Estas cargas residuais, de natureza idêntica às forças de atrito negativo ao longo do fuste da estaca, são devidas a vários fatores tais como: o efeito de perturbação induzido pela cravação das estacas, a reconsolidação do solo após instalação, ciclos de carregamentos (re-ensaios de estacas), entre outros. A tensão residual pode ser avaliada conforme a Equação 2.20. Fellenius & Altaee (1994) apresentaram um caso de estudo em que se compara a distribuição correta do esforço normal com a “aparente”, esta última ignorando as cargas residuais, conforme Figura 2.10 (a, b).

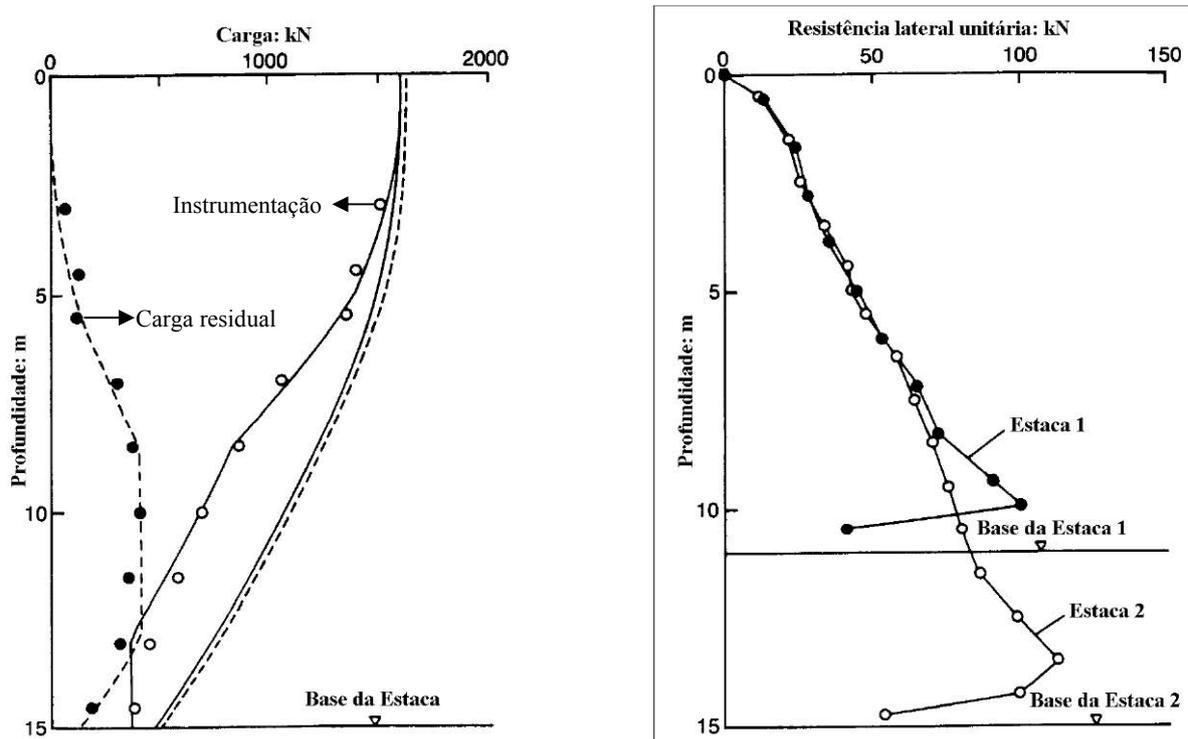


Figura 2.10 (a) Distribuição de carga e (b) Resistência lateral unitária em profundidade.

A Figura 2.10a mostra que, caso se ignorasse as cargas residuais (círculos não preenchidos) os resultados indicariam a existência da profundidade crítica aos 8m (traço linear). No entanto, a interpretação correta (linha cheia + tracejado) conduziria a uma curva com andamento parabólico (aproximadamente como na Fig. 2.9) uma vez que a resistência lateral cresceria linearmente com a profundidade conforme a Figura 2.10b.

O trabalho de Falconio & Mandolini (2003) abordam a influência das tensões residuais em estacas escavadas e, segundo estes, o fenômeno poderia ser descrito como a seguir. Após a concretagem de uma estaca escavada ocorre um processo químico exotérmico podendo surgir

efeitos de contração (-) ou expansão (+) de acordo com as condições ambientais externas (seco ou úmido) e o tipo do cimento usado. Assumindo que um estado de deformação “zero” exista na interface estaca-solo no momento da colocação do concreto, o solo circundante à estaca reage a qualquer variação de deformação depois deste tempo. Em condições ambientais seca, a estaca poderá contrair, mas o solo na interface desenvolverá atrito lateral, desta forma, permitindo uma redistribuição das deformações na estaca de acordo com a condição de carga externa total igual a zero. O mesmo aplica-se a ambiente externo úmido, com a diferença de que neste caso a estaca poderá experimentar expansão. As Figuras 2.11 e 2.12 mostram resultados de medidas de deformações após a concretagem. Vê-se na Figura 2.11 que, dependendo da profundidade, distintos valores de deformações ($\mu\epsilon$ - micro deformações) são registrados e que somente valores de deformação negativos (contração) são registrados. O subsolo é composto de uma areia siltosa saturada. Na Figura 2.12, valores positivos e negativos de deformação são registrados em função da presença de nível d’água que encontrava-se na cota (-4m).

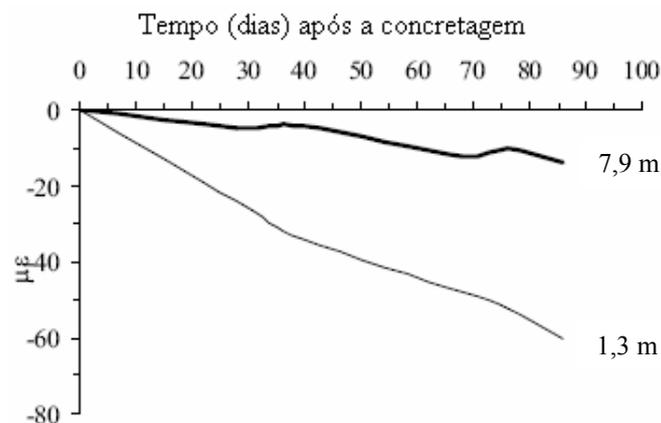


Figura 2.11 Medidas de deformações (negativas) em estaca escavada.

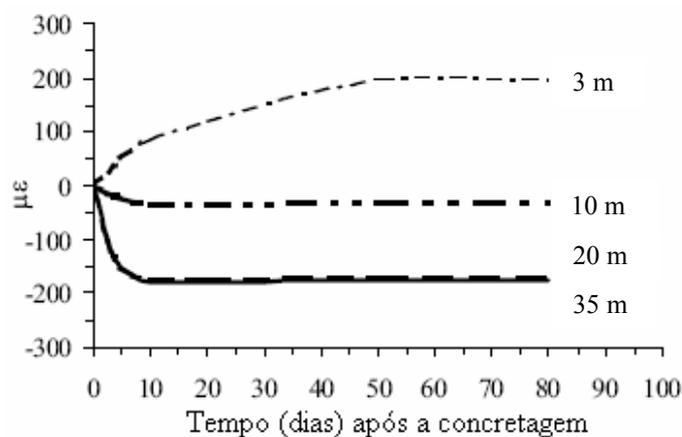


Figura 2.12 Medidas de deformações (positiva e negativa) em estaca escavada.

No estado atual do conhecimento, Fleming *et al.* (1992) julgam que a resistência de ponta aumenta em profundidade, mas a uma taxa progressivamente menor com o aumento do nível de tensões. Esta hipótese, que reúne o consenso de diversos autores, é explicada pelo fato de, por um lado, ocorrer uma redução do ângulo de resistência ao cisalhamento do solo com o aumento das tensões e, por outro, as superfícies de ruptura apresentam uma configuração confinada na base da estaca, aproximando-se da solução de Vésic (1970). Em termos práticos isto significa que o fator N_q decresce com o aumento do nível de tensões. Cita-se, neste contexto, o trabalho de Fleming *et al.* (1992). Aqueles autores propuseram um modelo que leva em conta os fatores atrás referidos e, vindo a calcular a resistência de ponta por unidade de área q_b para uma estaca embutida num solo arenoso homogêneo, cujos resultados se apresentam sob forma gráfica na Figura 2.13.

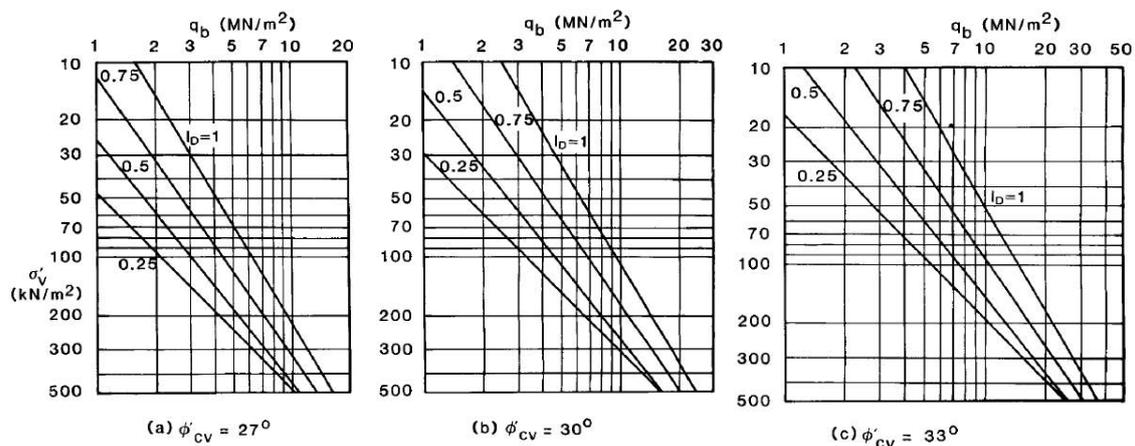


Figura 2.13 (a, b, c) Resistência de ponta unitária q_b (Fleming *et al.*, 1992).

Estes ábacos permitem estimar q_b em função da tensão efetiva vertical σ'_v , do ângulo de resistência ao cisalhamento no estado crítico, ϕ'_{cv} e do índice de densidade (Densidade Relativa), I_D , da areia. A relação entre q_b e σ'_v é linear em escala bi-logarítmica, ou seja, em escala normal, a relação é não linear com uma taxa de crescimento progressivamente menor.

Um aspecto relevante é o chamado “efeito escala”, uma vez que o CPT e a estaca têm similaridades, mas dimensões diferentes. Vários trabalhos têm mostrado que o uso de $q_b=q_c$ poderia levar a valores de resistência extremamente elevados na base de fundações cravadas, devido a existência de um efeito de escala que é função do diâmetro da fundação (Kerisel, 1961; Meyerhof, 1983; Chow, 1996). Os valores de q_c , registrados num ensaio de CPT, são

muito maiores que os de q_b e assim, para um mesmo solo, um fator de redução (α) seria usado para corrigir o valor de q_c .

Gui & Bolton (1998), baseados nos trabalhos de Kokturk (1993) em modelos em centrífuga, mostraram que há uma profundidade com valores entre $5D_b$ a $20D_b$ em que somente além da mesma é que poder-se-ia considerar $q_b=q_c$. White (2003) estudou o tema se baseando em resultados de 28 provas de carga em estacas cravadas em solo arenoso, e em perfis de resistência de ponta em profundidade, e avaliou que o efeito de escala não teve efeito aparente sobre o diâmetro e que q_b é tipicamente menor que q_c , mas nenhuma tendência com o diâmetro é evidente. Um valor médio de $q_b/q_c = 0,9$ foi encontrado para um subconjunto de 20 estacas cravadas. Por fim, White (2003) conclui que a razão q_b/q_c é influenciada por dois mecanismos: o embutimento parcial no estrato mais rígido e a mobilização parcial da resistência de base unitária. Com relação ao primeiro tem-se que, desde que a razão L/D para o cone excede àquela de uma estaca várias vezes, maior é a relação Q_l/Q_b . Análises da interação entre o fuste e a base sugerem um mecanismo no qual a sobrecarga do solo ao redor da base do CPT é mais alta do que ao redor da base da estaca, levando a uma redução na relação entre as resistências unitária da base e na resistência de ponta do cone, q_b/q_c (Borghetti *et al.*, 2001).

Poulos *et al.* (2002) avaliam a importância que é a adoção de valores limites para as resistências unitárias (base e fuste). Quanto à imposição de um valor limite em relação ao fuste, concluem que, provavelmente, um valor limite não exista embora a taxa de crescimento de q_l com a profundidade seja não linear. A adoção de um valor limite para o atrito lateral unitário, mesmo sendo conservador, evitaria a previsão irreal, sobretudo para fundações de grande diâmetro e comprimentos instalados em areias. Para a base, um valor limite parece não existir, mas é conveniente do ponto de vista de projeto. No entanto, Fellenius (2002) discorda em limitar q_b .

2.3.3.3 CAPACIDADE DE SUPORTE POR MEIO DO SOFTWARE UNIPILE

O programa Unipile foi desenvolvido por Goudreault & Fellenius (1990) e é usado para o projeto de estacas isoladas ou em grupo de acordo com o “Método Unificado” proposto por Fellenius. O programa considera capacidade de suporte, recalque, atrito negativo, aspectos de cravabilidade (método WEAP) e tensões residuais.

O embasamento teórico foi mostrado anteriormente nas Equações 2.6, 2.9 e 2.10 além da Tabelas 2.2 e 2.7.

O aspecto chave que será abordado com o uso do programa Unipile é o efeito da tensão residual e assim, o efeito na distribuição de carga em profundidade. As cargas residuais, quando ignoradas, refletem, via instrumentação, uma maior estimativa no atrito lateral e uma diminuição na resistência na base da fundação durante o ensaio de compressão axial. Estas cargas residuais de natureza idêntica às forças de atrito negativo ao longo do fuste da estaca são devidas a vários fatores tais como: o efeito de perturbação induzido pela cravação das estacas, a reconsolidação do solo após instalação, e em ciclos de carregamentos (re-ensaios de estacas), entre outros. A tensão residual é avaliada de maneira idêntica às fundações submetidas a esforço negativo, podendo ser avaliada conforme a Equação 2.6.

Fellenius (1988, 2004) justifica a metodologia, a partir de uma série de trabalhos, entre estes Bjerrum *et al.*,(1969); Fellenius & Broms, (1969); Fellenius, (1972); Bozozuk, (1981) que essencialmente conduzem a afirmar que todo sistema estaca-solo está sujeito à tensão residual e, portanto, sujeito a carga residual. Assim, há um equilíbrio de forças entre a soma do peso próprio e a carga (advinda do atrito negativo) na parte superior da fundação e a soma entre as parcelas de carga devido à base e do atrito (atrito positivo) na parte inferior da estaca. O ponto de equilíbrio é o chamado ponto neutro. O fenômeno ocorre sempre e independente da magnitude do recalque do solo ao redor da estaca. Os deslocamentos obtidos para a mobilização da tensão residual são muito baixos e são da ordem de 2 mm, segundo Fellenius (2004). Nos trabalhos citados por Fellenius (1988, 2004) valores entre 1 e 4 mm foram encontrados. Sendo a estaca muito mais rígida que o solo, com o tempo, sempre ocorrerá um deslocamento relativo capaz de desenvolver tais tensões. Somente em solos orgânicos, o deslocamento exigido poderia ser maior que os valores sugeridos e, mesmo assim, seria exceção.

A partir da hipótese dos trabalhos de Fellenius (1988, 2004), os resultados de provas de carga instrumentadas que não levam em conta as tensões residuais estão sujeitas a erros na interpretação dos dados. A parcela lateral apresentar-se-ia com um valor maior que o real enquanto que a base apresentar-se-ia com valor menor. O erro estaria sendo cometido por considerar o sistema fundação-solo livre de qualquer tipo de tensão antes do início da prova de carga. No capítulo 4 será avaliada a metodologia em fundações escavadas.

2.3.4 ANÁLISE DE RECALQUE SOB CARGA AXIAL

Nos dias de hoje ainda persistem, em muitos projetos de fundações, a total indiferença quanto ao cálculo de recalques e transferência de carga. Os projetos, via de regra, são feitos somente avaliando a capacidade de suporte das fundações por métodos empíricos ou semi-empíricos que, em geral, é adequada ao local onde foram calibrados. O uso de uma determinada metodologia de natureza empírica deveria ser sempre avaliado conjuntamente com resultados de provas de carga para assegurar, para carga de trabalho, fator de segurança adequado. Em Hachich *et al.*(1999) os autores do capítulo afirmam: “*Os recalques da estaca de referência isolada sob condições de carga de trabalho, isto é, coeficiente de segurança maior ou igual a dois, são em geral desprezíveis*”. A estaca de referência é uma estaca de deslocamento, circular, de concreto armado. Décourt (1991b), após análise de “um grande número” de provas de carga em estacas de deslocamento, sugere que, para cargas de trabalho, os recalques seriam entre 2 e 6 mm. Frank (1985) sugeriu que o recalque de uma estaca isolada cravada, sob carga de trabalho, poderia ser estimado entre 0,8 e 1,2% (0,9% em média) do diâmetro da estaca. Para estacas escavadas, Butler & Morton (1971) analisaram resultados de provas de carga em estacas escavadas e tubulões e pode inferir dos resultados que, para um fator de segurança igual a dois, o recalque máximo é de aproximadamente 4,01 mm. Em função do diâmetro da base, pode-se inferir dos resultados que valores entre (0,15 a 0,40%) D_b representam bem a grande maioria dos pontos. Este valor não inclui o encurtamento elástico da fundação que Fellenius (2002) recomenda ser tomado igual a Equação 2.23, abaixo.

$$\rho_{elástico} = \frac{0,75.L.P}{E_p.A} \quad (2.23)$$

Onde: L é o comprimento da fundação; P é a carga axial de compressão; E_p é o módulo de elasticidade da estaca; A é a área da seção transversal da fundação.

É preciso assinalar que, das análises de recalque e transferência de carga, uma grande quantidade de informações podem ser obtidas a respeito dos fatores intervenientes no processo

de recalque-transferência e, desta forma, prover os projetos de fundações de importantes dados que possam significar economia para a obra.

Os métodos de previsão de recalques podem ser classificados sob diferentes maneiras. Os métodos racionais podem ser separados em: a) Métodos baseados em funções de transferência de carga; b) Métodos baseados na Teoria da Elasticidade; c) Métodos Numéricos; d) Métodos semi-empíricos. Nishida (1964), Thurman & D'Appolonia (1965), Poulos & Davis (1968), Poulos & Mattes (1969), Butterfield & Bannerjee (1971), Randolph & Wroth (1979) configuram como alguns dos principais trabalhos baseados na teoria da elasticidade linear e diferem, em geral, na hipótese feita com relação à distribuição de tensão cisalhante ao longo do fuste da estaca.

Os métodos baseados na teoria da elasticidade linear estão sujeitos à limitação tais como: a) admitem que o solo possa suportar igualmente esforços de compressão e tração; b) admitem o solo como semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico; c) não é capaz de incluir efeitos de construção ou efeitos como o de tensões residuais em estacas cravadas; d) o módulo de elasticidade, E_s e o coeficiente de Poisson, ν_s não são influenciados pela presença da fundação. Contudo, as soluções obtidas comparam bem com casos de fundações instrumentadas e também, com análises mais apuradas com o uso de elementos finitos, por exemplo. As soluções obtidas capturam as características essenciais do recalque de estacas e, para cargas de trabalho, são geralmente suficientes uma vez que estas cargas apresentam-se no trecho elástico da resposta carga-recalque.

A metodologia de Poulos & Davis (1980) calcula o recalque do topo de uma fundação flutuante conforme a Equação 2.24 e usa um modelo conforme Figura 2.14.

$$\rho = \frac{P.I}{E_s.D} \quad (2.24)$$

Onde: ρ é o recalque no topo da fundação; P é a carga aplicada no topo da fundação; E_s é o módulo de elasticidade do meio homogêneo; D é o diâmetro da fundação; $I = I_0 R_k R_h R_v$. I_0 é a fator de influência do recalque (Figura 2.15); R_k é o fator devido à compressibilidade da fundação (Figura 2.16); R_h é o fator devido à presença de substrato rígido na profundidade “h” (Figura 2.17); R_v é o fator devido ao coeficiente de Poisson (Figura 2.18).

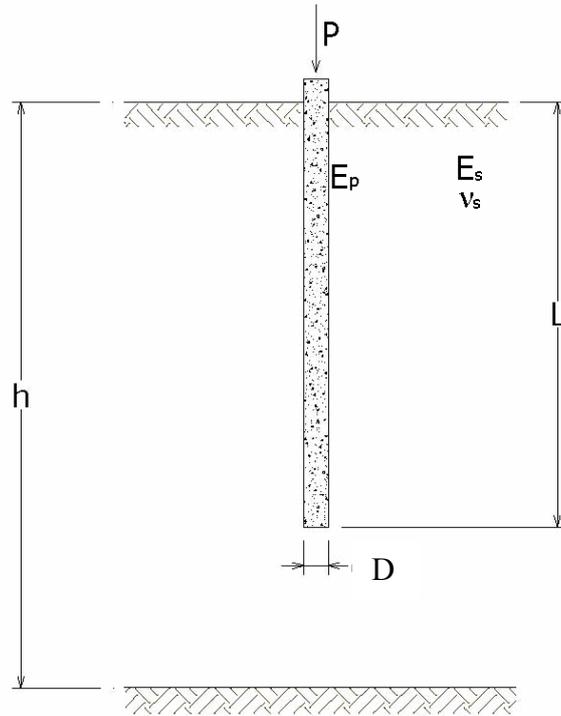


Figura 2.14 Modelo de Poulos & Davis (1980).

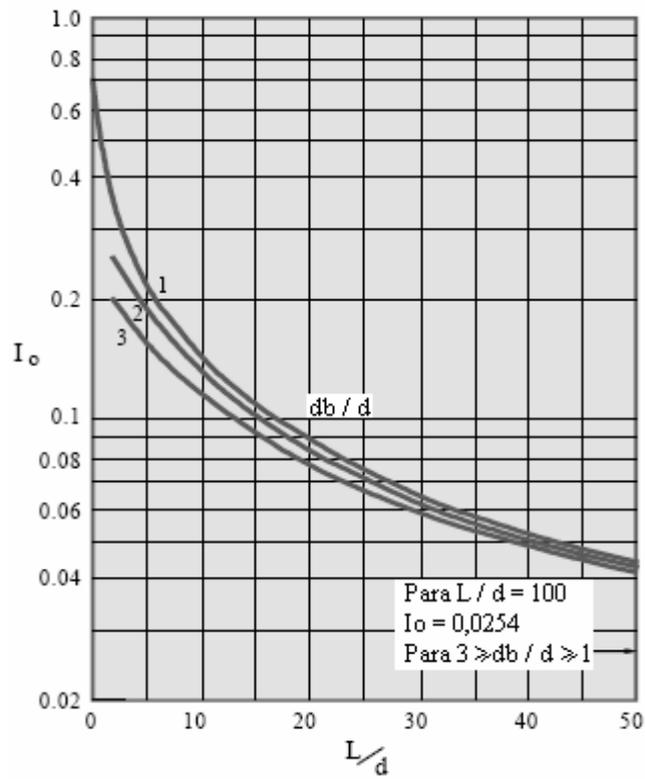


Figura 2.15 Fator de influência do recalque.

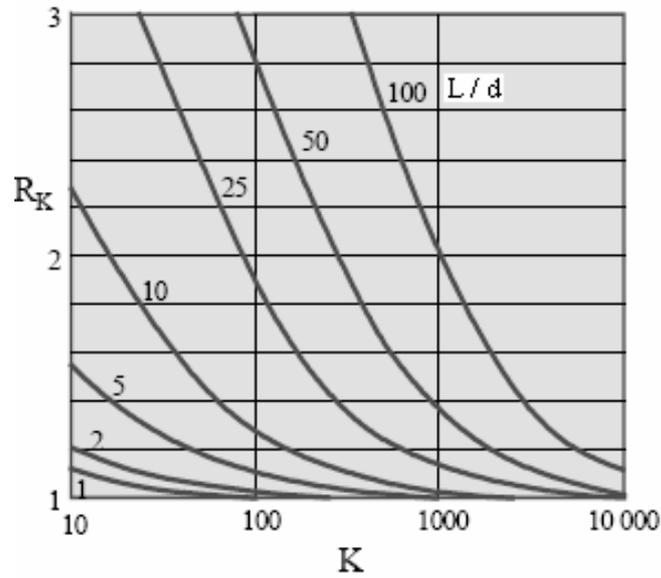


Figura 2.16 Fator devido à compressibilidade da fundação ($K=E_p/E_s$).

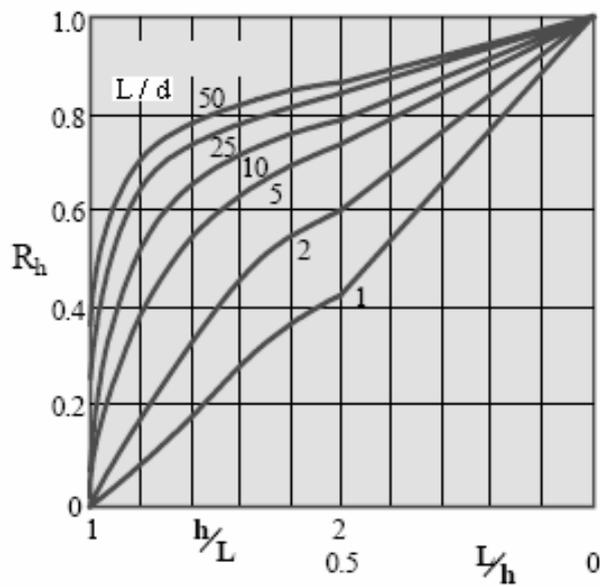


Figura 2.17 Fator devido à presença de substrato rígido na profundidade “h”.

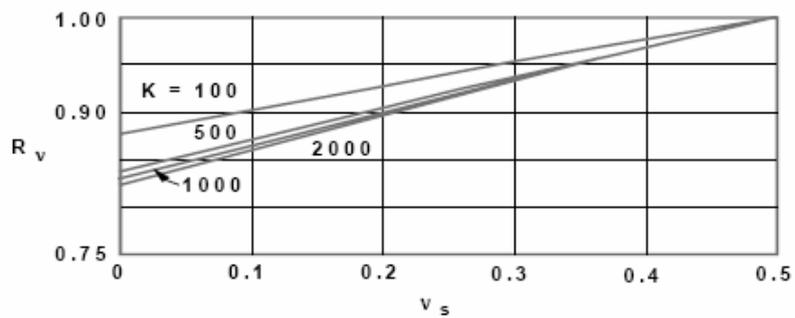


Figura 2.18 Fator devido ao coeficiente de Poisson.

Para o caso de estacas flutuante, Rocha Filho (1985) observou que os valores de I_0 , R_k e R_v variam entre os seguintes limites: $0,090 \geq I_0 \geq 0,045$ para $20 \leq L/d \leq 50$; $K=(E_p/E_s)$

$$R_k = 1,05 \text{ a } 1,00 \text{ para } L/d = 20 \text{ e } [10^3 \leq K \leq 10^4]$$

$$R_k = 1,40 \text{ a } 1,02 \text{ para } L/d = 50 \text{ e } [10^3 \leq K \leq 10^4]$$

$$0,83 \leq R_v \leq 1,00 \text{ para } 0 \leq v_s \leq 0,50$$

Rocha Filho (1986) também verificou que o fator de maior influência no valor de I é o índice de esbeltez da fundação (L/d), variando, no cálculo global das influências, entre 0,08 a 0,04 e desta forma, poder-se-ia admitir que o recalque em meio homogêneo possa ser estimado usando o valor médio (0,04 a 0,08) conforme a Equação 2.25.

$$\rho = \frac{P}{E_s \cdot d} 0,06 \quad (2.25)$$

Alguns parâmetros como: rigidez relativa (estaca-solo) K , índice de esbeltez (L/d), E_b/E_s (relação entre módulo da interface rígida - base e do solo) influenciam em maior ou menor grau o recalque de fundações. Algumas conclusões com as análises realizadas por Poulos & Davis (1980), Poulos (1989): 1) O efeito de se aumentar o diâmetro da base é aumentar a porcentagem de carga absorvida pela base, e para L/d pequeno ($L/d < 15$), o alargamento da base resulta numa diminuição de recalque, ou seja, o alargamento da base só é efetivo, no que diz respeito à diminuição de recalques, para estacas curtas; 2) Quanto mais esbelta a estaca maior a carga transferida lateralmente para o solo e maior o decréscimo no movimento do topo em comparação com o movimento da estaca atuando como coluna simples; 3) À medida que a estaca torna-se mais compressível (K menor) as tensões próximas ao topo crescem e a porcentagem de carga transferida para a base diminui. A influência da compressibilidade no comportamento de uma estaca é mais significativa para estacas esbeltas ($L/d > 50$) que para estacas curtas ($L/d < 20$). O fator de rigidez (K) para o qual a estaca torna-se incompressível cresce à medida que L/d cresce; 4) Quanto ao recalque, e dependendo do tempo, a maior parcela é o de recalque imediato. Para valores de L/d usados na prática, o recalque imediato é

de aproximadamente 90% do recalque total. A proporção de recalque imediato tende a diminuir com o aumento da compressibilidade da estaca (K decrescendo), mas ainda permanece como a parcela mais significante; 5) A existência de uma camada rígida abaixo da camada de solo tem menor efeito no recalque quando K decresce e em geral este efeito pode ser desprezado a menos que a relação $h/L < 2$; 6) O recalque diminui à medida que L/d e K aumentam, ou seja, o coeficiente de Poisson tem efeito relativamente pequeno; 7) Para estacas que trabalham por ponta, o comportamento é influenciado pelas relações L/d , E_b/E_s e por K . Se E_b/E_s cresce, a transferência de carga decresce, os deslocamentos da ponta e do topo decrescem e o da ponta, em particular, decresce rapidamente. Portanto quanto mais compressível a estaca em relação ao solo circundante menor a influência do estrato resistente no comportamento da estaca; 8) O recalque de uma estaca não é, entretanto, significativamente influenciado pela razão E_b/E_s para estaca relativamente esbelta ou compressível.

O método de Randolph & Wroth (1979) é uma outra alternativa de cálculo do recalque em que usa a teoria da elasticidade linear, e a teoria de expansão de cavidade, para a análise de uma estaca isolada carregada verticalmente. A análise é baseada num solo elástico caracterizado por um módulo cisalhante (G), que pode variar com a profundidade, e pelo coeficiente de Poisson. A partir de considerações de equilíbrio vertical, pode-se mostrar (Cooke 1974; Frank 1974; Baguelin *et al.*, 1975) que as tensões cisalhantes do solo ao redor do fuste da estaca decrescem inversamente com o raio da mesma. Isto leva a uma variação logarítmica do deslocamento com o raio conforme Figura 2.19. O deslocamento (ρ) pode ser escrito conforme Equação 2.26.

$$\begin{aligned} \rho(r) &= \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \rightarrow \{r_0 \leq r \leq r_m\} \\ \rho(r) &= 0 \rightarrow \{r > r_m\} \end{aligned} \quad (2.26)$$

Onde: τ_0 é a tensão cisalhante atuante no fuste da estaca; r_0 é o raio da estaca; r_m é o raio de influência da estaca; G é o módulo cisalhante do solo ao longo do fuste da estaca.

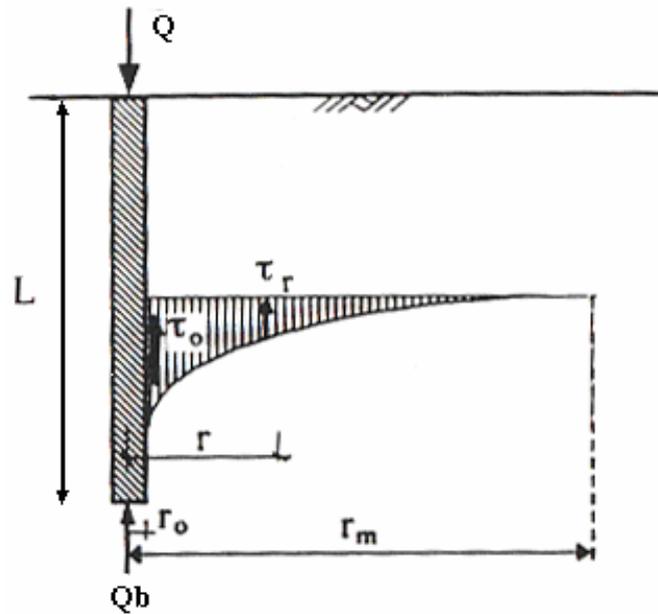


Figura 2.19 Distribuição da tensão cisalhante conforme (Randolph e Wroth, 1979).

A deformação do fuste de uma estaca rígida pode ser escrita (Frank, 1974; Baguelin *et al.*, 1975) conforme Equação 2.27.

$$\rho_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \zeta \quad (2.27)$$

Onde: $\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \rightarrow 3,5 \leq \zeta \leq 4,5$ (Método dos Elementos Finitos M.E.F); $r_m = 2,5 \cdot L \cdot (1 - \nu)$.

A base da estaca age como uma placa rígida, em profundidade, sob a superfície da camada inferior. A deformação da base de uma estaca rígida é dada pela Equação 2.28 (Timoshenko & Goodier 1970).

$$\rho_b = \frac{Q_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot r_0 \cdot G} \quad (2.28)$$

Onde: Q_b é a parcela de carga agindo na base da estaca; ν é o coeficiente de Poisson.

De uma forma geral, as estacas possuem alguma compressibilidade e, assim, convém incluir este efeito na metodologia. Para uma estaca isolada com certo grau de compressibilidade num meio homogêneo, a deformação e a tensão cisalhante variam com a profundidade. A partir da resolução da equação diferencial, com as convenientes condições de contorno, Randolph & Wroth (1978) resumiram seu procedimento através da Equação 2.29 aplicando-a ao topo da estaca.

$$\frac{Q}{\rho \cdot G \cdot r_0} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2\pi L \tanh(\mu L)}{\zeta r_0 \mu L}}{1 + \frac{4}{(1-\nu)} \frac{1}{\pi \cdot \lambda r_0} \frac{L \tanh(\mu L)}{\mu L}} \right] \quad (2.29)$$

Onde: $\mu L = \frac{L}{r_0} \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}}$; $\lambda = E_p/G$; E_p = módulo de Young do material da estaca; Q é a carga no topo da fundação.

A solução para perfis de solo não homogêneos em que a rigidez varia linearmente com a profundidade (solo tipo Gibson) também é possível e, para uma estaca compressível, esta é dada conforme a Equação 2.30.

$$\frac{Q}{\rho \cdot G_L \cdot r_0} = \left[\frac{\frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2\pi L \tanh(\mu L)}{\zeta r_0 \mu L} \chi}{1 + \frac{4}{(1-\nu)} \frac{1}{\pi \cdot \lambda r_0} \frac{L \tanh(\mu L)}{\mu L}} \right] \quad (2.30)$$

Onde: G_L é o módulo cisalhante do solo a uma profundidade $z = L$; $\chi = G_{L/2}/G_L$; $G_{L/2}$ é o módulo cisalhante do solo a uma profundidade $z = L/2$; $\lambda = E_p/G_L$; $r_m = 2,5 \cdot L \cdot (1 - \nu) \cdot \chi$.

Randolph (1985) sugeriu, ainda, modificações da expressão acima para solos que apresentam um aumento abrupto de “G” logo abaixo da base (simulando uma estaca com a base em um substrato mais rígido do que aquele que envolve o fuste), e ainda para o caso de base alargada (de raio r_b), conforme a Expressão 2.31.

$$\frac{Q}{\rho \cdot G_L \cdot r_0} = \left[\frac{\frac{4 \cdot \eta}{(1-\nu) \cdot \xi} + \frac{2 \pi L \tanh(\mu L)}{\zeta \cdot r_0 \cdot \mu L} \chi}{1 + \frac{4 \cdot \eta}{(1-\nu) \cdot \xi} \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \frac{L}{r_0} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L}} \right] \quad (2.31)$$

Onde: $\eta = r_b/r_0$; r_b = raio da base da fundação; $\xi = G_L/G_b$; G_b = módulo cisalhante abaixo da base da fundação; $r_m = L \{0,25 + \xi[2,5 \cdot \chi \cdot (1 - \nu) - 0,25]\}$.

Alternativamente, Mayne & Schneider (2001), apresentam a formulação de Randolph & Wroth (1978, 1979) baseando-se ainda no trabalho de Fleming *et al.* (1992) para os casos em que: 1) a rigidez é constante com a profundidade; 2) a rigidez varia linearmente com a profundidade; 3) fundação flutuante; 4) fundação com base instalada em substrato rígido. O deslocamento vertical de uma estaca isolada submetida a um carregamento de compressão axial é dado conforme Equação 2.32.

$$\rho_{topo} = \frac{Q_{topo}}{E_s \cdot d} I_\rho \quad (2.32)$$

Onde: Q_{topo} é a carga no topo da fundação; ρ_{topo} é o deslocamento no topo da fundação; I_ρ é o fator de influência de deslocamentos. O fator de influência de deslocamentos é dado conforme Equação 2.33. A medida da compressibilidade da estaca esta relacionado com (μL) .

$$I_\rho = 4 \cdot (1 + \nu) \frac{\left\{ 1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \frac{8 \cdot \eta}{(1-\nu) \cdot \xi} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{D} \right\}}{\left\{ \frac{4 \cdot \eta}{(1-\nu) \cdot \xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \chi}{\zeta} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{D} \right\}} \quad (2.33)$$

Onde: D é o diâmetro do fuste; L é o comprimento; $\eta = D_b/D$; D_b é o diâmetro da base; ($\eta=1 \rightarrow$ fuste reto); $\xi = E_L/E_b$; E_L e E_b são os módulos para $z=L$ e para $z>L$ abaixo da ponta da estaca; ($\xi=1 \rightarrow$ estaca flutuante, $\xi<1 \rightarrow$ base em estrato rígido); $\chi = E_{L/2}/E_L$; $E_{L/2}$ é o módulo para $z=L/2$; ($\chi=1 \rightarrow$ solo uniforme, $\chi=0,5 \rightarrow$ solo de Gibson); $\lambda = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot E_p/E_L$; $\zeta = \ln \{ [0,25 + (2,5 \cdot \chi \cdot (1 - \nu) - 0,25) \cdot \xi] \cdot (2 \cdot L / D) \}$; $\mu L = 2 \cdot L / D \cdot [2 / (\zeta \lambda)]^{0,5}$.

A metodologia ainda prevê uma avaliação da distribuição da carga axial transferida à base da estaca, conforme a Equação 2.34.

$$\frac{Q_b}{Q} = \frac{\left\{ \frac{4}{(1-\nu)} \frac{\eta}{\xi} \frac{1}{\cosh(\mu L)} \right\}}{\left\{ \frac{4}{(1-\nu)} \frac{\eta}{\xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \chi}{\zeta} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{D} \right\}} \quad (2.34)$$

Poulos (1989) mostra resultados comparativos entre os métodos de Poulos & Davis (1980) e Randolph & Wroth (1979) conforme as Figuras 2.20 e 2.21.

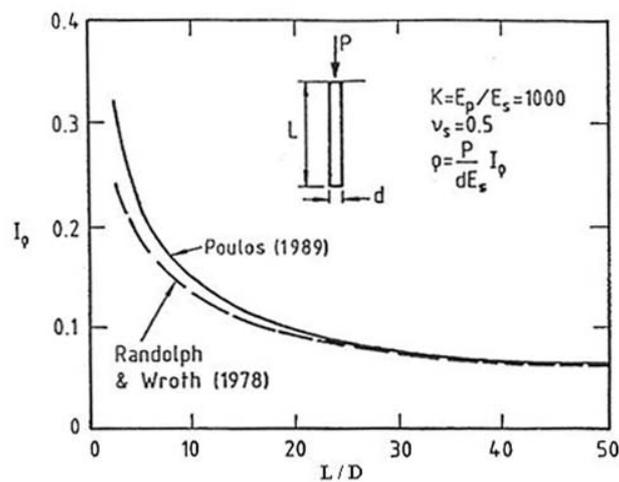


Figura 2.20 Fator de influência para meio uniforme infinito (Poulos, 1989).

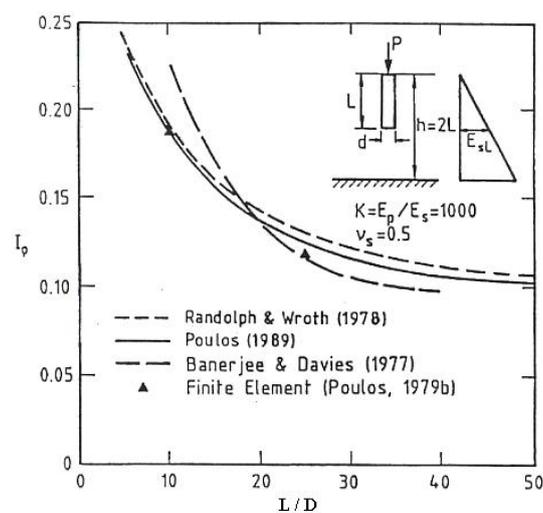


Figura 2.21 Fator de influência para meio não homogêneo (Poulos, 1989).

A Figura 2.20 compara as metodologias de Randolph & Wroth (1978) e Poulos (1989) com relação ao recalque. Vê-se que para um índice de esbeltez ($L/D > 15$), o ajuste é muito próximo. Para valores de índice de esbeltez menores, a solução de Randolph & Wroth (1978) prevê recalques menores que a metodologia de Poulos (1989), possivelmente por causa das hipóteses associadas à distribuição de tensão cisalhante ao redor do fuste da fundação. Quanto à Figura 2.21, um solo em que a rigidez aumenta com a profundidade é analisado e pode-se inferir que o ajuste entre as metodologias é razoável. Novamente, diferenças surgem para estacas relativamente curtas ($L/D < 15$). Alternativamente aos métodos de natureza numérica, Vésic (1977) propõe um método baseado na teoria elástica e em correlações empíricas a partir de dados de provas de cargas em estacas cravadas e escavadas. A metodologia de Vésic (1977) para estaca escavada e a metodologia de Aoki & Lopes (1975) também são descritas no ANEXO1.

Tomlinson (1995) sugere que o recalque no topo de uma fundação possa ser avaliado conforme Equação 2.35, que é composta pela soma da compressão elástica do fuste e da deformação elasto-plástica do solo abaixo da base.

$$\rho = \frac{(Q_l + 2 \cdot Q_p)L}{2 \cdot A \cdot E_p} + \frac{\pi Q_p D(1 - \nu^2)I_p}{4 A_b E_b} \quad (2.35)$$

Onde: Q_p é a carga na base da fundação; Q_l é a carga lateral; I_p é um fator de influência relacionado ao índice de esbeltez (L/D) \rightarrow ($\nu=0$ a $0,25$ e $L/D \rightarrow I_p = 0,5$); A_b é a área da base; os demais componentes foram definidos anteriormente.

A componente do recalque do fuste, representado pelo primeiro termo da Equação 2.35, assume uma transferência de carga uniforme para o fuste da fundação. Contudo, na prática, a distribuição pode não ser uniforme onde alta proporção de carga é absorvida pelo fuste (camada pedregulhosa, por exemplo).

2.3.5 CURVA CARGA–RECALQUE DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS

Anteriormente, viu-se tópicos relacionados à capacidade de suporte e recalque de fundações escavadas. É notório que a forma mais confiável de obter tanto a capacidade de suporte, quanto o recalque, é por meio de resultados de provas de carga. Provas de carga estáticas são realizadas em estacas e tubulões com um dos seguintes objetivos: a) verificar o comportamento previsto em projeto (capacidade de carga e recalque); b) definir a carga de serviço em casos que não se consegue fazer uma previsão de comportamento; c) verificar a distribuição de carga entre as parcelas de resistência. As provas de carga estáticas estão normalizadas pela ABNT através da NBR 12131.

Em termos do modo de aplicação da carga em provas de carga têm-se basicamente três categorias: carga controlada (carga incremental lenta; rápida e carga cíclica); deformação controlada e método de equilíbrio. Dentre os ensaios de carga controlada os mais comuns são os de carga incremental, sendo suas variantes aquelas em que os incrementos de carga são mantidos até a estabilização (ensaio lento), e aquele em que os incrementos de carga são mantidos por um tempo preestabelecido, normalmente 15 minutos (ensaio rápido). Os ensaios de carga cíclica são ensaios especiais em que o projetista, já prevendo certo tipo de carregamento especifica este padrão para o ensaio. O ensaio de carga incremental lenta é o que melhor se aproxima do carregamento que a estaca terá sob a estrutura futura nos casos mais correntes, como de edificações, silos, tanques, pontes, etc. Estágios mais prolongados de carga, ou seja, uma velocidade de carregamento menor (ensaio lento), conduz, via de regra, a recalques maiores e a capacidade de carga menor. Diferente do método rápido que prioriza a capacidade de carga e, portanto, não deveria ser usado para análise de recalques.

O Método de Deformação Controlada é o ensaio de velocidade de penetração constante (*Constant Rate of Penetration test* ou CRP), desenvolvido no Reino Unido. Neste teste, com as velocidades de penetração usualmente adotadas naquele país, a estaca é levada à ruptura em poucas horas, o que o classifica como um ensaio rápido, com as desvantagens discutidas anteriormente.

Quanto ao método de Equilíbrio, a prova de carga rápida pode ser enganosa, tanto em termos de recalque quanto em termo de capacidade de carga. Por outro lado, uma prova de carga com estabilização pode ser muito demorada e inviável em obras que se esperam o resultado da

prova para definir o estaqueamento. Uma alternativa interessante é o método de equilíbrio, proposto por Mohan *et al.*, (1967). Neste método, após se atingir a carga do estágio e mantê-la constante por um tempo (5 a 15 min), a carga é deixada relaxar (não se bombeando mais o macaco) até que não se observem mais recalques ou variações de carga. É interessante observar que este equilíbrio é atingido com um tempo relativamente curto. Assim, a carga atingida no estágio (carga de equilíbrio) corresponde a um recalque estabilizado.

Segundo Kulhawy (2004), as fundações escavadas sob condições de carregamento em compressão ou tração normalmente tem respostas do sistema fundação-solo em provas de carga segundo a Figura 2.22.

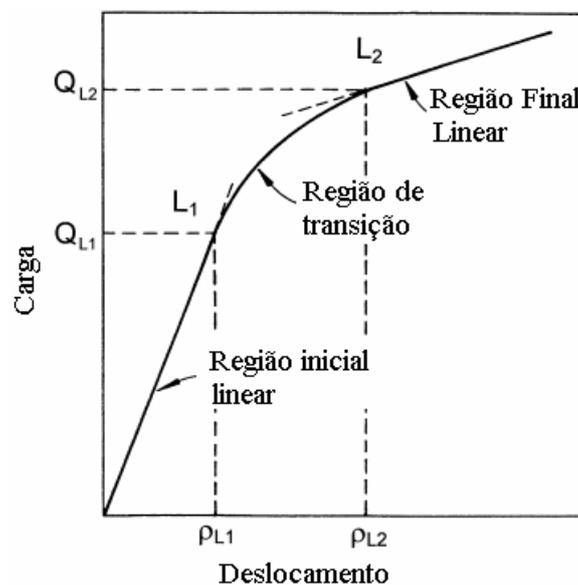


Figura 2.22 Curva carga-deslocamento para estacas escavadas (Kulhawy, 2004).

Três regiões distintas podem ser observadas nos resultados de provas de cargas: a região inicial linear, a de transição e a região linear final. Na Figura 2.22, o ponto L_1 corresponde à carga Q_{L1} e ao deslocamento ρ_{L1} no final do trecho linear, enquanto que o ponto L_2 corresponde à carga Q_{L2} e ao deslocamento ρ_{L2} no início do trecho final linear.

O trabalho de Kulhawy (2004) resume os resultados de um robusto banco de dados de provas de carga em fundações escavadas. Os diâmetros utilizados foram de $0,18 \text{ m} \leq D_f \leq 2 \text{ m}$, e o índice de esbeltez de $4 \leq (L/D_f) \leq 64$. As principais conclusões do trabalho são baseadas nas regiões limitadas na Figura. 2.22 e são resumidas a seguir: A carga de ruptura interpretada pelo método de Davisson encontra-se sempre na região de transição (entre L_1 e L_2). Esta carga

poderia ser avaliada como uma carga com limite inferior (a favor da segurança, portanto); A relação entre Q_{L2} e Q_{L1} pode ser avaliada, aproximadamente igual a 2, a relação entre Q_{L2} e a carga última interpretada é de 1,13, $\rho_{L2} = 4\% D_f$ (25 a 30 mm); Para L_1 , tem-se que 89% de Q_{L1} é absorvido pelo atrito lateral e 11% de Q_{L1} , pela base tanto para condições de carregamento drenado (solos não coesivos) como não drenada (solos coesivos); Para L_2 , e maior ordem de deslocamento, tem-se que 76% de Q_{L2} é absorvido pelo atrito lateral e 24% de Q_{L2} , pela base para condições de carregamento não drenada (solos coesivos) e para carregamentos drenados, somente 30% de Q_b é mobilizado para L_2 e somente para deslocamentos de 10% do diâmetro do fuste ter-se-ia a total mobilização da base; Kulhawy (2004) ainda cita que os resultados obtidos para estacas hélice contínua são similares aos de fundações escavadas.

Quando uma prova de carga não é levada até a ruptura ou a um nível de recalque que caracterize a ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva carga-recalque. Hirany & Kulhawy (1989) classificaram os métodos de interpretação de provas de carga em três categorias: Métodos que especificam movimentos limites; Métodos baseados em construções gráficas; e Métodos que empregam modelos matemáticos. No presente trabalho, o termo atribuído à carga extrapolada de uma prova de carga será carga de ruptura interpretada.

Foi atribuída a Terzaghi, segundo Fellenius (2002), a informação que sugere como valor da carga de ruptura interpretada um valor de 10% do diâmetro da estaca ou um deslocamento do topo da fundação de 38 mm. Estas definições, com relação a movimentos limites, não consideram o encurtamento elástico da fundação, que pode ser substancial para estacas longas, enquanto que pode ser considerada negligenciável para estacas curtas. Os métodos baseados em construções gráficas geralmente são suscetíveis ao julgamento individual, e a interpretação pode sofrer o efeito de escala da curva carga-deslocamento. Quanto aos métodos que empregam modelos matemáticos, pode-se dizer que são a grande maioria e, de certa forma, os mais empregados para a extrapolação de provas de carga.

Alguns dos principais métodos de extrapolação são dados a seguir: Van der Veen (1953), Brinch-Hansen (1963) (80%, 90%), Housel (1966), De Beer (1967), Chin (1970, 1971), Fuller & Hoy (1970), Davisson (1972), Butler & Hoy (1977), *Corps of Engineering* (1992), Massad (1986), Hirany & Kulhawy (1989), Shen & Niu (1991), Yang (1994), NBR 6122 (1996); Décourt (1999).

Algumas observações com relação aos métodos acima seguem: O método de Van der Veen é um método que usa uma relação exponencial entre carga e deslocamento na determinação da carga de ruptura interpretada. É o método mais usado no Brasil. O método de Brinch-Hansen (80%) segue uma relação parabólica para a carga *versus* o deslocamento. Foi derivado a partir de resultados de relações tensão-deformação de ensaios triaxiais. O método de Chin também é baseado nas relações tensão-deformação e usa relação hiperbólica entre a carga e o deslocamento no topo da fundação. O autor do método, Chin (1970), comenta: “...*It would, therefore, be necessary in a study of settlement to consider the settlement at some fraction – say at 90% - of the ultimate load*”. O método de Chin requer, em muitos casos, a subjetividade da interpretação pessoal quando da decisão de quais pares (recalque/carga *versus* recalque) incluir para a determinação da carga última interpretada. O método de Décourt propõe uma metodologia similar ao de Chin e, portanto, é de se esperar, para a carga de ruptura interpretada, que dê valores muito próximos ao método de Chin. O método de Van der Veen e Chin (Décourt) não reconhecem a possibilidade de uma assíntota inclinada (trecho final da Figura 2.22), que ocorre, por exemplo, em provas de carga em estacas de grande diâmetro. Massad (1986) demonstra que os métodos de Van der Veen e Mazurkiewicz são equivalentes. Deixa-se, portanto, de ter sentido a comparação entres estes. O método de Fuller & Hoy considera que a “ruptura” é atingida quando o sistema estaca-solo desenvolve uma rigidez tangente igual a 7 kN/mm. Para estacas longas, a carga de ruptura interpretada obtida é, muitas vezes, subestimada. O método de Yang é baseado na hipótese de uma curva hiperbólica e a carga interpretada é aquela em que a rigidez tangente do sistema fundação-solo for igual a 10 kN/mm. O método de Davisson, mais conservador que o da norma brasileira, caracteriza a ruptura pelo recalque correspondente ao encurtamento elástico da estaca somado a um deslocamento de ponta igual a $[3,81 \text{ mm} + D(\text{mm})/120]$. A carga de ruptura interpretada usando o critério de Davisson não é necessariamente a carga última. O método é determinístico e leva em conta a geometria e propriedades de resistência do elemento estrutural. A NBR 6122 (1996) segue a norma canadense (método de Davisson), exceto em que o deslocamento de referência para carga nula a ser tomado é $D(\text{mm})/30$. O critério da norma pode ser aplicado mesmo quando a curva apresenta uma assíntota vertical, conduzindo à interpretação de uma carga de ruptura menor (a favor da segurança). No trabalho de Duzceer & Saglamer (2002), há uma avaliação dos diferentes métodos de extrapolação. Na Tabela 2.19 há a avaliação das diferentes propostas, mas somente para as estacas escavadas. O critério usado na avaliação dos distintos métodos foi o mesmo usado na Equação 2.19.

Tabela 2.19 Avaliação da carga de ruptura interpretada

Estacas	Qinterpretado / Qprevisto											
	K.38	0,75	1,01	0,91	1,03	0,99	0,57	0,82	0,96	0,98	0,78	0,91
K.64	0,75	0,99	0,99	1,05	0,82	0,74	0,60	1,00	0,99	0,86	0,94	0,94
K.90	0,99	1,03	1,03	1,18	0,98	0,69	0,69	1,01	1,04	0,88	1,02	0,83
P3 R6	1,04	1,37	1,23	1,84	1,14	1,09	0,87	1,31	1,23	0,94	1,21	1,20
A1 L2	1,02	1,46		1,53	1,04	1,01	0,98	1,26	1,27	0,90	1,23	0,97
Ti-01	0,86	1,37	0,87	1,36	0,81	0,54	0,67	0,95	0,87	0,76	0,86	0,87
Ti-02		1,12	0,82	1,33	0,77	0,59	0,70	0,86	0,82	0,80	0,83	0,83
R16		0,86		0,68	0,43	0,24	0,36	0,54	0,50	0,40	0,43	0,45
TK 1	0,85	1,00		1,03	0,92	0,36		0,98	0,97	0,85	0,94	0,85
TK-1	0,85	0,89		1,11	0,73	0,33	0,62	1,04	1,08	0,85	1,01	0,88
Média =	0,889	1,110	0,975	1,214	0,863	0,616	0,701	0,991	0,975	0,802	0,938	0,873
Desvio Padrão =	0,115	0,214	0,147	0,319	0,200	0,278	0,178	0,211	0,218	0,151	0,223	0,184
RD =	0,160	0,240	0,149	0,384	0,242	0,474	0,348	0,211	0,220	0,249	0,232	0,224
	2	7	1	11	8	12	10	3	4	9	6	5

1	Brinch-Hansen (90%)	5	Tangente	9	Corps of Engineering
2	Davisson	6	Butler & Hoy	10	Housel
3	Van der Veen	7	Brinch-Hansen (80%)	11	Chin
4	Fuller & Hoy	8	Shen Niu	12	De Beer

Da Tabela 2.19 pode-se inferir que, a partir dos menores valores de R.D., tem-se a metodologia de maior representatividade com relação à acurácia e quanto à precisão. Os resultados para 10 provas de carga foram a de que os métodos de Brinch-Hansen (90%), seguido dos métodos de Davisson e Van der Veen, foram os mais representativos. Os métodos menos representativos foram Housel, Chin e De Beer, respectivamente. Prakash & Sharma (1990) citam que, para fundações escavadas, que o método de Fuller & Hoy e o método de Chin foram o de melhor e o de pior previsão, respectivamente. Burin & Maffei (1989) recomenda os métodos de Fuller & Hoy, Davisson e o critério da NBR 6122, justificando que os mesmos possuem base física quando comparados a um modelo visco-elástico-plástico, axissimétrico, baseado na teoria de estados críticos.

Os trabalhos de Burin (1989), Hachich *et al.* (1998), Fellenius (2002), Yang (1994), Prakash & Sharma (1990), Kulhawy (2004), Duzceer & Saglamer (2002), Coduto (2001), Godoy (1983), Massad (1986), e Cintra & Aoki (1999) contém comentários e a exposição de forma detalhada de todos os métodos de extrapolação de provas de carga citados anteriormente.

Há uma discussão quanto à confiabilidade da extrapolação das curvas obtidas em provas de carga de estacas escavadas. Extrapolações tentadas de curvas carga-recalque que ficaram apenas no trecho inicial, quase-elástico, conduzem a valores de carga de ruptura exagerados, para não dizer absurdos. A experiência de autores como Velloso e Lopes mostram que a extrapolação de curvas carga-recalque pelo método de Van der Veen indica que se pode obter uma extrapolação confiável se o recalque máximo atingido na prova for de, pelo menos, 1% do diâmetro da estaca (Velloso & Lopes, 2002). Segundo Decourt & Niyama (1994) há três condições básicas para que o uso do método de Van der Veen possa apresentar resultados condizentes: 1) as estacas devem ser de deslocamento (portanto, inaplicável a estacas escavadas); 2) o carregamento deve ser monotônico; 3) a prova de carga deve ser levada até 2/3 da carga de ruptura convencional. A interpretação de provas de carga é uma questão ainda controversa, com diferentes visões do processo de ruptura (Aoki, 1997). Davisson (1970) diz que “Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados a interpretar”.

2.3.5.1 MÉTODO DE FLEMING NA AVALIAÇÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Avaliar a curva carga recalque é de suma importância na Engenharia de Fundações e remete ao conhecimento de parâmetros de deformabilidade do solo, capacidade de suporte e parâmetros do material que a fundação é feita. Na avaliação da curva carga-recalque (ou carga-deslocamento) do presente trabalho será empregada a formulação de Fleming (1992). O método tem cunho prático e é possível de se empregar usando planilha eletrônica. O método parte da equação hiperbólica dada, por exemplo, por Chin (1970), em que sugere uma função deste tipo para descrever o comportamento do sistema fundação-solo. A metodologia será brevemente exposta aqui, a partir da Equação 2.36 sob a forma:

$$Q = \frac{\rho}{a + b \cdot \rho} \rightarrow \rho = \frac{aQ}{1 - bQ} \rightarrow \rho = \frac{\frac{a}{b}Q}{\frac{1}{b} - Q} \quad (2.36)$$

Onde: “a” e “b” são o inverso da rigidez (tangente) inicial do sistema estaca-solo e o inverso da carga última a partir do método de Chin.

Uma vez que a prova de carga tenha sido realizada, os parâmetros “a” e “b” podem ser estimados fazendo-se com que a Equação 2.36 seja escrita sob a forma: $\frac{\rho}{Q} = a + b\rho$, que representa uma reta no plano (ρ/Q ; ρ) conforme Figura 2.23.

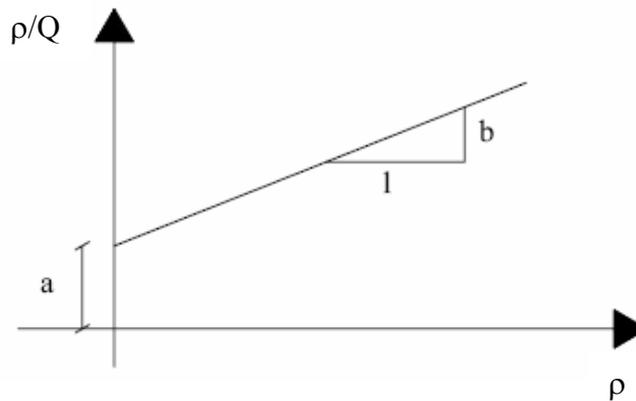


Figura 2.23 Parâmetros “a” e “b” na metodologia de Chin.

Fleming (1992) propõe que a mobilização do fuste e da ponta, em termos últimos, pudesse ser representada de acordo com a Equação 2.36 e implica que as mobilizações das capacidades da base e do fuste podem ser expressa, como nas Equações 2.37 e 2.38 a seguir:

$$\rho_b = \frac{0,6.Q_B.P_B}{D_b.E_B.(Q_B - P_B)} \quad (2.37)$$

$$\rho_s = \frac{M_s.D.P_s}{(Q_t - P_s)} \quad (2.38)$$

Onde: ρ_b e ρ_s são os recalques na base e ao longo do fuste; D_b e D são os diâmetros da base e fuste, respectivamente; Q_B e Q_t são as cargas últimas na base e no fuste e P_B e P_s são as cargas atuantes na base e no fuste; E_B é o módulo elástico da base; e M_s é o fator de flexibilidade.

Maugeri & Castelli (1996) indicam valores do coeficiente de flexibilidade do fuste (M_s) de 0,001 a 0,002 para um atrito unitário maior que 50 kPa, e valores entre 0,002 a 0,005 quando o atrito unitário for menor que 50 kPa. Segundo Fleming, M_s é um valor entre 0,001 e 0,004.

Assumindo a estaca como rígida ($\rho = \rho_s = \rho_b = \rho_r$) e compondo as Equações (2.36 a 2.38) têm-se que a relação entre a carga axial Q ($=P_s + P_B$) e o recalque (ρ_r) de uma estaca rígida é expressa como nas Equações 2.39 e 2.40:

$$Q = \frac{\rho_r \cdot P_s}{M_s \cdot D + \rho_r} + \frac{E_b \cdot D_b \cdot P_B \cdot \rho_r}{0,6 \cdot D_b + E_b \cdot D_b \cdot \rho_r} \quad (2.39)$$

As Equações 2.36 a 2.39 são resolvidas para valores de Q (raízes positivas somente), e a solução é expressa pela Equação 2.40.

$$\rho_r = \frac{-g \pm \sqrt{(g^2 - 4 \cdot f \cdot h)}}{2 \cdot f} \quad (2.40)$$

Onde: $f = E_b \cdot D_b \cdot Q - Q_l \cdot E_b \cdot D_b - E_b \cdot D_b \cdot Q_B$; $h = M_s \cdot D \cdot 0,6 \cdot Q_B \cdot Q$
 $g = 0,6 \cdot Q_B \cdot Q + M_s \cdot D \cdot E_b \cdot D_b \cdot Q - Q_l \cdot 0,6 \cdot Q_B - E_b \cdot D_b \cdot Q_B \cdot M_s \cdot D$

Fleming (1992) trata o encurtamento elástico a partir da Equação 2.41, abaixo:

$$\rho_e = \rho_0 + \rho_f \rightarrow \rho_0 = \frac{Q \cdot L_0}{E_p \cdot A} \rightarrow \rho_f = \frac{\xi \cdot Q \cdot L_f}{E_p \cdot A} \quad (2.41)$$

Onde: L_0 e L_f são os comprimentos onde não ocorre e onde ocorre atrito; ξ - define a posição do centróide da zona onde ocorre atrito, de comprimento L_f ($0,4 \leq \xi \leq 0,5$). Na Literatura, configuram valores em torno de 0,7 para ξ supondo uma distribuição triangular de atrito.

Sobre o módulo de elasticidade estrutural da fundação, E_p , Hayes & Simmonds (2002) sugerem que seja avaliado conforme a Equação 2.42.

$$E_p = k \cdot (f_{ck})^{0,5} \quad (2.42)$$

Onde: k é um fator de proporcionalidade dado pelo *American Concrete Institute* (ACI), e igual a 4,7; f_{ck} é a resistência característica do concreto aos 28 dias. Para o fator de proporcionalidade, k , igual a 4,7 e f_{ck} dado em (MPa), o módulo E_p é dado em (GPa).

Os autores ainda sugerem que o fator “k”, possa ser avaliado conforme Equação 2.43.

$$k = 0,043 \cdot (\gamma_c)^{1,5} \quad (2.43)$$

Onde: γ_c é o peso específico do concreto (kN/m^3).

A Figura 2.24 mostra o significado dos termos usados. A metodologia considera que nenhum atrito é desenvolvido ao longo do comprimento L_0 .

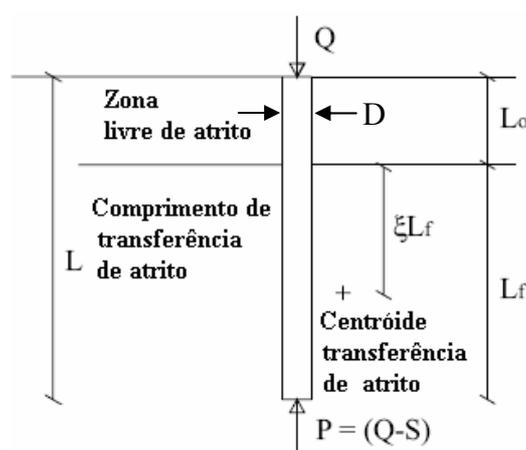


Figura 2.24 Análise da transferência de atrito (Método de Fleming, 1992).

Com o uso da Eq. 2.43, e valores típicos de peso específico do concreto (23 a 25 kN/m^3), o fator de proporcionalidade, k , varia entre $4,74$ a $5,38$. Omer *et al.* (2002) avaliaram o módulo de elasticidade de fundações escavadas através de quatro métodos distintos. Pode-se inferir dos resultados que o fator de proporcionalidade, citado na Eq. 2.43, variou entre $4,5$ e $5,5$. A avaliação do módulo de elasticidade da fundação é uma grandeza de importância fundamental também na avaliação da transferência de carga em provas de carga instrumentadas. Na literatura consultada, o valor do módulo obtido apenas pelo ensaio com amostras em laboratório, medindo tensões e deformações, via de regra, registra valores díspares (altos valores). Esta dificuldade está expressa em Soares (2004) ao longo da sua tese de doutorado.

Os métodos de Décourt (1995), Souza & Couso Jr. (1997), Massad (1993) e O'Neill & Reese (1989) são metodologias que avaliam a curva carga-deslocamento de estacas escavadas.

2.3.5.2 FUNÇÕES TRANSFERÊNCIA DE CARGA (CURVAS T-Z / Q-Z)

Uma outra forma de representar a curva carga-deslocamento se dá pelas chamadas funções de transferências de carga com o uso das curvas “t-z” e “q-z” relativas ao fuste e à base, respectivamente (“z” corresponde ao deslocamento). Nesta abordagem, considera-se que o solo ao longo do fuste possa ser substituído por um conjunto discreto de molas (modelo de Winkler) distribuídas conforme Figura 2.25. Coyle & Reese (1966) utilizaram a técnica iterativa baseada em resultados experimentais de estacas instrumentadas. Seed & Reese (1957) introduziram as chamadas funções transferência de carga. Aproximações teóricas têm sido usadas na avaliação das curvas t-z e q-z como, por exemplo, as propostas por Kraft *et al.* (1981), Chow (1986), McVay *et al.* (1989) e Randolph (1994).

Na metodologia abordada aqui, a modelagem do solo poderá ser dar via modelo hiperbólico (ou hiperbólico modificado) e linear tanto em relação ao fuste quanto à base. O elemento estrutural (ligação entre cada mola) segue um modelo linear elástico.

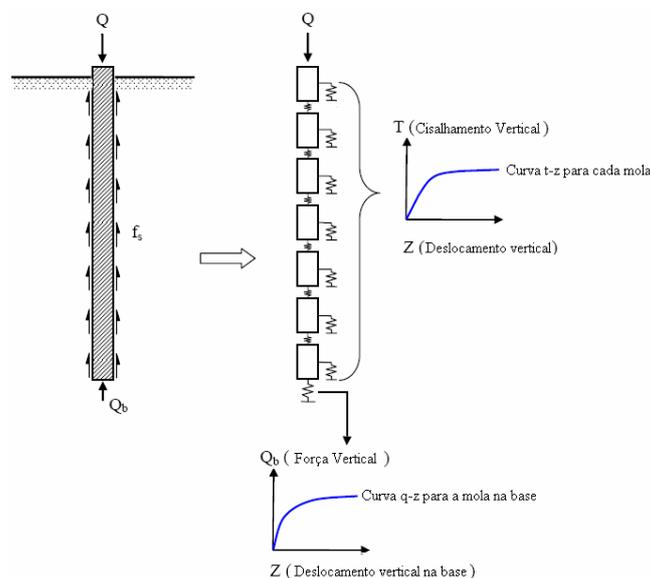


Figura 2.25 Modelo idealizado nas análises de transferência de carga.

Modelos hiperbólicos, de uma forma geral, podem ser usados na avaliação da resposta do sistema estaca-solo. As relações propostas incorporam relações entre tensões e deformações a pequeníssimas deformações ($\gamma < 10^{-5} \%$), onde esta relação é linear. Fahey & Carter (1993)

propuseram uma expressão, conforme Equação 2.44, usando uma equação hiperbólica modificada que leva em conta o módulo de elasticidade a pequeníssimas deformações, G_0 ou G_{\max} uma vez que, na prática, solos reais freqüentemente mostram um rápido decréscimo do módulo cisalhante com o nível de tensão cisalhantes.

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \quad (2.44)$$

Onde: G é o módulo cisalhante secante; G_0 é o módulo a pequenas deformações ($\gamma < 10^{-5} \%$); τ é a tensão cisalhante atuante; τ_{\max} é a tensão cisalhante máxima; f e g são parâmetros empíricos de ajuste da curva hiperbólica modificada.

A Equação 2.44 torna-se o modelo hiperbólico padrão para $f=R_f$ e $g=1$. Valores de R_f variam entre 0,9 e 1. Os valores para f e g foram avaliados como 0,98 e 0,25 respectivamente, para uma areia normalmente adensada. Vale citar que este modelo foi incorporado com sucesso em interpretação de ensaios SBPM em areia realizadas por Cunha (1994), onde se buscava, via pressiômetro, obter todo o espectro de variação de G com o nível de deformação neste estudo.

Na Tabela 2.20, os valores do recalque devido ao atrito lateral para as formulações linear, hiperbólica e hiperbólica modificada a partir do trabalho de Randolph & Wroth (1978, 1979).

Tabela 2.20 Avaliação da rigidez e do recalque devido à parcela cisalhante

Modelo	Deslocamento (ρ_s)
Linear	$\rho_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)$
Hiperbólico	$\rho_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_0} \cdot \ln \left(\frac{\frac{r_m}{r_0} - \frac{\tau_0 \cdot R_f}{\tau_{\max}}}{1 - \frac{\tau_0 \cdot R_f}{\tau_{\max}}} \right)$
Hiperbólico Modificado	$\rho_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_0 \cdot g} \cdot \ln \left(\frac{\left(\frac{r_m}{r_0} \right)^g - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{\max}} \right)^g}{1 - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{\max}} \right)^g} \right)$

Ao redor do fuste de uma estaca, as tensões cisalhantes diminuem inversamente com o raio, e uma significativa proporção do deslocamento da estaca é contribuído pelo solo a relativamente baixos níveis de tensões cisalhantes (Randolph, 1994).

Para a base, as curvas q-z podem ser aproximadas pelas soluções de Boussinesq (Poulos & Davis, 1980), Chow (1986) e Fahey & Carter (1993), e o recalque pode ser calculado conforme as Equações 2.45 a 2.47 para uma relação linear, hiperbólica e hiperbólica modificada, respectivamente.

$$\rho_b = \frac{Q_b \cdot (1 - \nu)}{4 \cdot G \cdot r_0} \quad (2.45)$$

$$\rho_b = \frac{Q_b}{4 \cdot G_0 \cdot r_0 \left[1 - R_f \left(\frac{Q_b}{Q_{b \max}} \right) \right]} \quad (2.46)$$

$$\rho_b = \frac{Q_b}{4 \cdot G_0 \cdot r_0 \left[1 - f \left(\frac{Q_b}{Q_{b \max}} \right)^g \right]} \quad (2.47)$$

Onde: G_0 , r_0 , f , g e R_f foram definidos anteriormente; A relação $Q_b/Q_{b \max}$ representa a relação entre a carga (Q_b) associada a um recalque ρ_b e a carga máxima $Q_{b \max}$ para a base da fundação.

2.3.6 DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE APLICADO ÀS FUNDAÇÕES ESCAVADAS

A avaliação de parâmetros geotécnicos é um componente vital de qualquer projeto geotécnico e, invariavelmente, envolve alguma forma de ensaio (laboratório ou campo). Segundo Atkinson & Sallfors (1991) os ensaios tem algum dos seguintes propósitos: a) avaliar parâmetros do solo; b) avaliar a estratigrafia; c) determinação do comportamento básico; d) descobrir comportamento não usual; e) validação de análises.

Na prática brasileira, o ensaio do tipo SPT é a ferramenta mais usual, e assim, correlações de ordem empírica são desenvolvidas a partir dos valores de resistência à penetração N_{SPT} tanto para solos coesivos como não coesivos. Nesta pesquisa também serão avaliadas correlações do ensaio do tipo CPT. Poucos são os projetos que utilizam ensaios de laboratório na determinação de parâmetros de resistência ou deformabilidade. Nas fundações escavadas pode-se adicionar uma dificuldade a mais na utilização dos ensaios, pois avaliar ou mesmo quantificar os efeitos de instalação é uma tarefa difícil diante do complexo estado tensão-deformação quando do processo de instalação da fundação. A resposta real de uma fundação na carga de projeto é, em grande extensão, controlada pelo impacto que uma seqüência de eventos tem sobre as propriedades mecânicas do solo.

Poulos (1989, 1993, 1994), declara que o parâmetro crucial na estimativa de recalques via métodos elásticos é o módulo de elasticidade do solo e sua distribuição com a profundidade. Há a necessidade de mostrar que há distintos módulos de elasticidade: 1) O módulo na vizinhança do fuste da estaca (E_s) que é influenciado tanto pelo processo de instalação quanto pelo processo de carregamento. Este tende a influenciar fortemente o recalque de uma fundação isolada e de pequenos grupos de estacas; 2) O módulo imediatamente abaixo da base da fundação escavada (E_b). Este também tende a influenciar fortemente o recalque de uma fundação isolada e de pequenos grupos de estacas; 3) Para fundações em grupo, o valor do módulo tangente inicial (E_i) para o solo entre as estacas, afetando a interação do recalque entre as estacas; 4) O valor do módulo bem abaixo da base da fundação (E_{sl}). Este valor influenciará o recalque de um grupo de estacas e aumentará quando o tamanho do grupo aumenta. Os módulos E_s e E_b são influenciados pelo processo de instalação enquanto que E_i e E_{sl} , não. Na Tabela 2.21 tem-se correlações com relação ao módulo de elasticidade próximo do fuste.

Tabela 2.21 Avaliação da rigidez e do recalque devido à parcela cisalhante

Tipo de Solo	Correlação	Autor
Argila	$E_s = 1,4.N_{SPT}$ (MPa)	Hirayama (1991)
	$E_s = 7,3.(N_{SPT})^{0,72}$ (MPa)	Hara (1974)
	$E_s = 3.N_{SPT}$ (MPa)	Décourt (1989)
	$E_s = (15 \pm 5).q_c$ (MPa)	Poulos (1989)
	$E_s = (1,5 \text{ a } 4).S_u$ (MPa)	Hirayama (1991) e Poulos & Davis (1980)
Areia	$E_s = (7,5 \pm 2,5).q_c$ (MPa)	Poulos (1989)

O método de instalação tem efeito maior em fundações escavadas isoladas (que depende largamente de E_s e E_b) do que o recalque de um grupo de estacas, que depende em maior quantidade dos módulos E_i e E_{sl} .

O coeficiente de Poisson tem pequena importância na avaliação de recalques de estacas isoladas avaliadas a compressão. Poulos (1993) cita que um valor entre 0,3 e 0,4 é freqüente quando um comportamento drenado é avaliado. Kulhawy & Mayne (1990) avaliam o coeficiente de Poisson conforme a expressão dada na Equação 2.48 e válida somente para $25^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$. Duncan & Mokwa (2001) sugerem a expressão empírica na Equação 2.49. A última é conseguida igualando a definição de K_0 (unidimensional) a expressão de Jaky (1948).

$$\nu = 0,1 + 0,3 \frac{(\phi' - 25^\circ)}{(45^\circ - 25^\circ)} \quad (2.48)$$

$$\nu = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 - \text{sen}\phi} \quad (2.49)$$

Da Eq. 2.48 tem-se valores bem menores que aqueles usados na prática da engenharia. Para valores de ângulo de atrito entre $25,1^\circ$ e $44,9^\circ$ o coeficiente de Poisson varia entre 0,10 e 0,4. Estes valores são considerados baixo para Poisson. Para a Eq. 2.49, os valores são 0,36 para $25,1^\circ$ e 0,23 para $44,9^\circ$. Mais realistas, portanto.

As expressões descritas nas equações anteriores suscitam também o uso do módulo de elasticidade transversal ou cisalhante, G . Este módulo é, em geral, avaliado conforme a expressão dada na Equação 2.50, mesmo a pequenas deformações.

$$G = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.50)$$

Onde: E_s é o módulo de elasticidade do solo e ν é o coeficiente de Poisson.

Em Velloso & Lopes (2002), G é avaliado a partir de ensaios de CPT e, para estacas escavadas, pode ser avaliado pela $G=8 \cdot q_c$. Para ν , estes autores sugerem uma relação com os valores de N_{SPT} . $\nu = 0,3$ ($N_{SPT} \leq 10$); $\nu = 0,4$ ($10 < N_{SPT} \leq 20$); $\nu = 0,2$ ($N_{SPT} > 20$).

O módulo de cisalhamento a pequeníssimas deformações, G_0 , é função da velocidade de onda cisalhante V_s , e da massa específica do solo, ρ_s . A Equação 2.51 avalia G_0 .

$$G_0 = \rho_s \cdot V_s^2 = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad (2.51)$$

Onde: γ_t é o peso específico do solo; g é a aceleração da gravidade.

Na Tabela 2.22 têm-se valores típicos de G_0 para alguns tipos de solos obtidos no trabalho de Sabatini *et al.* (2002).

Tabela 2.22 Valores típicos do módulo de cisalhante a pequenas deformações

Tipo de Solo	G_0 (MPa)
Argila mole	2,7 a 13,75
Argilas médias	6,9 a 34,5
Areias siltosas	27,6 a 138
Areia compacta e pedregulhos	69 a 345

O coeficiente de Poisson a pequenas deformações é relativamente menor que os usualmente empregados. Sabatini *et al.*(2002) indica valores entre 0,1 e 0,2.

Várias relações são propostas na literatura com o intuito da determinação do módulo de cisalhamento a pequena deformação, ora em função de ensaios tipo SPT, ora via ensaios CPT.

A partir de resultados de câmara de calibração em areia Baldi *et al.* (1989), Rix & Stokoe (1991) e Chow (1996), reinterpretando os dados de Baldi *et al.* (1989), avaliam o valor de G_0 conforme as Equações 2.52 a 2.54.

$$G_0 = q_c \left[1615 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right)^{-0,764} \right] \quad (2.52)$$

$$G_0 = q_c \left[1634 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right)^{-0,75} \right] \quad (2.53)$$

$$G_0 = \frac{q_c}{\left\{ 0,0203 + \left[0,00125 \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_{v}}} \right) \right] - \left[1,216^{-6} \left(\frac{q_c^2}{p_a \cdot \sigma'_{v}} \right) \right] \right\}} \quad (2.54)$$

Onde: p_a é a pressão de referência (atmosférica=100 kPa); G_0 , q_c e σ'_{vo} são expressos em (kPa)

Mayne & Rix (1993) sugerem uma correlação para solos argilosos que explicitamente considera a dependência de G_0 em relação ao índice de vazios (e). A Equação 2.55 mostra a relação.

$$G_0 = 49 \cdot q_c^{0,695} \cdot e^{-1,130} \quad (\text{MPa}) \quad (2.55)$$

Anagnostopoulos *et al.* (2003) sugerem para todos os tipos de solos que G_0 seja obtido a través da Equação 2.56.

$$G_0 = 58 \cdot q_c^{1,17} \quad (\text{MPa}) \quad (2.56)$$

Sendo a resistência de ponta uma medida de resistência última, um valor de G_0 pode soar como uma correlação com pequena representatividade diante de correlações diretas com q_c e e , assim, relações como a da Eqs. 2.55 e 2.56 devem ser usadas com ressalvas.

Barros (1997) sugere algumas correlações para o módulo a pequenas deformações em função de valores via ensaios SPT. A Tabela 2.23 mostra algumas dessas correlações.

Tabela 2.23 Valores típicos do módulo cisalhante a pequenas deformações usando o SPT

Tipo de Solo	Correlações - G_0 (MPa)	Referência
Todos os tipos (Japão)	$G_0=11,5 \cdot N_{SPT}^{0,8}$	Ohsaki & Iwasaki (1973)
Todos os tipos (Japão)	$G_0=14,07 \cdot N_{SPT}^{0,68}$	Imai & Tonouchi (1982)
Areia	$G_0=6,22 \cdot N_{SPT}$	Seed <i>et al.</i> (1983)
Solo laterítico (Brasil)	$G_0=56+20,3 \cdot N_{SPT}$	Barros (1997)
Solo saprolítico (Brasil)	$G_0=94+2,3 \cdot N_{SPT}$	Barros (1997)

Nas análises de problemas de capacidade de suporte, os parâmetros de maior importância para o sucesso da avaliação são o ângulo de atrito e a coesão. Na literatura há várias proposições, sobretudo para o ângulo de atrito a partir de resultados de ensaios *in situ* do tipo CPT e SPT. Na Tabela 2.24 algumas correlações de ângulo de atrito a partir de resultados de N_{SPT} são dadas. Há de se verificar que nenhuma alteração foi feita quanto à energia do ensaio de SPT utilizado. Nesta tabela têm-se que as formulações de Dunham (1951) e Shioi & Fukui (1982)b constituem os valores do limite superior e inferior, respectivamente, entre as formulações apresentadas, e a formulação de Muromachi *et al.* (1974) é a que mais se aproxima de um valor médio. Poulos & Davis (1980) sugerem o uso de $(\phi' - 3^\circ)$ para estacas escavadas.

Tabela 2.24 Avaliação do ângulo de atrito via resultados de ensaios tipo SPT

Ângulo de atrito	Autor
$\phi' = (12 N_{SPT})^{0,5} + 25^\circ$	Dunham (1951)
$\phi' = 0,286 \cdot N_{SPT} + 27^\circ$	Meyerhof (1956)
$\phi' = (20 N_{SPT})^{0,5} + 15^\circ$	Kishida (1967)
$\phi' = 3,5 (N_{SPT})^{0,5} + 20^\circ$	Muromachi <i>et al.</i> (1974)
$\phi' = 0,5 (N_{SPT}) + 27^\circ$	Shioi & Fukui (1982)a
$\phi' = 1,5 (N_{SPT})^{0,5} + 15^\circ$	Shioi & Fukui (1982)b

A determinação do intercepto de coesão é também um importante parâmetro para fundações escavadas e será avaliada conforme a proposição de Owuama (2002) em que a coesão é dada conforme Equação 2.57.

$$c' = 12,5 - 1,4 \cdot q_c \quad q_c \text{ (MPa); } c \text{ (kPa)} \quad (2.57)$$

As correlações que utilizam ensaios tipo CPT para a determinação do ângulo de atrito foram obtidas a partir de resultados de câmara de calibração e, assim, o solo em que a mesma foi avaliada é essencialmente arenoso e incorpora as feições deste tipo de ensaio com importância de fatores como índice de densidade, estado de tensão e parâmetros intrínsecos da câmara de calibração. Com os resultados de ensaios tipo CPT, Kulhawy & Mayne (1990), sugerem que o ângulo de atrito efetivo, equivalente à condição triaxial, seja determinado pela Equação 2.58.

$$\phi' = 17,6^\circ + 11 \cdot \log \left[\frac{q_c}{\sqrt{(p_a \cdot \sigma'_{v0})}} \right] \pm 2,8^\circ \quad (r^2 = 0,64) \quad (2.58)$$

Para argilas, correlações empíricas têm sido desenvolvidas relacionando o ângulo de atrito efetivo e características de plasticidade dos solos. A Figura 2.26 mostra uma leve tendência do ângulo de atrito diminuir em função do índice de plasticidade com desvio padrão de $\pm 8^\circ$.

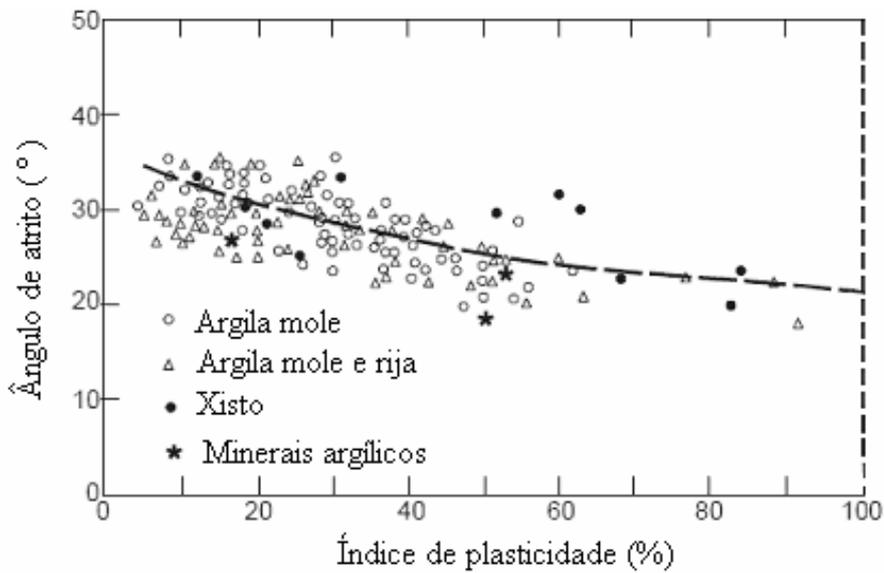


Figura 2.26 Relação entre ϕ' e I_p (modificado de Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).

No trabalho de Mitchell (1993) sugere-se a relação conforme a Equação 2.59.

$$\phi = \text{sen}^{-1} \{0,8 + 0,094 \cdot \ln(I_p)\} \quad I_p(\%) \quad [8 \leq I_p \leq 100] \quad (2.59)$$

Mitchell (1993) mostra que o ângulo de atrito para solos normalmente consolidados, medido via ensaio de compressão em estado de deformação plana, é aproximadamente 10% maior que o medido em compressão triaxial e que o ângulo de atrito medido em extensão é aproximadamente 20% maior que o medido em compressão.

2.3.7 SOLOS NÃO SATURADOS

As condições micro climáticas de uma região são os principais fatores determinantes à não saturação de um depósito de solo (Fredlund & Rahardjo, 1993a). Em função disso, os solos não saturados podem provir de diversas origens. Destas, as mais bem documentadas na literatura geotécnica são: origem sedimentar (solos eólicos, aluvionares, coluvionares etc.) e origem residual (solos saprolíticos e lateríticos). Particularmente, os solos de origem residual desempenham um papel relevante em vastas regiões do Brasil, em especial à do Distrito Federal, onde um extenso estudo, tanto na caracterização geotécnica e geológica, quanto na busca da compreensão dos fenômenos relativos ao comportamento dos solos não saturados, vem sendo realizado (Camapum de Carvalho *et al.*, 1993 e 1994; Camapum de Carvalho & Mortari, 1994; Macêdo *et al.*, 1994; Farias & Assis, 1994; Cardoso, 1995; Araki, 1997; Cardoso, 2002, entre outros), Cintra (1998), Guimarães (2002), Mota (2003), Cintra (2004).

O solo não saturado é um sistema multifásico, em que o grau de saturação é inferior a 100%. De acordo com Fredlund & Morgenstern (1977), este sistema é constituído de quatro fases: partículas de solo, água, ar e película contráctil (interface ar-água), conforme a Figura 2.27. A última fase advém de uma rigorosa interpretação dos requisitos necessários para qualificar uma porção da mistura como fase independente, isto é, possuir propriedades diferentes dos materiais contíguos e definir uma superfície fronteira (Fredlund e Rahardjo, 1993a).

Fredlund & Morgenstern (1977) reconheceram a vantagem dessa consideração multifásica e declaram que, sob o ponto de vista comportamental, um solo não saturado pode ser concebido como uma mistura de duas fases em equilíbrio (partículas de solo e película contráctil) e duas fases que fluem (ar e água). Sugerem que as variáveis de tensão mais adequadas para definir o estado de tensões de um solo não saturado são $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; em que σ é a tensão total, u_a é a poro pressão de ar e u_w é a poro pressão de água. A primeira variável refere-se à tensão total líquida, enquanto que a segunda emprega um conceito que será comentado a seguir, o de sucção matricial.

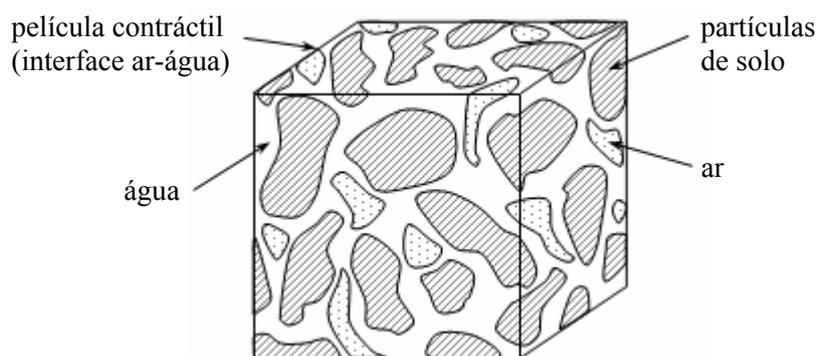


Figura 2.27 Elemento de solo não saturado (Fredlund e Rahardjo, 1993a).

A sucção do solo quando quantificada em função da umidade relativa é comumente chamada *sucção total*. Ela tem dois componentes: sucção matricial e sucção osmótica. O primeiro componente é geralmente associado ao fenômeno da capilaridade, decorrente da tensão superficial da água, sendo definido como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água ($u_a - u_w$), ao passo que o componente osmótico relaciona-se à presença de íons e outros solutos na água intersticial (Fredlund e Rahardjo, 1993a).

Evidências experimentais sugerem que o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados seja preponderantemente influenciado pela sucção matricial, restando à sucção osmótica um papel secundário (Fredlund, 1979; Alonso *et al.*, 1987).

Quanto à resistência ao cisalhamento do solo não saturado, Fredlund *et al.* (1978) propuseram uma forma estendida do critério de Mohr-Coulomb para solos saturados, conforme a expressão da Equação 2.60, para a condição de ruptura:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.60)$$

Onde:

c' : é o intercepto de coesão quando o solo está na condição saturada; ϕ' e ϕ^b : são, respectivamente, os ângulos de atrito referentes à tensão total e à sucção matricial.

A Equação 2.60 define uma envoltória tridimensional quando a sucção é utilizada como terceiro eixo, conforme ilustra a Figura 2.28. Ela também representa o aumento da resistência ao cisalhamento do solo com o aumento da sucção matricial. Outra observação importante é que na condição de total saturação essa equação se equivale a dos solos saturados.

Fredlund *et al.* (1978), com o objetivo de simplificar o modelo, assumiram o ângulo de atrito ϕ^b constante e, portanto, uma relação linear entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial. Porém, evidências experimentais têm mostrado uma acentuada não linearidade dessa relação (Escario & Saez, 1986; Escario & Jucá, 1989; Mahaling-Iver & Williams, 1995).

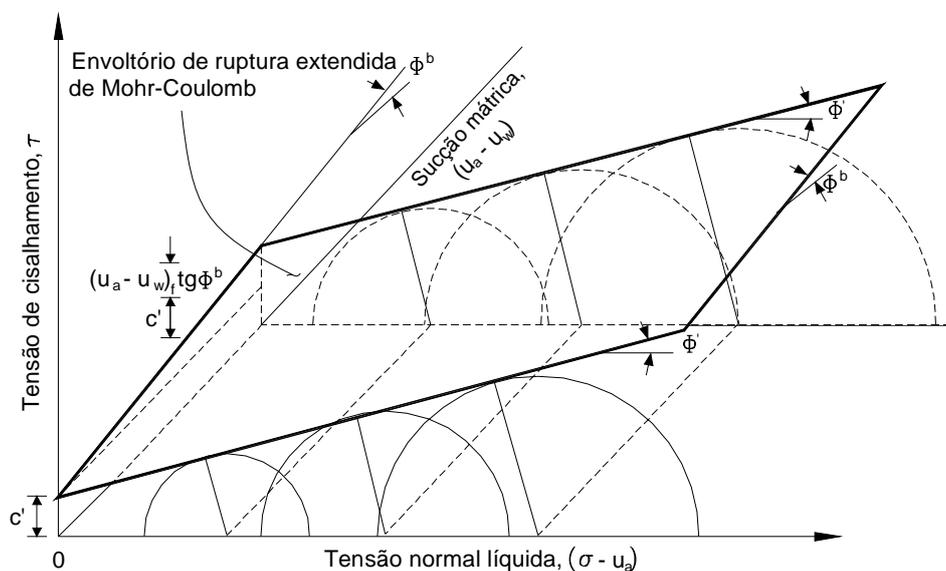


Figura 2.28 Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados.

Um importante aspecto dos solos não saturados na engenharia de fundações é a ocorrência de colapso isto é, a redução de volume quando o solo é inundado. Esta redução de volume pode ser brusca ou não, pode estar em presença de carregamento ou não. O fenômeno em si é bem documentado em vários ramos das ciências de solos. Na engenharia de fundações tem-se uma quantidade razoável de trabalhos envolvendo o tema (Cintra, 1998; Sales 2000; Cintra, 2004; entre outros).

Com relação às classes de solos, sua ocorrência abrange os solos aluvionares, coluvionares, eólicos, residuais ou vulcânicos (Dudley, 1970), bem como os solos compactados. O colapso pode ser visto como um processo oposto ao de expansão (Fredlund & Rahardjo, 1993a), ou seja, ao aumentar-se o grau de saturação do solo, devido, por exemplo, a variações ambientais,

um decréscimo de volume ocorre sem que haja variação das tensões externas as que o solo está submetido. No que se refere ao conceito fenomenológico, Matyas & Radhakrishna (1968), Dudley (1970), Escário & Saez (1973), entre outros, definem, de modo geral, os solos colapsíveis como aqueles de estrutura aberta e meta-estável, que apresentam redução irrecuperável (plástica) de volume com a diminuição da sucção matricial.

De acordo com Lawton *et al.* (1992), são necessários quatro fatores para ocorrência do colapso: 1) Existência de solo não saturado, com estrutura aberta e meta-estável; 2) Tensões totais suficientes para provocar colapso; 3) Presença de agentes de ligações cimentantes que tornem o solo estabilizado em condições não saturadas; 4) Ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

Outro fator relevante na análise do colapso é o tempo. Alguns autores, como Barden *et al.* (1969), observaram colapso instantâneo em estruturas mantidas pela sucção; colapso com velocidade intermediária para ligações por pontes de argila e; colapso lento, para quebras de agentes cimentantes. Clemence & Finbarr (1981), *apud* Futai (1997), discordaram. O aspecto estrutural do solo tem papel fundamental na compreensão do fenômeno do colapso, pois ele auxilia na compreensão das diversidades de resposta mecânica do solo à ação externa. Uma das descrições e caracterizações mais difundidas da microestrutura de solos colapsíveis é a de Dudley (1970). A Figura 2.29 mostra os arranjos estruturais sugeridos por este autor.

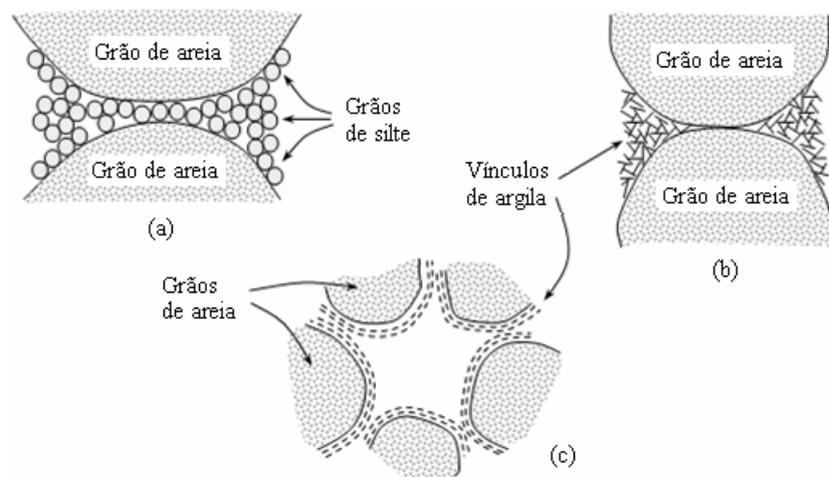


Figura 2.29 Esquemas de estrutura meta-estável de solos colapsíveis.

O termo *colapsibilidade*, em vez de colapsividade, conforme sugere Cintra (1998), deve ser usado uma vez que o solo é quem sofre colapso.

2.3.8 MÉTODOS NUMÉRICOS

Os métodos numéricos que avaliarão o comportamento do sistema estaca-solo neste trabalho serão os apresentados pelos programas Geo 4 (módulo Pile) e PLAXIS 2D. No primeiro, a capacidade de suporte, recalque e transferência de carga é baseada em soluções semi-analíticas, enquanto que, no segundo, há o emprego de elementos finitos e modelos constitutivos como linear elástico, *Mohr-Coulomb*, *hardening soil* e *soft soil creep*. O uso de um programa (em linguagem *Visual Basic*) será avaliado usando funções (t-z; q-z).

No programa GEO4 (Pile), a estaca é modelada da mesma forma que aquela usada no processo de curva de transferência de carga (curvas t-z e q-z). O módulo *Pile* baseia-se em uma solução semi-analítica. Esta solução relaciona o módulo de deformação e o coeficiente de Poisson do solo (solução Winker-Pasternak, como apresentado por Cunha & Kuklik, 2003), bem como a profundidade da zona de influência.

A estaca é modelada usando-se elementos de viga padrão, enquanto o comportamento do solo nas vizinhas, em termos de distribuição de cargas, é descrita pela conhecida solução fundamental de solos estratificados. No caso de um meio semi-infinito é utilizada a conhecida solução de Mindlin. A solução foi melhorada pela incorporação da resistência do solo de maneira similar a usada na modelagem de recalques de sapatas corridas. A influência do nível d'água é incorporada através da Lei de Arquimedes. O comportamento ao cisalhamento na interface estaca-solo é descrita usando um material de comportamento elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Como procedimento da solução para uma estaca isolada carregada verticalmente imersa em um solo estratificado, elasto-plástico no GEO4 têm-se:

- a) A estaca é modelada como uma estrutura composta de diversos elementos de barra. O número de elementos, é então, determinado a partir da relação comprimento/diâmetro da estaca, para o qual o programa calcula a rigidez ao cisalhamento do solo na vizinhança da estaca. O comprimento do elemento deve ser cerca de 2,5 vezes maior que o diâmetro da estacas. A rigidez ao cisalhamento do solo é, no entanto, baseado na relação L/d igual a 2,5;
- b) Cada elemento é apoiado na extremidade, por uma mola. A rigidez da mola é calculada através dos parâmetros elásticos do subsolo C_1 , C_2 e funções Bessel modificada (modelo Winkler-Pasternak). Os valores de C_1 e C_2 são determinados a partir do módulo de deformação e coeficiente de Poisson do solo. A profundidade da zona de influência, que afeta os valores de C_1 e C_2 , é variável e muda com o deslocamento da estaca (recalque). Para

deformação zero ela é ajustada para ser igual a uma vez o diâmetro da estaca, entretanto a zona de ruptura geotécnica ao redor da estaca é 2,5 vezes o diâmetro da estaca. Torna-se necessário mencionar que a confiabilidade dos valores C1 e C2 depende de uma boa escolha para os parâmetros de deformação do solo; c) Para cada elemento da estaca o programa determina o valor máximo da força de cisalhamento transmitida para o fuste via atrito lateral. Isto é feito com o uso do critério tradicional de ruptura de Mohr-Coulomb, mais a tensão lateral em cada elemento da estaca. Esta tensão é encontrada via distribuição de tensões geostáticas multiplicada por um coeficiente de empuxo lateral k, o qual é entrado pelo usuário de acordo com a metodologia executiva da estaca; d) Conhecendo-se tanto a rigidez da mola quanto o valor da força limite (força de cisalhamento máxima) o programa inicia o carregamento incremental da estaca, com a força(s) fornecida(s) no topo da estaca. As forças desenvolvidas nas molas individualmente de todos os elementos são calculadas para cada incremento. Estas forças são então comparadas com a força máxima de cisalhamento (T_{lim}) estimada no passo anterior, para cada elemento da estaca. Se a força na mola excede T_{lim} , então a rigidez desta mola é reduzida de modo que, para uma dada deformação, a força na mola seja igual a T_{lim} . A força excedente para este carregamento incremental é então redistribuída no restante das molas. Cada incremento de carga é interagido até que a força desenvolvida em toda mola seja menor que T_{lim} . Para níveis de carregamentos altos todas as molas perderão a capacidade de suportar esta força, e a estaca começará a penetrar no solo abaixo da base (mola na extremidade inferior). No programa, em termos matemáticos, não existe restrição da magnitude da força a ser desenvolvida na base; e) O programa então gera a curva carga-recalque da estaca carregada verticalmente. Como padrão, a curva é calculada para um valor de deslocamento admissível máximo de 25 mm. O usuário, no entanto, pode mudar este valor padrão. Além desta curva, o programa apresenta a distribuição das forças cisalhantes normais ao longo da estaca, para cada nível de carregamento. O programa também possibilita a visualização da relação entre o atrito lateral e o deslocamento em qualquer elemento.

Para cada estaca determina-se o valor limite da força cisalhante transmitida pela lateral da estaca. Sendo a tensão geostática, a tensão cisalhante limite, a força cisalhante limite e da rigidez do elemento na base da fundação dadas pelas Equações 2.61 a 2.64.

$$\sigma_z = \sum \gamma_i h_i \quad (2.61)$$

$$\tau = c' + k. (\sigma_z. \text{tg } \phi') \quad (2.62)$$

$$T_{lim} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot L \cdot \tau \quad (2.63)$$

$$K_p = \pi \cdot r_b^2 \cdot C_1 \quad (2.64)$$

Onde: γ_i é peso específico aparente natural na i^{th} camada e h_i é a espessura da i^{th} camada; k é o coeficiente de tensão horizontal e que reflete o processo executivo da estaca; σ_z é a tensão geostática; ϕ é o ângulo de atrito e c é a coesão; r é o raio da estaca, L é o comprimento da estaca, τ é a tensão cisalhante; r_b é o raio da base da fundação e C_1 é um parâmetro elástico do subsolo equivalente a uma rigidez da mola na base da fundação (F/L^3).

Na Figura 2.30 tem-se um resultado obtido por Cunha & Kuklík (2003) da carga em profundidade para uma estaca escavada ensaiada no DF.

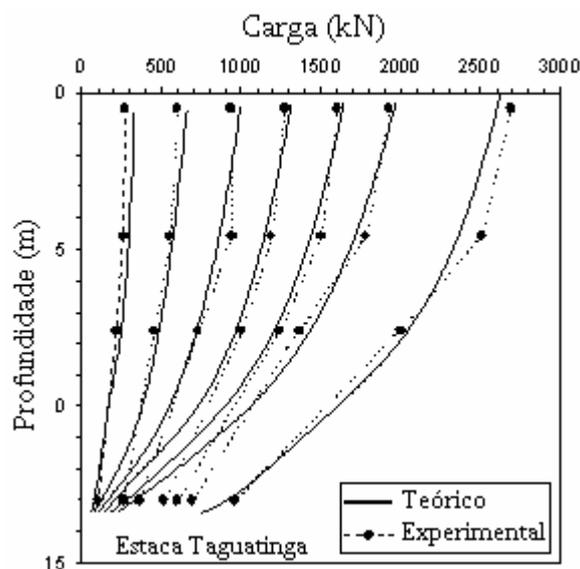


Figura 2.30 Estaca escavada analisada com o software Geo4 (Cunha & Kuklík, 2003).

A seguir, faz-se uma descrição do programa Plaxis, bem como outros aspectos de importância. Em problemas de engenharia geotécnica o primeiro método numérico utilizado foi o método das diferenças finitas (MDF), onde a solução era obtida nos pontos de interseção da malha utilizada para discretizar o problema em estudo. A desvantagem estava exatamente na discretização, pois para obter a solução em outro ponto uma nova malha era necessária.

O PLAXIS é um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análises de projetos de engenharia geotécnica. O programa foi desenvolvido há 17 anos na Universidade

Técnica de Delft, na Holanda, e baseia-se no MEF, sendo utilizado em análises 2D e 3D. Pode ser utilizado em problemas estáticos e dinâmicos, levando em consideração questões relacionadas à não linearidades e fenômenos transientes. Considera ainda, carregamento por estágios de aplicação, o que é importante na consideração de seqüência construtiva.

Este programa é largamente empregado na área geotécnica em problemas sob condições de deformação plana, condições de axissimetria, e ainda, tridimensionais, possuindo diversos tipos de modelos constitutivos de solo que consideram comportamento não linear, dependente do tempo e da anisotropia (elástico linear, Mohr-Coulomb, modelo com amolecimento, modelo com endurecimento e fluência).

O PLAXIS 2D pode ser usado em estudos de estruturas de contenção, interação solo-estrutura, estabilidade de taludes, barragens, dentre outros. A versão 2D utiliza elementos triangulares de 6 e 15 nós e a 3D utiliza elementos tipo cunha com 15 nós (ver Figura 2.31).

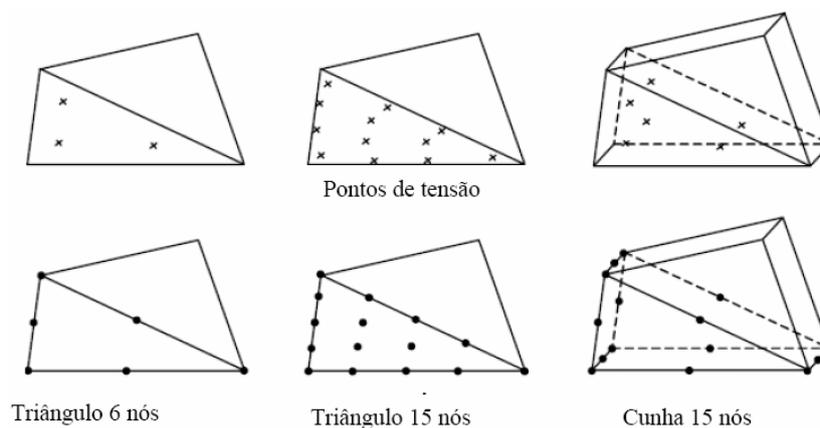


Figura 2.31 Tipos de elementos 2D e 3D com os pontos de tensão no PLAXIS.

O processo de utilização compreende as três etapas comuns aos programas baseados no MEF, como o pré-processamento (INPUT), o processamento (CALC) e o pós-processamento.

O pré-processamento é feito no módulo (INPUT) (geometria e discretização do problema) e compreende toda a parte relacionada com a modelagem geométrica do problema a ser analisado. Neste módulo é feito o desenho da geometria, a atribuição de propriedades físicas dos materiais e discretização automática da geometria elementos finitos pré-determinados.

No pré-processamento é exigido um maior cuidado na modelagem. Uma vez modelada a geometria sólida, torna-se necessário escolher o tipo de elemento que será utilizado na

discretização do problema. Esta discretização refere-se à distribuição do elemento escolhido no modelo geométrico em questão. A distribuição é feita a partir da geração de uma malha adaptativa gerada automaticamente, mas que pode ser refinada conforme os detalhes geométricos utilizados. As condições de contorno e a aplicação de deslocamentos e cargas prescritas são feitas nesta etapa. Não é possível a aplicação de cargas momento neste programa, apenas cargas concentradas e distribuídas.

O processamento é feito no módulo CALC e corresponde ao conjunto de operações internas do programa relacionado à forma de aplicação de carregamentos e métodos de resolução das equações que regem o problema a ser estudado. Leva em consideração o cálculo de matrizes com as características (geometria e materiais) definidas no pré-processamento.

O pós-processamento no módulo OUTPUT e CURVES corresponde a etapa final do cálculo, onde se obtém os resultados da análise em forma de tabelas, gráficos e animações. Todas as etapas são importantes no cálculo por elementos finitos, porém o processamento se destaca por possuir os códigos relacionados aos modelos constitutivos implementados e aos métodos de solução de sistemas de equações.

Dentre as principais características do PLAXIS citam-se: a) análises bidimensionais em estado de deformação plana ou com simetria axial; b) entrada gráfica para o modelo geométrico, que permite representar adequadamente as camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno. c) elementos triangulares isoparamétricos de 6 e 15 nós, com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente; d) Elementos de juntas podem ser utilizados nos cálculos envolvendo a interação entre o solo e as estruturas; e) Cinco modelos constitutivos estão implementados, sendo o elástico linear, o elástico perfeitamente plástico de *Mohr-Coulomb*, dois modelos elasto-plástico (“*Soft-Soil*” e “*Hardening-Soil*”), e um modelo elasto-viscoplástico, derivado a partir do modelo *Cam-Clay* (“*Soft-Soil-Creep*”); f) Podem ser efetuadas análises para condições drenadas ou não-drenadas. A distribuição de poro-pressões pode ser efetuada a partir da linha freática para análises simples, e a partir da perda de carga para análises mais complexas. O programa permite efetuar análises acopladas; g) Análise de adensamento acoplada utilizando a teoria de Biot; h) Diversidade de condições de carregamento devido à forças externas, deslocamentos, pressões nodais ou fluxo imposto.

Nos trabalhos de Chissolucombe (2001), Macedo (2002), Mota (2003) há um extenso enfoque sobre o programa PLAXIS.

3 MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS

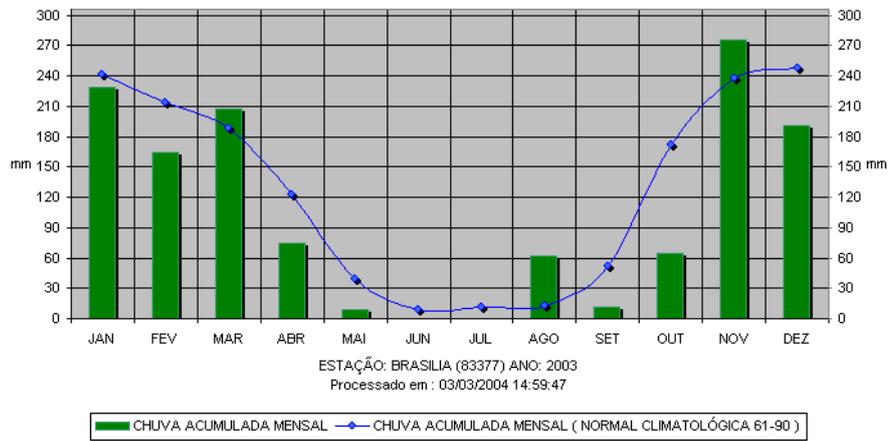
O Distrito Federal ocupa, no Centro-Oeste do Brasil, uma área de 5814 km². É limitado ao norte e ao sul pelos paralelos de 15°30' e 16°03', e a leste e oeste pelos rios Preto e Descoberto, nas proximidades dos meridianos 47°25', longitude extremo leste, e 48°12', longitude extremo oeste.

O relevo caracteriza-se pela predominância de grandes superfícies planas e suavemente onduladas, conhecidas como chapadas, situadas acima da cota de 1000 m. A altitude média situa-se em torno de 1100 m.

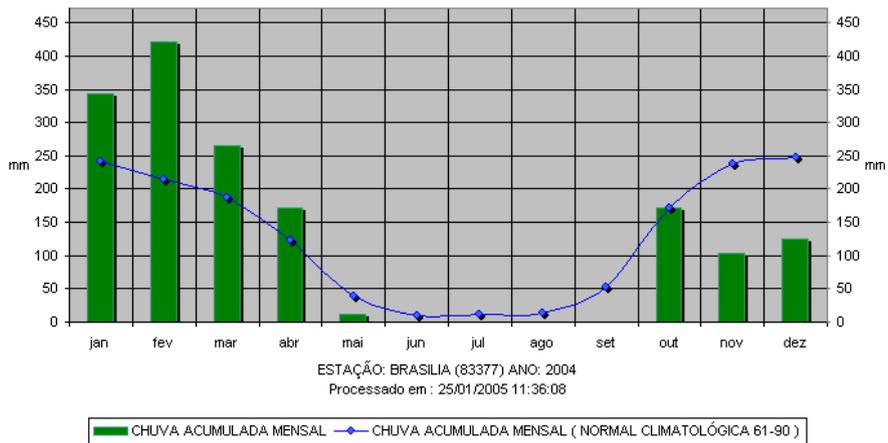
O clima do Distrito Federal enquadra-se na classificação de Köppen (CODEPLAN, 1984), entre os tipos tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, e está caracterizado pela existência bem nítida de duas estações. O período entre maio e setembro, estação fria e seca, é caracterizado pela baixa nebulosidade, alta taxa de evaporação e pela baixa taxa de precipitação. No período entre os meses de outubro e abril predomina a estação quente e chuvosa. A distribuição da precipitação se dá de forma irregular, onde as menores alturas pluviométricas anuais ocorrem na porção leste e as taxas mais elevadas estão concentradas a NE e SE do Distrito Federal, EMBRAPA (1978). Segundo estimativas de Coimbra (1987) aproximadamente 12% da precipitação total infiltram na zona vadosa e alcançam efetivamente a zona saturada do aquífero. A evapotranspiração real fica em torno de 900 mm anuais, sendo que os meses de maio a setembro apresentam déficit hídrico, enquanto o período de outubro a abril apresenta superávit. A precipitação média anual é da ordem de 1500 mm, sendo que existe uma distribuição irregular, onde as menores alturas pluviométricas anuais ocorrem na porção leste e as taxas mais elevadas estão concentradas em dois pontos a NE e SE do Distrito Federal (Baptista, 1998).

A temperatura média anual varia entre os 19,8 e 23,5°C, sendo os meses de setembro e outubro os mais quentes, com temperatura de 23,5°C, e os meses de junho e julho, os mais frios, com temperaturas de 19,8 a 21°C. Nas Figuras 3.1 (a, b, c) têm-se os registros de precipitação do ano de 2003 a 2005. O ano de 2005 está incompleto, pois a obtenção do registro se deu em Junho de 2005.

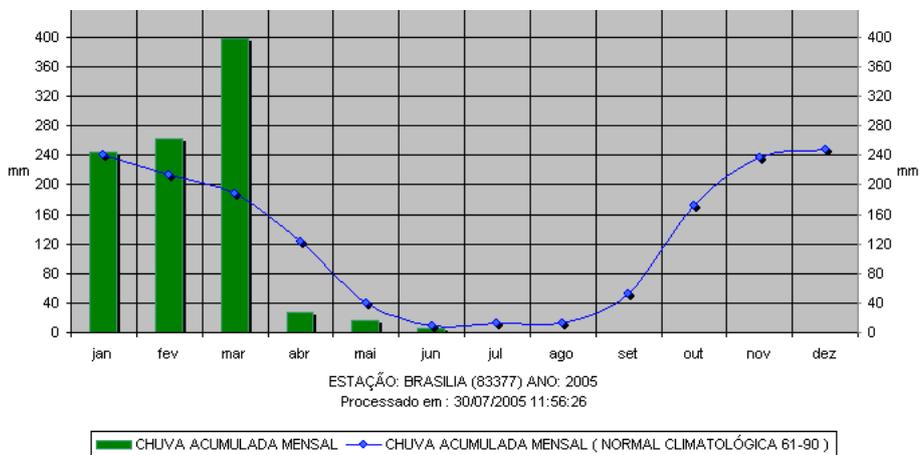
Quanto à umidade relativa do ar, os valores são da ordem de 70% entre os meses de janeiro e abril (período de 1999 a 2000), decrescendo depois acentuadamente, atingindo valores muito baixos nos meses de maio a outubro, sendo os meses de agosto e setembro os mais críticos, onde já foram registradas umidades relativas de até 10% (INMET, 2002).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.1 Distribuição da precipitação no Distrito Federal.

3.1 ASPECTOS DA GEOMORFOLOGIA DO DISTRITO FEDERAL

A geomorfologia do Planalto Central possui características próprias, devido às características climáticas, geológicas e antrópicas. Em grande parte do Distrito Federal são encontradas chapadas, onde predomina um relevo residual e de aplainamento, com topografia plana e levemente ondulada (Blanco, 1995). Segundo Cardoso (2002) o trabalho de Freitas-Silva & Campos (1998) redefine a geologia do Distrito Federal, como sendo composta por rochas atribuídas aos grupos Paranoá, Canastra, Araxá e Bambuí, contribuindo com aproximadamente 65, 15, 5 e 15% de sua área total, respectivamente. As rochas da região são compostas por ardósias, metarritmitos, metassiltitos e quartzito em geral muito intemperizados na sua parte superior. A Figura 3.2 apresenta o mapa pedológico do DF com a definição da classe dos solos superficiais.

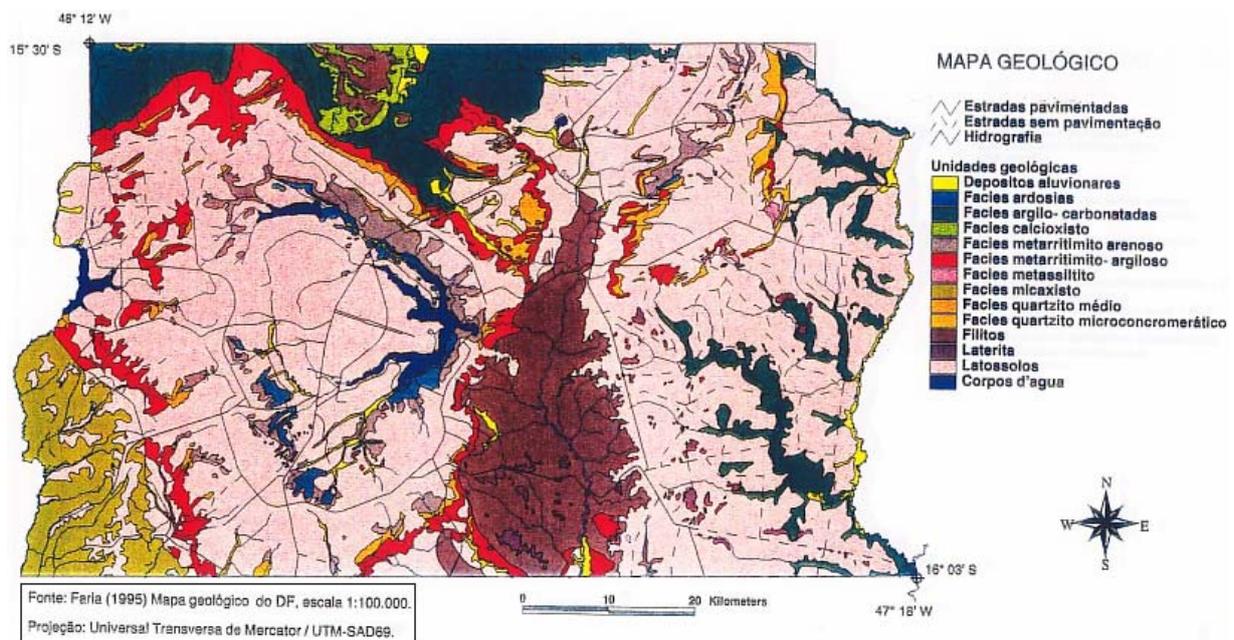


Figura 3.2 Distribuição das unidades pedológicas no Distrito Federal.

Na área do plano piloto em Brasília, local dos ensaios, predominam as rochas do grupo Paranoá que possuem um grau de metamorfismo menor. Apresentam uma alternância de estratos de quartzitos com granulometria fina a média (unidade Q3), metassilito argiloso (unidade S), metarritmito arenoso (unidade R3), metarritmito argiloso (unidade R4) e ardósia (unidade A), conforme nomenclatura adotada por Freitas-Silva & Campos (1998).

Os solos do DF representam bem os solos da região do cerrado que, em estado natural são bem drenados, mesmo quando há alta proporção de matriz argilosa. A argila nestes solos, está sob a forma de grãos do tamanho de areia, apresentando alta permeabilidade. Quando a cobertura de solo é suficientemente profunda, o lençol freático no cerrado está geralmente entre 15 e 35 m, e em áreas planas a mais de 6 m. Chega a ser mais próximo à superfície somente onde o cerrado faz contato com o campo úmido.

Segundo Camapum de Carvalho & Mortari (1994), no Distrito Federal, as obras subterrâneas rasas geralmente se localizam em horizontes de solos colapsíveis, argilosos de cor vermelha a vermelha amarelada, denominados pelos geotécnicos da região como “argila porosa”. Para Camapum de Carvalho *et al.* (1993), a “argila porosa” é constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local. Estes trabalhos e vários outros, por exemplo, Camapum de Carvalho *et al.* (1994) e Paixão & Camapum de Carvalho (1994), mostram que os solos porosos colapsíveis de Brasília apresentam estrutura constituída por micro e macro poros, sendo a instabilização desta o motivo do colapso.

Cardoso (1995) apresentou um estudo micro-morfológico sobre solos profundamente intemperizados de diferentes áreas do DF, e constatou que estes são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre eles e a grãos de quartzo (areia) por pontes de argila, com índices de vazios elevados entre 1,0 e 2,0.

De acordo com Ortigão (1993), Ortigão (1994a) e Ortigão (1994b) ao longo da diretriz projetada para o Metrô, Asa Sul, verificou-se que a “argila porosa” apresenta espessura variável com intervalo de 20 a 30 m e índices SPT entre 2 e 3 golpes, em geral com nível d’água profundo, sendo em alguns casos encontrado a 5,0 m de profundidade, como no final da Asa Sul. A variação sazonal do lençol freático pode atingir até 4 m. No trabalho de Guimarães *et al.* (2000), Guimarães (2002) e Mota (2003) esta camada de argila porosa apresenta baixa resistência à penetração (índice de resistência do ensaio tipo SPT variando de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s), apesar da matriz argilosa, sendo o comportamento em termos de permeabilidade similar aos dos solos granulares finos. Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominada “colapso”.

Mendonça *et al.* (1994) avaliam as características dos solos do DF como solos que apresentam, de uma maneira geral, uma alta porosidade originada pelo intemperismo (laterização) a que foram submetidos. A grande variação de texturas e composição mineralógicas são propriedades parcialmente herdadas das litologias originárias e fortemente influenciadas pelo processo de laterização. Devido ao processo de lixiviação, quase nenhuma base (Ca, Mg, K, Na e SiO₂) está presente nos horizontes de solos mais superficiais, diferentemente do que ocorre com o ferro (Fe) e o alumínio (Al) que se apresentam sob altas concentrações, e o que confere a formação de uma estrutura fortemente granular de tamanho aproximado de grãos de areia, conforme citado anteriormente. Apesar do alto teor de argila, estes solos apresentam elevada porosidade e um comportamento similar a solos de textura arenosa (EMBRAPA, 1978).

Neste trabalho, os locais estudados foram o Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo do Programa de Pós Graduação em Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UnB e o Centro de Convenções de Brasília (Ulysses Guimarães) ambos localizados no plano piloto da Capital Federal. A Figura 3.3 mostra as duas áreas que serão alvo de estudos. Os perfis de solo tanto do campo experimental quanto do centro de convenções mostram-se não saturados e identificam, de certa forma, um perfil típico do solo na região do plano piloto em que um horizonte de solo residual laterítico, que sofreu intenso processo de intemperismo, e é constituído por uma argila arenosa vermelha escura.

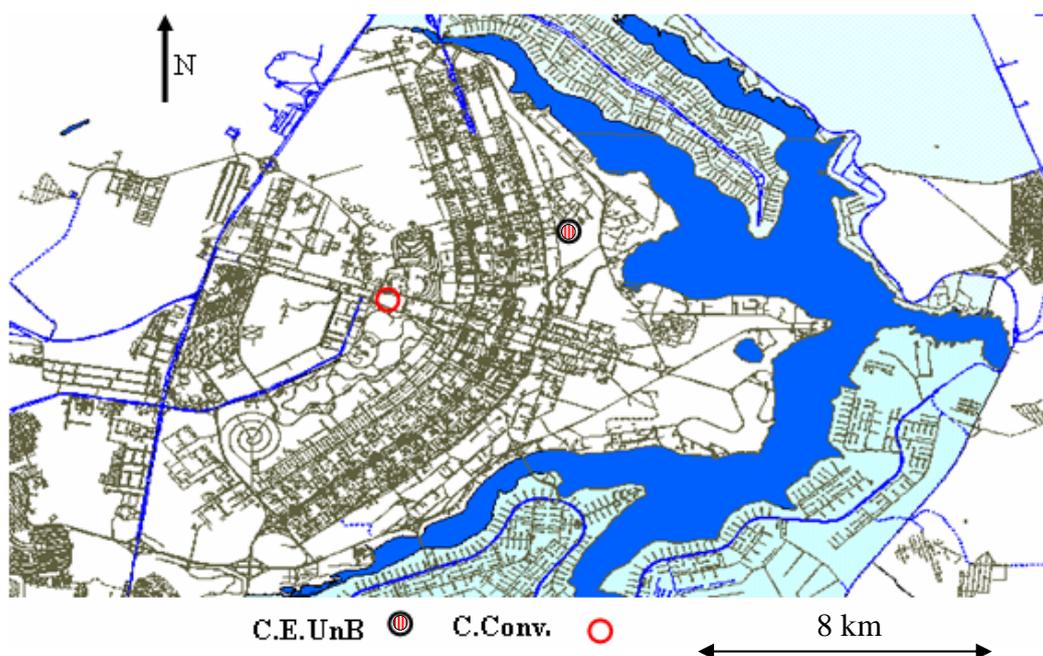


Figura 3.3 Localização das áreas estudadas: C.EUnB e Centro de Convenções.

3.2 LOCAL DE ESTUDO: CAMPO EXPERIMENTAL DE FUNDAÇÕES E ENSAIOS DE CAMPO DA UnB (CEUnB)

Na área referente ao campo experimental tem-se um perfil típico da camada de solo laterítico vermelho argiloso, denominado de “argila porosa”, que apresenta valores de resistência reduzidos quando analisados com resultados dos ensaios tipo SPT, CPT ou DMT. Apresenta também alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s). Esse padrão é verificado, sobretudo até a profundidade de 6m. Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, sobretudo para profundidades menores que 6m. Este material é sobrejacente a uma camada de solo residual proveniente da alteração de ardósias, denominado de silte argiloso de comportamento extremamente anisotrópico (Cunha & Camapum de Carvalho, 1997). O término da argila porosa é indicado nas sondagens pelo aumento dos índices SPT, CPT e DMT, ao atingirem o solo residual. Observa-se que até 18 m não há presença de nível d’água.

Segundo Pastore (1996) o perfil de solo do campo experimental da UnB mostra horizontes bem distintos: 0 a 8,8 m – horizonte de solo residual laterítico, que sofreu processo de intemperismo, sendo constituído por uma argila arenosa vermelho escura (0 a 5 m) e uma argila pedregulho arenosa vermelho escura (5 a 8,8 m); 8,8 a 10,3 m – horizonte de transição, composto de um solo laterítico (8,8 a 9,8 m) e poucas estruturas reliquiárias (9,8 a 10,3 m); 10,3 a 15 m – horizonte de solo saprolítico de ardósia, constituído por intercalações de quartzo (10,3 a 11,3) e um silte argiloso vermelho (11,3 a 15,0 m).

O trabalho de Guimarães (2002), realizado em conjunto com Mota (2003), é o mais completo sob o ponto de vista micro-morfológico do campo experimental. Em Setembro de 2000, foram retirados 10 blocos indeformados a cada metro e realizados ensaios de caracterização, plasticidade e micro estrutura; ensaios para determinação da curva característica, com medidas de sucção matricial e total, ensaios de adensamento, cisalhamento direto, cisalhamento metal-solo e ensaios triaxiais do tipo K_0 e consolidado não drenado (C.U.) tanto em estado natural quanto saturado. Guimarães (2002) ainda apresenta um estudo da microestrutura por análises feitas utilizando microscopia eletrônica de varredura em amostras indeformadas.

Maiores detalhes podem ser vistos em Camapum de Carvalho *et al.* (1994), Camapum de Carvalho & Mortari (1994), Ortigão (1994a), Camapum de Carvalho *et al.* (1995), Blanco (1995), Cardoso (1995), Ortigão *et al.* (1996), Araki (1997), Perez (1997), Pallocci (1998), Jardim (1998), Cunha *et al.* (1999), Peixoto (1999), Sales (2000), Foá (2001), Cardoso (2002), Mota (2003) e Mascarenhas (2003).

No Campo Experimental da UnB foram realizados, para esta pesquisa, ensaios tipo CPT, SPT e DMT que darão suporte aos experimentos que ora estão em fase de estudo. Quanto ao ensaio de DMT foram realizados ensaios com o intuito inicial de que os dados fossem usados em provas de carga lateral, mas as mesmas não serão mais alvos deste trabalho. Provas de carga foram realizadas em várias pesquisas e incluem estacas escavadas, raiz, cravada e solo cimento, além de ensaios em placa ao longo da área do Campo Experimental da UnB (C.E.UnB). Nas Figuras 3.4 (a, b) tem-se a área do C.E.UnB visto por fotos de satélite e a localização da “nova” área de estudos, respectivamente, com os ensaios e provas de carga realizadas. A tabela dos ensaios e provas de carga será mostrado a seguir, no próximo sub-item.



Figura 3.4 (a) Vista do C.E.UnB

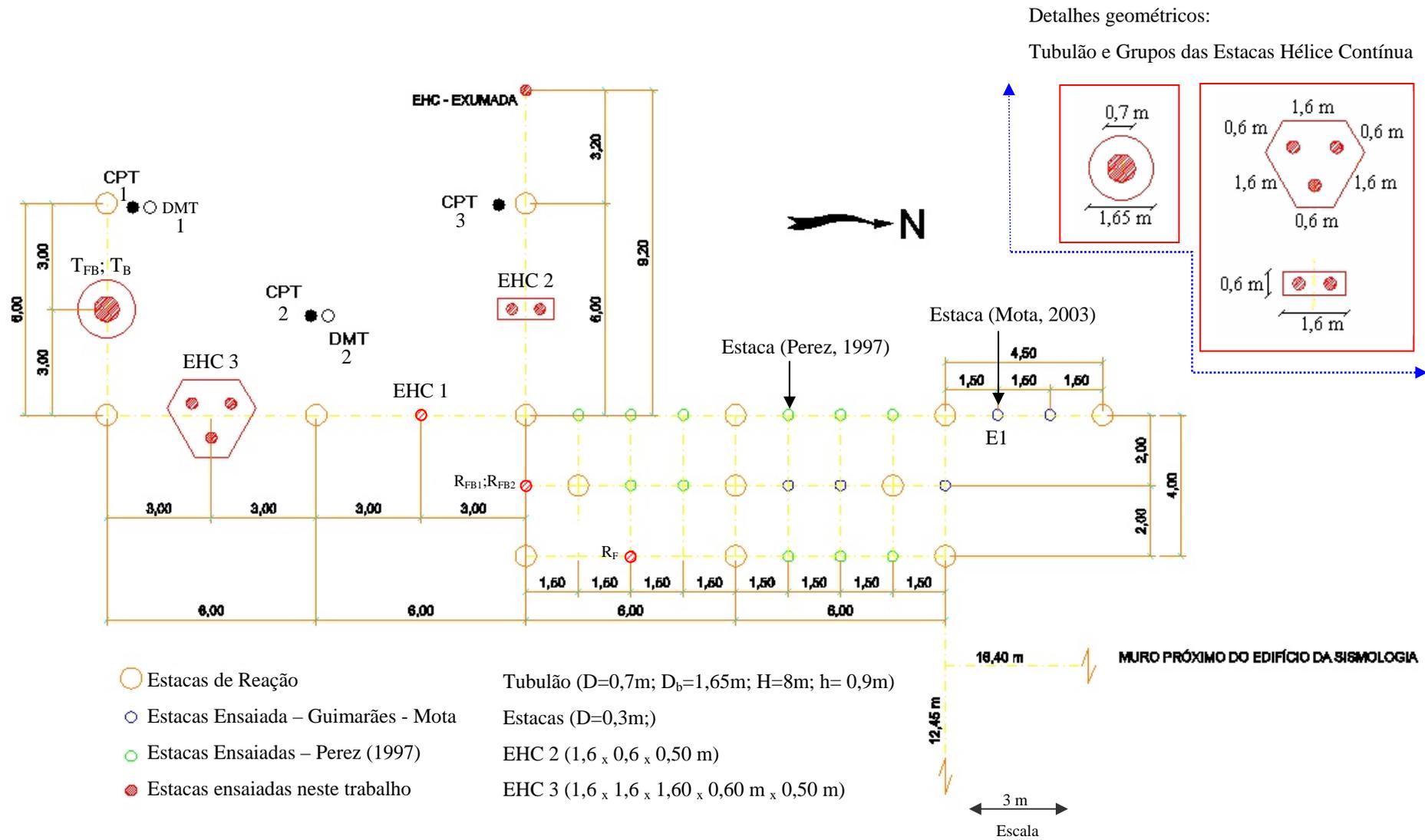


Figura 3.4 (b) Localização da área em estudo no CEUnB (Mota, 2003) – Modificado

A seguir serão mostrados e avaliados os resultados dos ensaios *in situ* realizados no campo experimental. Na Figura 3.5 têm-se os resultados do ensaio tipo CPT realizado no local. Os resultados incluem q_c , f_s e $R_f = f_s/q_c$.

O ensaio de CPT/CPTU configura como uma ferramenta extremamente poderosa na avaliação do perfil estratigráfico. O ensaio consegue captar feições importantes do subsolo como são as lentes de materiais arenosos. No local, o nível d'água não foi detectado e, assim, nenhum prejuízo com relação à determinação da poro pressão de água no local, sendo, desta forma, avaliada igual a zero. De uma maneira geral, os três furos realizados mostraram pouca variabilidade onde pequena dispersão foi verificada para o local em estudo.

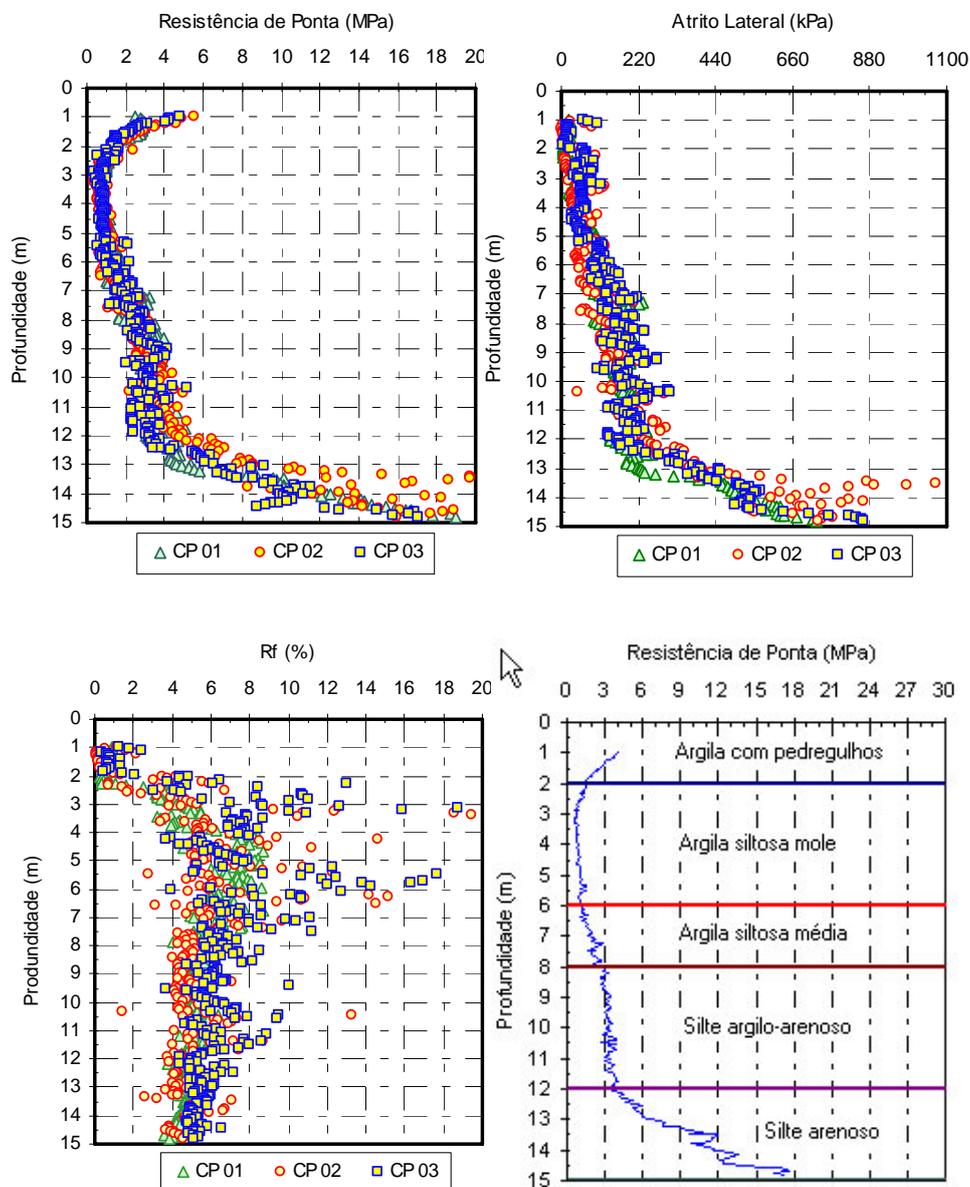


Figura 3.5 Perfil estratigráfico do C.E.UnB via ensaio de CPT

A estratigrafia pode ser avaliada visualmente para a identificação das camadas e lentes existentes. Alguns autores usam “regras práticas” na possível identificação de materiais onde materiais arenosos geralmente são evidenciados quando q_c (ou q_t) > 5 MPa, enquanto que argilas moles a rijas e siltes são evidenciados por possuir q_c (ou q_t) < 2 MPa. Outra forma de identificação dos materiais é com o uso dos valores de poro pressão de água gerados pelo CPTU. O valor observado da razão de atrito (R_f) também é um indicador importante do tipo do solo. Em areias usualmente $0,5\% < R_f < 1,5\%$; já em argilas tem-se normalmente $3\% < R_f < 10\%$. As exceções são os solos sensíveis e os solos colapsíveis.

Na Figura 3.5 o perfil poderia ser avaliado conforme sua estratigrafia da seguinte forma: 0 a 2m há um estrato mais resistente, situação comum em perfis do DF onde o solo encontra-se ressecado e pré-consolidado. No C.E.UnB encontrou-se, no primeiro metro, materiais que correspondem a uma área previamente aterrada (pregos e restos de cerâmica). A partir de 2 até 6m de profundidade têm-se um perfil de solo de menor resistência e maiores valores de teor de umidade (verificado no ensaio tipo SPT), e o solo é tipicamente uma argila siltosa; entre 6 e 8 m há uma melhora nos padrões de resistência deste material, mas o solo nestas cotas é essencialmente o mesmo que o descrito para a camada anterior. Para as profundidades entre 8 e 12 m há uma camada de silte argilo-arenoso em que a resistência pode ser avaliada como constante nesta faixa. A partir de 12 m até 15m, onde ocorreu a paralisação do ensaio por falta de sistema de reação, há um rápido crescimento de resistência onde valores desde 4 a 20 MPa foram registrados.

Os valores de atrito lateral seguem o “padrão” daqueles obtidos com a resistência de ponta. Com relação aos valores da razão de atrito, tem-se que entre as profundidades 2,5 a 6,5 m há valores acima de 9% o que poderiam, para alguns sistemas de classificação da estratigrafia, ser avaliados como turfas. Sabidamente não há turfa neste intervalo e sim um solo propenso a efeitos de colapso quando submetido à variação de tensão e do teor de sucção matricial ou matricial.

Mota (2003) mostrou o resultado de 17 furos de ensaio CPT ao longo da área do C.E.UnB. Apesar da confiabilidade dos dados e mesmo da pequena variabilidade dos dados registrados, realizaram-se novos ensaios cujos resultados são mostrados na Figura 3.5, somente na área a ser estudada. Mota (2003) realizou ainda ensaios de DMT. Novamente, ensaios de DMT também foram realizados na área de ensaios para esta pesquisa. As mesmas observações são

válidas para os ensaios do tipo DMT quanto à variabilidade e os resultados obtidos. Na Figura 3.6 têm-se parte das amostras obtidas com o ensaio do tipo SPT que foi realizado no local. A esquerda da Fig. 3.6 tem-se a descrição sugerida por Pastore (1996) e a direita, as amostras de solos retiradas do local com as respectivas cotas.

Autores como Sales (2000), Guimarães (2002) e Mota (2003), mostram resultados do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , realizados ao longo do campo experimental. A Figura 3.7(a) mostra os resultados dos 14 furos em termos médios (média aritmética – M.A e média geométrica – M.G) além dos valores limites (mínimo e máximo) para cada profundidade do ensaio de SPT. A Figura 3.7(b) mostra os resultados médios em termos da média aritmética dos ensaios de SPT realizados em época seca e chuvosa.

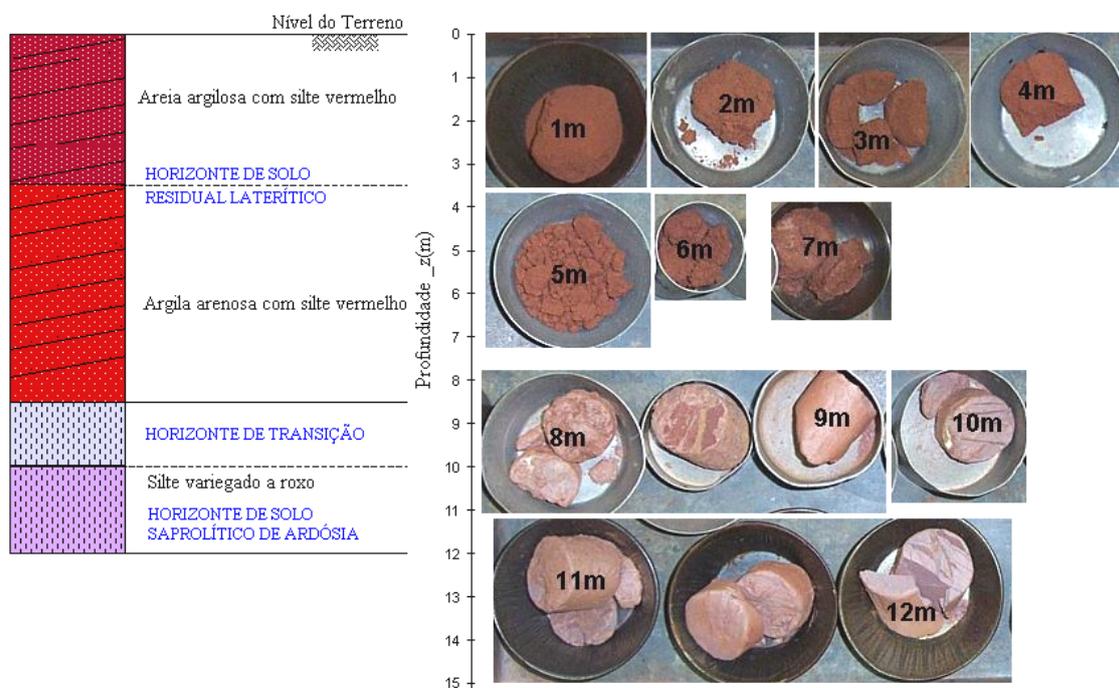


Figura 3.6 Amostras deformadas via ensaio SPT (Adaptado de Pastore, 1996)

Os furos realizados na época seca e na época chuvosa foram em número de sete. Alguns destes ensaios foram feitos em época seca e outros em época chuvosa mas, apesar desta distinção, nenhuma variação considerável foi observada nos resultados médios. A mesma observação vale para os resultados de CPT realizados.

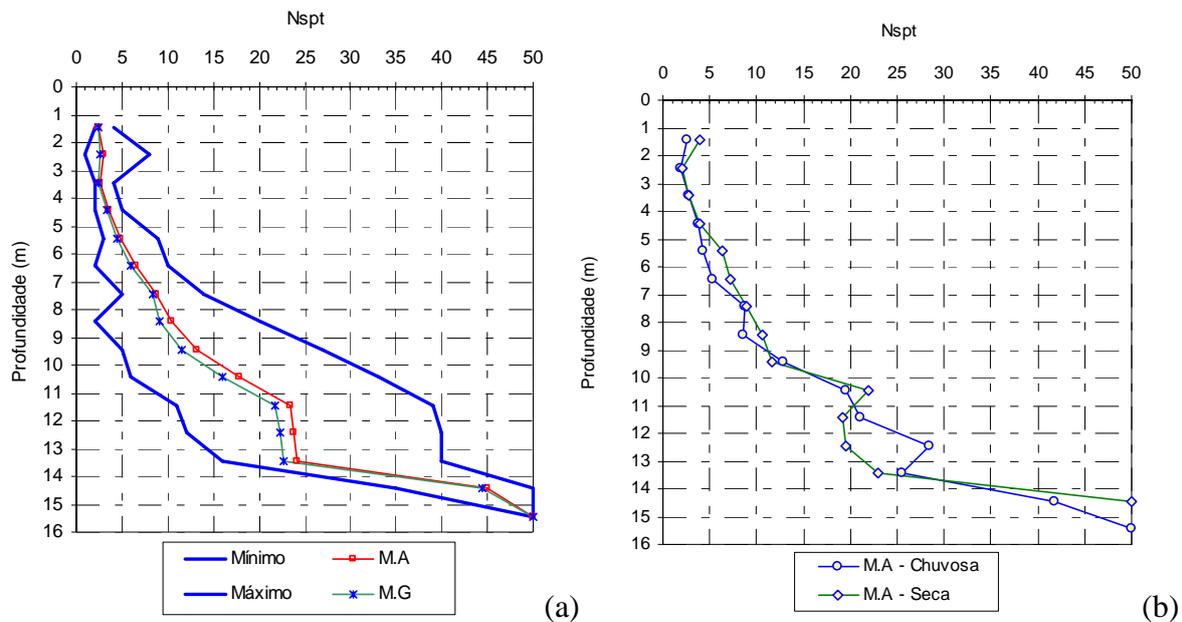


Figura 3.7 Resultados de ensaios SPT (média) e em períodos (seco e chuvoso)

Considerando que não seja o regime pluviométrico o agente responsável pela grande variação à cada metro do ensaio tipo SPT supõe-se, neste trabalho, que as variações sejam em função do método de perfuração, diâmetros do furo, mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, rigidez das hastes, geometria do amostrador e método de cravação, ou seja, em função de distintas técnicas de execução. Aspectos como o tipo do bico do amostrador; forma do avanço do amostrador isto é, se o avanço dá-se com o próprio amostrador ou não; uso de corda de sisal ou o uso de cabo de aço; e ainda o erro sistêmico que, em geral, é cometido quando da interferência humana nos diversos tipos de ensaios. A variação nos resultados do índice de resistência à penetração é crescente à medida que a profundidade aumenta. Respeitando a variabilidade natural do local, o valor do N_{SPT} na profundidade igual a 12,45 m, por exemplo, foi de no mínimo 12 e no máximo 40, o que, inegavelmente, suscita a importância de se ter um padrão da realização do ensaio tipo SPT no local.

Com relação aos resultados de DMT, foram realizados dois furos em que a Figura 3.8 (a, b) mostra os resultados obtidos das pressões P_0 (contato), P_1 (expansão) da membrana dilatométrica e o índice I_D do material. A Figura 3.9 (a, b) mostra o índice K_D da tensão horizontal e o módulo dilatométrico, E_D para o valor médio dos furos. Os índices são função dos valores das pressões P_0 e P_1 , da poro pressão de água, caso considerada, e da tensão

efetiva. O índice I_D é proposto com o intuito de classificação estratigráfica, mas há uma enorme lacuna nesta classificação em se tratando de solos tropicais não saturados. A experiência de Ortigão *et al.* (1996) para o C.E.UnB com esta ferramenta, na classificação estratigráfica, demonstra esta dificuldade de utilização.

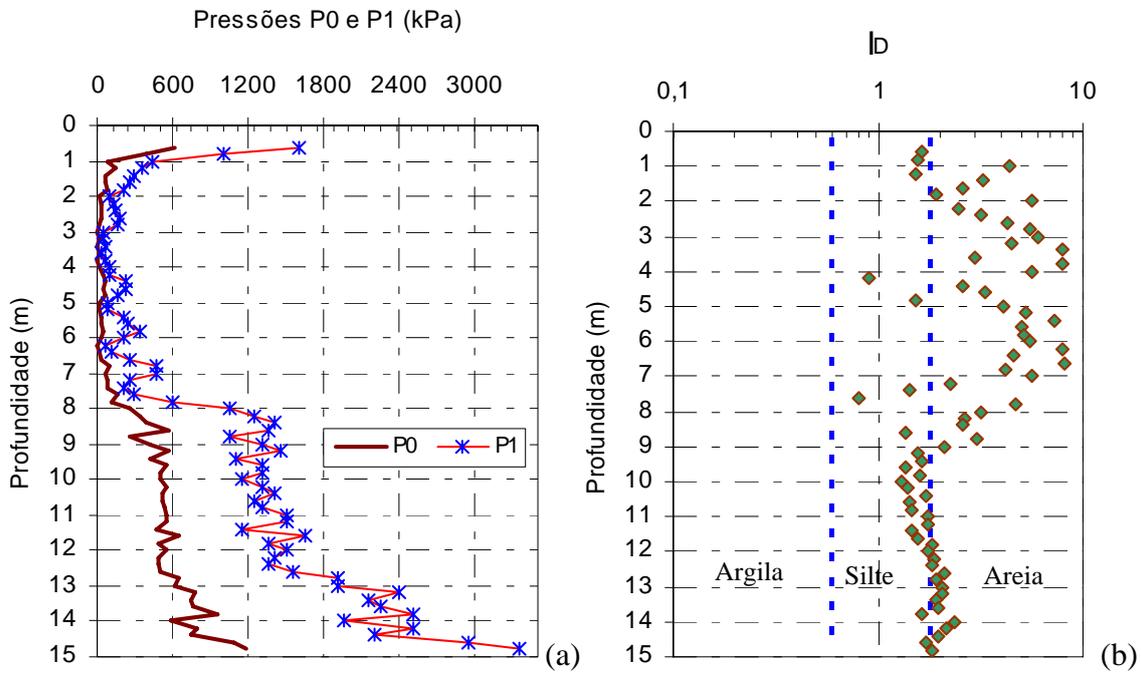


Figura 3.8 Resultados dos ensaios de DMT realizados no C.E.UnB (P_0 , P_1 e I_D)

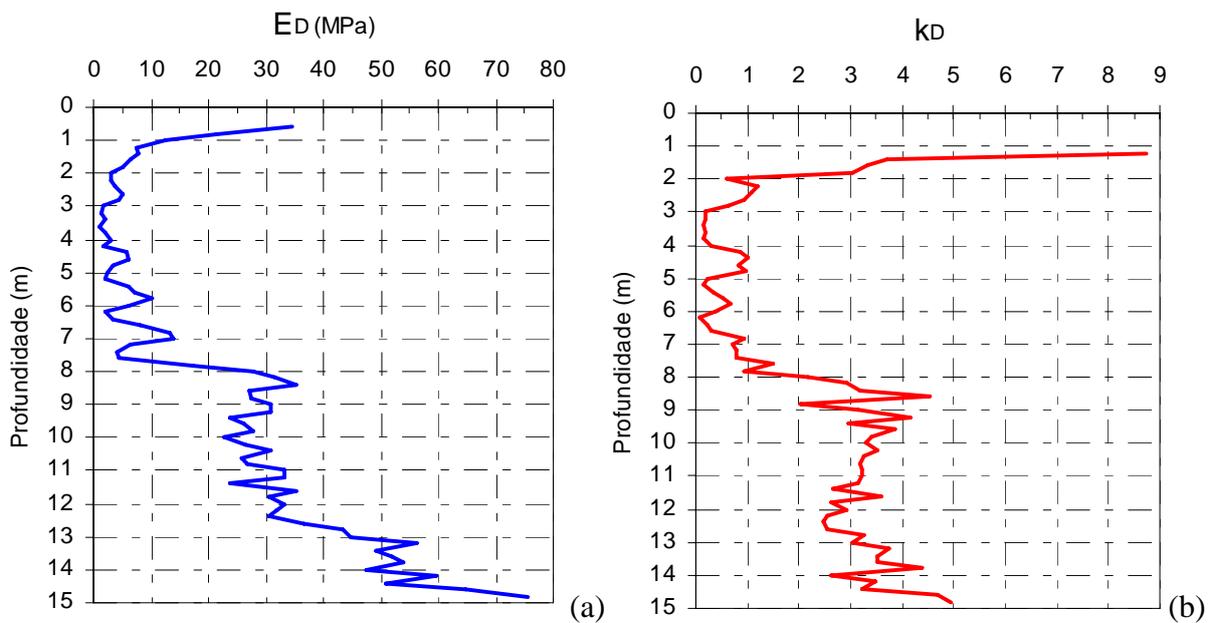


Figura 3.9 Resultados dos ensaios de DMT realizados no C.E.UnB (E_D , k_D)

Os demais índices e o módulo são usados em formulações de natureza empírica para a determinação de importantes grandezas do subsolo, entre elas o ângulo de atrito, o coeficiente de empuxo no repouso, a resistência não drenada, o peso específico, a tensão de pré-consolidação, o módulo cisalhante a pequenas deformações, o módulo de elasticidade equivalente, entre outros. Os trabalhos de Marchetti *et al.* (1986) e Powell *et al.* (2001) propõem a determinação da capacidade de suporte de estacas cravadas usando os resultados das pressões P0 e P1. A adequação ao método de instalação, em se tratando de estacas escavadas, deve ser respeitada.

A seguir serão mostrados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados no subsolo do Campo Experimental. Os resultados dos ensaios de laboratório de Guimarães (2002) e Mota (2003) são reproduzidos na Tabela 3.1. Neste trabalho, foram realizados ensaios de teor de umidade natural em profundidade. A partir de quinze determinações do teor de umidade natural, incluindo os resultados dos autores Perez (1997); Sales (2000); Guimarães(2002); Mota(2003) e Mascarenhas (2003), a Figura 3.10 (a, b) mostra a faixa de variação do teor de umidade sugerido a partir dos dados obtidos e separando por período (seco e chuvoso) a partir dos dados de Guimarães 2002 e Mota (2003).

Tabela 3.1 Resposta dos ensaios realizados no C.E.UnB (Guimarães, 2002)

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	26,86	26,78	26,11	25,97	26,94	25,75	26,52	26,25	27,15	27,62
$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	10,32	10,41	11,49	11,46	11,96	11,98	12,82	13,86	13,84	13,29
$\gamma(\text{kN/m}^3)$	13,33	13,67	14,65	14,45	14,95	14,39	15,44	18	17,78	17,53
e	1,60	1,57	1,27	1,27	1,25	1,15	1,07	0,89	0,96	1,08
n (%)	61,60	61,10	56	55,90	55,60	53,50	51,70	47,20	49	51,90
Sr (%)	49,9	54,5	57,6	54,4	54,9	45,9	51,6	89,8	82,1	83,2
w _L (%)	38	36	39	41	45	44	46	43	44	46
w _P (%)	28	26	29	29	34	33	35	34	26	30
I _P (%)	10	10	10	12	11	11	11	9	18	16
C _c	0,52	0,63	0,47	0,50	0,48	0,40	0,32	0,25	0,078	0,12
C _s	-	0,024	0,019	0,018	0,015	0,020	0,017	0,014	0,030	0,048
σ'_{Pa} (kPa)	30	33	81	57	80	100	98	107	150	156
OCR	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	1,0	0,9	1,1	1,0

Onde: γ_s , γ_d , γ são os pesos específicos dos sólidos, seco e o natural; e, n, Sr são o índice de vazios, a porosidade e o grau de saturação; w_L, w_P, I_P são os limites de liquidez, plasticidade e o índice de plasticidade; C_c, C_s são os índices de compressibilidade e recompressão; σ'_{Pa} , é o tensão de pré-consolidação e OCR é a razão de pré-consolidação.

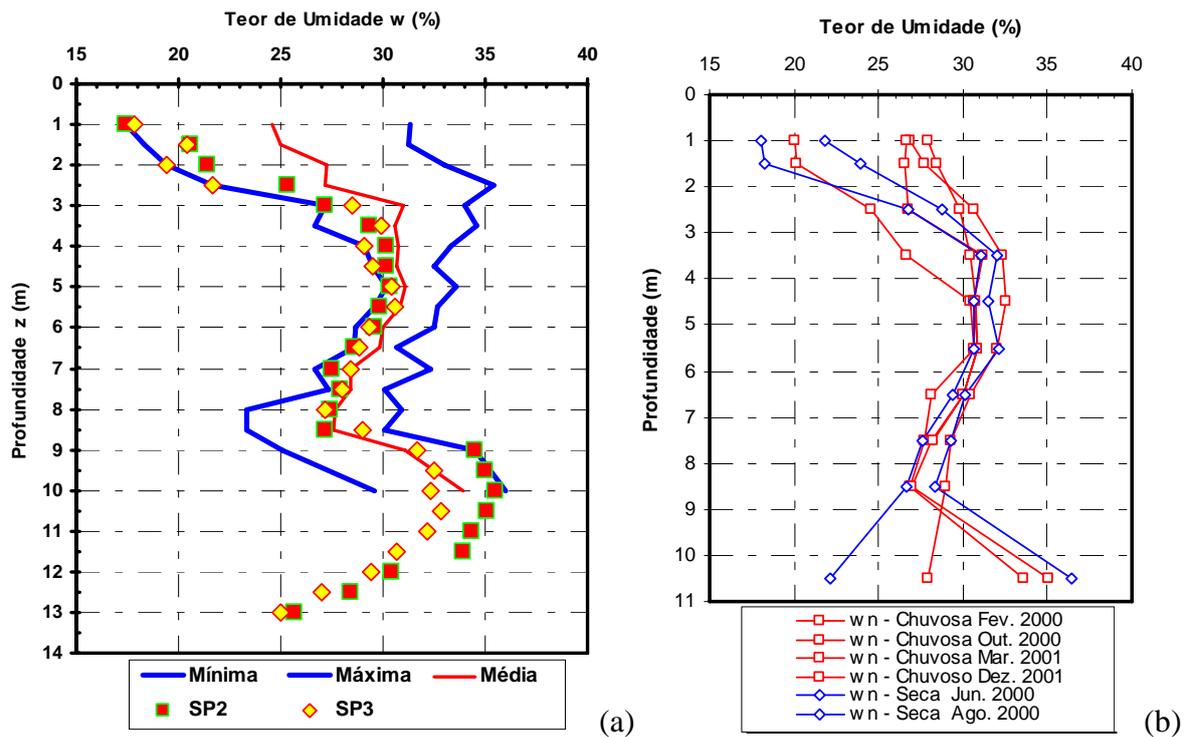


Figura 3.10 Perfil do teor de umidade natural do C.E.UnB

Como a determinação do teor de umidade, feito nesta pesquisa, foi realizada num período de seca, há uma nítida aproximação com os valores mínimos até a profundidade de aproximadamente 7 m. A partir desta profundidade os resultados perdem em precisão sugerindo um potencial erro que pode ter ocorrido quando do uso do ensaio de SPT na obtenção da amostra, ou significando que o período (setembro de 2003) em que fora realizado o ensaio não tenha influência nos resultados a partir daquela profundidade. As maiores variações do teor de umidade natural estão nos primeiros 3 m e, assim, maiores variações do efeito da sucção matricial serão evidenciadas nesta região. Quanto a Figura 3.10b vê-se que pouco se pode inferir quanto ao período em que o teor de umidade foi obtido e que, a partir de 8,5 m de profundidade, os dados são conflitantes quanto aos resultados obtidos nos períodos seco e chuvosos. A distribuição de porosidade encontra-se maior também nesta região e desta forma contribui para esta maior variação.

Guimarães (2002) apresenta uma extensa análise dos dados apresentados na Tabela 3.1. Ainda com relação a esta tabela, chama-se a atenção para valores de C_c nas profundidades 9 e 10 m que se distanciam da realidade por serem valores muito baixos em se tratando do tipo de solo

esperado nestas profundidades e, também de que o índice de compressibilidade é diretamente proporcional ao valor da porosidade. O trabalho de Park & Koumoto (2004) mostra que a relação entre C_c e n é alicerçada por coeficiente de determinação (r^2) igual a 0,994 com 83 amostras de solos analisados, e que o uso da porosidade é motivado pelo fato de que a mesma não é influenciada pelo tipo de solo.

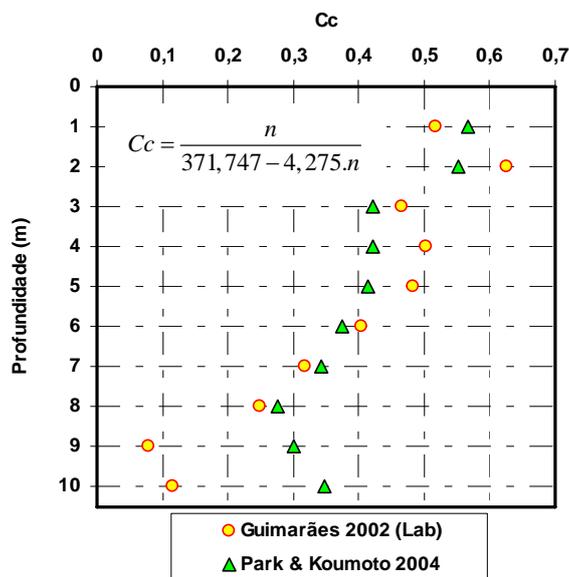


Figura 3.11 Relação entre C_c e a porosidade para o C.E.UnB.

No presente trabalho foram realizados ensaios de limites de consistência nas profundidades 2; 3; 5; 6; 7 e 8m no subsolo do C.E.UnB. (Tabela 3.2). Comparativamente, os valores do índice de plasticidade mostram-se igual grandeza aos obtidos por Guimarães (2002) (vide Tab. 3.1).

Tabela 3.2 Resultados dos ensaios de limites de consistência do C.E.UnB

Limites de Consistência	Profundidade (m)					
	2	3	5	6	7	8
w_L (%)	38,9	42,1	48,8	46,6	48,2	47,6
w_P (%)	28,4	31,3	30,1	32,8	35,7	30,1
I_P (%)	10,5	10,8	12,5	13,8	18,7	17,5

Guimarães (2002) também fornece resultados de sucção matricial versus teor de umidade natural em função da profundidade. Os resultados são mostrados na Tabela 3.3. Alguns

valores mostram-se em negrito e serão descartados das análises que ora se seguem, em virtude dos mesmos mostrarem-se distantes (em ordem de grandeza) da maior parte dos valores de sucção matricial apresentados.

Tabela 3.3 Valores de sucção e umidade em função da profundidade (Guimarães, 2002).

Data	Estação	Parâmetro	Profundidade (m)									
	do ano		1	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5	10,5
Fev.	2000	w (%)	26,9	27,7	30,6	32,3	32,5	32	30,4	29,3	29	27,9
2000		Chuvosa	ψ (kPa)	22,2	17,2	5,7	6	9	7,9	14,3	16,8	3,7
Out.	2000	w (%)	20	20,1	24,6	26,7	30,4	30,7	28,1	27,7	26,9	33,6
2000		Chuvosa	ψ (kPa)	1991	1958	29,9	6,1	7,4	11,2	26,9	40,4	4,8
Mar.	2001	w (%)	26,7	26,6	26,8	31,2	30,6	30,9	30	28,1	27	35,1
2001		Chuvosa	ψ (kPa)	23,4	24,2	14,6	6	9	10,6	15,8	32,4	4,6
Dez.	2001	w (%)	27,9	28,4	29,8	30,4	30,8	30,9	30	28,2	-	-
2001		Chuvosa	ψ (kPa)	16	13,7	6,8	6	6,4	10,6	16	30	-
Jun.	2000	w (%)	21,8	23,9	28,8	32	31,5	32,1	30,1	29,3	28,3	36,4
2000		Seca	ψ (kPa)	773,6	56,3	8,6	6	5,1	7,7	15,4	16,8	3,8
Ago.	2000	w (%)	18	18,3	26,8	31,1	30,6	30,6	29,4	27,6	26,7	22,1
2000		Seca	ψ (kPa)	3412	3209	14,6	6	6,9	11,5	18,6	42,6	5,1

w (%) é o teor de umidade natural; ψ (kPa) sucção matricial.

As Figuras 3.12 (a, b, c) mostram, a partir dos dados da Tabela 3.3, que não há nenhuma correlação de que os ensaios realizados em época chuvosa e em época seca possam refletir de forma marcante os valores de sucção matricial para o perfil da C.E.UnB. Somente para a cota 1,5 m é que, no período seco, ocorre maior valor de sucção comparada à época chuvosa. Da Figura 3.12, a partir da profundidade 2,5 m, vê-se que os valores de sucção para o período chuvoso ou são iguais aos registrados no período seco ou são maiores (o que aparentemente é um contra-senso), numa primeira análise. Outro aspecto da Figura 3.12 são os valores baixos de sucção. O maior valor foi 60 kPa para a cota 1,5 m, seguidos de 40 kPa (período seco) para 7,5 m e 30 kPa para 2,5 m (período chuvoso). Nas profundidades de 8 a 10 m da Tabela 3.2 têm-se valores de grau de saturação que podem ser considerados altos para perfis não saturados e, assim, baixos valores da sucção matricial na profundidade 8,5 m são obtidos independentemente do período de determinação.

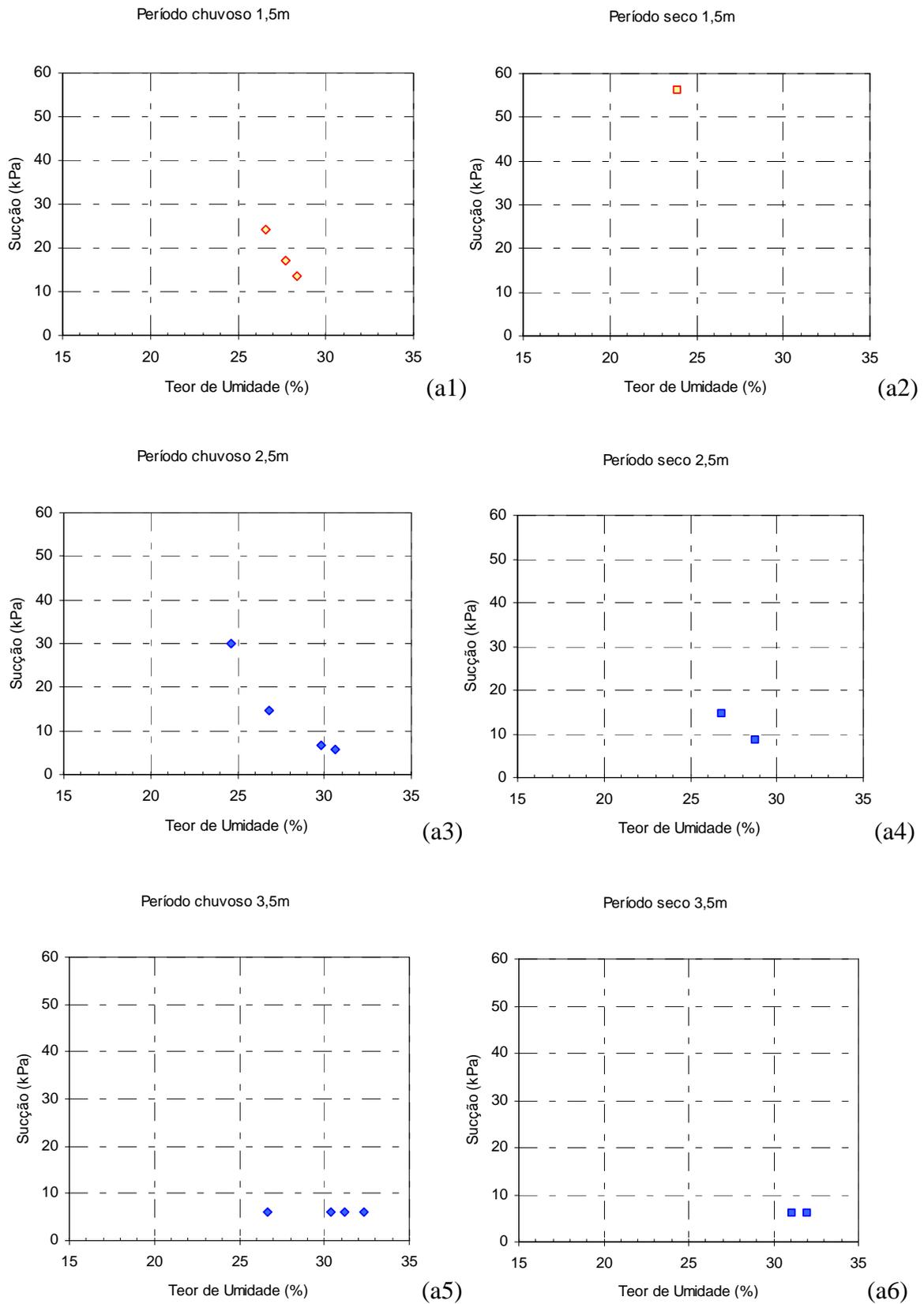


Figura 3.12 (a) Valores de sucção e umidade em função da profundidade

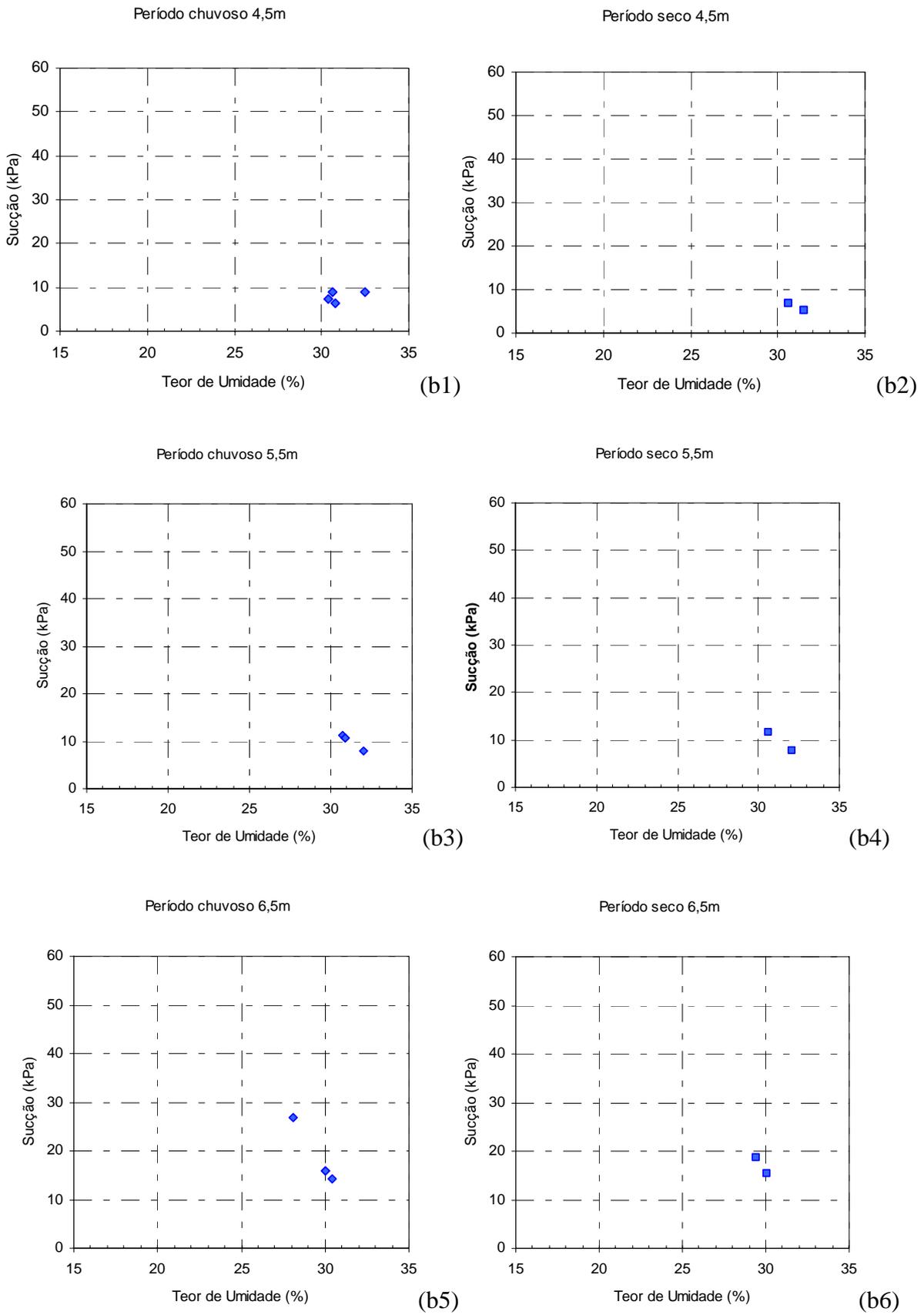


Figura 3.12 (b) Valores de sucção e umidade em função da profundidade

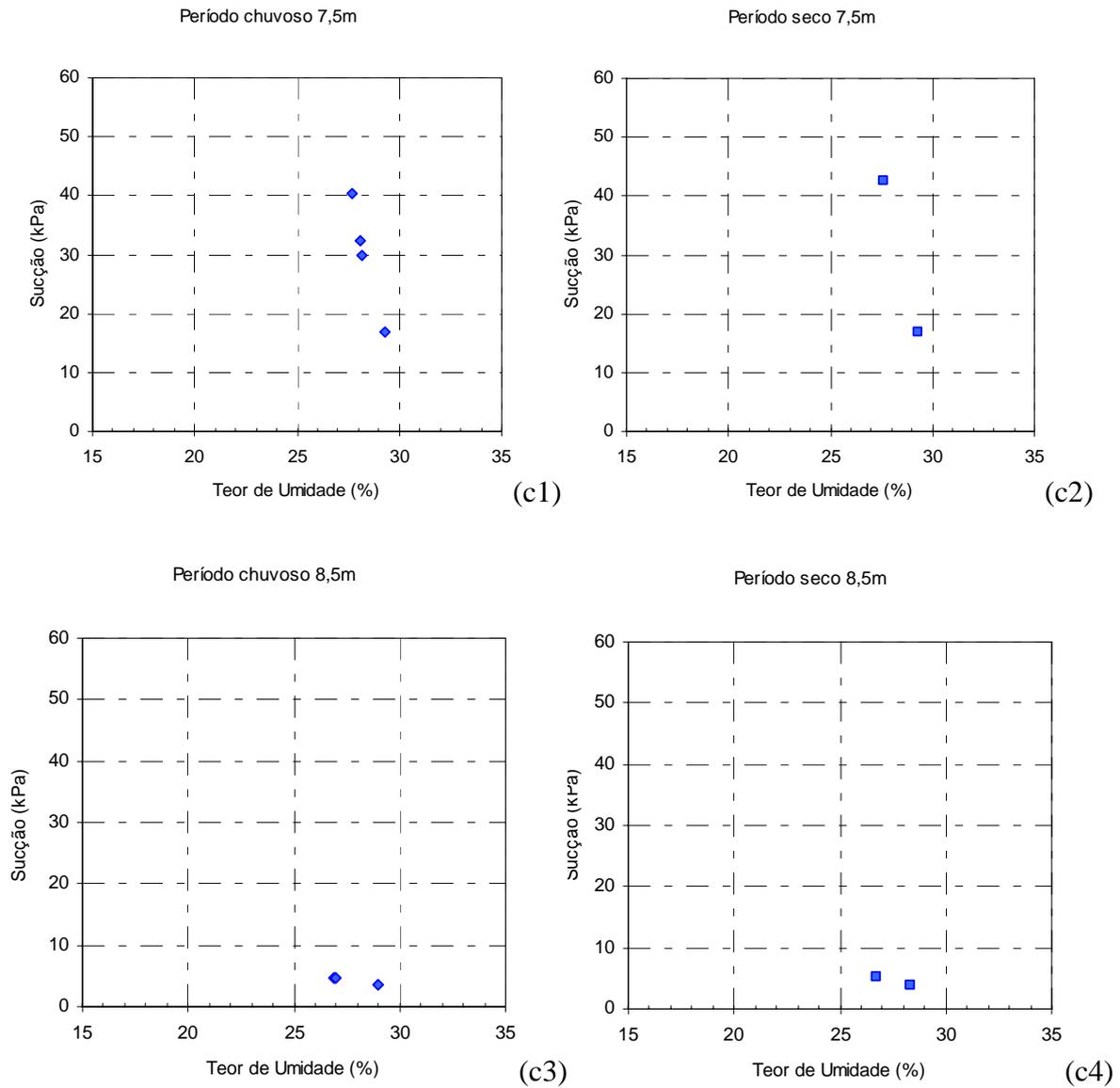


Figura 3.12 (c) Valores de sucção e umidade em função da profundidade

Vale citar que em solos tropicais não saturados, pouquíssimos são os projetos que incorporam os efeitos da sucção matricial no aumento da capacidade de suporte. Quanto à incorporação em projetos de fundações profundas, os aspectos de ganho da resistência em função do aumento da sucção matricial, parece este ainda estar distante, pelo menos a curto prazo para projetos correntes. Em alguns projetos, por exemplo naqueles em que as fundações profundas valem-se como cortinas de contenção, há, fenomenologicamente, um flagrante aumento da capacidade de suporte lateral em períodos secos. É evidente que, caso o solo sofra algum

processo de inundação, a sucção matricial poderá reduzir-se a zero e, pelo acréscimo de tensão imposto à fundação, poderá também sofrer efeito de perda da resistência.

3.2.1 PROVAS DE CARGA REALIZADAS NO C.E.UnB

As provas de carga realizadas no C.E.UnB incluem estacas escavadas, tubulão e estacas hélice contínua - EHC (isolada e em grupos). Estes ensaios foram realizados seguindo o critério de ensaios do tipo lento, segundo a NBR 12313. Nas Tabela 3.4 e 3.5 têm-se informações referentes aos ensaios de campo e provas de cargas realizadas no local.

Tabela 3.4 Ensaios de CPT e DMT realizados no C.E.UnB para esta pesquisa

Ensaios	Profundidade (m)	Data do Ensaio
CPT01	15,25	09/10/2003
CPT02	14,95	10/10/2003
CPT03	15,50	10/10/2003
DMT 01 e 02	15,20	13/10/2003

Tabela 3.5 Fundações ensaiadas no C.E.UnB para esta pesquisa

Estaca	Concretagem	Data (prova de carga)	Observações
EE (Fuste + Base) - R _{FB1}	31/05/2004	17/06/2004	Ensaio Lento
EE (Fuste + Base) - R _{FB2}	31/05/2004	19/06/2004	Ensaio rápido, Reensaio R _{FB2}
EE 2 (Fuste) - R _F	01/06/2004	21/06/2004	Sem base Escavação manual
Tubulão (F+B) - T _{FB}	10/08/2004	15/10/2004	Escavação manual
Tubulão (F+B) - T _B	10/08/2004	21/10/2004	Escavação manual do fuste
EHC (grupo 3) – EHC3	26/10/2004	03/04/2005	Executadas no mesmo dia
EHC (isolada) – EHC1	26/10/2004	12/04/2005	
EHC (grupo 2) –EHC2	26/10/2004	23/04/2005	

3.2.1.1 ESTACAS ESCAVADAS (R_{FB1} , R_F)

As estacas escavadas [R_{FB1} , R_{FB2} (Reensaio R_{FB1}) e R_F constam da Tabela 3.5], instaladas com tecnologia de estaca raiz, foram executadas sem o uso de qualquer pressão de injeção, e em número de duas. Em uma das estacas, a base da mesma foi escavada (R_F) enquanto que a outra (R_{FB1}) atuam fuste e base. As estacas foram instaladas com comprimento de 8 m e diâmetro de 0,3 m. As mesmas condições de geometria foram usadas nas estacas do tipo hélice contínua (E.H.C). As estacas tipo E.H.C foram ensaiadas sob a forma isolada e em grupo. A seguir, serão descritos os resultados das provas de carga executadas.

As duas estacas escavadas, com tecnologia de estaca raiz, foram ensaiadas até o deslocamento de 10% do diâmetro da base (D_b) e, em uma delas, foram avaliadas as parcelas de distribuição de carga do fuste e da base, enquanto que em outra somente fuste foi avaliado. Na Figura 3.13 (a, b, c, d) têm-se as fases da execução das estacas.



Figura 3.13 Execução das estacas escavadas no C.E.UnB

Na Figura 3.14 (a, b, c, d) estão dispostas as vistas das estacas escavadas no C.E.UnB a serem ensaiadas, a vista do poço feito paralelamente a estaca R_F (Figura 3.14 c), distante 2 m da face da mesma para a escavação da base da estaca e, por fim, a vista da base que foi escavada.

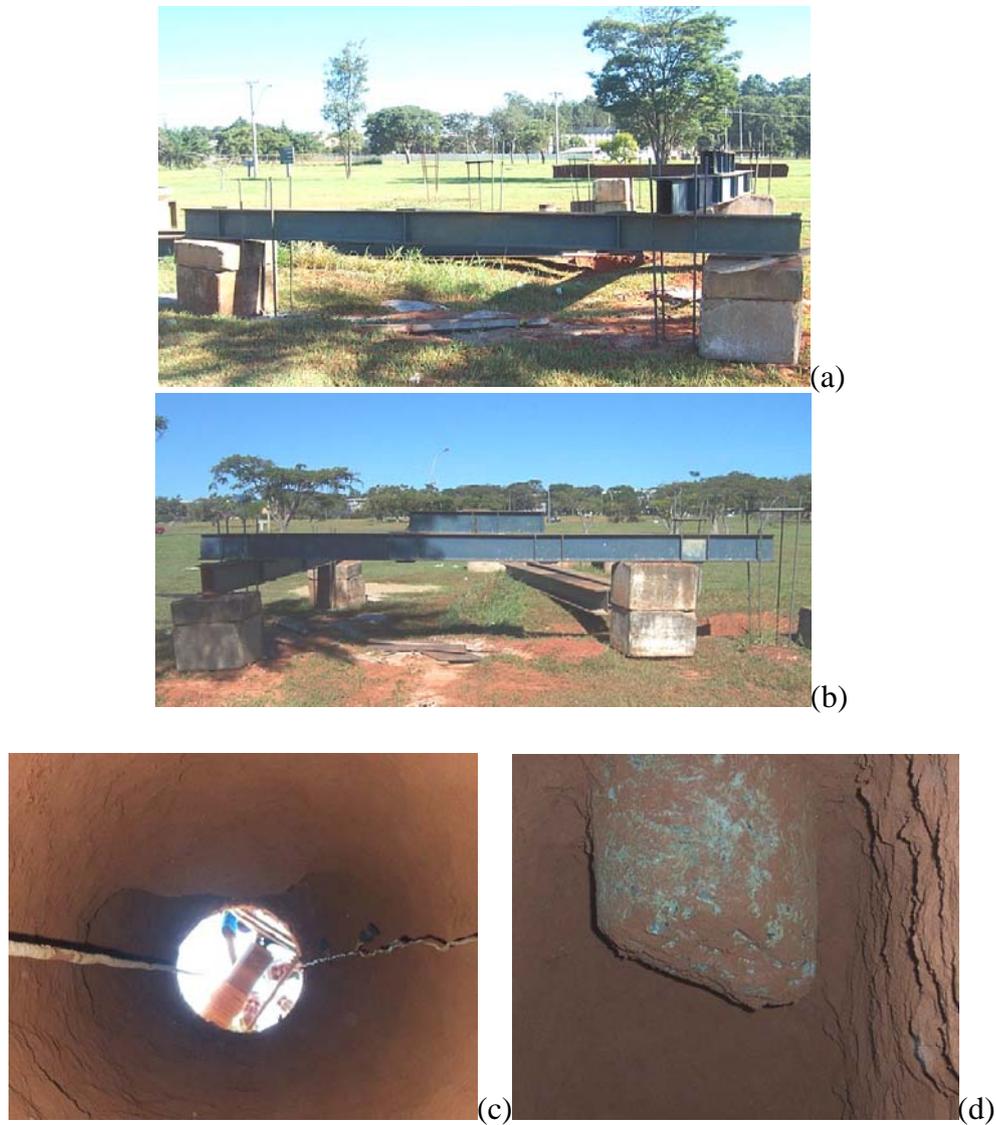


Figura 3.14 Vistas das estacas escavadas no C.E.UnB

Na Figura 3.15 têm-se os resultados das provas de carga nas estacas escavadas (R_{FB1} e R_F). A carga de ruptura física foi de 320 kN (Q_t) para a estaca (R_{FB1}) e 300 kN para a estaca (R_F). A base, portanto, contribuiu com apenas 6,25% de Q_t ($\delta=10\%D$). Para a estaca (R_F) vê-se que a carga lateral foi totalmente mobilizada para um deslocamento no topo $\delta \cong 15$ mm, e o atrito lateral unitário médio ao longo da estaca na ruptura foi de 39,8 kPa. Os ensaios foram feitos na umidade natural.

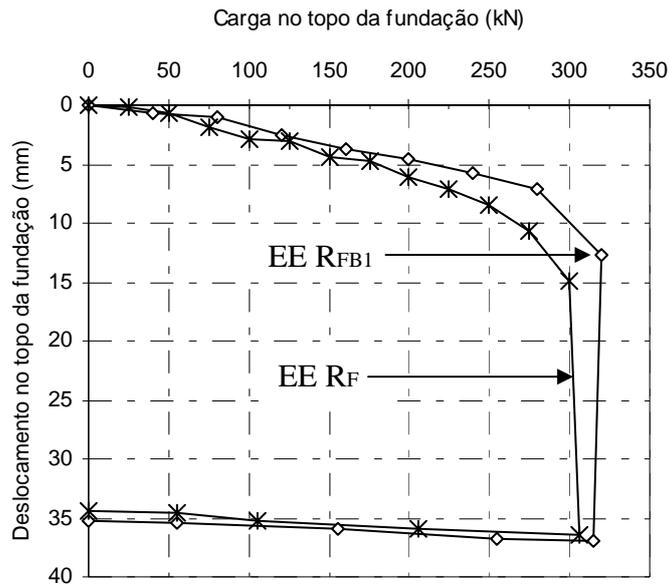


Figura 3.15 Resultados de prova de carga na estaca escavada (R_{FB1}) e (R_F)

Na estaca escavada, em que atuam fuste e base (R_{FB1}) foi realizada uma segunda prova de carga (R_{FB2}), com o uso de uma metodologia de ensaio do tipo rápida. Os incrementos foram de somente 10 kN e, em termos de capacidade de suporte, pode ser considerado igual ao resultado obtido no ensaio lento. A Figura 3.16 mostra os resultados obtidos.

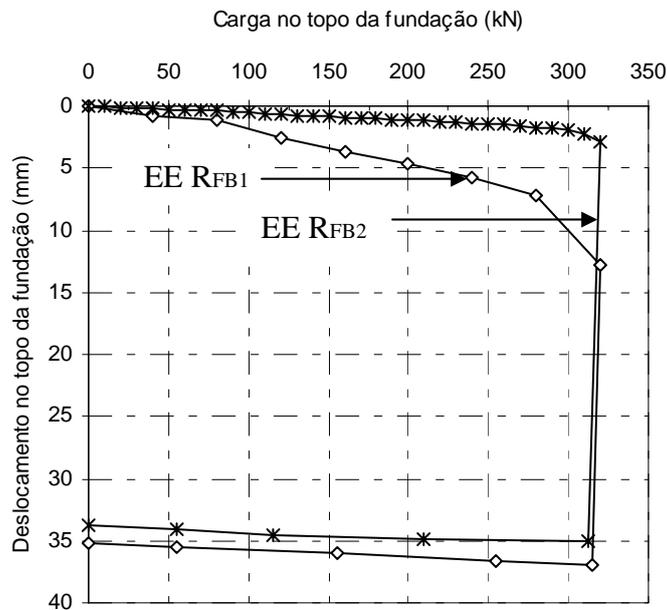


Figura 3.16 Resultados de provas de carga usando ensaios lento e rápido

Nota-se, na Fig. 3.16, que a segunda prova de carga é marcadamente muito mais rígida que a primeira, sobretudo por se tratar de re-ensaio, e desta forma incorporar efeitos de tensões residuais advindas, sobretudo, quando da realização da primeira prova de carga.

Ainda com relação aos resultados obtidos, a resposta da estaca escavada (R_{FB1}) foi comparada aos obtidos na prova de carga em estaca escavada (modo de execução a seco) realizada por Perez (1997) (também apresentada na Fig. 3.4) em com igualdade de condições geométricas para ambas as estacas. A Figura 3.17 mostra os resultados. Apesar da forma de execução ser distinto daquela realizada por Perez (1997), a capacidade de suporte é praticamente a mesma, diferindo levemente em relação à rigidez. A estaca escavada a seco obteve rigidez maior que aquela em que foi usado o equipamento de estaca R_{FB1} .

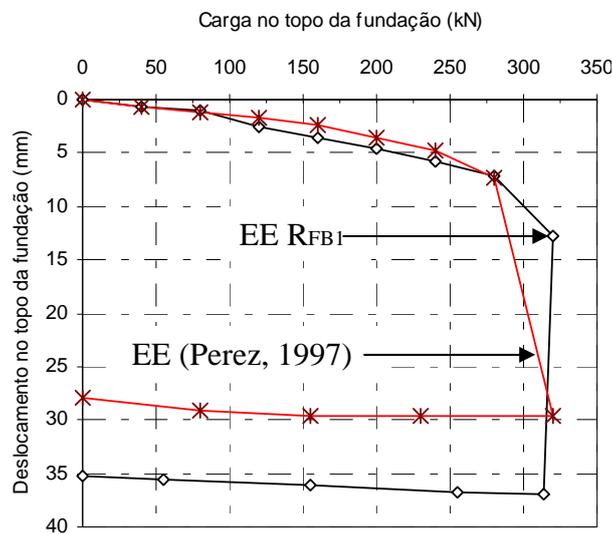


Figura 3.17 Resultados de provas de carga em estacas escavadas.

Mota (2003) ensaiou uma estaca escavada com igual diâmetro, mas diferindo levemente em relação ao comprimento da ensaiada por Perez (1997), ou seja, 7,65 m de comprimento, mas nenhuma contribuição da base. A capacidade de suporte lateral encontrada foi de 270 kN. Considerando que o comprimento da estaca ensaiada por Perez (1997) é 8 m e possui igual diâmetro, é razoável admitir aqui que Q_1 desta estaca seja da ordem de 270 kN. A estaca (R_F) apresentou parcela lateral igual a 300 kN e, portanto, maior que o valor sugerido para a estaca ensaiada por Perez (1997). Espera-se que a estaca de Perez (1997) tenha maior valor de Q_b quando comparado à estaca (R_{FB1}) devido ao trecho final da curva carga-deslocamento (Perez, 1997) mostrar maior inclinação do que a estaca (R_F).

3.2.1.2 TUBULÃO (T_{FB} , T_B)

O tubulão executado no campo experimental foi totalmente escavado manualmente e possui diâmetro de fuste 0,70 m, diâmetro da base igual a 1,65 m, altura do tronco cônico 0,9 m e comprimento final de 8 m. O tubulão foi escavado inicialmente com diâmetro de fuste médio de 0,65 m. Em virtude do período de tempo até a concretagem, o diâmetro do fuste foi aumentado para 0,70 m e, novamente, executado a limpeza da base do tubulão. As estacas de reação foram concretadas juntamente com o tubulão.

Nas Figuras 3.18 e 3.19 são apresentadas características geométricas do tubulão ensaiado e a vista do tubulão pronto para ser ensaiado, e a Figura 3.4(b) apresenta sua localização. Os ensaios foram realizados em Outubro de 2004.

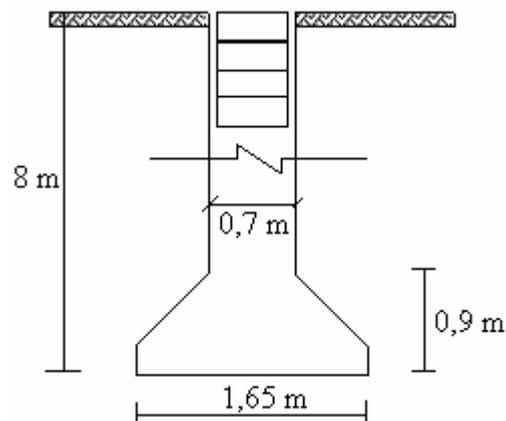


Figura 3.18 Características geométricas do tubulão ensaiado no C.E.UnB (T_{FB}) e (T_B).



Figura 3.19 Tubulão preparado para a prova de carga

O sistema de reação foi composto por estacas escavadas de 0,6 m de diâmetro e 11 m de comprimento. A armadura principal, das estacas de reação, foi composta de 8 barras de aço CA 50A de 20 mm de diâmetro, instaladas duas a duas, inscrevendo o diâmetro das estacas. O uso de estribos (6,3 mm) foi usado na amarração da armadura principal com um espaçamento padrão de 0,15 m. A viga de reação foi devidamente soldada na armadura principal. A distância de eixos entre o tubulão e as estacas de reação foi de 2,9 m. Esta distância foi a máxima possível devido ao comprimento da viga de reação. O f_{ck} médio aos 28 dias foi de 17,8 MPa para o tubulão.

Foram realizadas duas provas de carga. A primeira em que atuam fuste e base (T_{FB}) e uma segunda, depois de escavado 6,5 m ao longo do fuste do mesmo tubulão, em que, considerou-se atuar somente a base (T_B). As duas foram feitas com teor de umidade no estado natural.

Nas Figuras 3.20 e 3.21 têm-se, respectivamente, os resultados das provas de carga no tubulão conjuntamente com a extrapolação via método de Van der Veen para (T_{FB}) e (T_B). Para o primeiro caso a carga máxima do ensaio foi de 1800 kN e na extrapolação a carga de ruptura interpretada foi de 1903 kN. Para o (T_B) a carga máxima do ensaio foi de 1650 kN e na extrapolação a carga de ruptura interpretada foi de 1730 kN na comparação dos resultados. Na Figura 3.22 (a, b) há a sobreposição dos resultados das provas de carga (T_{FB}) e (T_B) e a resposta da resistência unitária da base. Evidencia-se o fator do aumento da rigidez em função do re-ensaio feito no tubulão.

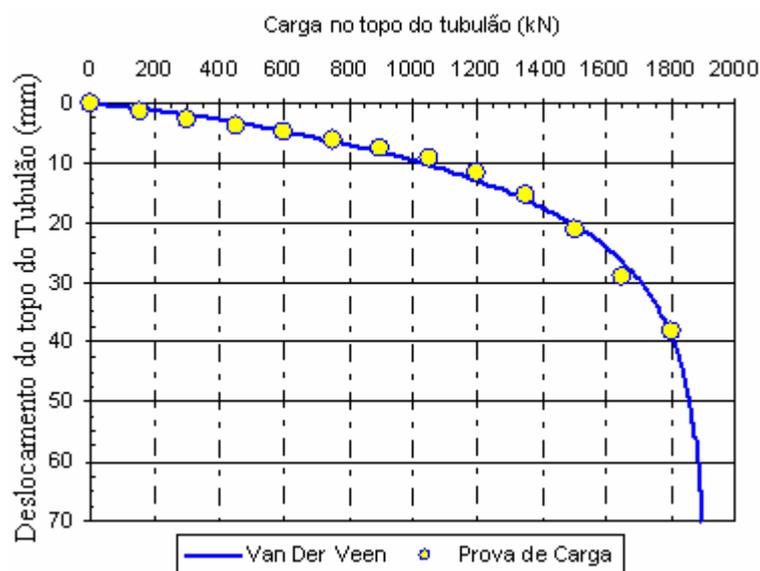


Figura 3.20 Resultado de prova de carga em tubulão (T_{FB})

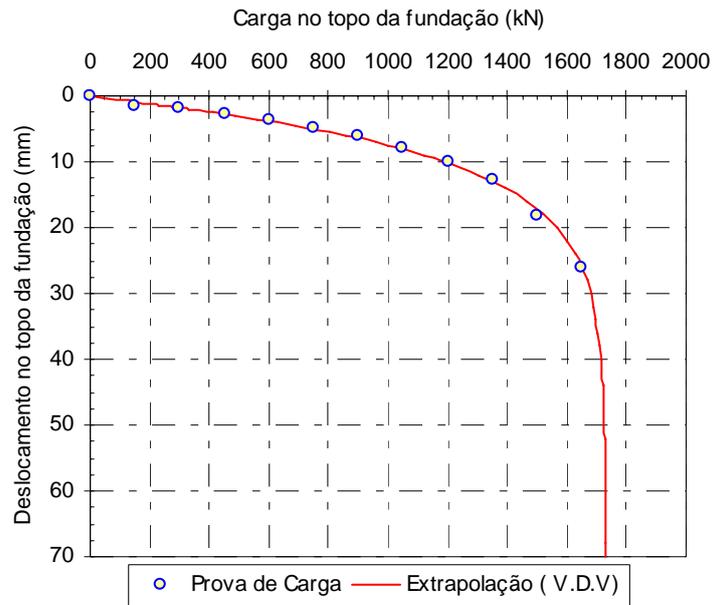


Figura 3.21 Resultado de prova de carga em tubulão (T_B)

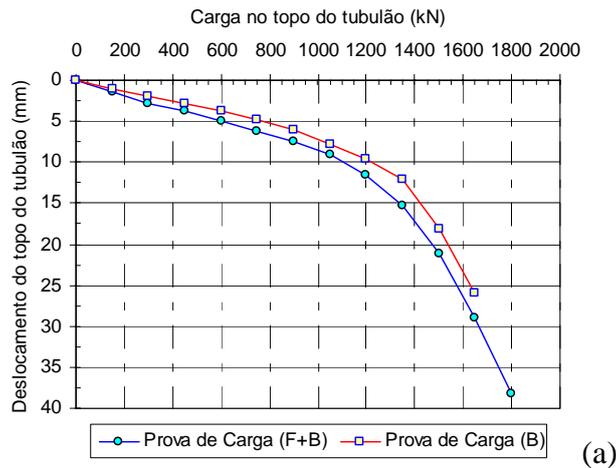


Figura 3.22 Resultados de prova de carga em tubulão (T_{FB}) e (T_B)

Diferente da situação anterior, para (T_B) ora mencionado já havia um deslocamento anterior, atribuído ao ensaio (T_{FB}), que, de certa forma, melhorou as condições do solo abaixo da base da fundação, ou seja, funcionando como uma espécie de “compactação” do solo abaixo desta. Da Figura 3.22 (b) observa-se um comportamento linear para a resposta da base, no ensaio no (T_{FB}). As provas de carga foram realizadas com o solo no teor de umidade natural.

3.2.1.3 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA (EHC 1, EHC 2, EHC 3)

Além das fundações já apresentadas, esta pesquisa prevê também o estudo do comportamento de estacas hélice contínua (EHC) (isolada e em grupos). O comprimento das EHC foi de 8 m e o diâmetro médio de 0,3 m, além do uso de bloco rígido capeando as estacas no grupo. O espaçamento entre as estacas nos grupos foi 3.D, ou seja, 0,9 m. Nas Figuras 3.23 (a, b) e 3.24 (a, b, c) têm-se vistas das etapas de execução das EHC.

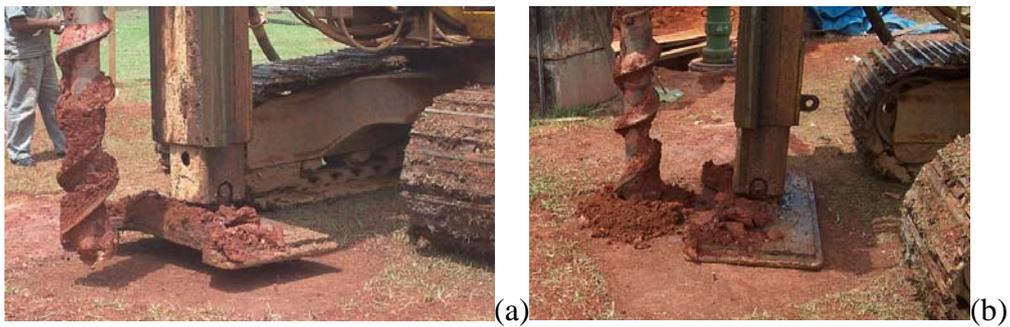


Figura 3.23 Execução de estacas hélice contínua no C.E.UnB



Figura 3.24 Estaca hélice contínua isolada (a) e em grupos (b, c)

O trabalho de Sales (2000) foi o único no DF a ensaiar estacas escavadas (fuste de concreto) em grupo em que, além de uma estaca isolada, um grupo de quatro estacas escavadas manualmente (tipo broca) com um bloco (placa de 1m x 1m x 0,15m) simplesmente apoiado sobre as estacas, e com espaçamento de cinco diâmetros. O estudo deste tipo de estaca, solidarizadas por bloco rígido, portanto, é inédito no DF. Além das 6 estacas instaladas, executou-se também uma estaca “teste” com “igual” diâmetro das anteriores (0,3 m), mas com comprimento de 2,8 m. Essa estaca serviria para uma posterior exumação. A Figura 3.25 mostra etapas do processo de exumação da estaca bem como vistas do fuste e da base da EHC exumada (estaca teste). Apesar do pequeno comprimento da estaca exumada, fizeram-se medidas relativas ao diâmetro estaca “teste”. O valor médio do diâmetro do fuste foi 0,303 m (diâmetros: mínimo =0,28 m; médio = 0,303 m; máximo =0,36; desvio padrão =0,028 m).



Figura 3.25 Estaca hélice contínua exumada

Há um flagrante aumento do diâmetro próximo à base da estaca embora, em média, o diâmetro permaneceu igual a 0,3 m. Em todo o procedimento de instalação das estacas, nenhuma pressão foi usada a não a ser aquela advinda do peso próprio da coluna de concreto. Esta “pressão”, aliada ao fato da pequena resistência do perfil na profundidade 2,8 m, pode ser a causa de possíveis aumentos do diâmetro próximo à base da estaca. Por inspeção, notou-se também que o solo presente na base da estaca não apresentava nenhum sinal de estar “solto” ou “fofo”. As estacas foram instaladas no dia 26/10/04. A estaca “teste” foi exumada no dia 12/11/04. Às estacas E.H.C, com exceção da exumada, foi colocada a armadura constando de 4 barras de 16 mm, estribos de 6,3 mm (espaçados a cada 0,15 m) e comprimento de 3 m.

Um importante aspecto destas estacas é o monitoramento contínuo de todo o processo de instalação, pois fornece dados relativos à execução das mesmas, como por exemplo: profundidade de escavação; tempo entre a perfuração e o início da concretagem; torque; rotação; velocidade de penetração e extração; volume e pressão de concreto; diâmetro da estaca; superconsumo. Alonso (1996) comenta a importância do monitoramento deste tipo de estaca. Por exemplo, uma rápida extração poderia provocar um seccionamento do fuste da estaca, já uma lentidão poderia provocar uma contaminação do concreto fresco da mesma. Não é raro que, dependendo da resistência do tipo de solo em que a fundação é instalada, o diâmetro possa ser aumentado em zonas ao longo do fuste e, assim, maiores serão os valores da parcela lateral. Esse aumento dificulta a previsão da capacidade de carga lateral. A pressão de concreto é outro fator que pode acarretar o aumento da seção do fuste. A Figura 3.26 mostra o relatório da estaca teste (exumada).

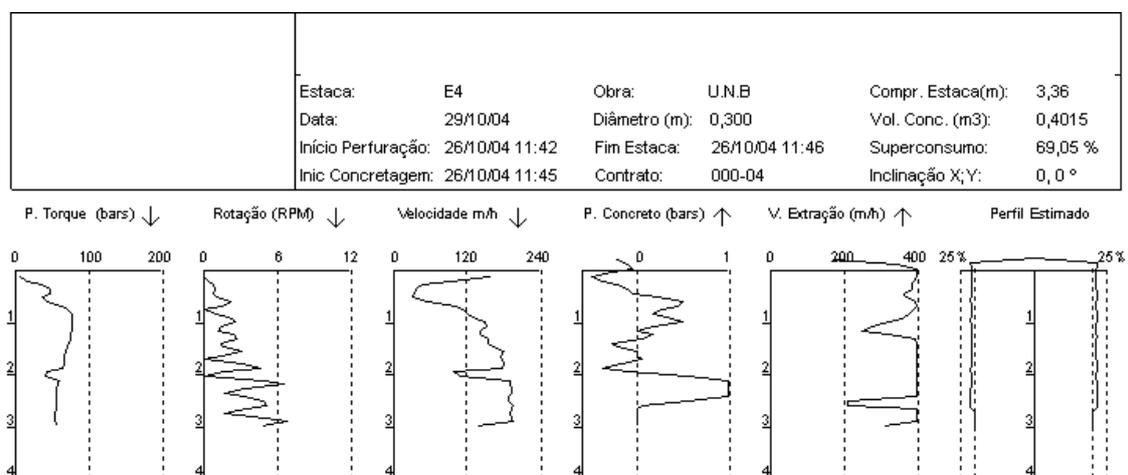


Figura 3.26 Monitoramento da E.H.C exumada

O sistema computadorizado de controle executivo da estaca hélice contínua, através da monitoração de dados (SACI) durante as fases de execução da estaca, é constituído por um computador e vários sensores que são instalados na perfuratriz através de cabos elétricos. No trabalho de Pfeiffer *et al.* (1993), estes autores avaliaram que a velocidade de penetração e o tempo de execução são fatores de importância e que influenciam o estado de tensão ao redor da estaca. Os resultados obtidos deste sistema de monitoramento, de um modo geral, não representam a realidade de execução, sobretudo com relação ao volume de concreto, onde a falta de calibração dos equipamentos e sensores envolvidos, em especial da bomba de concreto utilizada, pode afetar a confiabilidade das informações. As informações referentes ao programa de monitoramento das demais estacas, isolada ou em grupo, encontram-se no ANEXO 2.

A seguir mostram-se os resultados das provas de carga nas EHC ensaiadas no C.E.UnB. O ensaio foi do tipo lento para todas as situações. O bloco de coroamento foi rígido para todas e nenhum contato do bloco com o solo foi permitido uma vez que se escavou aproximadamente 0,2 m ao longo de toda a extensão do contato bloco-solo.

As provas de carga fizeram uso do macaco e célula de carga para um carregamento máximo de 2000 kN. Na Figura 3.27 tem-se os resultados das provas de carga. A carga máxima para a estaca isolada foi igual a 390 kN, para o grupo com duas estacas foi de 850 kN e para o grupo com três estacas foi de 900 kN.

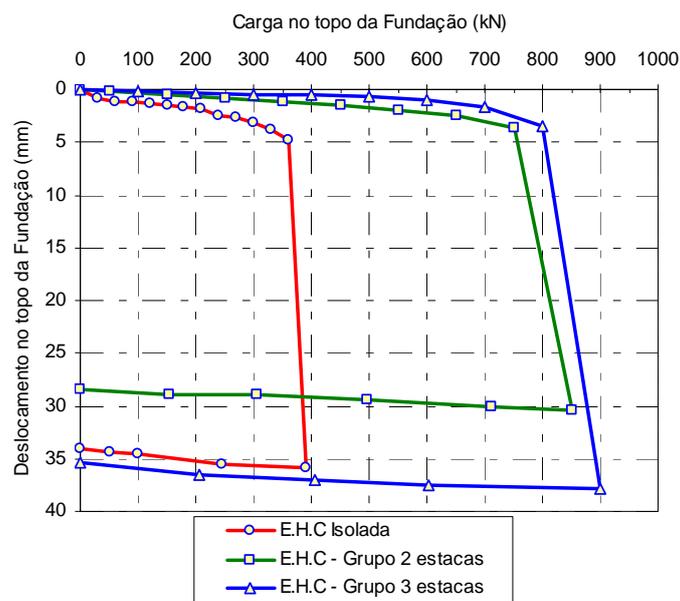


Figura 3.27 Resultados das provas de carga de E.H.C no C.E.UnB

Os resultados mostram uma interessante faceta das estacas hélices ensaiadas que é o fato de o comportamento ser essencialmente linear até aproximadamente 85% da carga máxima, para a estaca isolada, e de aproximadamente 88% para os grupos ensaiados. Isto evidencia o aumento da parcela da componente lateral na capacidade de suporte total das estacas, isolada e em grupo. Jin-Li & Zhen-Long (1989), citado por Rezende (1995), encontraram para estacas escavadas em silte, que a característica da curva carga-deslocamento é afetada pelo contato do bloco com o solo. As curvas dos grupos com bloco em contato apresentaram uma evolução gradual enquanto que, para bloco sem contato, as curvas mostraram uma variação abrupta. Os resultados obtidos por Albuquerque (2001) para a curva carga-deslocamento em estacas isoladas tipo hélice contínua mostram “padrão” idêntico ao registrado anteriormente.

3.3 LOCAL DE ESTUDO: CENTRO DE CONVENÇÕES DE BRASÍLIA (CC)

O segundo local em que foram realizados os estudos do presente trabalho foi o centro de convenções de Brasília ou mais propriamente a obra de reforma do centro de convenções “Ulysses Guimarães”. A Figura 3.28 (a, b, c) mostra distintas vistas da obra neste local.

No centro de convenções os ensaios concentraram-se fora da área em construção, mas com estratigrafia característica do perfil em que as fundações (tubulões e estacas escavadas) foram apoiadas. Os ensaios usados foram do tipo SPT e CPT. O uso do CPT foi parte integrante somente deste estudo, não tendo sido realizados ensaios de CPT em outros locais da obra para suporte do projeto de fundações. No início do estudo, 85% das fundações tinham sido feitas.

Um extensivo programa de ensaios tipo SPT foi realizado em toda a obra, sendo 15 furos em sua área efetiva e mais cinco furos na área onde se realizaram as provas de carga. As sondagens cone penetrométricas foram executadas com equipamento hidráulico motorizado, com capacidade máxima de cravação de 200 kN, hastes cilíndricas de diâmetro igual a 33 mm e 1000 mm de comprimento, cone elétrico de diâmetro igual a 35,6 mm, área de 1000 mm², ângulo de base igual a 60° com capacidade máxima na ponta de 100 kN e 1000 kPa de atrito lateral, acoplado a um sistema de aquisição de dados, computador e impressora, que forneceram as planilhas de variação da resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) ao longo da profundidade. Os dados do ensaio foram medidos a cada 50 mm com velocidade de cravação “estática” de 20 mm/s.



Figura 3.28 (a, b, c) Vistas do centro de convenções em reforma.

A Figura 3.29 mostra o equipamento de cone penetrometria, de uma empresa local, usado na pesquisa. Os ensaios foram realizados até a profundidade onde o sistema de ancoragem e a capacidade de cravação do equipamento suportava. Um fator limitante foi o aumento gradual da inclinação ao longo da profundidade, interrompendo-se a sondagem quando a inclinação atingia 10° de inclinação. Dificuldades como o não alinhamento correto do equipamento, hastes com ligeira inclinação, contribuíram para o aumento da inclinação do equipamento.



Figura 3.29 Vista do equipamento de CPT

Os ensaios de CPT realizados neste trabalho foram em número de 5, sendo 4 (CPs 01;06;07 e 08) com o solo em estado natural e o CP09, feito a 0,5 m do CP01, com o solo em estado de teor de umidade alterado (úmido). A forma de umedecimento, bem como informações adicionais sobre os ensaios com teor de umidade alterado, serão vista à frente. A Tabela 3.6 resume a campanha em termos gerais e a Figura 3.30 tem-se a locação dos furos de CPT/SPT, blocos e fundações ensaiadas.

Tabela 3.6 Ensaios de CPT/SPT realizados na obra

Ensaios de CPT	Prof. (m)	Data do Ensaio	Ensaios de SPT	Prof. (m)	Data do Ensaio
CP01	29,10	01/10/2003	SP01	25,00	02/10/2003
CP06	20,20	02/10/2003	SP02	25,00	04/10/2003
CP07	22,35	02/10/2003	SP03* (úmido)	25,00	06/10/2003
CP08	24,40	03/10/2003	SP04	25,00	07/10/2003
CP09* (úmido)	25,95	06/10/2003	SP 05	25,00	10/10/2003

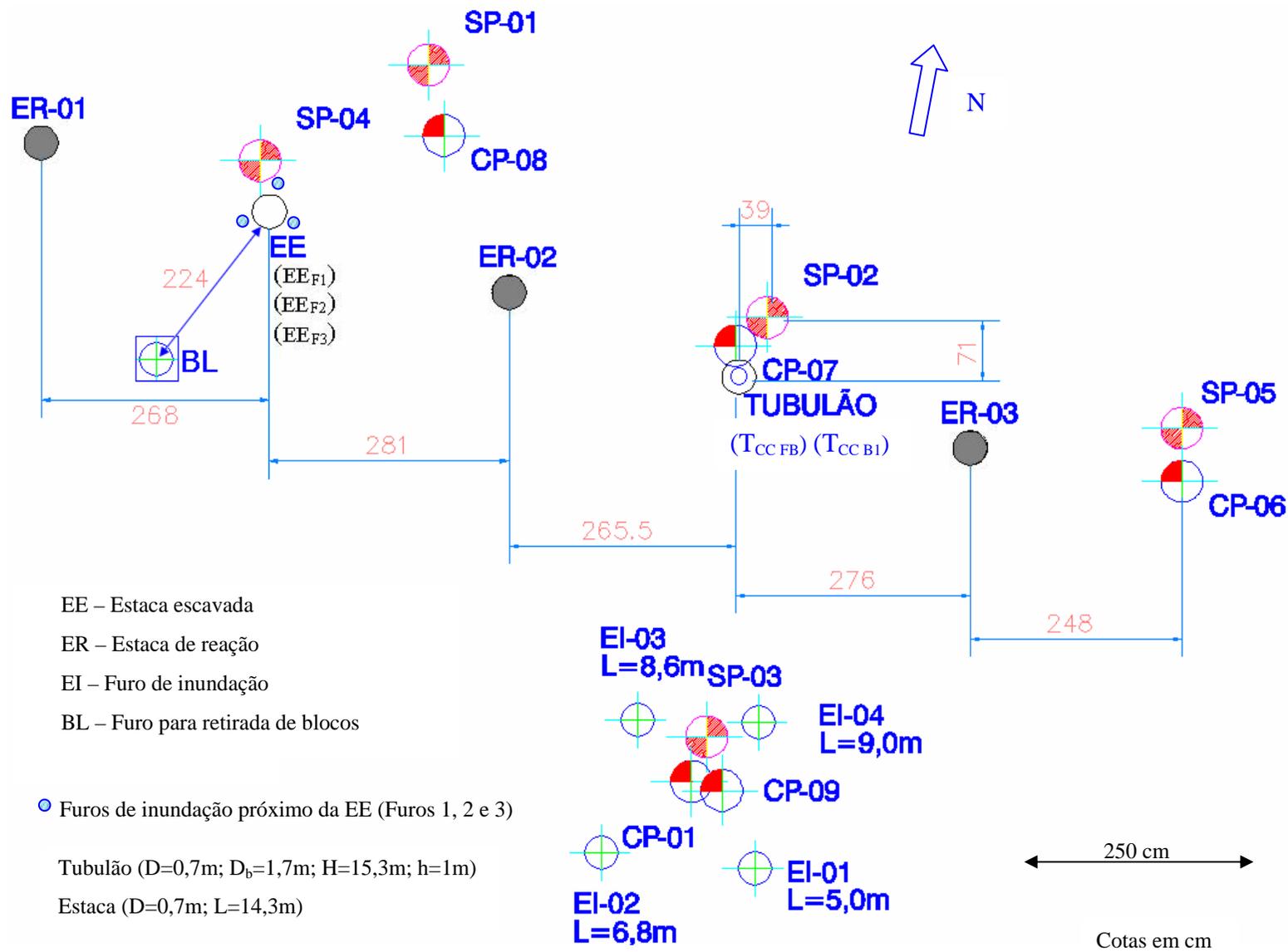


Figura 3.30 Localização dos furos de CPT/SPT além das fundações

Na Figura 3.31 (a, b, c, d) têm-se os resultados de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), razão de atrito ($R_f=f_s/q_c$) e a descrição estratigráfica dos furos em estado natural, realizados no local. A descrição estratigráfica foi verificada nos ensaios de SPT.

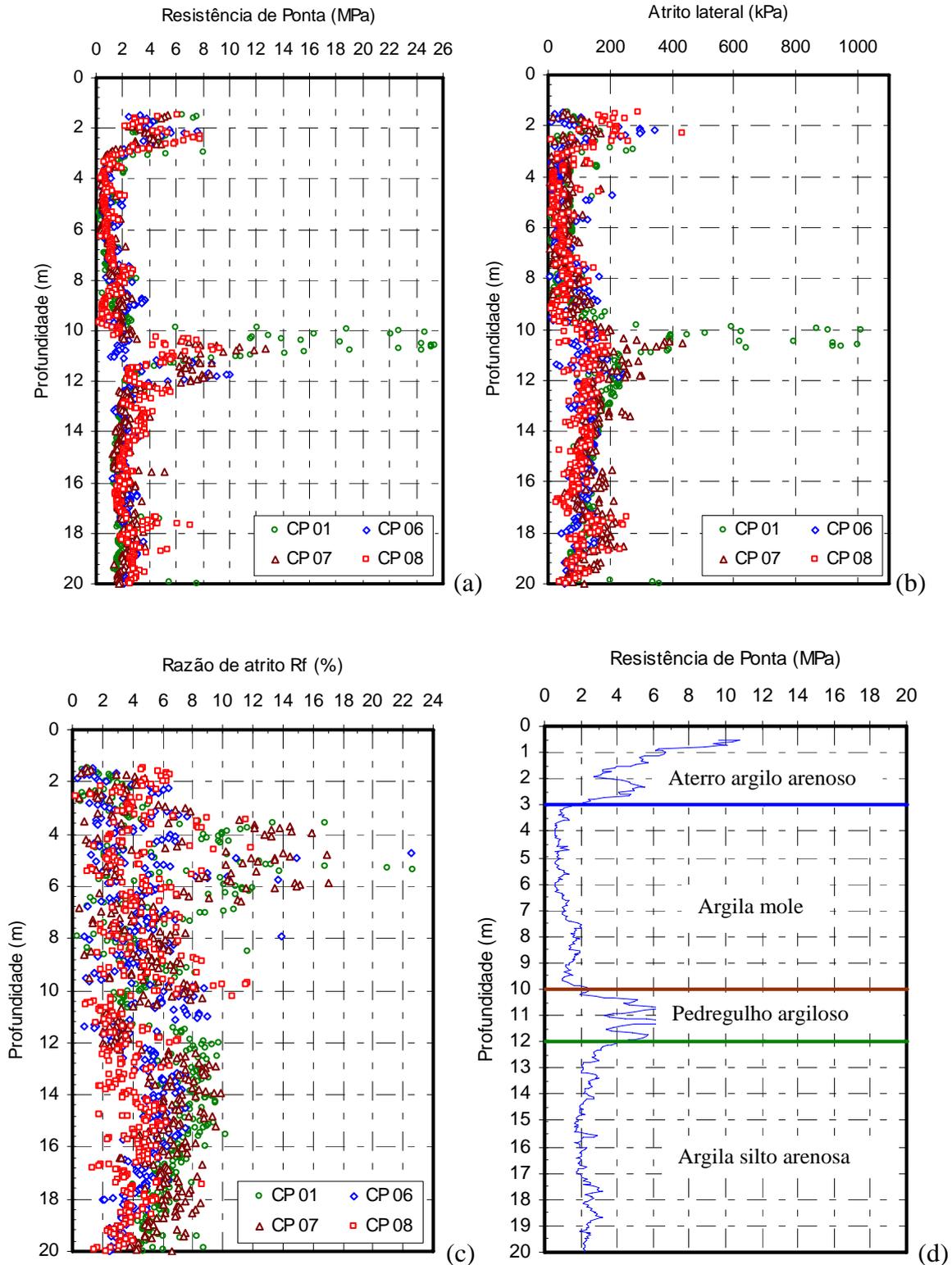


Figura 3.31 Resultados dos ensaios de CPT no centro de convenções.

Nos primeiros 3m tem-se um aterro argiloso detectado na escavação para retirada dos blocos para ensaios de laboratório. Nitidamente, as variações estratigráficas são bem marcantes e nota-se também a profundidades aproximadas da variação na estratigrafia. Na Figura 3.32 estão dispostos os perfis, em termos de média geométrica, dos ensaios tipo SPT e CPT para o perfil do centro de convenções, bem como as cotas de retirada dos blocos indeformados. Ressalva-se que o valor médio em ambos os resultados é a média geométrica (M.G) dos furos numa determinada profundidade. A opção por esta média foi em virtude da mesma apresentar menor erro padrão de média. Em nenhum furo foi encontrado o nível d'água. Nos furos de SPT levou-se os ensaios até 25 m.

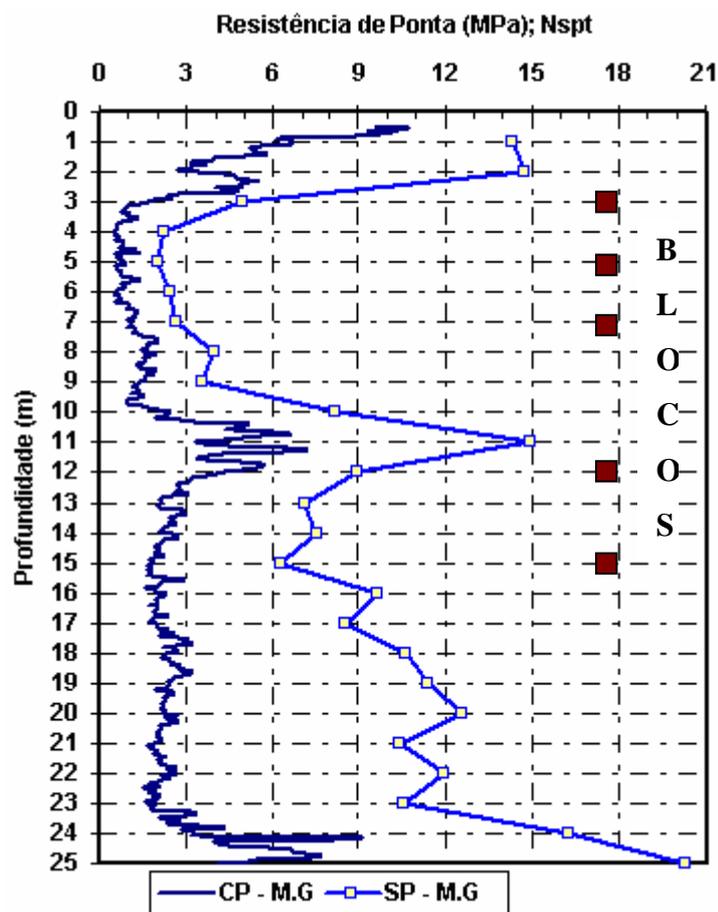


Figura 3.32 Resultados dos ensaios de SPT/CPT (médio) no centro de convenções

Na abertura da cava para a retirada das amostras indeformadas, conforme a Figura 3.30, o solo argiloso (0 a 3 m) mostrou peculiaridades e, assim, a afirmação de que se tratava efetivamente de um aterro. A Figura 3.33(a) mostra os restos de materiais encontrados no

local entre as cotas 0 a 3 m, enquanto que na Figura 3.33 (b, c) mostra-se a etapa de retirada das amostras indeformadas para a cota 3,3 m e para o último bloco (cota 15,5 m). Na ocasião da execução do poço, para a retirada das amostras, foram encontrados restos de sacos plásticos, madeira em decomposição, pedaços de material cerâmico, indicando assim tratar-se efetivamente de um aterro. O ensaio de SPT classifica o material como argila arenosa, variegada, rija. A partir do aterro (argila arenosa), o solo modifica-se em termos de resistência à escavação do poço, coloração e teor de umidade, quando do avanço na profundidade. Os ensaios tipo SPT foram realizados em outubro de 2003 bem como a retirada das amostras. Nas Tabelas 3.7 (a, b), têm-se a caracterização de parâmetros geotécnicos a partir de blocos e amostras recolhidas no local. Valores do intercepto de coesão e ângulo de atrito (na umidade natural) foram obtidos a partir do ensaio de cisalhamento direto. Também são incluídos na Tabela 3.7(a), o índice e_L , é o índice de vazios correspondente ao limite de liquidez (w_L).

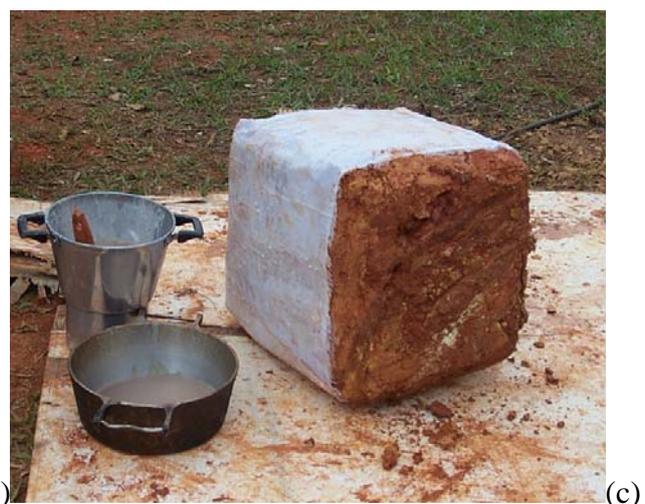


Figura 3.33 (a, b, c) Amostragem de bloco no centro de convenções.

Tabela 3.7a Índices físicos para o perfil (Blocos Indeformados)

Prof. (m)	e	S(%)	n(%)	γ^d (kN/m ³)	γ^t (kN/m ³)	γ^s (kN/m ³)	G _s	e _L	ϕ' (°)	c' (kPa)
3,3	1,38	71,72	57,91	11,19	15,53	26,59	2,71	1,40	24,7	37,0
5,7	1,46	83,92	59,30	10,90	15,85	26,78	2,73	1,77	26,2	18,0
7,7	1,17	86,03	53,83	12,41	16,74	26,88	2,74	1,96	36,8	23,5
12,2	1,20	81,58	54,51	12,55	16,77	27,59	2,81	1,53	34,0	37,5
15	1,15	74,48	53,53	12,40	16,79	26,68	2,72	1,61	34,6	25,0

Tabela 3.7b Limites de Atterberg (Blocos e amostras deformadas)

Prof. (m)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	w _n (%)	Prof. (m)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	w _n (%)
2,5	52,0	36,1	16	33,3	10,0	45,1	40,5	5	23,6
3,3	51,6	39,3	12	36,4	11,5	54,1	39,5	14	34,6
5,7	64,8	43,6	21	44,8	12,2	54,4	39,3	15	34,7
7,7	71,5	48,0	23	36,6	13,0	54,7	39	15	34,9
8,1	64,7	45,7	19	35,7	14,3	56,6	39,8	17	35,1
9,5	63,4	45,1	18	32,6	15,0	59,3	41,7	17	36,8

Entre as profundidades 3.2 a 3.5 (bloco 2) e 7,7 a 8 (bloco 3) há a ocorrência de estrutura porosa perfeitamente visível a olho nu e também são os maiores valores de índice de vazios. Quanto ao grau de saturação observam-se valores relativamente altos para o perfil, o que diminui a influência da sucção matricial no fenômeno de capacidade de suporte. Entre as profundidades 10 e 12 m tem-se uma camada de argila pedregulhosa detectada pelo ensaio SPT. Na Figura 3.34 há, ainda, uma percepção da distribuição de camada do perfil pelos valores registrados nos limites de Atterberg, sobretudo os valores do índice de plasticidade do material. Com relação aos parâmetros de resistência, há uma coerência de valores exceto para a profundidade de 7,7m onde o valor do ângulo de atrito pode ser considerado alto, uma vez que o material essencialmente é o mesmo que o da cota 5,5m. Registra-se que pela proximidade com a camada de argila pedregulhosa (cota 9,5 m) foi detectado, visualmente, traços de pedregulhos quando da moldagem dos corpos de prova para a realização dos ensaios de cisalhamento direto. O intercepto de coesão também registrou valores que podem ser considerados altos para o solo poroso de Brasília.

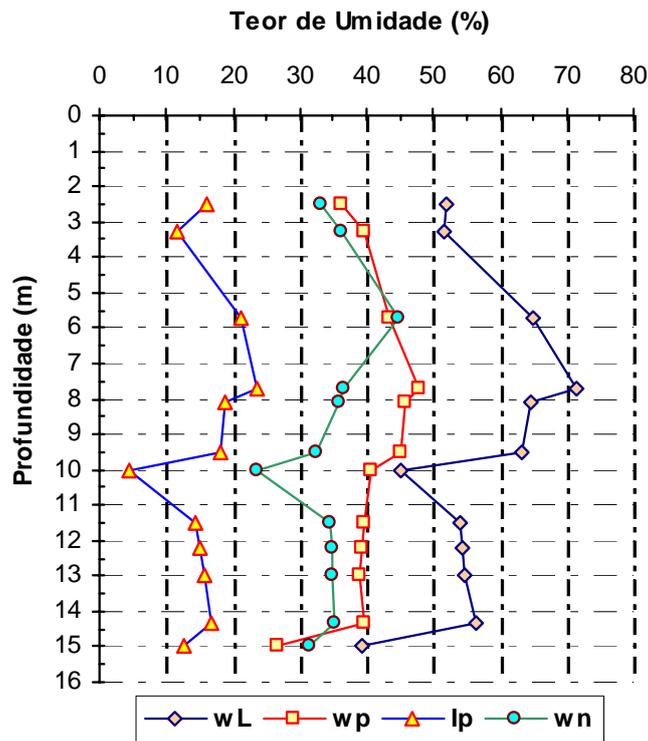


Figura 3.34 Limites de Atterberg no centro de convenções

As Figuras 3.35 e 3.36 mostram, respectivamente, a curva granulométrica (sem uso de defloculante) e, de forma resumida, os resultados para o perfil do centro de convenções.

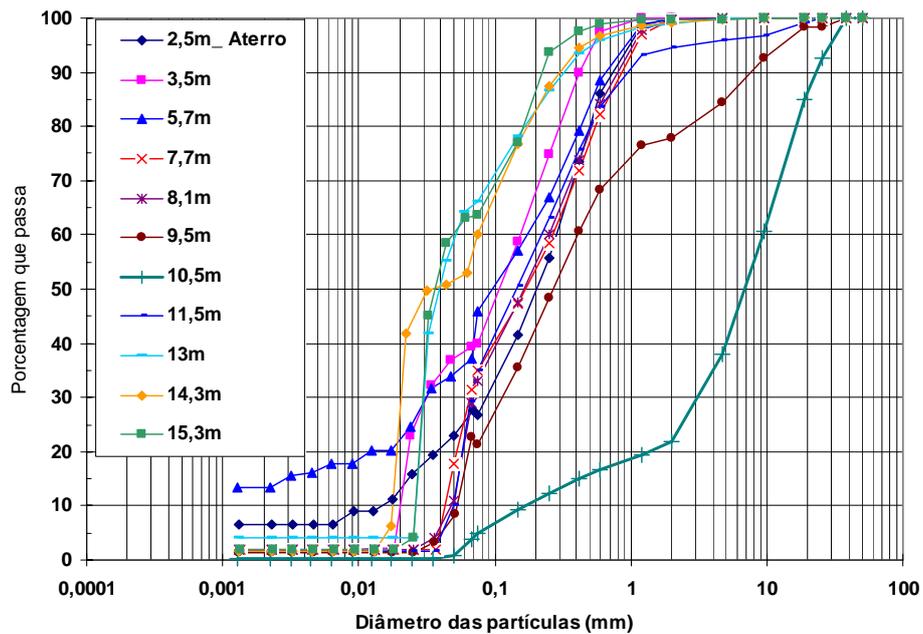


Figura 3.35 Curva granulométrica sem defloculante para o perfil do CC

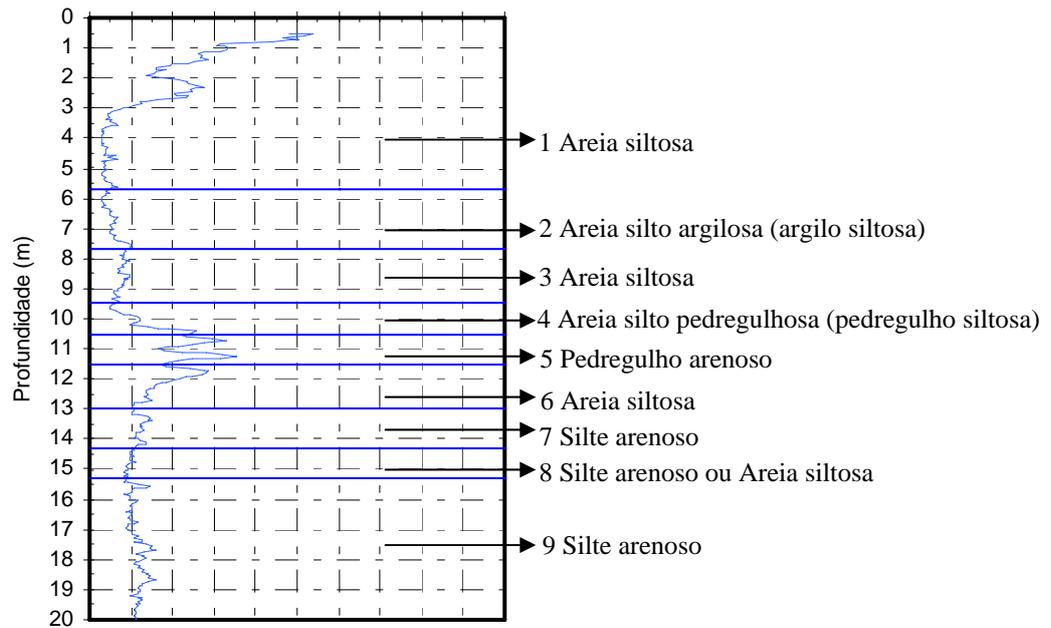


Figura 3.36 Perfil estratigráfico baseado na curva granulométrica do CC

A resposta obtida na Figura 3.36 foi conseguida através da curva granulométrica (sem defloculante) e é bem distinta daquela obtida na análise táctil-visual da Figura 3.31(d) (SPT). Guimarães (2002) observou que “*as amostras apresentam grandes diferenças quando feitas com e sem defloculante, sendo que sem defloculante a parcela de argila forma microagregados areno-siltoso que vão dar características de um solo areno siltoso até 5m de profundidade e silte arenoso de 6 a 9m*”. Para Cardoso (2002) a utilização da análise granulométrica sem o uso de defloculante limita-se ao interesse de avaliar a influência do grau de agregação dos solos, influenciando as propriedades físicas, químicas e mineralógicas que estão diretamente associadas ao tipo de fração granulométrica predominante.

Na engenharia de fundações, pouquíssimos são os projetos que se vale de informações quanto à análise granulométrica de um determinado material. As análises são feitas de forma expedita quando da execução de ensaio tipo SPT.

Comparando os perfis da CEUnB e do Centro de Convenções (CC) (Tabelas 3.1 e 3.7a) verifica-se que o perfil do campo experimental da UnB possui grau de saturação entre 45 e 60% entre as cotas 1 a 7 m e 80 a 90% para as cotas de 8 a 10 m. Já para o centro de convenções, o grau de saturação está entre 70 e 87% ao longo do perfil pesquisado. Com

relação à porosidade, o perfil do CEUnB possui valores entre 45 e 65 % enquanto que o perfil do CC possui valores entre 50 e 60 % e, desta forma, admitindo que a porosidade seja diretamente proporcional ao índice de compressão (C_c), pode-se inferir que o perfil do CEUnB é menos compressível que aquele representado perfil do CC. Os resultados de índice de plasticidade no CEUnB também se mostram menores que aqueles encontrados na CC corroborando para a evidência de um perfil mais compressível no CC. A Figura 3.37 (a, b) mostra a comparação dos resultados, em termos do grau de saturação e teor de umidade natural, das amostras indeformadas do CEUnB e CC.

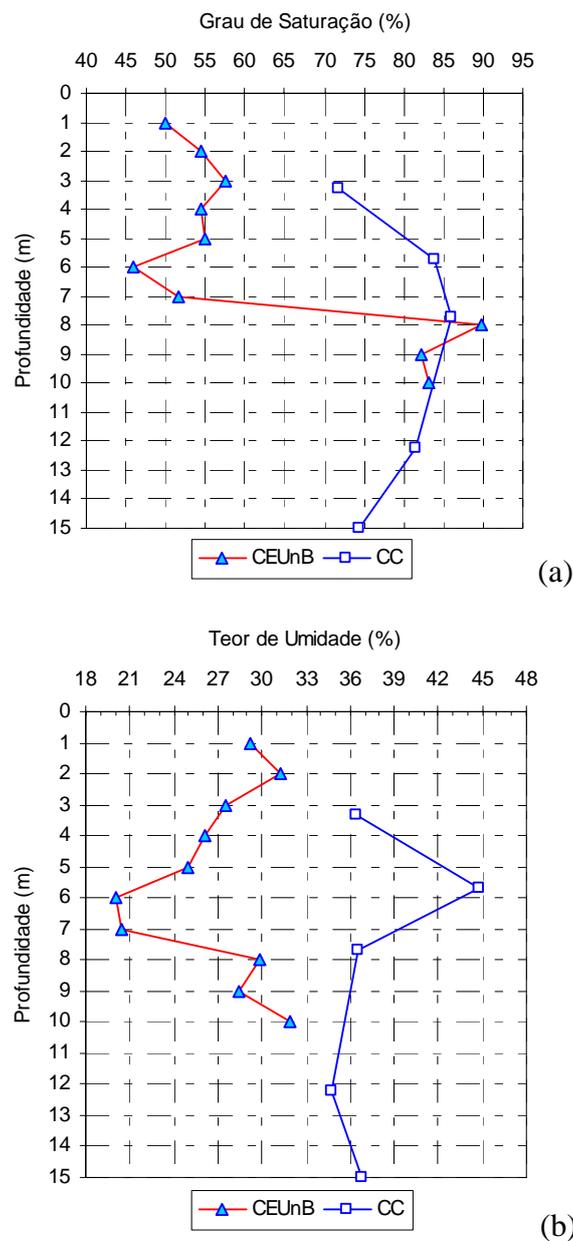


Figura 3.37 Grau de saturação ao longo do perfil do CEUnB e CC

3.3.1 PROVAS DE CARGA REALIZADAS NO CENTRO DE CONVENÇÕES

No centro de convenções foram realizadas provas de carga em uma estaca escavada e em um tubulão. A estaca tem a particularidade de ter sido retirado o solo abaixo da sua base e assim, somente a parcela lateral será avaliada. Nesta estaca foram realizadas três provas de carga [duas com solo em estado natural (EE_{F1} e EE_{F2}) uma com umidade alterada (EE_{F3})]. No tubulão foram realizadas duas provas de carga com a particularidade de que na primeira prova atuam fuste e base ($T_{CC\ FB}$) e na segunda prova, após a escavação ao longo do fuste ($T_{CC\ B1}$), somente a base foi mobilizada. Todas as provas de carga foram realizadas com o procedimento de ensaio do tipo lento conforme a NBR 12131. A disposição destas fundações no local, bem como das estacas de reações, constam da Figura 3.30. Na Tabela 3.8 tem-se informações sobre as datas de concretagem e da realização das provas de carga.

Tabela 3.8 Fundações ensaiadas no centro de convenções para esta pesquisa

Fundação	Concretagem	Data (prova de carga)	Observações
EE (Fuste) EE_{F1}	28/10/2003	19/11/2003	Prova de carga 1 (Só fuste)
EE (Fuste) EE_{F2}	28/10/2003	26/11/2003	Prova de carga 2 (Só fuste)
EE (Fuste) EE_{F3}	28/10/2003	02/12/2003	Prova de carga 3 (Só fuste)
Tubulão $T_{CC\ FB}$	28/10/2003	10/12/2003	Prova de carga 1 (fuste e base)
Tubulão $T_{CC\ B1}$	28/10/2003	18/12/2003	Prova de carga 2 (Só base)

Nas provas de carga neste local foram usadas, como sistema de reação, uma viga metálica presa às estacas externas de tração. As estacas de reação (tração) têm comprimento de 22 m e diâmetro de 0,54 m. A distância entre eixos, da estaca ensaiada às reações, foi de 2,9 m. A distância entre-eixos foi à máxima possível devido ao comprimento da viga de reação, visando reduzir possíveis interferências nos resultados da prova de carga. Para a realização das provas de carga no tubulão, o sistema de referência foi composto de vigas metálicas fixadas no terreno visando obter um sistema estável, sem perturbação e interferência do carregamento, sendo o espaçamento dos pontos de fixação cinco vezes o diâmetro da estaca de reação.

Na leitura dos deslocamentos das fundações, foram utilizados quatro extensômetros com curso de leitura de 0,05 m e sensibilidade de 10^{-5} m. Os extensômetros foram instalados em

posições diametralmente opostas. A fixação dos extensômetros na viga de referência foi feita utilizando-se de bases magnéticas poli-articuladas sendo duas bases (dois extensômetros) em cada viga. Na Figura 3.38 têm-se a montagem do sistema de ensaio para a estaca escavada. O procedimento de montagem da prova de carga no tubulão foi idêntico ao da estaca escavada. Posteriormente à montagem do sistema, fez-se a preparação da ancoragem dos ferros de espera da estaca de reação e da viga de reação usada. A ligação entre estes (ferros de espera e viga de reação) foi feita a partir de ganchos (ferro CA 50A $\phi=25$ mm em forma de “U”) e concomitante soldagem destes ganchos na ferragem de espera das respectivas reações.



Figura 3.38 Montagem do sistema de reação para a prova de carga na estaca escavada

3.3.1.1 ESTACA (UMIDADE NATURAL) (EE_{F1} ; EE_{F2})

A estaca escavada, devidamente concretada, teve o solo sob sua base retirado após o 15º dia de sua concretagem. O intuito, desta forma, é permitir que somente a parcela lateral seja avaliada. A seguir, tem-se a descrição do procedimento para a retirada do solo abaixo da base da estaca escavada.

Próximo à estaca escavada, a uma distância de $\cong 2,2$ m da face da estaca, fez-se um poço (usado para coleta das amostras indeformadas) paralelamente à estaca, até a profundidade 15,3 m. Nesta profundidade, escavou-se o solo de encontro à base da estaca, liberando-a completamente. A ponta da estaca encontra-se na cota 14,3 m. O “túnel” de acesso da base escavada é mostrado na Figura 3.39 (a, b).

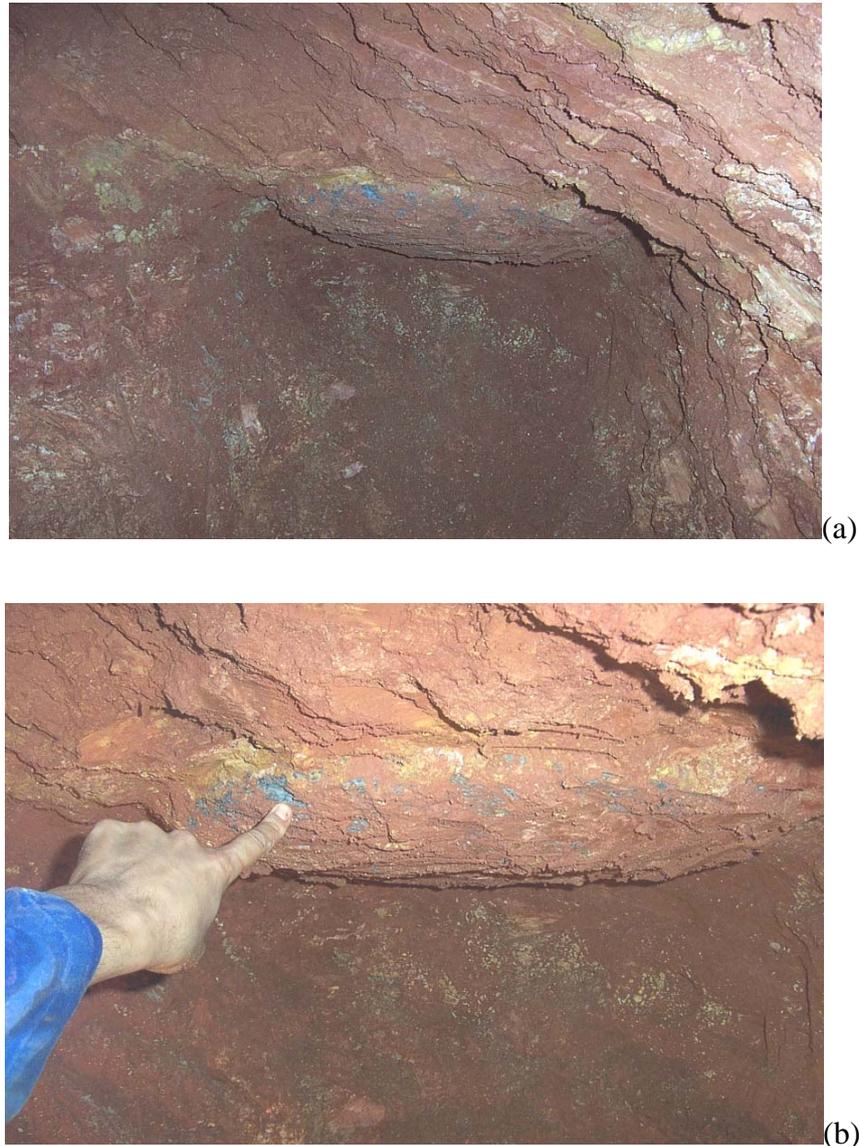


Figura 3.39 Estaca escavada com base completamente escavada

A estaca escavada tinha diâmetro de 0,7 m e comprimento de 14,3 m e foi executada com equipamento mecânico. A prova de carga foi realizada com carregamentos de 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300 e 1400 kN.

A Figura 3.40 mostra o resultado da primeira prova de carga realizada na estaca escavada (EE_{F1}) sendo que a carga máxima, para 2% do diâmetro do fuste, foi de 1400 kN. Usando o método de extrapolação de Van der Veen (1953) encontrou-se o valor de 1430 kN para a carga de ruptura interpretada. Na Figura 3.41 tem-se o resultado da primeira (EE_{F1}) e da segunda prova de carga (EE_{F2}). A prova de carga (EE_{F2}) é portanto um re-ensaio e, da Figura 3.41, vê-se o aumento da rigidez mas nenhuma modificação na carga última (1400 kN).

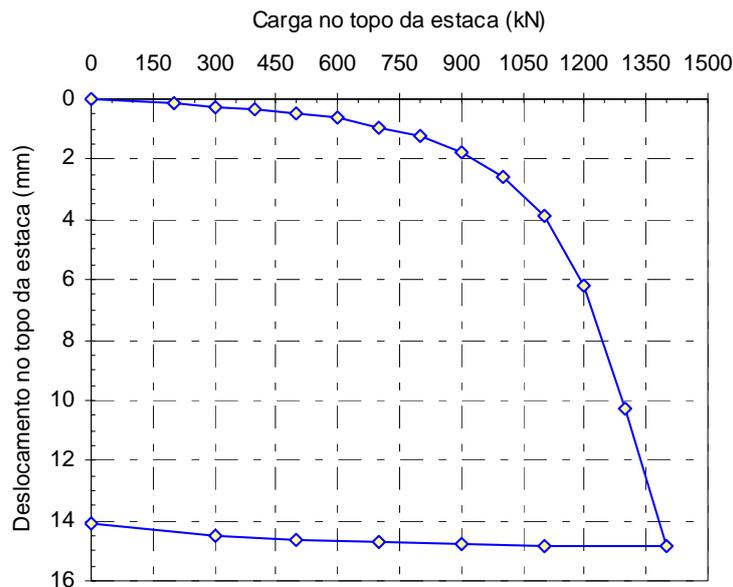


Figura 3.40 Prova de carga na estaca escavada (EE_{F1})

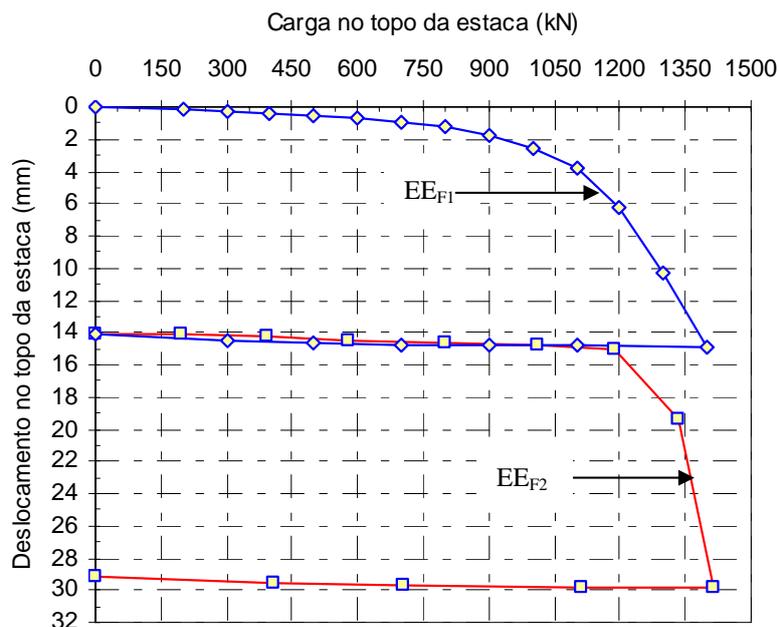


Figura 3.41 Provas de carga na estaca escavada (EE_{F1}) e re-ensaio (EE_{F2})

Numa primeira aproximação, para uma carga de trabalho de 700 kN, o comportamento da fundação é essencialmente linear. Apesar de poder levar a estaca até a ruptura física, a opção foi de não fazê-lo uma vez que a mesma seria re-ensaiada. O valor das parcelas de deslocamento máximo na prova de carga foi de 14,85 mm (2,12%.D) enquanto que o deslocamento residual foi igual a 14,08 mm (2,01%.D).

3.3.1.2 ESTACA (UMIDADE ALTERADA) (EE_{F3})

No Centro de Convenções fez-se também a avaliação do efeito da molhagem no teor de umidade. Inicialmente fez-se as determinações do teor de umidade no estado natural usando o ensaio tipo SPT para a aquisição das amostras. Após 89 horas de inundação, determinou-se novamente para o perfil o novo teor de umidade, agora alterado. A Figura 3.42(a, b) mostra o local com os furos de inundação já executados, bem como o sistema de molhagem usado.

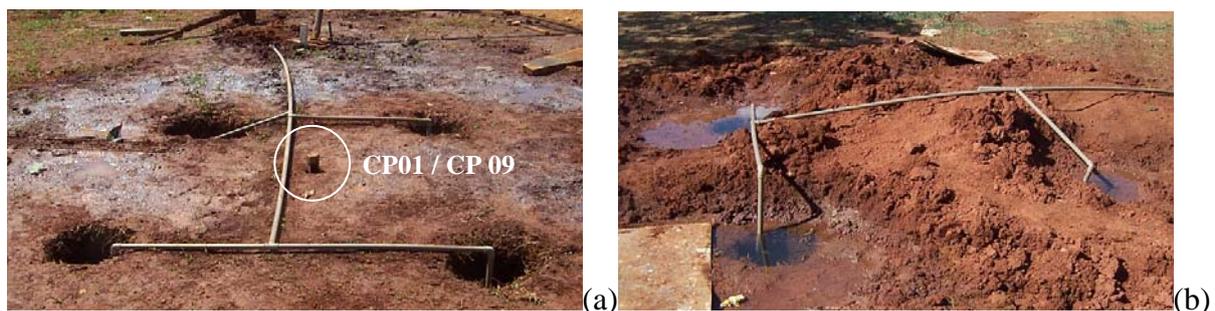


Figura 3.42 Vistas dos furos de molhagem realizados no CC

O intuito da técnica de molhagem visou à determinação do aumento do teor de umidade no local, além da determinação de uma região potencialmente colapsível a partir dos resultados do ensaio de CPT realizados e, por fim, a verificação da diminuição de resistência lateral com a molhagem quando do cálculo da capacidade de suporte.

Na Figura 3.43(a, b) dispõe-se o perfil do teor de umidade em função da profundidade no estado natural e após a molhagem (úmido) e na Figura 3.44 têm-se os perfis de CPT no estado natural e úmido. Os furos de CPT CP01 (natural) e CP 09 (úmido) constam da Figura 3.30 além dos furos de inundação executados (Figura 3.42).

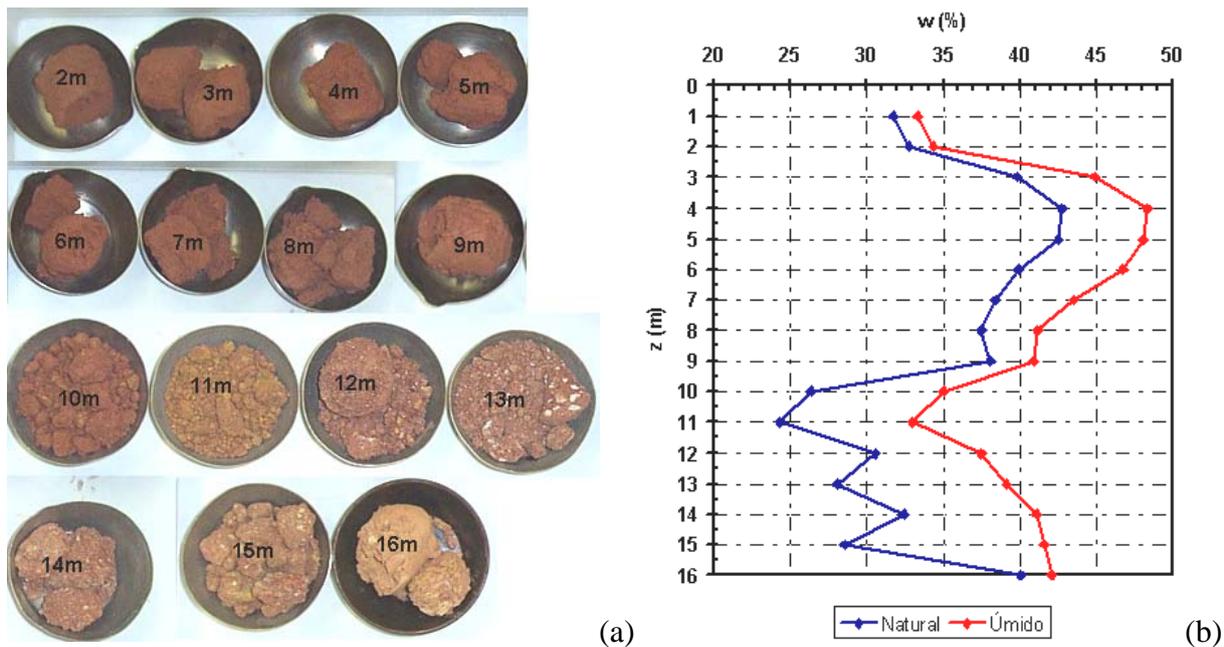


Figura 3.43 Teor de umidade natural/induzido do perfil

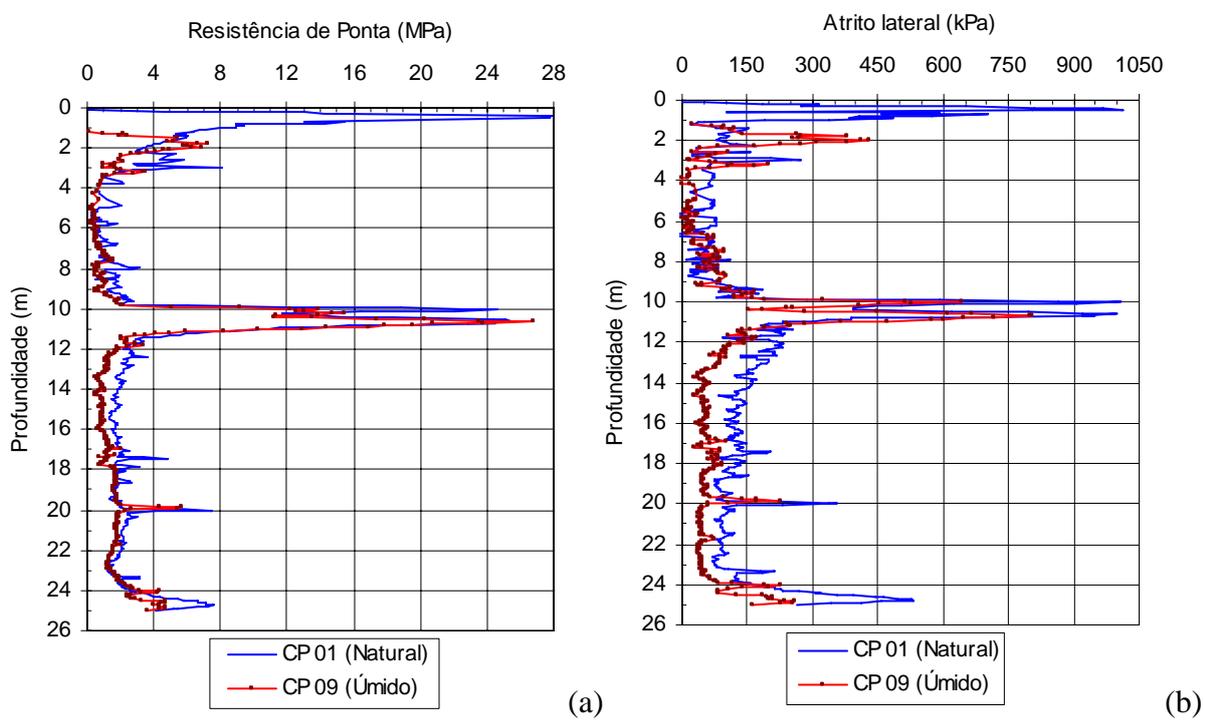


Figura 3.44 Perfil de CPT em estado natural e úmido no CC

Na Figura 3.43(b) vê-se que as maiores variações no teor de umidade foram evidenciados após a cota 10 m com acréscimo do teor de umidade de 9% na profundidade 11 m. Vê-se também pouca efetividade até a cota 3 m e que o maior acréscimo do teor de umidade desde a cota 3 m até a cota 9 m, ocorre entre as cotas 4 e 5 m com um acréscimo de 5% no teor de umidade. Após a cota 15 m, é possível que a efetividade da molhagem tenha sido fortemente diminuída e, assim, os perfis (natural e úmido) tendem a igualar-se. As características de permeabilidade das camadas atravessadas também são um importante fator para explicar a possível diminuição da efetividade da molhagem, não sendo o tempo de 89 horas, suficiente para registrar um aumento do teor de umidade em cota maior do que 16 m. Isto não seria, no entanto, uma limitação dos ensaios presentes pois o comprimento das fundações ensaiadas é, no máximo, 15,3 m.

Para a Figura 3.44 vê-se, notadamente que ocorre maior perda de resistência quando se compara os perfis natural e úmido para o atrito lateral medido na luva de atrito. O furo CP 09 dista 0,25 m do furo CP 01 (natural) e pode-se notar da Figura 3.44 a que a efetividade do sistema de molhagem deu-se até aproximadamente 16 m. Os furos de umedecimento têm comprimento variando desde 5 (EI₁) a 9 m (EI₄), mas, mantendo diâmetro igual a 0,3 m. Os furos de umedecimento (EI₁ a EI₄) constam da Figura 3.30.

A molhagem do terreno próximo à estaca se deu com a abertura de 6 furos de 0,1 m de diâmetro circundando a estaca e distante 0,15 m da face da mesma. O comprimento do furo foi de aproximadamente 3 m. A Figura 3.45 (a, b) mostra vistas dos furos seco e inundado. A estaca foi carregada até 700 kN (carga de trabalho) e então iniciado a molhagem do terreno com a carga mantida neste patamar. Durante toda a prova de carga (EE_{F3}), os furos foram mantidos preenchidos com água de forma a garantir o melhor efeito da molhagem.

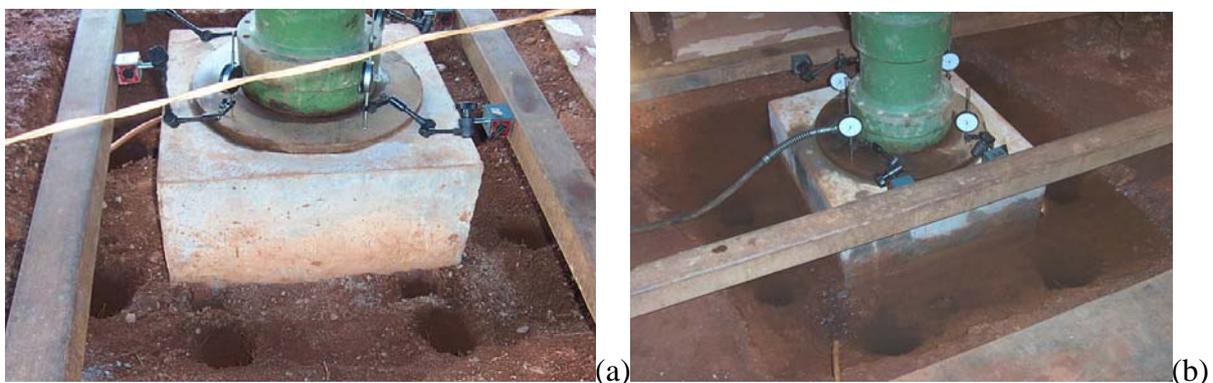


Figura 3.45 Furos de umedecimento próxima à estaca escavada

O procedimento de molhagem pode não representar fielmente o que poderia ocorrer em campo, pois, via de regra, submete-se a molhagem, para uma determinada carga e, então, espera-se o deslocamento do sistema fundação-solo. No procedimento de molhagem realizado neste trabalho, é possível que não tenha havido tempo suficiente para o sistema fundação-solo absorver os efeitos de molhagem e desta forma, caracterizar o efeito da perda de resistência.

Na Figura 3.46 têm-se a distribuição de teor de umidade em três furos ao redor da estaca escavada (Furo 1, 2 e 3) medido após a realização da prova de carga e, comparativamente, aos resultados mostrados na Figura 3.43, com as resposta do teor de umidade no estado natural e úmido obtido do processo de umedecimento mostrado anteriormente (Figura 3.42).

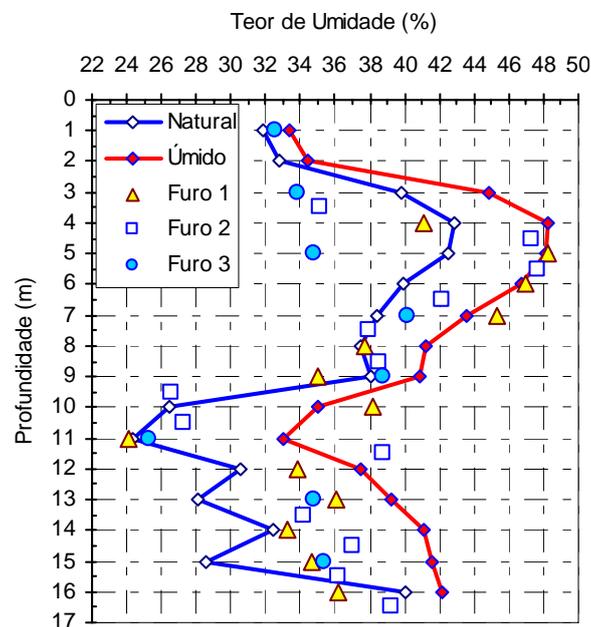


Figura 3.46 Teor de umidade próximo à estaca escavada

Vê-se da Figura 3.46 que até 4 m de profundidade o teor de umidade pouco se altera em relação ao estado úmido obtido. De uma maneira geral, poucos pontos conseguem atingir a linha de estado úmido, evidenciando assim a fraca resposta com relação à forma de molhagem imposta ao sistema fundação-solo até esta profundidade.

Os resultados obtidos com as provas de carga (EE_{F1} , EE_{F2} e EE_{F3}) são mostrados com relação ao atrito unitário médio para a carga de ruptura adotada (1400 kN) na Figura 3.47 (a, b). Como já mencionado, os dois primeiros ensaios foram realizados sob condição de teor de

umidade natural e o terceiro com inundação do solo. Os resultados tendem a um mesmo valor de atrito unitário máximo, ou seja, 45 kPa, mas, devido ao efeito do re-ensaio, com aumento da rigidez do sistema fundação–solo. Na Figura 3.47 b têm-se os resultados de forma a levar em conta os deslocamentos já sofridos pela estaca a cada ensaio.

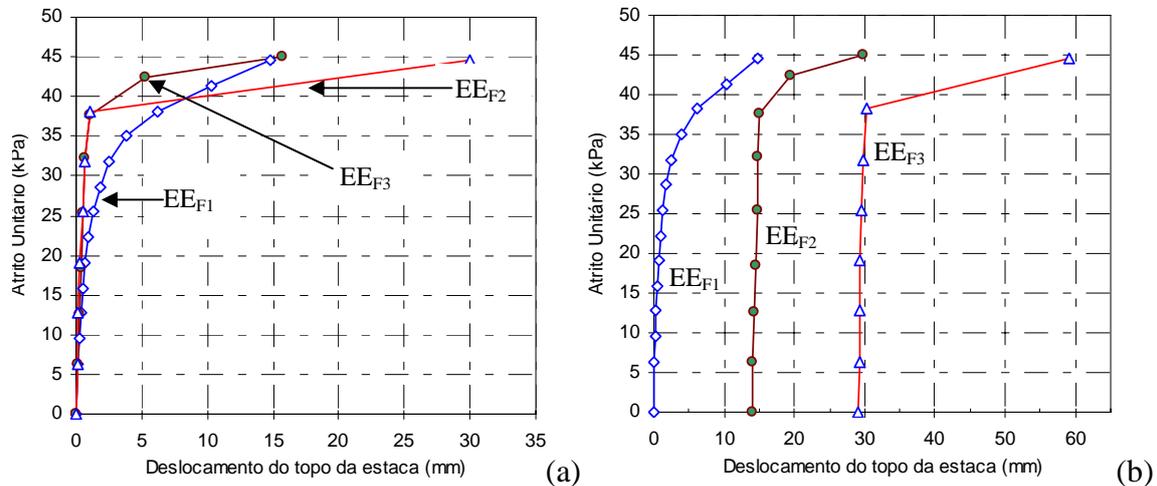


Figura 3.47 Atrito unitário na estaca escavada para as provas de carga realizadas

Os resultados obtidos com (EE_{F3}), mostram que, tipicamente, o mesmo valor da prova de carga (EE_{F2}) é obtido até a carga de 1200 kN (ou 38,2 kPa na Figura 3.47) e, a partir deste carregamento, há um abrupto deslocamento da estaca. Este comportamento sugere que, até a carga de 1200 kN, nenhum efeito da molhagem foi absorvido pelo sistema fundação–solo. Diferente resposta há para a EE_{F3} partir da carga de 1200 kN. Neste trabalho acredita-se ter ocorrido percolação de água no contato estaca–solo e, assim, uma espécie de lubrificação do contato que justifique este comportamento abrupto. Esta hipótese é mais razoável do que a de imaginar o “efeito instantâneo” da molhagem sobre o sistema.

O efeito da molhagem poderia ser mais corretamente evidenciado e fenomenologicamente mais apropriado se, para a carga de trabalho, iniciasse a molhagem e pudesse se esperar o tempo necessário à queda de resistência. Dos resultados apresentados nas Figuras 3.44, 3.46 e 3.47, pode-se considerar que o efeito da inundação do solo foi pequeno face aos resultados, tanto para o ensaio tipo CPT de campo quanto ao da prova de carga realizada e que, possivelmente, a pouca eficiência da técnica de umedecimento usada tenha sido o fator primordial para explicar o resultado obtido.

3.3.1.3 TUBULÃO (UMIDADE NATURAL) ($T_{CC\text{ FB}}$; $T_{CC\text{ B1}}$)

Além da estaca escavada, realizaram-se duas provas de carga no mesmo tubulão, sendo que na primeira atuaram as parcelas fuste e base ($T_{CC\text{ FB}}$) e na segunda prova, após a escavação ao longo do fuste ($T_{CC\text{ B1}}$), somente a base atuou.

Em todas as provas de carga o procedimento foi o lento (SML) com a carga máxima da célula de carga de 2000 kN, o que levou a um carregamento máximo de 1950 kN em todas as provas de carga realizadas no tubulão. Na segunda prova de carga ($T_{CC\text{ B1}}$), o fuste do tubulão foi escavado até a profundidade 12,65 m a partir do topo do bloco de coroamento. Considerou-se que o comprimento efetivo de atrito foi excluído e, portanto, somente a base seria mobilizada nestas provas de carga ($T_{CC\text{ FB}}$) e ($T_{CC\text{ B1}}$). A Figura 3.48 caracteriza geometricamente o tubulão.

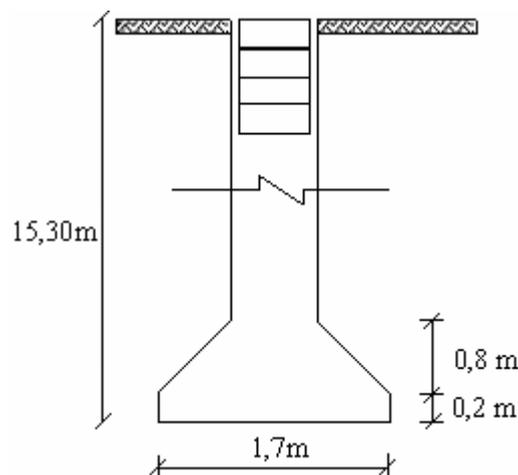


Figura 3.48 Geometria do tubulão executado no CC

A idéia natural quando se pretende avaliar as parcelas de resistência (lateral e base) é o uso de instrumentação ao longo da fundação a ser ensaiada. Nesta pesquisa não foi possível instrumentar por razões de ordem econômica, de tempo, de equipamento disponível (leitora de deformações danificada). Nos trabalhos de Sales (2000), Guimarães (2002), Mota (2003) constam tentativas de instrumentação em 7 estacas: 1 piloto (metálica), 6 escavadas e em 1 tubulão, respectivamente. Somente em uma estaca escavada, Guimarães (2002) conseguiu aproveitamento parcial dos resultados da instrumentação. Este autor diz em um de seus comentários “...o sistema de leitura utilizado tem pouca sensibilidade e grande variação com

a temperatura, portanto deve ser analisada a troca deste sistema”. Albuquerque (2001) cita que, quando se instala instrumentação em estaca antes da concretagem pode haver uma perda de 10 a 20% dos instrumentos além da dificuldade de se determinar o importantíssimo “parâmetro” que é o módulo de elasticidade do concreto. Em geral, os módulos de elasticidade obtidos em laboratório são muito elevados, para não dizer, exagerados. A técnica de instrumentação é complexa e requer muito cuidado e experiência dos profissionais envolvidos (Albuquerque, 2001).

Desta forma optou-se por fazer as provas de carga com as situações descritas anteriormente, ou seja, isolando as parcelas de resistência via escavação do solo. A Figura 3.49(a, b, c, d) mostra o ensaios de CPT próximo ao tubulão ensaiado (CP07) e o fuste do tubulão escavado.

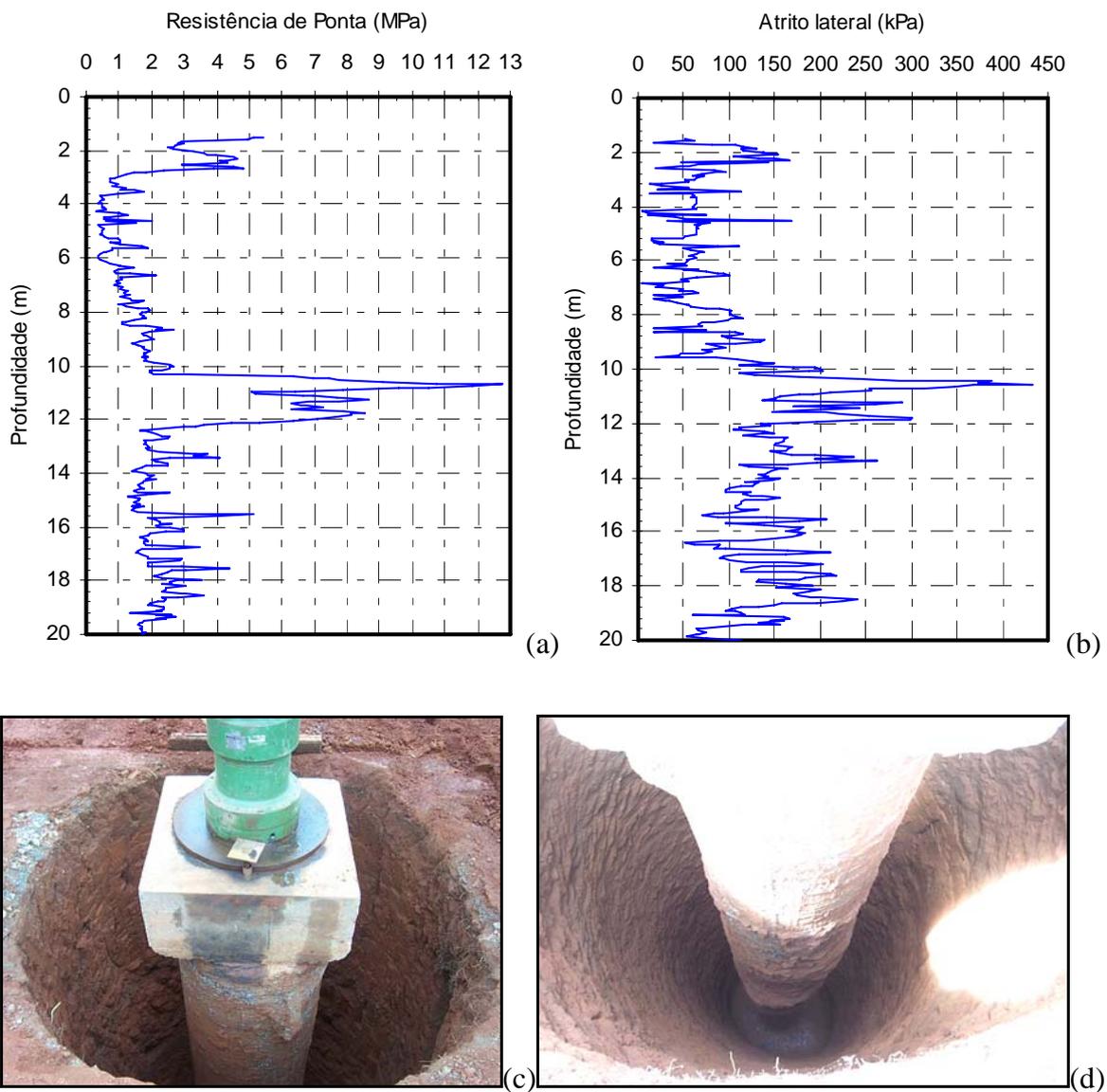


Figura 3.49 Ensaio CPT 07 e o fuste do tubulão (T_{CCB1}) após escavação

Foi usado, somente para o tubulão, um extensômetro (o quinto em questão), para leitura de um *tell-tale* previamente instalado com vistas à determinação das tensões na base do mesmo. Os resultados obtidos na leitura do *tell-tale* não puderam ser avaliados, pois o extensômetro utilizado danificou-se (vazamento de óleo das articulações). Com relação às provas de carga tanto na estaca, quanto no tubulão, não foi detectada influência maior de excentricidades geradas pelo carregamento imposto ao sistema estaca-solo.

A Figura 3.50 mostra o resultado da prova de carga ($T_{CC\ FB}$) realizada no tubulão com incremento de 250 kN até 1950 kN. A carga máxima permitida para a célula de carga usada foi de 2000 kN. Os valores de deslocamento máximo na prova de carga foram de 3,11 mm enquanto que o deslocamento residual foi igual a 1,26 mm e o recalque elástico igual a 1,85 mm (3,11-1,26). Vê-se que o deslocamento máximo obtido na prova de carga certamente não mobilizou o atrito lateral e, desta forma, nenhuma parcela da base foi mobilizada, embora o ensaio seja considerado (Fuste + Base).

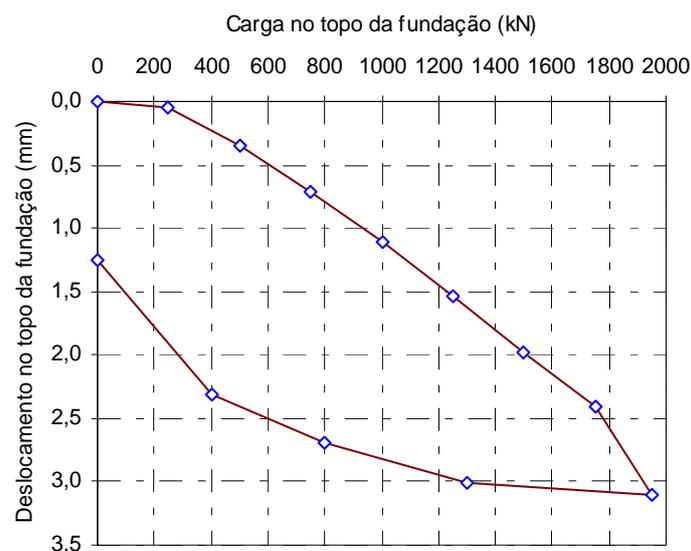


Figura 3.50 Prova de carga no tubulão $T_{CC\ FB}$

Cuidado maior foi observado quando da prova de carga ($T_{CC\ B1}$) no tubulão em relação a efeitos de flambagem. Um aspecto importante que contribuiu também para que a flambagem não ocorresse foi o alto valor do módulo de elasticidade do tubulão que, a princípio, se referia a um concreto de resistência característica $f_{ck} \geq 20$ MPa. Após os ensaios de compressão verificou-se um f_{ck} médio de 28,7 MPa. A Figura 3.51 mostra o momento da prova de carga

sendo realizada no tubulão e as Figuras 3.52 e 3.53 evidenciam a efetividade do sistema de reação para a carga máxima imposta ao sistema de 1950 kN.



Figura 3.51 Prova de carga em andamento no tubulão $T_{CC\text{FB}}$



Figura 3.52 Prova de carga no tubulão $T_{CC\text{B1}}$



Figura 3.53 Prova de carga no tubulão $T_{CC\text{B1}}$ – Efetividade da reação

A Figura 3.54 mostra os resultados das provas de carga ($T_{CC\text{FB}}$) e ($T_{CC\text{B1}}$) com o resultado do ensaio ($T_{CC\text{B1}}$) apresentando deslocamento máximo de 9,05 mm para 1950 kN enquanto o deslocamento residual foi igual a 5 mm e o recalque elástico igual a 4,05 mm (9,05-5). Na Figura 3.55 tem-se o resultado da prova de carga ($T_{CC\text{B1}}$) em termos de resistência unitária na base.

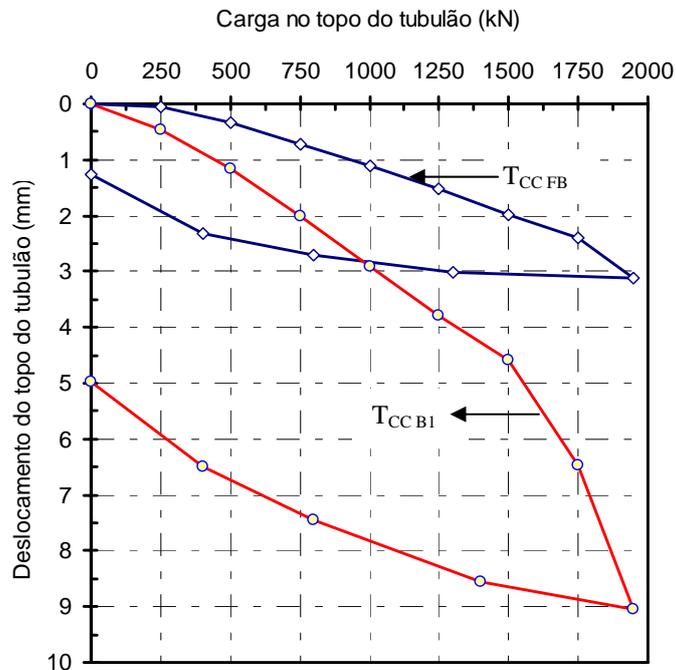


Figura 3.54 Prova de carga no tubulão ($T_{CC\text{FB}}$) e ($T_{CC\text{B1}}$)

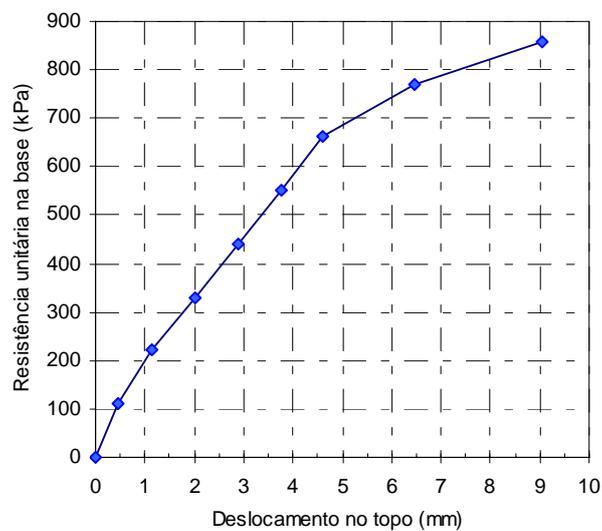


Figura 3.55 Resistência unitária na base do tubulão para o ensaio ($T_{CC\text{B1}}$)

3.4 DESCRIÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPOS EXPERIMENTAIS

Neste trabalho, alguns campos experimentais e locais de obra serão base para análises tanto de capacidade de suporte como recalque, além dos locais de estudo já apresentados anteriormente. As análises serão realizadas no capítulo seguinte. Estes locais incluem os campos da USP de São Carlos (EESC), da Unicamp, da Escola Politécnica da USP-SP e de *Piedmont* nos Estados Unidos da América. Os estudo em locais de obra dar-se-ão na 212N e na Asa Sul, ambas na Capital Federal.

A seguir serão mostradas, de forma resumida, informações dos locais citados e a avaliação dos sistemas de classificação de Zhang & Tumay (1999) e também de Eslami & Fellenius (1997, 2002), sistemas estes descritos no Capítulo 2.

3.4.1 CEUnB e CC

Inicialmente, serão mostrados os resultados da metodologia de Zhang & Tumay (1999) para o Campo Experimental da UnB (CEUnB) e para o Centro de Convenções (CC). O resultado médio do perfil do CEUnB (Figura 3.5) está representado na Figura 3.56 juntamente com o método de Zhang & Tumay (1999).

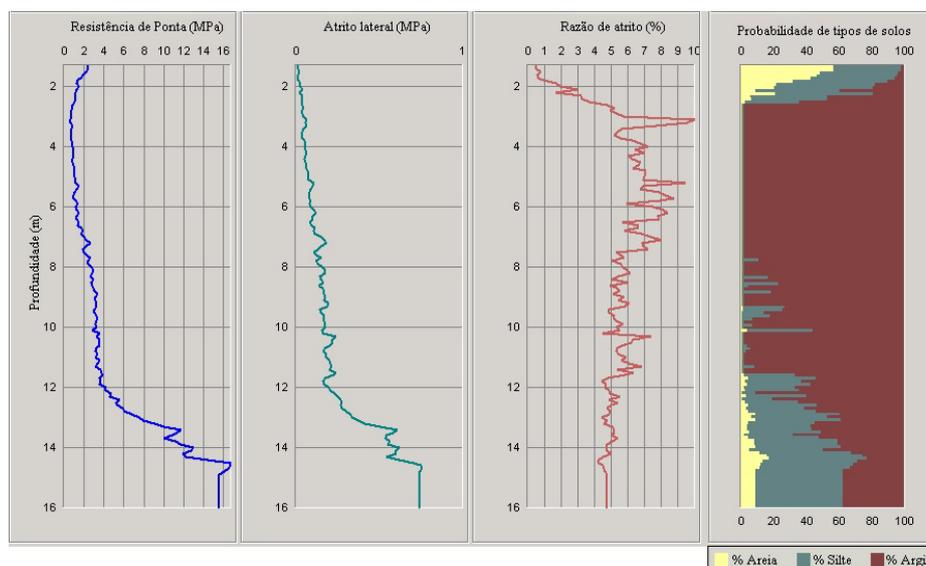


Figura 3.56 Estratigrafia do CEUnB via CPT (Média Geométrica)(Zhang & Tumay, 1999).

No resultado obtido na Fig. 3.56 com esta metodologia vê-se que a partir da cota igual a 8 m, porcentagens de silte (ou comportamento de silte) são detectadas e, aproximadamente a partir da cota igual a 12 m, são registrados valores percentuais de silte de aproximadamente 50%, o que se ajusta muito bem com a descrição tátil visual apresentada nos perfis de SPT. Percentuais de solo arenoso, em até 10%, também são verificados e da mesma forma, se ajustam bem com os resultados via análises tátil visual realizadas. Entre as cotas de 2 a 8 m, somente parcela de solo de comportamento argiloso é detectada. Ainda nas cotas iniciais, desde 0 a 2 m há um material de características silto-arenosa. Este material provavelmente faz parte de um aterro (argila pedregulhosa) que existe no local.

Além dos sistemas de classificação de Zhang & Tumay (1999), tratar-se-á da avaliação da estratigrafia conforme a metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002), conforme mostrado no Capítulo 2 (Figura 2.10). No desenvolvimento desta pesquisa foi desenvolvido um programa em linguagem Visual Basic (VB) que usa como base de entrada de dados a planilha Excel e, internamente através de código próprio, o programa classifica cada ponto conforme uma das seis regiões.. A classificação estratigráfica, desde a cota 1 m até a cota 2,5 m, dos valores médios obtidos nos ensaios de CPT no CEUnB, está na Tabela 3.9. Mais detalhes em Anjos *et al.* (2004 a, b).

Tabela 3.9 Classificação estratigráfica – C.E.UnB (Eslami & Fellenius, 1997, 2002)

Prof.(m)	q_c (kPa)	f_s (kPa)	u_2 (kPa)	q_E (kPa)	Região	Estratigrafia
1,00	4187,44	48,38	0,00	4187,44	4.b	Silte arenoso
1,05	3896,51	41,51	0,00	3896,51	4.b	Silte arenoso
1,10	3693,84	64,07	0,00	3693,84	4.a	Areia siltosa
1,15	3746,14	9,48	0,00	3746,14	5	Areia/Pedregulho
1,20	3484,63	13,08	0,00	3484,63	4.b	Silte arenoso
1,25	3187,16	40,21	0,00	3187,16	4.a	Areia siltosa
1,30	2997,57	13,08	0,00	2997,57	4.b	Silte arenoso
1,35	2932,19	16,34	0,00	2932,19	4.b	Silte arenoso
1,40	2729,52	20,59	0,00	2729,52	4.b	Silte arenoso
1,45	2634,72	13,08	0,00	2634,72	4.b	Silte arenoso
1,50	2513,77	13,40	0,00	2513,77	4.b	Silte arenoso
.
.
.
2,35	1379,47	33,34	0,00	1379,47	3	Argila siltosa/Argila sija
2,40	1068,92	45,76	0,00	1068,92	2	Argila/Silte mole
2,45	1330,44	48,38	0,00	1330,44	2	Argila/Silte mole
2,50	1137,57	33,34	0,00	1137,57	2	Argila/Silte mole

Note que os resultados obtidos na Tabela 3.8 são interrompidos entre as cotas 1,55 e 2,30 de maneira proposital, uma vez que os demais resultados obtidos (cada ponto) já denotam o intuito de mostrar o potencial e a forma utilização do método.

Notadamente o perfil mantém-se classificando como Argila/Silte mole até 6,75 m e, partir da cota 6,8 m estendendo-se até a cota 12,35 m o sistema de classificação sugere tratar-se de um solo silte argiloso /argila siltosa. Daí em diante, até a cota 15,25 m, o solo é essencialmente um silte arenoso, mas há intercalações de material classificado como areia siltosa.

Neste item do capítulo corrente, algumas propriedades geotécnicas serão avaliadas para o CEUnB. Na Figura 3.57 têm-se os resultado do ângulo de atrito a partir das formulações descritas no Capítulo 2. Destes resultados, os obtidos via CPT (média geométrica conforme Fig. 3.5), serão usados na avaliação numérica (Capítulo 5) de provas de carga em fundações escavadas realizadas, por mostrar, em média, os melhores valores obtidos e plotados na Figura 3.57.

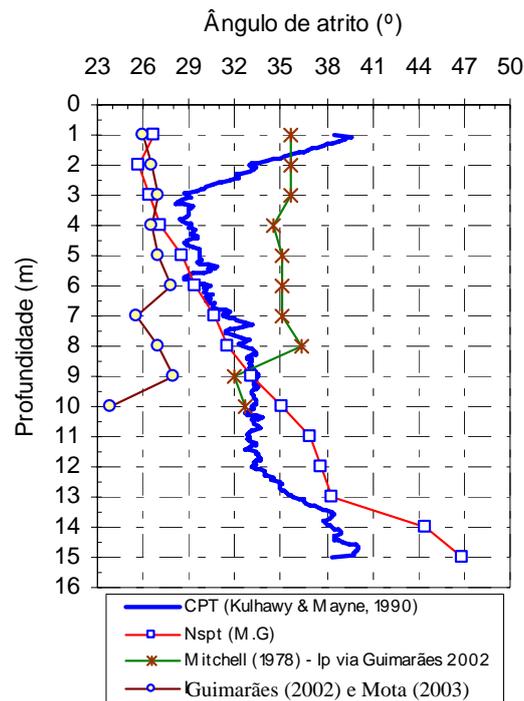


Figura 3.57 Determinação do ângulo de atrito para o CEUnB

Comparativamente vê-se que os resultados obtidos em laboratório (Guimarães, 2002 e Mota, 2003) e por Mitchell (1993) configuram, para o local analisado, o limite inferior e superior, respectivamente. As respostas obtidas a partir de ensaios tipo CPT e SPT, mostram praticamente igual padrão a partir da profundidade 3 m e podem ser consideradas como valores médios quando comparados aos resultados obtidos em laboratório.

Os resultados obtidos usando a Equação 2.59 (Mitchell, 1993) e aquelas obtidas por Guimarães (2002) e Mota (2003) através de ensaio de cisalhamento direto com o teor de umidade natural e comportamento drenado, também se mostram praticamente constante ao longo da profundidade analisada. Há de se registrar que a formulação de Mitchell foi desenvolvida para o de índice de plasticidade entre 8 e 100%.

A determinação do intercepto de coesão é também um importante parâmetro para fundações escavadas e será avaliada conforme a proposição de Owuama (2002), em que a coesão é dada conforme Equação 2.57. A Figura 3.58 mostra os resultados obtidos para o CEUnB.

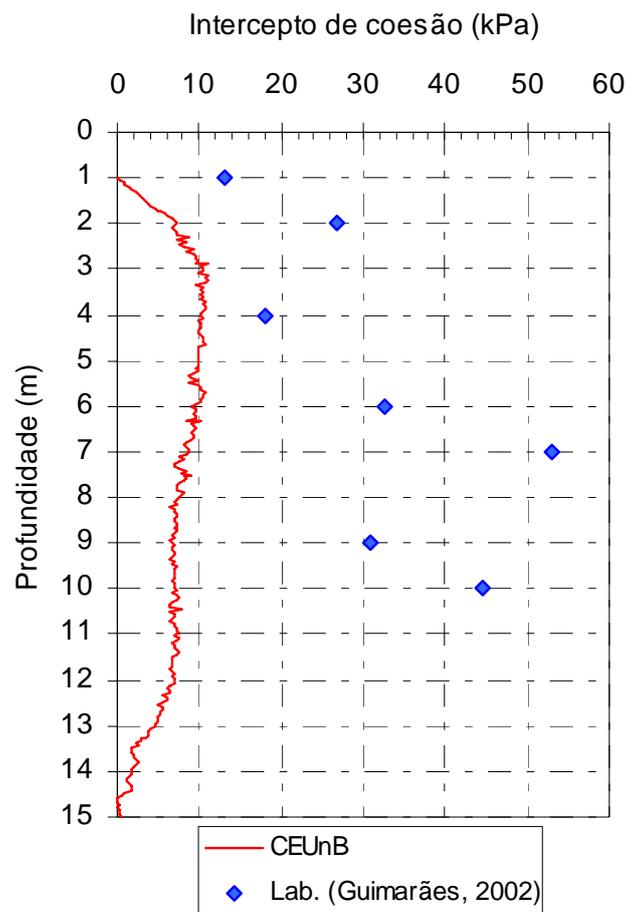


Figura 3.58 Determinação do intercepto de coesão

A Expressão dada em Owuama (2002) é válida para valores de q_c entre 0,5 e 9 MPa e em perfil não reconhecidamente arenoso. Os resultados obtidos via cisalhamento direto para os perfis do CEUnB mostraram menores que a proposição sugerida. Os resultados obtidos via Owuama (2002) na Figura 3.58 serão usados nas análises das provas de carga em fundações escavadas no Capítulo 5 para o CEUnB a partir de softwares específicos, da mesma forma que a Figura 3.57.

Para o Centro de Convenções (Figura 3.32) tem-se, na Figura 3.59, o perfil médio (Média Geométrica) e a disposição da estratigrafia avaliada pelo método de Zhang & Tumay (1999).

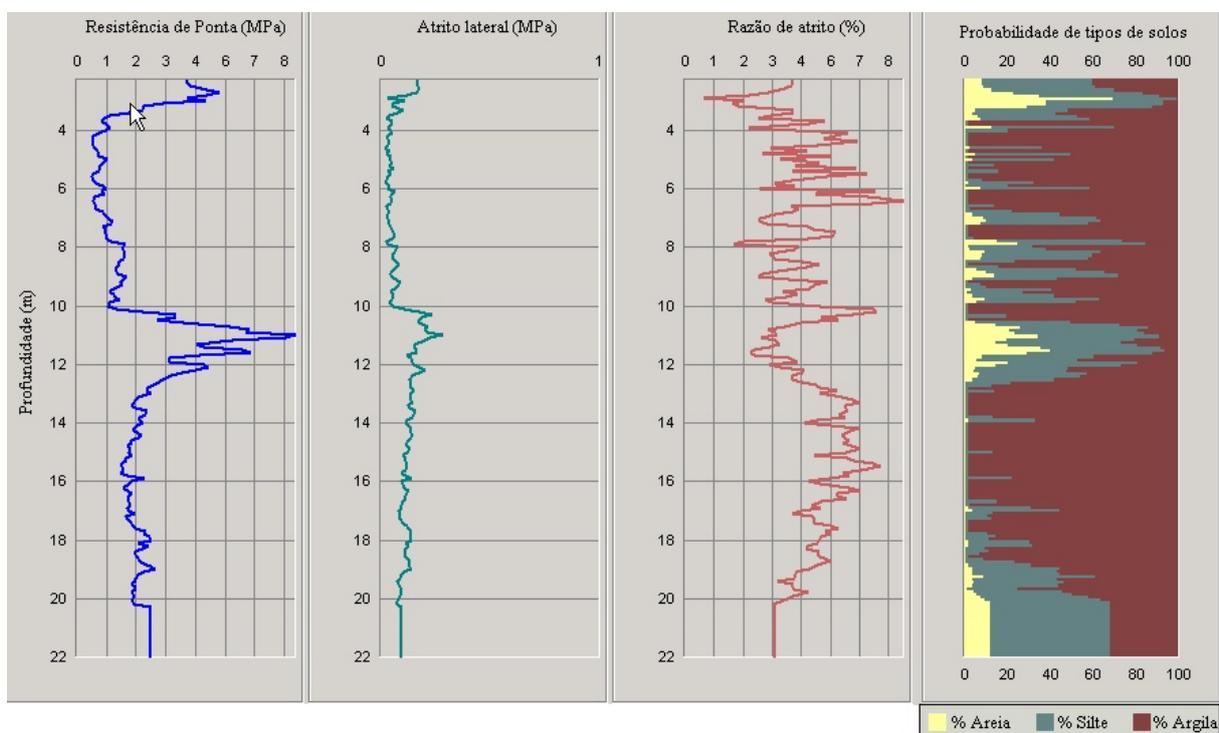


Figura 3.59 Classificação estratigráfica – CC (Zhang & Tumay, 1999)

Da Figura 3.59 pode-se verificar que a disposição das porcentagens areia, silte e argila estão em praticamente todo o perfil e obedecem esta ordem. Nos primeiros metros, até aproximadamente a cota 4m, tem-se um camada com características silto-arenosa. Na realidade esta camada é um aterro argilo-arenoso. A parcela de silte, via de regra, pode ser enganosamente tida por argila ou vice-versa. O perfil mantém traços dos três materiais, sobretudo argila e silte até a cota de aproximadamente 10 m. Na avaliação tátil visual, via

ensaio SPT, este material foi classificado como argila arenosa muito mole à média. Entre as cotas 10 a 12 m o exame tátil visual classifica o material como argila arenosa com pedregulho. A proposição de Zhang & Tumay (1999) classifica o material como um silte areno-argiloso. A partir da profundidade 12 m o material é classificado como argila arenosa. O sistema de classificação indica material com características argiloso com traços de silte.

Com o intuito de “retirar” a grande parte dos traços de materiais com características siltosas e arenosas, pode-se, por exemplo, “homogeneizar” (ou melhor, “tornar menos heterogêneo”) o perfil. Para isto, os valores de q_c e f_s originais, são substituídos pela média (aritmética ou geométrica) dos valores numa determinada distância (0,5 m, por exemplo). Assim, se as leituras iniciam na cota 1 m e os dados são obtidos a cada 0,05 m, os valores de q_c e f_s entre as profundidades 1 a 1,5 m serão avaliados sua média e agora correspondendo à cota 1,25 m. A Figura 3.60 mostra o uso desta técnica de suavização de dados aplicada. Fundamentalmente, o perfil torna-se “menos heterogêneo”, o que, de certa forma, era esperado. O perfil agora é redefinido em termos de estratigrafia. Lembra-se que o sistema de Zhang & Tumay (1999) mostra que um perfil pode ter características: arenosa (GP, SP ou SM), siltosa (SC, ML) e argilosa (CL, CH).

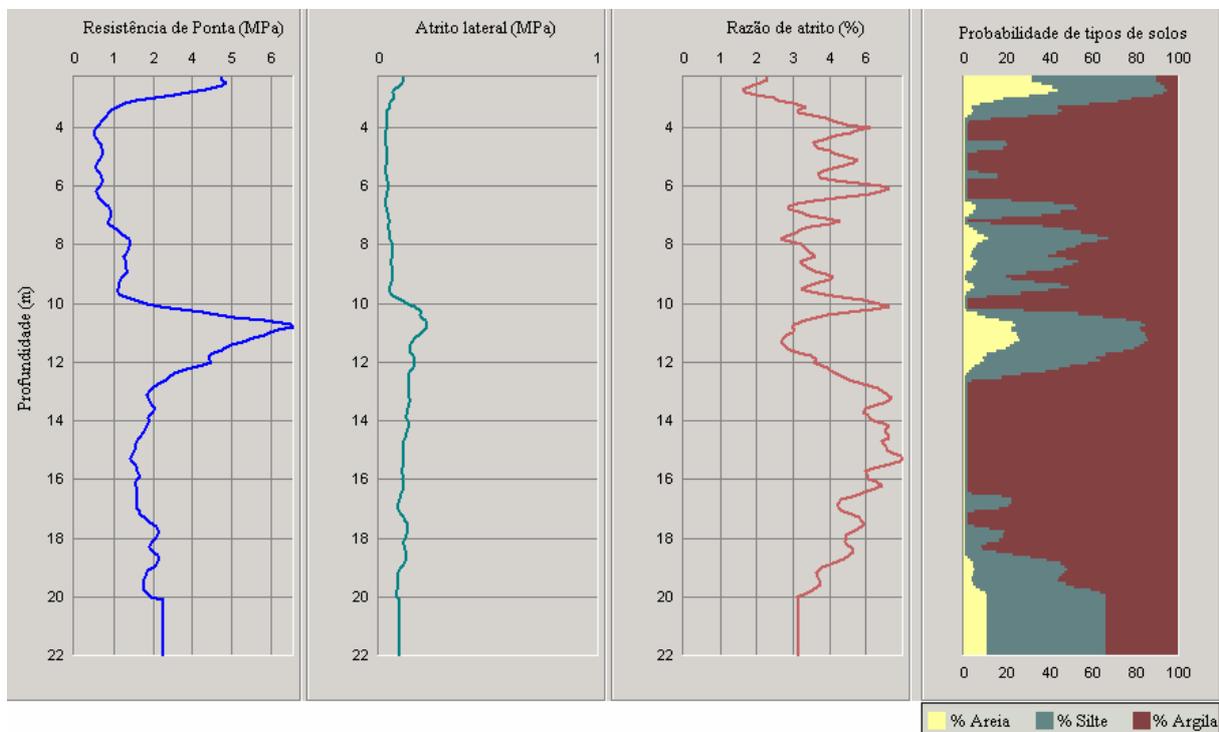


Figura 3.60 Classificação estratigráfica do CC (perfil suavizado) (Zhang & Tumay, 1999).

3.4.2 CAMPO EXPERIMENTAL DA USP – SÃO CARLOS (EESC)

O Campo Experimental do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, USP, foi implantado em 1988 e, desde então, pesquisas em fundações escavadas, instrumentadas ou não, tem sido constantes. As informações a seguir são baseadas no trabalho de Peixoto (2001).

A região de São Carlos está assentada sobre rochas do Grupo São Bento, constituídas pelos arenitos das Formações Botucatu e Pirambóia, e pelos derrames de rochas efusivas basálticas da Formação Serra Geral. Abrangendo toda a região, têm-se sedimentos cenozóicos, geralmente caracterizados como colapsíveis (Peixoto, 2001).

O perfil geotécnico do Campo Experimental da EESC é composto basicamente de duas camadas de areia fina e média, argilosa, pouco siltosa, e separadas pelas linhas-de-seixo e aproximadamente 6,5 m. A primeira camada é caracterizada como Sedimento Cenozóico e a segunda como residual de Arenito do Grupo Bauru.

Ensaio de caracterização em amostra deformadas e indeformadas geraram informações contidas nas Tabelas 3.10a e 3.10b. Na Figura 3.61 tem-se a classificação estratigráfica conforme a classificação de Zhang & Tumay (1999). Além desses dados, ensaios de adensamento indicam provável colapsibilidade do solo até 8 m. o N.A. situa-se entre 7 e 8 m.

Tabela 3.10a Ensaio de caracterização na EESC (Peixoto, 2001)

Prof.(m)	e	S(%)	n(%)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	w _L (%)	I _p (%)	w _n (%)
1,3	0,99	37	49	13,8	15,6	27,5	24	7	13,3
2,3	1,01	43	50	13,3	15,5	26,8	26	8	16,2
3,3	0,99	45	49	13,5	15,8	27	27	7	16,6
4,3	0,87	50	47	14,6	16,9	27,3	28	10	15,9
5,3	0,85	50	46	14,9	17,2	27,6	30	20	15,5
6,3	0,90	54	47	14,5	17	27,5	31	11	17,5
7,3	0,72	57	42	15,9	18,3	27,3	31	11	14,9
8,3	0,68	63	40	16,5	19	27,7	34	14	15,4
9,3	0,74	60	43	15,9	18,4	27,7	30	20	16,1
10,3	0,71	67	42	16,1	18,9	27,6	32	12	17,5

Tabela 3.10b Ensaio de caracterização na EESC (Peixoto, 2001)

Profundidade (m)	(triaxial drenado)		Granulometria			
	c'	ϕ'	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)
1,3	6	30,5	26	11	51	12
2,3	5	29,5	21	14	55	10
3,3	6	30	31	8	51	10
4,3	12,5	29	28	11	56	5
5,3	1	31	20	17	54	9
6,3	25,5	25	22	16	54	8
7,3	4,5	28	19	14	57	10
8,3	18	23	21	9	54	16
9,3	9	26	17	10	56	17
10,3	43	14	20	8	56	16

A Figura 3.61 mostra o predomínio de material com característica silte e areia até a profundidade de aproximadamente 4 m. A partir desta profundidade, o material mostra uma rápida diminuição do comportamento arenoso. Os registros de material com comportamento siltoso estendem-se até aproximadamente 6m, a partir da profundidade entre 6 e 7 m há a presença de material silto-arenoso e, a partir de 7 m, o material é essencialmente argiloso até 18 m onde há a ocorrência de material silto-arenoso e rápida evolução a areia siltosa.

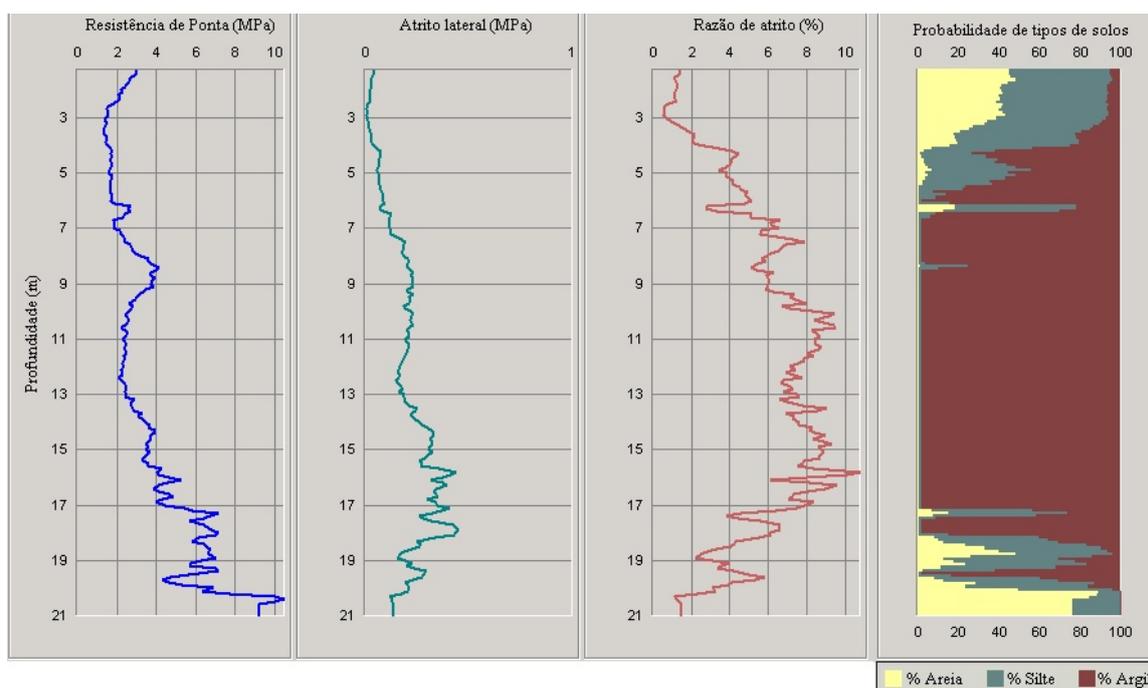


Figura 3.61 Classificação estratigráfica – EESC (Zhang & Tumay, 1999)

A classificação estratigráfica, conforme metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002), é mostrada de forma resumida na Tabela 3.11. Essencialmente tem-se um perfil areno-siltoso (silte arenoso intercalando com areia siltosa) até a cota 2,63 m. A partir desta profundidade, salvo algumas inserções de argila e/ou silte mole, o solo é classificado até a cota 16 m como silte argiloso e/ou argila siltosa.

Tabela 3.11 Classificação estratigráfica – EESC (Eslami & Fellenius, 1997, 2002)

Prof.(m)	Região	Estratigrafia	Prof.(m)	Região	Estratigrafia
0,50	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa	4,38	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,53	4.a	Silte Arenoso	4,40	2	Argila e/ou Silte Mole
...	4.a		4,43	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,98	4.a	Silte Arenoso	...	3	
1,00	4.b	Areia Siltosa	5,08	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,03	4.b	Areia Siltosa	5,10	2	Argila e/ou Silte Mole
1,05	4.b	Areia Siltosa	5,13	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,08	4.b	Areia Siltosa	...	3	
1,10	4.a	Silte Arenoso	5,38	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
...	4.a		5,40	2	Argila e/ou Silte Mole
1,88	4.a	Silte Arenoso	5,43	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,90	4.b	Areia Siltosa	...	3	
1,93	4.a	Silte Arenoso	6,05	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,95	4.b	Areia Siltosa	6,08	2	Argila e/ou Silte Mole
...	4.b		6,10	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
2,38	4.b	Areia Siltosa	...	3	
2,40	4.a	Silte Arenoso	6,38	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
...	4.a		6,40	2	Argila e/ou Silte Mole
2,63	4.a	Silte Arenoso	6,43	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
2,65	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa	...		
...	3		10,00	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa

3.4.3 CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP

O campo experimental da Feagri–Unicamp tem servido para importantes trabalhos na caracterização e avaliação do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. Os ensaios *in situ* já realizados, entre eles, CPT e SPT, além de ensaios laboratoriais, permitem um adequado conhecimento das propriedades geotécnicas do local.

A geologia da região é composta de rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral e a rocha predominante no local é o diabásio.

O perfil geotécnico do Campo Experimental da Feagri-Unicamp é composto basicamente de uma primeira camada de 6 m de argila arenosa, de alta porosidade e, logo abaixo, de solo residual de diabásio. O nível d'água (N.A.) situa-se entre 12,8 e 15,3 m de profundidade.

Ensaio de caracterização em amostras deformadas e indeformadas estão contidas nas Tabelas 3.12a e 3.12b. Na Figura 3.62 tem-se a classificação estratigráfica conforme a classificação de Zhang & Tumay (1999).

Tabela 3.12a Ensaio de caracterização na Unicamp (Peixoto, 2001)

Prof.(m)	e	S(%)	n(%)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	w _L (%)	I _p (%)	w _n (%)
1	1,77	41,6	63,8	10,7	13,4	29,7	52	17	24,3
2	1,76	39,4	63,7	10,6	13	29,1	52	14	23,4
3	1,79	38,3	64,1	10,6	13	29,5	51	15	22,8
4	1,86	39,1	65	10,5	13	30,1	52	15	23,7
6	1,44	52,4	59	12,4	15,4	30,1	58	17	24,6
7	1,40	55,7	58,2	12,2	15,4	29,1	62	19	26,3
8	1,56	54,2	60,1	11,5	14,8	29,5	66	19	28,1
9	1,60	57,3	61,5	11,6	15	30,1	69	21	29,9
10	1,60	58,5	61,6	11,6	15,1	30,1	73	24	30,5
12	1,46	69,9	59,4	12	16,1	29,6	70	24	33,8
14	1,48	69,1	59,7	12,3	16,4	30,6	64	21	32,8
16	1,51	79,7	60,1	12	16,7	30,1	63	24	39,2

Tabela 3.12b Ensaios de caracterização na Unicamp (Peixoto, 2001)

Prof. (m)	(triaxial adensado - rápido)		Granulometria			
	c	ϕ	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)
1	5	31,5	63	10	21	6
2	11	31,5	65	7	22	3
3	2	30,5	67	8	20	3
4	0	26,5	61	13	21	5
6	18	18,5	44	25	30	4
7	31	22,5	45	30	22	3
8	18	22,5	39	33	25	3
9	64	14,5	36	36	25	3
10	78	22,8	35	36	27	2
12	87	18,3	29	40	28	3
14	76	19,1	26	40	31	3
16	55	22	27	44	28	1

A Figura 3.62 mostra o predomínio de material com característica areno-siltosa até pouco mais de 6 m de profundidade. A partir desta profundidade, o material mostra-se com características argilosas até a profundidade de 14 m. Os registros de material com comportamento argilo-siltoso seguem até 19 m, onde a matriz arenosa passa a ocorrer.

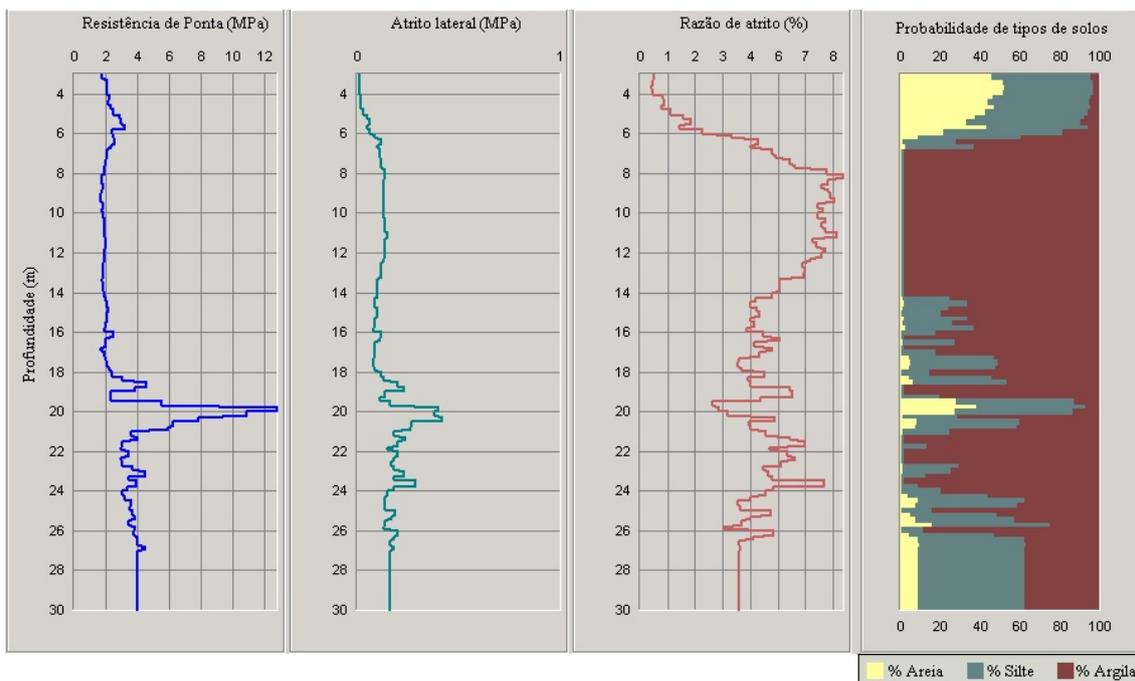


Figura 3.62 Classificação estratigráfica – UNICAMP (Zhang & Tumay, 1999)

A classificação estratigráfica, conforme metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002), mostra que essencialmente tem-se um perfil arenoso (areia siltosas) até a cota 6 m. A partir desta profundidade, salvo algumas inserções de argila e/ou silte mole, o solo é classificado até a cota 16 m como silte argiloso e/ou argila siltosa. A Tabela 3.13 mostra os resultados obtidos com a metodologia.

Tabela 3.13 Classificação estratigráfica via Eslami & Fellenius (1997, 2002)

Prof.(m)	q_c (kPa)	f_s (kPa)	u_2 (kPa)	q_E (kPa)	Região	Estratigrafia
0,75	2169,87	85,76	0,00	2169,87	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,00	1664,42	30,27	0,00	1664,42	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,25	1487,12	17,04	0,00	1487,12	4.a	Silte Arenoso
1,50	1288,64	6,77	0,00	1288,64	4.b	Areia Siltosa
1,75	1325,06	5,94	0,00	1325,06	4.b	Areia Siltosa
2,00	1484,13	5,67	0,00	1484,13	5	Areia a Pedregulho Arenoso
2,25	1409,03	5,38	0,00	1409,03	5	Areia a Pedregulho Arenoso
2,50	1502,05	7,47	0,00	1502,05	4.b	Areia Siltosa
2,75	1660,71	8,49	0,00	1660,71	4.b	Areia Siltosa
3,00	1649,69	6,72	0,00	1649,69	5	Areia a Pedregulho Arenoso
3,25	1787,05	10,77	0,00	1787,05	4.b	Areia Siltosa
3,50	2057,95	13,93	0,00	2057,95	4.b	Areia Siltosa
3,75	2102,37	12,55	0,00	2102,37	4.b	Areia Siltosa
4,00	2066,76	13,45	0,00	2066,76	4.b	Areia Siltosa
4,25	2235,52	18,67	0,00	2235,52	4.b	Areia Siltosa
4,50	2120,50	15,29	0,00	2120,50	4.b	Areia Siltosa
4,75	2276,78	16,98	0,00	2276,78	4.b	Areia Siltosa
5,00	2451,58	27,04	0,00	2451,58	4.a	Silte Arenoso
5,25	2899,07	47,05	0,00	2899,07	4.a	Silte Arenoso
5,50	2988,25	57,08	0,00	2988,25	4.a	Silte Arenoso
5,75	3204,28	49,81	0,00	3204,28	4.a	Silte Arenoso
6,00	2418,10	64,63	0,00	2418,10	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
6,25	2479,53	85,36	0,00	2479,53	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
6,50	2546,48	122,25	0,00	2546,48	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
6,75	2282,25	102,11	0,00	2282,25	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
7,00	2094,11	105,09	0,00	2094,11	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
7,25	2035,47	114,11	0,00	2035,47	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
7,50	2005,66	122,87	0,00	2005,66	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
7,75	1941,80	124,90	0,00	1941,80	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
8,00	1880,57	139,05	0,00	1880,57	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
8,25	1732,98	138,73	0,00	1732,98	2	Argila e/ou Silte Mole
8,50	1739,53	130,18	0,00	1739,53	2	Argila e/ou Silte Mole
8,75	1804,32	134,31	0,00	1804,32	2	Argila e/ou Silte Mole

3.4.4 CAMPO EXPERIMENTAL DA USP - SP

A cidade de São Paulo está situada sobre o Planalto Paulistano, em Sedimentos Terciários da Bacia de São Paulo e o Campo Experimental está situado na parte oeste desta bacia.

O subsolo deste local contém uma primeira camada de solo coluvionar, argilo-siltosa, porosa, marrom amarelada, seguido de solo saprolítico, proveniente do migmatito, com veios de caulinita conforme dados ABEF (1989).

Os resultados da Tabela 3.14 são referentes aos poços *PIT I* e *PIT III* em amostras retiradas de pontos próximos aos ensaios de campo tipo CPT e SPT. Os resultados dos ensaios de adensamento estão apresentados na Tabela 3.15. Chamam a atenção nessa tabela os resultados de OCR com valores representativos de solo pré-consolidado (adensado).

Tabela 3.14 Ensaios de caracterização na USP-SP (Peixoto, 2001)

<i>PIT I</i>									
Prof.(m)	e	S(%)	n(%)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	w _L (%)	I _p (%)	w _n (%)
1,35	0,68	83	40,5	15,8	19,2	26,6	37	12	20
2,8	0,80	78	44,4	14,7	18,2	26,4	37	13	22
4,35	0,77	76	43,5	14,9	18,2	26,4	35	11	21,7
5,80	0,85	81	45,9	14,3	18	26,4	49	17	22,5
7,35	0,63	77	38,7	16,6	19,6	27,1	45	15	20
8,80	0,65	76	39,4	16,6	19,6	27,3	48	18	20

<i>PIT III</i>									
Prof.(m)	e	S(%)	n(%)	γ_d (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	w _L (%)	I _p (%)	w _n (%)
1,35	1,43	64	58,8	11,9	14,6	40,9	35	9	21
2,8	1,05	88	51,2	14	17,4	37,6	34	10	21
4,35	0,81	70	44,8	14,7	17,8	26,5	37,5	11	21
5,80	0,80	92	44,4	15,2	18,8	31,1	45	15	22,5
7,35	0,80	85	44,4	15,3	19,1	27,6	41	20	25
8,80	0,68	87	40,5	16,4	19,9	27,8	45	20	22

Tabela 3.15 Parâmetros de compressibilidade na USP-SP (Peixoto, 2001)

Poço	Prof.(m)	e	Cc	OCR	Prof.(m)	e	Cc	OCR
PIT I	1,35	0,68	0,26	29,73	5,80	0,85	0,38	7,22
	2,8	0,80	0,34	20,84	7,35	0,63	0,20	7,59
	4,35	0,77	0,31	10,56	8,80	0,65	0,23	6,41
Poço	Prof.(m)	e	Cc	OCR	Prof.(m)	e	Cc	OCR
PIT III	1,35	1,43	0,33	0,86	5,80	0,80	-	-
	2,8	1,05	0,33	6,24	7,35	0,80	0,22	5,41
	4,35	0,81	-	-	8,80	0,68	0,19	4,42

Na Figura 3.63 estão os resultados da metodologia de Zhang & Tumay (1999) aplicada ao perfil. Tipicamente o perfil, para este sistema de classificação, classifica-se como silte areno-argiloso até a profundidade 9 m. A partir desta profundidade, a parcela argilosa é aumentada, mas ainda com material de característica siltosa até quase 17 m de profundidade. Para o restante do perfil as características são de uma matriz argilosa.

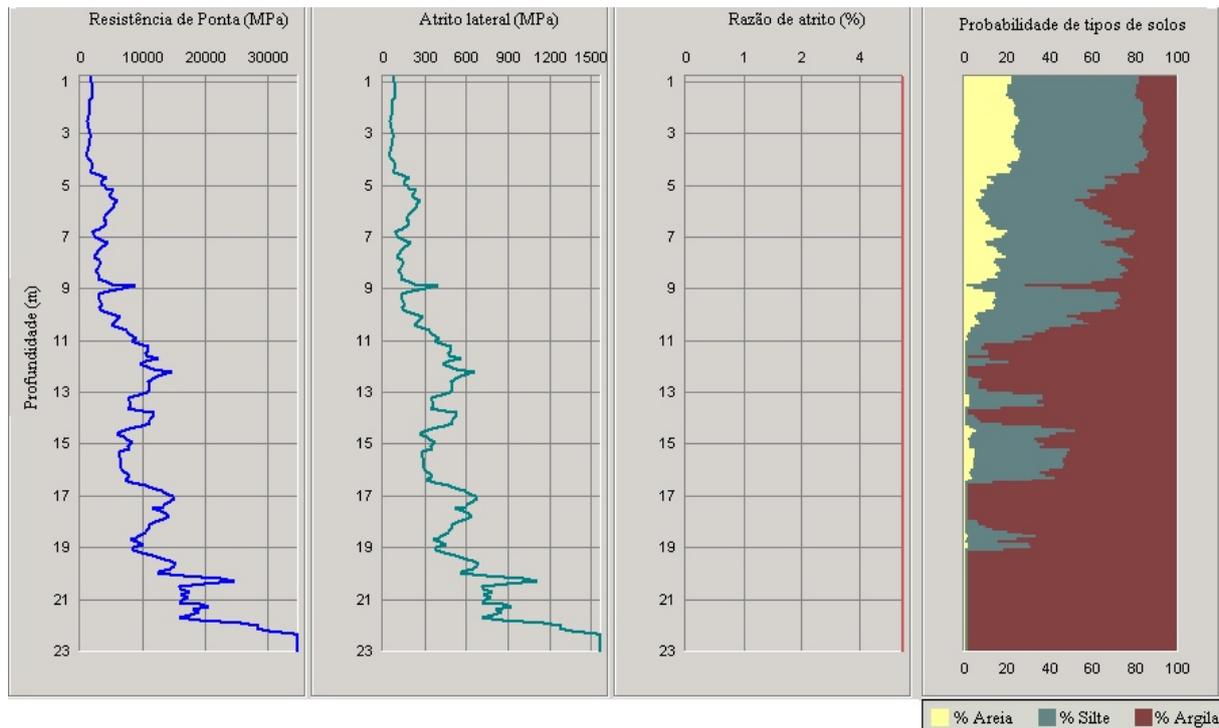


Figura 3.63 Classificação estratigráfica – USP-SP (Zhang & Tumay, 1999).

Na metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002) a estratigrafia da USP-SP é avaliada como silte argiloso/argila siltosa para as profundidades: 0 a 2 m; 4 a 6 m; 6 a 10 m, e para as profundidades entre 2 e 4m têm-se argila/silte mole com frações de silte argiloso/argila siltosa; para 10 a 23 m têm-se um material classificado como silte arenoso com frações de areia siltosa. Os resultados de alguns pontos estão mostrados na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 Classificação estratigráfica via Eslami & Fellenius (1997, 2002) USP-SP

Prof.	qc (kPa)	fs (kPa)	u2 (kPa)	qE (kPa)	Região	Estratigrafia
0,12	5073,25	228,30	0,00	5073,25	4.a	Silte Arenoso
0,16	4819,83	216,89	0,00	4819,83	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,20	4059,17	182,66	0,00	4059,17	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,28	3890,50	175,07	0,00	3890,50	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,29	2706,93	121,81	0,00	2706,93	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,36	2200,10	99,00	0,00	2200,10	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,40	1608,52	72,38	0,00	1608,52	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,48	1439,85	64,79	0,00	1439,85	2	Argila e/ou Silte Mole
0,64	1609,74	72,44	0,00	1609,74	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,76	1779,44	80,07	0,00	1779,44	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
0,92	1442,09	64,89	0,00	1442,09	2	Argila e/ou Silte Mole
1,00	1696,12	76,33	0,00	1696,12	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,04	1696,33	76,33	0,00	1696,33	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,16	1866,02	83,97	0,00	1866,02	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,17	1950,56	87,78	0,00	1950,56	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,20	1950,77	87,78	0,00	1950,77	3	Silte Argiloso e/ou Argila Siltosa
1,80	1531,13	68,90	0,00	1531,13	2	Argila e/ou Silte Mole
1,88	1447,00	65,11	0,00	1447,00	2	Argila e/ou Silte Mole
1,96	1447,41	65,13	0,00	1447,41	2	Argila e/ou Silte Mole
2,04	1447,81	65,15	0,00	1447,81	2	Argila e/ou Silte Mole
.
.
.
10,03	5461,66	245,77	205,03	5256,64	4.a	Silte Arenoso
10,06	5631,15	253,40	206,01	5425,14	4.a	Silte Arenoso
10,14	6054,27	272,44	206,99	5847,27	4.a	Silte Arenoso
10,15	6223,35	280,05	207,97	6015,37	4.a	Silte Arenoso
10,18	6477,17	291,47	208,95	6268,22	4.a	Silte Arenoso
10,19	6730,79	302,89	209,93	6520,86	4.a	Silte Arenoso
10,20	6646,25	299,08	210,92	6435,34	4.a	Silte Arenoso

3.4.5 CAMPO EXPERIMENTAL DE *PIEDMONT*

O local é o campus experimental do Instituto de Tecnologia da Geórgia (Atlanta - EUA). O solo é da formação *Piedmont* e de origem residual e são primariamente produto da alteração de gnaisses, granitos e xistos. Os solos da Formação *Piedmont* consistem basicamente areia siltosa e siltes arenosos. Na Figura 3.64 tem-se a classificação via Zhang & Tumay (1999) e mostra um perfil marcadamente silto-arenoso até a profundidade 5m. A partir daí, o perfil é marcadamente em quase tua totalidade areno-siltoso (ou silto-arenoso).

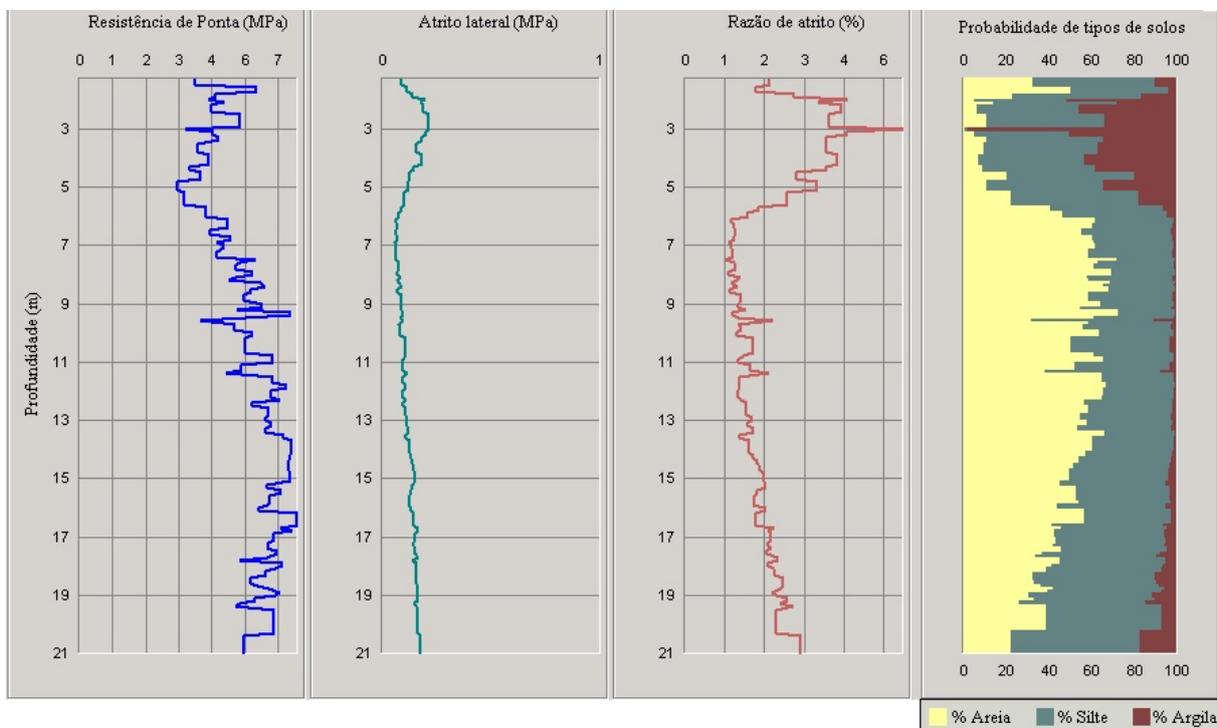


Figura 3.64 Classificação estratigráfica - *Piedmont* (Zhang & Tumay, 1999)

Para a classificação estratigráfica, conforme metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002), essencialmente tem-se um perfil silto areno-argiloso até a profundidade 5 m. A partir desta profundidade, o solo é classificado até a cota 20 m como areia siltosa a silte arenoso.

Na Tabela 3.17 estão dados de ensaios de caracterização (limites de Atterberg), consolidação e ensaio a compressão triaxial (consolidado não drenado).

Tabela 3.17 Parâmetros da Formação *Piedmont* (Mayne & Harris, 1993).

Prof. (m)	e	Cc	w _n (%)	φ(°)	w _L (%)	I _p (%)
3,05	0,7	0,25	19,1	-	37 ± 4,6	10,8 ± 4,4
4,57	0,73	0,26	20	34,4		
4,88	0,73	0,26	20	40,6		
5,18	0,72	0,31	19,5	35,9		
9,14	0,74	0,24	18	30,9		
9,45	0,73	0,3	17,8	34		
10,67	0,71	0,35	19	30		
10,97	0,71	0,2	18,6	32		
11,27	0,83	0,19	18,4	34,4		
13,72	0,63	0,15	14,2	35,4		
14,02	0,74	0,28	17,3	36,6		
15,24	0,71	0,27	18	38,7		
14,54	0,68	0,41	18,2	37,8		
15,85	0,67	0,26	14,7	36		

Os resultados anteriores referiam-se a campos experimentais e, à frente (no próximo capítulo), serão objeto de análises com as avaliações de capacidade de suporte e recalque. Além desses locais, serão analisados os perfis de obras localizadas na 212 N e na Asa Sul do D.F.

3.4.6 OBRA - 212N

A 212N é uma das Super-Quadra Norte situada no Plano Piloto da Capital Federal e neste local foi construído um edifício com seis pavimentos com térreo e sub-solo, tendo duas juntas de dilatação, dividindo-o em três blocos A,B e C. Foram executadas 401 estacas tipo hélice contínua com aproximadamente 18m de profundidade, estando as cargas por bloco de fundação entre 250 a 7300 kN. O trabalho de Soares (2004) apresenta detalhes da obra, sendo mostrados, a seguir, os resultados dos ensaios de SPT e CPT deste autor.

A obra está implantada em uma região de aterro consolidado de aproximadamente 8,0 m. O perfil médio dos ensaios de CPT realizados, bem como a classificação via Zhang & Tumay (1999) estão na Figura 3.65. Os 14 ensaios de SPT foram executados após a escavação do subsolo (4,00m). Os valores da média (aritmética e geométrica) de N_{SPT} e o resultado da prova de carga estão plotados na Figura 3.66 (a, b). Os resultados de N_{SPT} apresentam uma tendência de valores constantes (9 golpes com certa dispersão) até 10 m, e após esta profundidade uma tendência de crescimento até valores da ordem de 50 golpes. O nível

d'água variou no local entre 7 e 10 m. A estaca hélice contínua ensaiada por este autor tinha $L=18$ m e $D=0,4$ m.

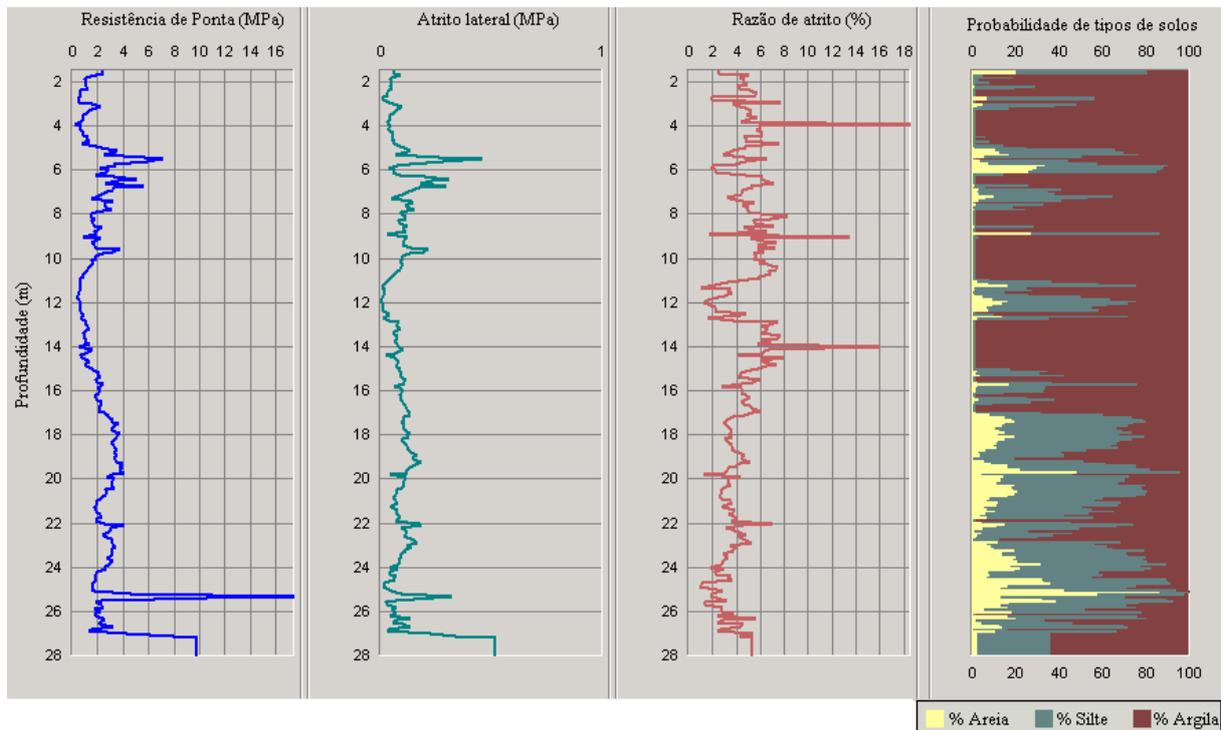


Figura 3.65 Classificação estratigráfica na 212N (Zhang & Tumay, 1999).

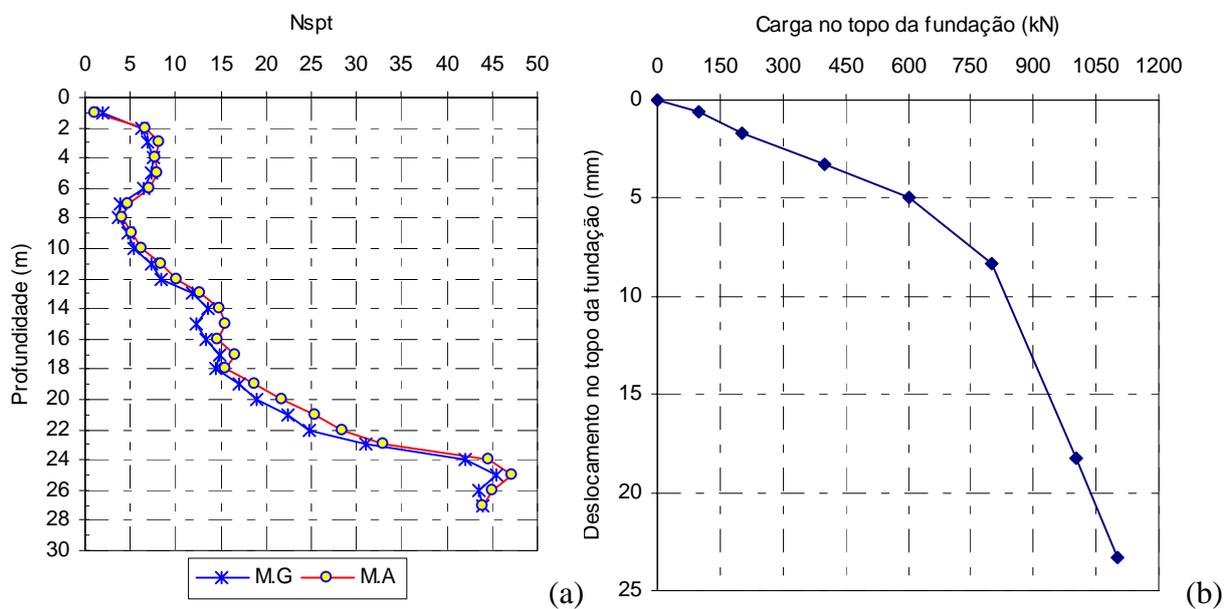


Figura 3.66 Resultado médio de N_{SPT} (M.A e M.G) e prova de carga da 212N

3.4.7 OBRA - ASA SUL

O local é parte integrante do projeto de fundações do “Central Park”, um complexo de oito blocos (A - H) constando de lojas e kitinetes, situado na SGAS 905, lote 3, Asa Sul – Brasília. A prova de carga e ensaios de campo foram realizadas por Mota (2003) no Bloco F. Os resultados dos ensaios tipo CPT mais próximo à fundação e das provas de carga (estaca e tubulão) constam da Figura 3.67(a, b, c, d). Na Figura 3.68 tem-se os resultados obtidos com a metodologia de Zhang & Tumay (1999).

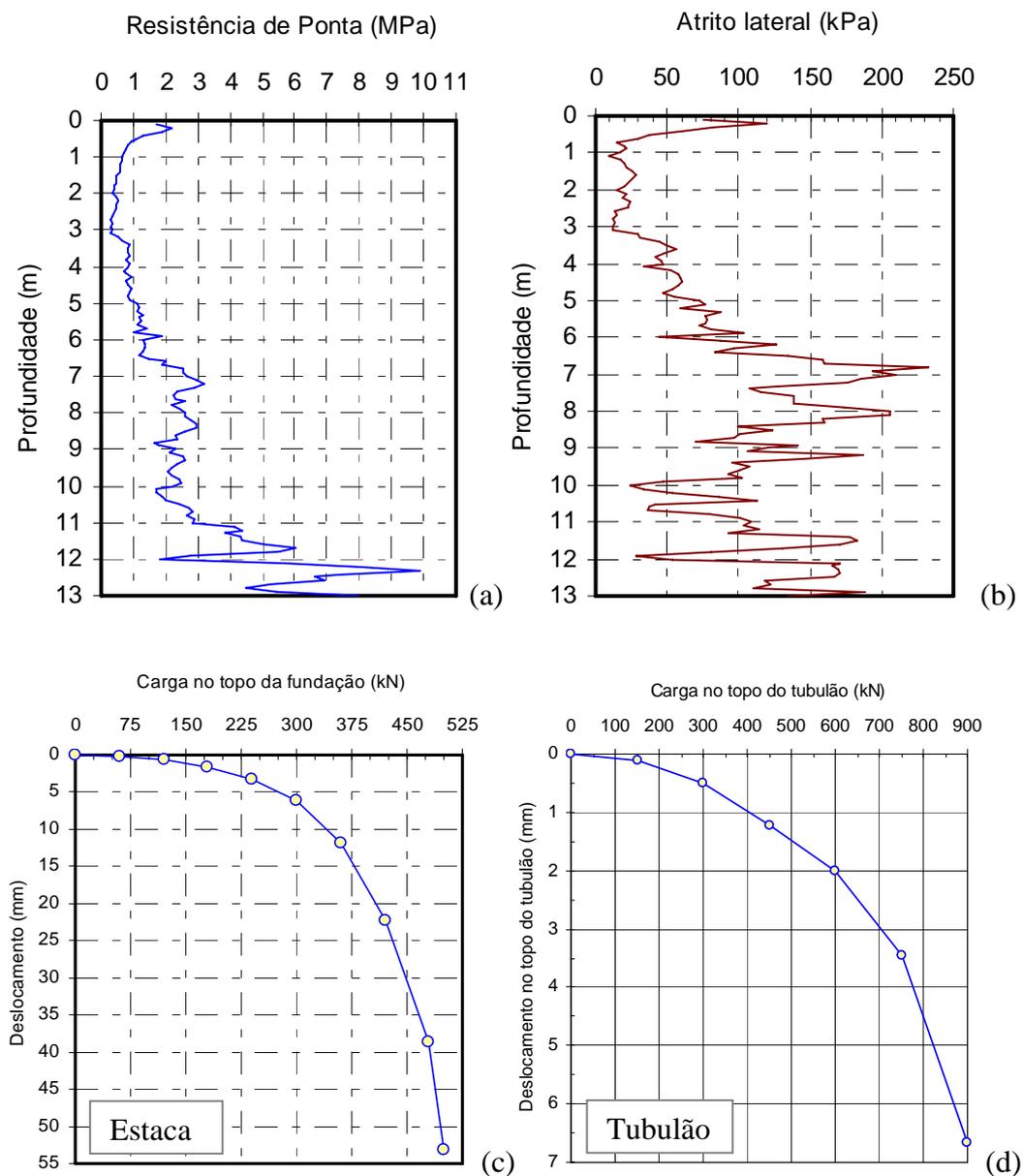


Figura 3.67 Resultados de CPT e provas de carga na Asa Sul (Mota, 2003).

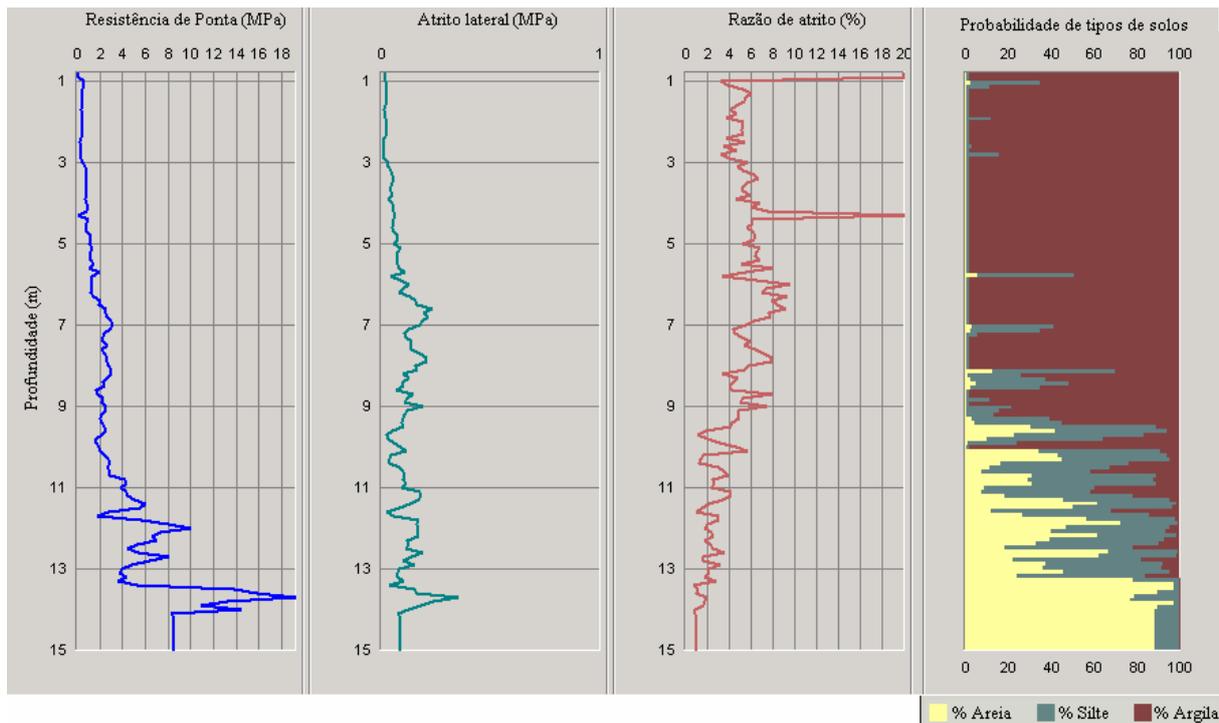


Figura 3.68 Classificação estratigráfica na obra Asa Sul (Zhang & Tumay, 1999)

Tipicamente o resultado da Figura 3.69, para o sistema de Zhang & Tumay (1999), classifica o solo como argiloso até a profundidade 9 m. A partir desta profundidade, as parcelas siltosa e arenosa aumentam e há uma acentuada diminuição da fração argilosa, até a cota 14 m, em que, a partir daí, o material apresenta matriz arenosa.

Os resultados médios de propriedades do solo, em três ensaios de laboratório, no horizonte de solo residual laterítico (argila arenosa), são: $\gamma=16,6 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d=13,6 \text{ kN/m}^3$, $e=0,94$, $n=48,4 \%$ e $S_r=62,6 \%$. A prova de carga realizada por Mota (2003) ensaiou uma estaca escavada com comprimento igual a 9 m e diâmetro do fuste igual a 0,3 m (Figura 3.67c) e um tubulão que está assente na profundidade de 8,6 m, possuindo diâmetro do fuste igual a 0,6 m, diâmetro da base igual a 1,5 m e altura do tronco cônico igual a 0,9 m. A carga máxima imposta ao sistema tubulão-solo foi 900 kN com deslocamento máximo de 6,66 mm (Figura 3.67d).

Executaram-se três sondagens do tipo SPT (SP01 a SP03), seguindo as orientações gerais da NBR-6484 (ABNT, 1980), exceto quanto ao acionamento manual do martelo, sem coxim de madeira, pois utilizou-se cabo de aço. Os resultados das três sondagens estão na Figura 3.69.

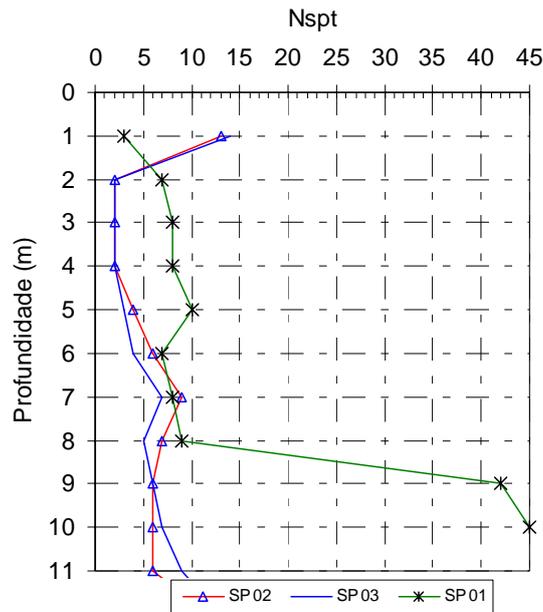


Figura 3.69 Sondagens tipo SPT na obra Asa Sul

Os resultados apresentados das metodologias de Zhang & Tumay (1997) e Eslami & Fellenius (1997, 2002) foram aplicados, no caso dos campos experimentais e nos locais de obra em solo brasileiro, a perfis de solos tropicais. Desta forma, segundo De Mio (2005), a gênese e estrutura deste tipo de solo é fundamental para caracterizar os diferentes tipos de comportamento e identificação de variabilidades geotécnicas. Vale citar que num sistema de classificação, nem sempre a resposta idêntica a de laboratório é conseguida, mas há uma resposta em termos de comportamento. Como visto anteriormente, as feições argilosas, tipicamente em solos tropicais, são somente explicitadas em ensaios de granulometria quando há o uso de algum agente defloculante. Muitas particularidades dos solos tropicais merecem ainda estudos aprofundados, sobretudo naqueles em que características de expansibilidade são identificadas. Hawkins *et al* (1990), citado por De Mio (2005), “*indicam que os solos tropicais apresentam características particulares em função da mineralogia variada, estrutura, cimentação entre partículas, índices de vazios variável, não correlacionável com a história de tensões, permeabilidade normalmente não relacionada a granulometria, presenças de descontinuidade de baixa resistência, condição de não saturação, frequentemente com grandes espessuras*”.

Apesar disso, os métodos de Zhang e Tumay (1999) e Eslami & Fellenius (1997, 2002), conseguiram identificar as feições comportamentais dos locais analisados com sucesso.

4 ESTUDO DE CASOS E ANÁLISES DE DADOS

Neste capítulo serão analisados 4 casos da literatura de resultados de provas de carga instrumentadas em fundações escavadas (estacas escavadas e tubulões), assentes em solo argiloso. Serão também propostas metodologias, usando resultados dos ensaios tipo CPT e SPT, para a determinação da capacidade de suporte de fundações escavadas. A análise de recalque será avaliada usando os métodos descritos no capítulo 2 e ANEXO 1 deste trabalho.

4.1 ESTUDO DE CASOS DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS – PARCELAS DO FUSTE E BASE E PROPOSTA DE MÉTODO DE EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-DESLOCAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS

A resposta de provas de carga instrumentadas, em fundações escavadas isoladas, foi objeto de intensos estudos a partir de 1960 com os trabalhos de Cooke & Whitaker (1961); O'Neill & Reese (1970); Butler & Morton (1971) entre outros. Baseado nos trabalhos citados anteriormente, fez-se um estudo da resposta de estacas escavadas e tubulões representativos dos dados apresentados. Resultados de carga *versus* carga última (Q/Q_t), deslocamento (ρ), diâmetro (D) e comprimento (L) são apresentados na Tabela 4.1, em se tratando de estacas escavadas, e na Tabela 4.2 para os tubulões.

Tabela 4.1 Resultados de provas de carga instrumentadas em estacas escavadas

N = 122	Q/Q_t	ρ (mm)	D (m)	ρ / D (%)	L (m)
Mínimo	0,16	0,20	0,46	0,03	6,10
Média	0,50	3,46	0,69	0,52	11,48
Máxima	0,79	18,39	0,94	3,02	16,76

Tabela 4.2 Resultados de provas de carga instrumentadas em tubulões

N = 58	Q/Q_t	ρ (mm)	D_b (m)	ρ / D_b (%)	L (m)
Mínimo	0,10	0,05	1,22	0,004	9,2
Média	0,40	5,99	1,56	0,39	12,6
Máxima	0,72	29,21	2,08	1,53	16,2

Para a estaca tem-se ($D=D_b$), enquanto que no tubulão têm-se (D e D_b), onde D_b é igual ao diâmetro da base. Nas Figuras 4.1 (a, b) e 4.2 (a, b) são mostrados os resultados obtidos graficamente para as análises efetuadas para as estacas. Resultados de carga versus carga última (Q/Q_t) e carga na base *versus* carga última na base (Q_b/Q_{bu}) são mostrados em função do deslocamento ou da razão (ρ/D). Os resultados ilustram a resposta destes tipos de fundações quando se analisam as relações carga-deslocamento.

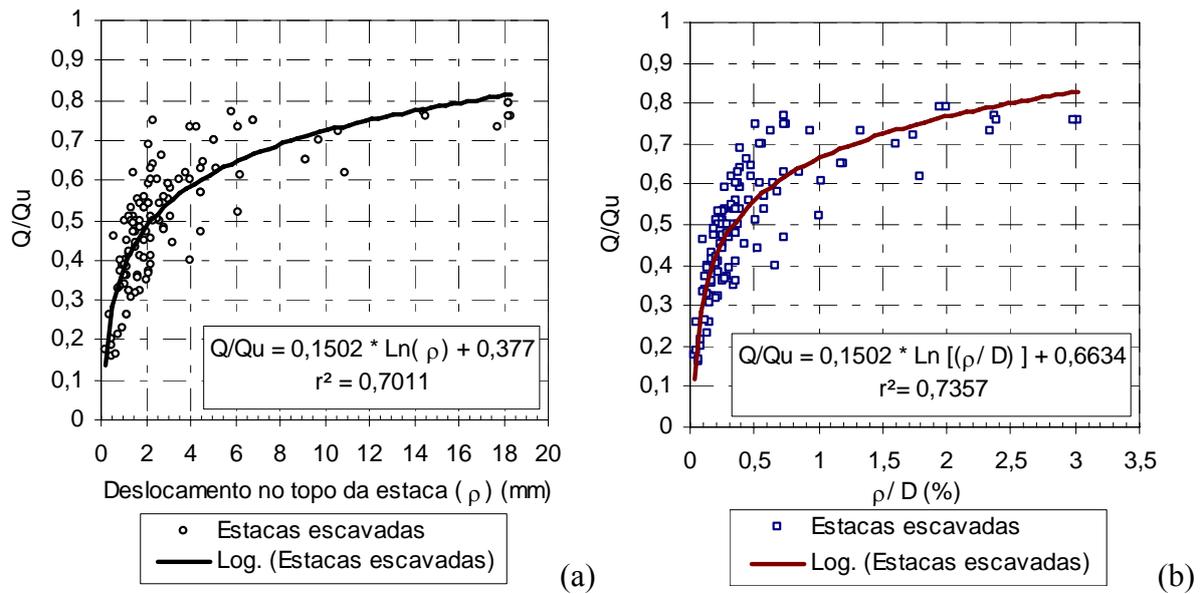


Figura 4.1 Resultados de provas de carga instrumentadas em estacas escavadas

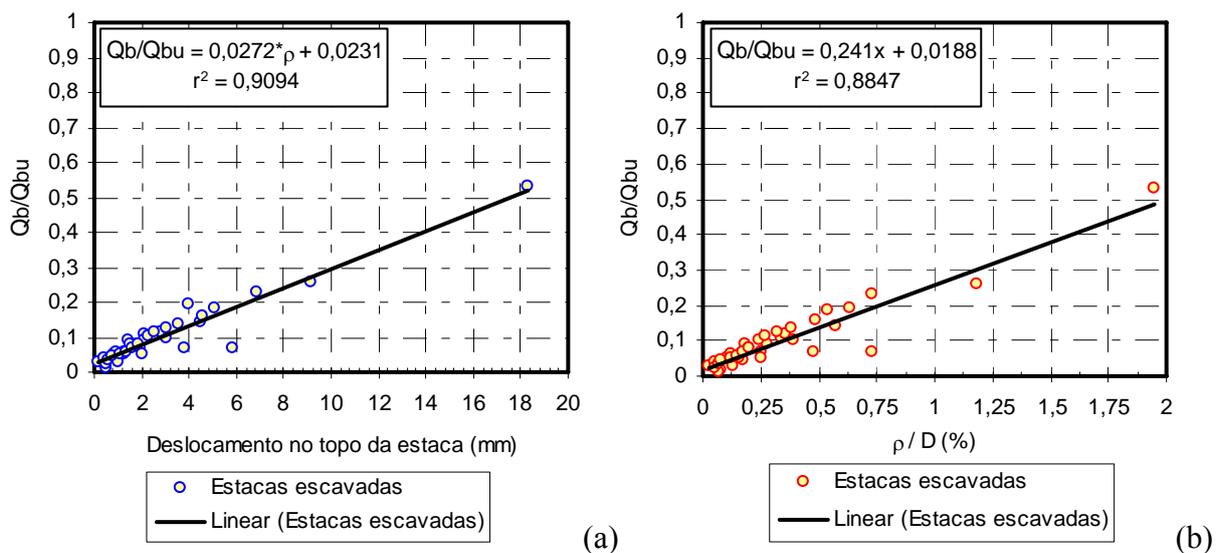


Figura 4.2 Resultados de provas de carga instrumentadas em estacas escavadas

Da Figura 4.1 (a, b), considerando válida a relação logarítmica, tem-se que o deslocamento necessário para se obter a carga última seria igual a 63,5 mm e a razão $\rho/D=9,4\%$. A ISSMFE (1985) e o *British Standard* (1986) sugerem que a carga de ruptura poderia ser encontrada para valores de $\rho/D=10\%$. Para Reese & O'Neill (1988) a razão $\rho/D=5\%$ é o ideal. Os autores Hirany & Kulhawy (1989) sugeriram $\rho/D=4\%$ (25 a 30 mm). Vê-se que a curva carga-deslocamento não é uma assíntota, como alguns métodos de extrapolação consideram.

Quando se analisa a Figura 4.2 (b) tem-se que a relação (Q_b/Q_{bu}) versus ρ/D sugere uma razão igual a 4,1% ($Q_b/Q_{bu}=1 \rightarrow \rho/D=4,1\%$) para a carga última. Na literatura analisada é razoável admitir que, diferentemente do fuste, a mobilização da base poderia ser alcançada para razão ρ/D da base entre 4 e 10 %. Diferente do fuste, a carga última da base é fortemente dependente do diâmetro e da compressibilidade do solo abaixo da base da fundação. Análise semelhante é mostrada para tubulões na Figura 4.3 (a, b).

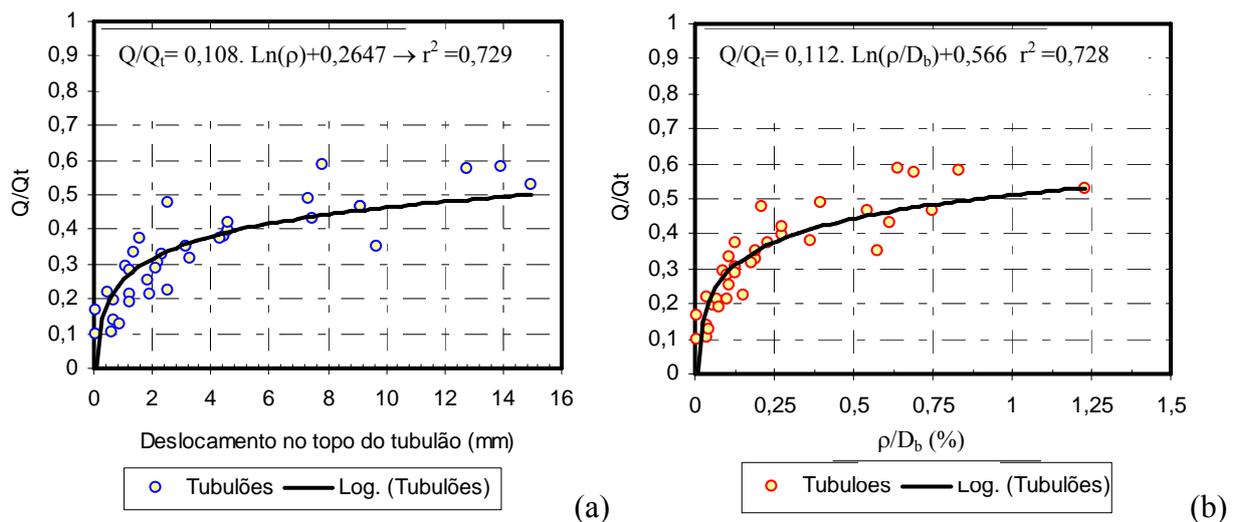


Figura 4.3 Resultados de provas de carga instrumentadas em tubulões

Na Figura 4.3 (a, b) são apresentados os resultados para os tubulões analisados, e tem-se para a mobilização da carga última um valor de mais de 850 mm de deslocamento no topo e uma razão $\rho/D_b=47,5\%$. Vê-se que estes valores são impraticáveis no “mundo real” da prática de projetos. Assim, pode-se abstrair que, com relação à tubulões e estacas de grande diâmetro, o critério mais adequado às obras correntes deve ser o de limitar o deslocamento máximo do topo destes tipos de fundações para se determinar a carga de “ruptura” (ou carga de ruptura

interpretada). Fellenius (2002) afirma que somente o fuste exibe ruptura (ruptura física) no estrito sentido da palavra. Via de regra, os projetos correntes não admitem que os deslocamentos ultrapassem 10 a 15 mm para cargas de trabalho. Tipicamente, valores de deslocamentos máximos no topo de uma fundação entre 20 e 30 mm permitem que, para carga de trabalho, se tenham deslocamentos da ordem de 10 a 15 mm ao longo da vida útil da fundação

Paikowsky (1999) trata sobre a extrapolação da capacidade de suporte a partir de provas de carga que não foram levadas até a ruptura, e o mesmo desenvolveu um método analítico, a partir de 63 casos históricos, para fundações cravadas levadas à ruptura. A metodologia prevê a carga de ruptura (ou melhor, “carga de ruptura interpretada”) a partir dos métodos de Chin e de Davisson fazendo uma equivalência entre os deslocamentos em ambos os métodos.

A carga de ruptura interpretada pela metodologia de Paikowsky (1999) equivale a igualar as equações 4.1 e 4.2 e a carga de ruptura interpretada conforme Equação 4.3.

$$\rho = \frac{b}{\left(\frac{1}{P} - a\right)} \quad (4.1)$$

$$\rho = 3,81 \text{ mm} + \frac{D}{120} + \frac{P.L}{E_p.A} \quad (4.2)$$

$$P_{RI} = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4.A.X}}{2A} \quad (4.3)$$

Onde: $X = 3,81 \text{ mm} + \frac{D}{120}$; $S = \frac{L}{E_p.A}$; $B = a.X + b - S$; $A = a.S$;

Os coeficientes “a e b” da Equação 4.1 e 4.3 são obtidos a partir da metodologia do método de Chin e foram definidos na Figura 2.29 e Eq. 2.36; D é o diâmetro do fuste (ou base no caso de tubulões) (mm); E_p é o módulo de elasticidade da fundação (Estaca ou tubulão); L é o comprimento desta, A é a área da seção transversal do fuste e P é o carregamento vertical imposto.

A metodologia de Paikowsky (1999), conforme a Equação 4.3, foi avaliada com o uso da proposição de Orr & Cherubini (2003), em que é sugerido o uso de um índice estatístico denominado *Ranking Distance* (R.D.). O índice R.D. é calculado conforme Equação 2.19.

Dos 63 casos históricos analisados por Paikowsky, usou-se 55 casos para a análise em termos do índice R.D.. Na Tabela 4.3 tem-se um resumo dos resultados, a partir do método sugerido por Paikowsky (1999) comparativamente aos métodos Brinch-Hansen (1963) e Chin (1970).

Tabela 4.3 *Ranking Distance* (métodos de Paikowsky, Brinch-Hansen e Chin)

Método	R.D.	% de K [$K=Q_{\text{calc}}/Q_{\text{med}} < 1$]	Nível de conservadorismo
Paikowsky	0,215	60 a 80%	Conservador (K=62%)
Brinch-Hansen	0,317	40 a 60%	Neutro (K=53%)
Chin	0,846	0 a 20%	Muito não conservador (K=9%)

Dos resultados apresentados acima, vê-se que o potencial do método apresentado por Paikowsky (1999), comparativamente aos de Brinch-Hansen e Chin, é mais robusto em termos tanto da acurácia, por meio do valor médio de K ($Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}} < 1$), quanto em termos de precisão, por meio do desvio padrão de K. O método de Paikowsky ainda pode ser considerado conservador, ou seja, uma quantidade de valores de K (60 a 80%) foi menor que a unidade, e assim a metodologia apresenta-se a favor da segurança. Vê-se também que o método de Brinch-Hansen exibe valores muito próximos aos identificados na metodologia proposta por Paikowsky (1999) e apresenta nível de conservadorismo neutro. O método de Chin, mais uma vez, é o pior deles, apresentando tanto maior valor de R.D. como valores muito não conservador (grande quantidade de valores de $K > 1$).

Na Tabela 2.28, o método de Davisson, base do método de Paikowsky, foi muito bem avaliado com relação ao valor de R.D. (R.D.=0,16) e é considerado conservador na determinação da carga de ruptura de fundações escavadas. O método de Brinch-Hansen (80%), usado aqui, obteve (R.D.=0,24) e considerado não conservador e o método de Chin obteve (R.D.=0,38) e é considerado muito não conservador. Na Tabela 2.28 destaca-se ainda o método de Van der Veen que obteve (R.D.=0,21) e mostrou-se neutro, “perdendo” em termos de acurácia e precisão somente para os métodos de Davisson e Brinch-Hansen (90%). Este último obteve (R.D.=0,15) e é considerado conservador.

A metodologia de Paikowsky (1999) é fundamentada em resultados de provas de carga em fundações cravadas. Sugere-se aqui que a mesma pode ser utilizada para fundações escavadas, mas que careceria de um banco de dados com este tipo de fundação.

O uso de uma metodologia para fundações escavadas pode ser igualmente avaliado desde que se tenha em conta que as fundações escavadas necessitam de maiores deslocamentos para se alcançar a “carga última” (sobretudo a carga na base). O presente trabalho sugere que a carga de ruptura interpretada para fundações escavadas ($P_{RI \rightarrow F.E.}$), para fundações escavadas, seja avaliada levando em conta a forma de execução da fundação e, assim, uma modificação na Equação 4.2 leva à Equação 4.4 como uma adaptação do método de Paikowsky.

$$P_{RI \rightarrow F.E.} = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4.A.X}}{2A} \quad (4.4)$$

Onde: $X = 15 \text{ mm} + \frac{D}{20}$; $S = \frac{L}{E_p.A}$; $B = a.X + b - S$; $A = a.S$

A variável X apresenta duas parcelas, a primeira referente à mobilização do atrito (15 mm) e a segunda (D/20) que representa o deslocamento da base. Note que a única mudança, em relação àquela proposta na Eq.4.3, é a da constante X que passa a ter um deslocamento inicial maior que o descrito no método de Paikowsky (1999). O valor da constante X também poderia ser usado, sem maiores problemas, conforme o valor previsto pela NBR 6122, em que X poderia ser igual a $X=(D/30=3,33\% D)$, um valor de deslocamento menor, portanto.

O resultado da Figura 4.2(b) sugere valor de 4,1% D. Kulhawy (2004) sugere 4% D. Para Reese & O'Neill (1988) tem-se 4 a 5% D para fundações com a base em solo coesivo e por fim, o trabalho de Ng *et al.* (2001), que analisaram 38 resultados de provas de carga de estacas escavadas com diâmetro entre 0,6 e 1,8 m e comprimento entre 12 e 66 m, sugerem que $X=D/22,2=4,5\% D$ e que o valor de “S” seja igual a $S=L/(2.E_p.A)$. Os autores avaliam ainda que os métodos sugeridos pelo *ISSMFE* (1985) atribui 10%D, Brinch-Hansen (1963) e Butler & Hoy (1977) requerem movimentos muito acentuados e que são difíceis de serem alcançados para estacas de diâmetros e comprimentos maiores. Notadamente, o método proposto por Ng *et al* (2001) sofreria pequeníssimo aumento na carga de ruptura interpretada quando se

compara ao valor sugerido de 5%D e nota-se que a parcela da constante S, que relaciona a parcela de encurtamento elástico, seria muito pequena.

O método adaptado de Paikowsky (Equação 4.4) pode ser muito afetado quando o índice de esbeltez (L/D) for maior que 60. A metodologia aqui sugerida não encerra a discussão sobre a “carga de ruptura” extrapolada de provas de carga, mas delinea que a carga extrapolada, para fundações escavadas, seja associada a valores de deslocamentos mais realistas. A aplicação desta metodologia a tubulões pode ser mais bem representada com o uso da constante $X=(D_b/30=3,33\% D_b)$ ou a imposição de um determinado deslocamento (20 a 30 mm, por exemplo) e, assim, alcançar a carga limite a valores de deslocamentos mais realistas e condizentes com a realidade das estruturas em geral. O valor da constante “X” acomoda os valores de deslocamento necessários à mobilização do fuste e da base.

A Tabela 4.4 mostra os resultados obtidos, a partir da metodologia sugerida na Equação 4.4, para as fundações ensaiadas no centro de convenções (estaca escavada e tubulão) com os respectivos resultados das provas de carga nas Figuras 3.40 e 3.50. Destas figuras tem-se para o tubulão uma carga máxima de 1950 kN e deslocamento máximo no topo de 3,11 mm enquanto que na estaca (com a base retirada) tem-se carga máxima de 1400 kN e deslocamento máximo de 14,85 mm.

Tabela 4.4 Aplicação do método proposto ao tubulão (T_{CCFB}) e estaca (EE_{F1})

Parâmetros	Tubulão	Parâmetros	Estaca
$D_f=0,7$ m $D_b=1,7$ m $L=15,3$ m $E_p=25$ GPa $a=2,96.10^{-4}$ $b=7,09.10^{-4}$ $X=71,67$ mm $S=2,36.10^{-4}$ $A=6,96.10^{-8}$ $B=2,17.10^{-2}$ (Exceto 1º ponto)	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 3275 (T_{CCFB}) $(\rho=15$ mm+3,3% $D_b)$	$D_f=0,7$ m $D_b=0,7$ m $L=14,3$ m $E_p=25$ GPa $a=6,85.10^{-4}$ $b=7,04.10^{-4}$ $X=38,33$ mm $S=2,20.10^{-4}$ $A=1,51.10^{-7}$ $B=2,67.10^{-2}$ (Todos os pontos)	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 1423 $(\rho=15$ mm+3,3% $D_b)$ (EE_{F1})
$a=2,96.10^{-4}$ $b=7,09.10^{-4}$ $X=100$ mm $S=2,36.10^{-4}$ $A=6,96.10^{-8}$ $B=3.10^{-2}$ (Exceto 1º ponto)	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 3305 (T_{CCFB}) $(\rho=15$ mm+5% $D_b)$	$a=6,85.10^{-4}$ $b=7,04.10^{-4}$ $X=50$ mm $S=2,20.10^{-4}$ $A=1,51.10^{-7}$ $B=3,47.10^{-2}$ (Todos os pontos)	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 1431 $(\rho=15$ mm+5% $D_b)$ (EE_{F1})

A Tabela 4.4 mostra também os respectivos valores associados ao uso da Equação 4.4. No exemplo do tubulão, com exceção do primeiro ponto da relação carga-deslocamento, todos os demais foram usados na determinação das constantes “a” (inverso da carga última) e “b” (inverso da rigidez (tangente) inicial do sistema estaca-solo) a partir do método de Chin. Para a estaca (EE_{F1}) todos os pontos carga-deslocamento foram usados na obtenção de “a” e “b”.

O valor de carga de ruptura interpretada para o tubulão é 70% maior que o valor máximo imposto ao sistema, o que submete a uma discussão sob a validade do método. Não se trata aqui de uma carga de ruptura no sentido físico e sim convencional (função do diâmetro da base). O deslocamento necessário seria de 71,67 mm ($\rho=15+3,3\% D$) e 100 mm ($\rho=15+5\% D$) respectivamente. O valor de carga máxima disponível do sistema foi de 2000 kN para o conjunto (macaco e célula de carga).

Ainda no centro de convenções foi realizada prova de carga no tubulão com o fuste completamente escavado. A Figura 3.54 mostra o resultado da prova de carga onde somente a base foi solicitada ($T_{CC B1}$). A metodologia anteriormente citada prevê a atuação das parcelas fuste e base. Como somente a base está contribuindo, o valor do deslocamento da base (X) foi modificado impondo um deslocamento de 20 mm (julga-se que este valor de deslocamento seja absorvido por uma determinada estrutura), por exemplo, e assim $X=(D_b/85=1,18\% D_b)$. Na Tabela 4.5 tem-se que o valor encontrado para a carga de ruptura interpretada foi igual a 2595 kN bem como os respectivos valores de parâmetros usados. Nesta análise ($T_{CC B1}$) todos os pontos carga-deslocamento foram usados na determinação dos parâmetros “a” e “b”.

Tabela 4.5 Aplicação do método à prova de carga realizada no Tubulão ($T_{CC B1}$)

Parâmetros	Tubulão
$a = 1,91 \cdot 10^{-3}$; $b = 2,93 \cdot 10^{-3}$ $X = 20$ (*); $S = 2,36 \cdot 10^{-4}$ $A = 6,90 \cdot 10^{-8}$; $B = 7,53 \cdot 10^{-2}$ (Todos os pontos)	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN) = 2595 ($T_{CC B1}$) $(\rho = 1,18\% D_b)$

Dos resultados obtidos, para o tubulão, tem-se uma diferença de 1,32% entre as cargas de ruptura interpretadas considerando deslocamentos da ordem de 3,33 e 5% do diâmetro da base. Os resultados sugeridos são praticamente iguais diferindo apenas o deslocamento necessário para que o mesmo seja alcançado. Quanto à estaca, os dados novamente se mostraram equivalentes com diferença de apenas 1,36% aos resultados observados na prova de carga.

Os resultados do campo experimental da UnB estão nas Figuras 3.17 (Perez, 1997) e 3.20. Aplicando o método (proposto na Eq. 4.4), têm-se os resultados nas Tabelas 4.6 e 4.7 para a estaca e o tubulão, respectivamente.

Tabela 4.6 Aplicação do método proposto à estaca (Perez, 1997)

Parâmetros	Estaca
$D_f=0,3$ m; $D_b=0,3$ m $L=8$ m; $E_p=15$ GPa (Todos os pontos)	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 319 ($\rho=15$ mm+3,33% D) $a=2,92 \cdot 10^{-3}$; $b=5,41 \cdot 10^{-3}$ $X=25$; $S=3,77 \cdot 10^{-5}$ $A=1,1 \cdot 10^{-7}$; $B=7,83 \cdot 10^{-2}$
	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 323 ($\rho=15$ mm+5% D) Idem acima ($X=30$; $B=9,28 \cdot 10^{-2}$)

Tabela 4.7 Aplicação do método proposto ao tubulão (T_{FB})

Parâmetros	Tubulão
$D_f=0,7$ m; $D_b=1,65$ m $L=8$ m; $E_p=20$ GPa (últimos 6 pontos)	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 1984 (T_{FB}) ($\rho = 15$ mm +3,33% D_b) $a=4,37 \cdot 10^{-4}$; $b=4,7 \cdot 10^{-3}$ $X=70$; $S=1,54 \cdot 10^{-4}$ $A=6,73 \cdot 10^{-8}$; $B=3,52 \cdot 10^{-2}$
	$P_{RI \rightarrow F.E}$ (kN)= 2061 (T_{FB}) ($\rho=15$ mm+5% D_b) $a=4,37 \cdot 10^{-4}$; $b=4,7 \cdot 10^{-3}$ $X=97,5$; $S=1,54 \cdot 10^{-4}$ $A=6,73 \cdot 10^{-8}$; $B=4,72 \cdot 10^{-2}$

Na Tabela 4.8 há a aplicação do método de Van der Veen para os casos da estaca escavada e do tubulão ensaiados no campo experimental da UnB.

Tabela 4.8 Aplicação do método de Van der Veen à estaca (Perez, 1997) e (T_{FB})

Estaca	Tubulão
Q_u (kN)= 320,1 ($\delta=35$ mm) $\alpha=0,284747641$ $\beta=0,166527435$ $r^2=0,99853172$	Q_u (kN)= 1903 ($\delta=113$ mm) $\alpha=0,036744761$ $\beta=0,073618555$ $r^2=0,991152984$

A partir dos resultados obtidos nas Tabelas 4.6 a 4.8 tem-se que o método de Van der Veen mostra-se apropriado ao uso tanto da estaca escavada quanto ao tubulão na avaliação destas

provas de carga. Enquanto que o método de Van der Veen aponta a uma carga de ruptura extrapolada, e considera que haveria ruptura naquela carga a custo de um determinado deslocamento, a metodologia modificada (apresentada), diferentemente, determina uma carga convencionada a um determinado valor de deslocamento, obtendo-se uma carga limite, portanto. O valor da carga de ruptura, obtido pelo método de Van der Veen para o tubulão, mostrou-se menor que o método sugerido para um deslocamento de $(\rho=15 \text{ mm}+3,33\% D_b)$ mas, em contrapartida, o valor obtido por Van der Veen (1903 kN) é alcançado a deslocamentos da ordem de 113 mm enquanto que o método sugerido, alcança uma carga de 1984 kN a deslocamentos da ordem de 70 mm. Para um deslocamento de $(\rho=15 \text{ mm}+5\% D_b)$, o valor obtido pela metodologia foi de 2061 kN e foi alcançado a deslocamentos de 97 mm.

Considerando os ensaios executados no centro de convenções e representados na Tabela 4.4, nota-se, do resultado da prova de carga (vide Fig. 3.50), que esta mostrou um deslocamento máximo no topo da fundação de pouco mais de 3 mm e que, admitindo que a carga limite possa ser alcançada para um deslocamento máximo de $(\rho=15 \text{ mm}+3,33\% D_b=71 \text{ mm})$ a carga seria de 3275 kN. O valor obtido com a metodologia de Van der Veen foi de 3152 kN para um deslocamento de aproximadamente 30 mm, deslocamento este de menos que a metade daquele sugerido pela metodologia aqui apresentada. Apesar do valor da metodologia de Van der Veen ser muito próximo daquele obtido na nova metodologia, este conduz a uma carga máxima, diferentemente da metodologia sugerida, que alcança uma carga limite a partir de um determinado deslocamento.

Não há, efetivamente, uma “ruptura” do ponto de vista formal para a parcela da base, mas sim uma carga limite que está associada a um determinado deslocamento que a base sofre, daí a importância de considerar as curvas “q-z” como representativas do comportamento da base de fundações escavadas, com a avaliação se as mesmas são apoiadas em solo argiloso ou arenoso.

Dos resultados obtidos nas Tabelas 4.1 e 4.2 e Figuras 4.1 a 4.3, vê-se uma dispersão razoável nos resultados uma vez que as parcelas de resistência de fundações escavadas, tanto a lateral quanto a da base, são inegavelmente influenciadas por vários fatores. Estes foram mostrados na Capítulo 2 (Tabela 2.1). Schmertmann *et al.* (1998) avalia o efeito da técnica de construção a partir de resultados com célula Osterberg (O-CELL). Fellenius *et al.* (1999) avalia uma fundação tipo barrete executada com a presença de uma O-CELL. A célula Osterberg é um equipamento usado para avaliação das parcelas lateral e da base separadamente sem o uso de

qualquer sistema de reação ou instrumentação, tanto em estacas escavadas quanto cravadas. O sistema funciona por uso de célula de expansão localizada próximo a base da fundação. Os resultados de Schmertmann *et al.* (1998), a partir de casos históricos, mostraram o impacto sobre as parcelas de resistência e são mostrados nas Figuras 4.4 a 4.6 e mostram os efeitos sobre a limpeza da base em solo arenoso, em rocha alterada e o efeito da correção na concretagem (tempo e técnica) e na limpeza da base, respectivamente.

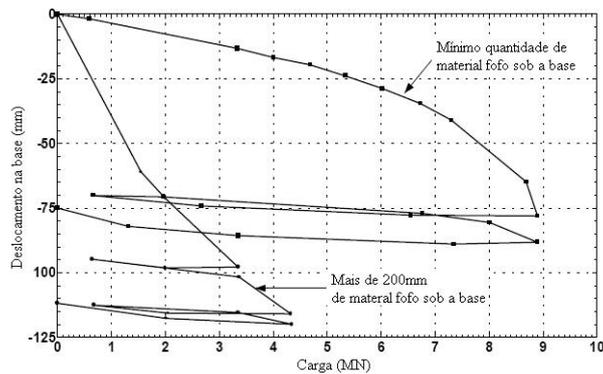


Figura 4.4 Efeito da falta de limpeza na base de estaca escavada (Areia/Pedregulho)

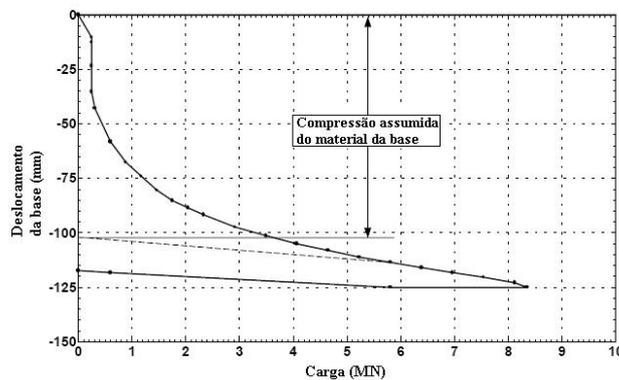


Figura 4.5 Efeito da falta de limpeza na base de estaca escavada (Rocha Alterada)

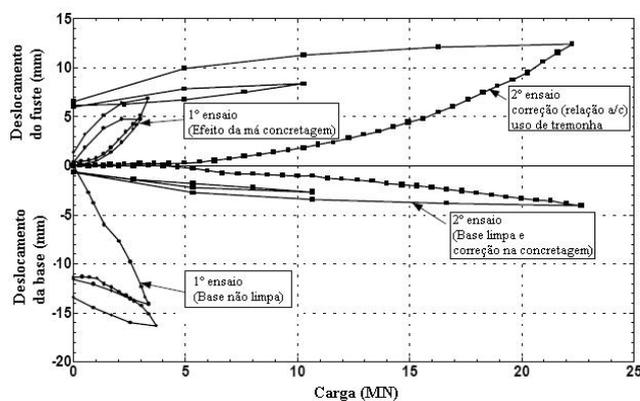


Figura 4.6 Efeito da falta de limpeza da base e correção na concretagem

Dos resultados apresentados, nota-se que têm-se flagrante influência da técnica de construção, em especial relativo às parcelas de resistência. Nota-se também os efeitos de limpeza do furo, associado ao tempo em que a cava fica aberta até a concretagem, efeito de dosagem, lançamento do concreto, rugosidade da parede do furo (uso de equipamento impróprio), mau uso da dosagem de fluido estabilizante (tipicamente, bentonita), entre outros. Com o uso da célula de expansão estes fatores podem ser estudados e quantificados. Diferentemente, com o uso da prova de carga convencional, isto dificilmente poderia ser feito e, desta forma, tais feições poderiam ser mascaradas.

Diante do exposto anteriormente, vê-se a dificuldade de se determinar a parcela da base de fundações escavadas de diâmetros menores que 0,6 m, ou em outras de diâmetros maiores em que não haja, por exemplo, a limpeza da base adequada. Não é razoável desconsiderar a parcela da base de fundações de diâmetros menores em detrimento de se investir em formas de melhorar a técnica de instalação deste tipo de fundação escavada e, assim, tornar o projeto de fundações escavadas mais econômicas e melhor avaliado tecnicamente. As fundações escavadas “trabalham” fundamentalmente por atrito lateral, mas isso não significa desconsiderar a parcela de base, sobretudo porque o deslocamento para a plena mobilização do atrito ocorre a pequenos valores (10 a 20 mm). Diferentemente, a base de fundações escavadas necessita de deslocamentos da ordem de (5 a 20% D) para que a mobilização possa ser considerada como total. Fellenius (2002) mostra que somente o fuste exibe carga última isto é, somente a parcela lateral consegue ser totalmente mobilizada, enquanto que a base se comporta de maneira similar a uma sapata, instalada em profundidade, ou seja, não exibe, na relação carga-deslocamento, qualquer ponto de máximo ou que possa efetivamente denotar ruptura física. Este mesmo autor apresenta resultados de provas de carga em sapatas com os trabalhos de Ismael (1985) com lados $B=0,25$ a 1m e Briaud & Gibbens (1994) também em sapatas quadradas de lado $B=1$ a 3 m, conforme Figura 4.7. Note que não há qualquer indicação de ruptura, mesmo para deslocamentos da ordem de 10 a 15% do lado da sapata (B) para os dois conjuntos de dados.

Santos (2001) executou um tubulão com as seguintes medidas: diâmetro do fuste, base, altura do tronco cônico e cota de assentamentos iguais a 0,6 m; 1,5 m; 0,9 m; 8 m, respectivamente. O comprimento final do fuste pode ser aproximado para 6,7 m. O tubulão foi instalado no Campus Experimental em São Carlos (EESC-USP) e usou-se uma forma alternativa de determinação das parcelas de resistência. Usaram-se placas de isopor sobrepostas com altura

de 0,4 m separando o fuste e a base (início do tronco cônico) do tubulão. A prova de carga foi do tipo rápida e os incrementos de carga foram de 20 kN para o fuste e 75 kN para a base. A Figura 4.8 mostra o resultado obtido para as parcelas de resistência. Alternativamente, a Figura 4.9 mostra o mesmo resultado, mas agora sob a forma normalizada (deslocamento da base em relação ao diâmetro da base) e sob forma idêntica à Figura 4.7.

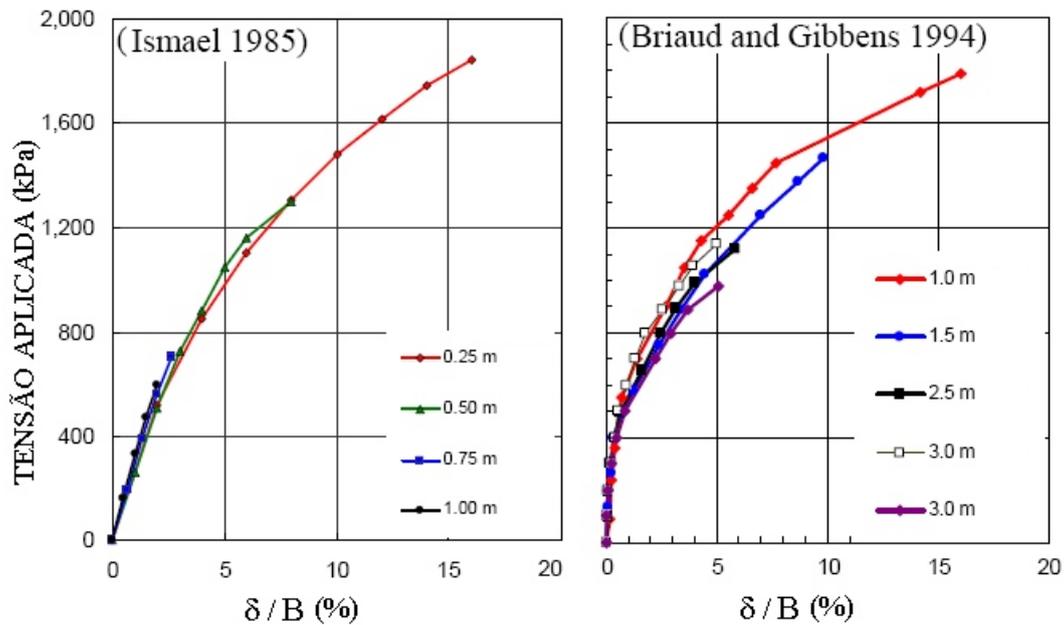


Figura 4.7 Resultados de provas de carga em sapatas (Fellenius, 2002)

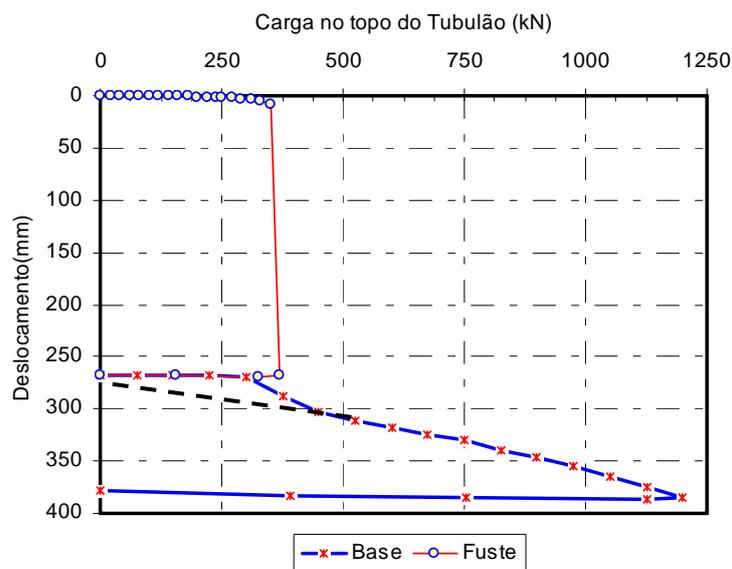


Figura 4.8 Resultados de prova de carga em Tubulão (Santos, 2001)

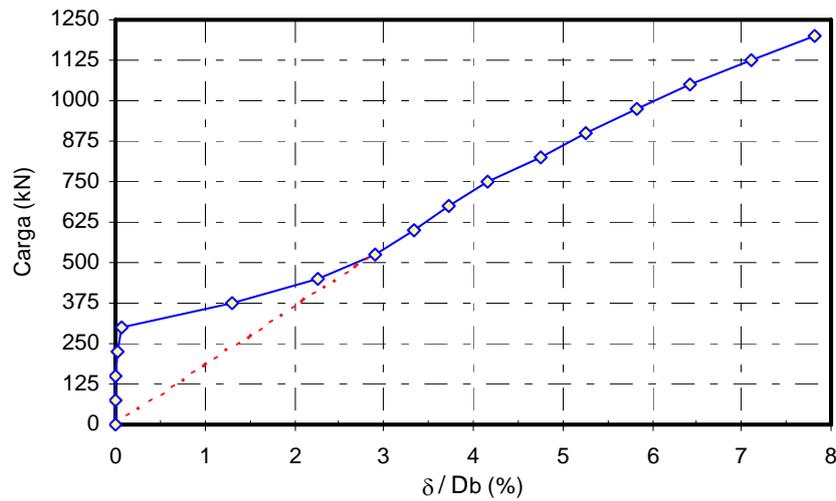


Figura 4.9 Resultados de prova de carga em Tubulão (Base) (Santos, 2001).

Os resultados das análises de Santos (2001) mostram nitidamente que somente o fuste exibe ruptura e de que a base não alcança a “ruptura” até valores de 8% do diâmetro da base.

O trabalho de Carneiro (1999), também na EESC, mostra na Figura 4.10 as parcelas de resistência de uma estaca escavada de 0,6 m de diâmetro e 8 m de comprimento. Nitidamente a parcela da base não consegue alcançar um valor último.

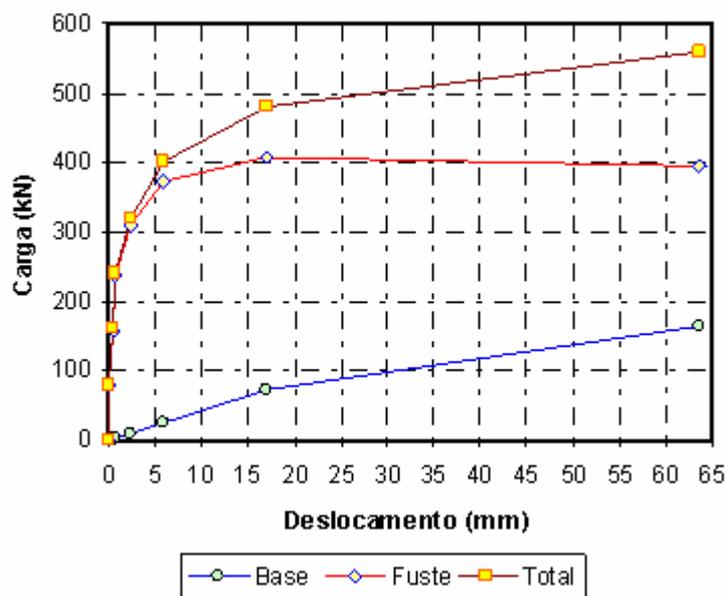


Figura 4.10 Resultados de prova de carga em estaca escavada (Carneiro, 1999).

Fellenius (2002, 2004) é enfático em dizer que “o conceito de capacidade de suporte última não se aplica à base”. Vários resultados de fundações escavadas utilizando célula tipo Osterberg (O-CELL) confirmam esta assertiva, ou seja, de que a forma da “curva” carga-deslocamento na base não mostra um valor último para a parcela da base (pelo menos até deslocamentos da ordem de 40% D_b) mas, desde que a base esteja limpa (Schmertmann & Hayes, 1997, Fellenius *et al.*, 1999, Osterberg, 1998, Castelli & Wilkins, 2004, Gordon *et al.*, 2004 entre outros).

Os resultados apresentados nas Figuras 4.8 e 4.9 poderiam ser melhor avaliados se a prova de carga tivesse sido lenta. Sabidamente a velocidade de aplicação do carregamento tende a elevar a carga de ruptura e, como não há tempo para estabilização dos deslocamentos, a análise de recalques fica prejudicada (prova de carga rápida não se presta tipicamente a análises de recalque). Os dados sugerem Q_1 igual a 350 kN (deslocamento de 9 mm). O uso de diferentes incrementos prejudica a composição da curva carga-deslocamento total. Iguais incrementos resolveria isto.

Diferentemente, Carneiro (1999) avalia as parcelas com o uso de instrumentação em profundidade (*strain gages*) e a prova de carga é do tipo lenta. A fundação ensaiada tem diâmetro de fuste igual a 0,6 m e comprimento de 8 m. Da Figura 4.10, nota-se que, para uma carga da base de 406 kN, o fuste é totalmente mobilizado a um deslocamento de 17 mm. Com isto, o atrito unitário é de aproximadamente 27 kPa para o perfil da EESC. Avaliando agora os resultados obtidos por Santos (2001) (vide Figura 4.8) tem-se um atrito unitário de aproximadamente 28 kPa, o que é praticamente igual ao ensaio tipo lento, mas a um nível de deslocamento de 9 mm, e não 17 mm como o encontrado no ensaio lento. Desses resultados nota-se que pouquíssima diferença foi evidenciada com o uso de ensaio lento ou rápido para o campo experimental da USP-São Carlos, e que a capacidade de última da base é associada a um determinado valor de deslocamento e não há, de fato, um valor último para esta parcela. Nos resultados de Carneiro (1999) da Fig. 4.10, vê-se que a curva final de capacidade de suporte poderia ser comentada da seguinte forma: até 17 mm, um valor máximo da parcela lateral é alcançado e este valor em geral diminui de forma mais ou menos acentuada ou mantém-se aproximadamente constante. Diferentemente, a parcela da base permanece crescente, mesmo que a um menor gradiente. Logo, a partir do valor de pico do atrito lateral, a curva final mostrará uma compensação entre as parcelas, ou seja, enquanto o atrito diminui a parcela de base “força” a curva final a um valor menor com o efeito da diminuição de Q_1 .

Esta diminuição pode ocorrer (*strain softening*) em função de particularidades do solo como, por exemplo, efeitos de preconsolidação, presença de minerais argílicos do grupo das esmectitas (ilita ou montmorilonita, por exemplo). A Fig. 4.10 reforça a discussão e, considerando que todo o atrito tenha sido mobilizado para os deslocamentos envolvidos, pequena diminuição de resistência lateral, pós-pico, poderia ter ocorrido e, desta forma, a parte final da curva mostra-se nitidamente crescente. Assim, num determinado resultado de prova de carga em que se poderia atribuir um valor último, mesmo para esse resultado, a resistência última da base não é alcançado, ocorrendo uma compensação entre a resistência pós-pico que, tipicamente, diminui, e uma possível menor taxa de crescimento da resistência da base e, desta forma, mostra-se com aparente ruptura. Nas estacas analisadas da EESC foi feita limpeza na base das mesmas.

Fellenius (2004) explica que a aplicação do conceito de resistência última à parcela de base é errada, mas não significa que sua aplicação esteja errada, ou seja, as inconsistências são das hipóteses envolvidas nas metodologias racionais usadas. A resistência “última”, ou mais propriamente “resistência limite” da base está sempre associado ao deslocamento da base da fundação que é função da combinação entre rigidez (compressibilidade) e do estado de tensão (efetiva) do solo abaixo da base da fundação. A possível exceção, em termos de ruptura da base, seria a hipótese de se ter um carregamento rápido da estaca com a base em uma argila onde poro pressões são geradas durante o carregamento. Poulos & Davis (1980) comentam que, para efeito de projeto, há suficiente acurácia em se usar o conceito de mobilização simultânea das parcelas de resistência (Eq. 2.1). Decorre daí que, para fundações escavadas em particular, o valor de capacidade de suporte deve estar associado a um valor de deslocamento a que a estrutura possa suportar.

Omer *et al.* (2002), a partir de ensaios em estacas escavadas totalmente instrumentadas, verificaram que é freqüente se encontrar que a relação entre a carga e o recalque na base seja linear até certo nível de tensão. E mais, se abaixo da base da fundação apresentar solo fofo (solto), a porção inicial da relação carga *versus* recalque na base é não linear. Desta forma, a modelagem da componente da base deve levar o efeito da limpeza (ou não) desta. Alguns dos resultados obtidos por Omer *et al.* (2002) são mostrados na Figura 4.11. Essa figura mostra o resultado de provas de carga em que a carga e o deslocamento na base foram medidos. Em três delas (estacas: TP3, TP4 e TP5) havia material fofo sob a base e, nitidamente, tem-se uma não linearidade para as estacas com material fofo sob a base.

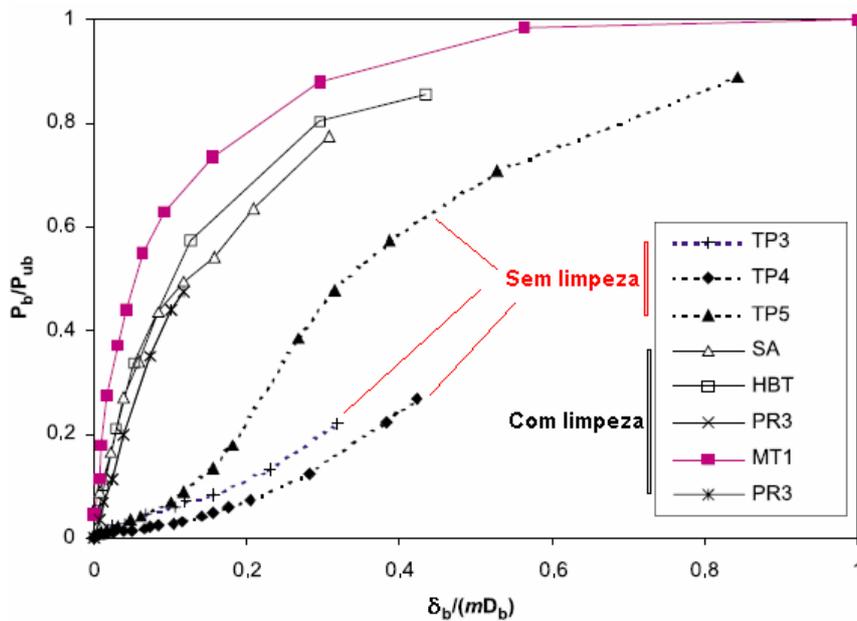


Figura 4.11 P_b/P_{ub} versus $\delta_b/(mD_b)$ em estacas escavadas (Omer *et al.*,2002)

Vê-se que para deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro da base da estaca ($m=0,1$) e para as estacas com base limpa, a relação entre carga e diâmetro é essencialmente linear. Os valores sugeridos de “m” por Coyle & Reese (1966) e *AISI* (1975) é de 0,3 para solos com base em solo coesivo. Tomlinson (1994) propõe que $m=0,25$ (com $\delta_b=150$ mm) e $D_b > 600$ mm.

Do exposto acima, pode-se sugerir que a metodologia apresentada na Equação 4.4 representa um valor de carga limite e não propriamente uma carga de ruptura. O valor de deslocamento sugerido é ($\delta=15+5\%D$) para estacas escavadas com diâmetro menor do que 0,7 m. Para tubulões ou estacas com diâmetro maior que 0,7 m recomendam-se valores da ordem de ($\delta=2$ a $3\% D_b$). Ainda, vê-se do exposto a crucial influência da limpeza da base da fundação escavada na respectiva parcela de resistência. Há de se utilizar métodos de execução de fundações escavadas com a devida atenção a este item. Os exemplos mostrados evidenciam que não há a ruptura (no sentido estrito) da base de fundações escavadas mesmo para a relação (δ/D_b) entre 10 a 15%, ou seja, valores preconizados por respeitados códigos de Fundações. O método de Van der Veen foi adequado para a extrapolação, e apesar de considerar um valor último para a capacidade de suporte, o deslocamento a que esta “carga última” está associada é realista. Desta forma, insere-se aqui a resistência limite, ou seja, uma resistência associada a um valor de deslocamento, realista para um determinado tipo de fundação.

4.2 AVALIAÇÃO VIA CPT DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS ESCAVADAS

A seguir são analisadas fundações escavadas (estacas, tubulões e E.H.C) nos locais apresentados no Capítulo 3. As análises incluíram metodologias desenvolvidas desta pesquisa, que respeitam a forma de execução da fundação e usam os resultados dos ensaios CPT e SPT. Com relação ao ensaio tipo CPT, os trabalhos de Eslami & Fellenius (1997, 2002), com relação à capacidade de suporte, serão a base da metodologia sugerida no presente trabalho. A avaliação da metodologia original foi incluída num código de programação feito em linguagem *Visual Basic* (V.B). Baseada na Tabela 2.16 e nas Equações 2.17 e 2.18 (Item 2.3.3.2), as parcelas de resistências (lateral e base) são avaliadas. Há também a sugestão de se usar os resultados obtidos com esta metodologia para a obtenção da distribuição de carga em profundidade (para a carga limite).

4.2.1 ESTACAS ESCAVADAS

Uma vez que a metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002) é focada para o uso de estacas cravadas, sugere-se a incorporação de fatores empíricos aplicados aos valores das parcelas de resistência. No caso de fundações escavadas, os fatores a serem introduzidos às parcelas de resistência são tipicamente menores que a unidade. Esta redução faz-se pelo uso de coeficientes, aqui nomeados de k_l e k_p , para as componentes de resistência lateral e da base, respectivamente. Os valores de k_l e k_p foram avaliados de forma empírica usando resultados de Q_l e Q_b de provas de carga instrumentadas, via retro-análises. Usando os valores de $k_l = k_p = 1$ tem-se o método original de Eslami & Fellenius (1997, 2002) para estacas cravadas. Para as fundações escavadas, as parcelas de resistência serão minoradas pelos coeficientes k_l e k_p . Os coeficientes são função de inúmeras variáveis tais como: forma de execução da fundação, tempo entre a abertura do furo e a concretagem, limpeza da base, relação água/cimento e mesmo de condições ambientais, deslocamento do topo da fundação, entre outros. A seguir serão avaliadas fundações escavadas usando a metodologia acima sugerida.

A avaliação da capacidade de suporte no CEUnB é feita admitindo o resultado obtido pela prova de carga de Perez (1997). Na Figura 3.17 tem-se representada a resposta do sistema fundação-solo através da prova de carga. A resistência total é admitida ser igual a 320 kN e as parcelas lateral e ponta iguais a 270 kN e 50 kN, respectivamente, conforme discutido no Capítulo 3. Na Figura 4.12 (a, b, c) tem-se o resultado obtido com a metodologia aqui modificada de Eslami & Fellenius (1997, 2002) para a estaca escavada de 0,3 m de diâmetro e 8 m de comprimento. Os coeficientes k_l e k_p foram iguais a 0,78 e 0,35 respectivamente.

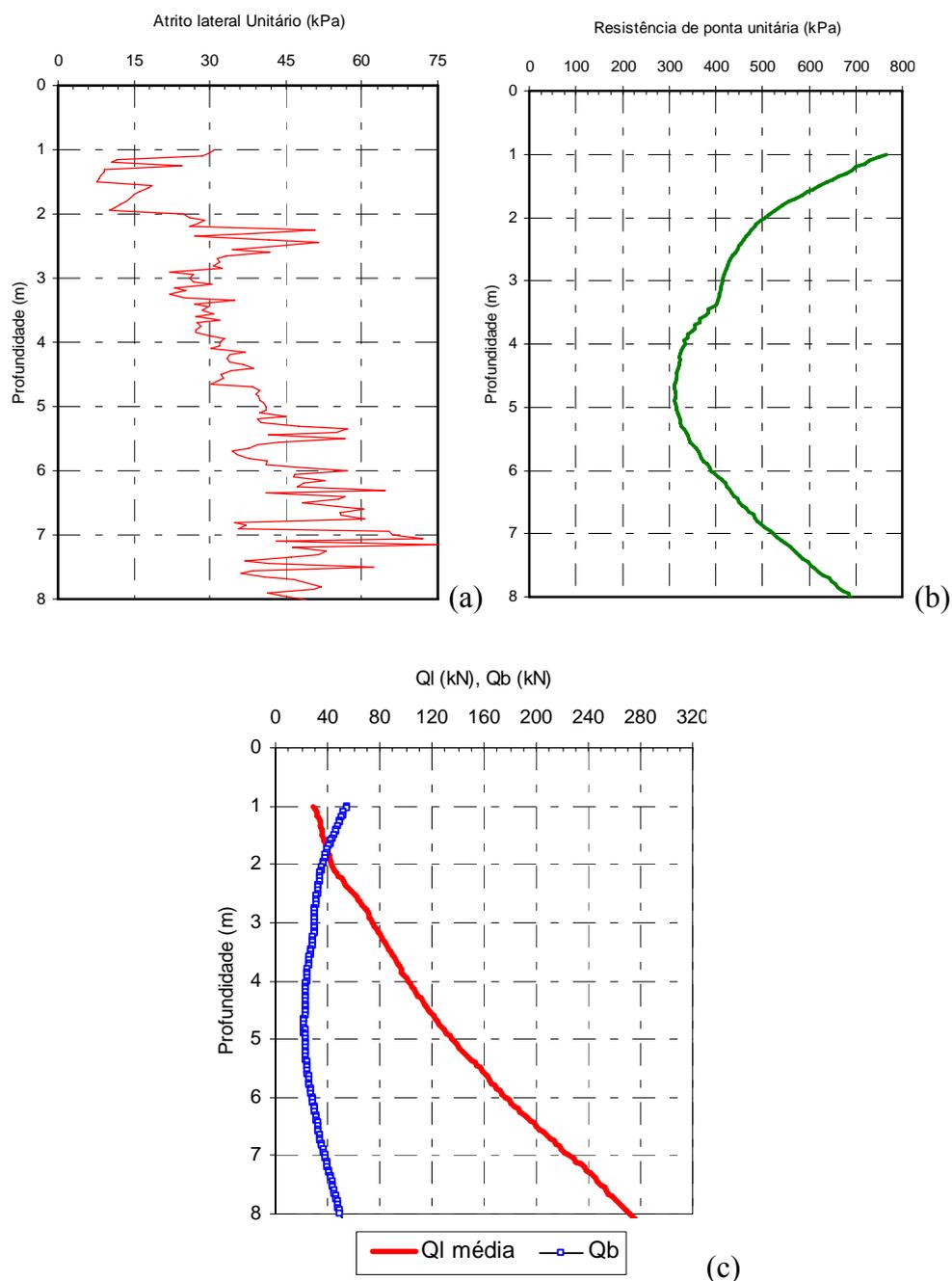


Figura 4.12 Parcelas de resistência de estaca (Perez, 1997) no CEUnB

Na Figura 4.12 (a e b) têm-se as parcelas de resistência unitárias do fuste e da base, respectivamente. Estes resultados foram obtidos com coeficientes C_s (Tabela 2.24) de valores típicos (médios) desta tabela. Após a obtenção da capacidade de suporte lateral e da base, as parcelas são divididas pelas áreas (lateral e da base) obtendo-se os resultados das parcelas unitárias. Na Figura 4.12c tem-se as parcelas de resistência lateral e de ponta médias, ou seja, para o CEUnB a 8 m de profundidade as capacidades são 270 e 50 kN, respectivamente.

O atrito lateral unitário variou entre 7,5 e 75 kPa com valor médio de 36,1 kPa ao longo do perfil do CEUnB até a profundidade da base da fundação, enquanto que a resistência unitária da base variou entre 300 e 775 kPa com valor médio de 457,8 kPa. O valor de k_p é função do movimento que a base sofre, desta forma, quanto maior o valor do deslocamento sofrido por esta, maior o valor do coeficiente k_p . Da mesma forma que no item 4.1, a carga limite está associada a um determinado valor de deslocamento sofrido pela fundação.

O caso a seguir é da estaca escavada ensaiada no Centro de Convenções (EE_{F1} conforme dado na Fig. 3.40) e, somente a resistência lateral é avaliada uma vez que esta fundação teve o solo sob sua base retirado conforme mostrado na Figura 3.42(a, b). Os resultados dos ensaios de CPT (q_c e f_s) médios para o CC são mostrados na Figura 4.13 (a, b). Na Figura 4.14 (a, b) tem-se o resultado obtido com a metodologia sugerida para o atrito lateral unitário e a carga ao longo do comprimento da estaca.

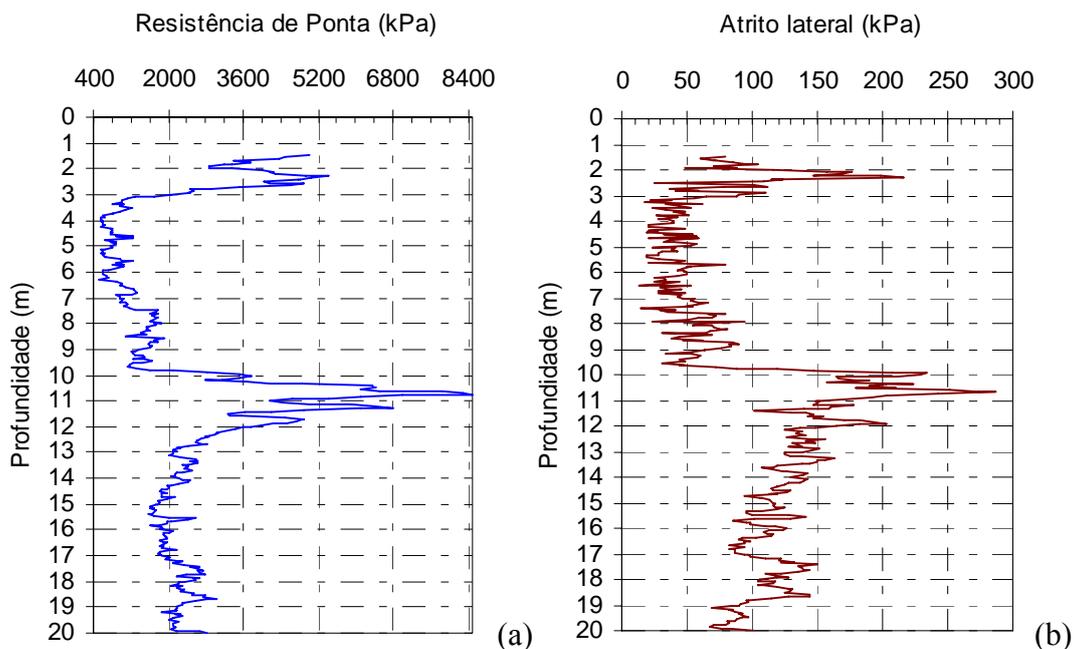


Figura 4.13 Resultados médios (M.G.) dos ensaios de CPT no CC

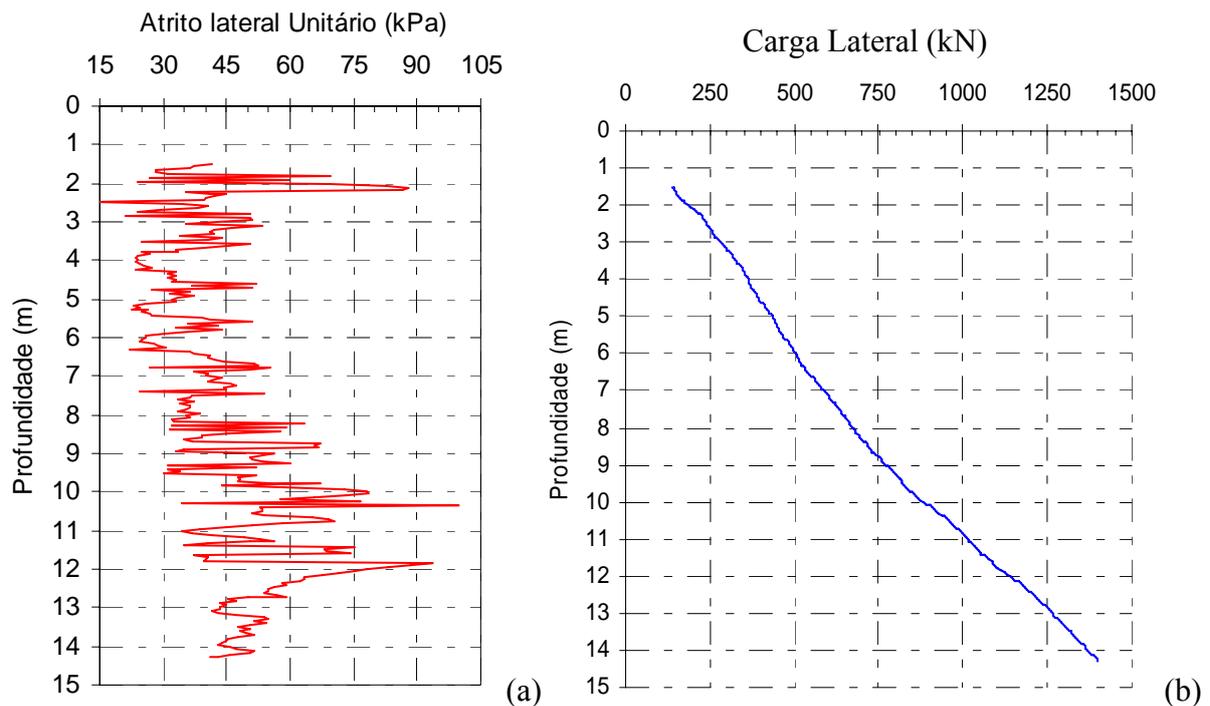


Figura 4.14 Resultados da metodologia aplicados ao CPT médio no CC

Os resultados obtidos na Figura 4.14 consideraram que o atrito lateral foi totalmente mobilizado para a carga máxima de 1400 kN (EE_{F1}) e carga atribuída à base igual a zero. Desta, forma, o valor do coeficiente empírico k_l , via retro-análise, foi igual a 0,83. Na Figura 4.14(b) tem-se o resultado da carga lateral em profundidade para o centro de convenções.

Considerando o resultado com a metodologia proposta, o atrito unitário médio (Fig.4.14a) ao longo de todo o comprimento da fundação tem um valor de 44,8 kPa. Alternativamente, o valor do atrito unitário médio derivado da prova de carga foi de 44,5 kPa= $[1400/(\pi \cdot 0,7 \cdot 14,3)]$.

De forma a obter, com os casos analisados, a resistência lateral unitária em função das medidas de resistência do ensaio de CPT (q_c e f_s), avaliou-se as relações $(q_l)/(q_{c*})$ e $(q_l)/(f_{s*})$ ao longo do comprimento da fundação. Os valores de q_{c*} e f_{s*} representam os valores médios (média aritmética), ao longo de todo o comprimento desta, dos registros de q_c e f_s do ensaio de CPT. O valor de q_l é obtido conforme a metodologia sugerida e, para o Centro de Convenções, as respostas foram $(q_l)/(q_c)=1,9\%$ e $(q_l)/(f_s)=0,487$. No Campo Experimental da UnB (Figura 4.12) os valores foram $(q_l)/(q_{c*})=2,5\%$ e $(q_l)/(f_{s*})=0,526$ com coeficiente k_l igual a 0,78.

O outro local avaliado por esta metodologia foi o Campo Experimental da Escola de Engenharia da USP de São Carlos (EESC), que conta com grande número de provas de carga em estacas escavadas e tubulões. Os resultados são apresentados em Carneiro (1999) e referem-se a uma fundação escavada instrumentada com comprimento de 8 m e diâmetro de fuste 0,6 m e possuindo o fuste escavado mecanicamente com a base limpa. A Figura 4.15(a, b) apresenta os resultados de ensaio de CPT usados na análise. Os dados de resistência de ponta e atrito lateral foram obtidos a partir da média geométrica em cada profundidade de uma série de ensaios de CPT realizados na área experimental da EESC. O Nível d'água foi considerado nas análises sob a forma de poro pressão de água hidrostática e encontra-se na profundidade 7m. A partir das análises efetuadas com a metodologia proposta no presente trabalho tem-se os resultados obtidos na Figura 4.15(c, d).

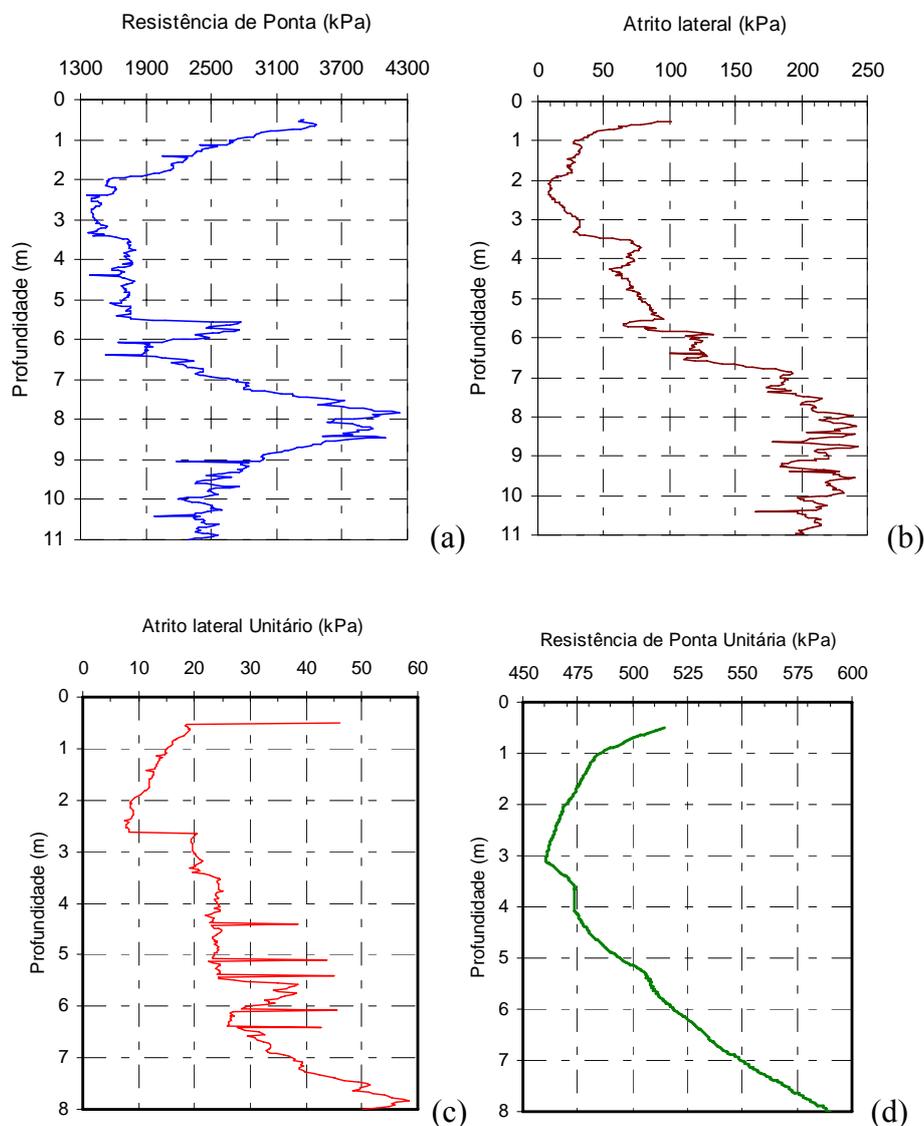


Figura 4.15 Resultado de ensaios de CPT e análises realizadas na EESC

Os resultados obtidos na Figura 4.15 foram respaldados por resultados de prova de carga instrumentada em estaca escavada realizada no local. A carga total foi igual a 560 kN sendo que as parcelas de atrito e base foram iguais a 400 kN e 160 kN, respectivamente. Desta forma, os valores dos coeficientes empíricos k_l e k_p foram iguais a 0,56 e 0,24 respectivamente. Considerando o atrito unitário médio ao longo de todo o comprimento da fundação obtido com a metodologia (Figura 4.15c) tem-se um valor de 25,34 kPa. O resultado do atrito lateral unitário ora analisado compara bem com o resultado obtido via estaca instrumentada por Carneiro (1999), e no trabalho de Santos (2001), que obtiveram valores para o atrito unitário de aproximadamente 28 kPa. A resistência unitária da base, para um valor de deslocamento de aproximadamente 10% do diâmetro desta, foi de 567 kPa com um valor de k_p igual a 0,24.

Para o perfil apresentado, o valor médio da resistência de ponta (q_c) ao longo do comprimento da fundação foi igual a 2,18 MPa enquanto que o atrito lateral médio, medido no ensaio de CPT, foi de 82,82 kPa. Desta forma, $(q_l)/(q_{c*})= 1,163\%$ e $(q_l)/(f_{s*})= 0,306$ para o perfil da EESC.

Da mesma forma que o obtido na Figura 4.14(b) tem-se o perfil de resistência em função da profundidade conforme Figura 4.16, abaixo.

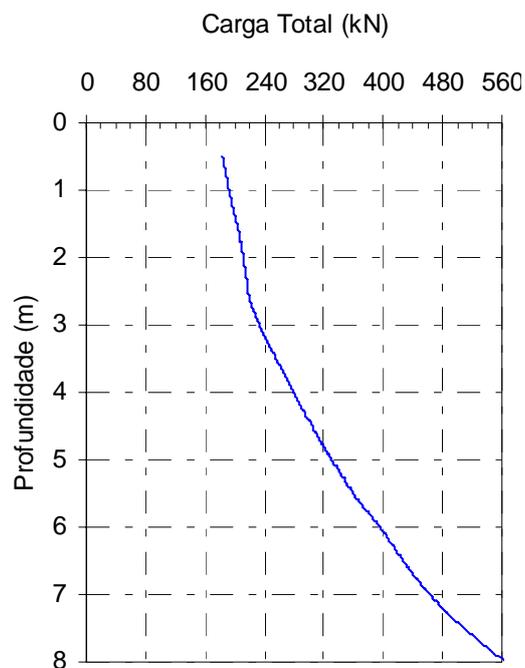


Figura 4.16 Distribuição de carga total em profundidade no perfil da EESC

A seguir serão avaliados os resultados de uma estaca escavada executada no campo experimental da Universidade de Campinas (UNICAMP). Os resultados constam no trabalho de Albuquerque (2001) e referem-se a uma fundação escavada com comprimento de 12 m e diâmetro de fuste 0,45, tendo o fuste escavado mecanicamente. Provavelmente a sua base não foi limpa, em função do “pequeno” diâmetro da mesma, o que impossibilitou a entrada de posseiro. A Figura 4.17 (a, b, c, d) apresenta os resultados de ensaio de CPT usados na análise bem como os resultados do atrito lateral unitário e resistência unitária da base obtida nestas. Os dados de resistência de ponta e atrito lateral foram obtidos a partir da média geométrica em cada profundidade. O nível d’água encontra-se na profundidade de 17m.

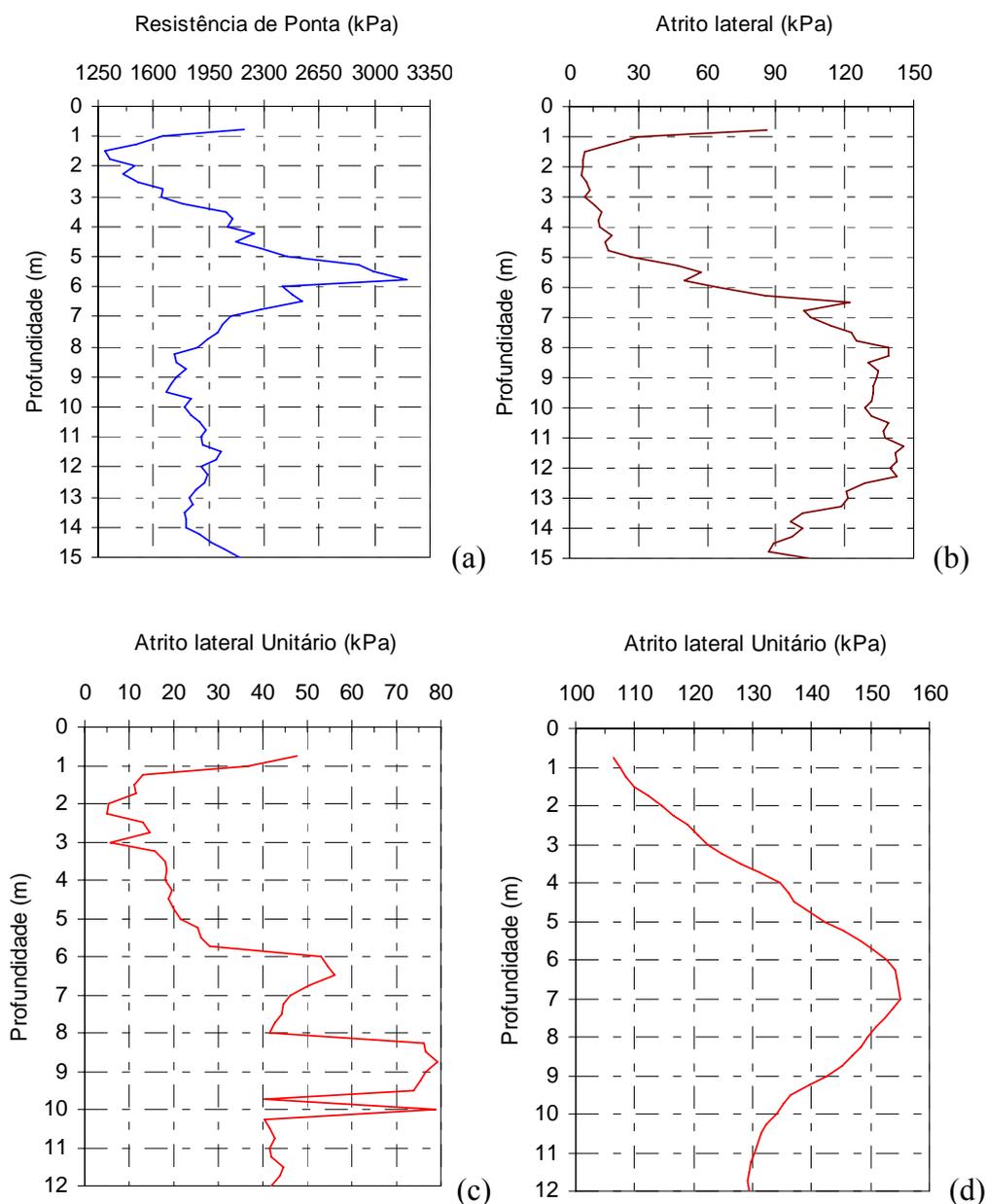


Figura 4.17 Resultados da metodologia modificada aplicados à CPT na UNICAMP

Os resultados da Figura 4.17 (a, b) foram obtidos via resultados de provas de carga instrumentada em estaca escavada realizada no local. A carga total foi admitida igual a 670 kN sendo que as parcelas de atrito e base foram iguais a 650 kN e 20 kN, respectivamente. Desta forma, os valores dos coeficientes empíricos k_l e k_p foram iguais a 0,88 e 0,07 respectivamente. Dos valores retro-analisados de k_l e k_p , sobretudo este último, registrou-se um valor muito baixo para a resistência de ponta. A prova de carga foi realizada de forma lenta na estaca denominada “estaca escavada 2”. A carga na base, em resposta da instrumentação, igual a 13,3 kN, corresponde a uma resistência unitária de base igual apenas 83 kPa e um valor de deslocamento na ponta de 17,4 mm. Muito provavelmente, sobretudo pelo comprimento de 12 da estaca, há material solto (fofo) presente na base da fundação, e supõe-se que possa ser maior que o deslocamento observado na base (17,4 mm). Isso poderia explicar o fato de tão pouca resistência unitária encontrada para esta. Além disso, o valor da resistência de base unitária é inferior à metade da tensão efetiva vertical na base da fundação, quer seja, aproximadamente 170 kPa.

Na Figura 4.18 tem-se o resultado da prova de carga realizada na “estaca escavada 2” no campo experimental da UNICAMP.

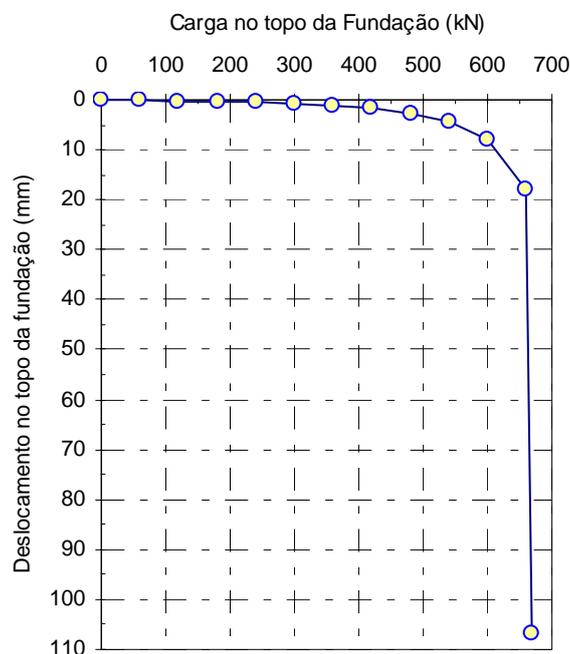


Figura 4.18 Resultados de prova de carga na UNICAMP (estaca escavada)

O resultado da Figura 4.18, num primeiro momento, não deixa dúvida de que houve mobilização plena de resistência do sistema fundação-solo. Apesar disso, porém, como explicar o baixíssimo valor da tensão unitária na base? O que provavelmente ocorreu foi um acúmulo de material fofo na base da fundação em virtude da forma de execução desta estaca de 12 m de comprimento. Assim, é mais que razoável admitir que mais de 110 mm (deslocamento máximo na prova de carga) de espessura de material fofo permaneceu sob a base da estaca. Da Figura 4.18 também se percebe que somente 10 kN foram suficientes para levar o sistema fundação solo de um deslocamento de 18 mm para um de 107 mm.

Sabidamente somente o fuste exhibe ruptura e, desta forma, o resultado da prova de carga é totalmente condizente com esta afirmação visto que pouquíssima resistência na base foi mobilizada. Admitindo um deslocamento de 15 mm para a total mobilização do fuste, e interpolando-se aos deslocamentos de 8 e 18 mm, tem-se uma carga de 632 kN, ou seja, que representa 94% da carga total aplicada ao sistema. Desta forma, a “ruptura” observada ocorre por que somente o fuste alcançou ruptura, e nota-se que pouquíssima carga na base foi mobilizada.

Considerando agora o atrito unitário médio medido com a metodologia desenvolvida neste trabalho (Fig.4.17c) tem-se um valor de 37,91 kPa ao longo de todo o comprimento da fundação. O valor médio da resistência de ponta (q_c) ao longo do comprimento desta foi igual a 1,98 MPa enquanto que o atrito lateral médio (f_s), medido no ensaio de CPT, foi de 78,70 kPa. Desta forma, $(q_l)/(q_{c*})= 1,92\%$ e $(q_l)/(f_{s*})= 0,48$ para o perfil do UNICAMP.

No caso seguinte serão analisados os resultados de uma prova de carga em estaca escavada de 0,76 m de diâmetro e 16,8 m de comprimento, executada no Campo Experimental da Universidade da Geórgia (*Geórgia Institute of Technology - Atlanta- EUA*) na formação *Piedmont*. Mayne & Harris (1993) mostram o estudo desta formação com um completo estudo em termos de resultados de ensaios de campo. CPT, SPT, DMT, PMT foram usados, além de ensaios de laboratório e sísmicos. O material do local é, tecnicamente, uma areia siltosa fina.

Na Figura 4.19 (a,b,c,d) estão dispostos os resultados de ensaios de CPT realizados no local e resultados obtidos com a metodologia modificada de Eslami & Fellenius (1997, 2002). Os resultados da prova de carga e da instrumentação em profundidade estão na Figura 4.20.

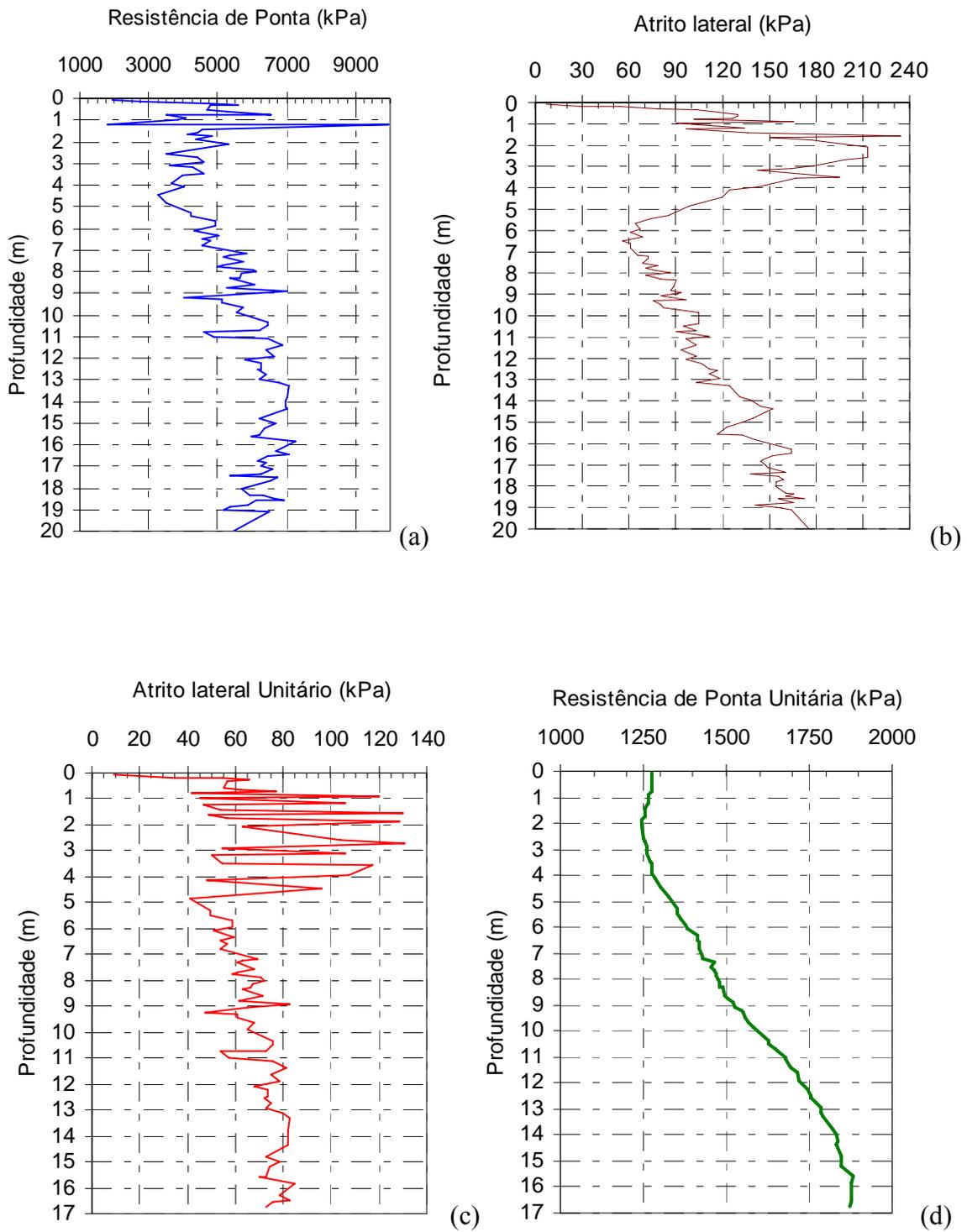


Figura 4.19 Resultados da metodologia aplicada na formação *Piedmont*

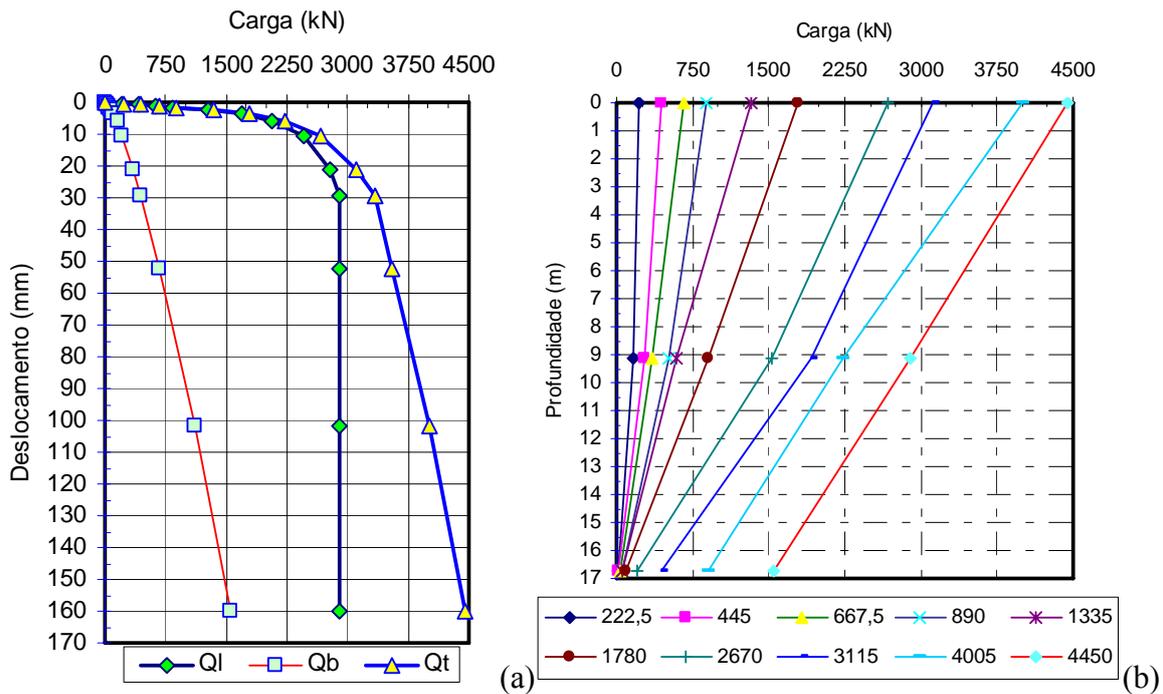


Figura 4.20 Prova de carga instrumentada em *Piedmont* (Mayne & Harris, 1993)

Os resultados obtidos na Figura 4.20 mostram mais uma vez que somente o fuste exibe ruptura e que, a depender do deslocamento alcançado, a carga na base aumenta de forma aproximadamente linear. A carga total foi considerada igual a 4450 kN sendo que a parcela de atrito foi de 2892,5 kN e a de base igual a 1557,5 kN, a um deslocamento de 160 mm, ou seja, 21% D. Para um deslocamento de 10% D o atrito continua com o mesmo valor anterior, enquanto que a carga na base reduz para 875 kN e, assim, a carga total passa a ser igual a 3767,5 kN. Avaliando os coeficientes empíricos k_1 e k_p para um deslocamento igual a 160 mm têm-se 1,18 e 0,55 respectivamente. Considerando um deslocamento de 76 mm (10% D) têm-se k_1 e k_p iguais a 1,18 e 0,30. Note que k_1 é maior que a unidade. O fato pode ser atribuído à pré-consolidação do material e, como se sabe, o coeficiente de empuxo (que influencia k_1) é função da razão de sobre adensamento (OCR), que no local está entre 6 e 2. Outro aspecto a se relatar é o alto valor de deslocamento para a mobilização do atrito lateral, igual a 30 mm. Neste ensaio houve limpeza do material fofo (solto) na base da estaca e isto refletiu na alta absorção da carga nesta região. O fato do solo sob a base ser de alta resistência, além do alto valor de deslocamento imposto à base contribuem decisivamente para o alto valor da parcela da base.

Considerando o atrito unitário médio ao longo de todo o comprimento da fundação, tem-se um valor de 69,98 kPa (medido com a metodologia proposta). Os valores das resistências advindas do CPT e medidas ao longo do fuste da fundação foram 5,43 MPa, para a resistência de ponta (q_c), e 115,16 kPa para o atrito lateral (f_{s*}). Sugere-se, portanto, que $(q_l)/(q_{c*})= 1,29\%$ e $(q_l)/(f_{s*})= 0,61$ para o perfil de *Piedmont* aqui analisado. A resistência unitária da base, para um valor de deslocamento de 160 mm (21% do diâmetro da base) foi de 3415 kPa. Para um deslocamento de 10% do diâmetro da base, a resistência unitária da base seria igual a 480 kPa.

A partir dos dados analisados, tem-se na Tabela 4.9 um resumo dos resultados obtidos para as fundações escavadas nos locais pesquisados. Foi acrescentado, mas não mostrado em casos anteriores, as três estacas ensaiadas à tração na EESC. O intuito da Tabela 4.9 é o de avaliar os possíveis intervalos, apesar da pouca quantidade de casos analisados, para os coeficientes k_l e k_p , além das relações $(q_l)/(q_{c*})$ e $(q_l)/(f_{s*})$.

Tabela 4.9 Metodologia modificada de Eslami & Fellenius para estacas escavadas.

Local	$q_{l_médio}$ (kPa) obtido via metodologia - (q_l)	k_l	k_p	q_l/q_{c*} (%)	q_l/f_{s*}
CEUnB (Estaca Perez, 1997)	36,68	0,78	0,35	2,55	0,53
CC (EE_{F1})	45,90	0,83	0,31	1,97	0,50
EESC	25,34	0,56	0,24	1,16	0,31
Estaca 7	74,93	0,85	0,45	1,95	0,26
UNICAMP	37,93	0,88	0,07	1,92	0,48
PIEDMONT	71,28	1,18	0,30	1,33	0,64
EESC (0,35 m)	34,25	0,66	-	1,45	0,31
EESC (0,40 m)	34,09	0,66		1,44	0,31
EESC (0,50 m)	29,62	0,57		1,25	0,27
	Mínimo	0,56	0,07	1,16	0,26
	Média	0,79	0,27	1,72	0,40
	máxima	1,18	0,45	2,55	0,64
	Desvio Padrão	0,19	0,13	0,45	0,13
	Intervalo de dados válidos	0,60	0,14	1,26	0,27
		0,97	0,39	2,17	0,53
	Média (M.G.)	0,79	0,26	1,72	0,38

Os três últimos resultados da Tabela 4.9 constam do trabalho de Carvalho (1991) e representam estacas ensaiadas à tração. As três estacas tem comprimento igual a 10 m e diâmetro iguais a 0,35, 0,4 e 0,5 m. Na Tabela 4.9 têm-se na coluna 2, os valores médios, a

partir da metodologia proposta, para o atrito lateral unitário. Nas Colunas 3 e 4 têm-se os respectivos valores que foram sujeitos à retro-análises de k_l e k_p , já mostrados para os casos analisados. Nas colunas 5 e 6 têm-se os valores das relações $(q_l)/(q_{c*})$ e $(q_l)/(f_{s*})$.

A grande maioria das provas de carga realizadas no Brasil, quando são feitas, não são instrumentadas, e desta forma avaliar as parcelas de resistência é sempre uma ótima causa. A seguir, será avaliada a capacidade de suporte com base no método exposto em estaca escavada, não instrumentada.

No intuito de avaliar a metodologia sugerida, auxiliando-se da Tabela 4.9, analisa-se aqui a prova de carga realizada por Mota (2003), que ensaiou uma estaca escavada com comprimento igual a 9 m e diâmetro do fuste igual a 0,3 m. Os resultados dos ensaios tipo CPT mais próximo à fundação e da prova de carga constam da Figura 3.67 (a, b, c).

A resposta do sistema fundação-solo engloba tanto a mobilização do atrito quanto um determinado valor da componente da base, relativa a um determinado deslocamento a que a ponta esteja submetida. A partir dos resultados da prova de carga tem-se que o deslocamento máximo foi de 53,14 mm (17,7%D) para uma carga de 500 kN. A partir da metodologia sugerida no presente trabalho e usando os coeficientes k_l e k_p , constantes da Tabela 4.9, determinam-se inicialmente as parcelas de resistência. Estes resultados estão na Tabela 4.10, abaixo.

Tabela 4.10 Resistência lateral (metodologia sugerida) para estaca escavada na Asa Sul

Método	Q _l (kN)	Q _b (kN)	Q _t (kN)	Observações
Método sugerido	319	43	362	$k_l = 0,79$; $k_p = 0,26$
q_l/q_{c*}	192	43	235	$q_l/q_{c*} = 1,72\%$ ($q_{c*} = 1318,76$ kPa)
q_l/f_{s*}	247	43	290	$q_l/f_{s*} = 0,38$ ($f_{s*} = 76,68$ kPa)

A Tabela 4.10 mostra que os menores valores de capacidade de suporte foram os provenientes das relações entre q_l/q_{c*} e q_l/f_{s*} com resultados de 192 e 247 kN respectivamente. Pelo resultado da prova de carga tem-se que, para 247 kN, pouco mais que 3.33 mm de deslocamento do topo da fundação teria ocorrido, o que é um valor muito baixo para ocorrer mobilização total do atrito lateral. O valor obtido com a metodologia de Eslami & Fellenius (1997, 2002) modificada, no topo da Tabela 4.10, leva em consideração a forma de execução da estaca e prediz um valor da componente lateral em 319 kN.

Uma outra forma de analisar a componente lateral pode ser feita valendo-se da metodologia apresentada por Chin & Vail (1973) em que os dados (carga *versus* deslocamento) são plotados de forma a obter as parcelas de atrito e total da capacidade de suporte. A abscissa corresponde ao deslocamento e as ordenadas à relação carga/deslocamento. A Figura 4.21 apresenta os dados.

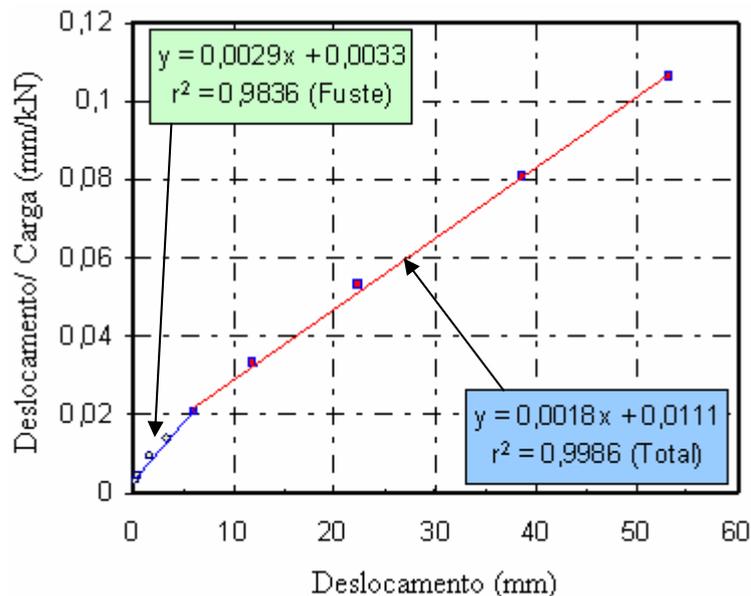


Figura 4.21 Resultados de prova de carga em estaca escavada ensaiada por Mota (2003) usando o método de Chin & Vail (1973)

O método de Chin & Vail (1973) estabelece que, para provas de carga com deslocamentos no topo maiores que 10%D, os dados (carga *versus* deslocamento no topo) podem estabelecer duas retas. A primeira referente ao atrito e a última parte correspondendo à parcela total. Desta forma (usando os cinco pares de ponto iniciais) e aplicando o método de determinação da carga limite, também sugerido neste trabalho na Equação 4.4 (item 4.1), admite-se que o deslocamento de mobilização do atrito seja 15 mm ($X \rightarrow$ Eq. 4.4), conforme sugerido nesta pesquisa (no Item 4.1). Desta forma, a carga limite encontrada é igual a 328 kN (Eq. 4.4). Este valor é bem próximo ao encontrado com a metodologia sugerida e dada na Tabela 4.10.

Desta forma, considera-se adequada a aplicação da metodologia de Eslami & Fellenius modificada na avaliação da capacidade de suporte lateral. Levando em conta o valor de 319 kN para o atrito lateral, e máximo de 500 kN para a carga total, calcula-se a parcela da base em

181 kN, ou seja, pelo deslocamento alcançado a tensão na base da estaca seria de 2560 kPa. Este valor é muito alto, sobretudo em se tratando de estaca escavada em que, na maioria das vezes, há material fofo na base da mesma. Com o método sugerido, a parcela de base (média) seria igual a 43 kN, ou seja, uma tensão na base de 608 kPa. Pondera-se aqui a total dependência do coeficiente k_p em função do deslocamento sofrido pela base. Quanto maior o deslocamento, maior o valor de k_p .

Do exposto na metodologia apresentada neste trabalho, os dados sugerem, mesmo que a partir de pouquíssimos resultados em estacas escavadas, que os valores de k_l estão entre intervalos de (0,60 a 0,97) com valor médio (média geométrica-M.G.) de 0,79, e para k_p um intervalo entre (0,14 a 0,39) com valor médio de 0,26. Além dos valores de k_l e k_p tem-se valores da relação $q_l/q_{c^*}(\%)$ e q_l/f_{s^*} para os casos analisados. Os valores da relação entre o atrito lateral unitário e a resistência de ponta, ambos médios de todo o perfil, $q_l/q_{c^*}(\%)$, estão entre intervalos de (1,26 a 2,17%) com valor médio de 1,72%. Os valores da relação entre o atrito lateral unitário e a atrito lateral medido no ensaio de CPT, ambos médios de todo o perfil, q_l/f_{s^*} , estão entre intervalos de (0,27 a 0,53) com valor médio de 0,38.

A depender das relações q_l/q_{c^*} e q_l/f_{s^*} , os resultados mostraram-se mais coerentes, sugerindo-se usar tais relações para os valores superiores, ou seja, $q_l/q_{c^*}=2,17\%$ e $q_l/f_{s^*}=0,53$. Esta última relação apresentou resultados mais realistas quando comparados ao valor obtido pela metodologia proposta de Eslami & Fellenius modificada (Item 4.2). Com o uso da relação $q_l/f_{s^*}=0,53$, a parcela referente ao atrito lateral seria igual a 345 kN.

Os valores intervalares sugeridos para os coeficientes k_l e k_p são função de fatores intervenientes na construção das fundações escavadas, tais como: tempo desde a abertura do furo até a concretagem da fundação; limpeza ou não da base da fundação, tipo de equipamento usado na abertura da fundação, valor do deslocamento máximo do topo da fundação; estado de tensão inicial do solo; propriedades do concreto utilizado, entre outros. Os valores de k_l são válidos, num primeiro momento, para a determinação da capacidade de suporte lateral em tubulões, desde que se ajuste o comprimento de cálculo ao comprimento efetivo conforme a Figura 2.3.

4.2.2 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

A seguir, serão analisados alguns casos de estacas do tipo hélice contínua. Sabidamente, a forma de execução da fundação tem fortíssima influência no comportamento da mesma, tanto em termos de capacidade de suporte quanto no recalque. As análises se valem da mesma abordagem realizada no item anterior, ou seja, a avaliação da capacidade de suporte com uma metodologia para estacas EHC.

A primeira fundação do tipo hélice contínua avaliada foi ensaiada no Campo Experimental da Unicamp e tem diâmetro médio de 0,4 m e comprimento igual a 12 m. A EHC foi instrumentada. Na Figura 4.17(a, b) mostrou-se o perfil de ensaio de CPT adotado na análise.

Na Figura 4.22 e 4.23 têm-se os resultados da prova de carga e da distribuição de carga em profundidade como resultado da instrumentação realizada. Dos resultados de 3 estacas do tipo hélice contínua realizadas no local, escolheu-se a denominada “Estaca Hélice Contínua 1” para a comparação com a metodologia modificada apresentada no Item (4.2).

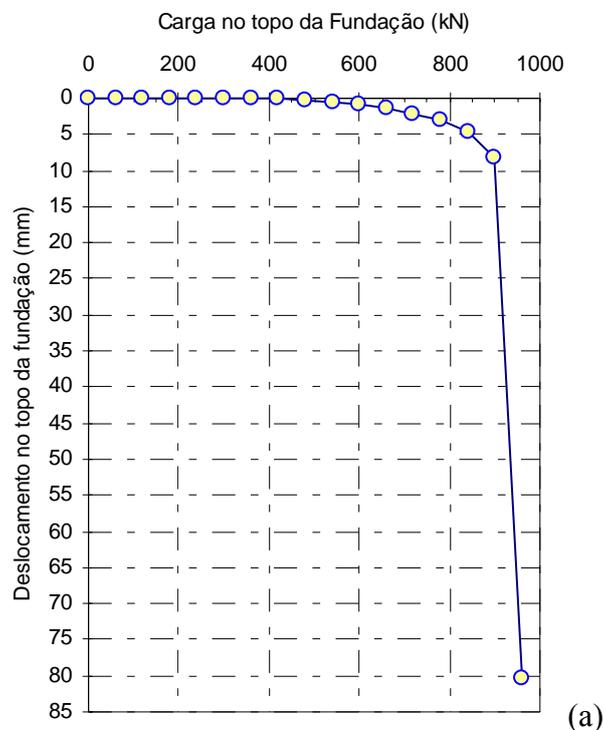


Figura 4.22 Resultado de prova de carga na estaca EHC 1 – UNICAMP

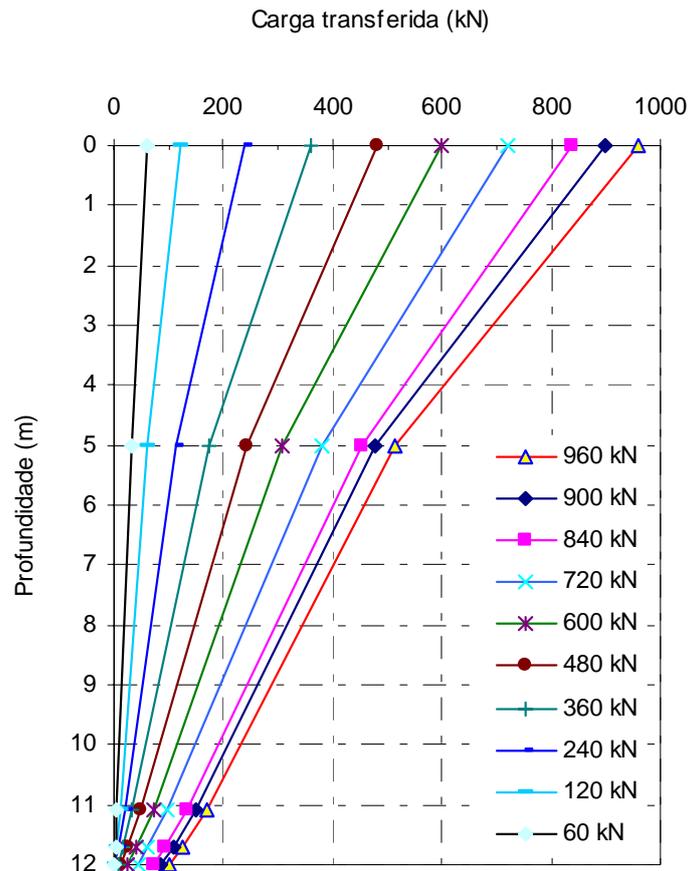


Figura 4.23 Distribuição de carga em profundidade na estaca EHC 1 – UNICAMP

A partir da Figura 4.22 pode-se verificar que, para um deslocamento igual a 8,26 mm, tem-se uma carga correspondente a 900 kN, ou seja, 94 % da carga total aplicada ao sistema. Este valor de deslocamento é compatível com os deslocamentos exigidos tipicamente para a mobilização da parcela lateral de resistência. A carga na base foi medida e igual a 101,8 kN.

A carga máxima aplicada ao sistema foi igual a 960 kN com deslocamento igual a 80,24 mm e o deslocamento na base medido para a estaca EHC 1 foi de 7,3 mm. Na Figura 4.24 (a, b) têm-se os resultados obtidos com metodologia modificada. Os valores dos coeficientes empíricos foram k_l igual a 1,31 e k_p igual a 0,44, associado a um valor de 101,8 kN para a carga na base da fundação. Uma possível explicação para o alto valor de k_l é o fato da pressão de injeção de concreto que, conforme Albuquerque (2001), foi de 400 kPa.

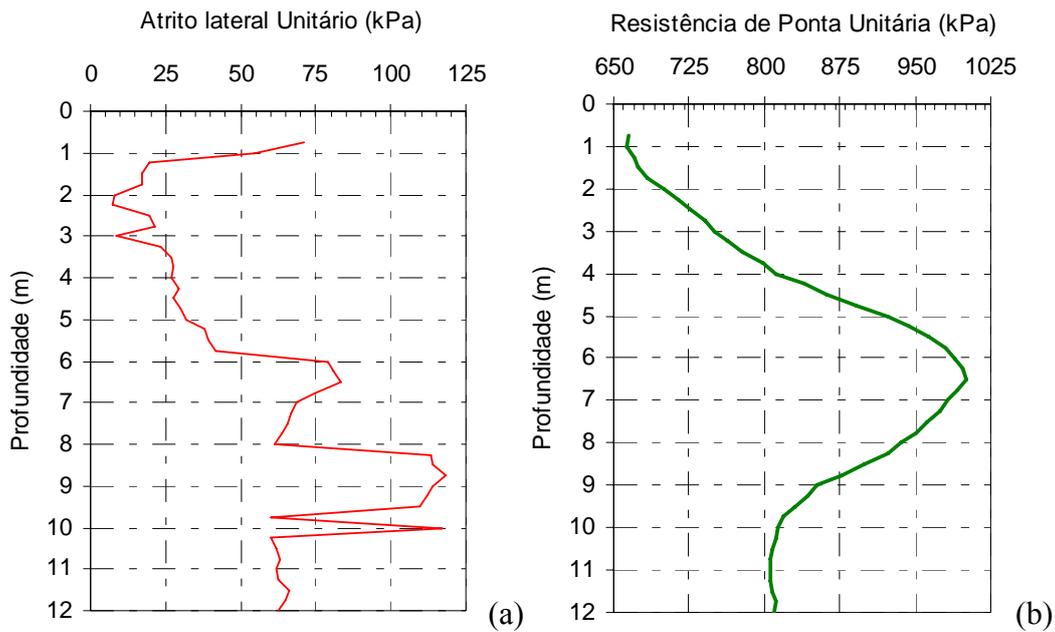


Figura 4.24 Resultados da metodologia aplicada à EHC 1 na UNICAMP

Os resultados obtidos na Figura 4.24(a) sugerem q_l (médio) igual a 56,35 kPa logo, a relação entre (q_l) e (q_{c*}) é igual a 2,85% e a relação entre (q_l) e (f_{s*}) é de 0,716.

Albuquerque (2001) ainda apresenta a relação entre a resistência unitária na base da fundação e o deslocamento acumulado. Na Figura 4.25 tem-se o resultado obtido.

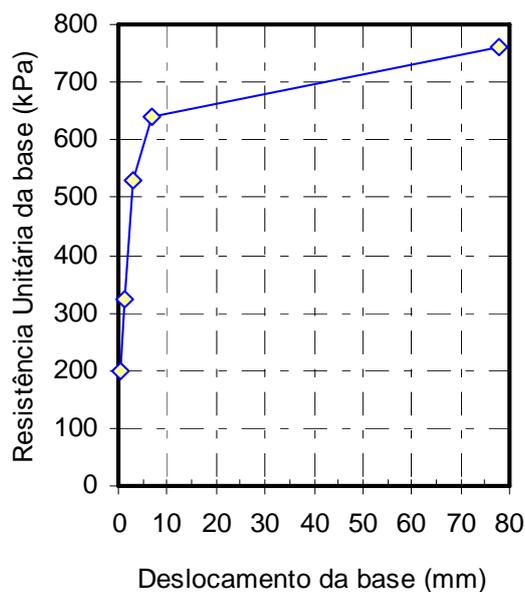


Figura 4.25 Resultado de resistência de ponta unitária para a EHC 1 (UNICAMP)

Nitidamente vê-se que não há qualquer indicação de que a carga na ponta tenha alcançado um valor último, ao contrário, há uma tendência de crescimento desta resistência. Novamente, apesar do resultado da prova de carga (Figura 4.23a) indicar uma “flagrante ruptura”, no estrito sentido, isto não é verdadeiro porque a resistência de base unitária continua crescente.

Outra estaca EHC analisada (EHC Isolada) foi ensaiada no campo experimental da UnB, como parte deste trabalho, donde se fizeram provas de carga em estaca hélice contínua (isolada e em grupos) com 8 m de comprimento e diâmetro médio de 0,3 m. Uma vez que não houve instrumentação nesta estaca, opta-se por sugerir valores (por hipótese) para as componentes de resistência baseado no resultado da prova de carga da fundação constando na Figura 3.27. Baseado neste resultado, considera-se o valor de 331 kN, ou seja, 85% do valor da carga máxima de 390 kN para a carga lateral conforme exposto no Capítulo 3. O deslocamento imposto ao topo da fundação foi de 10% do diâmetro da base.

Os resultados obtidos com a metodologia proposta estão na Figura 4.26(a, b) e os coeficientes empíricos usados foram k_l igual a 0,95 e k_p igual a 0,45. Na execução desta estaca nenhuma pressão de injeção foi aplicada o que significa que a pressão aplicada ao sistema equivale ao padrão da coluna de concreto correspondendo a altura da torre do equipamento usado. A relação entre atrito unitário médio (q_l) e (q_{c*}) é igual a 3,102%, e a relação entre (q_l) e (f_{s*}) é foi de 0,640. O valor médio para o atrito lateral unitário foi igual a 44,68 kPa (Figura 2.26a).

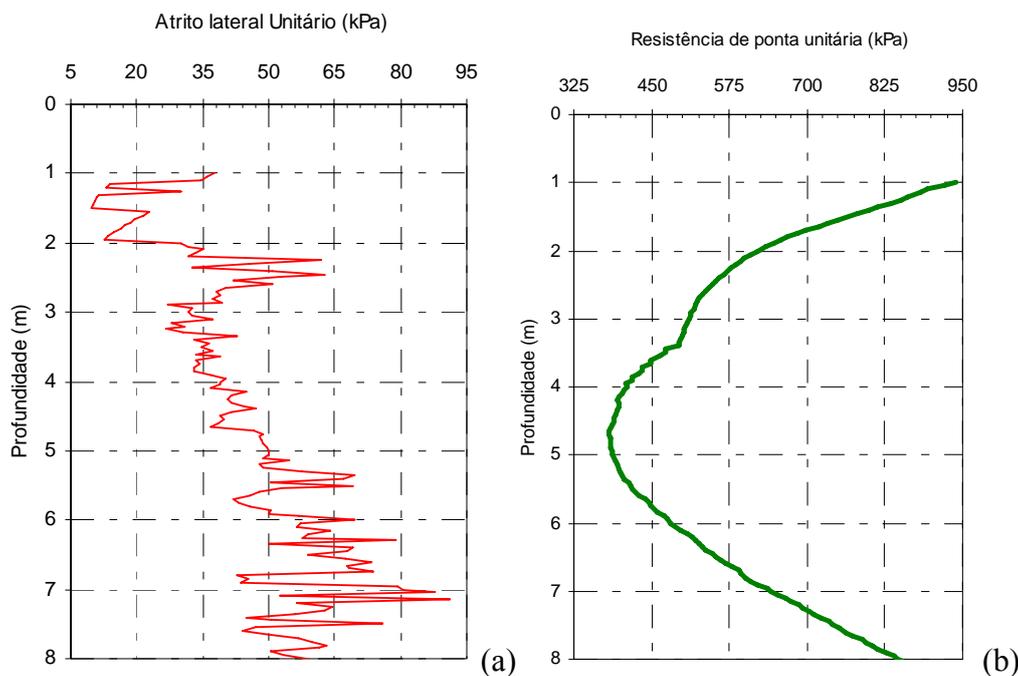


Figura 4.26 Resultado de metodologia modificada em EHC no CEUnB

A seguir serão avaliados os resultados de prova de carga em EHC localizado na 212N na Capital Federal em que se dispõe de ensaios de CPT. Soares (2004) apresentou resultados de prova de carga instrumentada em profundidade em EHC. Na Figura 4.27(a, b) estão os resultados do ensaio de CPT realizado no local. A descrição do local deu-se no Item 3.4.6.

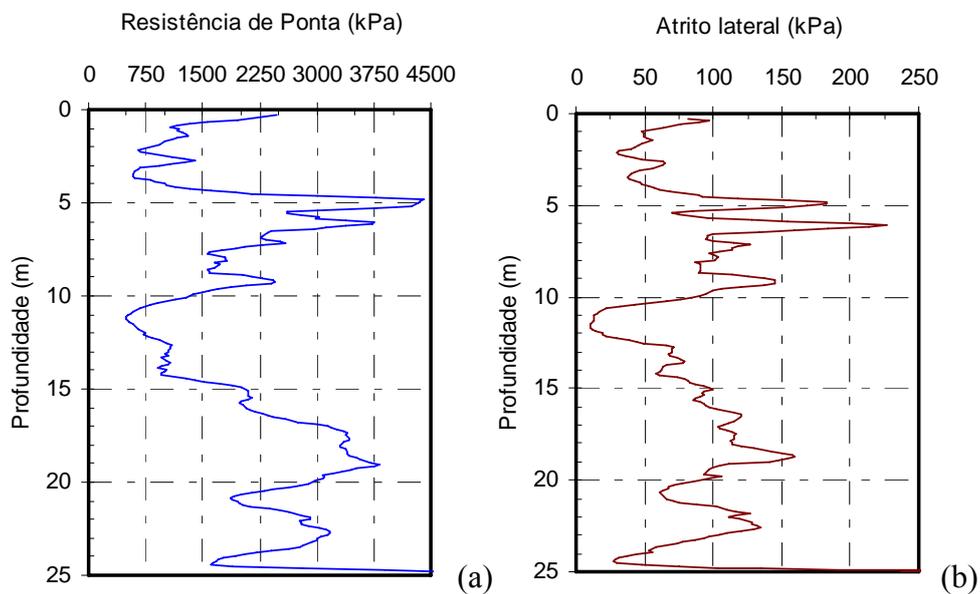


Figura 4.27 Perfil estratigráfico médio via ensaio CPT na 212N

A estaca tem 0,4 m de diâmetro e 18 m de comprimento. O nível d'água encontra-se a 9 m de profundidade. Na Figura 4.28(a, b), têm-se os resultados obtidos com a análise proposta.

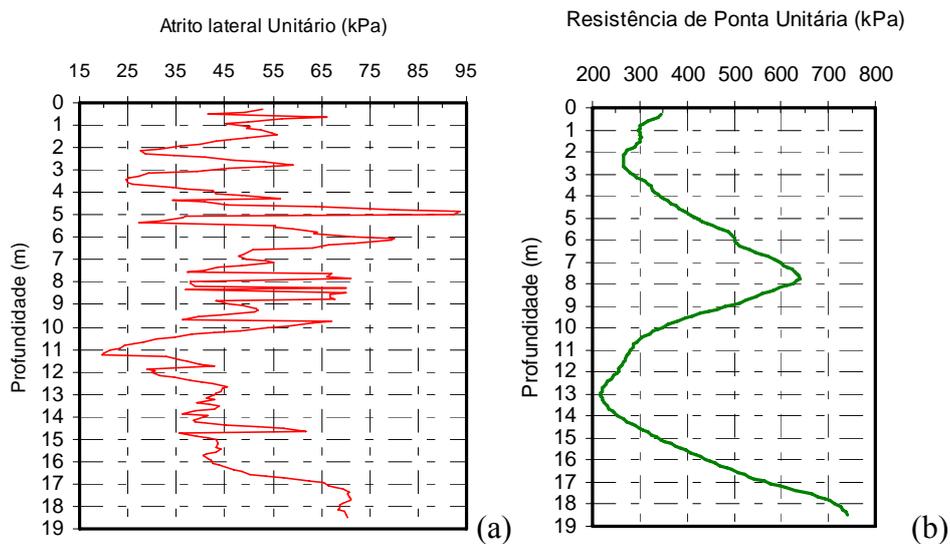


Figura 4.28 Resistências unitárias - 212N com o uso da metodologia sugerida

Os resultados da Figura 4.28(a, b) foram respaldados por resultados de provas de carga em estaca hélice realizada no local. A carga total foi considerada igual a 1240 kN sendo que as parcelas de atrito e base foram iguais a 1145 kN e 95 kN, respectivamente, oriundos de instrumentação. Desta forma, os valores dos coeficientes empíricos k_l e k_p foram iguais a 0,88 e 0,26 respectivamente. Considerando o atrito unitário médio ao longo de todo o comprimento da fundação, tem-se um valor de 48,14 kPa. O valor médio da resistência de ponta (q_{c*}) ao longo do comprimento da fundação foi igual a 1,8 MPa enquanto que o atrito lateral médio (f_{s*}), medido no ensaio de CPT, foi de 83,79 kPa. Sugere-se, portanto, que a relação entre os valores médios da resistência de ponta e atrito lateral e o valor médio do atrito lateral unitário obtido via metodologia proposta sejam iguais a 2,67% (0,0267) e 0,57 respectivamente.

Além dos resultados obtidos com as estacas hélice nos campos experimentais da Unicamp e UnB, a seguir serão analisados os resultados obtidos com estaca hélice contínua no campo experimental da USP-SP (ABEF). A estaca hélice contínua (HCL 6) tem diâmetro de 0,425 m e comprimento de 7,2 m. O perfil estratigráfico via ensaio CPT é dado na Figura 4.29(a, b). Na Figura 4.30(a, b, c) estão os resultados obtidos com a metodologia aqui proposta, ou seja, atrito unitário e resistência unitária da base e, por fim, o resultado da prova de carga.

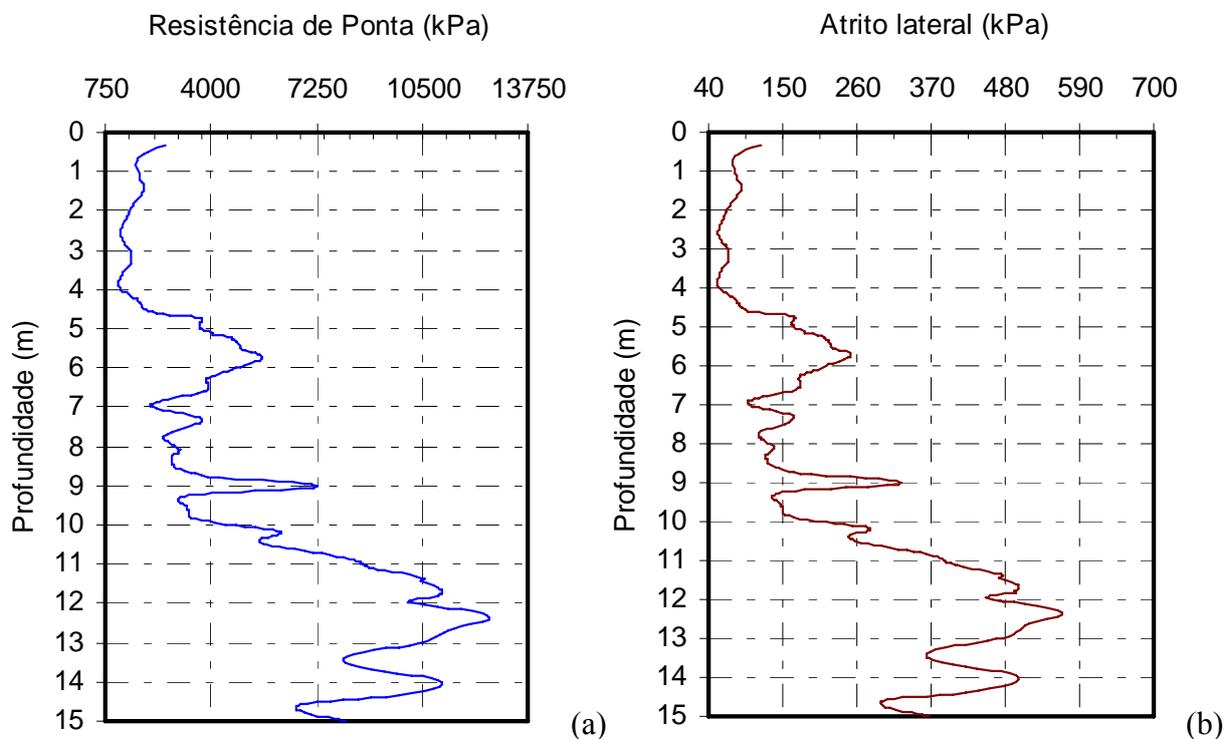


Figura 4.29 Perfil estratigráfico da USP-SP (ABEF) com o ensaio de CPT

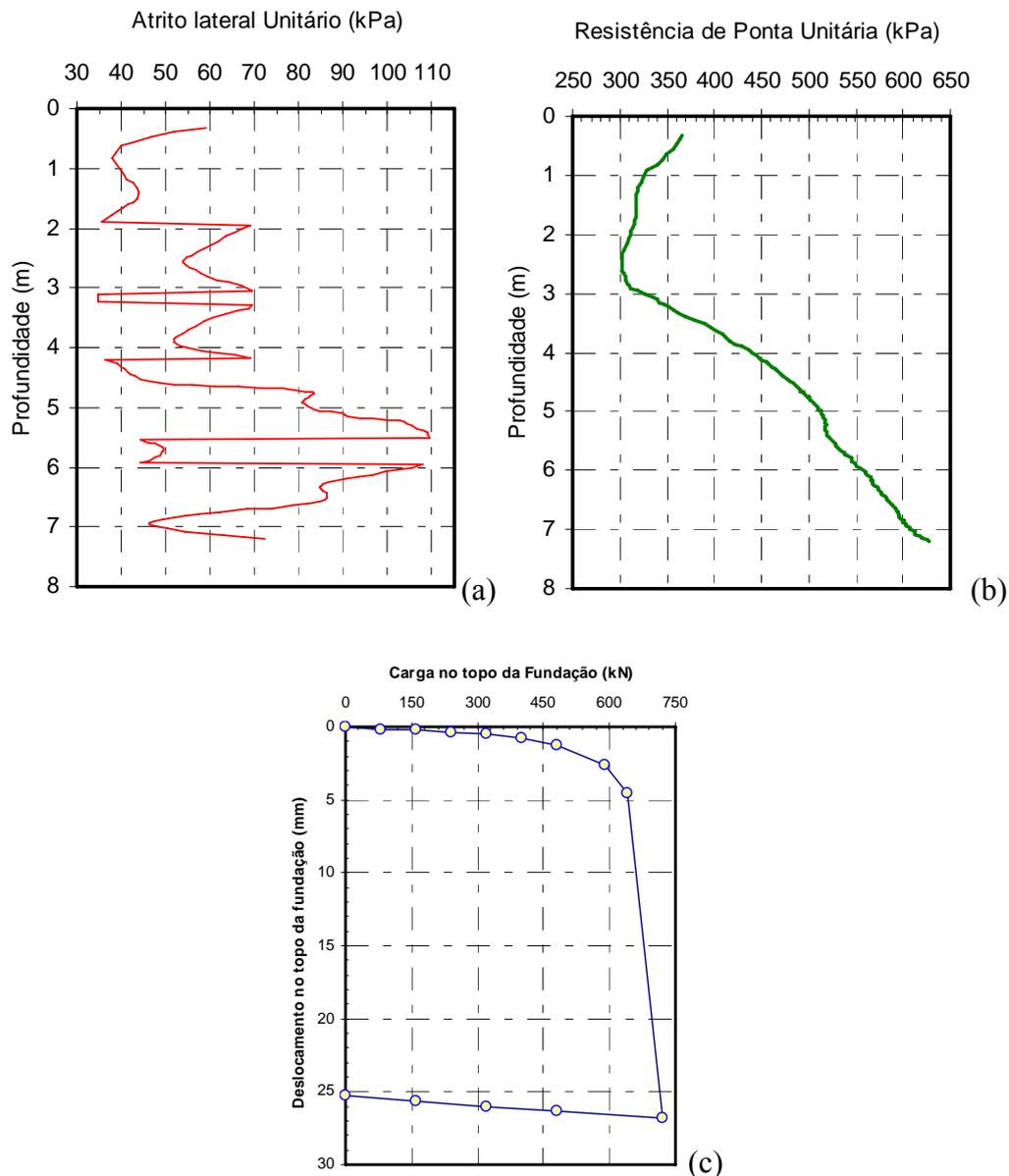


Figura 4.30 Resultado de metodologia modificada para EHC – USP SP

A carga total foi considerada igual a 731 kN sendo que as parcelas de atrito e base foram iguais a 631 kN e 100 kN, respectivamente via instrumentação. Desta forma, os valores dos coeficientes empíricos k_l e k_p foram iguais a 0,90 e 0,20 respectivamente. Considerando o atrito unitário médio ao longo do comprimento da fundação, tem-se um valor de 64,52 kPa. A relação entre atrito unitário médio (q_l) e a resistência de ponta média ao longo do perfil (q_{c*}) é igual a 2,28% e a relação entre (q_l) e a resistência lateral média (f_{s*}) é igual a 0,51.

A partir dos resultados obtidos para os casos analisados, fez-se igual procedimento ao das estacas escavadas, Os resultados estão resumidos na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 Resumo da metodologia sugerida para EHC

Local	$q_{l_m\u00e9dio}$ (kPa) obtido via metodologia - (q_l)	k_l	k_p	q_l/q_{c^*} (%)	q_l/f_{s^*}
CEUnB		0,95	0,45	2,67	0,57
UNICAMP		1,308	0,436	2,85	0,716
USP-SP		0,90	0,20	2,28	0,51
212 N		0,88	0,26	2,67	0,57
	M\u00ednimo	0,880	0,200	2,28	0,51
	M\u00e9dia	1,010	0,337	2,62	0,59
	m\u00e1xima	1,308	0,450	2,85	0,72
	Desvio Padr\u00e3o	0,201	0,126	0,24	0,09
	Intervalo de dados v\u00e1lidos	0,808	0,211	2,38	0,504
		1,211	0,462	2,86	0,679
	M\u00e9dia (M.G.)	0,91	0,37	2,73	0,55

Os resultados de k_l e k_p bem como das rela\u00e7\u00f5es (q_l/q_{c^*}) e (q_l/f_{s^*}) foram maiores que os obtidos para as estacas escavadas analisadas na Tabela 4.9. Estes resultados eram esperados uma vez que, pela natureza da forma de execu\u00e7\u00e3o da estaca EHC, \u00e9 de se esperar maiores contribui\u00e7\u00f5es das parcelas de resist\u00eancia em rela\u00e7\u00e3o \u00e0s estacas escavadas. O valor de k_l m\u00e9dio foi 15% maior enquanto que o valor m\u00e9dio de k_p foi 43% maior. As rela\u00e7\u00f5es (q_l/q_{c^*}) e (q_l/f_{s^*}) foram 59 e 45%, respectivamente maiores que \u00e0quelas obtidas para as estacas escavadas.

Os resultados obtidos nas Tabelas 4.9 e 4.10, apesar de poucos casos analisados, refletem o uso de uma metodologia sugerida neste trabalho, em que as parcelas de resist\u00eancia podem ser avaliadas com os dados de CPT. Como explicitado em partes dos Cap\u00edtulos 2 e 4, as parcelas de resist\u00eancia s\u00e3o sempre fun\u00e7\u00e3o do deslocamento alcan\u00e7ado pela funda\u00e7\u00e3o e que somente o fuste exibe resist\u00eancia \u00faltima (entre 5 e 20 mm) e que a base, como na Figura 4.11, por exemplo, pode ter seu deslocamento at\u00e9 maior que 10% do di\u00e2metro da base. Com isso, a metodologia sugerida prop\u00f5e os valores de k_l e k_p (m\u00e9dios), mas com faixas de varia\u00e7\u00e3o para estes coeficientes. Para as estacas h\u00e9lice cont\u00ednua, um importante fator de execu\u00e7\u00e3o da estaca que deve ser considerado \u00e9 a press\u00e3o de inje\u00e7\u00e3o. Os valores de k_l ser\u00e3o maiores que os aqui sugeridos se for aplicado qualquer press\u00e3o de inje\u00e7\u00e3o. Somente na Unicamp usou-se press\u00e3o de inje\u00e7\u00e3o. Os respectivos desvios padr\u00f5es constam das Tabelas 4.9 e 4.10.

Apesar da maior capacidade de suporte ser esperada pelo uso de estacas EHC (em média) em relação às estacas escavadas, no método proposto há intervalos de resultados de k_l e k_p para os dois tipos de estacas, que se sobrepõem, ou seja, poderão haver casos em que o comportamento dos dois tipos de estacas se equivalem. Apesar disso, há se atentar para o fato de que o comportamento das estacas hélices é fortemente afetado pela operação de instalação da estaca no solo, ou seja, pela importância da experiência do operador do equipamento usado na instalação da mesma. Aspectos como a manutenção preventiva do equipamento deve ser uma preocupação constante das empresas (evitar, por exemplo, que trados fiquem presos durante a introdução ou a concretagem). Alguns problemas comuns são os trados empenados ou gastos, sensores defeituosos, bomba de concreto sem revisão e calibração, entre outros.

Viggiani (1993) verificou, através de provas de carga em EHC instrumentadas, que seu comportamento se situa entre as estacas escavadas e cravadas. Para Antunes & Cabral (1996), o comportamento da estaca hélice contínua está mais próximo das estacas cravadas do que das escavadas, quanto aos métodos de cálculo e parâmetros do solo e à previsão de sua capacidade de carga. Os autores ainda demonstram certa preocupação quanto à resistência de ponta e à quantidade de resultados de provas de carga instrumentadas. Com relação ao atrito lateral, Décourt (1993) verificou que o valor obtido nas estacas hélice contínua geralmente é da mesma ordem das estacas de deslocamento. O método de Eslami & Fellenius (1997, 2002), que é a base da metodologia aqui testada e sugerida, é aplicado originalmente para estacas cravadas e, desta forma, os coeficientes k_l e k_p seriam iguais à unidade. Da Tabela 4.10 vê-se que o valor de k_l é 0,91, ou seja, a parcela referente à carga lateral é menor que aquela das estacas cravadas, substanciando o que foi dito por Viggiani (1993) e Antunes & Cabral (1996). Diferentemente, a base ainda tem bem menor resistência que aquela obtida por estacas cravadas (em igualdade de condições).

Com relação ao aspecto da pressão de injeção, ensaios realizados em duas estacas hélice contínua, executadas em subsolo caracterizado por argila siltosa de elevada consistência, da Formação Guabirota ($N_{SPT} > 20$), Kormann *et al.* (2000) verificaram que estas estacas tiveram seu diâmetro inferior ao nominal entre 3 e 6%, e que houve uma diferença entre os valores de carga de ruptura da ordem de 17,5%. A carga da base foi respectivamente de 14,0 e 28,2% da carga de ruptura. Os autores ressaltam que esta diferença pode estar associada à pressão de injeção, pois através de ensaios de SPT realizados antes e depois dos ensaios não detectaram anomalias que pudessem indicar estas diferenças.

4.3 DISTRIBUIÇÃO DE CARGA EM PROFUNDIDADE DE ESTACAS ESCAVADAS VIA CPT E VIA SOFTWARE UNIPILE

Juntamente com as análises do item anterior, é possível ainda se prever a distribuição, para a carga limite, da carga ao longo da fundação. Sugere-se que a metodologia que ora é avaliada e que utiliza o ensaio de CPT, possa ser usada na determinação da carga transferida ao solo. O procedimento é fazer com que, a partir da carga total obtida no método proposto (Q_t+Q_b), seja subtraída a parcela por atrito lateral desde a profundidade $z=0$ até $z=L$, em que L é o comprimento da fundação. Para $z=L$, tem-se Q_b (Eq. 2.10). A Figura 4.31 mostra o resultado obtido da distribuição da carga em profundidade para o CEUnB.

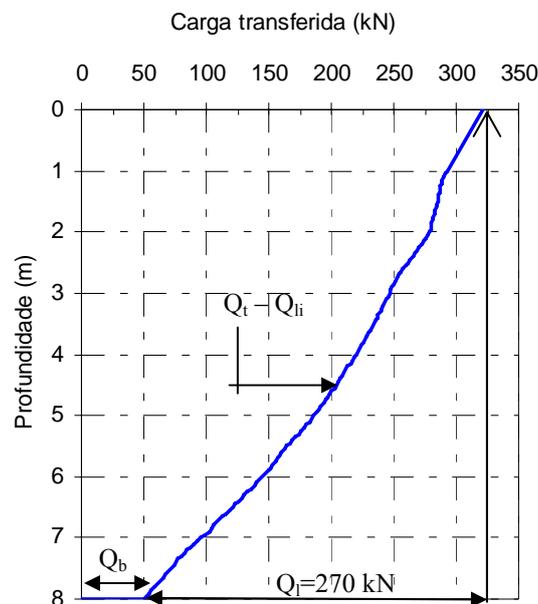


Figura 4.31 Distribuição de carga em profundidade para o CEUnB (Perez, 1997)

O resultado obtido com a distribuição de carga mostrada na Figura 4.31 refere-se à estaca escavada ensaiada por Perez (1997) e consta de análises anteriores (Fig. 4.12).

Mota (2003) mostra os resultados de uma estaca escavada instrumentada no CEUnB (E1 vide Figura 3.4) sem parcela na base atuando. A estaca ensaiada por Mota (2003) tinha diâmetro igual à de Perez (1997), mas comprimento de 7,65 m, ou seja, menor que a estaca de Perez

(1997). Admitindo então que o Q_1 desta estaca seja igual a 270 kN (valor de Perez, 1997, para estaca similar vide Figura 4.12) para um comprimento de 7,65 m, um novo coeficiente k_1 é avaliado. Desta forma, para conseguir o valor de 270 kN na profundidade citada, o valor de k_1 teria de ser igual a 0,83, ou seja, maior que o valor obtido na previsão do resultado de Perez (1997), que foi de 0,78 conforme visto no Item 4.2.1.

Na Figura 4.32 mostra-se o resultado da carga em profundidade comparativamente ao resultado obtido por Mota (2003) via instrumentação, para a carga no topo de 270 kN. A estaca ensaiada é identificada por Estaca E1 por esta autora (Figura 3.4).

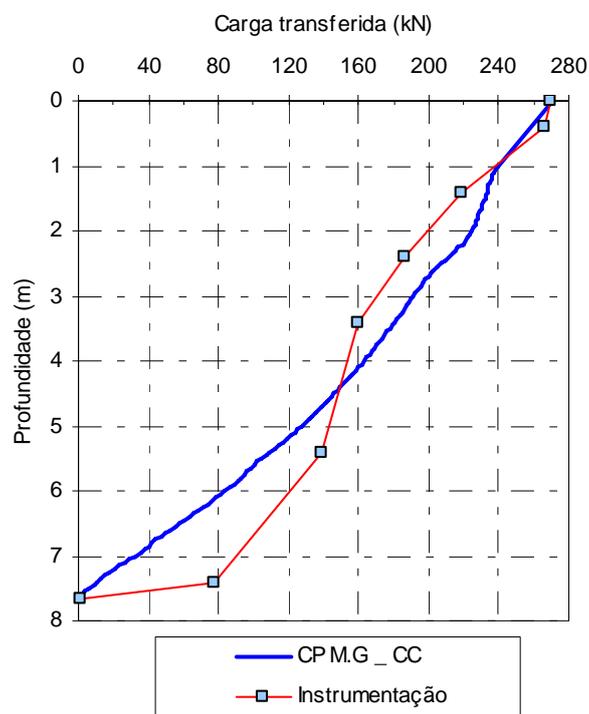


Figura 4.32 Distribuição de carga em profundidade - comparativo ao resultado de instrumentação realizado por Mota (2003) no CEUnB

Vê-se desta figura que o resultado obtido pela metodologia está de acordo com a definição dada no Capítulo 2 (Eq. 2.20), ou seja, que a tensão lateral unitária é função da tensão efetiva e, dessa forma, o seu valor deve diminuir em profundidade em função do aumento da tensão efetiva (Figura 2.11). Diferentemente, a resposta da instrumentação não absorve esta premissa, sobretudo para a cota acima de 5 m. É possível que haja algum problema na instrumentação da estaca. Este caso será re-avaliado mais a frente.

Mota (2003) ainda avaliou numericamente esta mesma estaca escavada com o software Geo4, e obteve resultado mais condizente. Comparativamente tem-se, na Figura 4.33, o resultado obtido na metodologia aqui sugerida. É possível observar que a resposta numérica (Geo4) é condizente com a hipótese de que a carga lateral é função da tensão efetiva.

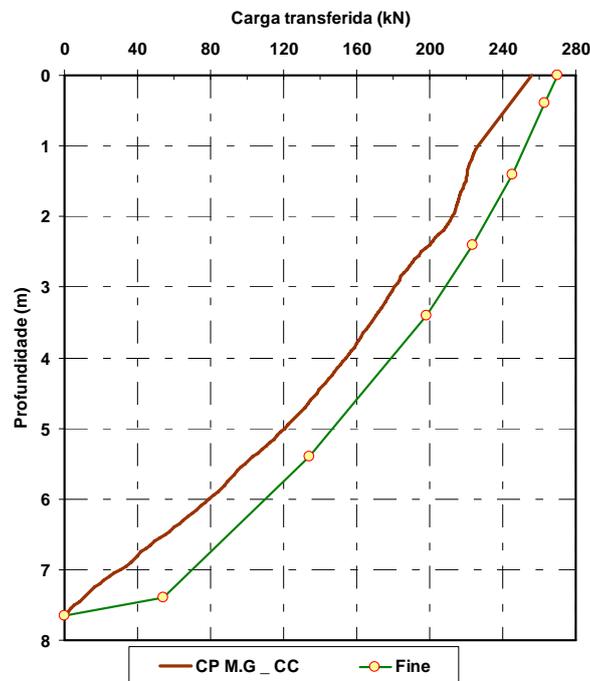


Figura 4.33 Distribuição de carga transferida ao solo – CEUnB (CPT *versus* Geo4)

No Capítulo 2 viu-se que a interpretação dos ensaios de prova de carga que são feitas tendo em vista apenas as cargas aplicadas durante o ensaio, ou seja, ignorando a existência de forças residuais instaladas na estaca antes do carregamento, acarretam erro na sua interpretação e que, segundo Fellenius (2002), toda fundação está sujeita a tais forças. Assim, as tensões residuais passam a ter importância fundamental da distribuição de carga (real) ao longo do fuste.

A seguir, usa-se o software Unipile (Item 2.3.3.3) na avaliação da carga residual e na distribuição da carga em profundidade. Os resultados serão comparados aos obtidos via metodologia sugerida, e a seguir serão mostrados exemplos de resultados de estacas instrumentadas em que o fato de não se considerar a tensões residuais gera erro na interpretação de dados. O primeiro exemplo é em uma estaca cravada, e os demais em estacas escavadas.

Fellenius *et al.* (2004), apresentam o resultado de uma prova de carga em estaca cravada de 0,406 m de diâmetro e 45 m de comprimento, instalada em um perfil que apresenta uma camada arenosa de 10 m de espessura assente sob uma camada de argila mole. A Figura 4.34 mostra o resultado obtido pela instrumentação (medido), o valor real e a carga residual presente.

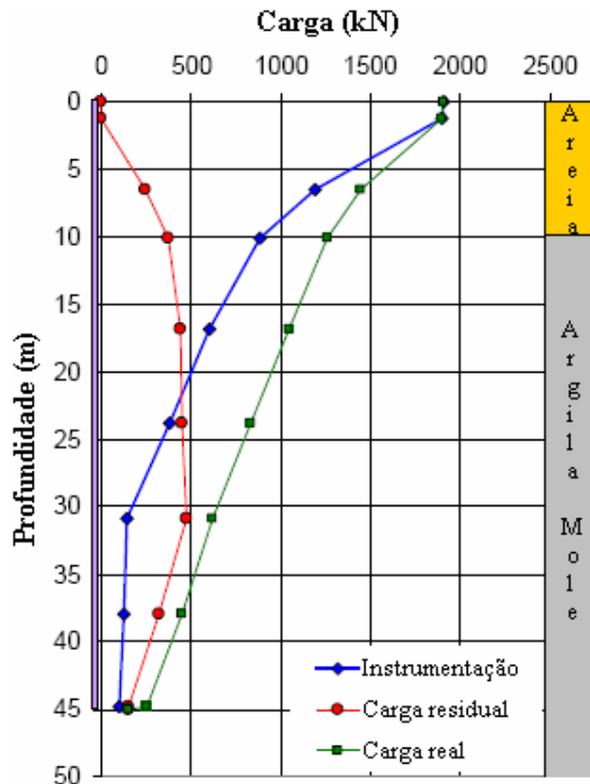


Figura 4.34 Distribuição de carga medida em estaca cravada (Fellenius *et al.*, 2004)

A prova de carga foi realizada 46 dias após a cravação da estaca e toda a poro pressão de água já havia sido dissipada. O resultado da instrumentação na Figura 4.34 mostra que não há resistência por atrito lateral entre as profundidades 31 m a 45 m. Isto poderia ser considerado, desconhecendo-se o efeito das tensões residuais, como um possível erro na instrumentação. Quando se analisa o problema, e se considera o efeito da tensão residual, vê-se um aumento da carga na base e uma adequação à teoria vigente de que a tensão lateral unitária é proporcional à tensão efetiva e, assim, a distribuição de resistência lateral em um solo “homogêneo” e uniforme teria a forma similar à curva de resistência última mostrada na Figura 2.10. Tem-se que $Q_{real} = Q_{residual} + Q_{instrumentação}$.

Para ilustrar a aplicação do procedimento de análise, dados de provas de carga estática em estacas escavadas de 0,9 m de diâmetro instaladas em solo argiloso e arenoso foram analisados. O resumo dos dados bem como informações adicionais destas provas de carga está em Briaud *et al.* (2000). As estacas são nomeadas por estaca 4 (solo arenoso) e estaca 7 (solo argiloso). A primeira com comprimento de 10,4 m e a segunda com 9,5 m. Na instalação da estaca 4 foi usada bentonita enquanto que a instalação da estaca 7 foi feita a seco. A seguir, na Figura 4.35, mostra-se o perfil estratigráfico do solo em que as estacas foram instaladas com resultados de CPT e SPT.

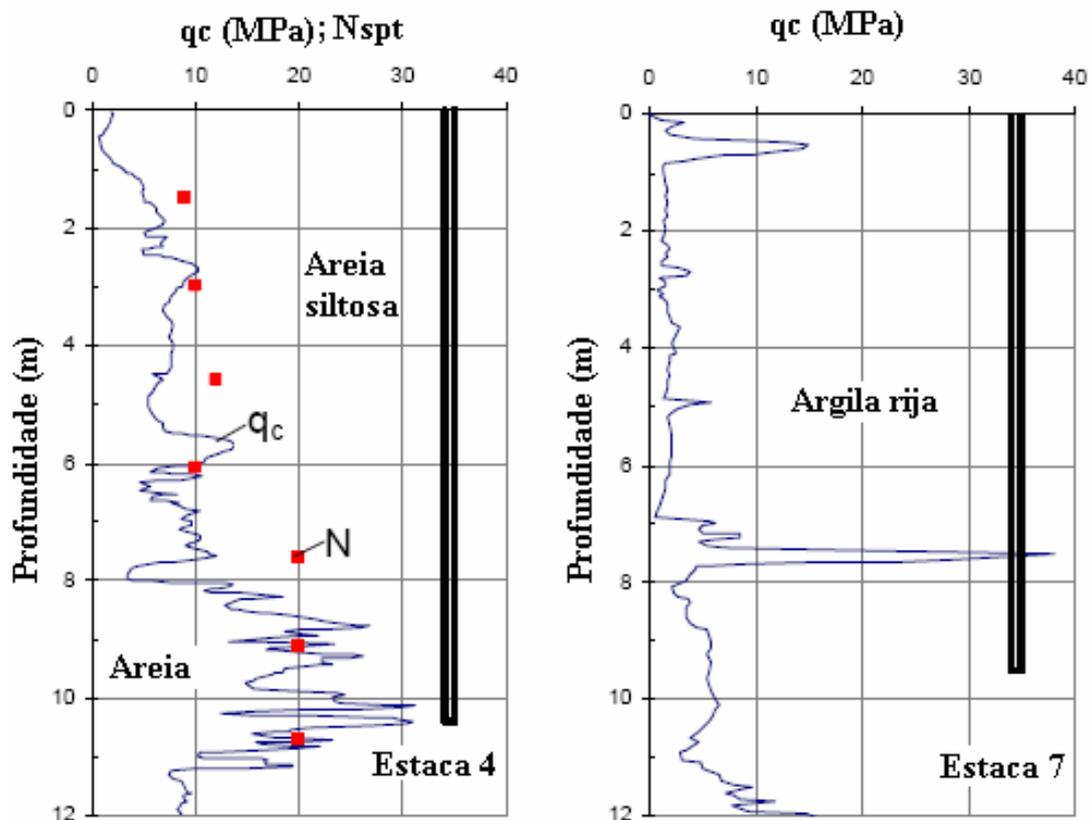


Figura 4.35 Perfil estratigráfico – estaca 4 e estaca 7 (Briaud *et al.*, 2000)

As estacas foram instrumentadas com *strain gages*. A estaca 4 tinham *gages* instalados em três níveis e a estaca 7 em dois níveis. A distribuição da carga medida nas estacas 4 e 7 é mostrada na Figura 4.36. Na Figura 4.37 tem-se os resultados das provas de carga das respectivas estacas.

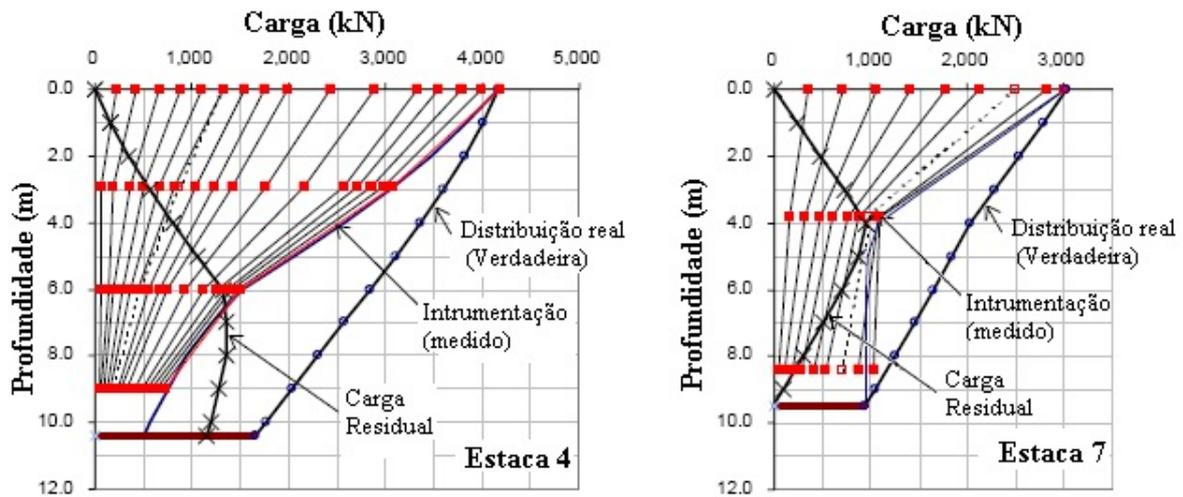


Figura 4.36 Provas de carga instrumentada nas estacas: 4 e 7 (Briaud *et al.*, 2000)

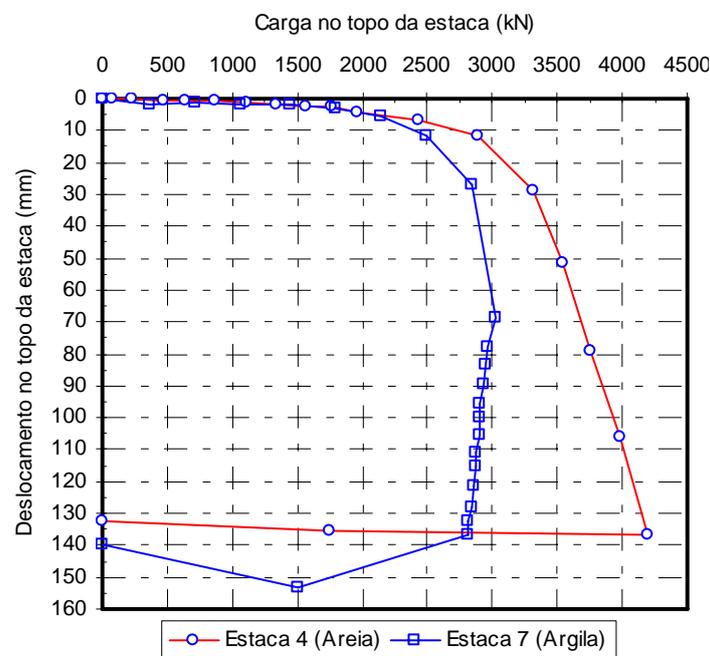


Figura 4.37 Resultado de provas de carga nas estacas: 4 e 7 (Briaud *et al.*, 2000)

Na Figura 4.36 tem-se, similarmente à Figura 4.34, que na estaca 7 os dois últimos níveis de *strain gages* estão com alguma falha, pois como indicado, não há nenhuma resistência lateral sendo registrada entre as profundidades 3,9 e 8,3 m. Contudo, ao se levar em conta a carga residual, uma distribuição de carga “verdadeira” é obtida. Os dados da estaca 4 (distribuição em forma de “S” e conforme estaca 7, ou seja, sem registro de atrito lateral) são típicos de estacas submetidas à carga residual.

Uma vez que as estacas foram instrumentadas, é possível separar as parcelas de resistência e, assim, obtê-las via retro-análise com os dados de CPT constantes da Figura 4.35. Utilizando o método proposto de capacidade de suporte visto no Item 4.2. Os valores dos coeficientes k_1 e k_p são iguais a 0,85 e 0,45, respectivamente, para a estaca 7. Os valores dos coeficientes k_1 e k_p para a estaca 4, feita com o uso de bentonita, foram iguais a 0,75 e 0,24, respectivamente.

Na Figura 4.38 (a, b) é apresentado o resultado da carga em profundidade (CPT) para as estacas 4 e 7, respectivamente, segundo metodologia explanada acima (Item 4.2). Na Figura 4.38(a, b) constam ainda as análises realizadas por Fellenius (2002), feitas com o programa *Unipile*, com as previsões da carga residual e, desta forma, a obtenção da carga em profundidade real (*Unipile*). Constam ainda os resultados obtidos com a instrumentação.

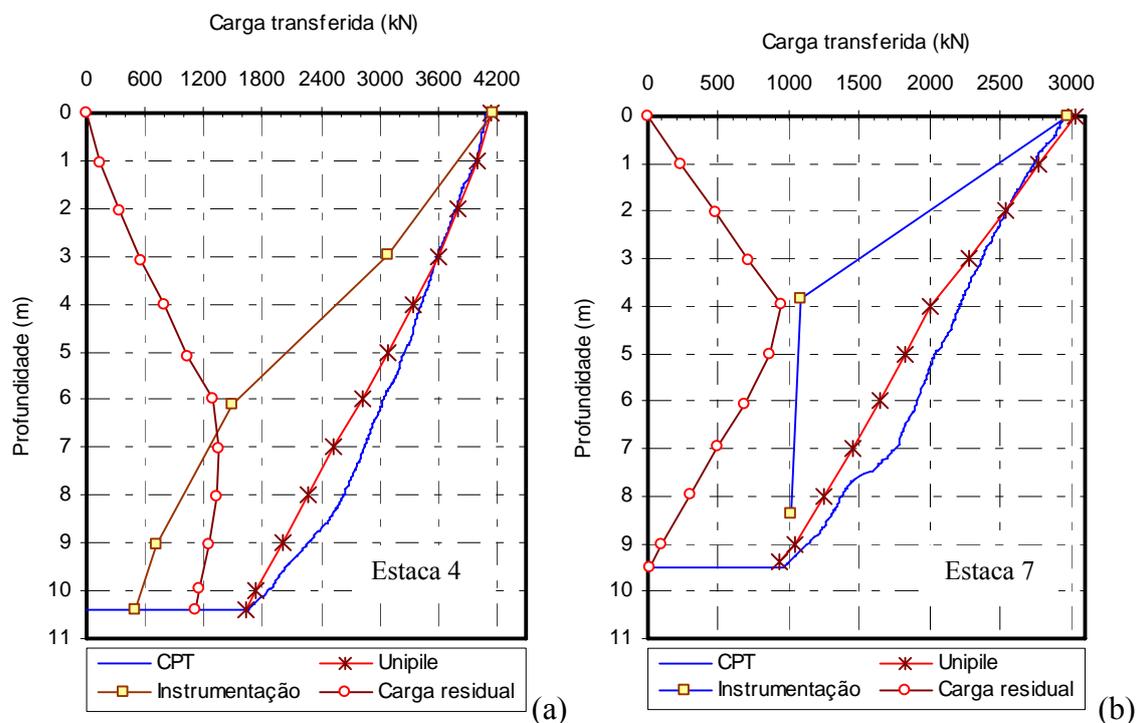


Figura 4.38 Metodologia proposta para carga em profundidade aplicada às estacas 4 e 7

Vê-se da Figura 4.38 que o resultado de carga transmitida ao solo obtido com o ensaio de CPT (linha contínua - CPT) ajusta-se bem com o os resultados obtidos pela metodologia usada por Fellenius (2002) (linha com asteriscos – *Unipile*). A entrada de dados do programa *Unipile*, bem como detalhes da sua utilização e interpretação serão avaliados em resultados de estacas escavadas a seguir. Os valores de k_1 e k_p constam das Tabelas 4.9 (EE) e 4.11 (EHC).

O primeiro caso a ser analisado é a estaca escavada instrumentada ensaiada na EESC e mostrada em análises anteriores (Figs. 4.10, 4.15 e 4.16). Os resultados foram obtidos com os dados constantes da Tabela 4.12, abaixo.

Tabela 4.12 Análise de estaca escavada usando o software *Unipile* na EESC.

Parâmetro	Profundidade (m)			
	0 a 2	2 a 5	5 a 8	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1590	1631	1773	-
c (kPa)	3	8	8	-
β	0,6	0,65	0,7	-
N_t	-	-	-	4,3

ρ_t = massa específica; c = coesão; coeficientes β e N_t

Na Tabela 4.12 têm-se a entrada de dados constando as análises das parcelas de resistência. Na Figura 4.39a têm-se as parcelas de resistência (Q_I e Q_t-Q_I) e na Figura 4.39b a têm-se as parcelas de resistência (Q_I e Q_t-Q_I) e carga residual (Q_{resid}).

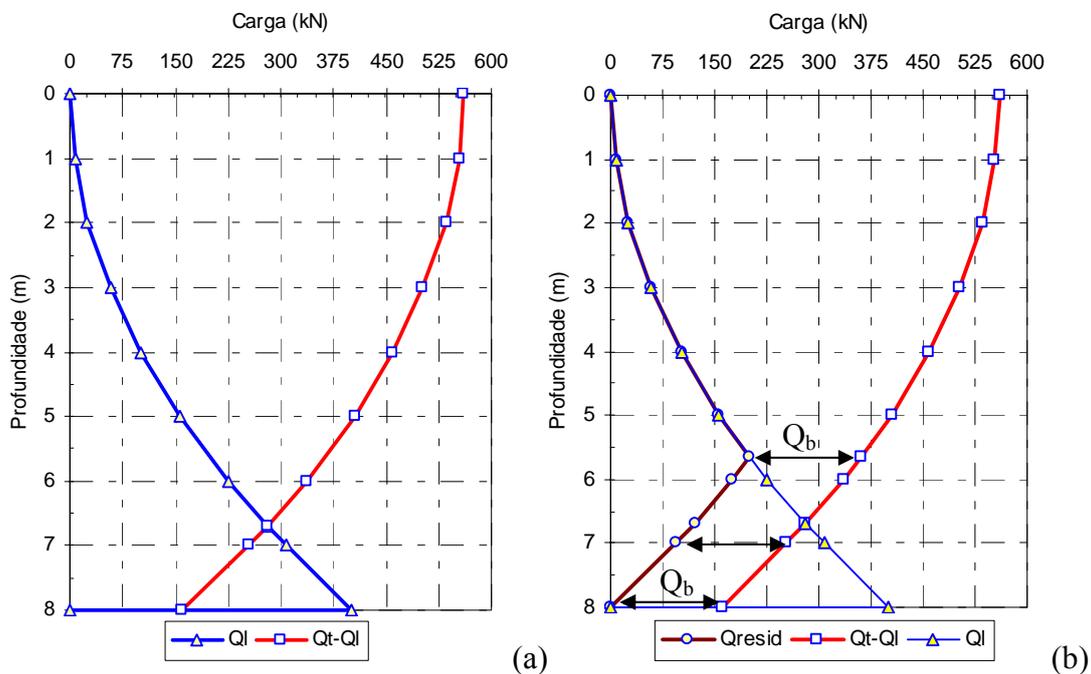


Figura 4.39 Resultados da metodologia modificada aplicados à CPT na EESC

Os valores da massa específica foram obtidos via Tabela 3.9a enquanto que a coesão segue a formulação sugerida por Owuama (2002) dada na Equação 3.1.(Figura 3.58). Os valores de β e N_t foram retro-analisados.

Vê-se da Figura 4.39a que, para carga última (560 kN), os perfis da carga lateral (Q_l) e de resistência (Q_t-Q_l) se cruzam na cota 6,69 m enquanto que na Figura 4.39b, a “verdadeira” curva é gerada mas agora com a tensão presente ao longo da fundação e com plano neutro na cota 5,66 m. Acima deste plano as tensões são negativas (resistência negativa - tensões residuais) e abaixo, positivas (resistência positiva). No plano neutro a carga vale 201 kN. Na Figura 4.40 têm-se as respostas obtidas com a metodologia sugerida (via CPT no Item 4.2), o resultado da instrumentação e o resultado via *Unipile*.

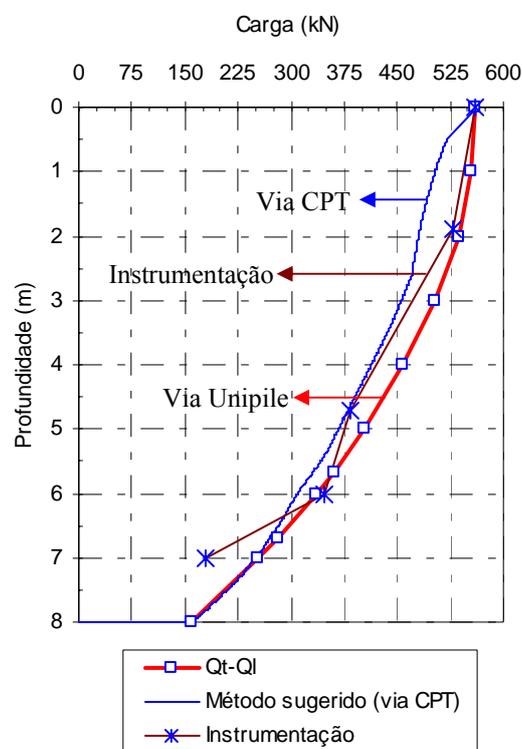


Figura 4.40 Distribuição da carga em profundidade na EESC

Da Fig. 4.40 tem-se uma concordância razoável entre o resultado obtido na instrumentação e aqueles obtidos com a metodologia e com o método via *Unipile*. A instrumentação foi medida somente até a profundidade 7 m, enquanto que a metodologia mostra resultados até a cota 8 m, por isso nota-se a diferença da resposta (até 7 m) obtida em profundidade na Fig. 4.40.

O segundo caso analisado é o de fundações escavadas (estaca e uma hélice contínua) ensaiadas na UNICAMP. Nas Tabelas 4.13 e 4.14 têm-se os dados referentes às análises com as estacas (escavada e hélice contínua) com o uso do programa *Unipile*. Nas Figuras 4.40 e 4.41 estão os resultados obtidos com as análises via CPT (método via Item 4.2), *Unipile* e instrumentação.

Tabela 4.13 Análise de estaca escavada usando *Unipile* na UNICAMP - EE.

Parâmetro	Profundidade (m)			
	0 a 6	6 a 8	8 a 12	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1355	1560	1539	-
c (kPa)	6	7	9	-
β	0,4	0,4	0,35	-
N_t	-	-	-	1

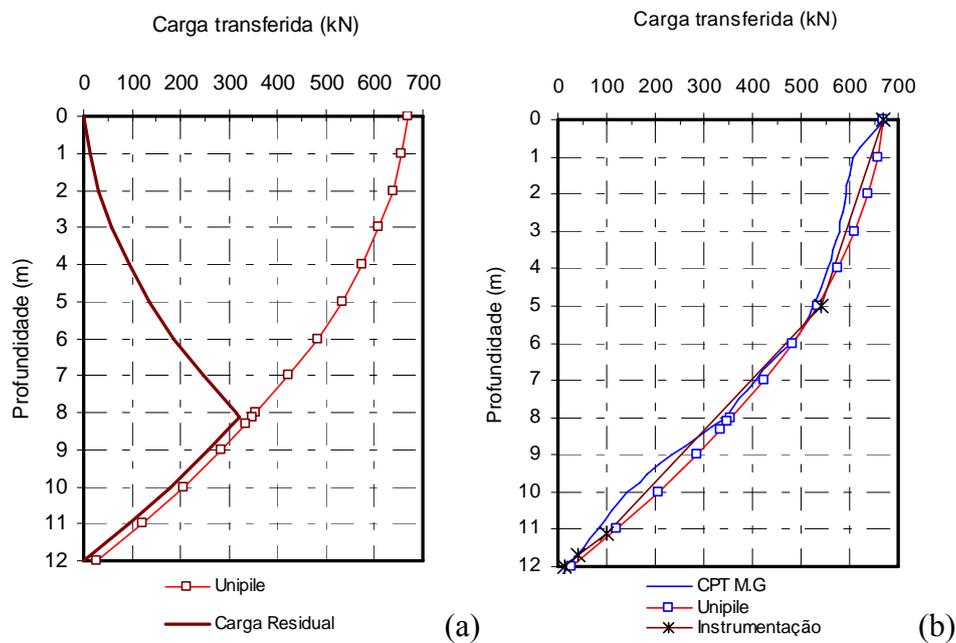


Figura 4.41 Distribuição da carga em profundidade na UNICAMP - EE

Tabela 4.14 Análise de estaca escavada usando *Unipile* na UNICAMP EHC.

Parâmetro	Profundidade (m)			
	0 a 6	6 a 8	8 a 12	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1355	1560	1539	-
c (kPa)	6	7	9	-
β	0,85	0,95	0,7	-
N_t	-	-	-	4,7

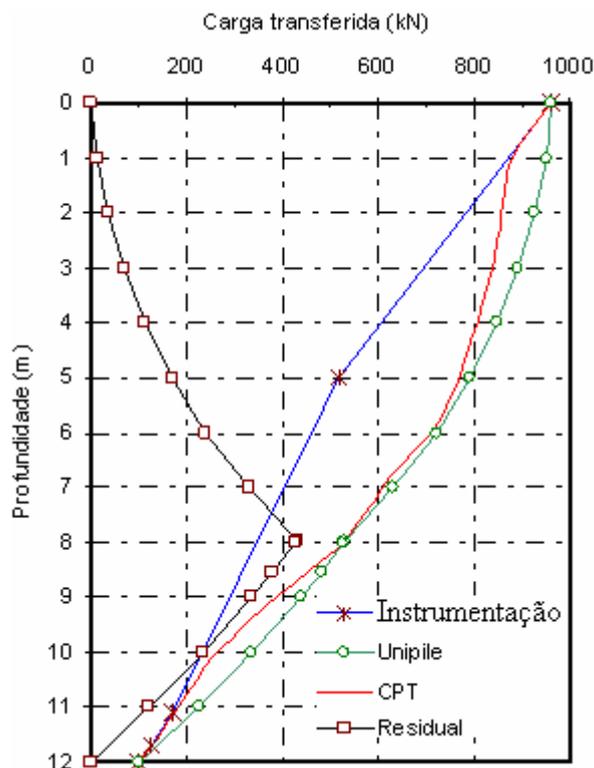


Figura 4.42 Distribuição da carga em profundidade na UNICAMP - EHC

Os resultados obtidos nas Figuras 4.41(a, b) mostram a distribuição de carga ao longo do fuste com as parcelas negativa (acima do plano neutro) e positiva (abaixo do plano neutro). A profundidade do plano neutro é 8,1 m e o valor da carga neste plano é 310 kN. Além das cargas, tem-se a distribuição de carga em profundidade baseada nos resultados da instrumentação, de acordo com a metodologia sugerida (via CPT) e também via *Unipile*. Na Figura 4.41b vê-se a boa concordância dos resultados obtidos nas metodologias (via CPT) e via softwares com àquela obtida na instrumentação. Os resultados via instrumentação mostram-se coerentes com a premissa de que o atrito unitário é proporcional à tensão efetiva. Diferentemente, os resultados registrados via instrumentação para a EHC na Figura 4.42 mostram, para a carga última, um resultado que discorda da premissa apresentada anteriormente. Este comportamento é típico de que existem tensões residuais presentes, antes do início da prova de carga, e estas são consideráveis. Os resultados obtidos via CPT e *Unipile*, no entanto, mostram-se coerentes com a premissa de proporcionalidade entre a tensão efetiva e o atrito lateral unitário. No plano neutro, situado a 8 m de profundidade, a carga vale 415 kN. Da mesma forma que anteriormente, os valores de β e N_t foram obtidos a partir de retro-análises via instrumentação.

O terceiro caso analisado é o da estaca hélice contínua ensaiada na 212N por Soares (2004). Na Tabela 4.15 têm-se os resultados obtidos para a estaca EHC na 212N enquanto que na Figura 4.43(a, b) têm-se os resultados obtidos com as metodologias além da instrumentação.

Tabela 4.15 Análise de estaca escavada usando *Unipile* na 212N - EHC.

Parâmetro	Profundidade (m)				
	0 a 4	4 a 9	9 a 14	14 a 18	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1529	1681	1732	1784	
c (kPa)	5	8	5	8	
β	0,4	0,35	0,4	0,35	
N_t	-	-	-	-	4

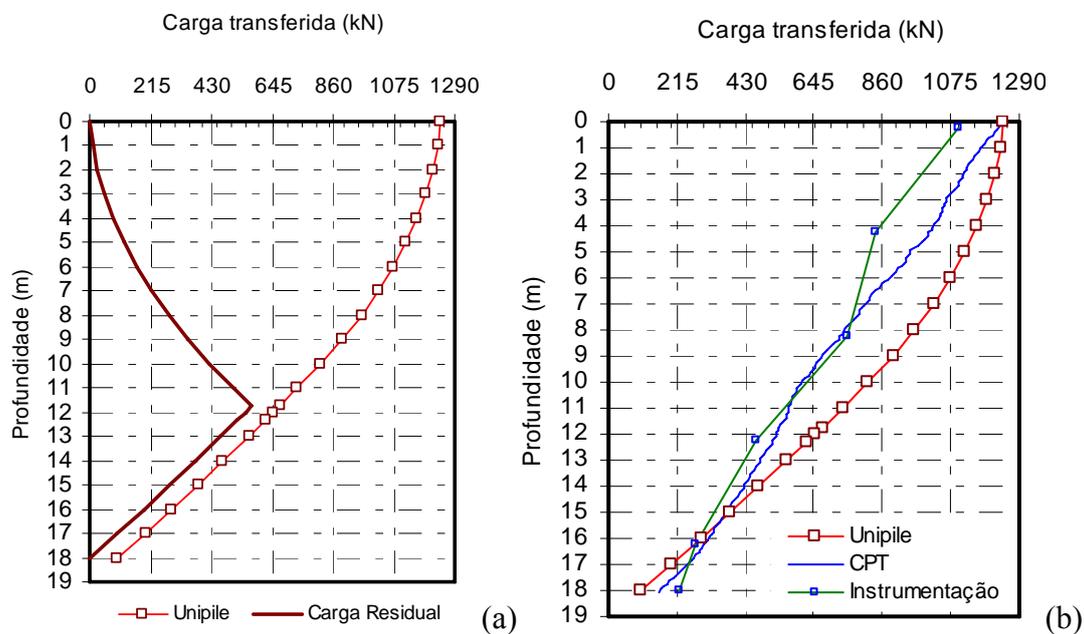


Figura 4.43 Distribuição da carga em profundidade na 212N - EHC

Os resultados obtidos registram que o plano neutro encontra-se a 11,7 m e valor de Q_{residual} igual a 570 kN. A distribuição via CPT mostra-se próxima à obtida com a instrumentação, sobretudo a partir da cota 8 m, mas com diferenças numéricas ao longo de todo o fuste quando comparado com o resultado via *Unipile*. Da mesma forma que na EHC (UNICAMP) as tensões residuais presentes antes do início da prova de carga são relevantes e deveriam ser consideradas. Com relação aos resultados via CPT, o perfil apresenta nível d'água desde a cota 9 m, e, assim, somente o comportamento a curto prazo é refletido. Com o tempo, após dissipação das poro pressões geradas no processo, é razoável haver aumento de resistência.

Os casos analisados até agora foram de fundações em verdadeira grandeza e, desta forma, retratam os fenômenos envolvidos mais apropriadamente. Contudo, um caso de uma estaca piloto instrumentada (EPI), será avaliado a seguir.

Souza & Massad (2002) descrevem a realização de provas de carga em uma estaca piloto instrumentada (EPI) no campo experimental da USP SP (ABEF). A EPI era composta por segmentos de um tubo de aço, com 0,0889 m de diâmetro, intercalados por células de carga de 40 mm (fuste) e 100 mm (ponta), e de segmentos com 800 mm de comprimento possibilitando montagens de acordo com as necessidades do estudo, podendo-se variar quer a quantidade de células de carga, quer o seu comprimento. A EPI tinha ponta cônica com ângulo de 60° e com comprimento total de inserção no perfil de 6,98 m. Por possuírem diâmetro menor em relação às estacas em escala real, pode ser usado um sistema de reação mais simples e econômico. Foi utilizado um sistema de aquisição de dados para monitorar as cargas, efetivas e residuais, atuantes na ponta e ao longo do fuste da EPI, em três etapas distintas, a saber: a) durante a instalação; b) após a equalização ou a estabilização das cargas; e c) nas provas de carga.

A instalação da EPI no solo foi feita por macaqueamento estático, com uma velocidade média de penetração de 25 mm/min, buscando uma padronização nos procedimentos de ensaio. Esta velocidade média de penetração equivale a 0,42 mm/s. Comparativamente ao ensaio de cone penetrometria em que uma velocidade de 20 mm/s é submetida ao equipamento, a EPI é substancialmente mais lenta e desta forma, num primeiro momento, os valores de resistência de ponta e atrito lateral medidos na EPI devem diferir daqueles obtidos pelo CPT. O resultado da prova de carga é mostrado na Figura 4.44, e a mesma foi do tipo rápida.

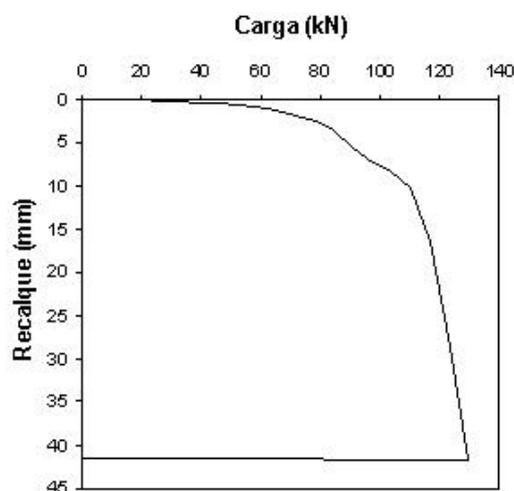


Figura 4.44 Resultado de prova de carga na EPI na USP-SP (ABEF 1989)

A EPI registrou carga máxima de 129,1 kN, sendo 95,5 kN para o atrito e 33,6 kN para a base com um deslocamento de 42 mm. A EPI é designada como “EPI 3” no trabalho de origem, ou seja, Souza & Massad (2002).

A metodologia sugerida neste trabalho para a determinação da capacidade de suporte via ensaio de CPT (conforme item 4.2) foi usada na avaliação da EPI. A partir dos resultados de ensaios de CPT [Figuras 4.29(a, b)], usou-se a metodologia sugerida com os valores dos coeficientes empíricos k_l e k_p iguais a 0,73 e 1,79 respectivamente. Os valores dos coeficientes foram objetos de retro-análises, da mesma forma que apresentado no Item 4.2.

Na Figura 4.45(a, b) tem-se os resultados obtidos para as parcelas de resistência unitárias, ou seja, fuste e base da EPI.

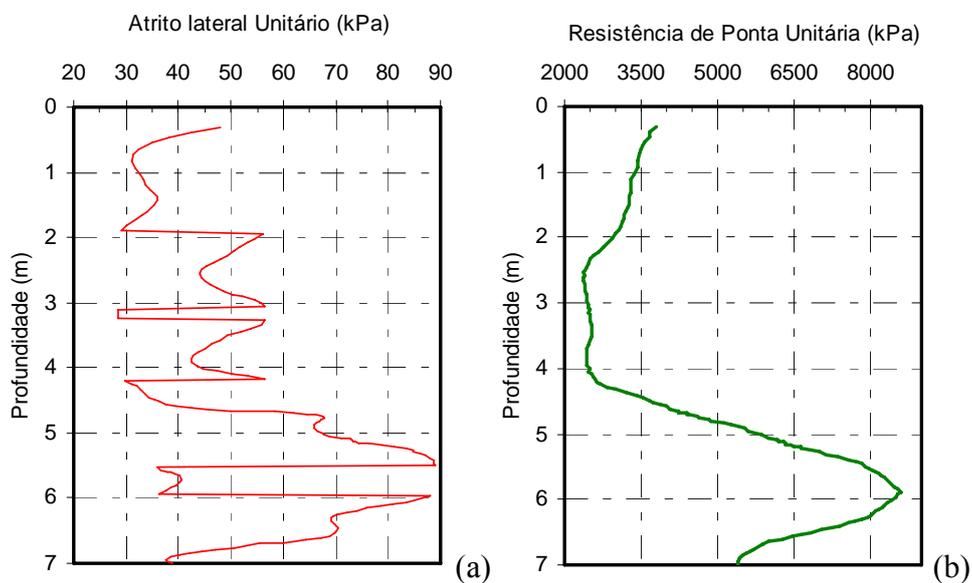


Figura 4.45 Resultado de metodologia sugerida para determinação da capacidade de suporte via CPT para a EPI – USP SP (ABEF)

Dos resultados obtidos na metodologia é digno de nota o valor do coeficiente k_p , onde o mesmo mostrou-se superior ao valor que seria registrado para uma estaca cravada. O valor de 1,79 enseja que a resistência na base seja 79 % superior quando comparado à componente de base de uma estaca cravada. Como mencionado anteriormente, os valores dos coeficientes empíricos k_l e k_p serão iguais a 1 para estacas cravadas.

Uma vez que a EPI registra os valores da carga residual, fez-se para esta uma análise com o programa *Unipile* da mesma forma que anteriormente. Os dados para análise com este programa constam da Tabela 4.16. Na Figura 4.46 têm-se a distribuição de carga ao longo da profundidade obtida com a EPI 3 via instrumentação.

Tabela 4.16 Análise de estaca piloto EPI 3 usando *Unipile* na USP -SP

Parâmetro	Profundidade (m)		
	0 a 4	4 a 7	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1885	1855	
c (kPa)	5	5	
β	0,65	0,7	
N_t			42

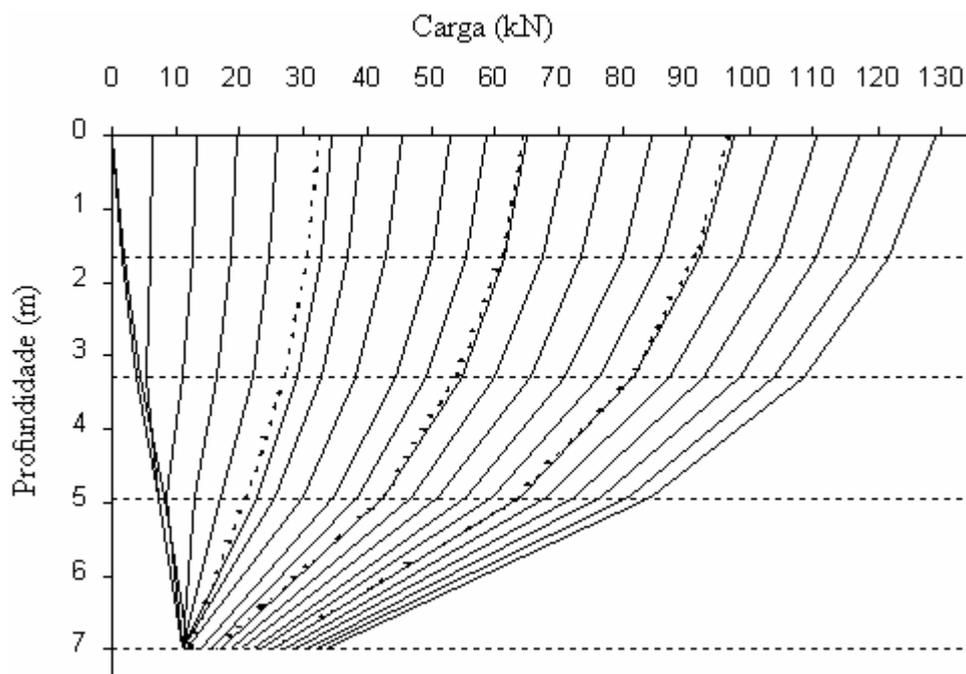


Figura 4.46 Distribuição de carga em profundidade para a EPI – USP SP (ABEF)

Na Figura 4.47 têm-se os resultados obtidos com as metodologias, descritas comparativamente ao obtido via instrumentação na EPI. A distribuição da carga residual (negativa) e a parte positiva do atrito é mostrada com plano neutro situado na cota de 4,88 m e igual a 48 kN.

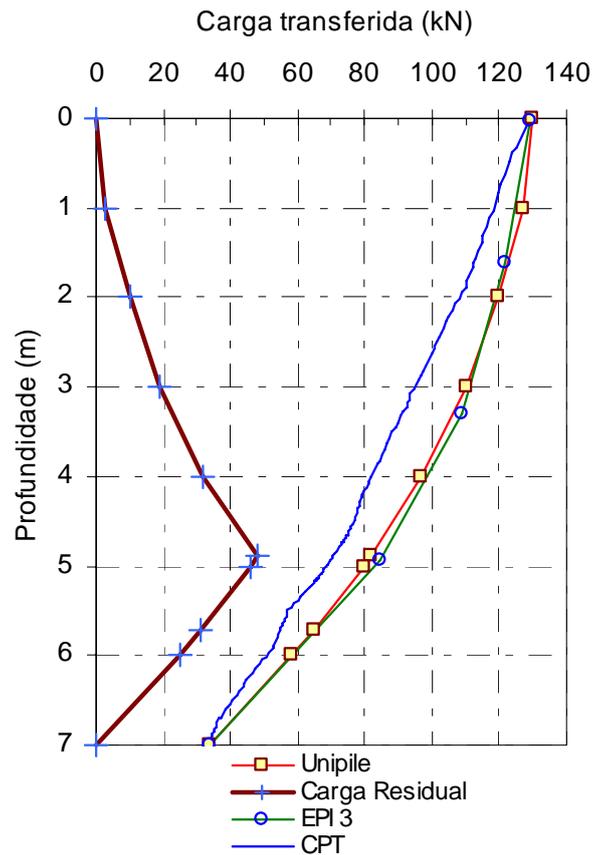


Figura 4.47 Distribuição de carga em profundidade usando software *Unipile*, método via CPT comparados aos obtidos na instrumentação para EPI 3 (USP-SP)

Nos resultados têm-se uma excelente concordância entre o obtido via *Unipile*, em que a tensão residual é considerada, com a obtida com a EPI. Nos resultados da Figura 4.46 vê-se que a forma da distribuição da carga em profundidade está de acordo com a Figura 2.11 e desta forma qualifica a hipótese de Fellenius (2002) quando afirma que a não consideração da carga residual leva a resultados errôneos de instrumentação uma vez que toda estaca está sujeita a cargas residuais. A distribuição ajusta-se bem ao conceito para todos os estágios de carregamento da EPI. Novamente, o resultado obtido via CPT pode não estar caracterizando análises a longo prazo, ou seja, com o tempo, é provável que o resultado previsto com o CPT possa igualar-se aos demais. De fundamental importância para qualquer análise de uma fundação em relação à capacidade de suporte é a forma de instalação da fundação. Este aspecto, somado a outros tantos já mencionados anteriormente, serão marcantes na determinação da capacidade de suporte de uma fundação, quer esta seja escavada ou não.

A estaca a ser analisada a seguir é aquela ensaiada por Mota (2003) e avaliada preliminarmente no início do Item 4.2.3, além de constar da Fig. 3.4 (E1). Os dados para análise com o programa *Unipile* constam da Tabela 4.17, abaixo.

Tabela 4.17 Análise de estaca escavada usando *Unipile* no CEUnB (Mota, 2003)

Parâmetro	Profundidade (m)			
	0 a 3	3 a 6	6 a 8	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1417	1488	1702	-
c (kPa)	6	10	8	-
β	0,5	0,4	0,55	-
N_t				0

Nas Figuras 4.48(a, b) têm-se os resultados obtidos nas análises via *Unipile*, CPT, e, comparativamente aos obtidos via instrumentação. Os valores de k_l e k_p foram 0,825 e 0,36, respectivamente.

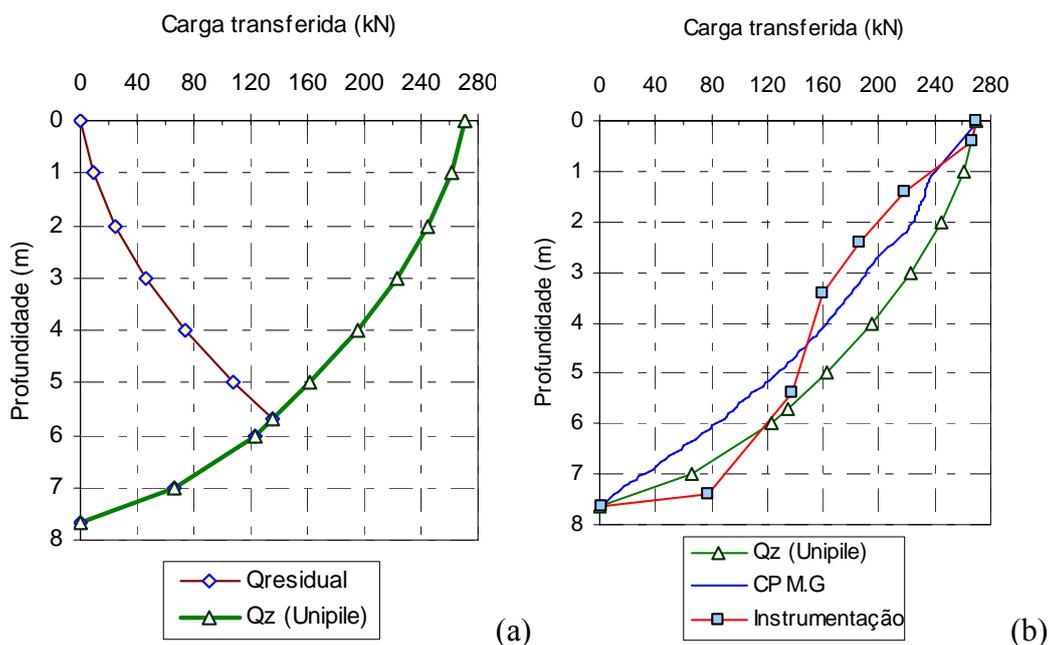


Figura 4.48 Distribuição de carga em profundidade usando *Unipile*, método via CPT comparados aos obtidos na instrumentação para estaca escavada no CEUnB

Ainda, na Figura 4.49, tem-se os resultados obtidos nas análises via *Unipile*, Geo4, e, comparativamente aos obtidos via instrumentação.

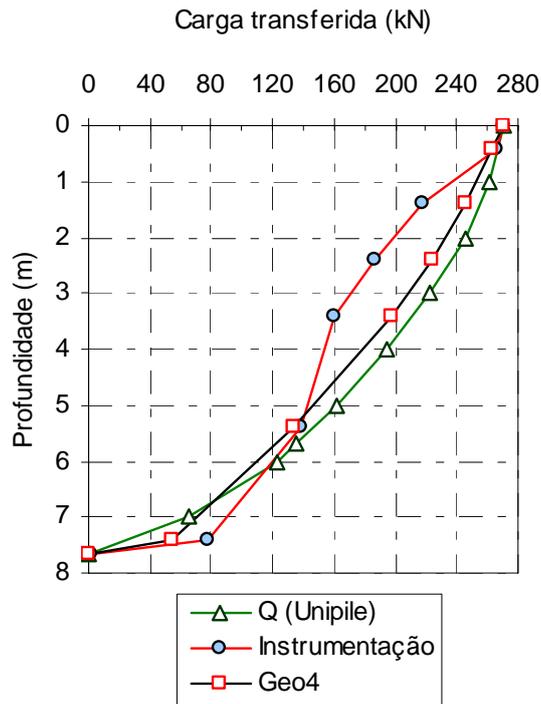


Figura 4.49 Distribuição de carga em profundidade usando *Unipile*, Geo4 comparados aos obtidos na instrumentação para estaca escavada no CEUnB

Os resultados obtidos via *Unipile* sugerem um profundidade igual a 5,71 m para a localização do plano neutro e valor igual a 135 kN (Figura 4.48a). O resultado de carga em profundidade (via CPT) mostra alguma diferença entre os valores obtidos tanto pelo *Unipile* quanto Geo4 e, muito díspares dos obtidos via instrumentação.

E por fim, poder-se-ia avaliar a estaca escavada ensaiada por Perez (1997), esta não instrumentada, e diferindo da estaca instrumentada e ensaiada por Mota (2003) pelo acréscimo da parcela da resistência da base (=50 kN) e o seu comprimento, aumentado para 8 m. Os dados estão na Tabela 4.18 (E1→Fig. 3.4). Na Figura 4.50 (a, b) têm-se os resultados.

Tabela 4.18 Análise de estaca escavada usando *Unipile* no CEUnB (Perez, 1997)

Parâmetro	Profundidade (m)			
	0 a 3	3 a 6	6 a 8	Base
$\rho_t(\text{kg/m}^3)$	1417	1488	1702	-
c (kPa)	6	10	8	-
β	0,5	0,4	0,55	-
N_t				6

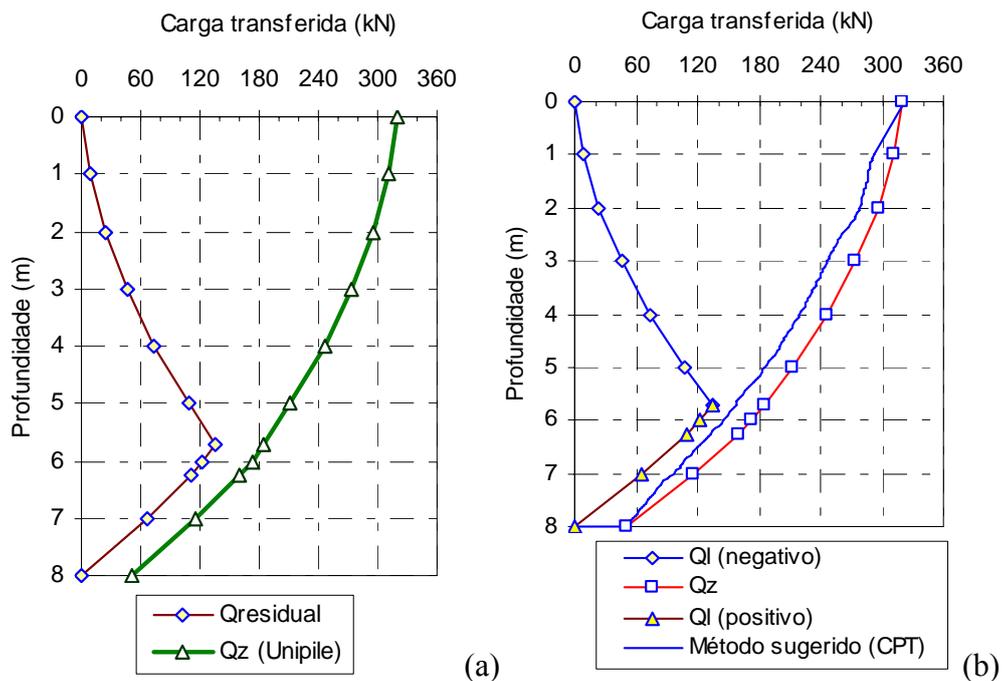


Figura 4.50 Distribuição de carga em profundidade usando o software *Unipile*, CPT para estaca escavada no CEUnB

Admitindo a validade das análises, apesar da não instrumentação da estaca, tem-se o plano neutro desenvolvido a 5,7 m de profundidade e com um valor de 135 kN. O resultado inclui, agora, o valor da resistência na base igual a 50 kN. Desta forma, a distribuição de carga ao longo da fundação é alcançada. Os resultados obtidos com a metodologia sugerida via CPT, variam de algum grau daquela obtida via *Unipile*, mas mantendo a proporcionalidade entre a tensão efetiva e o atrito lateral unitário.

Da mesma forma que a estaca ensaiada por Perez (1997), constam ainda as estacas escavadas no Centro de Convenções e a estaca hélice contínua ensaiada no CEUnB que poderiam ser avaliadas pelos métodos sugeridos para a determinação da carga em profundidade. Estas análises não foram feitas pois os aspectos principais do problema já foram explanados e discutidos.

Neste item, a distribuição da carga em profundidade foi analisada em termos de resultados para a carga última. O programa *Unipile* (Goudreault & Fellenius, 1990) foi usado por permitir analisar o efeito da tensão residual na distribuição de carga em profundidade. Além dessa análise, avaliou-se uma metodologia usando os resultados obtidos via CPT, conforme

visto no Item 4.2, em que a resposta obtida é sugerida para representar a distribuição de carga em profundidade para a carga última. Os trabalhos de Fellenius (1998, 2002, 2004) tratam da importante constatação de que toda fundação está sujeita à tensão residual uma vez que poucos milímetros de deslocamentos podem acarretar a mobilização da tensão residual e desta forma, desconsiderando-a, os resultados obtidos na distribuição de carga em profundidade estarão incorretos. A carga “real” é igual à $Q_{real}=Q_{residual}+Q_{instrumentação}$. O fato de desconsiderar o efeito das tensões residuais é o aparecimento da chamada “profundidade crítica”. Os resultados obtidos mostram que os valores do coeficiente β (Tabela 2.2), para os locais analisados foram da ordem de 0,35 a 0,7.

Em relação ao tipo de estaca, se escavada ou hélice contínua, pouca diferença foi obtida em relação aos valores do coeficiente β , e a exceção é quando do uso de pressão nas estacas hélice contínua, em que os valores de β praticamente dobram em termos numéricos (mas sempre menores que 0,95). O valor de N_t é fortemente afetado pelo deslocamento a que a base da fundação alcançou, desta forma é de esperar maior amplitude (*range*) nos valores deste coeficiente. Para os casos analisados, valores desde 1 até 6 para o coeficiente N_t foram observados. Um valor de N_t igual a 4,2 poderia ser considerado mais representativo para um deslocamento de 10% do diâmetro da base, para os casos analisados. As maiores influências em termos comparativos (método via CPT e *Unipile*) aos obtidos via instrumentação foram observados nas EHC. Isto sugere que maiores influências das tensões residuais estão presentes neste tipo de fundação, mas não exclui a influência que estacas escavadas venham a possuir.

Os resultados obtidos via CPT mostraram-se mais como indicativos da distribuição da carga em profundidade do que propriamente como a distribuição real, para a carga última, da fundação. A metodologia, no entanto, serve como guia para previsão da carga em profundidade.

No exemplo da estaca piloto instrumentada (EPI 3), mostrou-se a adequação da metodologia em que a influência da tensão residual é componente indispensável na avaliação da distribuição de carga em profundidade. Imaginar que a fundação está livre de qualquer tipo de tensão antes do início da prova de carga passa a ser crítico nos resultados de instrumentações. Viu-se que um deslocamento de poucos milímetros ($\cong 2$ mm) é capaz de se mobilizar totalmente a tensão residual e, desta forma, segundo Fellenius (1998, 2002, 2004), é razoável admitir que toda fundação esteja sob influência da tensão residual.

4.4 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE LATERAL DE ESTACAS ESCAVADAS USANDO RESULTADOS DE SPT

Os resultados de ensaios do tipo SPT são, inegavelmente, os mais utilizados em projetos de fundações no Brasil. Os métodos de Aoki & Velloso; Décourt & Quaresma são usados em larga escala, mas, tipicamente para fundações escavadas, têm baixa representatividade da determinação das parcelas de resistência. Desta forma, mostrar-se-á aqui análises de resultados de capacidade de suporte lateral de fundações escavadas a partir de dados do índice de resistência à penetração, N_{SPT} . Os locais envolvidos nas análises serão os campos experimentais: UnB, EESC, USP-SP (ABEF), Unicamp; o centro de convenções, 212N e Piedmont.

A sugestão de nova metodologia para a determinação da capacidade de suporte lateral de fundações escavadas (estacas e tubulões) é dada a partir de uma metodologia empírica em que o atrito lateral unitário é dado sob a forma da Equação 4.5.

$$Q_l = q_l \cdot A_l = (\alpha \cdot N_{spt}) \cdot A_l \quad (\text{kN}) \quad (4.5)$$

Onde: α é um coeficiente empírico, N_{SPT} ao longo da profundidade.

O valor do N_{SPT} é usado independentemente do tipo do solo e é avaliado a cada profundidade como um valor médio de todo o perfil ao longo do comprimento da fundação. Nesta proposta, os resultados de N_{SPT} a cada profundidade mostraram-se melhor representados quanto mais próximos às fundações estes estivessem.

Os resultados de N_{SPT} de uma determinada área (ou local) são agrupados em forma de valores médios (média aritmética ou geométrica) de todos os furos realizados. Para cada profundidade, tem-se um valor do índice de resistência à penetração que é convertido em atrito lateral unitário e desta forma avalia-se a resistência lateral da fundação.

A metodologia é sugerida para fundações escavadas instaladas em solos não saturados e condições de instalação a seco, ou seja, sem o uso de lama de estabilização (bentonita, por exemplo), nem qualquer tipo de pressão de injeção.

Na Figura 4.51 estão representados os valores médios (média aritmética) do índice de resistência à penetração dos locais analisados. Com relação à EESC, os valores de N_{SPT} foram obtidos no trabalho de Sousa & Massad (2002).

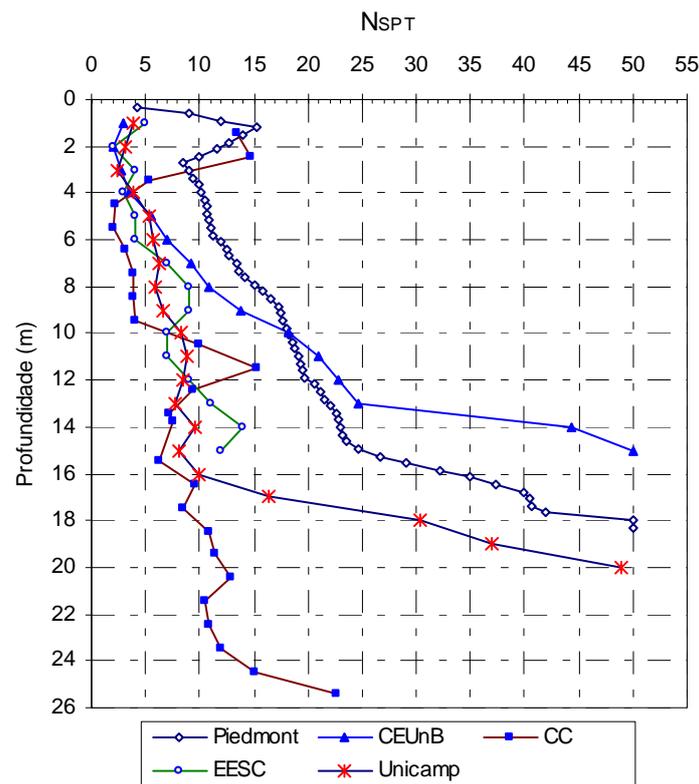


Figura 4.51 Valores médios de N_{SPT} para os locais pesquisados

Na Tabela 4.19 tem-se um resumo dos resultados obtidos com o uso desta metodologia que ora é sugerida para a avaliação da capacidade de suporte lateral. Os resultados da parcela lateral, para os locais analisados, foram objetos de análises e, somente na estaca (Perez, 1997) no CEUnB, não foram usados resultados de instrumentação. Para a estaca escavada ensaiada por Perez (1997), admite-se aqui 270 kN para a carga lateral, como anteriormente explanado.

No caso de tubulões a metodologia pode também ser aplicada desde que se respeitando o comprimento efetivo de atrito, conforme está representado na Figura 2.3.

Tabela 4.19 Resumo da metodologia empírica usando dados de SPT

Estaca	Local	Df.(m)	L (m)	L/D	QI (kN) calculado	QI (kN) medido	α
1	CEUnB (Perez, 1997)	0,30	8,0	26,7	270,3	270	6,81
2	UNICAMP (EE)	0,45	12,0	26,7	650,4	650	6,74
3	CC	0,70	14,3	20,4	1401,5	1400	5,92
4	EESC	0,35	10,0	28,6	386,5	387	6,51
5		0,40	10,0	25,0	439,7	440	6,48
6		0,50	10,0	20,0	477,6	478	5,63
7		0,60	8,0	13,3	408,3	409	5,70
8	PIEDMONT	0,762	16,8	22,0	2886,2	2892,5	4,15
		Mínimo					
		0,30	8,00	13,3		Mínimo	4,15
		Máximo		Média	5,99		
		0,762	16,80	28,6		Máximo	6,81
						Desvio Padrão	0,87
						Intervalo de Dados válidos	5,12
							6,87
						M.G.	6,2

Os resultados obtidos desta tabela sugerem, mesmo para um pequeno número de fundações com características aqui observadas, que o valor da constante “ α ” da Equação 4.5 pode ser considerado igual a 6,2. O resultado obtido é fruto da média geométrica entre os valores válidos, ou seja, os valores no intervalo entre a média ± 1 desvio padrão. Na Tabela 2.8, o trabalho de Shioi & Fukui (1982) sugere um valor da constante igual a 5 para estacas escavadas instaladas em solo argiloso, mas não há nenhuma observância, contudo, ao uso em solos não saturados. O uso desta metodologia em solo submerso, mas estável, deve se ter menor valor para o coeficiente “ α ”. Certamente menor do que 6,2. Usando igual procedimento da Tabela 4.19, e analisando os casos de EHC nos locais CEUnB, 212 N, UNICAMP e USP (SP) encontrou-se coeficiente “ α ”(para estacas EHC) igual a 7 ($4,7 \leq \alpha \leq 9,96$).

Formulações empíricas devem ser tipicamente tratadas com cautela quando do uso indiscriminado, sob quaisquer hipóteses. Nos casos analisados neste trabalho, é importante que se verifique as faixas de diâmetro analisados ($0,3 < D_f < 0,762$), comprimentos ($8 < L < 16,8$), se o solo é não saturado e assim se manterá ao longo da vida útil da obra.

No intuito de avaliar a metodologia sugerida, auxiliando-se da Tabela 4.19, analisam-se a seguir provas de cargas realizadas por Mota (2003), na obra da Asa Sul que ensaiou uma estaca escavada com comprimento igual a 9 m e diâmetro do fuste igual a 0,3 m. Os resultados da prova de carga e dos ensaios tipo SPT mais próximos à fundação constam das Figuras 3.67(c) e 3.69. No item 4.2.1 (Figura 4.21) e valendo-se da metodologia apresentada por Chin & Vail (1973) tem-se uma forma de obter as parcelas de atrito e total da capacidade de suporte. Avaliando a capacidade pelos métodos de Chin e pelo método proposto neste trabalho (Equação 4.4) têm-se os resultados obtidos na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 Resultados de carga de ruptura interpretada para a estaca escavada

Método	Fuste	Total	Observações
Q _{rup} (kN)			
Chin & Vail (1973)	359	555	
Método proposto (Eq. 4.4)	328	461	δ=15 mm → fuste δ=30 mm → total

No método proposto considerou-se o valor de 328 kN para a parcela lateral, o que é uma boa concordância com dados experimentais, uma vez que o método de Chin sugere carga maiores, tipicamente entre 80 e 90% do valor “real” segundo trabalhos de autores como Chin (1970) e também Shen & Niu (1991).

Considerando o valor médio para o coeficiente α (=6,2), da Tabela 4.19, a componente lateral da fundação foi avaliada e consta da Tabela 4.21 como o uso dos furos de SPT mais próximos à estaca.

Tabela 4.21 Resultados de capacidade de suporte lateral (metodologia sugerida)

SPT	Q _l (kN)	Observações
Metodologia sugerida (SP 01)	600	$\alpha = 6,2$ Q _{l médio} (kN) usando SP 01;02;03 Q _{l médio} = 388 kN
Metodologia sugerida (SP 02)	300	
Metodologia sugerida (SP 03)	265	
Metodologia sugerida (SP Média Geométrica)	319	

No trabalho de Mota (2003) o SP 01 encontra-se executado no bloco F, ou seja, próximo à fundação ensaiada. O uso desta metodologia enseja, preferencialmente, que os furos de SPT ou CPT estejam o mais próximos das fundações que serão submetidas a ensaios.

Os resultados da Tabela 4.21 mostram os valores da capacidade de suporte lateral obtidos com a metodologia sugerida usando a Equação 4.5 e o coeficiente $\alpha=6,2$. Os perfis de N_{SPT} da Figura 4.52a foram avaliados e o valor médio (média geométrica –M.G.) indica 319 kN para a parcela de atrito lateral, o que se ajusta bem ao valor sugerido na Tabela 4.20, ou seja, um valor de 328 kN. Já a média entre os valores obtidos pela prova de carga, o valor de 319 kN, corresponde usando interpolação linear, a um deslocamento de 8 mm. Já para o valor médio igual a 388 kN, ou seja, a parcela lateral média dos furos SP 01 e SP 02 e SP 03, o deslocamento associado na prova de carga é 15 mm. Este valor de deslocamento é realista para a mobilização do atrito lateral deste tipo de fundação.

Considerando o valor de 319 kN para a componente lateral, verifica-se que, para o deslocamento alcançado na prova de carga (53,14 mm $\approx 18\%D$), a base foi fortemente mobilizada com carga de 181 kN (500-319 kN) levando a uma resistência unitária de aproximadamente 2561 kPa. A carga total foi considerada igual a 500 kN. Da Figura 4.52(a) vê-se que o furo SP 01 apresentou, sobretudo na última medida, um valor de N_{SPT} muito maior que aqueles observados nos outros dois furos, desta forma, a capacidade de suporte de 600 kN impõe um valor de atrito unitário bastante elevado à fundação, ou seja, um valor de aproximadamente 71 kPa. Este valor é irreal considerado que a prova de carga alcançou um valor menor, ou seja, 500 kN para um deslocamento de 53,14 mm. Já o valor de 319 kN resulta num valor de atrito lateral unitário de 37,6 kPa, ou seja, da ordem de grandeza de outros resultados obtidos no DF. No CEUnB, alcançou-se 36 kPa para o atrito lateral unitário com a estaca de Perez (1997).

Neste item viu-se que, mesmo a partir de poucos resultados, a avaliação da capacidade de suporte lateral para fundações escavadas pode ser dada conforme a Equação 4.5 com valor do coeficiente empírico (ou semi-empírico) α igual a 6,2 (médio) para estacas escavadas, ou um valor de α igual a 7 para estacas do tipo hélice contínua. Maior ênfase foi dada ao primeiro tipo, quer seja, as estacas escavadas.

Há aspectos que devem ser respeitados na utilização da formulação sugerida, como por exemplo, se assegurar que o fuste da fundação não seja submetido a processos de umedecimento e desta forma desencadear redução da componente lateral, sobretudo em solos colapsíveis.

Longe de ser conclusivo, como qualquer método empírico, o método é sugerido para solos de mesma origem e forma de execução da fundação que os aqui analisados. A presença de água leva a uma diminuição do coeficiente α , e desta forma, somente a partir de resultados de provas de carga é que o mesmo pode ser avaliado. Certamente será menor do que 6,2 para estacas escavadas e 7 (em média) para as estacas hélice contínua. A faixa de variação do coeficiente α para as estacas hélice contínua é importante e apresenta-se entre 4,7 e 10,1. Para as estacas escavadas, o coeficiente apresenta variação entre 5,1 e 6,9. Os dados refletem poucas provas de carga analisadas e, desta forma, sugere-se que seja aumentado o banco de dados, mas respeitando fatores como a não saturação do solo, a pressão de injeção, o valor do deslocamento imposto à fundação, entre outros. Não é incomum, sobretudo em solo saturado, de baixa resistência, que haja um aumento do diâmetro da EHC. Esse efeito também é verificado em solos não saturados, sobretudo quando da instalação de estacas hélice contínua em depósitos colapsíveis, em que, pela sua formação, apresentam baixa resistência em ensaios tipo CPT e SPT, por exemplo.

Por fim, para as estacas hélice contínua, devem-se prever meios mais eficazes de diminuir a influência do operador em sua instalação. Aspectos como a qualidade do concreto (f_{ck} , *slump*, exudação), pressão de injeção, limpeza do sistema de injeção de concreto, tempo (demora ou lentidão) na instalação da estaca, e aferição dos equipamentos do sistema de monitoramento devem ser tratados de forma imparcial pelas empresas de execução no aprimoramento da qualidade deste tipo de fundação.

4.4.1 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA ISOLADAS E EM GRUPO USANDO ENSAIOS TIPO SPT

As estacas hélice contínua foram ensaiadas sob a forma isolada, e em grupos de duas e três estacas sob bloco rígido. Estas estacas possuem diâmetro médio de 0,3 m e comprimento igual a 8 m, e distância de centro a centro igual a 3 vezes o seu diâmetro além de nenhum contato com o solo abaixo do bloco rígido. Os resultados obtidos nas provas de cargas constam da Figura 3.27. Têm-se apresentado na Figura 4.52 (a, b) os grupos de estacas sob bloco rígido com duas e três estacas e ainda as aberturas laterais necessárias à escavação do solo em

contato com a base deste bloco. Aproximadamente 0,25 m foram deixados livres entre a base do bloco e o solo que recebe as estacas, de forma a deixar o solo livre de carregamento.

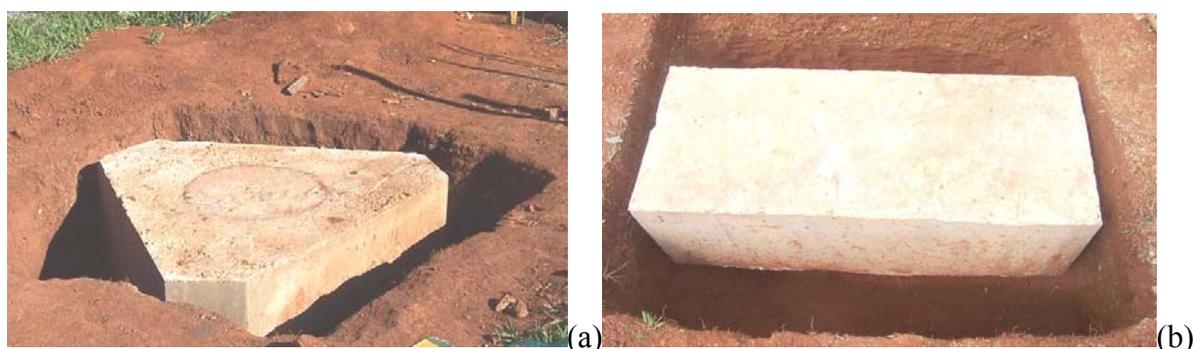


Figura 4.52 Blocos rígido sobre estacas hélice contínua no CEUnB

Os resultados obtidos com a estaca isolada são em geral distintos daqueles quando a estaca, sob igualdade de certas condições, está num grupo (Poulos & Davis, 1980). Esta diferença é verdadeira tanto em termos de capacidade de suporte quanto de recalque, independente do tipo de estaca.

Para analisar os resultados das estacas hélice, isolada e em grupos o perfil médio do ensaio tipo SPT no CEUnB será usado com as proposições de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Gotlieb *et al.* (2000), Antunes & Cabral (1996) e com o método sugerido nesta pesquisa para a capacidade de suporte de EHCs. (Eq. 4.5 com $\alpha=7$). Na Tabela 4.22 têm-se os resultados obtidos para as metodologias sugeridas anteriormente.

Tabela 4.22 Previsão de capacidade de suporte em EHC (isolada)

Método	Q_i (kN)	Q_b (kN)	Q_t (kN)	Observações
Aoki & Velloso	349	56	405	F1=3; F2=3,8; k. α usando argila; k usando argila siltosa; F1=3; F2=3,8
Décourt - Quaresma	213	24	236	Argila; estaca escavada; $\beta=1$; $\alpha=0,3$
Gotlieb <i>et al.</i>	272	43	315	-
Antunes & Cabral	272→476 (374)	76→114 (95)	348→590 (469)	Solo ao longo do fuste e base é argila
Método sugerido	288	68	356	$Q_b=68$ kN (média) (AV;DQ;G;AC) Com $\alpha = 7$ via Eq. 4.5

Na Tabela 4.22 vê-se que os resultados da parcela lateral variam desde 213 a 374 kN enquanto que as parcelas da base variam desde 24 a 95 kN. Tanto na primeira (Q_l) quanto na segunda (Q_b), os métodos são Décourt & Quaresma (1978) e Antunes & Cabral (1996), respectivamente. Para a metodologia de Antunes & Cabral (1996) foram gerados valores mínimos, máximos e médios. Pelo método sugerido (Eq.4.5) com o uso do coeficiente α igual a 7, tem-se 288 kN. Ainda no método sugerido, o valor de Q_b foi admitido igual à média entre os demais métodos. A prova de carga registrou, para a estaca isolada, uma carga máxima de 390 kN a um deslocamento de 10%D e esta foi admitida aqui como carga última. As parcelas de resistência foram admitidas iguais a 330 kN (fuste) e 60 kN (base). Para a avaliação dos grupos, usaram-se os resultados obtidos na Tabela 4.22 e multiplicou-se a carga última pelo número de estacas contidas no bloco. Os resultados obtidos estão na Tabela 4.23. A relação $Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}$ é avaliada para todas as metodologias sugeridas e sendo dispostos os resultados dos métodos Aoki & Velloso (1975) - AV; Décourt & Quaresma (1978) - DQ; Gotlieb *et al.*(1996) - G; Antunes & Cabral (1996) - AC; além do método sugerido (MS) na pesquisa.

Tabela 4.23 Previsão da capacidade de suporte em EHCs (isolada e em grupos)

Estaca Isolada	AV	DQ	G	AC	MS	Média (AV;DQ;G;AC;MS)
$Q_l =$	349	213	272	374	<u>288</u>	<u>299</u>
$Q_b =$	<u>56</u>	24	43	95	68	<u>57</u>
$Q_t =$	405	237	315	469	<u>356</u>	<u>356</u>
$Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}$	1,04	0,61	0,81	1,20	0,91	0,91
<hr/>						
Bloco 2 Estacas						
$Q_l =$	698	426	544	748	<u>576</u>	<u>598</u>
$Q_b =$	<u>112</u>	48	86	190	136	<u>114</u>
$Q_t =$	810	474	630	938	<u>712</u>	<u>713</u>
$Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}$	0,91	0,53	0,71	1,05	0,80	0,8
<hr/>						
Bloco 3 Estacas						
$Q_l =$	1047	639	816	1122	<u>864</u>	<u>898</u>
$Q_b =$	<u>168</u>	72	129	285	204	<u>172</u>
$Q_t =$	1215	711	945	1407	<u>1068</u>	<u>1069</u>
$Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}$	1,35	0,79	1,05	1,56	1,19	1,19

Q_l , Q_b e $Q_t \rightarrow$ kN.

Da forma como foram obtidos os resultados da Tabela 4.23, pode-se avaliar que para a estaca isolada, os métodos de AV e AC mostraram-se contra a segurança enquanto que os métodos de DQ, G mostraram-se a favor da segurança. O método que melhor avaliou a carga última, com as considerações usadas, foi o método sugerido nesta pesquisa ($Q_{\text{calculado}}/Q_{\text{medido}}=0,91$).

Na média, o método sugerido (MS) é a melhor avaliação da carga lateral e total, enquanto que o método de AV é melhor na avaliação da carga na base. Esta constatação vale para a estaca isolada e para os blocos. A avaliação do método de AV foi feita admitindo-se argila ao longo do fuste e argila siltosa para a base. Os valores de F1 e F2 foram 3 e 3,8, respectivamente. Esses valores foram sugeridos por Monteiro (1997). Lembra-se que o perfil do CEUnB é não saturado e, desta forma, o uso do método sugerido (para Q_l) e o método de AV (para Q_b) devem sofrer influência desta condição do solo. O uso desta sugestão, portanto, deve ser avaliada por resultados de prova de carga (preferencialmente, provas de carga do tipo lenta) para locais em que ocorra alguma saturação do solo.

Em geral, solos argilosos apresentam menor capacidade de suporte do que a soma das capacidades individuais, ou seja, apresenta eficiência menor que a unidade. Autores como Prakash & Sharma (1990) sugerem que, para estacas escavadas em solos argilosos, a eficiência pode ser igual a 0,7 para espaçamento (centro a centro) de 3D. Das (1999) sugere que, para grupos de estacas escavadas em areia, e espaçamento de 3D, os valores de eficiência podem ser de 0,66 a 0,75. A formulação de *Converse-Labarre* (citado por Das, 1999) indica uma eficiência de 0,81 para o espaçamento usado no presente trabalho. Com relação ao grupo com duas estacas, a eficiência foi de aproximadamente 1. A eficiência depende dos parâmetros do solo, tamanho e forma do grupo, comprimento e espaçamento da estaca, entre outros. Contrariamente ao bloco com três estacas, a eficiência do bloco com duas estacas foi maior que a unidade, ou seja, possivelmente a seqüência executiva possa ter relação significativa com tais resultados. Não é descartado, por outro lado, o aumento do diâmetro das estacas do bloco com duas estacas.

Em Almeida Neto (2002) há uma observação quanto à seqüência executiva das EHCs em que as mesmas deveriam ser efetuadas de modo a não se executar, no mesmo dia, estacas com uma distância inferior a 5D. No caso aqui analisado, as mesmas distam 3D e todas as estacas foram instaladas no mesmo dia, apesar de se respeitar uma execução de forma alternada.

Os resultados obtidos nas Tabelas 4.22 e 4.23 são preliminares e exigem, sobretudo, maior quantidade de dados para uma resposta mais clara em relação às previsões das parcelas de resistência, bem como dos métodos mais indicados. Embora limitados, são inéditos em termos de pesquisa de grupos de estacas carregadas e estudadas na argila porosa do DF, em particular no Campo Experimental da UnB e com estacas hélices contínua.

4.5 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE TUBULÕES

Na avaliação da capacidade de suporte de tubulões, ou seja, a resistência lateral e da base, usaram-se as metodologias avaliadas anteriormente (Itens 4.2 e 4.4) com resultados de ensaios *in situ*, notadamente os ensaios tipo SPT e CPT. Adicionalmente, neste sub-ítem, uma metodologia é sugerida para avaliar a tensão na base de tubulões. A seguir estas análises são evidenciadas.

4.5.1 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE LATERAL DE TUBULÕES USANDO RESULTADOS DE SPT E CPT

A determinação da capacidade de suporte lateral em tubulões via resultados de SPT segue, via de regra, a mesma metodologia do Item 4.3 (coeficiente $\alpha=6,2$), enquanto que para o CPT (Item 4.2.1) usa-se $k_1=0,79$ (Tabela 4.9). Contudo, na avaliação da componente lateral no tubulão considera-se aqui que o atrito lateral efetivamente atue numa região do fuste dada por um determinado comprimento efetivo. No Capítulo 2 (vide Figura 2.5), foram vistas as proposições de 3 autores. O trabalho de O'Neill & Reese (1989) que considera o comprimento efetivo $L_{ef} = H - [(1,5+h+1.D)]$; Tomlinson (1995) que considera como comprimento efetivo o valor $L_{ef} = H - [(1,5+h+2.D)]$ e Feng *et al.* (1998) considera que $L_{ef} = H - [2.(D_b-D)]$ e $L_{ef} = H - [3.(D_b-D)]$.

Os resultados de provas de carga em tubulões ensaiados no CEUnB, CC, Asa Sul e EESC serão objeto de análises usando a metodologia sugerida (Equação 4.5). Vale ressaltar que a metodologia deveria ser válida quando o fuste fosse escavado mecanicamente. O fato de o mesmo ser escavado manualmente é fator de potencial aumento do atrito lateral unitário. Apesar disso, o caso do CEUnB teve toda a sua escavação feita manualmente e será analisada como os demais casos, ou seja, em que o fuste foi escavado mecanicamente.

No Capítulo 3, constando nas Figuras 3.50 e 3.53, têm-se os resultados das provas de carga realizadas. Nos resultados obtidos com o ensaio tipo SPT levou-se em conta os índices que constam da Figura 4.51, enquanto que os perfis de CPT usaram-se as Figuras 3.5, 3.31, 3.67

(a, b) e 4.15(a, b). Na Tabela 4.24 têm-se os resultados de avaliação da capacidade de suporte do Centro de Convenções (CC) para a $T_{CC\text{ FB}}$ (Fig. 3.30). Para as metodologias de Tomlinson (1995) e também de O'Neill & Reese (1989), descartou-se a primeira leitura de N_{SPT} “justificando” o não uso dos primeiros 1,5 m conforme preconizam estas metodologias.

Tabela 4.24 Resultados de capacidade de suporte lateral para tubulão no CC ($T_{CC\text{ FB}}$)

Proposição	cota	L_{ef} (m)	SP (M.G.) (Q_i kN)	CPT (Q_i kN)
Feng <i>et al.</i> (1998)	0 a 12,3	12,3	1257 (46,5 kPa)	1127 (41,7 kPa)
	0 a 13,3	13,3	1359 (46,5 kPa)	1233 (42,4 kPa)
Tomlinson (1995)	1,5 a 12,9	11,40	1054 (42 kPa)	1063 (42,4 kPa)
O'Neill & Reese (1998)	1,5 a 13,6	12,10	965 (36,3 kPa)	1134 (42,6 kPa)
Média		12,3	1159 (42,8 kPa)	1139 (42,1 kPa)

Conforme a Tabela 4.24, os valores médios sugeridos para a capacidade de suporte lateral do tubulão tanto em termos de CPT como SPT são praticamente iguais, diferindo apenas em 1,7%. Na terceira coluna da Tabela 4.24 tem-se o valor do comprimento efetivo (L_{ef}) conforme as 3 metodologias citadas anteriormente. Ainda nesta coluna (última linha) consta, ainda, o valor do comprimento efetivo médio (entre os 3 métodos), ou seja, 12,3 m.

O valor médio de Q_i (para as proposições) foi de 1159 kPa ($q_i=42,8$ kPa) para os resultados via SPT e 1139 kPa ($q_i=42,1$ kPa) para CPT. O comprimento efetivo foi de 12,3 m para ambas as análises. O resultado obtido com a estaca escavada ensaiada no mesmo local (somente fuste) (Figuras 3.41 e 3.42) alcançou uma carga máxima de 1400 kN, ou seja, um valor de atrito unitário de 44,5 kPa. Os resultado obtido com o tubulão (42,8 kPa) é somente 4% menor do que aquele obtido na estaca EE_{F1} (44,5 kPa).

Para os resultados obtidos com o SPT, a variação foi de 965 a 1359 kN. No primeiro com a metodologia para L_{ef} via O'Neill & Reese (1989) e no segundo com L_{ef} via Feng *et al.* (1998). Para os resultados obtidos com o CPT, a variação foi de 1063 a 1233 kN. No primeiro com a metodologia para L_{ef} via Tomlinson (1995) e no segundo com L_{ef} via Feng *et al.* (1998). Vê-se que a variação com os resultados via SPT foi maior, ou seja, 41% de variação enquanto que com os resultados via CPT à variação foi de 16%.

Nos campos experimentais da UnB e EESC seguem-se o mesmo rito da análise anterior, ou seja, aplicam-se as metodologias dos Itens 4.2.1 ($k_1=0,79$ -Tabela 4.9) para o CPT e Item 4.3

(coeficiente $\alpha=6,2$). Nas Tabela 4.25 e 4.26 têm-se os resultados de avaliação da capacidade de suporte do tubulão no CEUnB (T_{FB} conforme Fig. 3.4) e na EESC.

Tabela 4.25 Capacidade de suporte lateral para tubulão no CEUnB (T_{FB})

Proposição	cota	L_{ef} (m)	SP (M.G.) (Q_1 kN)	CPT (Q_1 kN)
Feng <i>et al.</i> (1998)	0 a 5,15	5,15	297 (26,2 kPa)	334 (29,5 kPa)
	0 a 6,10	6,10	419 (31,2 kPa)	428 (31,9 kPa)
Tomlinson (1995)	1,5 a 5,7	4,20	246 (26,6 kPa)	389 (42,1 kPa)
O'Neill & Reese (1998)	1,5 a 6,4	4,90	351 (32,6 kPa)	376 (34,9 kPa)
Média		5,10	328 (28,7 kPa)	382 (34,1 kPa)

Tabela 4.26 Capacidade de suporte lateral para tubulão na EESC

Proposição	cota	L_{ef} (m)	SP (M.G.) (Q_1 kN)	CPT (Q_1 kN)
Feng <i>et al.</i> (1998)	0 a 5,3	5,3	226 (22,6 kPa)	298 (29,8 kPa)
	0 a 6,20	6,2	275 (32,1 kPa)	375 (32,1 kPa)
Tomlinson (1995)	1,5 a 5,9	4,4	195 (29,8 kPa)	247 (29,8 kPa)
O'Neill & Reese (1998)	1,5 a 6,5	5,0	241 (31,3 kPa)	295 (31,3 kPa)
Média		5,2	234 (23,9 kPa)	304 (31 kPa)

Vê-se da Tabela 4.25 que os valores da capacidade de suporte lateral utilizando os valores do índice de resistência, N_{SPT} são menores que o de CPT em aproximadamente 16,5%, enquanto que, para na Tabela 4.26 (EESC), a diferença entre os resultados via CPT e SPT é ainda maior com aproximadamente 30% de diferença. Estes resultados são afetados pelo tipo de comportamento colapsível do solo predominante ao longo do fuste e assim, baixos valores de N_{SPT} são comuns para estes perfis. Ainda na Tabela 4.25, o valor médio de Q_1 (para as proposições) foi de 328 kPa ($q_1= 28,7$ kPa) para os resultados via SPT e 382 kPa ($q_1= 34,1$ kPa) para CPT. Para a EESC, os resultados da Tabela 4.26 mostram que o valor médio da parcela lateral Q_1 (para as proposições) foi de 234 kPa ($q_1= 23,9$ kPa) para os resultados via SPT e 304 kPa ($q_1= 31$ kPa) para CPT. O comprimento efetivo foi de 5,1 m para o CEUnB e 5,2 m para o tubulão na EESC.

Para os resultados obtidos com o SPT (Tabela 4.25), a variação foi de 246 a 419 kN. No primeiro com a metodologia para L_{ef} via Tomlinson (1995) e no segundo com L_{ef} via Feng *et al.* (1998). Para os resultados obtidos com o CPT, a variação foi de 334 kN com $L_{ef} = H - [3.(D_b-D)]$ a 428 kN com $L_{ef} = H - [2.(D_b-D)]$. Em ambos via Feng *et al.* (1998).

Vê-se que a variação com os resultados via SPT foi maior, ou seja, 70% de variação enquanto que com os resultados via CPT a variação foi de 28%. Da mesma forma, os resultados obtidos para a carga lateral com o SPT (Tabela 4.26), a variação foi de 195 a 275 kN. No primeiro com a metodologia para L_{ef} via Tomlinson (1995) e no segundo com L_{ef} via Feng *et al.* (1998). Para os resultados da carga lateral obtidos com o CPT, a variação foi de 247 a 375 kN. Novamente, no primeiro com a metodologia para L_{ef} via Tomlinson (1995) e no segundo com L_{ef} via Feng *et al.* (1998). Vê-se que a variação com os resultados via SPT foi menor, ou seja, 41% de variação enquanto que com os resultados via CPT a variação foi de 53%.

O tubulão ensaiado por Mota (2003), igualmente que no CEUnB e CC, não foi instrumentado. O Item 3.4.7 mostra os resultados da prova de carga na Figura 3.67(d), e os ensaios *in situ* nas Figuras 3.67 (a, b) e 3.69. Dados gerais do tubulão também são fornecidos neste item.

Diferente da análise feita com uma estaca escavada no mesmo local, o tubulão não pode ter sua parcela lateral avaliada da mesma forma que aquela apresentada na Figura 4.21, uma vez que o deslocamento obtido na prova de carga é demasiadamente pequeno. Enquanto que no primeiro caso tem-se 53,14 mm, o segundo (o tubulão) registra apenas 6,66 mm de deslocamento medido em seu topo. Os resultados obtidos constam da Tabela 4.27.

Tabela 4.27 Capacidade de suporte lateral para tubulão na Asa Sul

Proposição	L_{ef} (m)	cota	CPT	SP 01	SP 02	SP 03	SP (M.G.)
Feng <i>et al.</i> (1998)	5,9	0 a 5,9	336	498	334	313	404
	6,8	0 a 6,8	426	581	426	383	323
Tomlinson (1995)	5,0	1,5 a 6,5	304	518	241	194	336
O'Neill & Reese (1998)	5,6	1,5 a 7,1	366	574	305	243	280
			↓		↓		↓
Média			358		384		336

Os resultados via SPT sugerem um valor médio de 384 kN para os furos de (SP 01, 02 e 03) enquanto que para o SP (M.G.) ou seja, os valores da média geométrica dos índices de resistência à penetração N_{SPT} para uma mesma profundidade dos furos de SPT, sugere-se um valor médio de 336 kN, ou seja uma variação de 14%. Os valores de Q_1 variam desde 194 kN até 581 kN para os furos SP 01, 02 e 03. Para o SP (M.G.), a variação é de 280 a 404 kN. Para o CPT, o valor médio foi de 358 kN para as 4 proposições de comprimento efetivo. Os valores de Q_1 variam desde 304 kN até 426 kN. Prakash & Sharma (1990) sugerem L_{ef} conforme

Tomlinson (1995), ou seja, 336 kN via SPT (M.G.), 318 kN (para os furos SP 01, 02 e 03) e, por fim, 304 kN par ao CPT. Consideremos aqui, contudo, os valores médios, ou seja, 336 kN para o SPT(M.G.) e 358 kN para o CPT.

Os resultados obtidos para o atrito lateral unitário via SPT, com $Q_l=336$ kN e $L_{ef}=5,80$ m $[(5,9+6,8+5+5,6)/4]$ valem 31 kPa. Para o CPT, com $Q_l=358$ kN e $L_{ef}=5,8$, valem 33 kPa. Anteriormente (Figura 4.53) avaliou-se a parcela lateral de uma estaca escavada no mesmo local. Encontrou-se q_l igual a 38 kPa para a metodologia via SPT. O resultado obtido neste item para o tubulão é 23% menor. Para o CPT, comparativamente ao valor de $q_l=38$ kPa, o valor obtido (33 kPa) é 15% menor.

A seguir, são feitas considerações sobre a influência do peso do tubulões analisados, em detrimento de se supor igual ao valor da componente lateral.

É comum, sobretudo na prática de fundações no Brasil, se desconsiderar a parcela lateral de tubulões em detrimento do fato de que alguns projetistas consideram que a parcela lateral se iguala ao peso do tubulão. Na Tabela 4.28, comparam-se valores da razão entre o peso do tubulão *versus* Q_l nos locais analisados para os resultados via CPT e SPT.

Tabela 4.28 Capacidade de suporte lateral e peso de tubulões

Local	Q_l (kN) (SPT)	Q_l (kN) (CPT)	Peso (kN) ($\gamma_c=24$ kN/m ³)	Peso/ Q_l via SPT	Peso/ Q_l via CPT
Asa Sul	336	358	75	0,22	0,21
CEUnB	328	382	93	0,28	0,24
CC	1159	1139	164	0,14	0,14
EESC	234	304	71	0,30	0,23
média				0,24	0,21

Os resultados da Tabela 4.28 mostram que a relação entre o peso do tubulão e a componente lateral dista, e muito, de situação de equivalência entre o peso do tubulão e o valor da componente lateral. A adoção de tal prática na geotecnia de fundações Brasileira é regra. Viu-se ainda que, mesmo em poucas provas de carga analisadas, a relação entre o atrito lateral e o peso do tubulão, em média, foi igual a 24% (SPT) e 21% (CPT), ou seja, valer-se de que o peso do tubulão é igual à carga lateral é irreal, para todos os casos analisados.

4.5.2 AVALIAÇÃO DA TENSÃO NA BASE DE TUBULÕES

A avaliação da tensão na base de tubulões também será objeto de análises com os resultados de provas de carga em tubulões ensaiados na EESC, CC, CEUnB e Asa Sul. Os três últimos, localizados no Distrito Federal. No primeiro, executado no campo experimental da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), foi instrumentado. A avaliação da parcela da base de tubulões foi realizada com resultado de ensaios tipo SPT (conforme Décourt, 1989) e CPT (conforme Teixeira & Godoy, 1996).

Além desses, é sugerido um método que, tipicamente, segue a sugestão dos trabalhos de Fellenius (2002, 2004 → Equação 2.9) em que a tensão na base é proporcional à tensão efetiva. As Equações 4.6 a 4.8 são usadas na avaliação da parcela na base:

$$Q_b = q_b.A_b = 2.[25.N_{spt} + \sigma'_{vb}].A_b \rightarrow (\text{kN}) \quad (4.6)$$

$$Q_b = q_b.A_b = (0,2.q_c^{**}).A_b \rightarrow (\text{kN}) \quad (4.7)$$

$$Q_b = q_b.A_b = (N_t.\sigma'_{vb}).A_b \rightarrow (\text{kN}) \quad (4.8)$$

Onde: $q_c^{**} \rightarrow q_c$ desde cota de assentamento da fundação (CAF) até $1,5D_b$ abaixo; N_t é um coeficiente de natureza semi-empírica para a base; σ'_{vb} é a tensão efetiva na base do tubulão; N_{SPT} é o valor do índice de resistência à penetração, medido desde a CAF até $1,5D_b$ abaixo.

Os resultados obtidos, com as Equações 4.6 e 4.7, são apresentados na Tabela 4.29, onde constam, ainda, o valor da carga máxima em que o sistema fundação-solo foi submetido bem como o valor de deslocamento máximo medido no topo do tubulão.

Tabela 4.29 Métodos de previsão da parcela da base em tubulões

Locais	Q_b (kN) SPT (Eq. 4.6)	Q_b (kN) CPT (Eq. 4.7)	Observações	D_b/D	L/D
Asa Sul	877	785	($Q_{max} = 900 \text{ kN} \rightarrow \delta = 6,66 \text{ mm}$)	2,5	14
CEUnB (T_{FB})	1909	1303	($Q_{max} = 1800 \text{ kN} \rightarrow \delta = 38,09 \text{ mm}$)	2,3	11
CC (T_{CCB1})	1966	931	($Q_{max} = 1950 \text{ kN} \rightarrow \delta = 9,05 \text{ mm}$)	2,4	22
EESC	1091	1093	($Q_{max} = 1500 \text{ kN} \rightarrow \delta = 64,12 \text{ mm}$)	2,5	13

Os resultados foram obtidos a partir dos dados de N_{SPT} que constam da Figura 4.51 e de CPT constando das Figuras 3.5 (CEUnB), 3.32 (CC), 3.67 (a, b) (Asa Sul) e 4.15(a, b) (EESC). Constam ainda da Tabela 4.28 os valores da razão entre os diâmetros da base e do fuste e o índice de esbeltez (L/D). Os resultados obtidos via SPT e CPT (Tabela 4.29), para o Centro de Convenções, são muito dispares quando comparados entre si (1966 e 931 kN). Na Figura 3.54 têm-se os resultado do ensaio ($T_{CC\ B1}$) e nota-se que o valor obtido através da Equação 4.6 (usando SPT→Tabela 4.29→1966 kN) é próximo ao valor máximo de carregamento imposto ao tubulão (1950 kN). Sendo assim, a formulação via CPT (Eq. 4.7→Tabela 4.29→931 kN) provavelmente não é adequada para a análise da carga na base da fundação. Na Tabela 4.29 vê-se que o valor do índice de esbeltez do tubulão ensaiado no CC ($T_{CC\ B1}$) é da ordem do dobro dos demais tubulões, e que este fato é um possível fator limitante da Eq. 4.7. Quando se trata da parcela da base, como visto anteriormente, esta deve estar sempre associada a um valor de deslocamento.

Mesmo não possuindo as respostas via instrumentação para a parcela da base, com exceção da ensaiada na EESC, faz-se aqui uma simulação dos valores obtidos de N_t a partir dos resultados obtidos na Tabela 4.29. Desta forma, é possível obter o valor de N_t para cada resultado obtido. O valor da tensão efetiva é possível calcular recorrendo às Tabelas 3.1, 3.7a, 3.11a e ao trabalho de Mota (2003). Assim, via Tabela 4.29, determinam-se os valores correspondentes de N_t usando a Equação 4.8. A Tabela 4.30 mostra os valores calculados com o procedimento descrito acima, além de trazer também o peso (W) de cada tubulão ensaiado.

Tabela 4.30 Resultados do coeficiente N_t de tubulão usando SPT e CPT

Locais	Q_b (kN) SPT	Q_b (kN) CPT	σ'_{vo} (kN)	W (kN)	N_t (SPT)	N_t (CPT)
Asa Sul	877	785	125	75	4	3,6
CEUnB (T_{FB})	1909	1303	116	93	7,7	5,3
CC ($T_{CC\ B1}$)	1966	931	257	164	3,4	1,6
EESC	1091	1093	131	71	4,7	4,7
				Mínimo	3,4	1,6
				Média	4,9	3,8
				Máximo	7,7	5,3
				Desvio Padrão	1,9	1,6
				Intervalo de Dados válidos	3	2,2
					6,8	5,4
				Média*	4	4,5

Os resultados obtidos na Tabela 4.30 sugerem um valor médio igual a 4,25 $[(4+4,5)/2]$ para o valor de (N_t) dos tubulões analisados. Com a obtenção deste coeficiente médio é possível avaliar os valores sugeridos para a parcela da base em cada tubulão, conforme Tabela 4.31.

Tabela 4.31 Resumo da capacidade de suporte da base de tubulões

Locais	σ'_{vo} (kN)	N_t	Q_b (kN) → Eq. 4.8	q_b (kPa)
Asa Sul	125	4,25	939	531
CEUnB (T_{FB})	116		1055	493
CC ($T_{CC B1}$)	257		2480	1093
EESC	131		984	561

Na Tabela 2.7 há sugestões de valores de N_t , conforme Fellenius (2002), para estacas de deslocamento, o que não é o caso aqui analisado. Contudo, o valor de N_t igual a 4,25, é uma sugestão que, sob condições similares aos tubulões analisados, pode-se usar de maneira rápida e aproximada em cálculos preliminares.

Observa-se na Tabela 4.31 que o tubulão da EESC é o único instrumentado e a diferença entre o valor obtido (984 kN) e o valor advindo da instrumentação (1050 kN) é de 6,7 % para um deslocamento máximo do topo de 64,12 mm. Já o tubulão que ensaiou somente a base, no CC ($T_{CC B1}$), deslocou somente 9,05 mm com uma carga de 1950 kN. Utilizando a Equação 4.4 (proposta neste trabalho) para a avaliação de provas de carga que não foram levadas a deslocamentos maiores, tem-se um valor de carga limite igual a 2595 kN neste tubulão. Este valor de carga limite está associado, por hipótese, a um deslocamento igual a 20 mm. Comparativamente ao valor obtido na Tabela 4.31 (2480 kN), os valores registram uma diferença de 4,6%. As parcelas dos pesos dos tubulões foram desconsideradas em todas as análises da Tabela (4.31).

Para o tubulão da Asa Sul, onde nenhuma instrumentação foi feita para se avaliar a tensão na base, admite-se que, para o deslocamento máximo alcançado na prova de carga, ou seja, pouco mais do que 6,6 mm, o fuste nem a base tenham sido totalmente mobilizados. Contudo, os resultados obtidos na Tabela 4.28 fornecem os valores do atrito lateral unitário para os tubulões que estão sendo analisados e, assim, admite-se o valor de 336 kN (Tabela 4.28 → via SPT) para a parcela lateral deste tubulão. Admitindo ainda que a prova de carga possa ser extrapolada, conforme a Equação 4.4 (proposta neste trabalho), o valor de 1060 kN é encontrada para a carga limite e, novamente, esta carga está associada a um deslocamento de

20 mm, por hipótese, para o tubulão da Asa Sul. Logo, o valor para a parcela da base seria igual a 724 kN [(1060-336)]. É razoável imaginar um valor menor para a parcela lateral no tubulão do que o valor usado aqui, ou seja, 336 kN. Contudo, não se poderia precisar quanto seria este valor, além disso, o valor de 724 kN é próximo aos obtidos via SPT e CPT conforme a Tabela 4.30. O valor de 939 kN, obtido na Tabela 4.31, é maior que o sugerido em quase 30%, mas apesar disso a metodologia é avaliada como adequada para o caso em questão.

O tubulão no CEUnB não possui nenhuma instrumentação, da mesma forma que na Asa Sul. A carga máxima imposta ao topo deste tubulão foi de 1800 kN correspondendo a um deslocamento de 38,09 mm. É lícito observar que, para a quantidade de deslocamento atingido na prova de carga, o atrito lateral tenha sido mobilizado totalmente. Na Tabela 4.28, o valor de 328 kN para a parcela lateral é admitida aqui, embora o valor possa ser maior em função da forma de execução do tubulão, em que o mesmo foi totalmente escavado. Desta forma, é razoável admitir maior atrito lateral unitário ao longo do fuste deste. Apesar disso e, considerando a carga máxima igual a 1800 kN, chega-se a carga na base igual a 1472 kN [(1800-328)]. Este resultado é maior em 40% do que o obtido na proposta contida na Tabela 4.31 (1055 kN) e, da mesma forma que no tubulão ensaiado na Asa Sul, a metodologia mostrou-se adequada para o caso em questão. Além disso, é provável que, pela forma de execução, o valor de Q_l seja maior que 328 kN e, assim, mais próximo do valor obtido na Tabela 4.31. Na última coluna desta tabela têm-se os resultados da resistência de base unitária para os tubulões analisados conforme metodologia descrita anteriormente.

Feng *et al.* (1998) encontraram valores de resistência unitária da base de (650 a 950 kPa) para tubulões com base em solo argiloso, (1600 a 2000) em pedregulho argiloso e (800 a 1600 kPa) em solos residuais. Os resultados aqui obtidos mostram-se comparáveis, em ordem de grandeza, aos obtidos conforme estes autores. Naturalmente, o valor da resistência unitária na base de fundações escavadas, e principalmente tubulões, estará sempre condicionado a um determinado valor de deslocamento. Desta forma, o tipo de solo na base e suas propriedades de resistência e deformabilidade irão ditar o comportamento da fundação. Os intervalos de valores de q_{c^*} (média de q_c abaixo da base dos tubulões até $1,5 D_b$), para os locais analisados, foram avaliados entre 1568 kPa e 4226 kPa em solo não saturado. Maiores valores de q_{c^*} prescindem um maior valor de N_t . Porém, Cintra & Aoki (1999) sugerem que se limite a tensão admissível (q_{adm}) a 1 MPa.

Nos Itens 4.5.1 e 4.5.2 foram avaliadas as parcelas de resistência lateral e a tensão na base em tubulões via resultados de ensaios tipo CPT e SPT. Para a base, sugere-se um método de simples avaliação em que a parcela da resistência na base é proporcional à tensão efetiva na base do tubulão. Para a parcela lateral, consideraram-se métodos aqui sugeridos usando resultados de CPT e SPT. Para o CPT, e usando a metodologia vista no Item 4.2, usou-se um coeficiente k_l igual a 0,79, ou seja, o valor médio via Tabela 4.9. No tubulão, um valor de comprimento onde efetivamente ocorre o atrito é chamado comprimento efetivo (L_{ef}) e foi determinado pelas metodologias de O'Neill & Reese (1989), Tomlinson (1995) e Feng *et al.* (1998) (duas sugestões). Nas análises realizadas, o valor médio, entre as proposições para o L_{ef} , está mais próximo do valor obtido pelo método de Feng *et al.* (1998) em que considera que $L_{ef} = H - [3 \cdot (D_b - D)] \rightarrow H$ é o comprimento total do tubulão; onde D_b e D são os diâmetros da base e do fuste do tubulão. Resultado idêntico da parcela lateral foi verificado para as análises com o método que usa o SPT.

Para o SPT, usando a Equação 4.5 ($\alpha=6,2 \rightarrow$ Tabela 4.28), calculou-se a parcela lateral considerando dois distintos valores de L_{ef} . Com as análises, verificou-se o erro que se comete, para os casos analisados, quando se iguala o peso do tubulão à parcela lateral. Em média (para o CPT) a razão foi igual a 0,21 enquanto que para o SPT foi igual a 0,24. De Mello (1975) já chamava a atenção do erro em que se comete quando se desconsidera o atrito lateral. Os deslocamentos a que a fundação está submetida são completamente distintos quando se tem um tubulão curto ou um tubulão longo. Desta forma, desconsiderar a parcela lateral nem sempre assegura um projeto com maior segurança. Segundo Cintra *et al.*, (2003) pode-se desconsiderar a parcela lateral somente em tubulões do tipo pneumáticos com camisa de concreto armado, moldado *in loco*, em que, pelo processo executivo o solo lateral fica praticamente “descolado” do fuste.

No DF há uma grande quantidade de obras em que tubulões são utilizados. Dessas obras, os tubulões estão assentes em camadas mais profundas (cota da base de tubulões em profundidades entre 15 e 25 m não é exceção) e, assim, desconsiderar a parcela lateral influencia notadamente no custo da obra. Usando a parcela lateral, fundações do tipo tubulões podem ser projetadas, com maior economia e sem perder segurança.

Quanto à parcela da base, as formulações via ensaios SPT e CPT, utilizadas correntemente na prática, foram usadas para encontrar um coeficiente ($N_t \rightarrow$ Eq. 2.9) que, para os casos

analisados, ficou na ordem de ($N_t=4,25$ [2,2 a 6,8]). A utilização desse procedimento simples é desejável desde que os valores de q_{c*} (q_c médio CAF $\rightarrow 1,5 D_b$) estejam entre 1,5 e 4,2 MPa.

Quando se calcula fundações como tubulões usam-se via de regra formulações baseadas em tensões admissíveis. O estímulo pela “relativa facilidade” de se obter a capacidade de suporte total (usando somente a base) gera, desta forma, uma fonte de “inibição” à pesquisa da parcela lateral desse tipo de fundações, sobretudo em tubulões longos como os projetados no DF. Outro aspecto que corrobora para a não utilização da parcela lateral é que, na imensa maioria dos projetos, estes não priorizam qualquer análise de recalque. Conduzindo tais análises, poderia se constatar, entre outras coisas, que o fator de segurança é bem superior ao exigido por norma. No Centro de Convenções, por exemplo, a carga de trabalho é da ordem de aproximadamente 700 kN, para tubulões instalados até a 22 m de profundidade. Com a prova de carga, para uma carga de 1950 kN, ou seja uma carga 2,6 vezes maior que a carga de trabalho, o deslocamento no topo foi de 3,11 mm, enquanto que para uma carga de 700 kN o valor do deslocamento foi de 0,72 mm. Vale ressaltar que o tubulão (T_{CCBF}) desta pesquisa foi instalado na profundidade 15,3 m.

4.6 AVALIAÇÃO DA CURVA CARGA-DESLOCAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS

A análise de deslocamentos sofridos por fundações profundas é, de alguma forma, similar às análises de deslocamentos de fundações superficiais e ambas são baseadas nos mesmos princípios. Há, contudo, algumas diferenças e, sem dúvida, a avaliação de deslocamentos em fundações profundas é geralmente mais complicada. Nas fundações profundas, a transferência de carga ao solo não ocorre em uma proporção (fuste, base) fixa, mas varia com a intensidade da carga e é afetada fortemente pelos efeitos de construção como já mostrado em itens anteriores.

Burland *et al.* (1977) chamavam a atenção e afirmavam que na maioria dos projetos de fundações profundas apenas o critério de capacidade de carga era levado em consideração, a despeito do baixo nível de recalques geralmente atingido. Estes autores sugeriram que seria muito mais econômico em um projeto procurar o número mínimo de estacas que conduzisse a um recalque aceitável para uma fundação em questão. Introduziram, portanto, o termo

“elementos redutores de recalque” para as estacas em projetos de grupos de estacas, em que o critério de recalque aceitável seria o preponderante (Sales, 2000).

Com relação ao propósito primário das estacas, ou seja, a redução de deslocamentos, quase 30 anos se passou desde as palavras de Burland *et al.* (1977). Ainda hoje, avaliar os deslocamentos sofridos por fundações é, tipicamente, remetido a um segundo plano, isso quando é feita alguma tentativa nesta área. O “fenômeno” é sem dúvida alguma mundial. É lícito imaginar que esta “predileção” por se calcular capacidade de suporte em detrimento ao cálculo de deslocamentos sofridos por uma fundação seja motivada por maiores “dificuldades” e confiabilidade nas metodologias sugeridas. Dificuldades na obtenção de parâmetros contribuem em algum grau. Certamente não são menores as dificuldades em se obter as parcelas unitárias do fuste e base. Alonso (2004) chama a atenção do fato de existirem pouquíssimas pesquisas na avaliação dos deslocamentos sofridos por fundações, citando o método de Aoki & Lopes (1975) como um dos disponíveis, mas pouco explorado. Massad (1991) também sugere uma metodologia de obtenção da curva carga-deslocamento baseada nas relações de Cambefort. O exposto anteriormente também é válido para grupo de estacas. No Capítulo 2 (Item 2.3.5.1) mostrou-se a avaliação da curva carga-deslocamento para Fleming (1992), que considera que fuste e base podem ser representados por funções hiperbólicas.

A avaliação da metodologia de Fleming (1992) será empregada para fundações escavadas dos locais em estudo desta pesquisa bem como em outros locais. O método foi programado em planilha eletrônica e será avaliado adiante. O primeiro caso a ser avaliado é o da estaca escavada do Centro de Convenções (Figura 3.40→EE_{F1}) em que os dados de entrada constam da Tabela 4.32. A partir destes dados tem-se, na Figura 4.53, a resposta obtida com a metodologia de Fleming (1992).

Tabela 4.32 Entrada de dados da metodologia de Fleming (1992) para estaca CC

Diâmetro da Base (m)	$D_b =$	0,7
Diâmetro do Fuste (m)	$D =$	0,7
Comprimento Livre (de atrito) (m)	$L_o =$	1
Comprimento de transferência (atrito) (m)	$L_f =$	13,3
Coefficiente (comprimento efetivo)	$K_e =$	0,60
Fator de Flexibilidade	$M_s =$	0,0015
Carga Última do Fuste (kN)	$U_s =$	1400
Carga Última da Base (kN)	$U_b =$	0,000001
Módulo de Rigidez do solo (Base) (kPa)	$E_b =$	0,000001
Módulo de Rigidez do Concreto (GPa)	$E_c =$	25

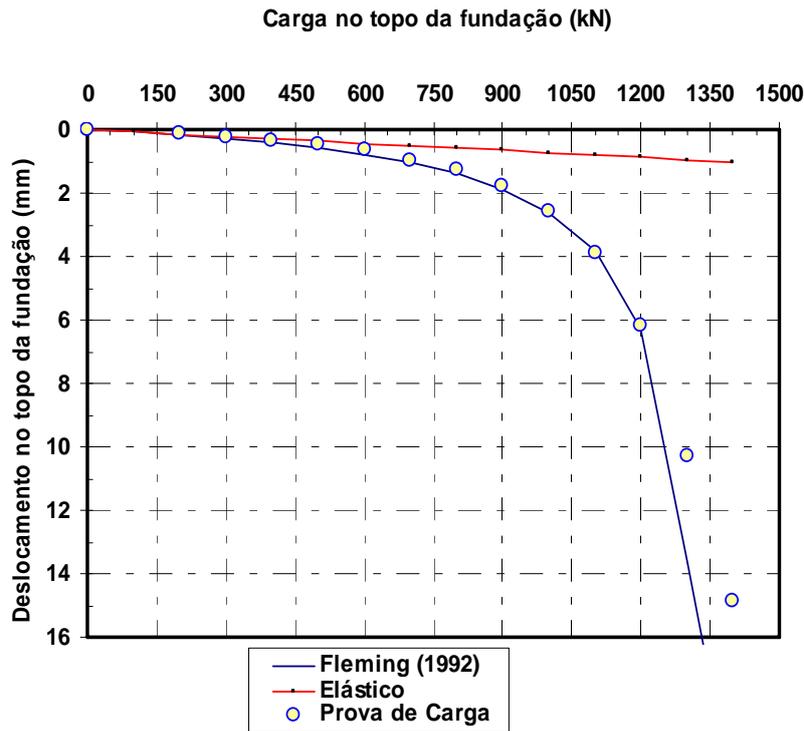


Figura 4.53 Metodologia de Fleming aplicada à estaca escavada no CC

Em todas as análises feitas com a metodologia de Fleming (1992), os valores de D_b , D , L_o , L_f , K_e , U_s , U_b e E_c são conhecidos previamente. Os valores de M_s e E_b são obtidos via retro-análise das provas de carga. Contudo, o fator de flexibilidade (M_s) é equivalente a $(\zeta \cdot \tau_o / 2 \cdot G)$ (vide Equação 2.27) e, de acordo com Fleming (1992), M_s poderia ter valores entre 0,001 a 0,004, que se ajustam bem com os valores encontrados por Castelli *et al.* (1992;1993), no qual estes variam entre 0,001 e 0,005. Castelli & Maugeri (2002) encontraram valores que variaram desde 0,0048 em solo (mole a médio) até 0,0008 para solo rijo e admitem alguma variação que parece estar relacionada com a razão L/D das fundações. Caputo (2003) usou um banco de dados de 150 estacas escavadas em solo arenoso e encontrou valores de M_s , em 81% dos casos analisados, entre 0,001 e 0,002.

Para a análise de dados, optou-se por considerar 1 m, a partir do topo da fundação, livre de atrito e desta forma o comprimento de atrito é obtido por $(14,3-1=13,3)$. O valor do coeficiente referente ao cálculo da parcela elástica de recalque (K_e) é avaliado igual a 0,45 conforme sugestão de Fleming (1992). Tipicamente o valor de K_e é maior e em geral valores de 0,5 a 0,7 são usuais. O valor de K_e é diretamente proporcional ao recalque elástico. Para um valor

de 0,67, comparativamente ao valor de 0,45, há um aumento de aproximadamente 42% na parcela elástica. Ainda, para o caso da Figura 4.53, a carga última do fuste (conforme nomenclatura, U_s) é igual a 1400 kN. A carga última da base (U_b) é zero [estaca escavada a base – Figuras 3.41 (a, b)], bem como o módulo do solo abaixo da base da fundação. O módulo de elasticidade do concreto é dado conforme sugerem as Eqs.2.42 e 2.43.

O comportamento da curva carga-recalque é bem representado até o carregamento de 1200 kN e deslocamento igual a 6,3 mm. Este carregamento representa 85% do carregamento máximo imposto ao sistema fundação-solo. No Centro de Convenções, as fundações projetadas tinham carga de trabalho de 700 kN. Do resultado obtido, e usando fator de segurança igual a 2, seria possível usar-se da fundação ensaiada. Ressalta-se que a componente da base desta fundação foi nula. Para a carga de trabalho de 700 kN, conforme Figura 4.57, o deslocamento seria próximo a 1 mm. No local foram usadas fundações do tipo estaca escavadas e tubulões com cota de apoio das base em profundidades de até 22 m. Vale lembrar que o efeito de se aumentar o diâmetro da base é efetivo para aumentar a porcentagem de carga absorvida por esta e, no que diz respeito à diminuição de recalques, somente é efetivo para estacas curtas, ou seja, com índice de esbeltez ($L/d < 15$).

A estaca escavada, ensaiada no CEUnB, e ensaiada por Perez (1997) é avaliada da mesma forma que a estaca no CC (EE_{F1}) com o método de Fleming (1992). A diferença é que, agora, as parcelas (lateral e da base) serão incluídas, bem como o módulo de elasticidade do solo sob a base da fundação. A Tabela 4.33 mostra a entrada de dados.

Tabela 4.33 Entrada de dados da metodologia de Fleming (1992) no CEUnB

Diâmetro da Base (m)	$D_b =$	0,3
Diâmetro do Fuste (m)	$D =$	0,3
Comprimento Livre (de atrito) (m)	$L_o =$	1
Comprimento de transferência (atrito) (m)	$L_f =$	7
Coeficiente (comprimento efetivo)	$K_e =$	0,6
Fator de Flexibilidade	$M_s =$	0,0035
Carga Última do Fuste (kN)	$U_s =$	270
Carga Última da Base (kN)	$U_b =$	50
Módulo de Rigidez do solo (Base) (MPa)	$E_b =$	17
Módulo de Rigidez do Concreto (GPa)	$E_c =$	16

Na Figura 4.54a tem-se a curva carga-deslocamento obtida com os dados da Tabela 4.33. O valor de E_b é da ordem de grandeza do valor de N_{SPT} entre as profundidades 8 e 9 m (via retro-

análise). O módulo de elasticidade da estaca foi sugerido por Perez (1997). Na Figura 4.54b tem-se o resultado obtido somente aumentando a resistência da base para 74 kN.

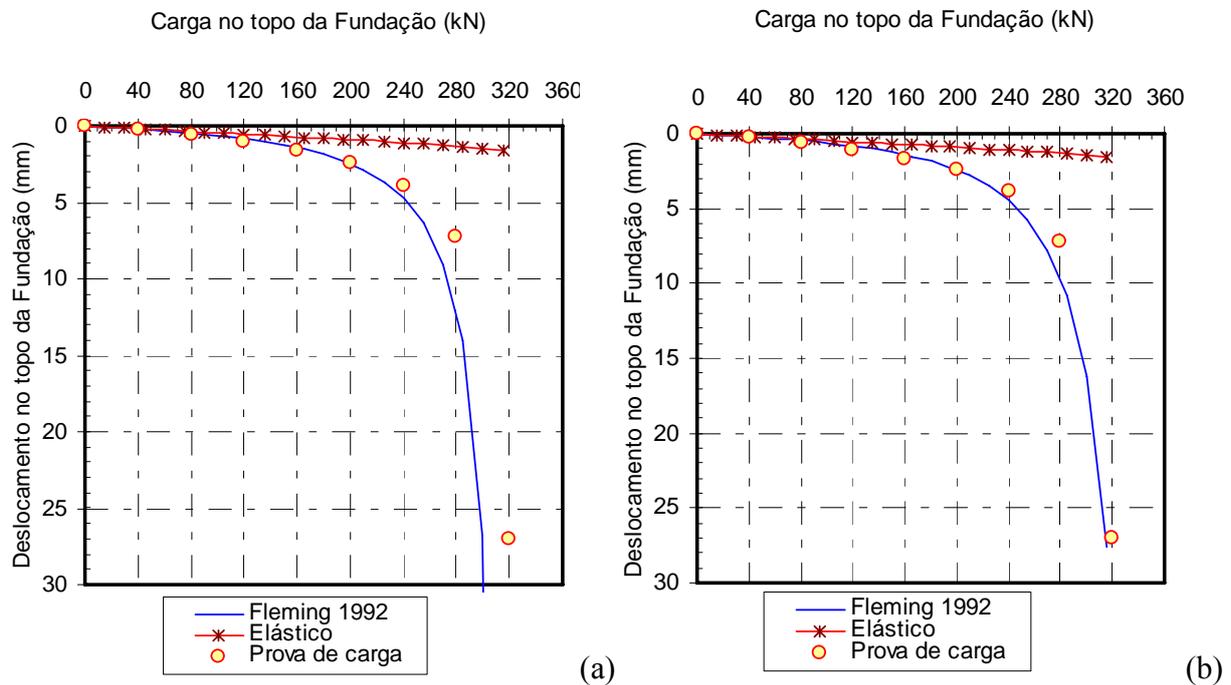


Figura 4.54 Metodologia de Fleming aplicada à estaca escavada no CEUnB (Perez, 1997).

O método consegue simular muito bem até o valor do atrito lateral (270 kN) e constata-se aqui que a forma hiperbólica, para a estaca escavada ensaiada, é aceitável. Novamente, o trecho final da curva a metodologia não foi bem representado na curva. O trecho pode ser corrigido, mantendo as demais entradas de dados constantes, e aumentando a parcela da base (\rightarrow 74 kN). Fleming (1992) sugere que, em retro-análises, a base seja suficientemente mobilizada.

Na Tabela 4.34 têm-se os dados relativos à aplicação da metodologia de Fleming (1992) para estacas escavadas localizadas na Asa Sul, EESC, Unicamp e Piedmont respectivamente.

Na Figura 4.55(a, b) e Figura 4.56(a, b) têm-se os resultados obtidos. Destes descritos na Tabela 4.34, somente na estaca da Asa Sul é a que não possui instrumentação.

Tabela 4.34 Entrada de dados (Fleming,1992) para estacas escavadas

		Asa Sul	EESC	Unicamp	Piedmont
Diâmetro da Base (m)	$D_b =$	0,3	0,6	0,45	0,762
Diâmetro do Fuste (m)	$D =$	0,3	0,6	0,45	0,762
Comprimento Livre (de atrito) (m)	$L_o =$	1	1	1	1
Comprimento de transferência (atrito) (m)	$L_f =$	8	7	11	15,8
Coefficiente (comprimento efetivo)	$K_e =$	0,6	0,6	0,6	0,6
Fator de Flexibilidade	$M_s =$	0,006	0,003	0,003	0,006
Carga Última do Fuste (kN)	$U_s =$	319	400	620	2892,5
Carga Última da Base (kN)	$U_b =$	181	160	20	1557,5
Módulo de Rigidez do solo (Base) (MPa)	$E_b =$	25	50	50	70
Módulo de Rigidez do Concreto (GPa)	$E_c =$	20	20	20	20

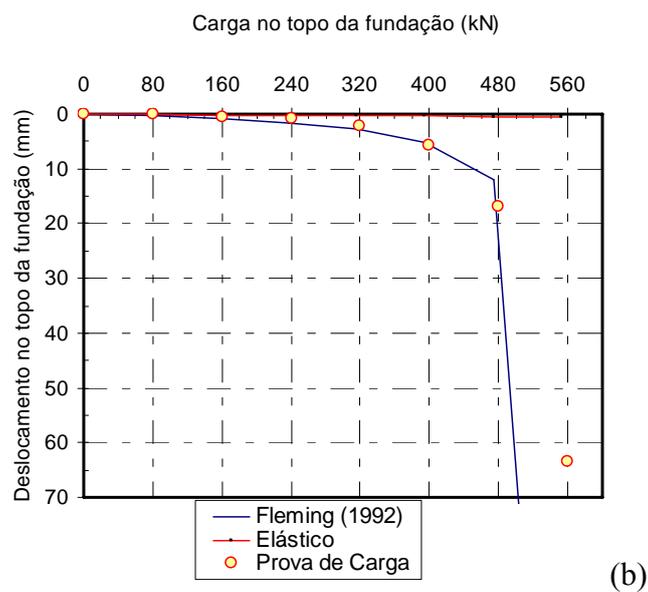
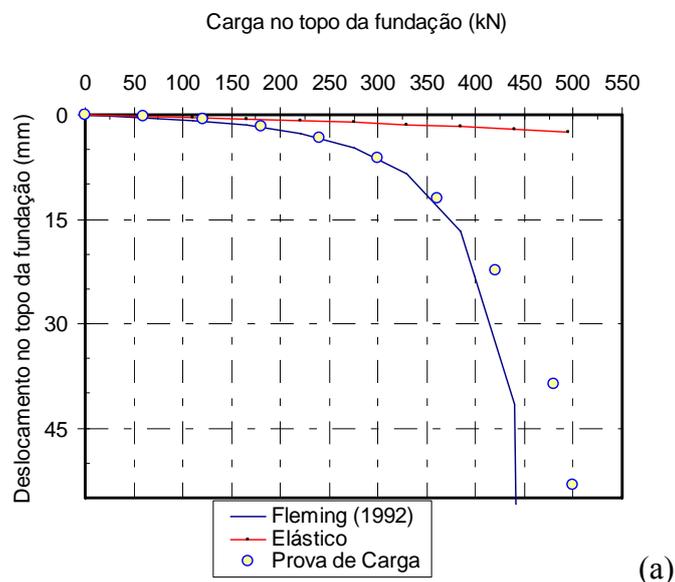


Figura 4.55 Método de Fleming aplicada às estacas escavadas localizadas na Asa Sul e EESC.

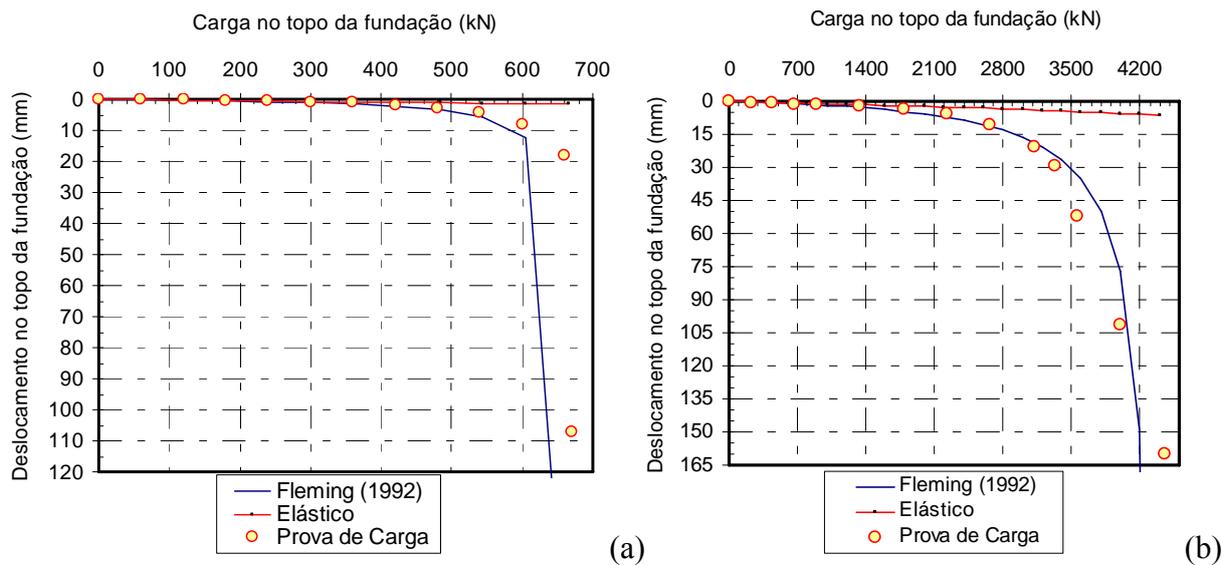


Figura 4.56 Metodologia de Fleming aplicada às estacas escavadas localizadas no campo experimental da UNICAMP e em *Piedmont*

O método de Fleming (1992) aplicado aos resultados de provas de carga em estacas escavadas, mostrou-se, de uma maneira geral, um método que consegue simular bem o comportamento da curva carga-deslocamento, mas perdeu-se em precisão no trecho final da curva. Este método conseguiu em todos os casos e, de forma muito precisa, prever os deslocamentos sofridos pelas fundações para as cargas admissíveis, o que o potencializa para o uso em projetos correntemente.

O mesmo é baseado na hipótese de que fuste e base seguem um comportamento hiperbólico. Como visto anteriormente, sob a base de fundações escavadas, há tipicamente a presença de solo fofo (solto), em maior ou menor quantidade. Este material fofo torna o ajuste da curva carga-deslocamento no topo da estaca pouco representativo na parte final do mesmo, ou seja, não há boa concordância entre pontos experimentais e o modelo hiperbólico.

De qualquer forma, sob o ponto de vista de utilização em projetos correntes de fundações, o método é de fácil utilização e praticidade, além de representar muito bem, para todos os casos analisados, o deslocamento sofrido para carga de trabalho das fundações analisadas.

5 ANÁLISES NUMÉRICAS DE PROVAS DE CARGA EM FUNDAÇÕES ESCAVADAS NO CEUnB

Neste capítulo será analisada numericamente a resposta de provas de carga em uma estaca escavada ensaiada e em um tubulão. A estaca escavada foi ensaiada por Perez (1997) e consta de análises anteriores, enquanto que o tubulão foi ensaiado durante esta pesquisa. Ambos se encontram no Campo Experimental da UnB (CEUnB). As análises incluirão o uso de um programa em linguagem *Visual Basic* que trata o solo de modo idealizado por funções de transferência de carga (curvas “t-z” e “q-z”) com comportamentos linear, hiperbólico ou hiperbólico modificado (conforme Item 2.3.5.3). O programa foi desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Porto Rico (Mayaguez) por Miguel E. Ruiz e Miguel A. Pando. Somente a estaca escavada será analisada com as funções de transferência de carga. Entretanto, a utilização de softwares como Geo4 (módulo “Pile”) e Plaxis 2D se dará para analisar tanto a estaca quanto o tubulão.

O uso do modelo constitutivo de Mohr Coulomb (modelo elasto-plástico) requer somente 5 parâmetros e é considerado um modelo padrão, mesmo em análises de maior complexidade devido à entrada de dados. Neste caso são utilizados o ângulo de atrito e a coesão (em termos efetivos) além do ângulo de dilatância que controlam o comportamento plástico, e o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson que controlam o comportamento elástico. Várias correlações, algumas delas constando do Item 2.3.6, foram mostradas no Capítulo 2 e servirão como base da entrada de dados. A estimativa de parâmetros é um passo fundamental de qualquer metodologia, seja esta empírica (ou semi-empírica) ou que se utilize de métodos numéricos mais sofisticados. A estimativa correta implicará diretamente no sucesso de um determinado método. Na engenharia de fundação, sobretudo, a avaliação de parâmetros deve ser sempre respeitada em termos fenomenológicos. O intuito das análises será o de verificar a adequação, apesar de distintas metodologias, dos resultados obtidos com o uso do modelo de Mohr-Coulomb (para os softwares), e via modelagem por funções de transferência de carga para estaca escavada. O elemento estrutural de fundação é considerado elástico linear.

5.1 FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

No Capítulo 2 foram mostradas as formulações das funções de transferência de carga (FTC), bem como as equações de deslocamentos, usando o método de Randolph & Wroth (1978). O programa em linguagem Visual Basic usa a planilha Excel como base de entrada dos dados e cálculo da resposta do sistema fundação-solo. Mais detalhes em Pando *et al.* (2004).

As interações fundação-solo foram analisadas usando modelagem discreta em que as respostas do solo (fuste e base) são avaliadas com as curvas (t-z) e (q-z), além do material da estaca que é considerado elástico linear. As funções de transferência foram avaliadas pelas equações constando na Tabela 2.20 e pelas Equações 2.45 a 2.48. Da Tabela 2.20 tem-se que o deslocamento, nas funções t-z, não é somente função das tensões cisalhantes e da rigidez do solo (G_0), mas também função do raio e do comprimento, mesmo que indiretamente, através do valor de r_m . Quando se usa funções de transferência (curvas t-z) empíricas, estes fatores não são levados em consideração. Os valores do atrito unitário foram determinados conforme metodologia de Eslami & Fellenius modificada, bem como o valor da resistência da base (constando das Figuras 4.12a e 4.12b), para a estaca escavada ensaiada por Perez (1997). Para os valores de G_0 , usou-se a metodologia de Chow (1996) → Equação 2.54. Os valores das constantes “f” e “g” foram sugeridos por Mayne (2001) em que $f=0,98$ e $g=0,25$ para todos os casos analisados.

A entrada de dados consta da Tabela 5.1 e inclui parâmetros para o elemento de fundação (parâmetros geométricos e estruturais), bem como parâmetros do solo.

Tabela 5.1 Entrada de dados para as análises t-z e q-z.

Estaca	Solo	Observações
f_{ck}	G_0	Para camada ao longo do fuste; Para o solo abaixo da base da fundação
Comprimento dos elementos (l_e)	τ_{max}	Para cada camada ao longo do fuste
Raio do fuste	$f (R_f)$	
Área da base	g	
	Q_{bmax}	Componente de resistência da base
	v_s	Para o solo abaixo da base da fundação
Raio de influência da estaca (r_m) conforme Equação 2.30 (ou 2.31)		

Onde: f_{ck} é a resistência característica do concreto → $E_p=4,7(f_{ck})^{0,5}$ → f_{ck} (MPa); E_p (GPa);

Para o CEUnB, os resultados da Tabela 5.2 mostram os parâmetros de entrada para cada camada. Os valores de G_0 foram baseados na Equação 2.54 (Chow, 1996). Inicialmente, fez análises com o valor de G_0 conforme a proposta Chow (1996). Verificou-se que um valor da ordem da metade que o sugerido por esta proposta seria mais realista em termos da resposta do sistema fundação-solo. Na mesma consta ainda a entrada de dados para a análise da estaca estacava via funções de transferência de carga (FTC).

Tabela 5.2 Dados para as análise de transferência de carga no CEUnB (Perez, 1997)

Cotas (m)	G_0 (MPa)	τ_{\max} (kPa)	$Q_{b\max}$ (kN)	Observações
0 a 2	14	24	-	$f_{ck} = 15$ MPa; $E_p=18$ GPa
2 a 6	13	35		$r_m \cong L = 8$ m; $\nu_s=0,31$; $\nu_p=0,15$
6 a 8	21	50		$f = 0,98$; $g = 0,25$; $Rf=0,95$
8 a 9 (Base)	27,5		50	erro $\leq 0,0001$; $l_e = 0,10$ m

Na segunda coluna da Tabela 5.2 têm-se os valores finais de G_0 ou, mais apropriadamente, a metade do valor sugerido por Chow (1996). Para a terceira e quarta coluna têm-se o valor da tensão cisalhante máxima e da resistência da base, respectivamente. Estes valores são médios e estão incluídos na Figura 4.12c. Considera-se que os valores de τ_{\max} e $Q_{b\max}$ sejam suficientes para a mobilização das parcelas de resistência. Os demais valores, constando da última coluna da Tabela 5.2 referem-se aos demais dados de entrada da metodologia. Nas Figuras 5.1 (a, b, c, d) têm-se as curvas de transferência (curvas t-z e q-z) para o perfil do Campo Experimental da UnB. Estes curvas foram geradas a partir das equações que constam da Tabela 2.20, com os dados da Tabela 5.2.

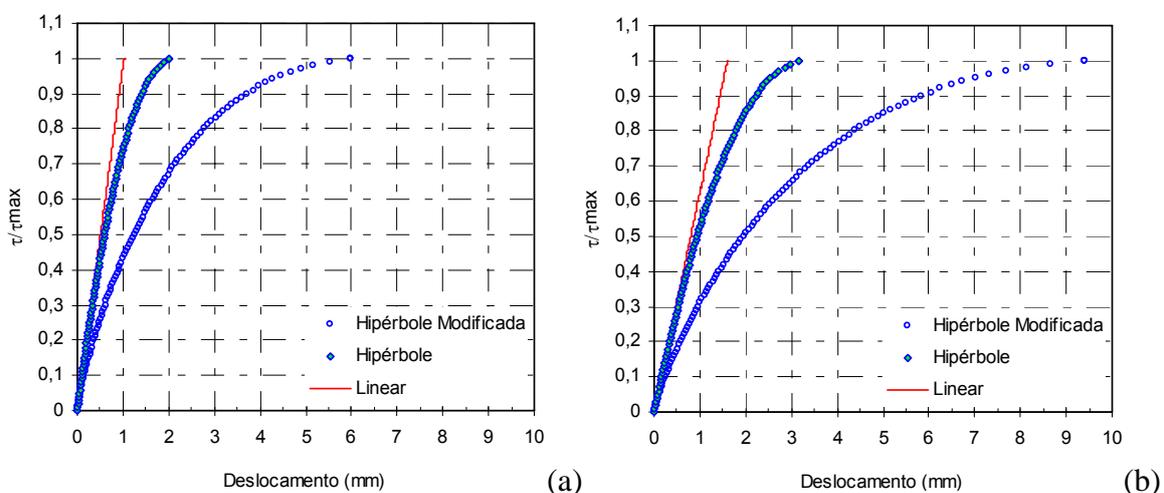


Figura 5.1 Curvas t-z (a) 0 a 2 m e (b) 2 a 6 m do CEUnB.

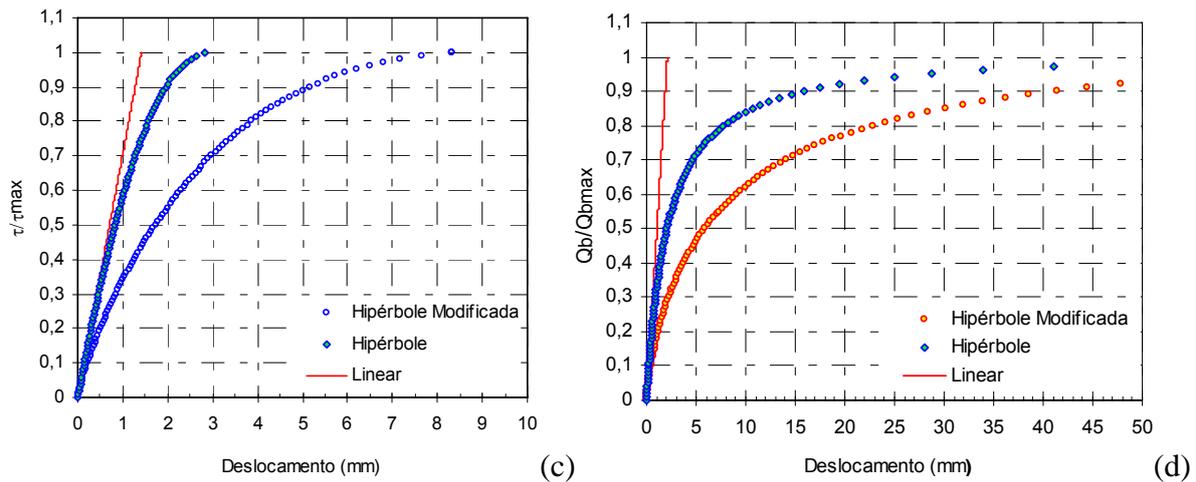


Figura 5.1 Curvas t-z (c) 6 a 8 m e (q-z - base) (d) 8 a 9 m do CEUnB.

A Figura 5.1 (a, b e c) mostra curvas t-z em que o deslocamento máximo para a mobilização do atrito é maior para a camada entre 2 e 6 m com valores de 1,62; 3,49 e 9,49 mm para os modelos linear, hiperbólico e hiperbólico modificado. Na Figura 5.1d tem-se a curva q-z, para a base da fundação, e os deslocamentos máximos foram de 2,09; 20,91 e 41,82 mm para modelos linear, hiperbólico e hiperbólico modificado. O valor de deslocamento para a base, com o uso do modelo hiperbólico modificado, supera os tradicionais “10% D” ($D=D_b$) para esta estaca escavada em aproximadamente 40%, sugerindo que o uso do modelo hiperbólico modificado implicará em um maior deslocamento na mobilização da carga na base e, por conseguinte, maior carga nesta. Valor mais realista de deslocamento, para o caso da estaca escavada analisada, faz-se pelo uso do modelo hiperbólico com um deslocamento da ordem de 21 mm (7% D) com $Q_{b\text{máximo}}$. Na prova de carga conseguiu-se alcançar 27 mm para o deslocamento máximo do topo (Figura 3.17).

A partir das funções de transferência de carga (FTC) geradas, é possível gerar as curvas carga-deslocamento no topo da estaca para os modelos linear (L), hiperbólico (H) e hiperbólico modificado (HM). Nas Figuras 5.2 (a, b, c) têm-se os resultados obtidos com a metodologia de curvas de transferência de carga para os modelos linear (L), hiperbólico (H) e hiperbólico modificado (HM) respectivamente ao resultado obtido na prova de carga. Nitidamente, o modelo (HM) (Figura 5.2c) representa o resultado obtido na prova de carga de modo mais efetivo, sobretudo em função da parcela do fuste ser mais adequada e realisticamente melhor representada, apesar da curva “t-z” (H) ter sido a mais realista para o sistema fundação-solo.

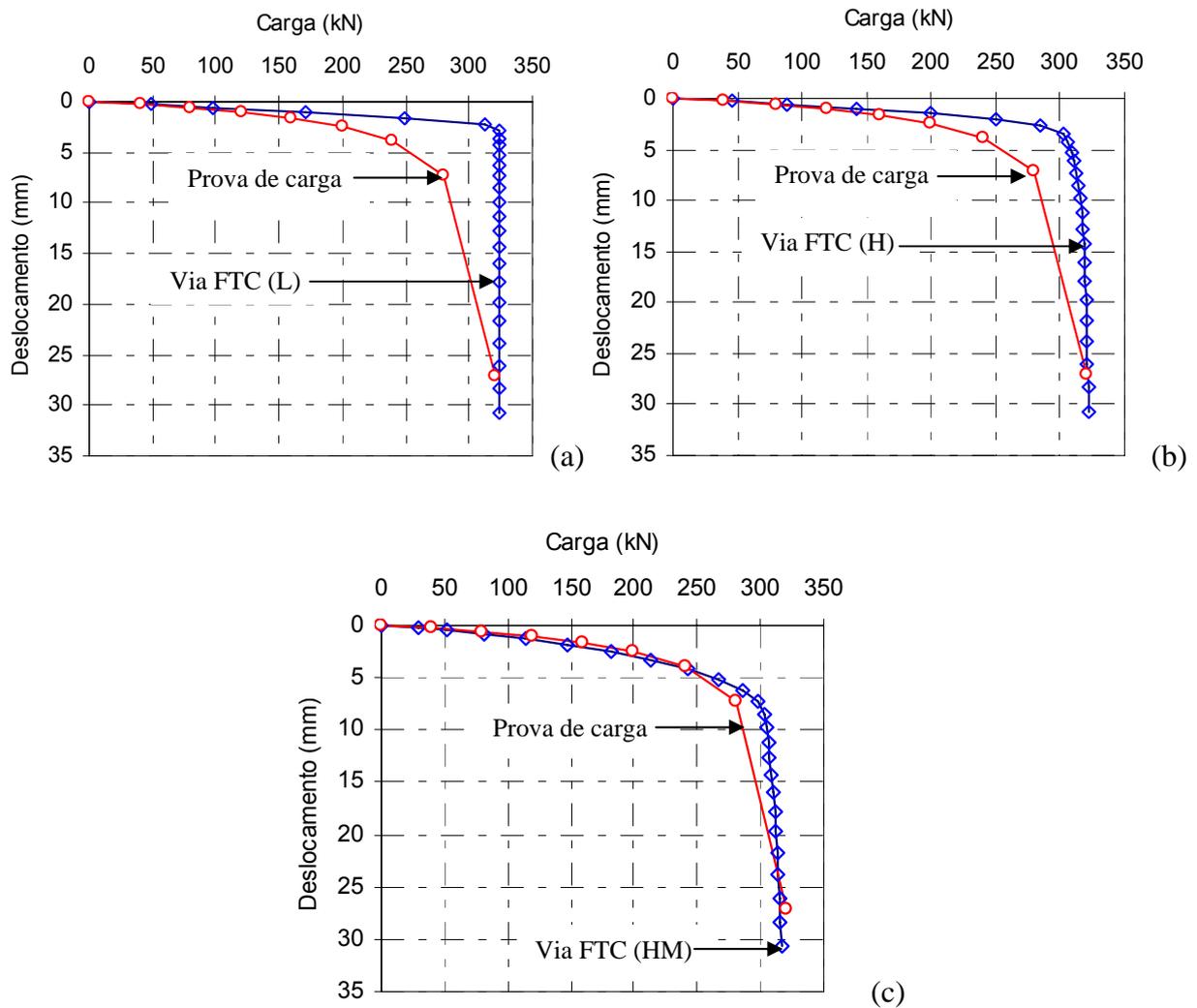


Figura 5.2 Análise de prova de carga usando curvas t-z e q-z (a) Linear (b) Hipérbole (c) Hiperbólica modificada no CEUnB.

No programa desenvolvido em Visual Basic ainda é possível obter somente as parcelas (lateral e base) a partir das curvas de transferência (curvas t-z e q-z). Nas Figura 5.3 (a, b) mostram-se os resultados obtidos para as parcelas (lateral e base) para os modelos linear, hiperbólico e hiperbólico modificado. O fuste é mobilizado para valores entre 2,2 mm (L) e 8,47 mm (HM), e a base, para um deslocamento de 30 mm, teve somente 82% de sua carga mobilizada no modelo (HM), enquanto que o modelo (H) mobiliza 95% da carga da base para este mesmo nível de deslocamento. O modelo linear, contrariamente aos modelos (H) e (HM), mobiliza toda a carga na base, mas a deslocamentos da ordem de 2,2 mm, ou seja, a um valor muito baixo e não realista para qualquer tipo de fundação.

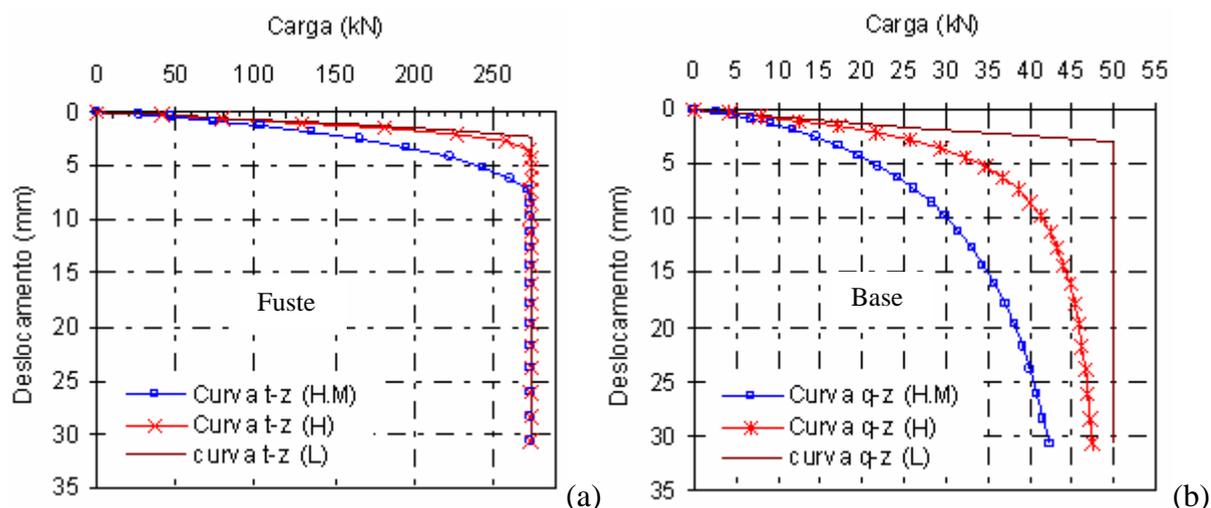


Figura 5.3 Parcelas de resistência usando curvas t-z e q-z admitindo modelos Linear, Hiperbólico e Hiperbólica modificada no CEUnB

A resposta carga-deslocamento usando as funções de transferência para esta mesma estaca também foi avaliada considerando somente uma curva t-z (ao longo de todo o fuste) e com os valores da base (idem Tab. 5.2). Logo, os dados foram também avaliados usando os valores médios ao longo do fuste da fundação, mas mantendo os valores relativos à base intactos. O valor médio para o atrito lateral unitário foi de 36 kPa e o valor do módulo a pequenas deformações, G_0 foi igual a 15,4 MPa. Novamente fez-se aqui o uso da proposta de equação conforme Chow (1996), com a ressalva de ser a metade do valor obtido com a formulação proposta. Praticamente nenhuma diferença ocorre entre os resultados, e este fato agiliza o processo de entrada de dados e torna mais rápida a execução do código de programação. A sugestão de uma única curva (t-z e q-z) para todo o perfil é, portanto, respaldada pelo método aqui adotado.

Os dados da nova análise encontram-se na Tabela 5.3, enquanto que as curvas t-z e q-z e carga versus deslocamento encontram-se representadas na Figura 5.4(a, b) e 5.5, respectivamente. A resposta da curva carga-deslocamento do topo da estaca foi apresentado novamente para o modelo hiperbólico modificado, considerado aqui o melhor para se gerar a curva carga-deslocamento.

Tabela 5.3 Dados para as análises de transferência de carga no CEUnB (duas camadas)

Cotas (m)	G_0 (MPa)	τ_{max} (kPa)*	$Q_{b,max}$ (kN)**	Observações
0 a 8	15,4	36	-	$f_{ck} = 15$ MPa; $E_p = 18$ GPa $r_m \cong L = 8$ m; $v_s = 0,31$; $v_p = 0,15$ $f = 0,98$; $g = 0,25$; erro $\leq 0,0001$; $l_e = 0,10$ m
8 a 9 (Base)	27,5		50	

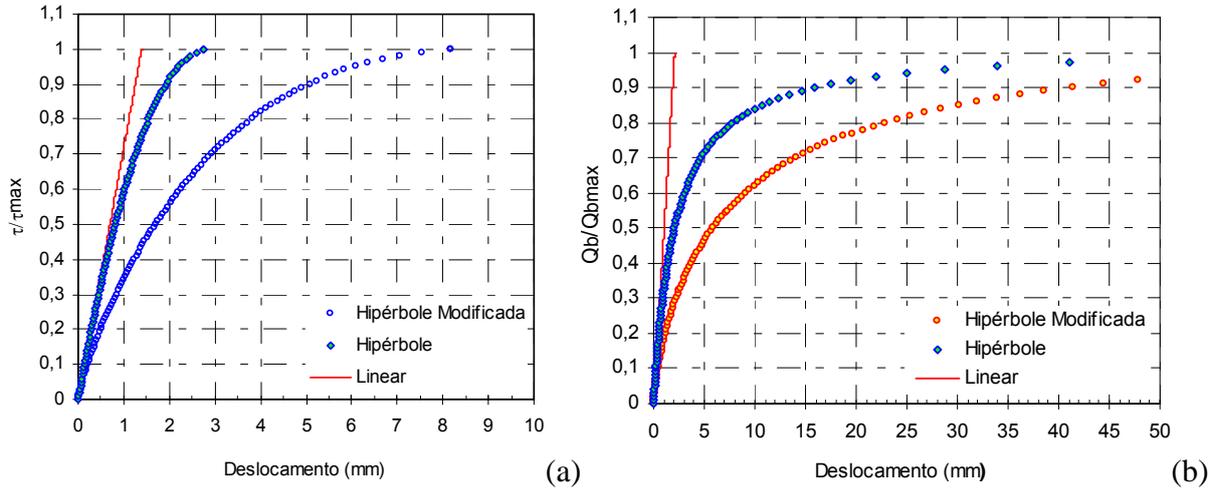


Figura 5.4 Curvas: t-z: 0 a 8 m; q-z: 8 a 9 m no CEUnB

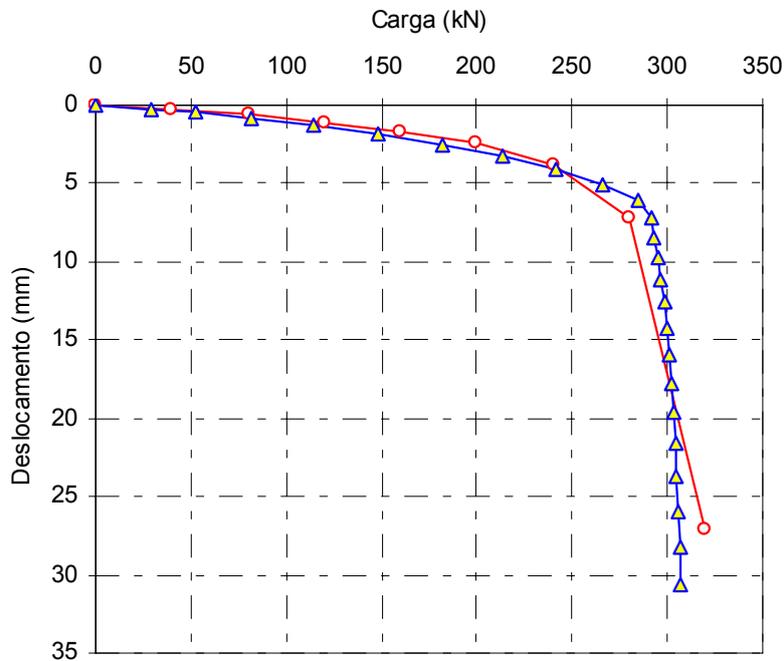


Figura 5.5 Análise de prova de carga usando curvas t-z e q-z (HM) no CEUnB

Como já citado no parágrafo anterior, na Figura 5.5 tem-se a resposta da curva carga versus deslocamento para o modelo hiperbólico modificado, em relação ao resultado obtido na prova de carga. Vê-se que, mesmo usando somente uma camada no fuste, o resultado observado compara muito bem ao obtido na prova de carga. A partir da carga 250 kN, no entanto, o método perde em precisão na avaliação da curva carga-deslocamento. Este fato enseja que o valor de mobilização da base utilizado (50 kN), seja maior que este.

O método mostrou-se aceitável de uma maneira geral para a fundação escavada, sobretudo para os deslocamentos relativos à carga de trabalho. O modelo hiperbólico modificado mostrou melhores respostas na determinação da curva carga-deslocamento que os modelos hiperbólico e linear. No trabalho de Reese & O' Neill (1999) sugerem-se curvas (t-z e q-z) para fundações escavadas tanto em solos argilosos como arenosos que foram obtidas a partir de resultados das parcelas de resistência em fundações instrumentadas. É possível que estas curvas ignorem as cargas residuais e, assim, as curvas t-z reflitam valores maiores que os reais enquanto que as curvas q-z reflitam valores menores.

Os valores de G_0 obtidos nas análises, ou seja, metade do valor sugerido no método de Chow (1996), levou-se a uma análise com relativo sucesso da prova de carga na estaca escavada. É importante, contudo, obter níveis de comparação de G_0 com dados oriundos de ensaios de campo (cone sísmico ou *crosshole*), por exemplo. Pela forma de execução da fundação, é de se esperar que os valores obtidos através de ensaios de campo sejam maiores que o aqui sugerido para a estaca analisada.

As análises feitas com base em perfil estratificado, ou usando somente uma camada (para o fuste) e para a camada da base, mostraram-se equivalentes e podem, num primeiro momento, ser usadas na avaliação da curva carga-deslocamento de fundações escavadas. O tubulão deste Campo Experimental não foi analisado em função de que todos os elementos (ao longo do fuste) devem possuir igual seção transversal, e isto seria impraticável na região cônica do citado tubulão aqui ensaiado.

No programa desenvolvido, não foi simulado um aspecto que é típico da resposta da parcela lateral, que é o efeito de perda de resistência (depois de alcançada a resistência de pico) para um valor residual (*softening*). Desta forma, a resposta do sistema fundação-solo pode não ser adequadamente representado com o uso de funções de transferência quando este aspecto for preponderante. O programa RATZ (Randolph, 1986) simula as curvas (t-z) levando em conta

este aspecto. Kraft *et al* (1981) avaliaram o efeito de *softening* investigando a influência do comprimento de fundações cravadas em solo argiloso e encontraram que o efeito é mais pronunciado para estacas de maior comprimento e de maior diâmetro. Desta forma, é possível que este aspecto não seja relevante para a estaca ora em questão.

Finalmente vale observar que qualquer método tem limitações do ponto de vista teórico e, além disso, variações nas condições do solo, forma de instalação da fundação, mudanças no solo com o tempo, entre outros, e estes são fatores que podem resultar em variações de $\pm 30\%$ nos deslocamentos previstos, mesmo para cargas de trabalho de fundações supostamente idênticas (Kraft *et al*, 1981).

5.2 ANÁLISES NUMÉRICAS USANDO O SOFTWARE GEO4 (PILES)

Utilizou-se do programa Geo (módulo “Piles”) versão 4 para realizar a análise numérica da prova de carga do Campo Experimental da UnB realizada por Perez (1997). O módulo Pile (Geo4) usa uma metodologia simplificada, a partir do modelo de Mohr-Coulomb, e este já fora objeto de uma descrição resumida no Capítulo 2. Os parâmetros de entrada são: ângulo de atrito (via Eq. 2.58); peso específico (via Tab. 3.1); coesão efetiva (via Eq. 2.57; Fig. 3.58), o valor de Poisson (conforme Eq. 2.49b). O módulo de elasticidade foi analisado em função da resistência de ponta (q_c) do ensaio CPT realizado no local, conforme explanado a seguir na tabela de resultados. Na Figura 5.6 tem-se tela do módulo “Pile” usado aqui.

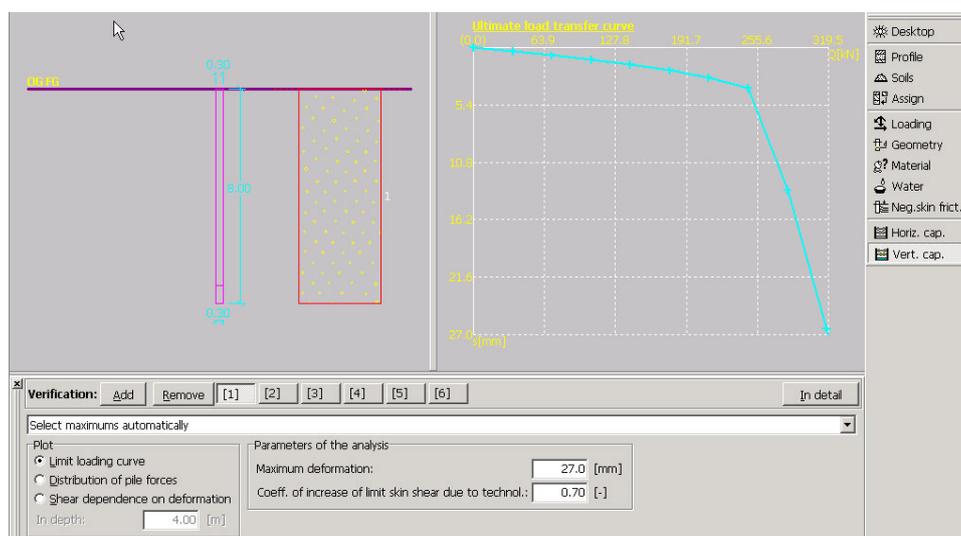


Figura 5.6 Tela do programa Geo4 (Piles)

Um importante aspecto, quando da simulação no Geo4, é a escolha de um valor apropriado do valor de “k” (Equação 2.62). Este fator representa um coeficiente de empuxo (não necessariamente, o empuxo em condição de repouso, k_0) e, a depender da forma de execução da fundação poderá ser aplicado valor superior ou inferior a k_0 . Obviamente que as condições do subsolo (solo pré-consolidado, normalmente consolidado) têm de ser avaliadas apropriadamente. É de se esperar, tipicamente, que estacas escavadas tenham coeficiente de empuxo menor que estacas hélice contínua, e esta menor que estacas cravadas. Na Figura 5.7 têm-se o efeito do valor de “k” mantendo-se todos os outros fatores constantes para uma relação carga-deslocamento (simulado).

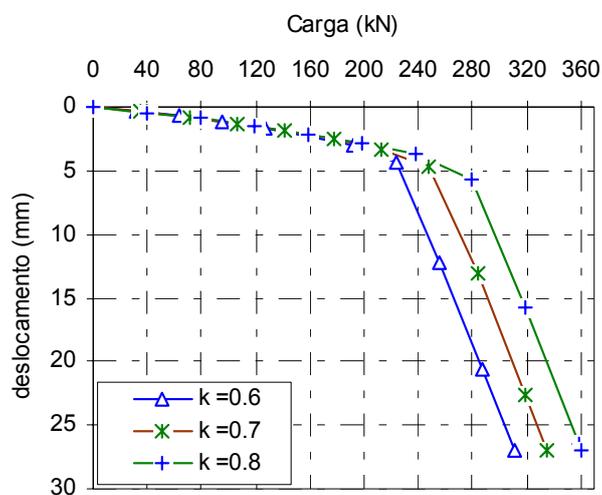


Figura 5.7 Efeito do coeficiente de empuxo na resposta de um sistema de fundação solo

Vê-se desta figura que o aumento do coeficiente k leva necessariamente a um aumento do valor da resistência da fundação. A partir de análises feitas previamente, mas não apresentadas no decorrer do item, verificou-se que um valor de $k = 0,65$ foi o que melhor representou as condições das fundações escavadas previamente analisadas.

5.2.1 ANÁLISES NUMÉRICAS DA ESTACA ESCAVADA

Para a estaca escavada ensaiada por Perez (1997) têm-se na Tabela 5.4 os dados (médios) obtidos conforme descrito anteriormente.

Tabela 5.4 Dados de entrada (médios) para as análises, via GEO4, no CEUnB

Cotas (m)	ϕ (°)	c' (kPa)	γ_z (kN/m ³)	ν	E (MPa)	Observações
0 a 2	36,6	4	13,5	0,29	23	γ_{concreto} (kN/m ³)=24 E_p (GPa)=16 $\rho = 27$ mm $E=18,6+1,7.q_c^*(\Delta^{**})$ $(q_c^* \rightarrow \text{MPa} \rightarrow E \text{ MPa})$ $k=0,65$
2 a 6	29,8	10	14,4	0,33	20	
6 a 8	31,4	9	15	0,32	22	
8 a 9 (Base)	33,1	7	18	0,31	23	
9 a 12	33,2	7	17,8	0,31	24	
12 a 15	37,1	3	18,5	0,28	35	

q_c^* é o valor médio da resistência de ponta do ensaio de CPT conforme estratigrafia

(Δ^{**}) o módulo foi obtido através de correlação empírica estabelecida pessoalmente neste trabalho, entre q_c^* de cada camada e o valor de E que levava ao melhor ajuste das curvas (experimental x teórico). A equação que melhor se ajustou é a indicada na Tabela 5.4.

Desta forma, na Figura 5.8 têm-se o resultado da curva carga-deslocamento obtida com os dados, conforme Tabela 5.4, comparativamente ao valor obtido na prova de carga da estaca aqui em estudo.

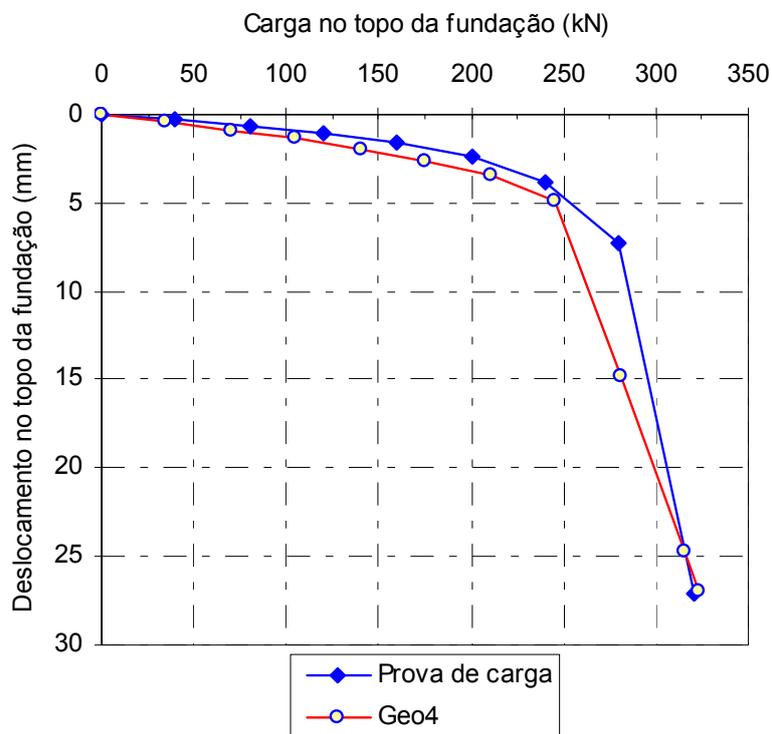


Figura 5.8 Resultado obtido da análise com o Geo4 (dados brutos) no CEUnB

A distribuição de carga em profundidade é mostrada na Figura 5.9 e nesta vê-se que, para uma carga de 210 kN, muito pouca carga chega à base, enquanto que para a carga de 315 kN, um valor próximo de 86 kN chega à base. Ou seja, a parcela lateral vale 229 kN para esta curva de distribuição e, assim, é provável que apesar da boa concordância, conforme Figura 5.8, as parcelas de resistências sejam menor para o atrito e maior para a base, quando comparado aos valores sugeridos no cap. 4 de 270 kN para a parcela lateral e 50 kN para a base (conforme discutido anteriormente para a estaca Perez, 1997). Desta forma, há uma espécie de “compensação” entre as parcelas, de forma que o comportamento geral da curva carga-deslocamento apresenta boa representatividade.

Os trabalhos apresentados pelos autores Cunha *et al* (2002) e Cunha & Kuklík (2003) constataram a mesma situação exposta acima, ou seja, enquanto a carga total é bem representada, a parcela de resistência lateral apresenta menor valor e a parcela na base apresenta-se maior quando comparados a resultados de instrumentação. Vale ressaltar que, como visto no Capítulo 4 (Item 4.3), quando as cargas residuais são ignoradas, as curvas de transferência refletem uma super estimativa no atrito lateral e uma sub-estimativa na resistência na base da fundação durante o ensaio de compressão axial e, desta forma, a avaliação de resultados via instrumentação não é representativo da realidade da fundação.

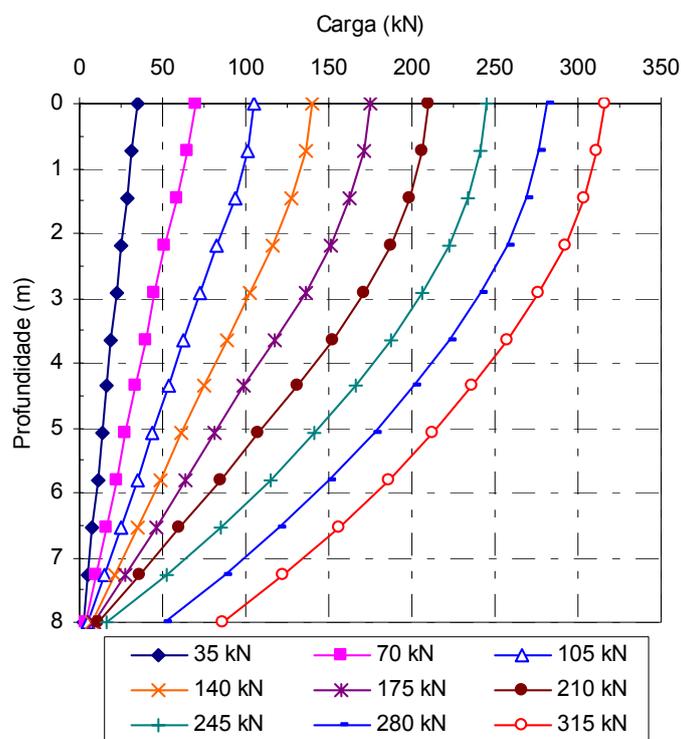


Figura 5.9 Carga em profundidade via Geo4 (perfil médio) CEUnB

Da mesma forma que no Item 5.1, com as análises utilizando-se de funções de transferência de carga, os dados do CEUnB também foram analisados de forma a se ter um perfil médio, ou seja, parâmetros únicos ao longo de todo o fuste (0 a 8 m) e para as camadas abaixo da base da fundação. Portanto, a análise foi repetida de forma que os parâmetros de entrada ao longo da camada de 0 a 8 m fossem valores médios obtidos da mesma forma que descrito anteriormente.

Os dados desta análise constam da Tabela 5.5 enquanto que na Figura 5.10 têm-se os resultados obtidos para a relação carga-deslocamento e, na Figura 5.11, têm-se a distribuição de carga em profundidade obtida via software Geo4.

Tabela 5.5 Dados de entrada médios (duas camadas) no CEUnB

Cotas (m)	ϕ (°)	c' (kPa)	γ_τ (kN/m ³)	ν	E (MPa)	Observações
0 a 8	31,2	8,5	14,5	0,32	21	γ_{concreto} (kN/m ³)=24
8 a 9 (Base)	33,1	7	18	0,31	25	E_p (GPa)=16
9 a 12	33,2	7	17,8	0,31	24	$\rho = 27$ mm
12 a15	37,1	3	18,5	0,28	35	$E=18,6+1,7.q_c^*$ (q_c e $E \rightarrow$ MPa) $k=0,65$

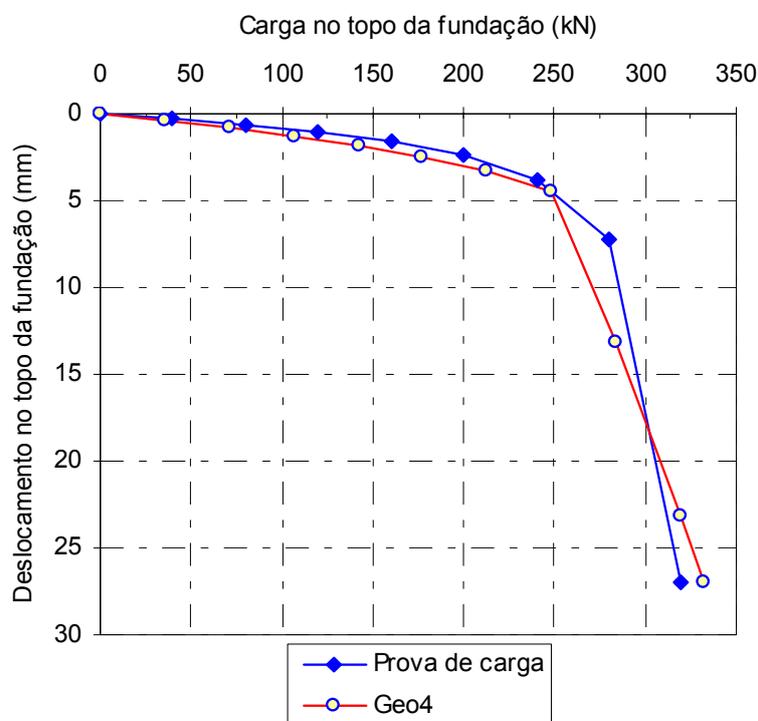


Figura 5.10 Resultado obtido da análise com o Geo4 com perfil médio CEUnB

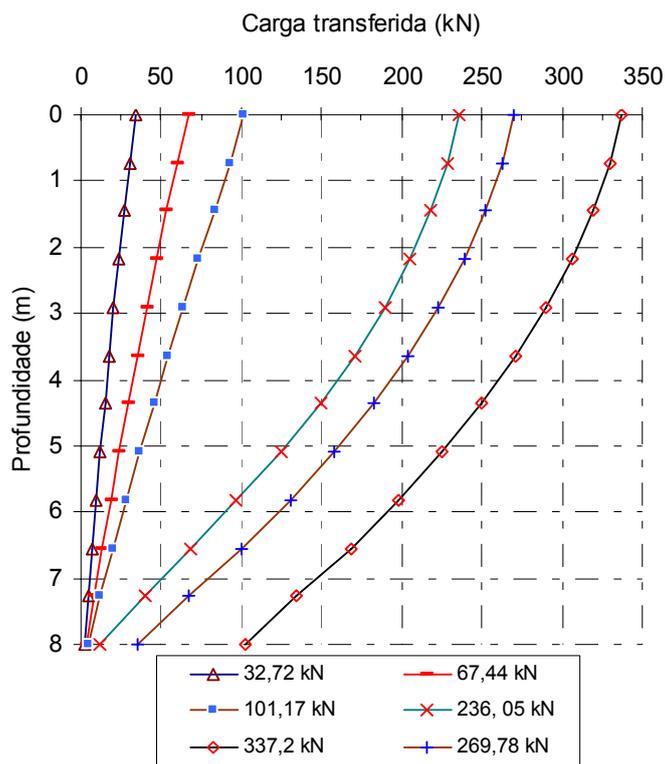


Figura 5.11 Carga em profundidade via Geo4 (perfil médio) CEUnB

Vê-se dos resultados obtidos na Figura 5.10 que, apesar de se usar somente uma camada para o fuste (perfil médio), a resposta obtida mostra-se coerente com a metodologia aplicada e com a resposta da prova de carga. Da mesma forma que no item anterior, sugere-se que este procedimento possa ser incluído nas análises preliminares de fundações escavadas, sem prejuízo dos resultados finais. Na Figura 5.11 vê-se que a distribuição de carga em profundidade mostra-se semelhante à forma de distribuição anteriormente apresentada nas Figuras 2.9 e 2.10, distribuição esta baseada em sugestão de Fellenius (2002), e que foi analisada no Capítulo 4 (Item 4.3).

5.2.2 ANÁLISES E RETRO-ANÁLISES DE TUBULÃO

A seguir será avaliada a prova de carga no tubulão ensaiado no Campo Experimental da UnB e apresentado no Capítulo 3 deste trabalho (T_{BF} →Fig. 3.20). O perfil estratigráfico é distinto daquele usado na Tabela 5.4 somente a partir da base da fundação, ou seja, ao longo do fuste

os perfis se equivalem. As entradas de dados para as análises constam da Tabela 5.6 e, tipicamente, modificam-se os valores da coesão ao longo do fuste e base. Para a coesão, , sugere-se um valor 4,5 vezes maior do que o usado para a estaca escavada (escavado mecanicamente) visto que o tubulão foi escavado manualmente. O valor de E segue o mesmo da Tabela 5.6.

Tabela 5.6 Dados para as análises no tubulão, via GEO4, no CEUnB

Cotas (m)	ϕ (°)	c' (kPa)	γ_τ (kN/m ³)	ν	E (MPa)	Observações
0 a 2	36,6	16	13,5	0,29	23	γ_{concreto} (kN/m ³)=24
2 a 6	29,8	44	14,4	0,33	20	E_p (GPa)=16
6 a 8	31,4	38	15	0,32	22	$\rho = 38,1$ mm
8 a 12 (base)	33,4	31	17,8	0,31	24	$E=18,6+1,7 \cdot q_{c^*}$ ($q_c \rightarrow$ MPa \rightarrow E MPa)
12 a 15	37,1	14	18,5	0,28	35	$k=0,65$)

Na Figura 5.12 têm-se o resultado da curva carga-deslocamento com o software Geo4 (Pile) para o tubulão ensaiado no CEUnB, a partir dos dados da Tabela 5.6 (c' modificado) e para o valor de coesão dado na Tabela 5.4 (c' original).

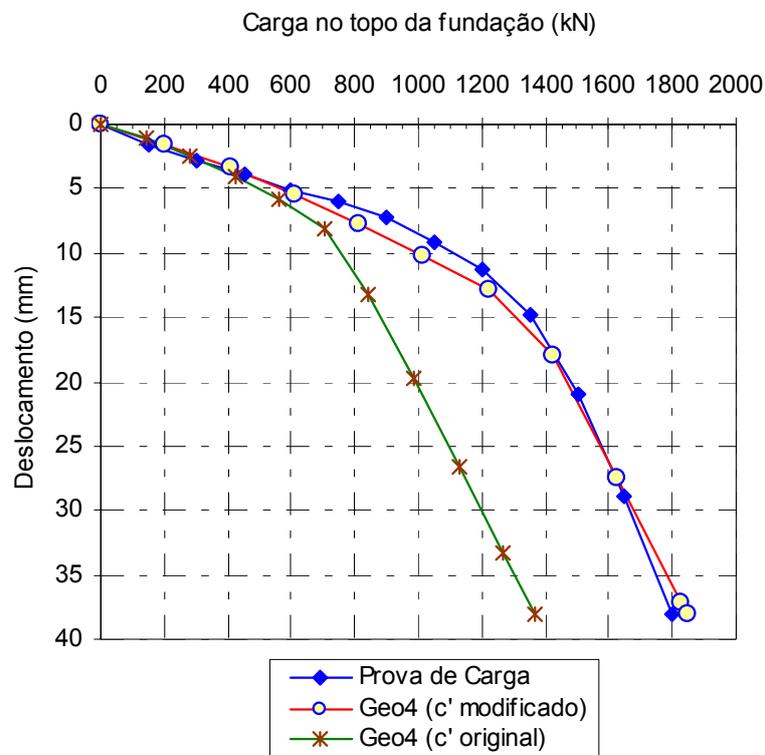


Figura 5.12 Prova de carga em tubulão avaliado via Geo4 CEUnB

Vê-se da Figura 5.12 que, aplicando os valores de coesão efetiva (c' original) apresentados neste trabalho na Tabela 5.4, há uma fragrantíssima redução da capacidade de suporte ($\cong 26\%$) e que, ao se modificar somente a coesão, motivada pelo fato de que o mesmo foi escavado manualmente (mantendo os demais parâmetros constantes), o resultado obtido na Figura 5.12 ajusta-se bem ao observado no comportamento da prova de carga. Faz-se necessário aqui observar que, na simulação, nenhuma região ao longo do fuste ou do tronco cônico foi desconsiderada em termos de resistência.

A distribuição de carga em profundidade, para os dados retro-analisados (c' modificado) do tubulão é dada na Figura 5.13, e nota-se que esta segue a forma sugerida por Fellenius (2002) expressa na Figura 2.9, em que a distribuição em profundidade do esforço normal na fundação segue uma lei parabólica.

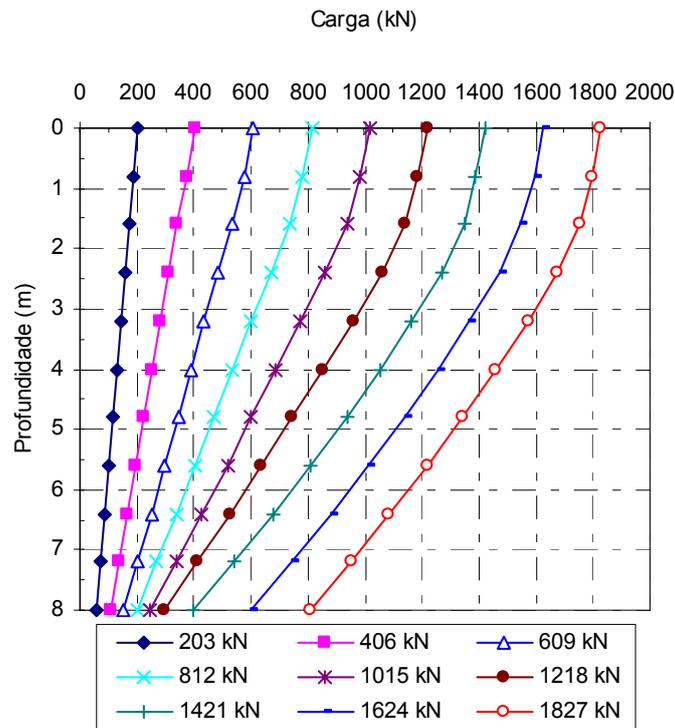


Figura 5.13 Distribuição de carga em profundidade no tubulão via Geo4 no CEUnB

O resultado da parcela de base na Figura 5.13, ou seja, 806 kN, é 31% menor que aquele obtido com o método sugerido no capítulo 4 (Item 4.5.2.) expresso na Tabela 4.31. Esta diferença pode ser explicada pelo maior valor de deslocamento a que a base será submetida quando se utiliza o método sugerido no capítulo 4 (Item 4.5.2.).

5.2.3 SUMARIO DAS ANÁLISES COM O GEO4

Em termos gerais, o software Geo4 (módulo “Piles”) mostrou-se razoavelmente adequado às análises a que foi submetido. O modelo constitutivo usado no Geo4 é o Mohr-Coulomb com o uso dos parâmetros ângulo de atrito (conforme Equação 2.58); coesão (conforme Eq. 2.57), coeficiente de Poisson (conforme Equação 2.49b) e o módulo de elasticidade, que foi obtido conforme relação $E=1,7q_{c*}+18$ [q_{c*} e $E \rightarrow$ MPa] (q_{c*} é a resistência de ponta (q_c) média do ensaio de CPT para cada camada considerada). O software ainda requer um valor de coeficiente de empuxo (“k”), que neste trabalho foi adotado igual a 0,65. Análises prévias em resultados de provas de carga indicaram a adequação do valor de “k” adotado (e sugere-se para o CEUnB e as fundações em questão). Adicionalmente vale observar que o valor de “k”, em princípio, deve ser maior para estacas tipo hélice contínua, que, por sua vez, deve ser maior em estacas cravadas. No entanto, o valor de “k” a ser adotado deveria ser balizado por resultados de provas de carga em que se conhece aproximadamente a componente lateral.

Um importante aspecto se dá com relação ao comportamento da base da fundação. A forma de execução desta ditará sempre grande parte do seu comportamento. O valor do módulo de elasticidade para o solo abaixo da base da fundação é fortemente influenciado pelo nível de deslocamento a que a base esteja submetida e, desta forma, os valores de módulo podem diferir da equação sugerida anteriormente podendo ser menores ou maiores ao se analisar outras provas de carga com valores distintos de deslocamentos. Para tubulões em que o fuste é escavado mecanicamente, a coesão pode ser avaliada como na Equação 2.57.

Das análises, tanto da estaca quanto do tubulão, é provável que, por trás da boa reprodução da curva carga-deslocamento, as parcelas de resistências sejam menores que o ocorre em resultados via instrumentação para o atrito lateral, e maiores para a base. Para a estaca escavada e ensaiada por Perez (1997), têm-se as parcelas iguais a 270 kN para o fuste e 50 para a base, enquanto que o resultado via Geo4 sugere valores da ordem de 230 kN para o fuste e 94 kN para a base. Da mesma forma, tem-se o tubulão em que, para a carga de 1815 kN, aproximadamente 800 kN alcançam a base (Figura 5.13), deixando 1015 kN para a componente lateral. Na Tabela 4.28 viu-se que Q_1 (via CPT) é da ordem de 382 kN, ou seja, 2,7 vezes menor que o obtido via Geo4 (retro-analisado). Possivelmente, o aumento da coesão evidenciado na retro-análise, esteja associado à forma de execução do tubulão (manualmente).

5.3 ANÁLISES NUMÉRICAS USANDO O SOFTWARE PLAXIS 2D

Até agora as análises numéricas consideraram simulações em que o meio geotécnico em que as fundações estavam instaladas é representado por pontos discretos e não, como é mais intuitivo de se imaginar, uma massa contínua (*continuum*).

O método de elementos finitos (MEF) consegue, juntamente com outras técnicas numéricas, representar o solo como um contínuo e assim representar mais apropriadamente determinado problema. Tipicamente quatro princípios fundamentais são obedecidos com o uso da técnica de elementos finitos, ou seja, o equilíbrio de tensões, a compatibilidade de deformações, a lei constitutiva e as condições de contorno.

O programa Plaxis 2D será aqui usado nas análises das estacas do CEUnB (estaca e tubulão), sendo novamente aqui adotado o modelo de Mohr-Coulomb (modelo elástico perfeitamente plástico) na descrição da massa de solo. O comportamento da fundação (estaca ou tubulão) é assumido como sendo elástico linear. Embora a maioria dos problemas geotécnicos seja tri-dimensional, para efeito das análises que se seguiram usou-se uma análise bi-dimensional sob condição de axi-simetria e com a função de deslocamentos prescritos (*Prescribed displacements* ) do programa Plaxis. Esta opção permite fixar os deslocamentos desejados e então obter a força, ou seja, a carga correspondente àquele deslocamento imposto. A forma de abordagem de fundações escavadas usando a opção de deslocamento é feita em Wehnert & Vermeer (2004). Mota (2003) e Soares (2004) usaram procedimento inverso, ou seja, impuseram forças para obter deslocamentos.

O modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb representa uma aproximação de “primeira ordem” com relação ao comportamento do solo. O seu uso é recomendado, portanto, em praticamente todas as análises de um problema considerado (www.planix.nl). A escolha de um determinado modelo que represente o solo depende do tipo de solo que se deseja simular (argila ou areia, por exemplo), mas fundamentalmente também dependerá da disponibilidade de dados relativos ao que se deseja modelar (obtenção de parâmetros). Ainda não há um modelo constitutivo (geotécnico) que possa reproduzir todos os aspectos do comportamento real dos solos (Potts & Zdravkovic, 1999) e, desta forma, considera-se o modelo Mohr-Coulomb razoavelmente apropriado para as análises na estaca e no tubulão do CEUnB.

Wehnert & Vermeer (2004) sugere que se faça uma discretização máxima numa região ao redor da fundação e assim, evitar-se-á o uso de qualquer elemento de interface para a fundação analisada. Na realidade, o procedimento sugerido é baseado na premissa de que a discretização máxima (advinda do programa Plaxis) seja a mais próxima da situação em que se deseja simular, no caso, o sistema fundação-solo. Não se trata, portanto, da mera “substituição da interface” pelo procedimento de refinamento da região ao redor do fuste e abaixo da base da fundação. Não há qualquer correlação, usando o procedimento de refinamento máximo, com um elemento de interface. Desta forma, será usado o procedimento sugerido por Wehnert & Vermeer (2004) para as análises da estaca escavada e do tubulão.

Os resultados obtidos com o uso de deslocamentos prescritos, usando axi-simetria, correspondem a uma força (carga) para 1 rad (kN/rad). Desta forma os resultados obtidos devem ser multiplicados por 2π para obter o valor da força em kN. A entrada de dados segue o sistema internacional de unidades.

A geração de malha no Plaxis é automática mas, tipicamente, malhas com cerca de 100 elementos são consideradas “grossas”, 250 elementos “médias” e 1000 elementos “finas”. O número exato de elementos depende da geometria e da característica eventual do refinamento local, ou seja, o refinamento de uma determinada área. Nas análises usando o Plaxis todos os elementos são de 6 nós. Wehnert & Vermeer (2004) comentam que, em geral, e a partir da quinta discretização da região ao redor da fundação, não haveria mais mudança na quantidade de elementos, nós e pontos de tensão (pontos de Gauss).

O fato da discretização (com malha muito fina) é de se esperar que, em termos de parcelas de resistência, a parcela da base não seja tão afetada pela discretização da malha quanto é a parcela lateral, pois a quantidade de elementos sob a base varia pouco. No Programa Plaxis 2D (Versão 7.21) ainda são possíveis os modelos, além do linear elástico, o modelo HS (*Hardening soil*) e o SS (*Soft soil*) que não foram utilizados nesta pesquisa face à comparação direta com o software Geo4 que apresenta suas análises em termos do modelo Mohr-Coulomb.

O fato de se dispor da metodologia sugerida por Wehnert & Vermeer (2004) é válida para o modelo Mohr-Coulomb podendo a capacidade de suporte total não ser tão depende da discretização assim para outros modelos constitutivos que o Plaxis possui.

5.3.1 ANÁLISES NUMÉRICAS DA ESTACA USANDO PLAXIS 2D

As análises da estaca escavada ensaiada por Perez (1997) fazem-se agora através do software Plaxis 2D. Inicialmente têm-se a etapa de modelagem da discretização estratigráfica. Na Figura 5.14 (a, b) têm-se vistas de telas do programa Plaxis para o problema.

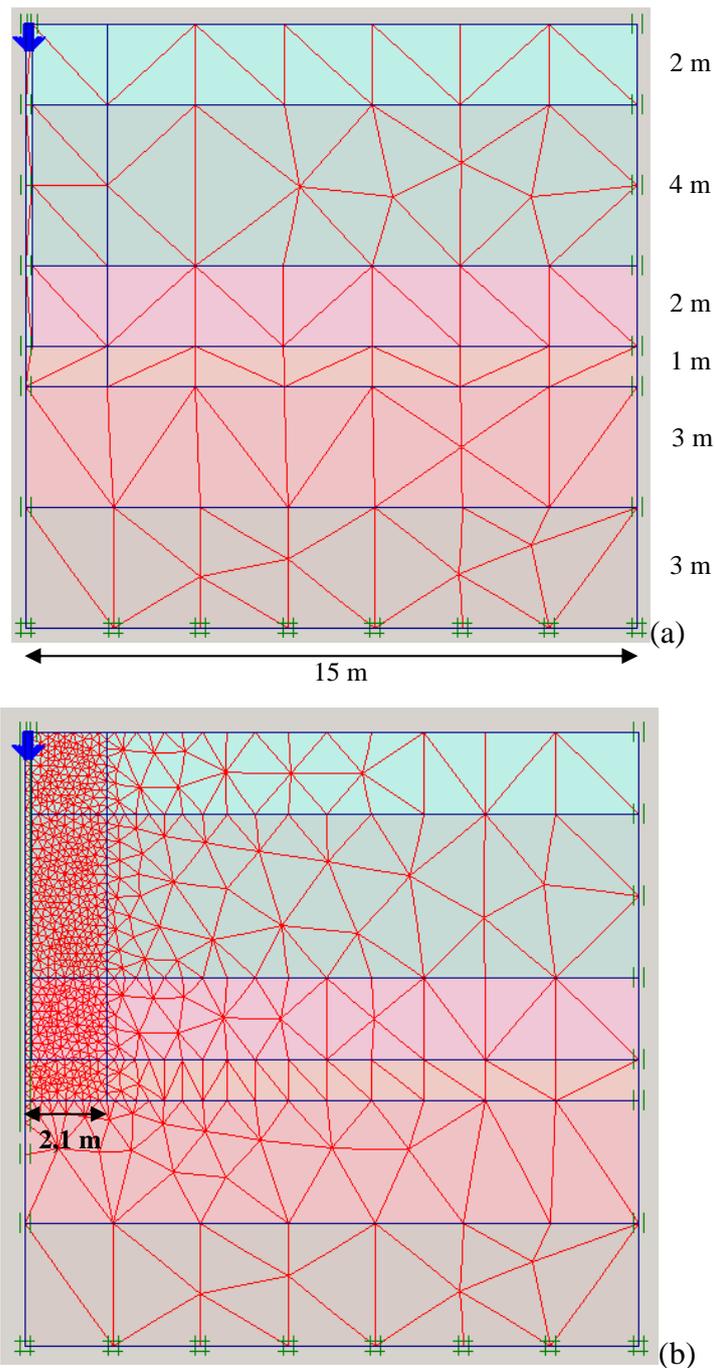


Figura 5.14 Discretização estratigráfica e delimitação das regiões refinadas

A Figura 5.14(a) tem-se o problema com um refinamento mínimo (malha grossa) e na Figura 5.14(b) tem-se refinamento máximo (malha grossa) na região ao redor da fundação. É com essa última que se darão as análises. A discretização segue a mesma forma que o usado para o software Geo4 (item anterior), ou seja, os dados da Tabela 5.4 serão usados sem nenhuma modificação. Por se tratar de uma modelagem axi-simétrica, somente o raio da estaca (0,15 m) está representada na Figura 5.14, além das cotas usadas para gerar o contorno do problema. Ainda na Figura 5.14b têm-se para o problema, após a discretização máxima, 1492 elementos, 3073 nós e 4476 pontos de tensão (pontos de Gauss). A discretização máxima foi conseguida após cinco refinamentos da região ao redor da fundação (incluindo a estaca).

A Figura 5.15 mostra o resultado da capacidade de suporte obtida com a metodologia sugerida com o uso dos dados da Tabela 5.4. Os valores de deslocamentos imposto na análise foram 2, 4, 8, 12, 15, 20 e 27 mm. Comparativamente ao valor obtido na prova de carga, vê-se que há uma menor rigidez com relação ao resultado da prova de carga em todos os deslocamentos avaliados, apesar da boa concordância da capacidade de suporte (total) obtido para o deslocamento máximo (27,03 mm). Na Figura 5.16 têm-se as parcelas de resistência (fuste e base) tanto para o plaxis como para o Geo4 (parcelas individualizadas fuste e base). Os dados referem-se à Tabela 5.4.

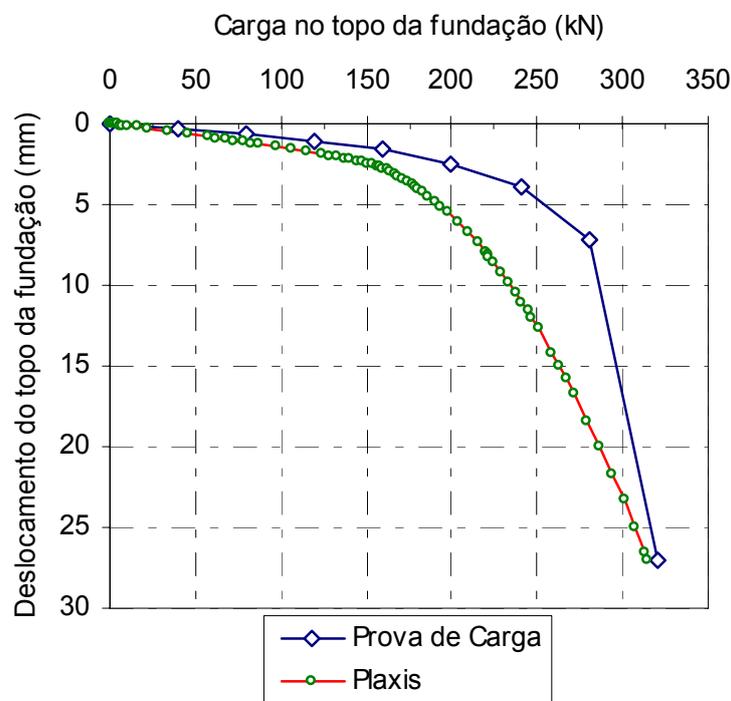


Figura 5.15 Capacidade de suporte via Plaxis para a estaca do CEUnB

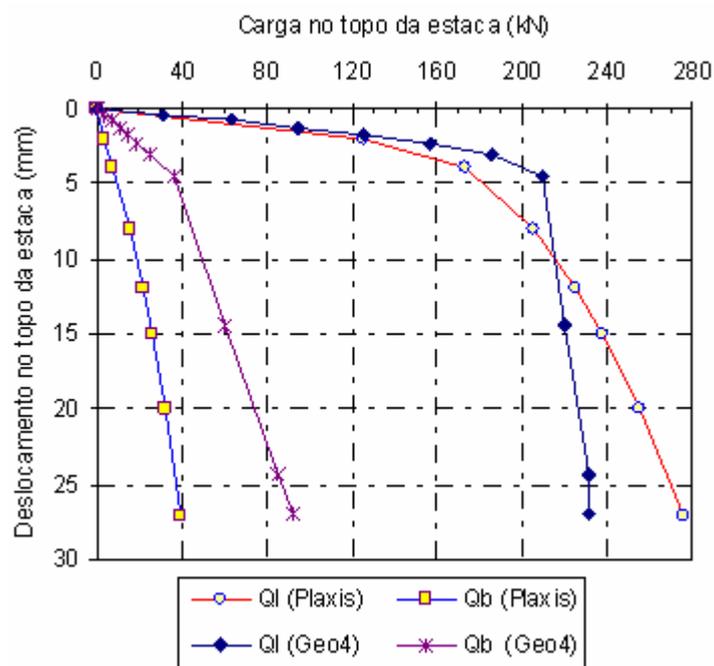


Figura 5.16 Parcelas de resistência a partir das análises via Plaxis e Geo4 no CEUnB

A Figura 5.16 suscita novamente o fato de que mesmo que a curva carga-deslocamento seja considerável adequada, para uma determinada análise, não necessariamente suas parcelas (fuste e base) se ajustam de forma adequada. Nesta mesma figura vê-se que nenhuma das análises se aproximam dos valores esperados, quer seja, 270 kN para o fuste e 50 kN para a base como discutido no Capítulo 4. Para o Plaxis a resistência de base mostra-se menor, enquanto que para o Geo4, esta mostra-se maior. Diferentemente, o atrito no Geo4 é menor que o sugerido via plaxis. Nas análises, o programa Geo4 alcança um valor de atrito máximo constante, diferentemente do plaxis.

Comparando os resultados obtidos via Plaxis e Geo4 para a carga total (Figuras 5.8 e 5.15), têm-se que o resultado obtido via Geo4 mostrou-se mais representativa, a partir dos mesmos parâmetros da Tabela 5.4. Desta forma, é lícito sugerir que os parâmetros a serem utilizados, mesmo sendo usado o modelo Mohr-Coulomb em ambos os softwares, devam ser distintos, sobretudo o valor do módulo de elasticidade. Note que, com o mesmo E, a curva carga-deslocamento oriunda do Plaxis mostrou-se bem menos rígida que o resultado obtido via prova de carga. É possível, portanto, que uma outra combinação de parâmetros do modelo Mohr-Coulomb seja necessária para análises via Plaxis. Isto sem dúvida se dá em função de diferenças na discretização e nos algoritmos de ambos os parâmetros.

5.3.2 ANÁLISES NUMÉRICAS DO TUBULÃO

Além da estaca escavada, o tubulão ensaiado no CEUnB (T_{BF} → Figs. 3.4(b), 3.20) será também avaliado com o programa Plaxis 2D e, do mesmo modo que a estaca, usando o mesmo modelo constitutivo. Nas Figuras 5.17 e 5.18 (a, b) tem-se o perfil estratigráfico e a disposição da malha de elementos finitos quando da primeira e da última discretização.

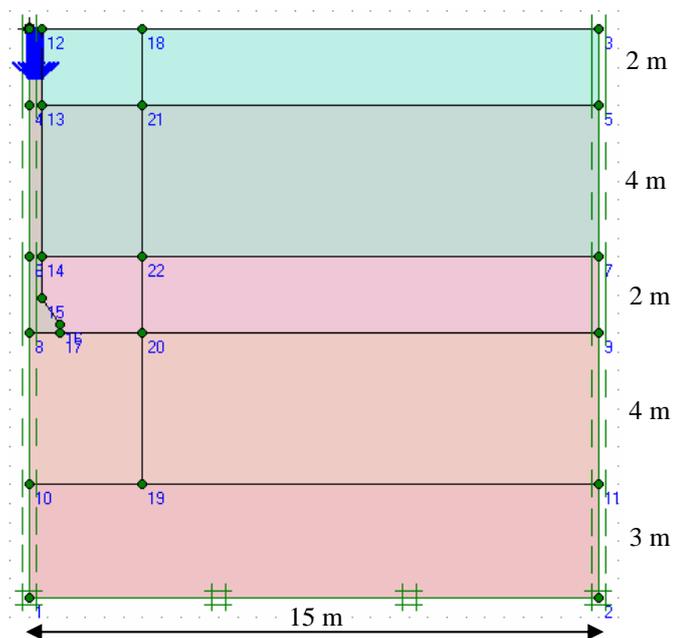


Figura 5.17 Disposição da estratigrafia para a análise do tubulão no CEUnB

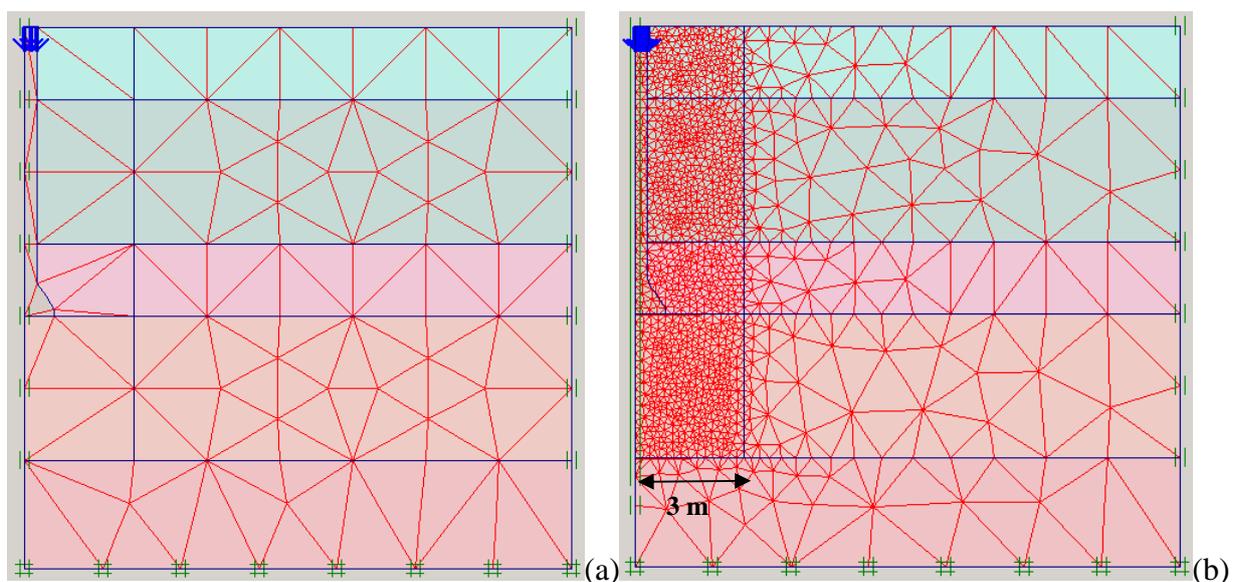


Figura 5.18 Malha de elementos finitos usada nas análises do tubulão

O resultado obtido com o programa Plaxis foi baseado, como no caso do Geo4, nos dados da Tabela 5.6, sendo o resultado mostrado na Figura 5.19. A discretização obteve 2664 elementos, 5435 nós e 7992 pontos de tensão (pontos de Gauss). A discretização segue os dados da Tabela 5.6 e os parâmetros não sofreram qualquer modificação. Por se tratar de uma modelagem axi-simétrica, somente o raio do fuste (0,35 m) e da base (0,825 m) estão representados na Figura 5.17, além das cotas usadas para gerar o contorno do problema. Os valores de deslocamentos imposto na análise foram 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 e 38,1 mm

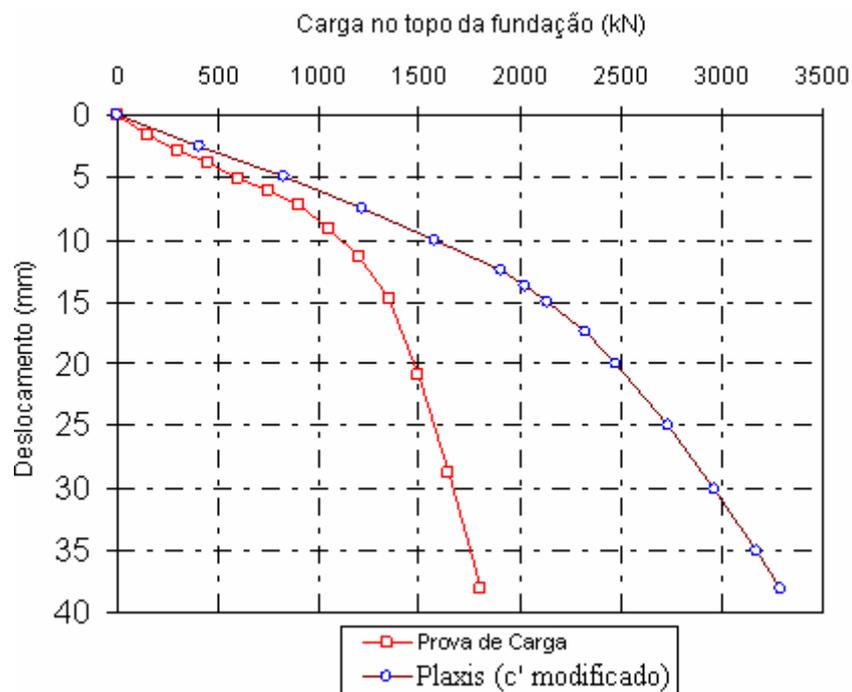


Figura 5.19 Resultado da simulação da prova de carga no tubulão com dados idênticos aos usados com o software Geo4

Vê-se da Figura 5.19 que, com os dados da Tabela 5.6, o resultado obtido via Plaxis é superior em termos de capacidade de suporte (para $\delta = 38,1$ mm), e este valor equivale a 1,8 vezes o valor obtido na prova de carga. Além da capacidade, a rigidez obtida é também maior que aquela do resultado experimental. Desta forma, a avaliação deste problema sob condições de igualdade de parâmetros, não exige a resposta da curva carga-deslocamento de ser distinta. O fato de o software Geo4 não simular o fuste do tubulão da mesma forma que o Plaxis pode ter levado a esta diferença de quase duas vezes na capacidade de suporte além dos fatores explanados anteriormente.

5.3.3 RETRO-ANÁLISES DO TUBULÃO

Considerar-se-á, neste item, a condição de retro-análise do tubulão (anteriormente descrito) e assim, será permitido que uma nova análise seja feita em que os principais parâmetros da Tabela 5.6 sejam modificados.

Inicialmente, somente os valores da coesão (da Tabela 5.6) serão modificados, sendo estes tomados iguais aos da Tabela 5.4. Analisar-se-á assim o resultado novamente para o tubulão sob igualdade dos demais parâmetros e forma de discretização. Os resultados obtidos nas novas análises constam da Figura 5.20 com os dados da curva carga-deslocamento comparativamente ao valor obtido na prova de carga.

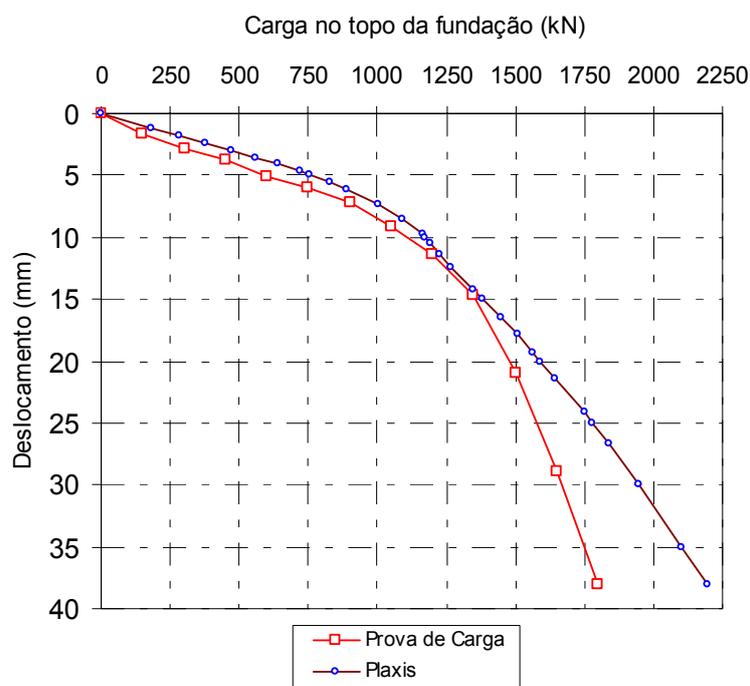


Figura 5.20 Resultados via Plaxis para a prova de carga no tubulão (retro-análise 1)

Vê-se desta que, apesar da relativa melhora quando se compara o resultado obtido com a prova de carga, a capacidade de suporte ainda permanece maior (1,2 vezes) que o resultado da prova de carga para o deslocamento igual a 38,1 mm, apesar da boa concordância até 15 mm (para a carga 1350 kN).

Os resultados obtidos, tanto nas análises da estaca como para o tubulão, mostram que a forma de determinação dos parâmetros aqui sugerida, conforme metodologias citadas anteriormente, levam a resultados melhores para os obtidos via Geo4. Os resultados via Plaxis foram razoáveis porém inferiores à qualidade do Geo4. Vale citar no entanto que a análise da curva carga-deslocamento (Figura 5.20) mostrou-se suficiente do ponto de vista prático (carga de trabalho).

Com o intuito de melhor avaliar a curva carga-deslocamento do tubulão e assim, obter importantes feições da resposta do sistema fundação-solo, faz-se uma nova retro-análise. A resposta de melhor adequação foi conseguida usando dados da Tabela 5.6, mas modificando os valores de ϕ' e E para 80% e 90% daqueles sugeridos na mesma tabela, respectivamente. O valor de c' mantém-se conforme Eq. 2.57 e Figura 3.58. A Tabela 5.7 mostra os dados de entrada para a nova análise enquanto que na Figura 5.21 têm-se o resultado obtido.

Tabela 5.7 Dados para as análises no tubulão, via Plaxis no CEUnB

Cotas (m)	ϕ (°)	c' (kPa)	γ_t (kN/m ³)	ν	E (MPa)	Observações
0 a 2	29	4	13,5	0,29	21	$\gamma_{\text{concreto}} \text{ (kN/m}^3\text{)}=24$
2 a 6	24	10	14,4	0,33	18	$E_p \text{ (GPa)}=16$
6 a 8	25	9	15	0,32	20	$\rho = 38,1 \text{ mm}$
8 a 12 (base)	27	7	17,8	0,31	22	$E=0,9 \cdot [1,7 \cdot q_c^* + 18,6] \text{ (MPa)}$
12 a 15	30	3	18,5	0,28	32	

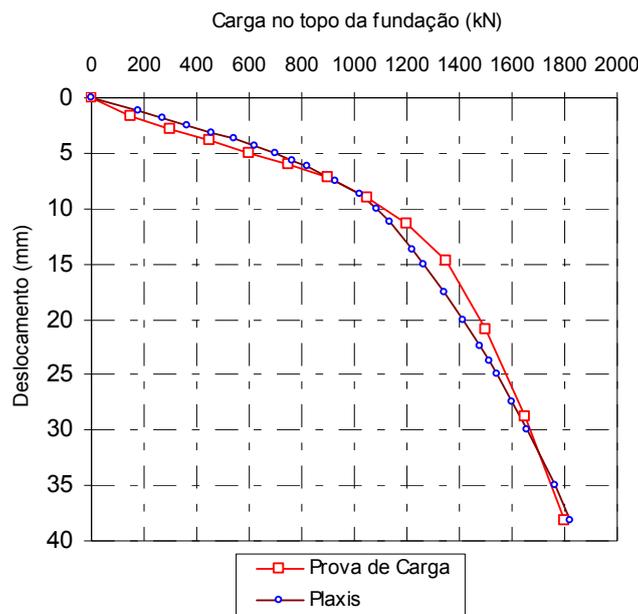


Figura 5.21 Resultados via Plaxis para o tubulão via dados da Tabela 5.7 (retro-análise 2)

Os resultados da Figura 5.21 mostram-se mais representativos com relação ao resultado obtido na prova de carga. Logo, com base nesta segunda retro-análise, apresentam-se os resultados nas Figuras 5.21 e 5.22 das tensões efetivas e dos deslocamentos totais, respectivamente.

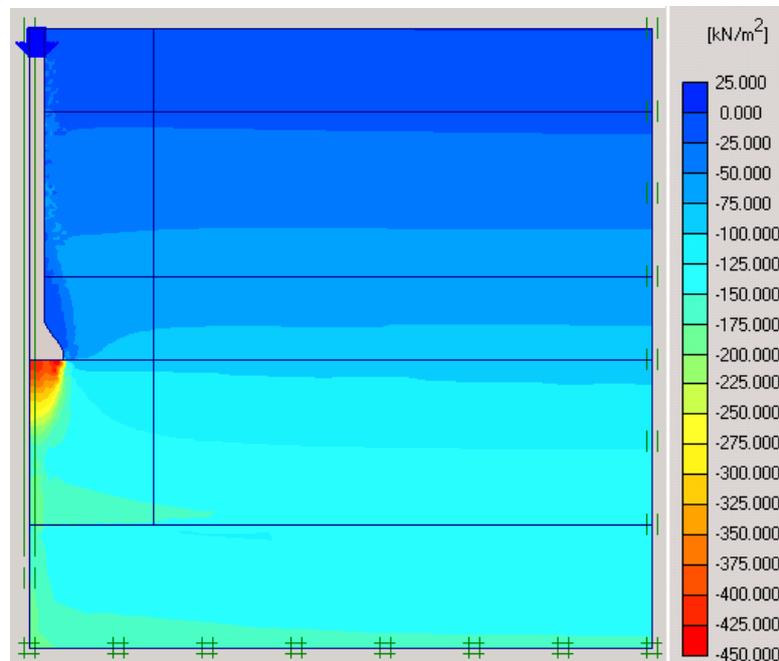


Figura 5.22 Resultados via Plaxis para tensões efetivas atuantes no tubulão (retro-análise 2).

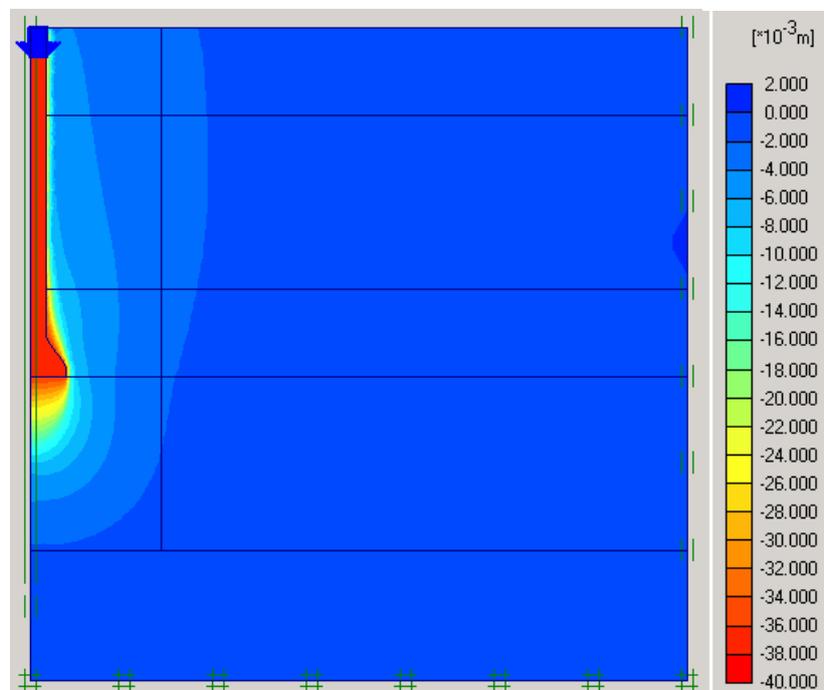


Figura 5.23 Resultados via Plaxis para deslocamentos totais (retro-análise 2).

Na Figura 5.24 tem-se o resultado da tensão efetiva na face do tubulão, medida ao longo do fuste (incluindo as tensões ao longo do tronco cônico) para a carga máxima (1800 kN).

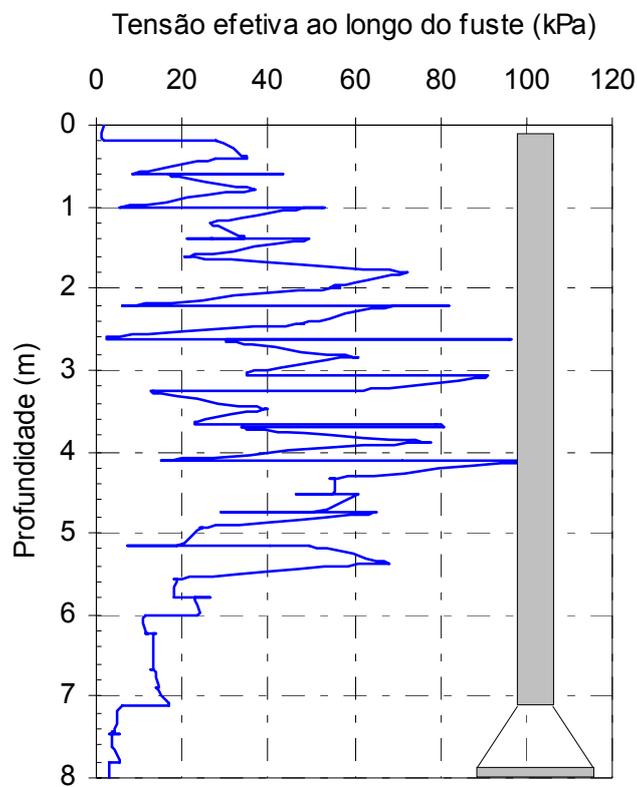


Figura 5.24 Tensão normal ao longo do fuste do tubulão via MEF (retro-análise 2).

Vê-se desta figura que a tensão efetiva medida na face do tubulão ao longo de todo o seu perímetro (incluindo o tronco cônico) registra rápida diminuição a partir da profundidade igual a 7,1 m (início do tronco cônico) e que, com base nisto, o comprimento efetivo (L_{ef} → Item 4.5.1) poderia ser considerado igual à diferença entre o comprimento total do tubulão e a altura do tronco cônico ($8 - 0,9 = 7,1$ m). Contudo, dependendo dos deslocamentos alcançados na base alargada, isto pode provocar um fenômeno de “descolamento” (conforme Fig. 2.3), ou seja, uma perda de adesão (coesão) numa região acima do tronco cônico e assim, o comprimento efetivo pode ser menor que o sugerido acima. Assim, é razoável admitir que o comprimento efetivo seja igual a $L_{ef} = H - [(h + 1 \cdot D)] = 8 - [(0,9 + 1 \cdot 0,7)] = 6,4$ m, onde H é o comprimento total do tubulão, h é o comprimento do tronco cônico e D é o diâmetro do fuste do tubulão.

Na Figura 5.25 têm-se as parcelas de resistência (fuste e base) além das cargas totais para os resultados obtidos via Plaxis e na prova de carga, via segunda retro-análise.

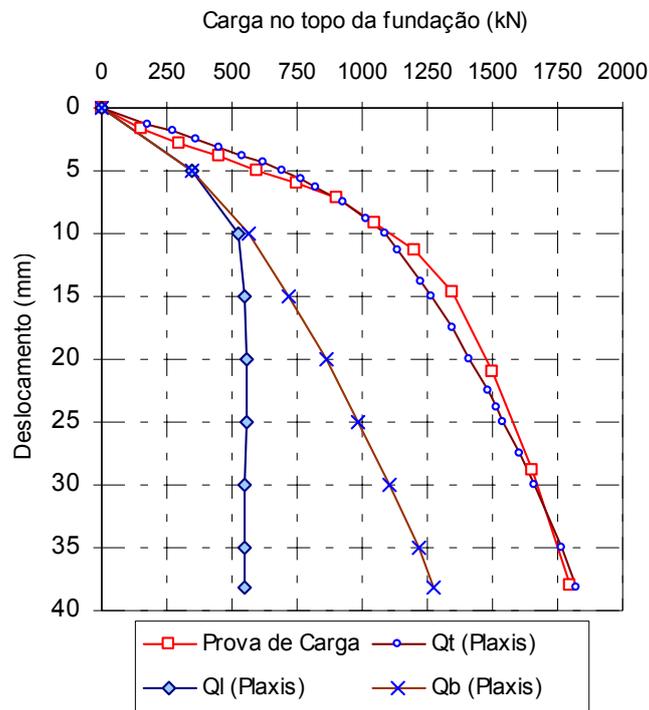


Figura 5.25 Parcelas de resistência via Plaxis 2D (retro-análise 2).

A Figura 5.25 mostra que o atrito lateral é a única parcela de resistência que é totalmente mobilizada e que, para 15, 20 e 38,1 mm têm-se valores correspondentes a 546, 555 e 548 kN para a parcela lateral, respectivamente. No Capítulo 4 (Item 4.5.1), o comprimento efetivo mais próximo ao obtido acima (6,4 m) é o obtido pela sugestão de Feng *et al.*(1988) em que $L_{ef} = H - [2.(D_b - D)]$, igual a 6,1 m. Na Tabela 4.25, em que L_{ef} é avaliado conforme sugestão de Feng *et al.*(1988) e resultados obtidos via CPT e SPT têm-se valores iguais a 428 e 419 kN, respectivamente para Q_l . Os valores obtidos via SPT e CPT são função direta de L_{ef} , ou seja, aumentando o comprimento efetivo, aumenta-se o valor de Q_l . Considerando aqui os valores de 7,1 m ($L_{ef} = H - h$) e 6,4 m $L_{ef} = H - [(h+1).D]$ para L_{ef} e aplicando igual método do item 4.5.1 encontram-se valores iguais a 546 kN e 463 kN para a carga lateral do tubulão. Comparando esses valores ao valor obtido numericamente na Figura 5.25 (555 kN) sugere-se que L_{ef} seja avaliado por $L_{ef} = H - [(h+1).D]$, em função do mesmo englobar a situação mais adversa, que leva a menor parcela de carga lateral.

Diferentemente, a parcela na base não registra qualquer tendência a um valor último. Na realidade, à medida que o deslocamento aumenta maior é a carga mobilizada para esta. Para o deslocamento de 38,1 mm têm-se 1275 kN. O valor de 1275 kN compara bem com o método proposto no Capítulo 4 (item 4.5.2) em que o resultado da Tabela 4.31 apresenta $Q_b=1055$ kN, ou seja, 21% menor que o valor obtido numericamente, e que, sob o ponto de vista prático é uma boa aproximação em se tratando de um método desta natureza.

Ainda com relação às possíveis análises da Figura 5.21, apresentam-se na Figura 5.26 têm-se os pontos plásticos e de tração para o deslocamento último, em uma região do tubulão sob a base e em parte do fuste. Já os pontos de tração ocorrem na região da “saia” do tubulão, significando que nessa região pode haver um descolamento do solo (tração).

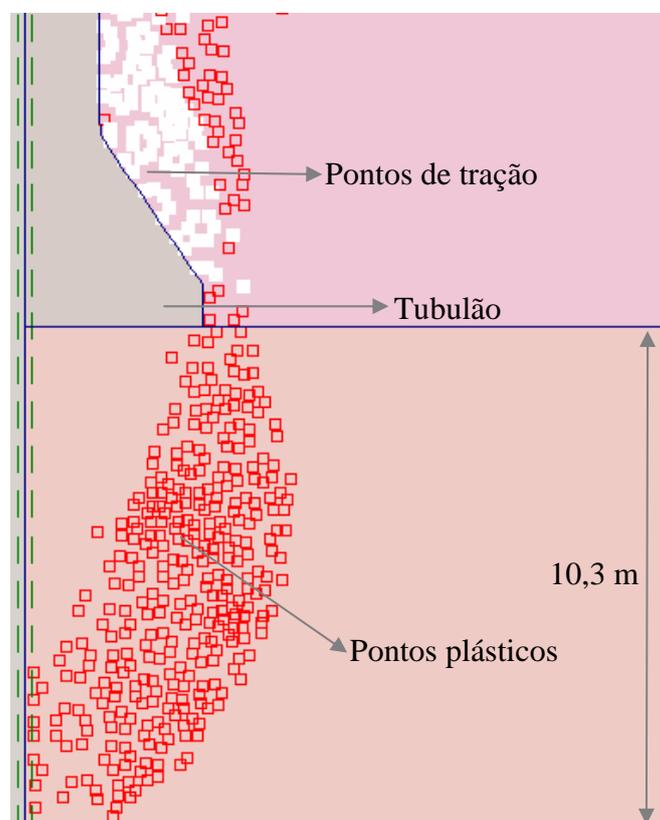


Figura 5.26 Pontos plásticos e de tração em regiões do tubulão (tronco cônico e base)

Vale a observação de que o uso de métodos que levam em conta a teoria da plasticidade não são justificados pelas presenças de pontos de tração, aqui detectadas numericamente. Da mesma forma que na estaca, o mecanismo de plastificação não inclui qualquer região acima da

base do tubulão e, assim, aplicar métodos advindos da teoria da plasticidade levariam a erros com base nos resultados aqui expressos. Van Impe (1994) cita que, em geral, os métodos baseados na teoria da plasticidade, para a determinação de q_b , são muito conservadores e que erros de mais de 100% nas previsões não são tão raros.

5.3.4 SUMARIO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

O modelo de Mohr-Coulomb usado aqui não incluiu a utilização do ângulo de dilatância, ou seja, na realidade este foi considerado igual à zero. Potts (2003) mostra que, não somente a dilatância afeta as cargas limites, mas também domina o comportamento carga-deslocamento. Análises feitas por Potts (2003) com ângulos de dilatância variando entre 0 e 25° também indicaram que nenhuma carga limite última foi alcançada (mesmo para deslocamentos de 2 m) e que quanto maior é o ângulo de dilatância mais rígida é a curva carga-deslocamento. Consequentemente, as únicas análises que prevêm carga última são aquelas em que se tem o ângulo de dilatância igual à zero. O relativo sucesso das análises aqui realizadas com o Plaxis 2D levou em consideração que a dilatância é igual a zero e, assim, é provável que esta variável, para os solos analisados, tenha pouca importância.

As análises do Item 5.1 mostraram o uso de funções de transferência de carga na avaliação da curva carga-deslocamento de estaca escavada. Dentre os modelos de funções de transferência usados nas análises (Linear-L, Hiperbólico-H e o Hiperbólico Modificado-HM), o modelo (HM) representou de modo mais efetivo os resultados obtidos na prova de carga analisada. Os valores do atrito unitário foram determinados conforme metodologia de Eslami & Fellenius modificada, bem como o valor da resistência da base. Para os valores de G_0 , usou-se a metodologia de Chow (1996) onde as constantes “f” e “g” foram sugeridas por Mayne (2000) (f=0,98 e g=0,25) para todos os casos analisados. Os valores de G_0 obtidos nas análises, ou seja, a metade do valor sugerido no método de Chow (1996), foram considerados apropriados para as mesmas e, desta forma, esta é uma informação a ser empregada quando se dispõe de ensaios tipo CPT.

O software Geo4 também foi usado nas análises tanto da estaca escavada como do tubulão, da mesma forma que o software Plaxis. De uma forma geral, apesar dos softwares empregados usarem o mesmo modelo, ou seja, o modelo Mohr-Coulomb, a entrada de dados foi de

fundamental importância para se obter níveis de comparação entre estes. Tanto para o Geo4 como para o Plaxis 2D, analisando a estaca escavada mecanicamente, tem-se que o ângulo de atrito foi avaliado conforme Equação 2.58, a coesão efetiva conforme Eq. 2.57, e o valor de Poisson conforme Equação 2.49b. O módulo de elasticidade aqui sugerido para as análises, via CPT, é dado pela equação sugerida de $E \text{ (MPa)} = 18,6 + 1,7 \cdot q_c \rightarrow q_c \text{ (MPa)}$. Este valor para o solo abaixo da base da fundação é fortemente influenciado pelo nível de deslocamento a que a base esteja submetida, desta forma, valores menores ou maiores podem ser obtidos quando se analisam outras provas de carga com valores distintos de deslocamentos. Além dos parâmetros anteriormente citados, o Geo4 proporciona que se use um coeficiente de empuxo (k) que, sob análises prévias, foi melhor avaliado como sendo igual a 0,65 para as fundações ora em questão.

Observou-se que os dados utilizados forneceram resultados melhores, comparativamente aos resultados das provas de carga, para o software Geo4. No Plaxis 2D, apesar de se conseguir igual capacidade de suporte (para a estaca), a rigidez foi menor que o resultado da prova de carga em todos os níveis de carregamento. Para o tubulão, o resultado obtido via plaxis foi maior (mais rígido) que o observado no Geo4, possivelmente porque há a influência da modelagem e do parâmetro de empuxo (k) usado no Geo4, entre outros fatores. Para as curvas de distribuição de carga, o Geo4 simula-as de forma que a carga em profundidade segue uma forma parabólica, sobretudo para as cargas próximas à carga última, conforme também é sugerido pelas análises feitas no Item 4.3 usando o software *Unipile*.

Para o software Plaxis 2D e, seguindo a entrada de dados sugerida na retro-análise (2) (Item 5.3.3), análises puderam ser feitas entre as parcelas de resistência e também das tensões na face do tubulão (incluindo a região ao longo do tronco cônico), sendo possível observar que há uma rápida diminuição das tensões desde o início da “saia” do tubulão. Isto sugere que as tensões atuantes ali contribuem muito pouco e podem ser desprezadas para o cálculo da parcela lateral. Contudo, a depender do deslocamento da base, poderá haver perda de contato próximo da região próxima à saia, e neste caso sugere-se que $L_{ef} = H - [(h+1) \cdot D]$. O procedimento de deslocamentos prescritos mostrou-se apropriado e, assim, evitou-se o uso de elementos de interface que, tipicamente, carecem de parâmetros distintos daqueles usados nas camadas de solos, parâmetros estes de difícil obtenção.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho, foi dada ênfase a métodos de determinação da capacidade de suporte e deslocamento (recalque) para fundações escavadas do tipo estacas, tubulões e estacas hélice contínua. Estes tipos de fundações são largamente usados no DF, estendendo-se também a grande parte dos projetos de fundações executados no Brasil. Pode-se dizer que fundações escavadas do tipo hélice contínua, por suas peculiaridades, têm seu uso potencial aumentado em todo o mundo.

Os métodos de avaliação da capacidade de suporte (sobretudo da componente lateral) apresentam-se em função de ensaios *in situ* do tipo CPT e SPT. Para a capacidade de suporte da base, sugeriu-se uma nova metodologia semi-empírica em função da tensão efetiva na base da fundação.

Além das metodologias de capacidade de suporte, sugeriu-se também para fundações escavadas um método adaptado da metodologia de Paikowsky para a determinação da carga limite, a partir de resultados de provas de carga. Neste trabalho o termo usado é “carga limite” ao invés de “carga de ruptura”, uma vez que, necessariamente, a “ruptura” não existe para a base, diferentemente do que ocorre para o fuste, e essa carga sempre estará condicionada a um determinado valor de deslocamento.

Os deslocamentos foram avaliados utilizando-se da metodologia de Fleming (1992) que usa funções hiperbólicas, tanto para o fuste como para a base, para representar a curva carga-deslocamento. Permeou nas análises, ainda, o tópico sobre a distribuição de carga em profundidade bem como a marcante influência que tem a tensão residual na interpretação de instrumentação feitas em fundações escavadas.

Por fim, análises numéricas de uma estaca escavada e de um tubulão, ensaiados no Campo Experimental da UnB (CEUnB), foram avaliados numericamente usando-se de funções de transferência de carga (curvas $t-z$, $q-z$) e pelos softwares comerciais Geo4 (Pile) e Plaxis 2D.

Baseado nos resultados apresentados ao longo desta pesquisa pode-se concluir que, para fundações escavadas instaladas em solo não saturado estudados aqui, admite-se que:

- A metodologia apresentada na Equação 4.4 representa um valor de carga limite (a carga está associada a um determinado valor de deslocamento) e deve ser usada quando há a interrupção prematura da prova de carga. O valor de deslocamento sugerido é $\delta=15+5\%D$ (mm) para estacas escavadas com diâmetro menor do que 0,7 m e ($\delta=2$ a $3\% Db$) ou (20 a 30 mm) para tubulões ou estacas com diâmetro $> 0,7$ m;
- A forma de execução da estaca deve ser respeitada e, assim, a imposição de métodos declaradamente direcionados para estacas cravadas devem ser evitados. A sugestão da metodologia dada no Item 4.2 mostrou-se adequada para análises via resultados de ensaios tipo CPT/CPTU para estacas escavadas e hélice contínua aqui analisada. Para resultados via ensaios tipo SPT o uso da Eq. 4.5 (Item 4.4) mostrou-se adequado à avaliação da capacidade das fundações escavadas, resguardando os valores médios para as estacas escavadas e as hélices contínuas (sem uso de pressão de injeção);
- A resistência unitária na base de tubulões pode ser avaliada com a utilização da Equação 4.8 que, num primeiro momento, também é válida para estacas escavadas. Naturalmente, o valor da resistência de base sempre estará associado a um valor de deslocamento a que a base alcance;
- A avaliação da componente lateral de tubulões dista, e muito, do peso dos mesmos e esta relação foi em média igual a 24% (SPT) e 21% (CPT) para os casos analisados. A consideração de igualdade é prática errônea nos projetos de tubulões no Brasil;
- Os métodos Aoki & Velloso(AV); Décourt & Quaresma (DQ); Gotlieb *et al.*(G); Antunes & Cabral (AC); além do método sugerido (MS) foram usados na avaliação de estacas hélice contínua (isolada e em grupos). O método sugerido é baseado na Equação 4.5. Para estaca isolada, os métodos de AV e AC mostraram-se contra a segurança enquanto que os métodos DQ e G, a favor desta. O método que melhor avaliou Q_l e Q_t , com as considerações adotadas, foi o método sugerido (MS), enquanto que o método de AV é melhor na avaliação da carga na base;
- O efeito da tensão residual na análise de resultados de fundação instrumentadas é fundamental para a correta interpretação da distribuição de carga (real) das mesmas;

- As maiores influências para a tensão residual, em termos comparativos (métodos via CPT e Unipile) aos obtidos via instrumentação, foram observados nas EHC. Isto sugere que maiores influências das tensões residuais estão presentes neste tipo de fundação, mas não minora a influência que estacas escavadas venham a possuir;
- O método de Fleming (1992) aplicado aos resultados de provas de carga em estacas escavadas, mostrou-se, de uma maneira geral, um método que consegue simular bem o comportamento da curva carga-deslocamento, sobretudo para carga de trabalho, ou seja, sob o ponto de vista de utilização em projetos correntes de fundações tem um forte atrativo;
- O método de funções de transferência de carga usando o modelo hiperbólico modificado mostrou melhores respostas na determinação da curva carga-deslocamento que os modelos hiperbólico e linear, sobretudo para os deslocamentos relativos à carga de trabalho. Os valores de G_0 usados foram obtidos com base no método de Chow (1996) e, nas análises, a metade do valor sugerido mostrou-se apropriado;
- Para as análises feitas com o software Geo 4 é provável que, por trás da boa reprodução da curva carga-deslocamento, as parcelas de resistências sejam sub-dimensionadas em relação aos resultados via instrumentação para o atrito lateral, e super-dimensionadas para a carga de base. Uma comparação direta entre os softwares Geo4 e Plaxis fica prejudicada por não se assegurar igual condição inicial dos problemas analisados;
- Para o software Plaxis 2D e, seguindo a entrada de dados sugerida em retro-análises, pode-se considerar que o comprimento efetivo de atrito em tubulões (L_{ef}) pode ser dado conforme a expressão $L_{ef}=H-[(h+D)]$ onde H é o comprimento total do tubulão, h é o comprimento do tronco cônico e D é o diâmetro do fuste do tubulão;
- O procedimento de uso do software Plaxis com deslocamentos prescritos mostrou-se apropriado. As análises também podem ser feitas com o uso de elementos de interface mas, tipicamente, carecem de parâmetros distintos daqueles usados nas camadas de solos, e por vezes, são parâmetros de difícil obtenção.

6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Realização de ensaios do tipo CPT e SPT próximo às fundações escavadas já executadas e avaliação dos respectivos métodos propostos nesta pesquisa;
- Realização de ensaios do tipo CPT ou DMT entre as fundações hélice contínua executadas em bloco no CEUnB e, desta forma, avaliação da influência da instalação das mesmas;
- Realização de ensaios do tipo CPT em estado natural e após umedecimento do solo no CEUnB com o intuito de, a partir dos resultados de adensamento unidimensional já realizados no local, poder-se confrontar com o sistema de classificação de Eslami & Fellenius (1997, 2002) e averiguar a região potencialmente colapsível;
- Realização de provas de carga em estacas escavadas (tipo lenta), mas prevendo algum tipo de melhoria do solo da base, onde os deslocamentos impostos (em todas as estacas ensaiadas) sejam de igual magnitude e, no mínimo, alcancem um deslocamento de 10% do diâmetro da base. Pode-se prever também algum tipo de melhoria na parcela lateral de fundações escavadas a partir de escarificações, por exemplo, nas paredes laterais do furo;
- Realização de provas de carga em tubulões (tipo lenta) de forma que se isole o fuste da base. Este “isolamento” pode ser feito com material, como por exemplo, isopor de densidade compatível ao esforço submetido, e desta forma, seja possível obter as parcelas de resistência ao longo do fuste e da base sem a necessidade de instrumentação;
- Realização de análises numéricas em fundações escavadas com outros modelos constitutivos além do de Mohr Coulomb, onde as entradas de dados sejam baseadas fielmente em resultados de ensaios *in situ* e de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF (1989). Research on Foundation Engineering. Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Engineering, XII. ABEF. São Paulo. SP.

ABNT (1991b). Estacas – Prova de Carga: NBR-12131 (antiga MB-3472). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

ABNT (1996). Projeto e Execução de Fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

Abu-Farsakh, M.Y., Titi, H. H., (2004). Assessment of Direct Cone Penetration Test Methods for Predicting the Ultimate Capacity of Friction Driven Piles, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 130, No. 9, pp. 935-94.

American Iron and Steel Institute (1975). Steel Pile Load Test Data., 84 p.

Albuquerque, P.J.R., Massad, F., Carvalho, D., Ferreira, M.A.M. (2001). Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Hélice Tipo Ômega, em Solo Residual de Diabásio. UNICAMP, Campinas, SP, 198 p.

Almeida Neto, J.A. (2002). Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos. 187 p. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica USP-SP.

Alonso, U.R. (1996a). Estimativa da Adesão em Estacas a partir do Atrito Lateral Medido com o Torque no Ensaio SPT-T. Solos e Rocha, ABMS/ABGE, 19 (1): 81-84.

Alonso, U.R. (1996b). Estacas Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica Previsão da Capacidade de Carga através do Ensaio SPT-T. SEFE III, São Paulo, SP, 2: 141-151.

Alonso, U.R. (2000). Contribuição para a Formação de um Banco de Dados de Provas de Carga de Estacas Hélice Contínua, SEFE IV, São Paulo, SP, 2: 430-450.

Alonso, U.R. (2004). Projeto e Desempenho das Fundações (Retrospectiva da Experiência Brasileira), SEFE V, São Paulo, SP, 2: 1-34.

Alonso, E.E., Gens, A., Wight, D. (1987). Special problem soils. General report. Proc. 9th European Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, Dublin, 3: 1087-1146.

Alonso, E.E., Josa, A., Gens, A. (1995). Modelling the behaviour of compacted soils upon wetting. Raúl Marsal Volume, S.M.M.S., México: 207-223.

Anagnostopoulos, C., E. Stavridakis, I. Grammatikopoulos (2003), “Influence of sand content on strength and durability of cement-acrylic resin treated soil”, Proc. of the 56th Canadian Geotechnical Conference, September, Manitoba, Canada.

Anderson, W.F. (1988). Effective Stresses on the Shafts of Bored and cast-in-situ Piles in Clays. 1st International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Bélgica, 387-394.

Anjos, G.J.M., Cunha, R.P., Valadão, A.C., Ferreira, E.S. (2004). Estudo de Estaca Escavada em Solo Não Saturado no Distrito Federal Usando Ensaio de Campo, V Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, Vol. 02 p (205-215).

Anjos, G.J.M., Cunha, R.P., Valadão, A.C., Ferreira, E.S., Pioli, R.M. (2004). Avaliação da Capacidade de Suporte Lateral de Tubulão a Céu Aberto em Solo Não Saturado no Distrito Federal Usando Ensaio de Campo, V SEFE, Vol. 02 p(216-228).

Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996). Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua, III Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, Vol. 02 p(105-110).

Aoki, N., Lopes, F.R. (1975). Estimating Stress and Settlements Due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity, Proceedings, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, 1: 377-386.

Aoki, N., Velloso, D.A. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. V PACSMFE, Buenos Aires.

Aoki, N. (1976). Considerações Sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. Universidade Gama Filho, RJ, 44p.

Aoki, N. (1996). Engenharia de Fundações. Notas de Aula, Curso de Pós Graduação, Departamento de Geotecnia da USP/SP, São Carlos, SP.

Aoki, N. (1997). Determinação da Capacidade de Carga última de Estaca Cravada em ensaio de Carregamento dinâmico de Energia Crescente, Tese de Doutorado, EESC USP, São Carlos, SP.

API (1991). American Petroleum Institute - Design & Installation of Offshore Production Platform Piping Systems 5th Edition.

Araki, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Depto. de Eng. Civil e Ambiental, UnB, DF, 113 p.

Atkinson, J.H., Salfors, G. (1991). Experimental Determination of Soil Properties, General Report to Session 1. Proceedings of the 10th ECSMFE, Florence 3, 915-956.

Baguelin, F., Bustamante, M., Frank, R., Jezequel, J.F., (1975). La Capacité Portante des Pieux. Na. Inst. Tech. Bat. 330, 1-24.

Balakrishnan, E. G, Balasubramaniam, A. S. Noppadol Phien-wej. (1999). Load Deformation Analysis of Bored Piles in Residual Weathered Formation, ASCE 125, 122 (1999).

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and LoPresti, D.C. (1989). Modulus of sands from CPTs and DMTs, Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Vol. 1, Rio de Janeiro, 165-170.

- Baligh, M.M. (1985). Strain Path Method, *J. Geotech. Engrg.* 111(9), 1109-1136, ASCE.
- Barden, L., Madedor, A.O., Sides, G.R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 95(1): 33-51.
- Barros, J.M.C. (1997). Módulo de Distorção Dinâmico de Solos Tropicais. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Baptista, G.M.M. (1998). Caracterização Climatológica do Distrito Federal. IEMA/SEMATEC/UnB, Inventário Hidrogeológico e dos Recursos Hídricos Superficiais do Distrito Federal. Brasília, Vol.1, 187-208.
- Begemann, H.K.S.P. (1965). The Friction Jacket Cone as an aid in Determinating Soil Profile. 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE, Montreal, Canada, 1: 17-20.
- Benegas, E.Q. (1993). Previsões para a Curva Carga-Recalque de Estacas a Partir do SPT, Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.
- Berezantzev, V.G. (1965). Design of Deep Foundations. VI ICSMFE, Montreal, Canada, Vol.2, 234-237.
- Bjerrum, L., Johannessen, I.J., Eide, O. (1969). Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock. *Proc. 7. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (2), 27-34.
- Blanco, S.B. (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia Escavação do Metrô de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 018/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.
- Borghi, X., White, D.J., Bolton, M.D., Springman, S. (2001). Empirical Pile Design Based On CPT Results: An Explanation for the Reduction of Unit Base Resistance between CPTs and Piles. *Proceedings of the 5th International Conference on Deep Foundations Practice*, Singapore, 125-132.
- Bowles, J.E. (1988). *Foundation Analysis and Design*, 4th edition, McGraw Hill, Inc.
- Bozozuk, M. (1981) Bearing Capacity of a Pile Preloaded by Downdrag. *Proc.*, 10th ICSMFE, Stockholm, Sweden, Vol 2, 631-636.
- Briaud J-L, Gibbens R. M. (1994). Predicted and measured behavior of five spread footings on sand. *Proceedings of a Symposium sponsored by the Federal Highway Administration at the 1994 American Society of Civil Engineers, ASCE, Conference Settlement '94*. College Station, Texas, June 16 - 18, pp. 192- 128.
- Briaud, J. L. Tucker, L. M. (1988), Measured and Predicted Response of 98 Piles, *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No.9, 1988, pp. 984-1001.
- Briaud, J-L, Ballouz, M., Nasr, G. (2000). Static Capacity by Dynamic Methods for Three Bored Piles. *American Society of Civil Engineering, ASCE*, July 2000, Vol. 126 (7) 640-649.

Hansen, J.B. (1963). Discussion on hyperbolic stress-strain response Cohesive soils. American Society of Civil Engineers, ASCE, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 89, SM4.

British Standard (1986). Code of Practice for Foundations. BS 8004. British Standard Institution, Milton Keynes, U.K.

Burin, S M., Maffei, C.E.M. (1989). Interpretação de provas de carga axiais em estacas a partir de um modelo físico consistente. Solos e Rochas, São Paulo, v.12, p.3-18, 1989.

Burland, J.B., Cooke, R.W. (1974). The Design of Bored Piles in Stiff Clays. Ground Eng., 7.

Burland, J.B. (1973). Shaft Friction of Piles in Clay – A Simple Fundamental Approach. Ground Eng., 6.

Burland, J.B., Broms, B.B., De Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 2 : 495-546.

Bustamante, M., Gianceselli, L. (1982). Pile Bearing Capacity Predictions by Means of CPT. European Symposium on Penetration Testing, ESOPT, 2(2): 493-506.

Butler, H.D., Hoy, H.E.(1977). The Texas Quick Load Test Method for Foundation Load Testing –Users Manual, FHWA IP-77.8, FHWA Implementation Division, Washington, D.C.

Butler, F.G., and Morton, K. (1971). Specification and Performance of Test Piles in Clay.” In Behaviour of Piles, London: Institution of Civil Engineers, 1971, pp. 17-26.

Butterfield, R. & Banerjee, P.K. (1971). The elastic analysis of compressible piles and pile groups. Geotechnique, 21(1) : 43-60.

Camapum de Carvalho, J., Mortari, D. (1994). Caracterização geotécnica de solos porosos do Distrito Federal. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, Brasília, 109-122.

Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Araki, M.S., Palmeira, E.M. (1994). Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de Brasília, Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, 3: 1157-1163.

Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Silva, P.R., Paixão, M.M.O.M. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência de um aterro, 27ª Reunião Anual de Pavimentação, Belém, pp. 255-263.

Campanella, R.G. (1995). Guidelines for Geotechnical Design Using the Cone Penetration and CPT Pore Pressure Measurement. University of British Columbia, Canadá, 162 p.

Campanella, R.G., Robertson, P.K. (1988). Current Status of the Piezocone Test State-of-the-Art Report. ISOPT-1, Orlando, USA, 1: 93-116.

Canadian Foundation Engineering Manual (1992). Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM, 1985. Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundations, BiTech Publishers, Richmond, B. C., 512 p.

Caputo, V. (2003). Experimental Evidence for the Validation of Load-Settlement Predictions. 4th International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Bélgica, 295-300.

Cardoso, F.B.F. (1995). Análise Química Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Depto. de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, 142 p.

Cardoso, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Dep. de Eng. Civil e Ambiental, UnB, Brasília, 357 p.

Carneiro, J.B.E. (1999). Comportamento de Tubulões a Céu Aberto em Solos Colapsíveis. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP, São Carlos.

Carvalho, D. (1991). Análises de Cargas Últimas à Tração de Estacas Escavadas, Instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos-SP. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP, São Carlos.

Castelli, F., Maugeri, M. (2002). Simplified Nonlinear Analysis for Settlement Prediction of Pile Groups. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.* 128, 76 (2002).

Castelli, R.J., Wilkins, E. (2004). Osterberg Load Cell Test Results on Base Grouted Bored Piles in Bangladesh. *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods and Speciality Foundation Systems*. Jan. 29-31, Orlando, Florida.

Castelli, F., Maugeri, M., Mota, E. (1992). Nonlinear Analysis of a Single Pile Settlement. *Riv. Ital. Geotec.*, XXVI(2), 115-135.

Castelli, F., Maugeri, M., Mota, E. (1993). Modelling of the Phenomenon of Negative Skin Friction on Piles. *Riv. Ital. Geotec.*, XXVII(1), 11-27.

Chang, M-F., Zhu. H., (2004). Construction Effect on Load Transfer along Bored Piles. *Journal of Geotech. and Geoenviron. Engrg.* 130, 426.

Cherubini, C. (1996). A rational Approach to Assess the Adhesion Factor for Clays. XXV AIAS National Conference, International Conference on Material Engineering, Gallipoli, VII.

Chin, F.K, Vail, A.J (1973). Behavior of piles in alluvium. *Proc., 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, Part 1.

Chin, F.K. (1971). Discussion, Pile Tests – Arkansas River Project, *Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 97, SM6.

Chin, F.K. (1970). Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure. 2nd Southeast conference on Soil Engineering, Singapore, pp. 91-92.

Chissolucombe, I. (2001). Simulação Numérica para Avaliação de Danos em Edificações Devido a Escavação de um Túnel. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-088A/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 190 p.

- Chow, Y.K. (1986). Analysis of vertically loaded pile Groups. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 10(1), 59-72.
- Chow, F.C. (1996). Investigations into the Behaviour of Displacement Piles for Offshore Foundations, PHD Thesis, University of London, Imperial College of Science and Technology, London UK.
- Cintra, J.C.A., Aoki, N., Albiero, J.H. (2003). *Tensão Admissível em Fundações Diretas*. Rima Editora, São Carlos (São Paulo).
- Cintra, J.C.A. (1998). *Fundações em Solos Colapsíveis*. Gráf. EESC/USP, São Carlos. 106p.
- Cintra, J.C.A., Aoki, N. (1999). *Carga Admissível em Fundações Profunda*, Ed Rima, São Carlos. 61p.
- Cintra, J.C.A. (2004). Resenha: Aplicações da Mecânica dos Solos Não Saturados – Fundações em Solos Colapsíveis, 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 25 a 27/08/04, São Carlos, SP.
- Clemence, S.P., Finbarr, A.O. (1981). Design considerations for collapsible soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 107, pp. 305-317.
- Codeplan (1984). *Atlas do Distrito Federal*. Gov. do Distrito Federal. Brasília, DF, 79 p.
- Coduto, D. P., (2001). *Foundation Design – Principles and practices*. Prentice Hall 796
- Coimbra, A.R.S.R. (1987). *Balanço Hídrico Preliminar do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal*. GDF/CAESB, Brasília, DF, pp. 50-78.
- Cooke, R.W., Whitaker, T. (1961). Experiments on Model Piles with Enlarged Bases. *Geotechnique*, 11, 1.
- Cooke, R.W. (1974). The Settlement of Friction Pile Foundation, *Proc. Of the Conf. on Tall Buildings*, Kuala Lumpur, Dec. (3), 7-19.
- Corps of Engineering (1992) *Design Pile Foundation*, U.S.Army Corps of Engineers Engineering Manual, EM 1110-2-2096.
- Costa Nunes, A.J., Velloso, D.A. (1960). Um Perfeccionamento em la Ejecución de Pozoz de Fundación Bajo Aire Comprimido. 1st Panamerican Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, Vol. 1, 371-388.
- Coyle, H.M., Castelo, R.R. (1981). New Design Correlations for Piles in Sand. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 107, GT(7), 965-986.
- Coyle, H.M., Reese, L.C. (1966). Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 92, SM(2), March, 1-26.

Cunha, R.P., Camapum De Carvalho, J. (1997). Analysis of the behavior of a drilled pier foundation in a weathered, foliated and folded slate. XIV Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Eng. de Fundações, Hamburgo, Alemanha, pp. 785-786.

Cunha, R.P., Kuklík, P.(2003). Numerical Evaluation of Deep Foundations in Tropical Soil of the Federal District of Brazil by Means of a Semi-Analytical Mathematical Procedure. Solos e Rocha. 14 p.

Cunha, R.P. (1994). Interpretation of Selfboring Pressumeter Tests in Sand. Ph.D.Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada, 279 p.

Cunha, R.P., Soares, J.M., Pereira, J.H.F., Silva, C.M. (2002). Numerical Analyses of a Field Loading Test in Deep Foundation Founded in Tropical Soil of the Federal District of Brazil. Argentinean National Congress of Soil Mechanics, Trelew, CD-Rom, Sesión VII.

Cunha, R.P., Jardim, N.A., Pereira, J.H.F. (1999). In Situ Characterization of a Tropical Clay via Dilatometer Tests. Geo-Congress 99 on Behavioral Characteristics of Residual Soils, ASCE Geotechnical Special Publication 92, Charlotte, pp. 113-122.

Cunha, R.P., Perez, E.N.P. (1998) Backanalyses of Elastic Parameters from Piles Executed in a Tropical Porous Clay. 3rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent: pp. 377-383.

Cunha, R.P. (1996a). Investigação de Campo. Apostila do Curso de Ensaio de Campo do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 306 p.

Cunha, R.P. (1996b). A New Cavity Expansion Model to Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand. Solos e Rochas, 19(1): 15-27.

Cunha, R.P. (1998). Quantification of the Soil Disturbance Generated by Selfboring Pressuremeters. 1st International Conference on Site Characterization - Atlanta, 2: 753-758.

Cunha, R.P., Pereira, J.H.F, Soares, J.M., Mota, N.M.B., Poulos, H.G. (2001). Backanalyses of Field Loading Tests on Deep Foundations in a Tropical Clay., XV ICSMGE, ISSMGE, Istanbul, Turquia, 2: 869-872 p.

Danziger, F.A.B., Silva Júnior, J.P., Gonçalves, A.V.S., Lira, E.M.S (1989). Ensaio de Piezocone em Aracajú. COPPE/UFRJ, Relatório CPPETEC, Rio de Janeiro, RJ, pp.35-78.

Danziger, F.A.B., Almeida, M.S.S., Bezerra, R.L. (1997). Piezocone Research at COPPE/Federal University of Rio de Janeiro. International Symp. On Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, RJ, pp. 229-236.

Das, B.M. (1999). Principles of Foundation Engineering. 4th Edition, PWS-KENT, MA.

Davisson, M.T. (1970). Static Measurements of Pile Behavior, Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures, ed. H-Y Fang, Envo Publ. Co.

- Davisson, M.T. (1972). High Capacity Piles. Proc., Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section.
- De Beer, E. (1963). The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations, *Geotechnique* 11. No.1, 39-75.
- De Beer, E. (1967). Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundation on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Vésic, A. Editor, Duke University.
- De Beer, E. (1988). Different Behaviour of Bored and Driven Piles. 1rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Bélgica, 47-82.
- De Cock, F. (1998). Design of Axially Loaded Bored Piles – European Codes, Practice and Experience. 3rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Bélgica, 63-74.
- De Mello (1975). Deformação como Base Fundamental de Escolha da Fundação. *Revista Geotecnia* Nº 12 Fevereiro – Março. Portugal.
- De Mio, G (2005). Condicionantes geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone para Identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental, Tese de Doutorado, EESC USP, São Carlos, SP.
- De Ruyter, J., Beringen, F.L. (1979). Pile Foundations for Large North Sea Structures. *Marine Geotechnology*, 3(3): 267-314.
- Décourt, L., Niyama, S (1994). Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils. XIII ICSMFE, New Delhi, 3: 477-486.
- Décourt, L., Quaresma Filho, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. VI COBRAMSEF, vol. 1, p. 45-53.
- Décourt, L. (1989). Ultima Bearing Capacity of Large Bored Piles in a Hard São Paulo Clay. De Mello Volume, Ed. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, SP, pp. 89-120.
- Décourt, L. (1991a). Load Deflection Prediction for Laterally Loaded Piles Based on SPT Values. IV Intern. Conf. on Piling and Deep Found. Inst. STRESSA, Vol (1), 549-556, Italy.
- Décourt, L. (1991b). Special Problems on Foundations, General Report, Proc. IX PAMCSMFE, Vol (IV), 1953-2001, Viña del Mar.
- Décourt, L. (1993). Predicted and Measured Behavior of Non Displacement Piles in Residual Soils. Proc. of BAP II, 369-376, Deep Foundations on Bored and Auger Piles.
- Décourt, L. (1996). Comportamento de uma estaca-T submetida a carregamentos elevados. SEFE III - 3º Sem. de Eng. de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1: 205-213.
- Décourt, L. (1995). Prediction of Load Settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT-T. Ciclo de Conferências Internacionales Leonardo Zeevaert. México. pp. 87-103.

- Décourt, L. (1999). Behavior of Foundations under Working Load Conditions. 11th Pan-Amer. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Engin.. Foz do Iguaçu, 4: 453-488.
- Douglas, B. J., Olsen, R. S., 1981. Soil classification using electric cone penetrometer. American Society of Civil Engineers, ASCE, Proceedings of Conference on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, October 26 - 30, pp. 209 – 227.
- Dudley, A. (1970). Review of collapsing soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 3(96): 925-947.
- Duncan, J.M. and Mokwa, R.L. (2001) Passive Earth Pressures: Theories and Tests J. Geot. and Geoenv. Engr. ASCE, Vol. 127, No. 3, 248-257.
- Dunham, J.W. (1951). Pile Foundation for Building. Proceedings of the ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Vol 80, 385-405.
- Duzceer, R., Saglamer, A. (2002). Evaluation of Pile Load Test Results. 9th International Conference on Piling and Deep Foundations, Nice 2002.
- EMBRAPA (1978). Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal. Boletim Técnico, nº 53, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, RJ, 455 p.
- Erwig, H., 1988. The Fugro guide for estimating soil type from CPT data. Proceedings of Seminar on Penetration Testing in the UK, Thomas Telford, London, pp. 261 – 263.
- Escario, V., Jucá, J.F.T. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Brasil, 1: 43-46.
- Escario, V., Saez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. Géotec. 36(3) 453.
- Escário, V., Saez, J. (1973). Measurements of the Properties of Swelling and Collapsing Soils under Controlled Suction, 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, 195-200.
- Eslami, A., Fellenius B.H. (1997). Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories. Canadian Geotechnical Journal, Canadá, 34:886-904.
- Fahey, M., Carter, J. (1993). A Finite Element Study of the Pressuremeter Using a Nonlinear Elastic Plastic Model. Canadian Geotechnical Journal 30 (2), 348-362.
- Falconio, G., Mandolini, A. (2003). Influence of Residual Stresses for non Displacement Cast in situ Piles. 4th Inter. Geotec. Sem. Deep Foundations on Bored and Auger Piles. 145-152.
- Farias M.M., Assis, A.P. (1994). Simulação Numérica de um Túnel em Solo Poroso e Colapsível. 3^o Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, ABMS/ABGE/CBT/CNPq/UnB, Brasília, DF, pp. 263-275.
- Fellenius, B. H., Altaee, A., (1994). Stress and settlement of footings in sand. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Conference on Vertical and Horizontal Deformations for Foundations and Embankments, Geotechnical Special Publication, GSP, No. 40, College Station, June 16 - 18, June 1994, Vol. 2 pp. 1760 - 1773.

- Fellenius, B.H., Broms, B.B. (1969). Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay. Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, August 25-29, Vol (2), 93-97.
- Fellenius, B.H. (1988). Unified Design of Piles and Pile Groups. Transportation Research Record – Geotechnical Instrumentation, Transportation Research Board Council.
- Fellenius, B.H. (1999). Bearing Capacity of footings and pile – A Delusion ?. Proceedings of the Deep Foundation Institute Annual Meeting, October 14 – 16, 17p.
- Fellenius B.H. (2002). Basic of Foundation Design – Eletronic Edition.
- Fellenius, B.H. (2004). Unified Design of Piled Foundations with Emphasis on Settlement Analysis. Honoring George g. Goble – Current Practice and Future Trends in Deep Foundations, Geo Institute, Geo-TRANS Conference, Los Angeles, July 27-30. ASCE Geotechnical Special Publication, GSP 125 253-275.
- Fellenius, B.H., Altaee, A., Kuleska, R., Hayes, J. (1999). O-Cell Testing and FE Analysis of a 28 m Deep Barrete in Manila, Philippines. American Society of Civil Engineers, ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, Vol. 125, (7).
- Fellenius, B.H. (1972). Downdrag on Piles in Clay due to Negative Skin Friction. Canadian Geotechnical Journal, Vol 9, (4) 323-337.
- Feng, S., Chun, L. E Laibing, C. (1998). Experimental Research on Bearing Capacity of Belled Piles. Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Van Impe & Haegeman (eds).
- Fleming, G.W.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K., (1992). Piling Engineering (Second Edition). Surrey University Press.
- Fleming, G.W.K. (1992) A New Method Of Single Pile Settlement Prediction And Analysis, W.G.K.Fleming, Geotechnique, Vol XLII, No3, Sept.1992.
- Foá, S.B. (2001). Análise do Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente para o Projeto de Fundações Profundas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 078A/01, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.
- Francisco, G.M., Velloso, D.A., Lopes, F.R., Santa Maria, P.E., Alonso, U.R. (2004). Uma Avaliação de Métodos de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua. V Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, Vol. 02 p(194-204).
- Franke, E. (1985). Discussion on the Behaviour of Large Diameter Piles. Proc. XI International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, RJ, 2725-2726.
- Frank, R. (1974). Etude Théorique du Comportement des Pieux sous Charge Verticale. Introducion de la dilatance. Doctor-Engineer Thesis – University Paris, Pierre e Marie Curie University.
- Fredlund, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Canadian. Geotechnical Journal, 16: 121-139.

- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(5): 447-466.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993a). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, New York, USA, 517 p.
- Freitas-Silva, F.H., Campos, J.E.G. (1998). Geologia do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal, Freitas-Silva, F.H. & Campos, J.E.G. (eds.). UnB/IEMA, Brasília, DF, Parte I, pp. 1-86.
- Fuller, F.M., Hoy, H.E. (1970) "Pile Load Tests Including Quick Load Test Method, Conventional Methods, and Interpretations." *Highway Research Record* 333, Highway Research Board, pp. 74-86.
- Futai, M.M. (1997). Análise de Ensaio Oedométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 255 p.
- Gama e Silva, R.L., Mori, M., De Castro, G.R. (1982). Estimativa do Comportamento de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda, Recife, 276-296.
- Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Pedroni, S., Salgado, R. (1994). The Tip Displacement of Drilled Shafts in Sands. Conference on Vertical and Horizontal Def. of Found. and Embankments, Texas, ASCE Geot. Special Publ., N. 40(2): 1039-1057.
- Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Lancelotta, R., Pedroni, S. (1993). Base Capacity of Bored Piles in Sands from In Situ Testes. *Deep Foundations on Bored and Auger Pile*, Van Impe, ed. Balkema, Rotterdam.
- Godoy, N.S., Azevedo Jr. N. (1986). Método Prático de Cálculo de Estacas isoladas com Emprego do Penetrômetro Estático. AMBS, SP.
- Godoy, N.S. (1983). Interpretação de Provas de Carga em Estacas. Encontro Técnico Sobre Capacidade de Carga de Estacas Pé-Moldadas, São Paulo, Anais, ABMS, 25-60.
- Gordon, B.B., Hawk, J.L., McConnell, O.T. (2004). Capacity of Drilled Shafts for the Proposed Susquehanna River Bridge. *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods and Speciality Foundation Systems*. Jan. 29-31, Orlando, Florida.
- Gotlieb, M., Penna, A.S.D., Romano Jr., R., Rodrigues, L.H.B. (2000). Um Método Simples para a Avaliação da Tensão Admissível no Topo de Estacas Tipo Hélice Contínua. IV Seminário de Engenharia de Fundações e Geotecnia, Vol. 01 p(312-319).
- Goudreault, P.A., Fellenius, B.H. (1990). *Unipile Version 1.02, Users Manual*, Unisoft Ltd..
- Goulart, M.R.M., Schnaid, F. (2002). Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Residuais a partir de Ensaio de Cone. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, 3: 1437-1446.

- Gui, M.W., Bolton, M.D. (1998). Geometry and Scale Effects in CPT and Pile Design. Proc. 1st Int. Conf. Site Characterization, Atlanta, 1063-1068.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Guimarães, R.C., Camapum De Carvalho, J., Paolucci, H.V.Nb., Pereira, J.H.F., Cunha, R.P. (2000). Utilização do Ensaio SPT-T na Modelagem Constitutiva do Solo Poroso de Anápolis-GO, BIC – Seminário Brasileiro de Investigação de Campo e SEFE IV, 3: 113-121.
- Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S., Niyama, S. (1999). Fundações: Teoria e Prática, (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 119-162.
- Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., Banno, T. (1974). Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils. Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 14 (3), 1-24.
- Hayes, J., Simmonds, T. (2002). Interpreting Strain Measurements from Load Test in Bored Piles. 9th Internationa Conference on Piling and Deep Foundations, Nice 2002.
- Henry, F.D.C. (1986). The Design and Construction of Engineering Foundations. Second Edition, Chapman and Hall.
- Hirany, A., Kulhawy, F.H (1988). Conduct & Interpretation of Load Tests on Drilled Shaft Foundations: Detailed Guidelines, Rpt EL-5915(1), EPRI, Palo Alto, CA.
- Hirany, A., Kulhawy, F.H. (1989). Interpretation of Load Tests on Drilled Shafts - Pt 1: Axial Compression, Fndn. Engrg.: Current Principles & Practices (GSP 22), Ed. FH Kulhawy, ASCE, New York, 1132-1149.
- Hirayama, H. (1990). Load Settlement Analysis for Bored Piles Using Hyperbolic Transfer Functions. Soils and Foundations, N° 1, Vol.30, 55-64.
- Hirayama, H. (1991). Pile Group Settlement Interaction Considering Soil Nonlinearity. Comp. Meth. Adv. Geomechs., A.A. Balquema, Rotterdam, The Netherlands, 1, 139-144.
- Holeyman A., Bauduin C., Bottiau M., Debacker P., De Cock F., Dupont E., Hilde J. L., Legrand C., Huybrechts N., Menge P., Miller J. P., Simon G., (1997). Design of Axially Loaded Piles - Belgian Practice in Design of Axially Loaded Piles - European Practice, Edited By De Cock and Legrand, Balkema, Rotterdam, 1997, Pp.57-82.
- Housel, W. S. (1966). Pile Load Capacity: Estimates and Test Results. ASCE 92.1-30. SM4.
- Imai, T., Tonouchi, K. (1982). Correlation on N-Value with S-Wave Velocity and Shear Modulus. European Symposium on Penetration Testing, 2, Amsterdam, p. 67-72.
- Inmet (2002). Instituto Nacional de Meteorologia. Comunicação Pessoal. Eixo Monumental Via S1. Brasília, DF.

Ismael, N. F. (1985). Allowable Bearing Pressure from Loading Tests on Kuwaiti Soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, No. 2, pp. 151 - 157.

ISSMFE (1985). International Society Soil Mechanic and Mechanics Foundations Engineering.

Jaky, J. (1944). The Coefficient of the Earth Pressures at Rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, 335-358.

Jamiolkowski, M., Lancellotta R. (1988). Relevance of in-situ tests for evaluation of allowable base resistance of bored piles in sands - Keynote Lecture, Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Gent State University.

Jamiolkowski, M. (2003). Soil Parameters Relevant to Bored Pile Design from Laboratory and in Situ Tests. 4rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent: pp. 145-152.

Jamiolkowski, M. *et al.* (1984). Discussion on the Paper: Scale Effects of Ultimate Pile Capacity. ASCE, Vol. 110, (8): 1156, 1159.

Japan Road Association (1980). JRA - Design Specifications of Highway Bridges- Part I Common Part, Part II Steel Bridges, Part III Concrete Bridges, Part IV Substructures, and Part V Seismic Design, Maruzen, Tokyo, Japan.

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 e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 141 p.

Jardine RJ, Chow FC (1997). Improved Pile Design Methods from Field Testing Research, Proc. Seminar on Design of Axially Loaded Piles, European Practice, Brussels, 27-38.

Jefferies, M. G., Davies, M. P. (1991). Soil Classification Using the Cone Penetration Test. Discussion. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, No. 1, pp. 173 – 176.

Jelinek, R., Koreck, H.W., Stocker, M. (1977). Load Tests on Large Diameter Bored Piles in Clay. IX ICSMFE, Tokyo, 571-576.

Jin-Li, L, Zhen-Long, Y. (1989). Comportement et Problèmes de Calcul des Groupes de Pieux Dans le Limon. Bulletin de Liaison, Laboratoire Ponts et Chaussées 160, Ref.3386, 21.

Jones, G.A., Rust, E. (1982). Piezometer Penetration Testing CUPT. Proceedings of the 3rd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-2, Amsterdam, May, 24-27, Vol 2.

Karez, M.B., Rocha, E.A.C. (2000). Estacas Hélice Contínua – Previsto da Capacidade de Carga. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE IV, Vol.1, ABMS, São Paulo, SP.

Kézdi, A., Rétháti, L. (1988). Soil Mechanics of Earthworks, Foundations and Highway Engineering. Vol. 3.

- Kerisel, J. (1961). Foundation profondes en milieux sableux, Proc. 5. ICSMFE, Paris 1961, Vol. 2, p.73.
- King, G.J.W., Dickin, A., Lyndon, A., Wei, M.J. (2000). The Influence of Rate of Loading on the Behaviour of Continuous-Flight-Auger Bored Piles in Soft Clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, 18, 139-153, Kluwer Academic Publishers.
- Kishida, H. (1967). Ultimate Bearing Capacity of Piles Driven into Loose Sand. *Soils and Foundations Vol 7 (3)*, 20-29.
- Klosinski, B., Rychlewski, P. (2003). Analisis of Bearing Capacity and Settlement of CFA Piles. 4rd International Geotechnical Seminar Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Bélgica, 153-155.
- Kokturk, H. (1993). Interpretation von Drucksondierungen in Zentrifugen-modellversuch. Ruhr Universitat Bochum, Germany.
- Kormann, A.C.M., Chamecki, P.R., Russo Neto, L., Antoniutti Neto, L., Bernardes, G.P. (2002). Estacas Hélice Contínua em Argila Sobreadensada: Comportamento em Provas de Carga Estáticas e Dinâmicas. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, ABMS Vol. 1, 58-70.
- Kraft, L. M., Lyons, C. G., (1974). State-of-the art: Ultimate axial capacity of grouted piles. Proc. 6th Annual OTC, Houston Paper OTC 2081, pp.487-503.
- Kraft, L.M. (1991). Performance of Axially Loaded Pipe Piles in Sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 117. 272-296.
- Kraft, L.M., Ray, R.P., Kagawa, T. (1981). Theoretical t-z curves, *Journal. of the Geotechnical Engineering Division*, Vol 107, pp 1543-1561.
- Kulhawy, F.H., Stas-Jackson, C. (1989). Some Observations on Undrained Side Resistance of Drilled Shafts, *Fndn. Eng.: Current Principles & Practices (GSP 22)*, Ed. FH Kulhawy, ASCE, New York, 1011-1025.
- Kulhawy, F.H., Mayne, P.W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Rpt EL-6800, EPRI, Palo Alto.
- Kulhawy, F.H (2004). On the Axial Behavior of Drilled Foundations. *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods and Speciality Foundation Systems*. Jan. 29-31, Orlando, Florida.
- Kulhawy, F.H., Trautmann, C.H., Beech, J.F., O'Rourke, T.D., McGuire, W., Word, W.A., Capano, C. (1983). *Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading*, Report EL-2870, EPRI, Palo Alto.
- Laprovitera, H. (1988). Reavaliação de Método Semi-Empírico de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Banco de Dados, *Dissertação COPPE UFRJ, RJ*.
- Larson, R., Mulabdic, M. (1991). Piezocone Tests in Clay. SGI, Report 42.

- Lawton, E.C., Frigaszy, R.J., Hetherington, M.D. (1992). Review of wetting-induced collapse in compacted soil. *Journal Geotechnical Engng Division, ASCE*, 118 (9): 1137-1394.
- Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing. Geotechnical Practice*, Blackie Academic e Professional, New York, U.S.A, 312 p.
- Macêdo, I.L. (2002). *Análise Numérica da Construção de Aterros sobre Solos Moles Próximos a Estruturas Existentes – Influência da Presença de Reforço Geossintético*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-094A/02, Dep. Eng. Civil e Amb.UnB, 192p.
- Macêdo, P.M., Brandão, W., Ortigão, J.A.R. (1994). *Geologia de Engenharia no Túnel da Asa Sul do Metrô de Brasília, 4º Simpósio de Geologia do Centro-Oeste, SBG, Brasília, DF*, pp. 206-209.
- Mahalinga-Iyer, U., Williams, D.J. (1995). Unsaturated strength behaviour of compacted lateritic soils. *Géotechnique, Technical Note*, 45(2): 317-320.
- Marchetti, S., Totani, G., Campanella, R.G, Robertson, P.K. & Taddei, B. (1986). The DMT Method for Piles Driven in Clay, *Proc. In Situ'86 ASCE, Virginia Tech, Blacksburg, VA Publ. n° 6*, 765 p.
- Marsland, A. (1971). Laboratory and in situ Measurement and Deformation Moduli of London Clay. *Symp. On the Interaction of Structure and Foundation, The Midland Soil Mech. Found. Eng. Soc.*, 7p.
- Mascarenhas, M.M.A. (2003). *Influência do Recarregamento e da Sucção na Capacidade de Carga de Estacas Escavadas em Solos Porosos Colapsíveis*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192p.
- Massad, F. (1986). Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Tests. *Revista Solos e Rochas*, vol. 9, n.1, p.33, abril, São Paulo, 1986.
- Massad, F. (1991). Estacas escavadas em compressão axial: comportamento e parâmetros visando à estimativa dos recalques. In: *SEFE II*. p. 225, São Paulo, 1991.
- Massad, F. (1993). Sobre a interpretação de Provas de Carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: Estaca embutida em camada mais resistente. *Revista Solos e Rochas*. Vol.16, n.2, p.93-112, 1993.
- Mattes N. S., Poulos H. G. (1969). Settlement of single compressible pile. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, january.
- Matyas, E.L., Radhakrishna, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18(4): 432-448.
- Maugeri, M., Castelli, F. (1996). Negative Skin Friction on Piles in Layered Soil Deposits. *Journal of Geotechnical Engineering* 122, 1020 (1996).
- Mayne, P.W., Harris, D.E. (1993). *Axial Load-Displacement Behavior of Drilled Shaft Foundations in Piedmont Residuum*. Research Report, E20-X19, FHWA.

- Mayne, P.W., Kulhawy, F.H. (1982). k_0 -OCR Relationships in Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 108 (GT6). 851-872.
- Mayne, P.W., Rix, G.J. (1993). G_{max} - q_c Relationships for Clays, *ASTM Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 16 (1). 54-60.
- Mayne, P.W., Schneider, J.A. (2001). Evaluating Drilled Shaft Response by Seismic Cone, Foundations and Ground Improvement, GSP No. 113, ASCE, Reston/VA, 655-669.
- Mayne, P.W. (2001). Keynote: Stress-Strain-Strength-Flow Parameters from Enhanced In-Situ Tests, Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories (In-Situ 2001), Bali, Indonesia, 27-47.
- McVay, M.C., Townsend, F.C., Bloomquist, D.G., O'Brien, M., Caliendo, J.A. (1989). Numerical Analysis of Vertically Loaded Pile Groups, Proceedings, Foundation Engineering, Current and Practices, Vol.1.
- Meigh, A.C. (1987). Cone Penetration Testing – Methods and Interpretation. CIRIA Group Engineering Report: In Situ Testing, Butterworths, UK, 161 p.
- Mendonça, A.F., Lima, A. Barros, J.G.C., Cortopassi Júnior, R., Cortopassi, R. (1994). Critérios Geológicos e Geotécnicos para Execução de Sondagens na Área do Distrito Federal, X COBRAMSEF, 389-394.
- Meyerhof, G.G. (1956). Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *JSMFD, ASCE*, 2(SM1): 197-228.
- Meyerhof, G. G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. *JSMFED, ASCE*, p.197-228.
- Meyerhof, GG 1983. Scale effects of ultimate pile capacity. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 109(6): 797–806.
- Milititsky, J., Clayton. C. (1981). Efeitos da Execução de Estacas Escavadas em Solos Argilosos nas Propriedades do sistema Solo-Estaca. *Revista Solos e Rochas*, 1981.
- Milititsky, J., Schnaid, F. (1995). Uso do SPT em Fundações – Possibilidades e Limitações, Avaliação Crítica. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Vol. 6, 125-138.
- Mindlin, R.D. (1936). Forces at a point in the interior of a semi-infinite-solid. *Physics* 7, p. 195-202.
- Mitchell (1993), J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*, Second Edition, John Wiley & Sons, New Yoark, 437p.
- Mohan, D., Jain, G.S., Jain, M.P. (1967). A New Approach to Load Tests. *Geotechnique* Vol. 17, 274-283.
- Monteiro, P.F. (1997). Capacidade de Carga de Estacas – Método Aoki-Veloso, Relatório Interno de Estacas Franki Ltda.

- Mota, N.M.B. (2003). Ensaio Avançado de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 336 p.
- Muromachi, T., Aguro, I. Miyashita, T. (1974). Penetration Testing in Japan. Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing. Vol 1: 193-200.
- Neely, W.J. (1991). Bearing Capacity of Auger-Cast Piles in Sand. Journal of Geotechnical Eng. Division, Vol 117 (2) 331-345.
- Ng C.W.W., Yau, T.L., J. H. M, W.H.Tang (2001). New Failure Load Criterion for Large Diameter Bored Piles in Weathered Geomaterials, J. Geotech. and Geoenviron. Engng., Volume 127, Issue 6, pp. 488-498 (June 2001).
- Nishida, Y. (1964). The Elastic Settlement of a Pile in the Ground. Soil Idn (5), 31.
- O'Neill, M.W., Reese, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, FHWA.
- O'Neill, M.W. (2001). Side Resistance In Piles and Drilled Shafts. J. Geotech. and Geoenviron. Engng., Volume 127, Issue 1, pp. 3-16.
- Ohsaki, Y, Iwasaki, R. (1973). On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits. Soils and Foundations JSSMFE Vol 14 (4) 59-73.
- Olsen, R.S., Farr, V. (1986). Site Characterization Using the Cone Penetration Test. American Society of Civil Engineering, Proceedings of in situ 86, ASCE SPT 6, Blacksburg.
- Olsen, R.S., Malone, P.G. (1988). Soil Classification and Site Characterization Using the Cone Penetrometer Test. Proceedings of First International Symposium on Cone Penetration Testing. ISOPT-1, Orlando, March, 22-24, Vol 2, 887-893.
- Olsen, R.S., Mitchell, J.K. (1995). CPT Stress Normalization and Prediction of Soil Classification. Proc. of Symp. on Cone Pen. Testing, CPT 95, SGI Report 3:95, 257 -262.
- Omer, J.R, Delpak, R. Robinson, R.B (2002). Instrumented load tests in mudstone: pile capacity and settlement prediction. Canadian Geotechnical Journal 2002 Vol. 39 Num. 6.
- Orr, T.L., Cherubini, C. (2003). Use of the Ranking Distance as an Index for Assessing the Accuracy and Precision of Equations for the Bearing Capacity of Piles and At-Rest Earth Pressure Coefficient. Canadian Geotec. Journal, Volume 40, Number 6, 1 pp. 1200-1207(8).
- Ortigão, J.A.R. (1993). Dilatômetro em Argila Porosa. 7º Congresso Brasileiro de Geologia e Engenharia (CBGE), Poços de Caldas, MG, 1:309-320 .
- Ortigão, J.A.R. (1994a). O Túnel do Metrô de Brasília – Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da Obra. Monografia submetida à banca examinadora do concurso de Professor Titular de Mecânica dos Solos. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 116p.

- Ortigão, J.A.R. (1994b). Dilatometer Tests in Brasília Porous Clay. 7th International Congress Int. Association of Engineering Geology, IAEG, Lisboa, Portugal, p. 359-365.
- Ortigão, J.A.R., Cunha, R.P., Alves, L.S.(1996). In Situ Test in Brasília Porous Clay. Canadian Geotechnical Journal, 33(1): 189-198.
- Osterberg, J. O. (1998). The Osterberg load test method for drilled shaft and driven piles. The first ten years. Great Lakes Area Geotechnical Conference. Seventh International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations, Deep Foundation Institute, Vienna, Austria, June 15 - 17, 1998, 17 p.
- Owuama, C.O. (2002). Semi-Empirical Method of Interpretation of CPT Data. JKAU: Eng. Sci., Vol 14, (1), 31-33 (1423 A.H/2002 A.D).
- Paikowsky, S.G. (1999). Extrapolation of Pile Capacity from Non-failed Load Test", FHWA publication number FHWA-RD-99-170, December 1999, 169pp.
- Paixão, M.N.O.N. & Camapum De Carvalho, J. (1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília. 2º Simpósio sobre Solos Não-Saturados, Recife, PE,105-110.
- Pallocci, A. (1998). Ensaios de Compressão Triaxiais em Amostras Indeformadas do Solo do Campo Experimental da Geotecnia da UnB. Relatório de Laboratório em Geotecnia, UnB, Brasília DF, 155 p.
- Palmer, D.J., Holland, G.R. (1966). The Construction of Large Diameter Bored Piles with Particular Referente to London Clay. Symp. on Large Bored Piles, Inst. Civil Eng. 105-120.
- Pando, A.M., Fernandez, A.L., Filz, G.M. (2004). Pile Settlement Predictions Using Theoretical Load Transfer Curves and Seismic CPT Data. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds). Balkema.
- Park, J. H., Koumoto, T. (2004). New Compression Index Equation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 2, February 2004, pp. 223-226.
- Parry, R.H.G., Swain, C.W., (1977). Effective Stress Methods of Calculating Skin Friction on Driven Piles in Soft Clay. Ground Engineering, VOI 10. (3). 22-26.
- Pastore, E.L. (1996). Descrição do Perfil de Solo do Campo Experimental da UnB. Comunicação Pessoal confirmada em setembro de 2000.
- Pedrosa, M. G. A. (1983). Comportamento de Estacas Escavadas Verticais Solicitadas Axialmente. 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Peixoto, R.J. (1999). Modelagem Constitutiva do Comportamento da Argila Porosa Colapsável do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Depto. de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, 191 p.

- Peixoto, A.S.P. (2001). Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações, Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia Agrícola – FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, 468 p.
- Penpile (1978). An evaluation of pile bearing capacities Volume I, Final Report, MSHD by Clisby, M. B., Scholtes, R. M., Corey, M. W., Cole, H. A., Teng, P., Webb, J. D.
- Perez, E.N.P. (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 049A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.
- Pfeiffer, H., Van Impe, W.F., Cortvrindt, G., Bottiau, M. (1993). Evaluation of the influence of pile execution parameters on the soil condition around the pile shaft of a PCS-pile. Proc. BAP II, Ghent, 217-220.
- Philipponnat, G. (1980). Methode pratique de calcul d'un pieu isole a l'aide du penetrometre statique. Rev. Fr. Geotech., 10, 55–64.
- Potts, D. Zdravkovic, L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Volume II- Application Telford Publishing, London, 1999.
- Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1968). The settlement of single axially-loaded incompressible piles and piers. Geotechnique, 18(3): 351-371.
- Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1980). Pile Foundations Analysis and Design. John Wiley and Sons, New York, 397p.
- Poulos, H.G. (1989). Pile behaviour – theory and application. Geotechnique, 39(3): 365-415.
- Poulos, H.G. (1991). Foundation economy via piled raft systems. Keynote Paper of Piletalk International' 91. Kuala Lumpur. p. 97-106.
- Poulos, H.G. (1993a). Settlement prediction for bored pile groups. Proc. 2nd Int. Seminar on Deep Foundations, Ghent. p. 103-117.
- Poulos, H.G. (1994a). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. Int. Journal for Num. & Anal. Meth. in Geomechanics, 18 : 73-92.
- Poulos, H.G. (2005). Pile Behavior - Consequences of Geological and Construction Imperfections. 40th Terzaghi Lecture, J. Geotech. & Geoenviron. Eng., Vol. 131 (5): 538-563.
- Poulos, H.G., Carter, J.P., Small, J.C. (2002). Foundations and retaining structures – research and practice, Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics, Foundation Engineering, Istanbul, 4: 2527-2606.
- Powell, Lunne, T., Frank, R. (2001). Semi-Empirical Design Procedures for axial pile capacity in clays, Proc. XV ICSMGE, Istanbul 5 pp.

Prakash, S., and Sharma, H. D. (1990). *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, New York.

Price, G., Wardle, I. F. (1982). A comparison between cone penetration test results and the performance of small diameter instrumented piles in stiff clay, *Proc., 2nd European Symp. on Penetration Testing*, Amsterdam, The Netherlands, Vol. 2, 775–780.

Quaresma, A.R., Decourt, L., Quaresma Filho, A.R., Almeida, M.S.S., Danziger, F. (1996). *Investigações Geotécnicas. Capítulo 3. Fundações: Teoria e Prática*, Hachich, W., Falconi, F.,

Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP, pp. 119-162.

Randolph, M.F., Wroth, C.P. (1978). Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. *Journal Of Geot. Eng. Div., ASCE*, 104(12): 1465-1488.

Randolph, M.F., Wroth, C.P. (1979). An Analysis of the Vertical Deformation of Pile Groups. *Geotechnique*, 29(4): 423-439.

Randolph, F. M., 1985, "Capacity of Piles driven into dense sand", *Rep. Soils*, TR 171, Engrg. Dept., Cambridge University, Cambridge, U.K.

Randolph, M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. *Proc. 13th ICSMFE*, New Delhi, 1: 61-82.

Randolph, M. F. (1986). *RATZ, Load Transfer Analysis of Axially Loaded Piles*, Dept. of Civil Engrg. The University of Western Australia, 1986.

Reese L.C., O'Neill. M.W (1989). New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests, *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*. 1026-1039.

Reese, L.C., O'Neill, M.W. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, 768 pp, FHWA.

Reese, L.C., O'Neill, M.W. (1970). Generalized Analysis of Pile Foundations. *JSMFD*, ASCE, vol. 96 SM1, 235.

Reese, L.C., O'Neill, M.W. (1988). *Drilled Shafts: Design Procedures and Design Methods*. FHWA, Office Implementation.

Reese, L.C. (1978). Design and Construction of Drilled Shafts. *JSMFD*, ASCE, vol. 104(1), 91-116.

Rezende, M.E.B. (1995). *Análise de Recalques de Grupo de Estacas de Pequeno Diâmetro Através de Provas de Carga In-situ e em Modelos Centrifugados*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

Rix, G.J., Stokoe, K.H. (1991). Correlation of Initial Tangent Moduli and Cone Penetration Resistance, *Calibration Chamber Testing*, A.B. Huang, Ed., Elsevier, pp. 351-362.

- Robert, Y. (1997) A few comments on pile design, Canadian Geotechnical Journal - 34, Canada, pp 560-567.
- Robertson P.K. (1990). Soil Classification using the Cone Penetration Test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151-158.
- Robertson P.K., Campanella, R.G. (1983). Interpretation of Cone Penetrometer Test, Part I: Sand. Canadian Geotechnical Journal, 20 (4): 718-733.
- Robertson P.K., Campanella, R.G. (1988). Guidelines for Geotechnical Design Using CPT and CPTU Data, report FHWA, 340 p.
- Robertson P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., Greig, J. (1986). Use os Piezometer Cone Data. Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, pp. 1263-1280.
- Robertson P.K., Campanella, R.G., Davies, M.P., Suly, A. (1986). Axial Capacity of Driven Piles in Deltaic Soils Using CPT. International Symposium on Penetration Testing, 2(1): 919.
- Rocha Filho, P. (1986). Projeto de um Conepenetrômetro Elétrico para Investigações Geotécnicas "Offshore" em Águas Profundas. Relatório Interno- 5/86. PUC/RJ, RJ.
- Rocha Filho, P., Sales, M.M. (1994). O Uso do Piezocone em Ensaio Offshore em Águas Profundas. X COMBRASEF, Foz do Iguaçu, 2: 531-538.
- Rocha Filho, P., Schnaid, F. (1995). Cone Penetration Testing in Brazil, National Report. International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Sweden, 1: 29-44.
- Rocha Filho, P., Alencar Júnior, J.A., (1985). Piezocone Tests in the Rio de Janeiro Soft Clay Deposit, Proceedings of the XI ICSMFE, São Francisco, Vol. 2, pp. 859-862.
- Rocha Filho, P. (1985). Interpretações de Provas de Carga utilizando-se de Formulações tipo Meio Homogêneo Equivalente. In: Seminário de Fundações Especiais, 1985, São Paulo. Anais do Seminário de Fundações Especiais, 1985. v. 2. p. 137-146
- Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A., Zettler, T.E. (2002). Manual on Evaluating Soil & Rock Properties, Geotechnical Engineering Circular No. 5, Report No. FHWA-IF-02-034, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 385 pages.
- Sales, M.M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/002A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.
- Sales, M.M., Mendes, K.C., Moreira, M.C., Viana, P.A.F. (2004). Estaca Hélice Contínua Monitorada: Avaliação do Desempenho de Alguns Métodos Empíricos na Previsto da Capacidade de Carga. SEFE V, São Paulo, SP, Vol. 2: 379-390.
- Sanglerat G. (1972). The penetrometer and soil exploration. Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 464 pages.

- Sanglerat, G., Nhim, T.V., Sejourne, M., Andina, R. (1974). Direct Soil Classification by Static Penetrometer with Special Friction Sleeve. Proceedings of the First European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-1, June 4-7, Stockholm, Vol. 22, 337-344.
- Santos, T.R.S. (2001). Atrito Lateral e Resistência de Base em Tubulões a Céu Aberto em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, EESC USP, São Carlos, SP.
- Schmertmann, J. H., Hayes, J. A., Molnit, T., Osterberg, J. O. (1998). O-cell Testing Case Histories Demonstrate the Importance of Bored Pile (Drilled Shaft) Construction Technique, Proceedings: Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, MO. pp.1103 - 1115.
- Schmertmann, J.H., Hayes, J.A. (1997). Observations from Osterberg Cell Tests of Bored Piles, FULCRUM, The Newsletter of the Deep Foundations Institute.
- Schmertmann, J.H. (1978). Guidelines for Cone Penetration Test. Performance and Design Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78-209, Washington, 145 p.
- Schnaid, F. (2000). Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189 p.
- Schnaid, F., Sills, G.C., Soares, J.M.D, Nyirenda, Z. (1997). Predictions of the Coefficient of Consolidation from Piezocone Tests. Canadian Geotechnical Journal 34(2), 143-159.
- Searle, I.W. (1979). The Interpretation of Begemann Friction Jacket Cone Results to Give Soil Types and Design Parameters, ECSMFE, Brighton, Vol 2, 265-270.
- Seed, H.B., Reese, L.C. (1957). The Action of Soft Clay Along Friction Piles. Trans. ASCE, Vol. 122: 731-754.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Arango, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol 109, No. 3, pp 458-482.
- Senneset, K., Janbu, N. (1985). Shear strength parameters obtained from static CPT. In R.C. Chaney and K.R. Demars, editors, *Strength Testing of Marine Sediments*. ASTM, Philadelphia.
- Sharma, H.D., Joshi, R.C. (1998). Drilled Pile Behaviour in Granular Deposit. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25 (2), 222-232.
- Shen, B-H., Niu, D.C. (1991). A New Method for Determining the Yield Load of Piles. Proceedings of the Fourth International Conference on Piling and Deep Foundations, Deep Foundations Institute, Stresa, Vol. 1, 531-534.
- Shioi, Y., Fukui, J. (1982). Application of N-Value to Design of Foundations in Japan. Proceedings 2nd European Symposium on Penetration Testing, Vol.; 1, 159-164.
- Silva, C.H.C. (1989). Uso do Valor do N_{spt} na Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas de Concreto. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS.

- Simpson, B. (1992). Retaining Structures: Displacement and Design. *Geotechnique*, 42 (4), 501-576.
- Skempton, A.W. (1959). Cast in situ Bored Piles in London Clay. *Geotechnique*, Vol. 9: 158.
- Skempton, A.W. (1951). The Bearing Capacity of Clays. *Buid. Res. Congress, London. Inst. Civ. Engrs. Div I*: 180.
- Sladen, J.A. (1992). The Adhesion Factor: Applications and Limitations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, (2), 322-326.
- Soares, J.M. (2004). Análise Numérica de Modelos em Verdadeira Grandeza para o Estudo da Interação Solo-Estrutura em Edifícios do DF. Tese de Doutorado, Publicação GT.D-0xx/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Souza, R.N., Couso Jr, E. (1997). Considerações Sobre o Comportamento de Estacas Hélice Contínua. *Revista Solos e Rochas, São Paulo*, Vol. 20, (2), 99-105.
- Souza, A., Massad, F. (2002). Estudo da Transferência de Carga de Estacas Solicitadas à Compressão Axial, Utilizando uma Estaca Piloto Instrumentada. XII COBRAMSEG.
- Stroud, M.A. (1989). The Standard Penetration Test – Its Applications and Interpretation. *Penetration Test in U.K.*, 29-49.
- Teixeira, A.H., Godoy, N.S. (1996). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S. & Niyama, S. (1999). *Fundações: Teoria e Prática*, (eds), Editora PINI Ltda, São Paulo, SP.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., New Cork.
- Timoshenko, S.P., Goodier, J.N. (1970). *Theory of Elasticity* (3rd edn). McGraw-Hill, New York.
- Titi, H. H., Abu-Farsakh, M. Y. (1999). Evaluation of Bearing Capacity of Piles from Cone Penetration Test Data. Rep. No. FHWA/ LA.99/334, Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, L.A.
- Tomlinson, M.J. (1994). *Pile Design and Construction Practice*. London: E & FN. SPON. Fourth Edition.
- Tomlinson, M.J. (1994). *Foundation Design and Construction*, 6th edn, Longman.
- Tumay, M.T., Fakhroo M. (1981). Pile Capacity in Soft Clays Using Electric QCPT Data. ASCE. *Cone Penetration Testing And Experience*. St.Louis. 434-455.
- Van Der Veen, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 2: 84-90.

- Van Impe, W.F. (1984). Pile Load Test Results on an Atlas Auger Pile. Proceedings of the Sixth Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Budapest, 419-426.
- Van Impe, W.F. (1994). Developments in Pile Design. IV Internacional DFI Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Italy, 727-758. Balkema.
- Van Impe, W.F. (2003). Screw Piling: Still a Challenging Discussion Topic ? Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed). Millpress, Róterdam.
- Van Weele, A.F. (1988). Cas-in-situ Piles – Installation Methods, Soil Disturbance and Resulting Pile Behaviour. Internacional Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored Pile and Auger Piles, 1st, Ghent-Belgium, Róterdam, A.A. Balkema.
- Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2002). Fundações. Volume 2 – Fundações Profundas. COPPE/UFRJ, 471 p.
- Velloso, P.P.C. (1981). Estacas Escavadas: Aspectos Geotécnicos do Projeto. Anais, Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.
- Vesic, A.S. (1970). Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site. Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 96(SM2): 561–584.
- Vesic, A. S. (1977). Design of pile foundations. Transportation research council, Washington.
- Viggiani C. (1993) Further Experiences with Auger Pile in Naples Area. Proceeding, 2nd International Conference on Deep Foundations and Bored and Auger Piles," Rotterdam, Netherlands, pp. 445-455. Vlasblom 1985.
- Vorcaro, M. C. , Velloso, D.A.(2000). Avaliação de Carga Última em Estacas Escavadas por regressão Linear. IV SEFE, São Paulo, SP, (2): 331-344.
- Vos, J. D. (1982). The Practical Use of CPT in Soil Profiling, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-2, Amsterdam, May 24 - 27, Vol. 2, pp. 933 - 939.
- Wehnert, M., Vermeer, P.A. (2004). Numerical Analyses of Load Tests on Bored Piles. Proceedings 9th Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG IX), Ottawa, Canada, Pp. 505-511, A.A. Balkema Publishers, Leiden, 2004.
- Wenkow, W. (1979). An Apparatus for the Evaluation of the Coefficient of Earth Pressure at Rest. Design Parameters in Geotechnical Engineering: Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, U.K., Vol.2, British Society, London, 171-174.
- Whitaker, T., R. Cooke, W. (1966). An Investigation of the Shaft and Base Resistance of Large Bored Piles in London Clay. Proceedings, Conference on Large Bored Piles, Institute of Civil Engineers, London, pp. 7-49.
- White, D.J. (2003). Field measurements of CPT and Pile Base Resistance in Sand. Cambridge University Engineering Department Technical Report.

Wright, S. J., Reese, L. C. (1978) Design of Large Diameter Bored Piles. *Ground Engineering*, London, UK, Vol. 12 No. 8, pp. 47-51.

Yamagushi, H. (1972). Some Considerations on the Earth Pressure at Rest. Proceedings of the 27th Annual Meeting of the Japanese Society of Civil Engineers. Vol. 3, Tokyo, 100-110.

Yamashita, K., Tomono, M., Kakurai, M. (1987). A Method for Estimating Immediate Settlement of Piles and Pile Groups. *Soils and Foundations*, 27 (1), 61-67.

Yang, Q.J. (1994). Determination of Load Capacity of a Pile – An Alternative. *Anais do Cong. Bras. de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações X COBRAMSEF*, 159, 166.

Zhang, Z., Tumay, M. T. (1999). Statistical to Fuzzy Approach toward CPT Soil Classification. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125 3,179–186.

Zuidberg, H.M. (1991). Personal Written Communication in the Cone Penetrometer Test, Publication of FHWA-SA-91-043, Washington, D.C.

ANEXO 1 - COMPLEMENTO DE CAPACIDADE DE SUPORTE E DESLOCAMENTO DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS

As análises de capacidade de suporte podem ser feitas em termos de tensão total, a partir do uso da resistência não drenada (método α) ou com o uso de análises em termos de tensão efetiva (método β). O primeiro tem aplicação limitada uma vez que a transferência de carga entre a estaca e o solo é governada, sabidamente, por comportamento em termos de tensões efetivas (a resistência da fundação é proporcional às tensões efetivas). Assim, há a preferência pelo método β . Os enfoques em termos de tensões totais (método α) e tensões efetivas (método β) referem-se tanto ao fuste quanto à base.

Com relação ao enfoque em termos de tensão total, o atrito lateral unitário (f_s) é dado, para um solo coesivo, como a Equação A1 abaixo.

$$f_s = \alpha S_u \quad (A1)$$

Onde: α é o fator de adesão e S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada numa determinada profundidade.

Coduto (2001) expressa valores de α , para fundações escavadas, conforme as expressões dadas nas Equações A2 e A3. Kulhawy & Jackson (1989) sugerem o valor de α , conforme Equação A4, a partir do resultado de 106 provas de carga em estacas escavadas.

$$\alpha = 1 \rightarrow \text{Para } S_u \leq 51 \text{ kPa} \quad (A2)$$

$$\alpha = 0,32 + 250(S_u)^{-1,50} \rightarrow \text{Para } S_u > 51 \text{ kPa} \quad (A3)$$

$$\alpha = 0,21 + 260/S_u \rightarrow \alpha \leq 1 \rightarrow S_u \geq 31,5 \text{ kPa} \quad (A4)$$

A Figura A1 mostra comparativamente as proposições dadas pelas Eqs. A2 a A4.

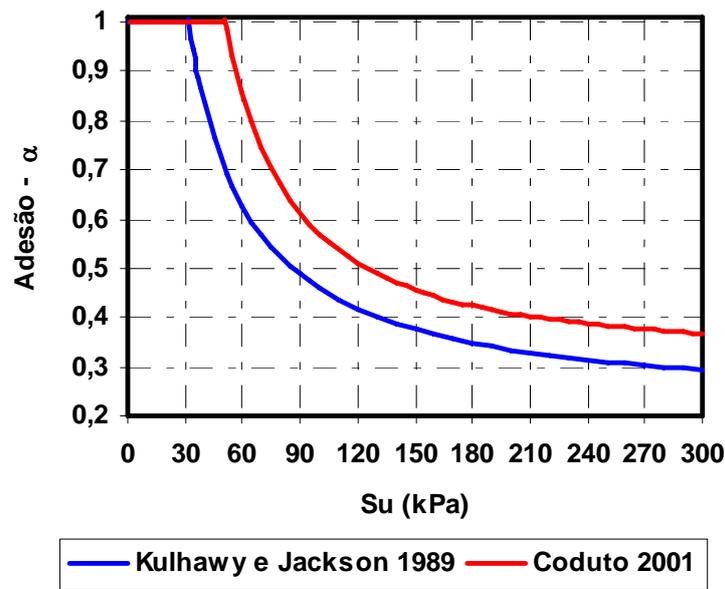


Figura A1 Fator de adesão para estacas escavadas

Cherubini (1996) sugeriu que os valores de “α” sejam representados pela equação A5 e que os valores representativos de “a” e “m” devam ser iguais a: 0,55 e 0,36 respectivamente.

$$\alpha = a(\sigma'_{v0} / S_u)^m \quad (A5)$$

A API (*American Petroleum Institute*) (1991) sugere que o coeficiente “α” seja representado pela equação A5. Na Equação A6, σ'_{v0} é a tensão efetiva numa determinada profundidade ao longo do fuste.

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,5(S_u / \sigma'_{v0})^{-0,5} \rightarrow S_u / \sigma'_{v0} \leq 1 \\ \alpha &= 0,5(S_u / \sigma'_{v0})^{-0,25} \rightarrow S_u / \sigma'_{v0} > 1 \end{aligned} \quad (A6)$$

Sladen (1992) sugere a=0,5 e m=0,45 enquanto que O'Neill & Reese (1999) sugerem α=0 para z ≤ 1,5 m e z > (L-D); α=0,55 para Su ≤ 150 kPa e α=0,45 para Su ≥ 250 kPa (valores de Su entre 150 kPa e 250 kPa podem ser interpolados linearmente). Skempton (1959) sugere valores de α=0,45 a partir de resultados de provas de carga na argila de Londres. Os autores Fleming *et al.* (1985) sugere que valores de α podem ser da ordem de 70% daqueles usados

em estacas de deslocamentos. Argilas com características como sobre consolidação e sensibilidade afetam substancialmente os valores de α descritos acima, valores desde 0,3 a 4 são descritos na literatura (Pedrosa, 1983).

Décourt (1989) com base em resultados de ensaios laboratoriais e sondagens recomendam que a resistência ao cisalhamento não drenada seja dada conforme Equação A7. Nas Equações A8, A9 e A10 estão às proposições de Stroud (1988), Japan Road Association (J.R.A.) (1980) e Hara *et al.* (1974) respectivamente. Teixeira & Godoy (1996) sugerem a mesma equação proposta pela J.R.A (1980). Nas proposições da J.R.A e Hara, o valor da energia no ensaio de SPT pode ser admitido equivalente a 72% igualmente o do SPT brasileiro.

$$S_u = 12,5N_{72} \text{ (kPa)} \quad (\text{A7})$$

$$S_u = (5 \text{ a } 6)N_{60} \text{ (kPa)} \quad (\text{A8})$$

$$S_u = 10N \text{ (kPa)} \quad (\text{A9})$$

$$S_u = 29N^{0,72} \text{ (kPa)} \quad (\text{A10})$$

As análises em termos de tensão total, para a base de fundações escavadas em solo coesivo, em geral são feitas admitindo a condição ($\phi = 0$) e implica que os valores dos coeficientes de capacidade de suporte, dados na Eq. 2.8, N_q e N_γ , sejam iguais a 1 e 0 respectivamente. A equação reduz-se para a descrita como na Equação A11, abaixo.

$$q_b = cN_c + \sigma_{vb} \rightarrow 9S_u + \sigma_{vb} \quad (\text{A11})$$

Onde: S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada média avaliada entre a base da fundação e uma profundidade de $2 D_b$ abaixo da base da fundação.

Ainda com relação à Equação A11, a coesão é avaliada ser igual à resistência ao cisalhamento não drenada, S_u e o valor de N_c é numericamente avaliado igual a 9 (Skempton, 1951). Vários autores adotam o valor de N_c proposto por Skempton (1951). No manual canadense de fundações (*Canadian Foundation Engineering Manual*, 1992) sugere-se que o valor de N_c seja função do diâmetro da base da fundação onde: $N_c=9$ (para $D_b < 0,5$ m); $N_c=7$ (para 0,5

$m < D_b < 1$ m); e $N_c=6$ (para $D_b > 1$ m). Robert (1997) analisou um grupo de 63 provas de carga em estacas com e sem deslocamento em solos coesivos e não coesivos. Do total, 9 provas de carga foram em estacas escavadas e a maioria em solo coesivo. O valor de α foi o sugerido pelas Eqs. 2.14 e 2.15, e o erro médio encontrado, para todo o conjunto de provas de carga, foi de 8,3%. As melhores estimativas da resistência de ponta foram encontradas com valores de N_c recomendados pela norma canadense. De Cock (1998) apresenta valores de α usados em vários países europeus.

No Brasil, a utilização do ensaio de SPT abrange a imensa maioria dos projetos de fundações desde projetos de média a grande importância. Milititsky & Schnaid (1995) “nomearam” a Engenharia de Fundações no país como a “Geotecnia do SPT”. Há uma variedade de métodos, sobretudo capacidade de suporte, que usam as medidas diretas do ensaio de SPT. Os mais difundidos, serão vistos a seguir com a ênfase nas fundações do tipo escavadas.

A1 Método Aoki-Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas cravadas e do ensaio de SPT. O método pode ser usado tanto com dados de CPT como SPT. Originalmente o método foi calibrado com dados de CPT mecânico. A expressão da capacidade de suporte foi expressão relacionando com resultados de CPT como na Equação A12. Alternativamente, na Equação A13 a equação adaptada aos dados de SPT.

$$Q_t = A_b q_p + \pi D \sum q_l \Delta l = A_b \frac{q_c}{F_1} + \pi D \sum \frac{f_s(\alpha \cdot q_c)}{F_2} \Delta l \quad (\text{A12})$$

$$Q_t = A_b q_p + \pi D \sum q_l \Delta l = A_b \frac{kN_p}{F_1} + \pi D \sum \frac{\alpha kN_l}{F_2} \Delta l \quad (\text{A13})$$

Onde: q_c e f_s são as resistências de ponta e atrito lateral (medido na luva de atrito do CPT) medidos no ensaio de CPT; F_1 e F_2 são fatores de escala e execução ($F_2=2.F_1$); Δl é a espessura da camada de solo analisada; N_p e N_l são, respectivamente, o índice de resistência à

penetração na cota de apoio do elemento de fundação e o índice de resistência à penetração médio na camada de espessura Δl , obtidos a partir da sondagem mais próxima.

Aoki (1996), citado por Cintra & Aoki (1999), comenta que o coeficiente F_2 pode variar entre uma e duas vezes o valor de F_1 e que, portanto, $F_2=2.F_1$ é a hipótese mais conservadora.

Aoki (1976), citado por Cintra & Aoki (1999), recomenda para estacas escavadas, dependendo do maior ou menor grau de perturbação introduzido no terreno pelo processo executivo empregado, F_2 varia entre 4,5 e 10,5 (com $F_2= 2.F_1$). Valores para $F_1= 3$ e $F_2= 6$ em estacas escavadas são mencionados no trabalho de Cintra & Aoki (1999). Em Velloso & Lopes (2002), citam-se valores de $F_2=F_1= 4,5$ para estacas escavadas e $F_1= 3$ e $F_2= 3,8$ para estaca hélice contínua a partir dos trabalhos de Laprovitera (1988) e Benegas (1993) e Monteiro (1997), respectivamente. Nos trabalhos de Francisco *et al.* (2004) e Sales *et al.* (2004) foram usados valores de coeficientes $F_1= 2$ e $F_2= 4$ e $F_1= 4,6$ e $F_2= 6,4$ para estacas hélice contínua, respectivamente. Os valores dos coeficientes k e $(k.\alpha)$, da versão original do método de Aoki-Velloso (1975), são reproduzidos na Tabela A1 (a e b) com os coeficientes (pesos) em relação à ponta e ao atrito lateral.

Tabela A1 Coeficientes k e $(k.\alpha)$ (Aoki-Velloso, 1975)

Ponta		Atrito lateral	
k (kPa)	Tipo de solo	k.α (kPa)	Tipo de solo
1000	Areia	18	Areia argilo-siltosa
800	Areia siltosa	16,8	Areia silto-argilosa
700	Areia silto-argilosa	16	Areia siltosa
600	Areia argilo-siltosa	14	Areia
550	Silte	14	Areia argilosa
500	Areia argilosa	12,6	Silte arenoso
450	Silte arenoso	12,1	Silte
400	Silte areno-argiloso	12	Silte areno-argiloso
350	Argila	12	Argila silto-arenosa
330	Argila areno-siltosa	9,9	Argila arenos-siltosa
300	Argila arenosa	8,8	Argila siltosa
250	Silte argiloso	8,4	Argila
230	Silte argilo-arenoso	8,4	Argila arenosa
220	Argila siltosa	7,8	Silte argilo-arenoso
200	Argila silto-arenosa (a)	7,5	Silte argiloso (b)

O método prevê que a carga admissível da fundação seja dada por: $P_{adm} \leq \frac{Q_l + Q_p}{2}$

O método Aoki-Velloso (1975) sofreu várias tentativas de adaptações, levando em conta a forma de execução da estaca, a partir de metodologias que, notadamente, modificam os

valores dos fatores F_1 e F_2 . De uma forma geral, os resultados mantêm baixas correlações (ou coeficiente de determinação r^2) entre os valores medidos e os calculados. Uma dificuldade adicional do método são as várias classes de solos em que o perfil deve ser classificado. Potencialmente, isto cria uma dificuldade dada à qualificação das equipes que realizam as sondagens.

A2 Método Décourt-Quaresma (1978)

O método de Décourt-Quaresma (1978) avança em relação ao método de Aoki-Velloso (1975), sobretudo pela simplicidade de uso e estar menos sujeito aos possíveis “erros” na interpretação da estratigrafia via ensaio de SPT. O método é sugerido originalmente para estacas cravadas. A parcela unitária de ponta é dada pela Equação a A14, abaixo:

$$q_b = CN_b \text{ (kPa)} \quad (\text{A14})$$

Onde: C é um fator que depende do tipo do solo; N_b é o valor médio do SPT nas profundidades da base da fundação, imediatamente anterior e o valor de SPT imediatamente posterior.

Com relação à base, os valores de C para estacas escavadas são dados na Tabela A2 abaixo:

Tabela A2 Fatores C para a resistência da base para estaca escavada (Décourt, 1995)

Tipo de solo	C
Areia	165
Silte arenoso	115
Silte argiloso	100
Argila	80

Quanto ao atrito lateral, o método prevê um fator de redução (β) para levar em conta o efeito construtivo. O atrito lateral unitário é dado conforme Equação A15, abaixo:

$$q_l = \beta \cdot 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \text{ (kPa)} \quad (\text{A15})$$

Onde: β é um fator em que leva em conta o tipo de técnica empregada na execução da fundação (valores de 0,80 e 1 para estaca escavada e hélice contínua, respectivamente; N_l é o valor médio do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , ao longo do fuste ($3 \leq N_l \leq 15$)). Os valores de N_{SPT} devem ser considerados: $3 \leq N_{SPT} \leq 50$. Para tubulões $N_l \leq 15$. Décourt (1982) propõe a utilização de coeficientes de segurança parciais em relação á base e ao atrito lateral.

O método prevê que a carga admissível da fundação seja dada por: $P_{adm} \leq \frac{Q_l}{1,3} + \frac{Q_p}{4}$.

Cintra *et al.* (2003) citam ainda, correlações para a base de tubulões empregando os métodos Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. Quanto ao método de Aoki-Velloso, q_b pode ser avaliado igual $q_b = \frac{q_c}{F_1}$, com F_1 igual a 3. O valor da resistência de ponta, q_c , é avaliado na cota de apoio da base do tubulão. O fator de segurança aplicado é 3 caso a carga lateral seja admitida igual ao peso do tubulão. Quanto ao método de Décourt-Quaresma, Décourt (1996) atualiza os valores dos coeficientes e sugere, para a resistência na base de tubulões, a Equação A16.

$$q_b = \alpha \cdot C \cdot N_p \rightarrow \text{(kPa)} \quad (\text{A16})$$

Onde: α é um coeficiente de redução; C é o fator característico do solo; N_p (idem Eq. A14).

O método prevê que a carga admissível da fundação seja dada por: $P_{adm} \leq \frac{Q_p}{4}$.

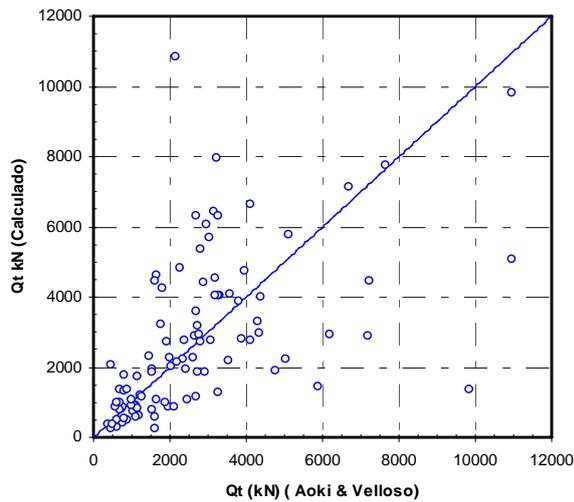
Os valores de $\alpha \cdot C$ estão dispostos na Tabela A3, abaixo:

Tabela A3 Fatores $\alpha.C$ para a resistência da base para tubulões (Décourt, 1996)

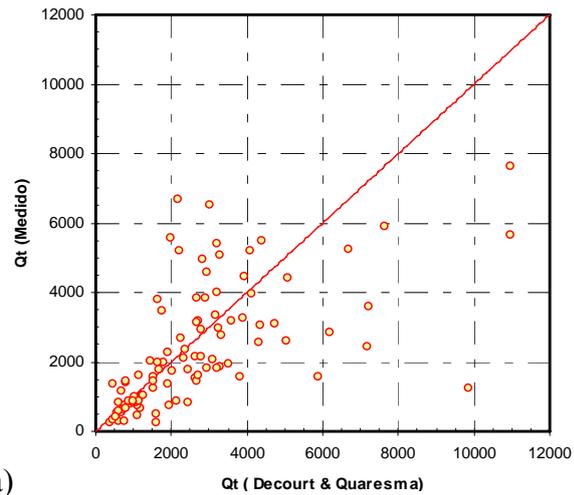
Tipo de solo	$\alpha.C$ (kPa)
Areia	200
Silte arenoso	150
Silte argiloso	120
Argila	102

Os métodos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas baseados unicamente em resultados de ensaios SPT são prática corrente no Brasil. Apesar da enorme popularidade dos métodos acima, o uso dos mesmos deve ser sempre confirmada com resultados de provas de cargas, o que é prática, ainda pouco comum, entre as empresas de fundações. O uso de correlações locais deve sempre ser estimulado.

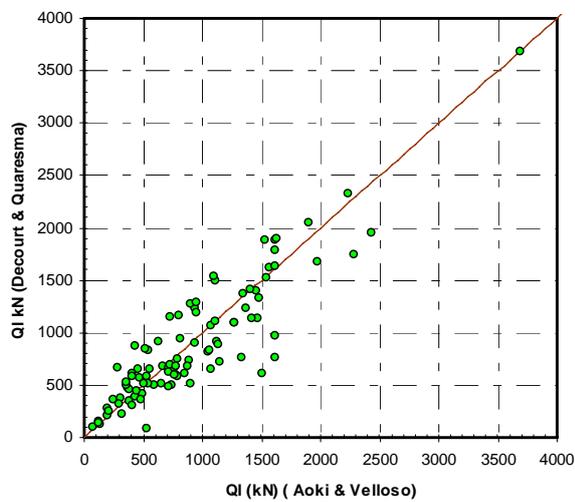
Silva (1989), citado por Schnaid (2000), compilou resultados de 98 provas de carga realizados em estacas pré-moldadas de concreto e comparou-os com os métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Tem-se nas Figuras A2 (a, b, c e d) os resultados da carga total, a partir do método de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), com os valores medidos nas provas de carga. Os coeficientes de determinação (r^2) foram iguais a 0,30 para o método de Aoki-Velloso (1975) e 0,36 para o método de Décourt-Quaresma (1978) em relação à carga total. Quando se comparam as parcelas lateral tem-se coeficiente de determinação (r^2) igual a 0,81, para Décourt-Quaresma (1978) em relação à Aoki-Velloso (1975) e de 0,68 para Décourt-Quaresma (1978) em relação à Aoki-Velloso (1975) para a ponta. De caráter puramente estatístico, as estimativas apresentam dispersão considerável e devem ser utilizadas com critério e julgamento geotécnico. Em diversos casos a carga prevista é superior à carga medida experimentalmente, reforçando a necessidade de adoção de fatores de segurança em obras rotineiras não inferiores a 2,0 (NBR 6122/96). Há de se ponderar também que a considerável dispersão pode ser atribuída a erros de medida nas provas de carga, representatividade das sondagens, problemas de interpretação das informações de sondagem, limitação de informações geotécnicas, imprecisão na extrapolação das cargas de ruptura, ausência de controle de energia de cravação, entre outros.



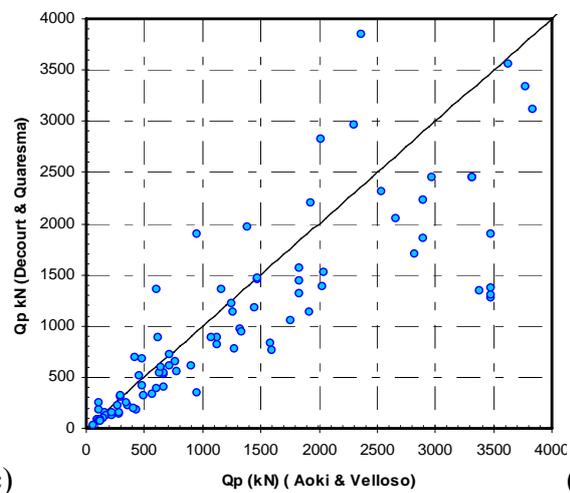
(a)



(b)



(c)



(d)

Figuras A2 (a, b, c e d) Métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) comparação com provas de carga realizadas.

Os resultados mostram que os métodos de previsão tendem a subestimar a capacidade de carga das estacas. Isto significa que, em geral, os métodos são conservadores, não expondo a estaca a riscos de ruptura ou deformações excessivas. Por outro lado, coeficientes de segurança maiores que os recomendados por normas levam a um aumento nos custos da fundação. Os projetos devem sempre buscar equilíbrio quanto ao nível de segurança e economia. A comparação se fez com resultados de provas de carga em estacas cravadas e não deve ser muito distinto, em termos de variabilidade, para estacas escavadas, num primeiro momento e, portanto, não é improvável que sua adaptação a fundações escavadas possa aumentar substancialmente a variabilidade entre os valores previstos e calculados.

A3 Método de Teixeira (1996)

O método descrito abaixo é específico para estacas escavadas e a capacidade de suporte total pode ser descrita pela Equação A17, abaixo:

$$Q_t = \alpha \cdot N_b^* \cdot A_b + \beta \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot N_L^* \quad (\text{A17})$$

Onde: α e β são fatores que dependem do tipo de solo e da estaca, respectivamente; N_L^* é o valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca escavada; N_b^* é o valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da base da fundação e 1 diâmetro abaixo da base da fundação. Os valores de N_{SPT} devem atender a: $4 \leq N_{\text{SPT}} \leq 40$. (O valor de β , em kPa é 4).

Os valores de α , dependente do tipo de solo, estão na Tabela A4, abaixo:

Tabela A4 Fator α (Método de Teixeira, 1996)

Tipo de solo	α (kPa)
Areia com pedregulhos	310
Areia	270
Areia siltosa	240
Argila argilosa	200
Silte arenoso	160
Argila arenosa	130
Silte argiloso	110
Argila siltosa	100

O método prevê que a carga admissível da fundação seja dada por: $P_{adm} \leq \frac{Q_l}{1,5} + \frac{Q_p}{4}$

A4 Método de Antunes & Cabral (1996)

A partir dos resultados de 9 provas de carga em estaca hélice contínua, os autores propõem um método similar ao de Teixeira (1996), mas, observando a forma de execução da estaca.

O método descrito abaixo é específico para estacas hélice contínua e a capacidade de suporte total pode ser descrita pela Equação A18, abaixo:

$$Q_t = \beta_1 \cdot A_1 \cdot N + \beta_2 \cdot N_p \cdot A_b \quad (A18)$$

Onde: β_1 e β_2 são fatores que dependem do tipo de solo; N é o valor do SPT ao longo do fuste da estaca hélice; N_p é o valor do SPT medido próximo à base da fundação. Os valores dos coeficientes ($\beta_1 \cdot N$) e ($\beta_2 \cdot N$) estão em (kPa) e ($\beta_2 \cdot N$) ≤ 4 MPa. Os valores de β_1 e β_2 estão na Tabela A5, abaixo:

Tabela A5 Fatores β_1 e β_2 (Método de Antunes & Cabral, 1996)

Tipo de solo	β_1 (kPa)	β_2 (kPa)
Areia	4 a 5	200 a 250
Silte	2,5 a 3,5	100 a 200
Argila	2 a 3,5	100 a 150

A5 Método de Vorcaro & Velloso (2000)

O método resulta de análises estatísticas com o uso da técnica de regressão linear múltipla aplicando-a aos resultados de prova de carga estáticas do banco de dados de Alonso (2000) estacas hélice contínua e do banco de dados de provas de carga em estacas escavadas da COPPE-UFRJ. Os solos foram agrupados em 5 grupos, conforme Tabela A6 com a quantidade de provas de carga, por tipo de estaca e pelo solo predominante na base da estaca.

Tabela A6 Grupos de solos (Método Vorcaro & Velloso, 2000)

Grupo				
Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5
Areia	Areia siltosa	Silte	Silte areno-argiloso	Silte argiloso
	Areia silto-argilosa	Silte arenoso	Silte argilo-arenoso	Argila
	Areia argilosa	Argila arenosa	Argila areno-siltosa	Argila siltosa
	Areia argilo-siltosa		Argila silto-arenosa	
Provas de Carga realizadas (Estacas hélice contínua)				
	8	5	9	4
Provas de Carga realizadas (Estacas escavadas)				
1	7	5	0	3

Quando a prova de carga não foi levada à ruptura, a carga de ruptura foi determinada pelo critério de Van der Veen (1953).

A metodologia prevê que se determinem as quantidades XP e XF conforme as Equações A19 e A20, abaixo.

$$XP = A_b N_{\text{spt,ponta}} \quad (\text{A19})$$

$$XF = \pi \cdot D \cdot \sum N_{\text{spt,fuste}} \cdot \Delta l \quad (\text{A20})$$

Onde: A_b é a área da base da fundação; Δl é a espessura de solo, ao longo do qual o SPT pode ser considerado constante.

Foi verificado que a natureza do solo ao longo do fuste pouca importância tem. As Equações A21 (a, b, c e d) e A22 foram as de melhor adequação, a partir da técnica de regressão linear múltipla, utilizada para o cálculo da capacidade de suporte total de estacas escavadas e hélice contínua, respectivamente. Os grupos em que a base está instalada referem-se à Tabela 2.14 e somente nas estacas escavadas é considerado.

$$Q_t = e^{[(6,23 \cdot \ln(XP) + 7,78 \cdot \ln(XF))^{1/2}]} \rightarrow \text{Base} \rightarrow \text{Grupo 2} \quad (\text{A21a})$$

$$Q_t = e^{[(4,92 \cdot \ln(XP) + 7,78 \cdot \ln(XF))^{1/2}]} \rightarrow \text{Base} \rightarrow \text{Grupo 3} \quad (\text{A21b})$$

$$Q_t = e^{[(6,96 \cdot \ln(XP) + 7,78 \cdot \ln(XF))^{1/2}]} \rightarrow \text{Base} \rightarrow \text{Grupo 4} \quad (\text{A21c})$$

$$Q_t = e^{[(7,32 \cdot \ln(XP) + 7,38 \cdot \ln(XF))^{1/2}]} \rightarrow \text{Base} \rightarrow \text{Grupos 1 e 5} \quad (\text{A21d})$$

$$Q_t = e^{[(1,96 \cdot \ln(XP) - 0,34 \cdot \ln(XF)) \cdot \ln(XP) + 1,36 \cdot \ln(XF)]} \quad (\text{A22})$$

Onde: XP e XF (m^2); Q_t (kN); $e = 2,71828182846$.

A6 Método de Gotlieb *et al.* (2000).

Esse método foi desenvolvido a partir de resultados de 48 provas de carga em estaca hélice contínua, com diâmetros entre 0,35 e 0,8 m, predominando entre 0,5 e 0,7 m. Os comprimentos foram entre 7,59 e 26 m, predominando entre 10 e 20 m. O fator de segurança deve ser igual a 2.

Os autores avaliaram a tensão admissível na base da estaca, para qualquer tipo de solo sobre a base, conforme Equação A23, abaixo:

$$Q_{padm} = 60.N_{p(8D-3D)}.A_b \rightarrow (\text{kN}) \quad (\text{A23})$$

Onde: $N_{p(8D-3D)}$ é o valor médio do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , entre as profundidades de 8 diâmetros acima e 3 diâmetros, abaixo da base da estaca hélice; $N_{SPT} \leq 50$; A_b (m^2).

Para a avaliação da resistência lateral admissível, o método considera a Equação A23 como representativa.

$$Q_{ladm} = \frac{N_{\text{médio}}}{0,5} .A_l \rightarrow (\text{kN}) \quad (\text{A23})$$

Onde: $N_{\text{médio}}$ é o valor médio do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , ao longo do comprimento da estaca hélice; $N_{SPT} \leq 50$; A_l (m^2).

A7 Método de Karez & Rocha (2000)

O método foi desenvolvido especificamente para estacas do tipo hélice contínua a partir do resultado de 38 provas de carga realizadas nas regiões Sul e Sudeste do Brasil. A capacidade de suporte é avaliada conforme as Equações A24 e A25, abaixo.

$$Q_l = 4,9.A_l.\Sigma N_{\text{spt-m\u00e9dio}} \rightarrow (\text{kN}) \quad (\text{A24})$$

$$Q_p = K_{KR}.N_{\text{spt}}.A_b \rightarrow (\text{kN}) \quad (\text{A25})$$

Onde: $\Sigma N_{\text{SPT m\u00e9dio}}$ \u00e9 o valor do somat\u00f3rio do \u00edndice de resist\u00eancia \u00e0 penetra\u00e7\u00e3o, N_{SPT} , ao longo do comprimento da estaca h\u00e9lice; A_l \u00e9 a \u00e1rea lateral; A_b \u00e9 a \u00e1rea da base; K_{KR} \u00e9 um coeficiente emp\u00edrico que leva em conta o solo imediatamente na base da funda\u00e7\u00e3o $K_{KR} = (210; 250 \text{ e } 290$ para Argila, Silte e Areia, respectivamente.

D\u00e9court (1989) prop\u00f5e uma express\u00e3o que pode ser estendida para o caso de funda\u00e7\u00f5es profundas pela inclus\u00e3o do efeito de profundidade (n\u00edvel de tens\u00f5es). A tens\u00e3o admiss\u00edvel na cota de apoio de um tubul\u00e3o resultaria conforme Equa\u00e7\u00e3o A26, abaixo.

$$q_{\text{adm}} = 25.N'_{72} + \sigma'_{vb} \quad (\text{A26})$$

Onde N'_{72} \u00e9 o \u00edndice de resist\u00eancia \u00e0 penetra\u00e7\u00e3o (72% de energia) desde a cota de apoio do tubul\u00e3o at\u00e9 a profundidade $2D_b$ abaixo, e σ'_{vb} \u00e9 a tens\u00e3o efetiva na base do tubul\u00e3o.

O'Neill & Reese (1999) definiram a resist\u00eancia \u00faltima da base de tubul\u00f5es submetidos \u00e0 compress\u00e3o, como aquela em que ocorre um deslocamento de 5% do di\u00e2metro da base. A carga \u00faltima da base pode ser avaliada a partir da Equa\u00e7\u00e3o A27, abaixo.

$$Q_b = \left[(57,6.(1,2).N'_{72}).\left(\frac{1200}{D_b}\right) \right].A_b + W \rightarrow (\text{kN}) \quad (\text{A27})$$

$$(57,6.(1,2).N'_{72}) \leq 2900 \text{ kPa}$$

Onde N'_{72} \u00e9 o valor m\u00e9dio do \u00edndice de resist\u00eancia \u00e0 penetra\u00e7\u00e3o para 72% de energia desde a cota de apoio do tubul\u00e3o at\u00e9 a profundidade $2 D_b$ abaixo da base; W \u00e9 o peso do tubul\u00e3o (kN); D_b (mm);

A8 CAPACIDADE DE SUPORTE USANDO ENSAIO TIPO CPT/CPTU

Desde seu início, o ensaio de cone penetrometria tem sido aplicado como ferramenta para a determinação da capacidade de suporte. Vários são os métodos para a determinação da capacidade de suporte usando o ensaio de cone penetrometria entre eles citam-se: Schmertmann (1978); Aoki-Velloso (1975); Penpile (1978); De Ruiter & Beringen (1979); Método de Philipponnat (1979); Tumay & Fakhroo (1981); Velloso (1981); Price & Wardle (1982); Bustamante & Gianeselli (1982), Meyerhof (1983); Holeyman *et al.* (1997); Jardine & Chow (1997); Eslami & Fellenius (1997), entre outros.

Dos métodos citados acima, os de Philipponnat (1979), Velloso (1981), Bustamante & Gianeselli (1982) e Holeyman *et al.* (1997) inclui em suas metodologias, o uso em estacas escavadas e serão tratados, de forma breve, a seguir. O método de Aoki-Velloso (1975) foi tratado anteriormente. Neste trabalho, também serão abordadas algumas metodologias de origem empírica ou semi-empírica empregando o ensaio de cone penetrometria no Brasil. O método de Philipponnat (1979) foi introduzido no Brasil, através da publicação de Godoy & Azevedo Jr. (1986) que apresenta em detalhes, o método. Somente a proposta para fundações escavadas será mostrada aqui. O método é baseado na experiência obtida em 44 provas de carga em diferentes tipos de estaca e solo. A Tabela A7 mostra simplificada à forma de cálculo das componentes unitárias, de ponta e lateral, bem como os coeficientes usados.

Tabela A7 Método de Philipponnat (1979)

$q_l = \alpha_f \cdot \frac{q_{cmédio}}{\alpha_s}$	α_f (tipo de estaca)	ql máximo (kPa)
	Estaca de concreto (tubulão)($D_f < 1,5m$) $\rightarrow 0,85$	100
	Estaca de concreto ($D_f > 1,5m$) $\rightarrow 0,75$	80
	(natureza do solo)	α_s
	Argila	50
	Silte, Argila arenosa, Areia argilosa.	60
	Areia pouco compacta	100
	Areia medianamente compacta	150
	Areia compacta, Pedregulhos.	200
	$q_b = \alpha_p \cdot q_{cm}$ $q_{cm}(3D \text{ acima} - 3D \text{ abaixo})$	α_f (tipo de estaca)
Argila		$\alpha_p = 0,50$
Silte		$\alpha_p = 0,45$
Areia		$\alpha_p = 0,40$
	Pedregulhos	$\alpha_p = 0,35$

Onde: $q_{\text{cmédio}}$ é o valor da resistência de ponta média numa determinada camada; q_{cm} é o valor médio da resistência de ponta, q_c , entre as profundidades de 3 diâmetros da base, acima e abaixo da base da fundação; O método prevê que a carga admissível da fundação seja dada por:

$$P_{adm} \leq \frac{Q_l}{2} + \frac{Q_p}{3}.$$

O método de Velloso (1981) foi derivado das propostas de Sanglerat (1972), para a extensão da região de interesse do resultado de CPT na determinação da carga última e Kerisel (1961) com a avaliação do efeito de escala com a introdução do fator β . A capacidade de suporte de uma fundação escavada carregada axialmente pode ser estimada a partir das Equações A29 e A30, abaixo.

$$Q_l = 0,5 \cdot \pi \cdot D_f \cdot \sum f_s \cdot \Delta l_i \quad (\text{A29})$$

$$Q_p = 0,5 \cdot \beta \cdot A_b \cdot \overline{q_c} \quad (\text{A30})$$

Onde: f_s é a resistência lateral medida no ensaio de cone penetrometria para uma camada de comprimento Δl ; $\beta = (1,016 - 0,016 \cdot D_b / d_c) \geq 0,2$; D_b é o diâmetro da base da fundação e d_c é o diâmetro do cone. (36 mm, em geral); $\overline{q_c}$ é o valor médio da resistência de ponta do ensaio de CPT numa extensão de $8 D_b$ acima da base da fundação até uma profundidade de $3,5 D_b$ abaixo da base (adotar valores nulos para fundações de comprimento menor que $8 D_b$).

A metodologia de Bustamante & Gianceselli (1982), também chamado de *LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)*, foi baseada nos resultados de 197 provas de carga em vários tipos de estacas e distintos perfis estratigráficos. A grande maioria das provas de carga foi em estacas escavadas, 55, uma vez que este tipo de fundação é dominante em solo Francês com aproximadamente 68% do total das fundações executadas (Bustamante & Gianceselli, 1982). O atrito lateral medido no ensaio de CPT foi totalmente negligenciado, tanto em relação à parcela lateral como a de ponta. As resistências unitárias são determinadas advindo dos resultados de resistência de ponta, q_c , somente. A resistência unitária na base das fundações escavadas é determinada a partir de $(0,3 \text{ a } 0,45) q_{c \text{ médio}} \rightarrow q_{c \text{ médio}}$ é o valor médio da resistência de ponta do ensaio de CPT numa extensão de $1,5 D_b$ acima e $1,5 D_b$ abaixo da base da fundação. Os valores de q_c médio são avaliados a partir de filtragem dos dados. (As regras

de filtragem dos dados de q_c estão disponíveis em Schnaid, 2000). A resistência lateral unitária, q_l , é obtida a partir de $(0,67 \text{ a } 3,33\%) \cdot q_c$. O limite inferior refere-se às argilas moles e turfas e o limite superior a areias compactas e pedregulhos. A resistência lateral unitária é limitada a valores máximos desde 15 kPa para argilas moles e turfas até 150 kPa para areias compactas e pedregulhos. Os valores dos coeficientes dependem do tipo do solo e do valor da resistência de ponta. Mais detalhes pode ser vistos em Schnaid (2000) e Fellenius (2002).

O Método de Holeyman *et al.* (1997) é baseado na larga experiência Belga do uso do ensaio de conepenetrometria. Os precursor dos estudos foi De Beer com o uso de metodologias aplicada a estacas cravadas. Holeyman *et al.* (1997) citam que aproximadamente 90% de todos os projetos de estaqueamentos na Bélgica as resistência lateral e da base são baseados em formulações semi-empíricas avaliadas diretamente dos resultados de CPT e que a maioria das investigações geotécnicas consiste exclusivamente em ensaios de CPT. Nesta metodologia, a parcela de base de fundações escavadas circulares é dada conforme Equação A31, abaixo.

$$Q_p = \alpha_b \cdot F_b \cdot q_p^{(m)} A_b \quad (A31)$$

Onde: α_b é um fator empírico que leva em conta o processo de execução da fundação e a natureza do solo. Para estacas escavadas, é proposto o seguinte intervalo: $(0,33 \leq \alpha_b \leq 0,67)$; F_b é um fator de escala que depende das características de resistência ao cisalhamento do solo. Para estacas escavadas, F_b tem-se o seguinte intervalo: $0,476 \leq F_b \leq 1 - 0,01(D_b/d_c) \rightarrow D_b$ e d_c são os diâmetros da base da fundação e do cone; $q_p^{(m)}$ é a resistência de ponta homogeneizada e calculada a partir da metodologia de De Beer (1963).

Quanto à parcela lateral, a metodologia é derivada para estacas cravadas. Um dos modos de calculá-la é através da resistência de ponta, q_c , do cone. A parcela lateral é dada conforme Equação A32, abaixo.

$$Q_l = \pi \cdot D_f \cdot \sum h_i \cdot \eta_{pi} q_{ci} \quad (A32)$$

Onde: h_i é a espessura da camada i ; η_{pi} fator empírico que leva em conta o processo de execução da fundação e a natureza do solo;

Na avaliação da Eq. A32, os autores sugerem que o atrito lateral unitário, q_l , possa ser determinado a partir dos valores conforme Tabela A8, abaixo.

Tabela A8 Atrito lateral unitário (Holeyman *et al.*, 1997)

Argila	q_c (MPa)	0,075	0,2	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	$\geq 3,0$
	q_l (kPa)	5	10	18	31	44	58	70	82	$q_c(\text{kPa})/36,6$
Areia	q_c	≤ 10 MPa			$10 < q_c < 20$				> 20 MPa	
	q_l	$q_c/150$			Interpolar linearmente entre $q_c/200$ e $q_c/150$				$q_c/200$	

Os dados relativos às argilas, podem ser aproximados pela relação ($q_l = 2,7\%.q_c$) sem maiores erros. A metodologia deverá ser adaptada às condições de execução da fundação quando usada diretamente em fundações escavadas. De Beer (1988) recomenda adotar um fator redutor de 0,8 para argilas e de 0,33 para solos arenosos. Provas de cargas devem ser usadas para uma avaliação mais correta deste fator redutor ou de uma possível faixa de valores.

Expressões empíricas ou semi-empíricas também são propostas por Décourt (1989,1991) tanto para ensaios de SPT quanto CPT para a avaliação da resistência da base de tubulões. Costa Nunes e Velloso (1960), citado por Cintra & Aoki (1999), usaram a correlação, conforme Equação A33, para a tensão admissível na base de tubulões (q_{ba}) em solo argiloso em que os ensaios devem ser conduzidos pelo menos 4 m abaixo da cota de apoio dos tubulões.

$$q_{ba} = \frac{q_c}{6 \text{ a } 8} \rightarrow \leq 2 \text{ MPa} \quad (\text{A33})$$

Para Teixeira & Godoy (1996), a tensão admissível na base sapatas (ou tubulões) pode ser avaliada conforme as Equações A34a e A34b, abaixo.

$$q_{ba} = \frac{q_c^*}{10} \rightarrow \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Argilas} \quad (\text{A34a})$$

$$q_{ba} = \frac{q_c^*}{15} \rightarrow \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Areias} \quad (\text{A34b})$$

Onde: q_c^* é o valor médio da resistência de ponta avaliada na região do bulbo de tensões do tubulão ($\cong 1,5 D_b$) e $q_c \geq 1,5$ MPa.

Décourt (1991) sugere que a tensão admissível na base de tubulões (q_{ba}) poderia ser estimada utilizando o valor de resistência de ponta do CPT, acrescida do efeito da profundidade conforme Equação A35. A Eq. A35, modifica-se das Eqs. A33 e A34, por levar em conta o efeito do nível de tensão na base da fundação o que, fenomenologicamente, é mais coerente.

$$q_{ba} = \left[\{ (0,10 \text{ a } 0,14) \cdot q_c + \sigma'_{vb} \} \right] \quad (\text{A35})$$

Jamiolkowski & Lancellotta (1988) baseados nos resultados de 15 provas de carga em estacas escavadas sugerem uma relação empírica segundo a Equação A36, abaixo.

$$q_{bcrit} (s/D_b=5\%) = 0,2 \cdot q_{cmédio} \quad (\text{A36})$$

Onde: q_{bcrit} é o valor da resistência de base unitária associado a um deslocamento de 5% do diâmetro da base; $q_{cmédio}$ é o valor da resistência de ponta numa região de $1,5D_b$ abaixo da base da fundação.

Ghionna *et al.* (1994) baseados em ensaios de câmara de calibração em meio arenoso avaliaram o valor da resistência de ponta unitária de tubulões também em termos de deslocamentos máximos e encontraram relações conforme Equações A37 e A38, abaixo.

$$q_{bcrit} (s/D_b=5\%) = 0,09 \pm 0,02 \cdot q_{cmédio} \quad (\text{A37})$$

$$q_{bcrit} (s/D_b=10\%) = 0,13 \pm 0,02 \cdot q_{cmédio} \quad (\text{A38})$$

Onde: q_{bcrit} é o valor da resistência de base unitária associado a um deslocamento de 5% ou 10% do diâmetro da base; $q_{cmédio}$ é o valor da resistência de ponta numa região de $1,5D_b$ abaixo da base da fundação.

Viggiani (1993) sugere que a relação q_{bcrit}/q_c esteja num intervalo entre 0,25 e 0,33 para estaca hélice contínua.

A9 RECALQUES DE FUNDAÇÕES ESCAVADAS

Vésic (1977) propõe um método baseado na teoria elástica e em correlações empíricas a partir de dados de provas de cargas em estacas cravadas e escavadas. A metodologia de Vésic (1977) para estaca escavada é descrita abaixo.

O recalque total, ρ_{total} , de uma fundação escavada pode ser avaliado, aproximadamente, pela Equação A39, abaixo.

$$\rho_{total} = \rho_e + \rho_p + \rho_f \quad (A39)$$

Onde: ρ_e é a parcela devida ao encurtamento elástico; ρ_p é a parcela devida à carga na base da estaca; ρ_f é a parcela devida à carga lateral da estaca;

O recalque devido ao encurtamento elástico é determinado a partir de formulações de mecânica dos materiais e pode ser avaliado conforme Equação A40, abaixo.

$$\rho_e = (Q_{pa} + \alpha_{ss} Q_{ta}) \frac{L}{A E_p} \quad (A40)$$

Onde: Q_{pa} é a carga admissível na base da fundação; Q_{ta} é a carga admissível transmitida ao longo do fuste; α_{ss} é um coeficiente que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste; L , A e E_p são o comprimento da estaca, a área da seção transversal e o módulo de elasticidade da estaca.

Os valores de α_{ss} é função da distribuição do atrito ao longo do fuste e varia desde 0,33 a 0,67 conforme a Figura A3(a, b, c e d).

Fellenius (1991) comenta que somente as distribuições (a) e (b) da Figura A3 são razoáveis, quanto às distribuições (c) e (d) deveriam ser consideradas com certo ceticismo, pois as mesmas são típicas de quando tensões residuais não são consideradas, mesmo em estacas escavadas.

Sharma & Joshi (1998) indicaram que a estimativa do recalque total baseado na distribuição uniforme ou triangular não são sensíveis aos valores de α_{ss} . Assim, para propósitos práticos, α_{ss} pode ser tomado igual a 0,5.

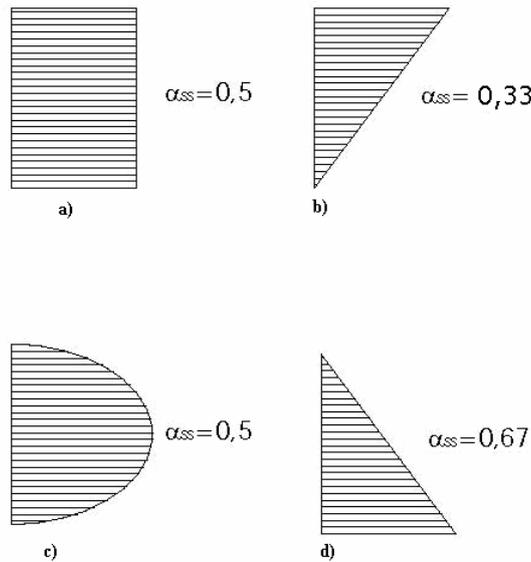


Figura A3 Coeficiente α_{ss} em função da distribuição do atrito unitário

As demais parcelas, ρ_p e ρ_f devida ao recalque na base e ao recalque devido à carga lateral respectivamente, são dadas conforme as Equações A41 e A42, abaixo.

$$\rho_p = \frac{q_{ba} \cdot D_b \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{wp}}{E_b} \quad (A41)$$

$$\rho_f = \frac{q_{la} \cdot D_f \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{ws}}{E_s} \quad (A42)$$

Onde: q_{ba} e q_{la} são as resistências unitárias admissíveis da base e do fuste; E_b e E_s são os módulos de elasticidade do solo abaixo da base da fundação e ao longo do fuste; I_{wp} e I_{ws} são fatores de influência e assumidos iguais a 0,54 e $(2 + 0,35 \cdot (L/D_f)^{0,5})$; ν é o coeficiente de Poisson do solo abaixo da base da fundação.

Outra metodologia que avalia o recalque de fundações é aquele em Aoki & Lopes (1975) que formularam um processo numérico para a estimativa de tensões e recalques em qualquer ponto no interior de um meio elástico linear, semi-infinito, homogêneo e isotrópico. O carregamento a que a fundação é submetida é decomposto em um sistema de cargas pontuais equivalentes e, a partir das equações de Mindlin (1936), estima-se o recalque devido às cargas pontuais. Este procedimento é aplicado tanto ao fuste como à base da fundação. Através do

princípio da superposição dos efeitos, somam-se as contribuições das cargas pontuais para a obtenção do recalque em qualquer ponto do maciço. Os autores consideram que haja uma distribuição linear de carga ao longo do fuste, impondo assim, uma condição de distribuição à carga lateral. A Figura A4 ilustra a distribuição de carga na fundação. Considera-se que a uma profundidade L_2 , o atrito lateral unitário vale f_2 e a uma profundidade L_1 , o atrito vale $f_1 = \xi \cdot f_2$. O parâmetro ξ (x_i) indica a forma da distribuição da carga lateral, sendo $\xi = 1$ para o diagrama constante e $\xi = 0$ ou $\xi = \infty$ para o diagrama triangular.

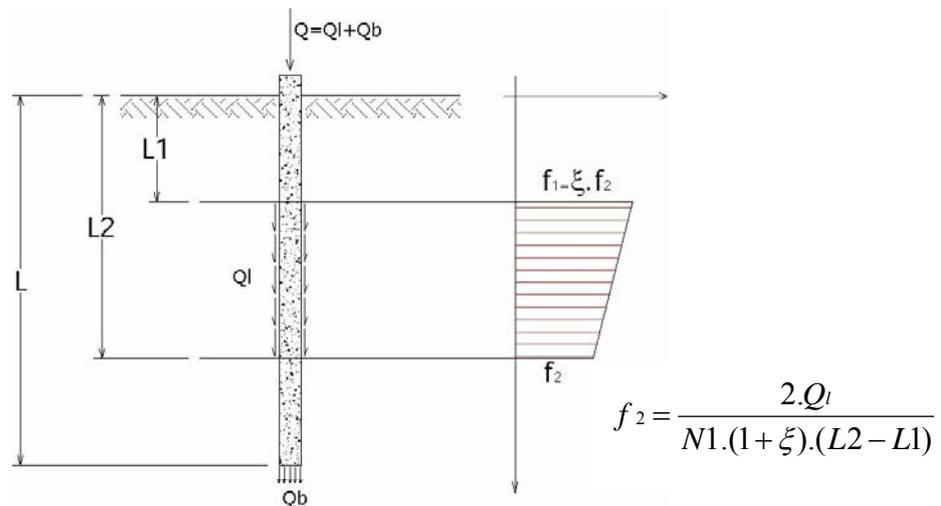


Figura A4 Distribuição de carga (Aoki & Lopes, 1975)

Na Figura A5, o sistema de coordenadas usado na avaliação da equação de Mindlin para a determinação do recalque. A área da base é dividida em $N_1 \times N_2$ subáreas, onde N_1 é o número de divisões da circunferência e N_2 , o número de divisões do raio da fundação. O fuste é dividido em N_1 e N_3 cargas. A carga em cada uma das subáreas da base será igual à $Q_{ij} = Q_b / (N_1 \times N_2)$.

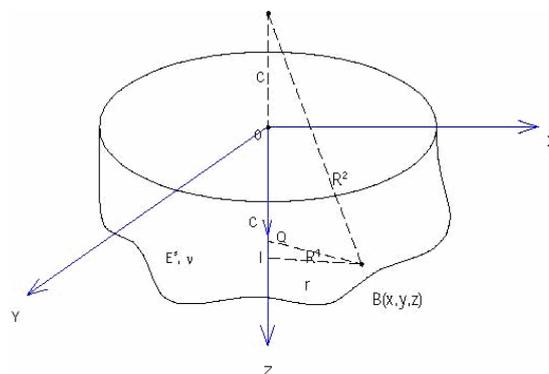


Figura A5 Sistema de coordenadas (Aoki & Lopes, 1975)

O recalque do solo em um determinado ponto para estacas cilíndricas é calculado conforme Equação A43, abaixo.

$$\rho = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} \rho_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} \rho_{i,k} \quad (\text{A43})$$

Onde: $\rho_{i,j}$ são os recalques induzidos pelas forças concentradas devidas à carga na base; $\rho_{i,k}$ são os recalques induzidos pelas forças equivalentes ao atrito lateral (carga do fuste).

Para o cálculo do recalque no topo da fundação, a parcela elástica deve ser adicionada ao recalque da base da fundação. Na Figura A6, as componentes do recalque avaliado pelo processo de Aoki & Lopes (1975).

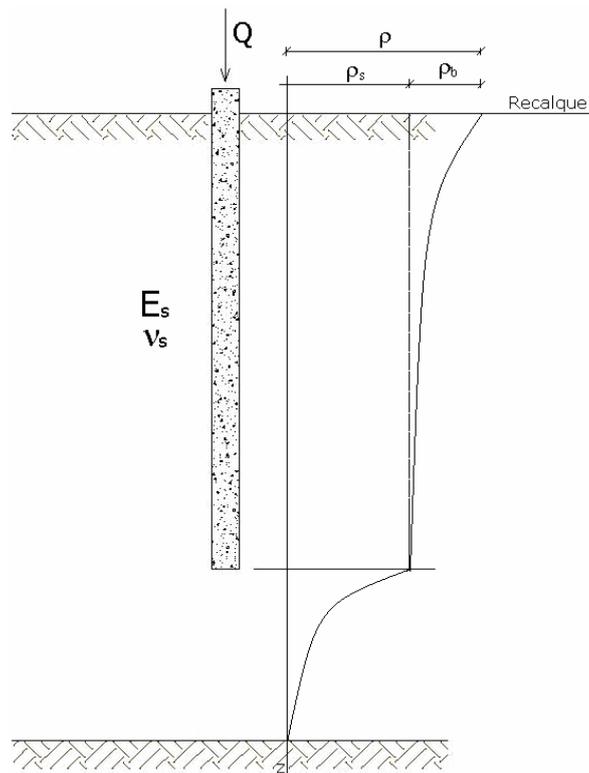


Figura A6 Perfil de recalque do método de Aoki & Lopes (1975)

ANEXO 2 MONITORAMENTO DAS EHCs INSTALADAS NO CEUnB

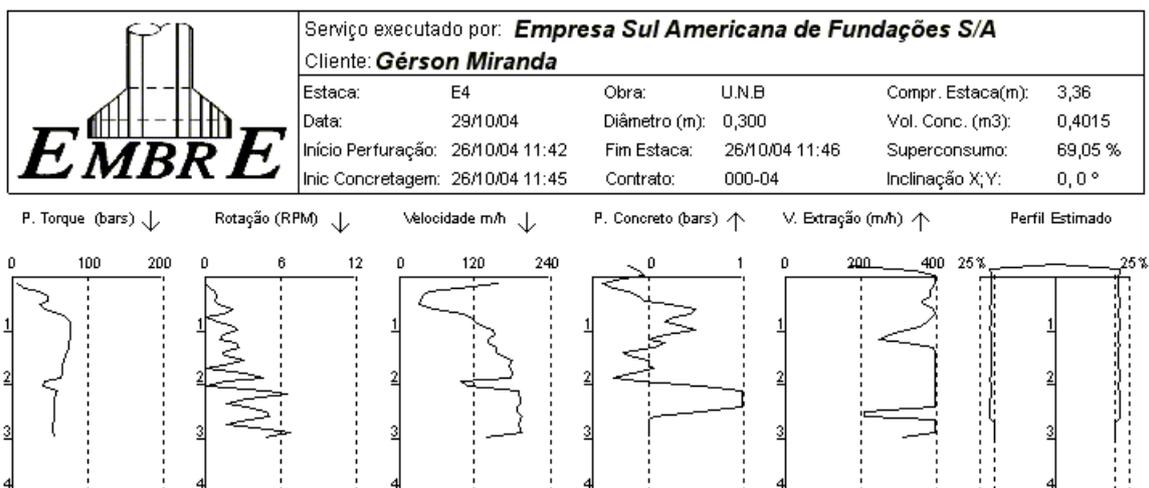


Figura A7 Sistema de monitoramento da estaca hélice teste (exumada) no C.E.UnB

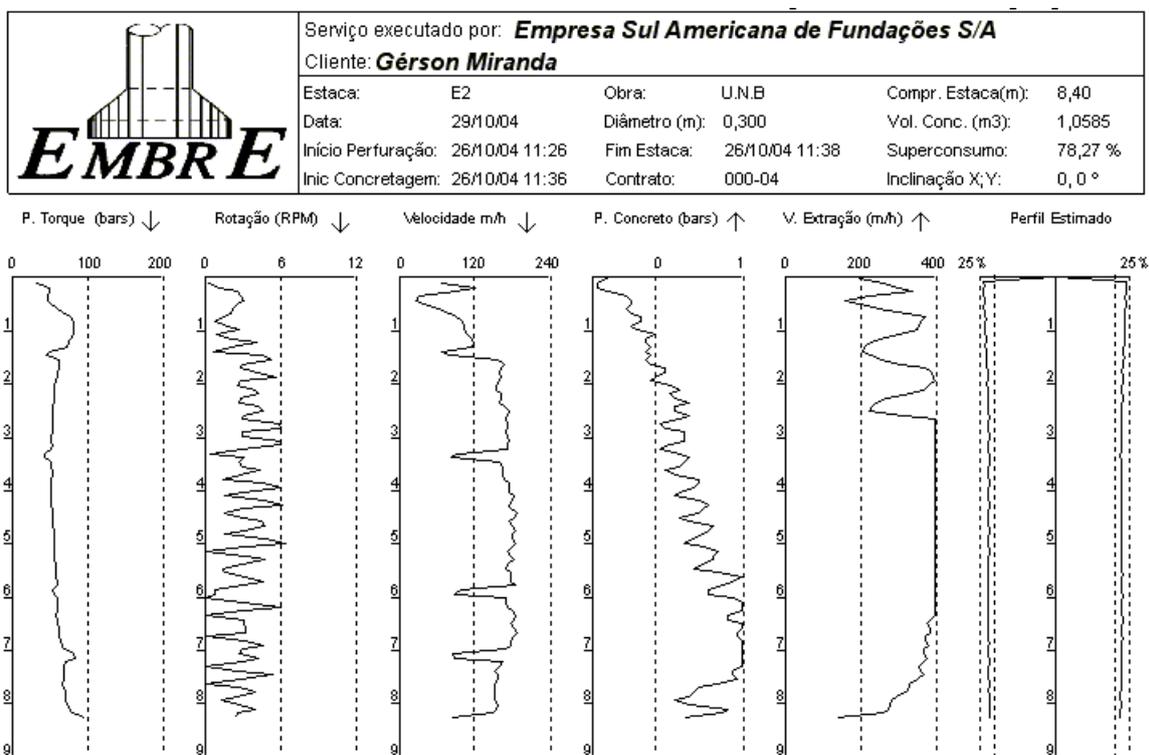
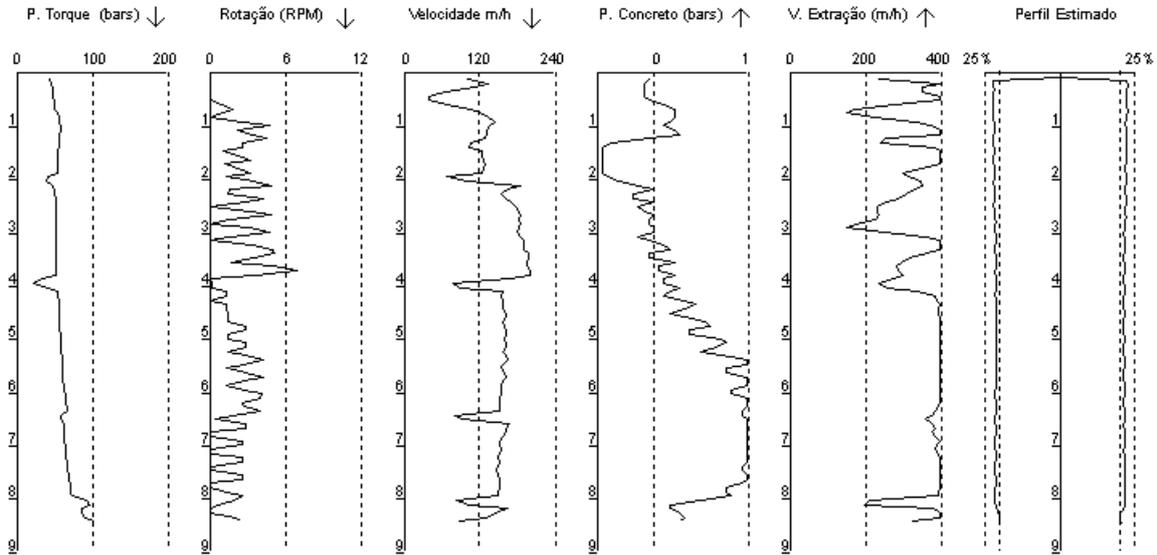


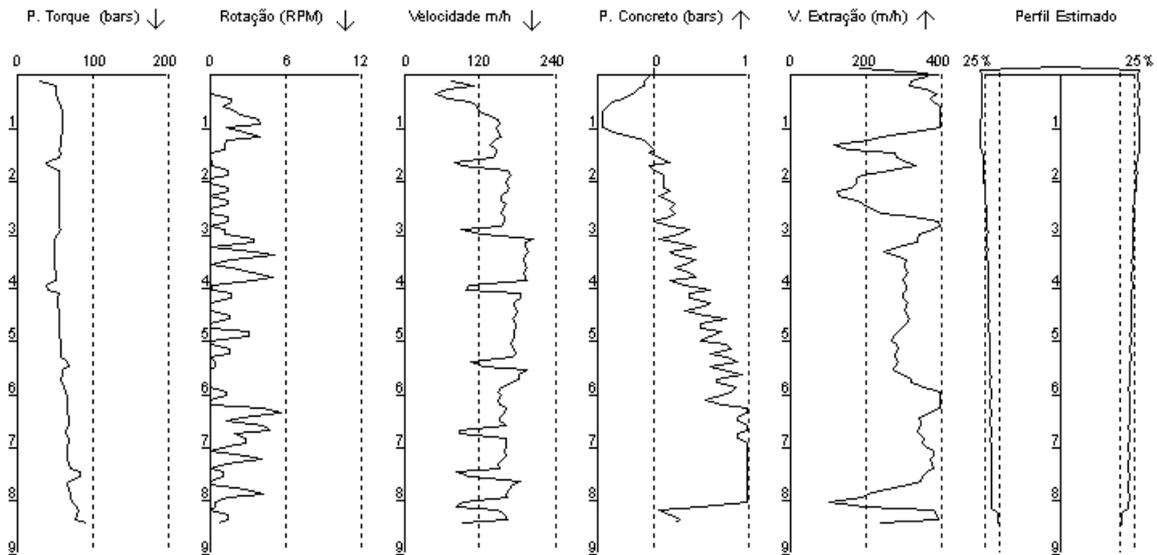
Figura A8 Sistema de monitoramento da estaca hélice isolada no C.E.UnB

	Serviço executado por: Empresa Sul Americana de Fundações S/A		
	Cliente: Gérson Miranda		
	Estaca: E3A	Obra: U.N.B	Compr. Estaca(m): 8,48
	Data: 29/10/04	Diâmetro (m): 0,300	Vol. Conc. (m3): 0,8395
	Início Perfuração: 26/10/04 12:05	Fim Estaca: 26/10/04 12:18	Superconsumo: 40,05 %
Inic Concretagem: 26/10/04 12:14	Contrato: 000-04	Inclinação X;Y: 0, 0 °	



(a)

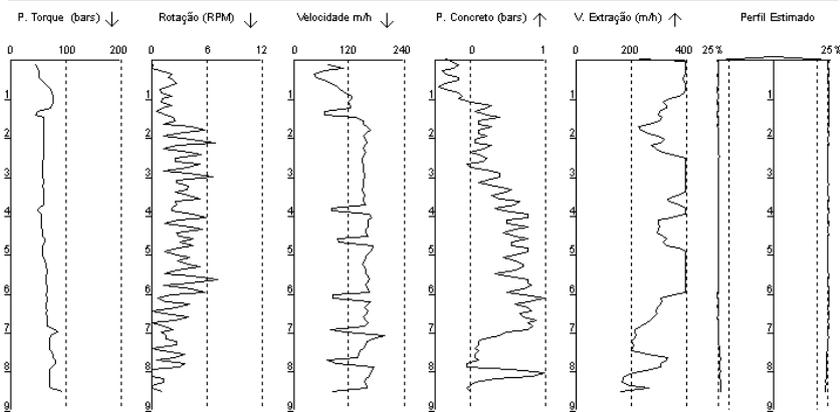
	Serviço executado por: Empresa Sul Americana de Fundações S/A		
	Cliente: Gérson Miranda		
	Estaca: E3B	Obra: U.N.B	Compr. Estaca(m): 8,72
	Data: 29/10/04	Diâmetro (m): 0,300	Vol. Conc. (m3): 1,46
	Início Perfuração: 26/10/04 11:09	Fim Estaca: 26/10/04 11:23	Superconsumo: 136,87 %
Inic Concretagem: 26/10/04 11:20	Contrato: 000-04	Inclinação X;Y: 0, 0 °	



(b)

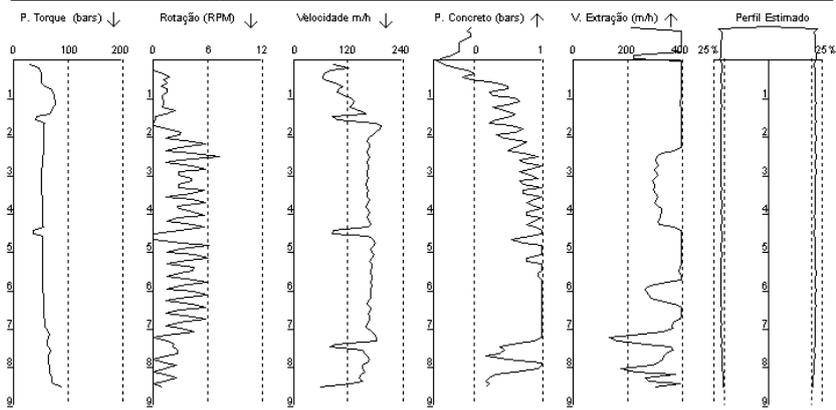
Figura A9 Sistema de monitoramento do grupo de duas E.H.C no C.E.UnB

	Serviço executado por: Empresa Sul Americana de Fundações S/A				
	Cliente: Gérson Miranda				
	Estaca: E1A	Obra: U.N.B	Compr. Estaca(m): 8,72		
	Data: 29/10/04	Diâmetro (m): 0,300	Vol. Conc. (m3): 1,4235		
	Início Perfuração: 26/10/04 10:22	Fim Estaca: 26/10/04 11:05	Superconsumo: 130,94 %		
Inic Concretagem: 26/10/04 11:02	Contrato: 000-04	Inclinação X;Y: 0,0 °			



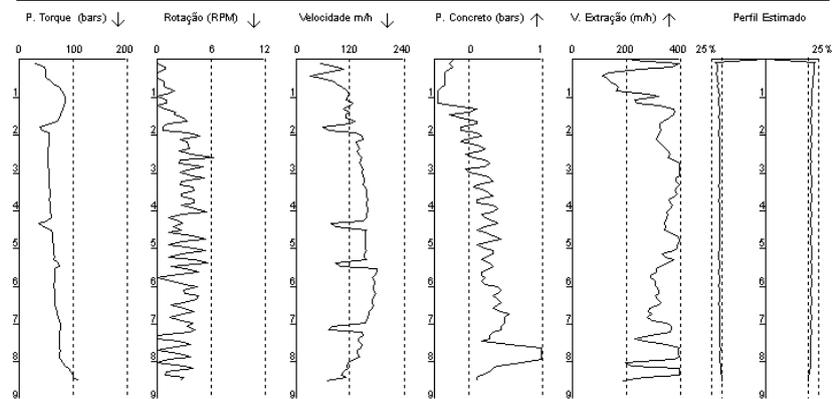
(a)

	Serviço executado por: Empresa Sul Americana de Fundações S/A				
	Cliente: Gérson Miranda				
	Estaca: E1B	Obra: U.N.B	Compr. Estaca(m): 9,52		
	Data: 29/10/04	Diâmetro (m): 0,300	Vol. Conc. (m3): 0,949		
	Início Perfuração: 26/10/04 11:50	Fim Estaca: 26/10/04 12:00	Superconsumo: 41,02 %		
Inic Concretagem: 26/10/04 11:58	Contrato: 000-04	Inclinação X;Y: 0,0 °			



(b)

	Serviço executado por: Empresa Sul Americana de Fundações S/A				
	Cliente: Gérson Miranda				
	Estaca: E1C	Obra: U.N.B	Compr. Estaca(m): 8,64		
	Data: 29/10/04	Diâmetro (m): 0,300	Vol. Conc. (m3): 0,949		
	Início Perfuração: 26/10/04 12:46	Fim Estaca: 26/10/04 13:22	Superconsumo: 55,39 %		
Inic Concretagem: 26/10/04 13:20	Contrato: 000-04	Inclinação X;Y: 0,0 °			



(c)

Figura A10 Sistema de monitoramento do grupo de três E.H.C no C.E.UnB