

212038-5

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - CPGEC

O CONE ELÉTRICO E SUA APLICAÇÃO NO ESTUDO DE FUNDAÇÕES EM SOLOS COESIVO-FRICCIONAIS

por

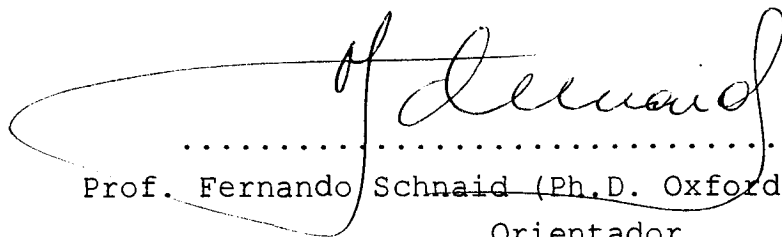
JOSÉ HENRIQUE COSTA AVERBECK

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA.

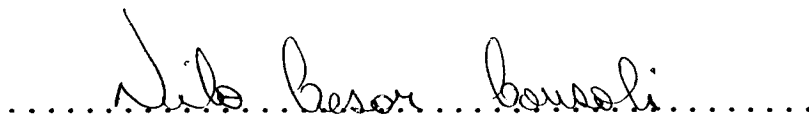
Porto Alegre, Abril de 1996.

**ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA**

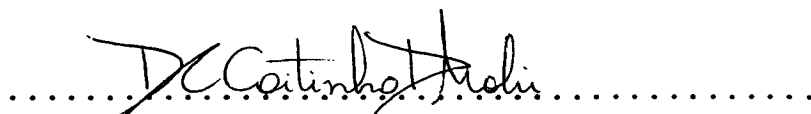
Esta dissertação foi julgada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.



.....
Prof. Fernando Schnaid (Ph.D. Oxford University, UK)
Orientador



.....
Prof. Nilo Cesar Consoli (Ph.D. Concordia University, Canada)
Orientador



.....
Prof.^a Denise Carpena Coitinho Dal Molin
Coordenadora do Curso de Pós-Graduação de Engenharia Civil

Banca Examinadora:

-Prof. Jarbas Milititsky

Ph.D. University of Surrey, UK

-Prof.^a Wai Ying Yuk Gehling

D.Sc. Universitat Politecnica de Catalunya, Espanha

-Prof. Álvaro Gutiérrez (Examinador Externo)

Ph.D. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suíça

Dedico este trabalho a
meus pais, Henrique e
Ada, e a minha futura
esposa, Daisy.

AGRADECIMENTOS

A minha noiva, Daisy, pelo carinho , pela paciência e pelo apoio nas horas difíceis vividas durante a execução deste trabalho.

Aos meus pais, Henrique Averbeck e Ada Costa Averbeck, pelo sacrifício, pelos ensinamentos e apoio constante.

Aos meus colegas do Curso de Pós-Graduação em especial a Roberto e Antônio, pela amizade, colaboração e estímulo que sempre me transmitiram.

Ao colega José Mario, ao motorista João Diniz e ao auxiliar de pesquisa André, pelo auxílio, amizade e companheirismo que me brindaram durante a execução dos ensaios de campo.

Aos meus orientadores, Professores Fernando Schnaid e Nilo Cesar Consoli pela orientação, críticas, sugestões e constante estímulo transmitidos.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) por me proporcionar acesso a uma formação científica de qualidade e gratuita.

Aos docentes do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, em especial ao grupo de Geotecnia pelos conhecimentos que me transmitiram.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico (CNPq), pelo apoio financeiro durante o curso.

A Companhia Estadual de Energia Elétrica - CEEE/RS, pelo acesso, apoio logístico e segurança dada aos equipamentos durante a execução dos ensaios de campo em Cachoeirinha, RS.

Ao LEME (Laboratório de Ensaios Mecânicos e Estruturais) pelo auxílio na calibração de equipamentos.

À Fugro-McClelland Ltd. pela doação do equipamento de cone elétrico com o qual foi realizado esta pesquisa.

A todos aqueles, que de alguma maneira, colaboraram para a realização do presente trabalho.

SUMÁRIO

| | |
|------------------------|-----|
| SUMÁRIO..... | vi |
| LISTA DE FIGURAS..... | ix |
| LISTA DE TABELAS..... | xiv |
| LISTA DE SÍMBOLOS..... | xvi |
| RESUMO..... | xix |
| ABSTRACT..... | xxi |

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

| | |
|-----------------|---|
| INTRODUÇÃO..... | 1 |
|-----------------|---|

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

| | |
|--|----|
| 2.1 - GENERALIDADES..... | 4 |
| 2.2 - MÉTODOS DIRETOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE CARGA..... | 4 |
| 2.2.1 - Método holandês ou de Begemann (1963)..... | 5 |
| 2.2.2 - Van der Veen & Boresma (1957)..... | 8 |
| 2.2.3 - Aoki & Velloso (1975)..... | 9 |
| 2.2.4 - Te Kamp (1977)..... | 14 |
| 2.2.5 - Schmertmann (1978)..... | 15 |
| 2.2.6 - Philipponat (1980)..... | 18 |
| 2.2.7 - Bustamante & Gianeselli (1982)..... | 20 |
| 2.2.8 - Meyerhof (1983)..... | 24 |
| 2.3 - MÉTODOS DIRETOS DE PREVISÃO DE TENSÃO ADMISSÍVEL DE SAPATAS..... | 27 |
| 2.4 - MÉTODOS INDIRETOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA..... | 29 |
| 2.4.1 - Durgunoglu & Mitchell (1973)..... | 30 |
| 2.4.2 - Vésic (1972)..... | 37 |
| 2.4.3 - Balight (1976)..... | 38 |
| 2.5 - MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO ATRAVÉS DO CPT..... | 38 |
| 2.5.1 - Begemann (1963)..... | 38 |
| 2.5.2 - Janbu & Senneset (1974)..... | 40 |
| 2.6 - DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÕES RECENTES..... | 44 |
| 2.6.1 - Capacidade de Carga de Estacas..... | 44 |
| 2.6.2 - Capacidade de Carga de Sapatas..... | 46 |
| 2.6.3 - Obtenção de Parâmetros Resistentes..... | 46 |

CAPÍTULO 3
DESCRIÇÃO DO ENSAIO

| | |
|--|----|
| 3.1 - GENERALIDADES..... | 49 |
| 3.2 - DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO..... | 49 |
| 3.2.1 - Ponteira do cone elétrico..... | 49 |
| 3.2.2 - Sistema de medição de q_c e f_c | 50 |
| 3.2.3 - Sistema mecânico de cravação..... | 51 |
| 3.2.4 - Sistema de aquisição de dados..... | 51 |
| 3.2.5 - Hastes..... | 51 |
| 3.2.6 - Reboque..... | 52 |
| 3.2.7 - Conjunto motor-bomba..... | 52 |
| 3.2.8 - Ancoragens helicoidais..... | 52 |
| 3.3 - PROCEDIMENTOS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO..... | 52 |
| 3.3.1 - Localização do ensaio..... | 53 |
| 3.3.2 - Nivelamento e verticalidade..... | 53 |
| 3.3.3 - Ancoragem..... | 54 |
| 3.3.4 - Preparação do sistema de aquisição de dados..... | 54 |
| 3.3.5 - Cravação contínua das hastes..... | 54 |
| 3.3.6 - Medição do nível d'água..... | 55 |
| 3.4 - PRECISÃO DAS MEDIÇÕES..... | 56 |

CAPÍTULO 4
CAMPO EXPERIMENTAL DE CACHOEIRINHA

| | |
|--|----|
| 4.1 - DESCRIÇÃO DETALHADA DAS CARACTERÍSTICAS DA REGIÃO DE ESTUDO..... | 59 |
| 4.1.1 - Unidade Geotécnica..... | 59 |
| 4.1.2 - Formação Pedológica..... | 60 |
| 4.1.3 - Litologia..... | 60 |
| 4.1.4 - Localização e Ocorrência..... | 61 |
| 4.1.5 - Elevação e Forma do Relevo..... | 61 |
| 4.1.6 - Condições Climáticas..... | 62 |
| 4.1.7 - Vegetação..... | 62 |
| 4.1.8 - Descrição do Perfil de Solo..... | 62 |
| 4.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO..... | 64 |
| 4.2.1 - Granulometria..... | 64 |
| 4.2.2 - Limites de Atterberg e Teor de Umidade..... | 68 |
| 4.2.3 - Atividade Coloidal e Classificação Unificada..... | 69 |
| 4.3 - ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO..... | 72 |
| 4.4 - SONDA GENS SPT..... | 72 |
| 4.5 - SONDA GENS DE CONE ELÉTRICO..... | 75 |
| 4.6 - OUTROS ENSAIOS REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL..... | 83 |

CAPÍTULO 5
OBTENÇÃO DE PROPRIEDADES

| | |
|---|----|
| 5.1 - GENERALIDADES..... | 86 |
| 5.2 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS USANDO O CONE ELÉTRICO..... | 86 |
| 5.3 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA C e ϕ | 92 |
| 5.4 - PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE..... | 97 |
| 5.4.1 - Módulo de Elasticidade..... | 97 |

CAPÍTULO 6
PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES

| | |
|--|-----|
| 6.1 - GENERALIDADES..... | 106 |
| 6.2 - INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DAS PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM ESTACAS ESCAVADAS..... | 106 |
| 6.2.1 - Critérios para Definir a Carga de Ruptura..... | 108 |
| 6.2.2 - Análise de Resultados..... | 110 |
| 6.3 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM SAPATAS E ENSAIOS DE PLACA..... | 116 |
| 6.4 - PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS..... | 117 |
| 6.5 - PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS ESCAVADAS..... | 124 |
| 6.6 - PREVISÃO DE TENSÃO ADMISSÍVEL DE SAPATAS..... | 127 |

CAPÍTULO 7
CONCLUSÕES E SUGESTÕES

| | |
|--|-----|
| 7.1 - CONCLUSÕES..... | 130 |
| 7.2 - SUGESTÕES..... | 135 |
| ANEXO 1 - Levantamento Planialtimétrico do Campo Experimental..... | 136 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 138 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 - Superfície de ruptura em espiral logarítmica em função do ângulo de atrito segundo Begemann(1963)..... | 6 |
| Figura 2.2 - Estudo do efeito de escala Begemann (1963)..... | 7 |
| Figura 2.3 - Valores limites de capacidade última de carga de ponta para estacas (Te Kamp, 1977)..... | 15 |
| Figura 2.4 - Valores de K_s , para estacas de concreto cravadas em areia, propostos por Schmertmann (1978)..... | 16 |
| Figura 2.5 - Valores de α' propostos por Schmertmann (1978), obtidos para estacas em argila com comportamento não drenando..... | 17 |
| Figura 2.6 - Metodologia de cálculo de q_p sugerida por Meyerhof (1983)..... | 27 |
| Figura 2.7 - Mecanismos de ruptura de fundações profundas propostos por: Terzaghi (1943); De Beer (1948) e Meyerhof (1951); Berezantzev et al. (1961) e Vésic (1963); Biarez et al. (1961) e Hu (1965)..... | 31 |
| Figura 2.8 - Mecanismo de ruptura proposto por Durgunoglu & Mitchell (1973) a profundidades relativamente grandes..... | 32 |
| Figura 2.9 - Efeito da rugosidade da cunha cônica no ângulo γ para vários ângulos de atrito (Dugunoglu & Mitchell, 1973)..... | 32 |
| Figura 2.10 - Fator de capacidade de carga, N_c , proposto por Durgunoglu & Mitchell (1973)..... | 36 |
| Figura 2.11 - Fator de capacidade de carga, $N_{\gamma q}$ proposto por Durgunoglu & Mitchell (1973)..... | 36 |
| Figura 2.12 - Desenho esquemático (Janbu & Senneset, 1974).... | 40 |
| Figura 2.13 - Valores de N_q proposto por Janbu & Senneset (1974)..... | 41 |
| Figura 2.14 - Valores de S_r para diversas rugosidades, segundo Janbu & Senneset(1974)..... | 42 |
| Figura 2.15 - Exemplo de aplicação da teoria de Janbu & Senneset (1974) no caso de areias ou argilas saturadas... | 43 |
| Figura 3.1 - Fotografia da ponteira cônica (tipo FUGRO) utilizada nesta pesquisa..... | 50 |

| | | |
|---------------|---|----|
| Figura 3.2 - | Variação do lençol freático entre os meses de Junho e Outubro de 1993..... | 55 |
| Figura 3.3 - | Corte esquemático dos níveis do lençol freático nos pontos onde foram realizados ensaios de cone elétrico..... | 58 |
| Figura 4.1 - | Granulometria do horizonte A, profundidade 0.5m..... | 65 |
| Figura 4.2 - | Granulometria do horizonte AB, profundidade 1m e 1.5m, (Nakahara, 1995)..... | 65 |
| Figura 4.3 - | Granulometria do horizonte B, profundidade 2m e 2.5m..... | 66 |
| Figura 4.4 - | Granulometria do horizonte CB, profundidade 4m.. | 66 |
| Figura 4.5 - | Granulometria do horizonte C, profundidade 6m... | 67 |
| Figura 4.6 - | Granulometria dos horizontes A, AB, B, BC e C... | 67 |
| Figura 4.7 - | Perfil de umidade, limites de consistência e grau de saturação de amostras retiradas em Julho de 1993..... | 70 |
| Figura 4.8 - | Carta de plasticidade proposta por Casagrande para solos sedimentares - Classificação Unificada dos horizontes pedológicos do campo experimental de Cachoeirinha/RS..... | 70 |
| Figura 4.9 - | Combinação da plasticidade de Casagrande com a atividade coloidal de Skempton para determinar características expansivas nos diversos horizontes pedológicos de Cachoeirinha..... | 71 |
| Figura 4.10 - | Localização das estacas escavadas ensaiadas, sondagens SPT (Meksraitis, 1988 e Matos, 1989) e de cone elétrico realizadas no campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha..... | 74 |
| Figura 4.11 - | Sondagens SPT executadas por Meksraitis (S1 e S2) e Matos (S3), no campo experimental da UFRGS.... | 74 |
| Figura 4.12 - | Ensaios C1, C2 e C3 de cone elétrico realizados em Cachoeirinha..... | 77 |
| Figura 4.13 - | Ensaios C4 e C5 de cone elétrico realizados em Cachoeirinha..... | 78 |
| Figura 4.14 - | Ensaios C6, C7 e C8 de cone elétrico realizados em Cachoeirinha..... | 79 |
| Figura 4.15 - | Perfis típicos (C2, C3, C6, C7 e C8) de cone elétrico realizados em Cachoeirinha..... | 80 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.16 - Corte estratigráfico Norte-Sul do campo de provas da UFRGS em Cachoeirinha, obtido através do cone elétrico..... | 81 |
| Figura 4.17 - Corte estratigráfico Noroeste-Sudeste do campo de provas da UFRGS em Cachoeirinha, obtido através do cone elétrico..... | 82 |
| Figura 4.18 - Comparação dos ensaios de cone elétrico, cone mecânico, SPT e pressiômetro de Ménard realizados no campo de provas da UFRGS..... | 84 |
| Figura 5.1 - Faixa de valores de q_c e FR encontrados nos ensaios de cone elétrico para os horizontes pedológicos do campo experimental de Cachoeirinha/RS..... | 88 |
| Figura 5.2 - Classificação de solos proposta por Schmertmann (1978) aplicada aos horizontes Pedológicos de Cachoeirinha..... | 90 |
| Figura 5.3 - Classificação de solos proposta por Searle (1979) aplicada aos horizontes Pedológicos de Cachoeirinha..... | 90 |
| Figura 5.4 - Classificação de solos proposta por Douglas & Olsen (1981) utilizando o CPT..... | 91 |
| Figura 5.5 - Classificação de solos proposta por Robertson & Campanella (1983) utilizando o CPT..... | 91 |
| Figura 5.6 - Valores de coesão retrocalculados a partir de q_c utilizando as teorias de capacidade de carga de Prandtl (1920), de Terzaghi (1943) e de Meyerhof (1951) e adotado $\phi=27$ graus para o horizonte B de Cachoeirinha..... | 94 |
| Figura 5.7 - Valores de coesão retrocalculados a partir de q_c utilizando teoria de Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974), adotando $\phi=27$ graus para o horizonte B de Cachoeirinha..... | 95 |
| Figura 5.8 - Faixa de variação do módulo secante obtido em provas de carga de estacas escavadas e estimativas feitas a partir do ensaio de cone elétrico..... | 103 |
| Figura 5.9 - Valores de λ_{pvp} obtidos através de provas de carga executadas em sapatas e ensaios de placa em função do fator de embutimento (D/B). Valores válidos para os horizontes AB e B de Cachoeirinha..... | 103 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.10 - Valores de χ_{PVE} obtidos através de provas de carga executadas em sapatas e ensaios de placa em função do diâmetro(d) ou largura (B) da sapata. Valores válidos para os horizontes AB e B de Cachoeirinha..... | 104 |
| Figura 5.11 - Comparação do módulo secante obtido em ensaios de placa com previsões a partir do cone elétrico utilizando χ_{PVE} médio..... | 104 |
| Figura 6.1 - Tipo de ruptura que acontece em areias não cimentadas segundo Vésic (1963)..... | 107 |
| Figura 6.2 - Ajuste da curva bi-linear média às provas de carga executadas em estacas com L=2,00 e d=0,20m..... | 112 |
| Figura 6.3 - Ajuste da curva bi-linear média às provas de carga executadas em estacas com L=2,00 e d=0,35m..... | 113 |
| Figura 6.4 - Ajuste da curva bi-linear média às provas de carga executadas em estacas com L=3,00 e d=0,20m..... | 113 |
| Figura 6.5 - Previsão do atrito lateral último utilizando diversos autores, a partir de dados do ensaio de cone elétrico..... | 118 |
| Figura 6.6 - Previsão da carga de ponta última utilizando diversos autores comparada à parcela de carga de ponta última preconizada pela NBR6122..... | 119 |
| Figura 6.7 - Previsão da carga de ponta última utilizando diversos autores comparada à parcela de carga de ponta última preconizada pela Prática Inglesa (d/10)..... | 120 |
| Figura 6.8 - Previsão da carga de ponta última utilizando diversos autores comparada à parcela de carga de ponta última preconizada pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, França)..... | 120 |
| Figura 6.9 - Previsões de carga de ruptura utilizando diversos autores comparadas à carga de ruptura preconizada pela NBR6122..... | 121 |
| Figura 6.10 - Previsões de carga de ruptura utilizando diversos autores comparadas à carga de ruptura preconizada pela Prática Inglesa (d/10)..... | 122 |
| Figura 6.11 - Previsões de carga de ruptura utilizando diversos autores comparadas à carga de ruptura preconizada pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et | |

| | | |
|---------------|---|-----|
| | Chaussées, França)..... | 122 |
| Figura 6.12 - | Módulos Secantes observados em provas de carga em estacas escavadas comparados com os previstos através dos ensaios de cone elétrico..... | 125 |
| Figura 6.13 - | Razão entre q_c e a tensão admissível de sapatas quadradas ou circulares assentes no horizonte B da unidade geotécnica PVp, adotando um fator de segurança igual a 2..... | 128 |

LISTA DE TABELAS

| | | |
|---------------|---|----|
| Tabela 2.1 - | Fatores de correção para o método de Van der Veen & Boresma(1957) segundo Amaral & Rocha Filho(1985)..... | 9 |
| Tabela 2.2 - | Coeficientes F_1 e F_2 (Aoki & Velloso, 1975)..... | 11 |
| Tabela 2.3 - | Valores de K e α sugeridos por Aoki & Velloso(1975)..... | 11 |
| Tabela 2.4 - | Valores de α e K propostos por Alonso (1980) para as diferentes regiões da cidade de São Paulo... | 12 |
| Tabela 2.5 - | Valores de K propostos por Danziger (1982) e valores de α propostos por Laprovitera (1988)... | 13 |
| Tabela 2.6 - | Valores de S_c propostos por Te Kamp (1977)..... | 14 |
| Tabela 2.7 - | Valores de α segundo Schmertmann(1978)..... | 18 |
| Tabela 2.8 - | Valores de α_s sugeridos por Philipponat(1980)... | 19 |
| Tabela 2.9 - | Valores de α_f sugeridos por Philipponat(1980)... | 19 |
| Tabela 2.10 - | Valores de α_p sugeridos por Philipponat(1980)... | 20 |
| Tabela 2.11 - | Coeficientes K_c propostos por Bustamante & Ganeselli(1982)..... | 22 |
| Tabela 2.12 - | Valores do coeficiente α propostos por Bustamante & Ganeselli (1982)..... | 23 |
| Tabela 2.13 - | Valores máximos de q_s , propostos por Bustamante & Ganeselli(1982)..... | 24 |
| Tabela 2.14 - | Coeficientes β_1 e β_2 utilizados por Meyerhof (1983) para o cálculo da resistência de ponta e atrito lateral unitários, respectivamente..... | 26 |
| Tabela 2.15 - | Valores do coeficiente M proposto por diversos autores..... | 29 |
| Tabela 2.16 - | Recomendação de Trofimenkov (1974) para o cálculo da tensão admissível de sapatas, utilizando o CPT..... | 29 |
| Tabela 3.1 - | Comparação entre resolução mínima obtida no ensaio e as recomendações internacionais..... | 57 |
| Tabela 4.1 - | Classificação da atividade coloidal de argilas, segundo Skempton (1953)..... | 69 |

| | | |
|--------------|---|-----|
| Tabela 4.2 - | Classificação Unificada dos horizontes pedológicos do campo experimental de Cachoeirinha/RS..... | 71 |
| Tabela 4.3 - | Resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados no campo experimental de Cachoeirinha..... | 73 |
| Tabela 4.4 - | Comparação entre resultados de ensaios de cone elétrico, SPT e ensaios pressiométricos realizados nos horizontes constituintes da unidade geotécnica PVp (Podzólico Vermelho-Amarelo substrato Pelito)..... | 85 |
| Tabela 5.1 - | Módulos secantes obtidos de provas de carga em estacas escavadas submetidas a compressão, utilizando ábacos de Poulos & Davis (1974).... | 101 |
| Tabela 5.2 - | Valores de α_{PVp} encontrados no campo experimental de Cachoeirinha..... | 101 |
| Tabela 5.3 - | Módulos secantes obtidos em provas de carga de sapatas e ensaios de placas realizados por Cudmani (1994)..... | 102 |
| Tabela 6.1 - | Comparação das médias das cargas de rupturas obtidas em provas de carga com as cargas de rupturas obtidas da curva média representativa em estacas submetidas a compressão..... | 112 |
| Tabela 6.2 - | Cargas de ruptura obtidas através da adoção do procedimento da curva média..... | 114 |
| Tabela 6.3 - | Parcela de atrito lateral e resistência de ponta adotando o procedimento da curva média..... | 114 |
| Tabela 6.4 - | Valores de carga de ruptura para o critério de ruptura $d/30$ em provas de carga de sapatas quadradas e ensaios de placa executados por Cudmani (1994)..... | 117 |

LISTA DE SÍMBOLOS

- a = atração, ou seja, intercepto negativo no eixo das abscissas da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (kPa)
- A_p = área da ponta da estaca (m^2)
- A_s = área lateral do fuste da estaca (m^2)
- B = largura da sapata (m)
- c = intercepto coesivo (kPa)
- c_a = adesão solo-penetrômetro (kPa)
- d = diâmetro da estaca ou sapata (m)
- D = profundidade de assentamento da sapata (m)
- D_b = profundidade de embutimento da camada resistente (m)
- E = módulo de elasticidade (kPa)
- E_{25} = módulo secante correspondente a 25% da deformação de ruptura medido no ensaio triaxial (kPa)
- E_{50} = módulo secante correspondente a 50% da deformação de ruptura medido no ensaio triaxial (kPa)
- $E_{d/10}$ = módulo secante de estacas correspondente a uma deformação de $d/10$ (kPa)
- $E_{d/30}$ = módulo secante de estacas correspondente a uma deformação de $d/30$ (kPa)
- $E_{d/90}$ = módulo secante de estacas correspondente a uma deformação de $d/90$ (kPa)
- E_{ini} = módulo tangente inicial (kPa)
- f_s = atrito lateral medida na luva do CPT (kPa)
- f_u = atrito lateral solo-estaca na condição não drenada (kPa)
- F_1 = coeficientes de Aoki & Velloso (1975) para cálculo de resistência de ponta
- F_2 = coeficientes de Aoki & Velloso (1975) para cálculo de atrito lateral
- FR = razão de atrito do cone ($f_s/q_c \cdot 100\%$)
- FS_p = fator de segurança para a carga de ponta de estacas
- FS_s = fator de segurança para a parcela de atrito lateral
- g = aceleração da gravidade (m/s^2)
- H = distância entre ponta da estaca e final da camada resistente (m)
- I_a = atividade coloidal de Skempton (1953)
- I_p = fator de influência de deslocamentos
- K = razão entre q_c/N_{spt} proposto por Aoki & Velloso (1975)

K_c = fator proposto por Bustamante & Gianceselli (1982) para o cálculo da carga de ponta de estacas
 K_s = fator de correção da profundidade proposto por Schmertmann (1978), para o caso de areias
 K_s' = coeficiente do empuxo lateral dentro da zona da superfície de ruptura
 l_i = espessura da camada i
 L = comprimento da estaca (m)
 LL = Limite de Liquidez (%)
 LP = Limite de Plasticidade (%)
 M = razão entre σ_{adm} e q_c
 N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga
 N_p = coeficiente de inclinação obtidos do ensaio de cone (Janbu & Senneset, 1974)
 N_{spt} = número de golpes medido na ensaio SPT
 p' = tensão geostática efetiva atuante na profundidade da ponta cônica (kPa)
 PL = pressão limite do pressiômetro de Ménard (MPa)
 q = sobrecarga lateral ao nível da sapata (kPa)
 q_c = resistência de ponta medida no ensaio de cone (MPa)
 q_p = resistência de ponta unitária (kPa)
 q_s = atrito lateral unitário (kPa)
 q_{si} = atrito lateral unitário para a camada i (kPa)
 q_u = tensão de ruptura para o caso de sapatas (kPa)
 Q_p = resistência de ponta última (kN)
 Q_s = atrito lateral último (kN)
 Q_{tct} = carga total última (kN)
 U_i = perímetro da estaca para a camada i (m)
 r = raio vetor
 $/r/$ = razão de rugosidade (δ/ϕ)
 S_1 = coeficiente para cálculo do atrito lateral
 S_s = coeficiente de cisalhamento
 S_u = resistência não drenada (kPa)
 α = fator de conversão da resistência de ponta do cone em atrito lateral da estaca
 α' = coeficiente proposto por Schmertmann (1978) para o cálculo do atrito lateral em argilas
 α_f = coeficiente proposto por Philipponat (1980) utilizado para o cálculo do atrito lateral unitário da estaca que levam em conta o tipo de solo

α_s = coeficiente proposto por Philipponat (1980) utilizado para o cálculo do atrito lateral unitário da estaca que levam em conta o método construtivo
 α_p = coeficiente proposto por Philipponat (1980) para o cálculo da resistência de ponta unitária
 α_{PVE} = coeficiente semi-empírico utilizado para o cálculo de módulos secantes de estacas
 β = ângulo formado entre a cunha elástica e a final da superfície de ruptura
 β_1 = coeficiente utilizado por Meyerhof (1983) para o cálculo da resistência de ponta
 β_2 = coeficiente utilizado por Meyerhof (1983) para o cálculo do atrito lateral
 γ = peso específico do solo (kN/m^3)
 δ = ângulo de atrito entre solo e penetrômetro
 δ_r = recalque (mm)
 $\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$ = coeficientes de forma para o caso de sapata
 ρ = massa específica do solo (kg/m^3)
 σ_{adm} = tensão admissível de sapatas onde o fator de segurança 2 é usualmente adotado (kPa)
 σ_v' = tensão vertical efetiva (kPa)
 $\sigma_{v\alpha}'$ = tensão efetiva vertical inicial (kPa)
 τ_s = tensão cisalhante teórica ao longo da luva durante a penetração do cone (kPa)
 ϕ = ângulo de atrito interno
 ϕ_p' = ângulo de atrito interno de pico
 χ_{PVP} = coeficiente semi-empírico utilizado para o cálculo de módulos secantes de sapatas

RESUMO

O equipamento de cone penetrometria foi utilizado em um programa de investigação geotécnica realizado no campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha, RS. O ensaio de cone elétrico permite medir a resistência de ponta e atrito lateral, cujos valores são registrados de forma contínua em microcomputador.

No presente trabalho os valores medidos foram utilizados com o objetivo de analisar a aplicabilidade do ensaio em solos coesivo-friccionais. A interpretação dos resultados objetivou investigar alguns aspectos relacionados à determinação de propriedades desses solos e a previsão do comportamento de fundações.

A utilização do cone elétrico mostrou-se eficiente na determinação da estratigrafia do subsolo. Através da análise do espectro dos sinais medidos no ensaio é possível obter informações quanto ao perfil de resistência do solo, sua variabilidade vertical e espacial. No entanto, as classificações do solo a partir da medida de resistência de ponta (q_c) e razão de atrito (FR), freqüentemente utilizadas em solos sedimentares (Schmertmann, 1978; Searle, 1979; Douglas & Olsen, 1981 e Robertson & Campanella, 1983), mostraram-se inapropriadas quando aplicadas a solos coesivo-friccionais.

A determinação de propriedades de resistência através de ensaios de penetração não pode fazer uso de correlações usualmente adotadas na prática de engenharia de solos sedimentares, uma vez que a resistência ao cisalhamento do solos coesivo-friccionais é expressa em termos de duas variáveis: ângulo de atrito interno (ϕ) e intercepto coesivo (c). Adotando a hipótese de ângulo de atrito interno (ϕ) constante, obtido através de ensaio de cisalhamento direto inundado, valores de intercepto coesivo (c) foram retrocalculados a partir da resistência de ponta medida no ensaio de cone elétrico (q_c) e de formulações baseadas em teorias de capacidade de carga de sapatas. Dentre as formulações analisadas, as proposições de Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974) conduzem

a valores de intercepto coesivo da mesma ordem de magnitude dos encontrados em ensaios de cisalhamento direto.

Em paralelo, correlações de natureza semi-empírica entre a resistência de ponta do cone (q_c) e módulos de elasticidade (correspondente a diferentes níveis de deformação do elemento de fundação) foram estabelecidas.

O estudo avalia ainda a aplicabilidade de métodos correntes de previsão de capacidade de carga em fundações profundas e superficiais assentes em solos coesivo-friccionais. Dados de provas de carga executadas no campo experimental foram analisadas com essa finalidade. Os resultados dessa análise indicam que o método de Aoki & Velloso (1975) prevê com razoável acuidade a carga total de ruptura enquanto outros métodos testados (Van der Veen & Boresma, 1957; Te Kamp, 1977; Schmertmann, 1978; Philipponat, 1980 e Bustamante & Gianselli, 1982) superestimam a carga de ruptura.

A tensão admissível de sapatas foi estimada através do parâmetro M , razão entre q_c e σ_{adm} . Os valores de M variam de 5,9 a 19,0. A dispersão observada é considerável o que indica a dificuldade de aplicação desta metodologia em projetos geotécnicos.

TITLE: "Electrical cone penetration test and its application to the study of foundations in cohesive-frictional materials".

ABSTRACT

An experimental programme making use of an electrical cone rig was carried out in the Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS) geotechnical testing site in the city of Cachoeirinha, province of Rio Grande do Sul, Brazil. The electrical cone test provide a continuous measurement of cone tip resistance and local side friction.

The present study is related to the interpretation of electrical CPT data in cohesive-frictional soils. Interpretation of CPT records were used to investigate some aspects of soil properties and foundation behaviour.

The electrical CPT proved to be an efficient tool to establish soil stratigraphy, as well as to determine Pedologic horizons. However, soil classification based on cone tip resistance (q_c) and friction ratio (FR), used in sedimentary soils (Schmertmann, 1978; Searle, 1979; Douglas & Olsen, 1981 e Robertson & Campanella, 1983), proved to be inappropriated when applied to cohesive-frictional materials.

Determination of strength properties in cohesive-frictional soils through penetration tests cannot make use of correlations for sedimentary soils, once the soil shear strength is expressed in terms of two variables - internal frictional angle (ϕ) and cohesive intercept (c). Among analysed bearing capacity theories, only those proposed by Durgunoglu & Mitchell (1973) and Janbu & Senneset (1974) have demonstrated to be usefull on predicting shear strength parameters since the analytically predicted shear strength parameters is the same order of magnitude as the parameters obtained through direct shear tests.

In parallel, semi-empirical correlations between cone tip resistance (q_c) and Young's modulus were established.

This study have also evaluated the applicability of current design methods for predicting bearing capacity of shallow

foundations and piles on cohesive-frictional materials. Pile and plate loading tests carried out in the experimental site were interpreted. The results of this analysis indicate that Aoki & Velloso method (1975) was the most accurate in the prediction of failure load while other methods (Van der Veen & Boresma, 1957; Te Kamp, 1977; Schmertmann, 1978; Philipponat, 1980 e Bustamante & Gianceselli, 1982) superestimate the ultimate load.

Allowable bearing stresses of shallow foundation were estimated through obtainance of parameter M , defined as the ratio of q_z and σ_{adm} . Values of q_z/σ_{adm} range between 5,9 and 19,0; considerable scatter is observed which indicates the difficulty of applying this methodology in geotechnical design.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A idéia de cravar hastes no solo para determinar as características de resistência dos diversos substratos é muito antiga. O primeiro procedimento desse tipo foi desenvolvido por Collin na França em 1846. Uma agulha tipo Vicat de 1mm de diâmetro, com um peso de 1kgf localizado na parte superior, era usada para estimar a coesão de diferentes tipos de argilas de várias consistências.

Segundo Sanglerat (1972), o ensaio de cone manual foi desenvolvido nos primórdios da ciência de Mecânica do Solos. Consistia em uma ponta cônica com ápice de 90 graus que era cravada manualmente no solo.

Em 1917, a Swedish Railroads padronizou um método de sondagem, o qual ainda hoje é utilizado na Suécia. Esse ensaio consiste em cravar uma haste no solo, em parte por carga estática e em parte através de rotação da haste. A ponta desse equipamento consiste em um elemento helicoidal de seção quadrada e ponta afilada. O CPT mecânico originou-se da evolução do método de sondagem sueco.

Com o avanço tecnológico no campo da eletro-eletrônica foi possível instrumentar o CPT mecânico com "strain gauges". Assim surgiu o CPT elétrico, com o qual o processo de medição de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral da luva do cone (f_s) tornou-se contínuo e mais preciso.

O ensaio de cone elétrico, desenvolvido segundo princípios acima mencionados, ganhou popularidade internacional, sendo hoje utilizado na Europa e América do Norte. Pesquisas aplicadas à prática de engenharia, permitem utilizar o cone na determinação de propriedades dos solos e na previsão do comportamento de fundações. No entanto, a aplicabilidade desses métodos é normalmente restrita a solos de formação sedimentar.

O presente trabalho visa avaliar a aplicabilidade das metodologias desenvolvidas para o ensaio de cone elétrico em solos coesivo-friccionais cimentados não saturados. Estudos para determinação de propriedades, de campo e laboratório, estão ainda em fase preliminar de desenvolvimento. Existe a necessidade de

desenvolver, sistematizar, avaliar e testar metodologias que possam ser aplicadas com confiabilidade na prática de projetos de fundações de solos coesivo-friccionais.

O Brasil é um país de dimensões continentais constituído, em grande parte, por solos coesivo-friccionais (materiais estruturados e/ou não saturados). Logo, o estudo de metodologias aplicadas a esses solos são de grande relevância à geotecnia nacional.

Perfis típicos desses solos podem apresentar estratos de espessura e características variáveis sendo portanto a definição da estratigrafia de especial interesse. Neste trabalho enfoca-se as vantagens da utilização do cone elétrico, em relação a outros ensaios de campo (SPT, pressiómetro de Ménard), na determinação da estratigrafia de solos coesivo-friccionais.

Esta dissertação de mestrado foi dividida em 8 Capítulos nos quais analisa-se e discute-se a utilização do CPT aplicado à previsão do comportamento de estacas escavadas e sapatas assentes em solos coesivo-friccionais.

Apresenta-se no Capítulo 2 alguns métodos de capacidade de carga consagrados na prática nacional e internacional, bem como métodos disponíveis na literatura internacional para obtenção de parâmetros de resistência (C e ϕ) em solos sedimentares.

No Capítulo 3 apresenta-se a descrição dos procedimentos adotados nos ensaios de cone elétrico realizados no campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha.

Uma descrição detalhada das características pedológicas e geológicas da região de estudo e arredores é apresentada no Capítulo 4, conjuntamente com um resumo dos ensaios geotécnicos realizados nos diversos horizontes pedológicos.

Uma proposta de classificação dos horizontes pedológicos estudados utilizando o cone elétrico e análise da obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade utilizando abordagens correntes é apresentada no Capítulo 5.

No Capítulo 6 apresenta-se a análise da previsão da capacidade de carga de estacas escavadas e sapatas a partir do cone elétrico utilizando métodos diretos. Nesse capítulo é discutido a aplicabilidade de obtenção de parâmetros de deformação para o campo experimental de Cachoeirinha.

O Capítulo 7 é utilizado para apresentar as conclusões referentes a utilização do cone elétrico e o resultado obtido da aplicação dos métodos semi-empíricos e analíticos na previsão de comportamento de estacas escavadas e sapatas.

Nesse estudo foram utilizados dados de provas de carga realizados por Luzzardi (1987), Meksraitis (1988), Matos (1989), Ramires (1993) e Cudmani (1994). Essas provas de carga foram realizadas em estacas escavadas de pequeno diâmetro (0,20m e 0,35m) com comprimentos de 2m e 3m e sapatas quadradas de até 1m de largura.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - GENERALIDADES

O estado do conhecimento na interpretação dos ensaios de cone está constantemente evoluindo, sendo caracterizado pelo desenvolvimento de novos equipamentos e pelo aperfeiçoamento de métodos semi-empíricos acompanhados da elucidação de aspectos teóricos através de evidências experimentais. Embora as características dos ensaios de cone executados em diferentes países não difiram muito, aspectos relacionados ao comportamento típico dos solos encontrados nas diferentes regiões e condições determinam abordagens diferenciadas.

Neste capítulo é feita uma revisão dos principais métodos de interpretação do CPT (Cone Penetration Test), consagrados na prática de engenharia de vários países.

Uma avaliação sobre a aplicabilidade de tais métodos a solos tropicais pode ser encontrada nos Capítulos 5 e 6.

2.2 - MÉTODOS DIRETOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS COM BASE NO CPT

Segundo Poulos (1989), métodos diretos de previsão de capacidade de carga de estacas são os mais utilizados na prática de engenharia. No entanto, esses métodos prevêm resultados coerentes de capacidade de carga apenas para o universo para o qual foram estabelecidos. A utilização dessas formulações em solos de comportamento diferenciados pode levar a erros grosseiros.

O uso do cone elétrico na previsão de capacidade de carga de estacas apresenta vantagens em comparação com outros tipos de ensaios de campo, uma vez que o cone elétrico pode ser considerado como uma estaca metálica de pequeno diâmetro com ponta cônica a qual é cravada continuamente medindo-se a resistência de ponta corresponde a ruptura desta estaca (q_c) e o atrito lateral (f_s) a diversas profundidades, obtendo-se assim, um perfil de resistência do solo. Logo, a extrapolação dos dados

de cone na previsão de capacidade de carga de estacas pode ser considerado, desde que avaliados os efeitos de instalação e escala, entre outros.

2.2.1 - Método holandês ou método de Begemann (1963)

Begemann em 1963 apresentou um método para previsão de capacidade de carga de ponta de estacas assentes em estratos homogêneos de solos não coesivos.

Esse método foi desenvolvido pelo Delft Laboratory of Soil Mechanics, na Holanda.

Para solos não coesivos, uma profundidade de $4d$ a $20d$ (função do ângulo de atrito ϕ) é necessária para desenvolver o valor máximo da resistência de ponta (Figura 2.1). Na prática é adotado uma profundidade de $8d$ a $10d$. Schmertmann (1978) e Nottingham (1975) fazem referência a esse tipo de comportamento característico em areias. A resistência de ponta de estacas também é influenciada por camadas localizadas a uma profundidade que varia de $0,4d$ a $4d$ abaixo da ponta, sendo esses valores de uso corrente na prática de engenharia.

A influência da transposição dos valores de q_c para o cálculo da resistência de ponta de estacas foi estudada, no Delft Laboratory, de maneira muito detalhada. Os resultados obtidos de um dos ensaios realizados comparando o ensaio CPT com a resistência de ponta de uma estaca podem ser observados na Figura 2.2B. Nesse ensaio a estaca foi cravada continuamente, sendo o atrito lateral eliminado por um processo especial e medindo-se assim somente a resistência da ponta (Begemann, 1963).

A partir desse estudo, Begemann (1963) propôs um método para extrapolar os dados do CPT com a finalidade de determinar a resistência de ponta de estacas cravadas em areias. Esse método considera que a superfície de ruptura tem a forma de uma espiral logarítmica. Essa hipótese simplificadora tem sido aceita por uma série de pesquisadores tais como Terzaghi (1943), Peck (1964), Meyerhof (1951), Caquot & Kerisel (1953), L'Herminier (1957) e Tcheng (1961).

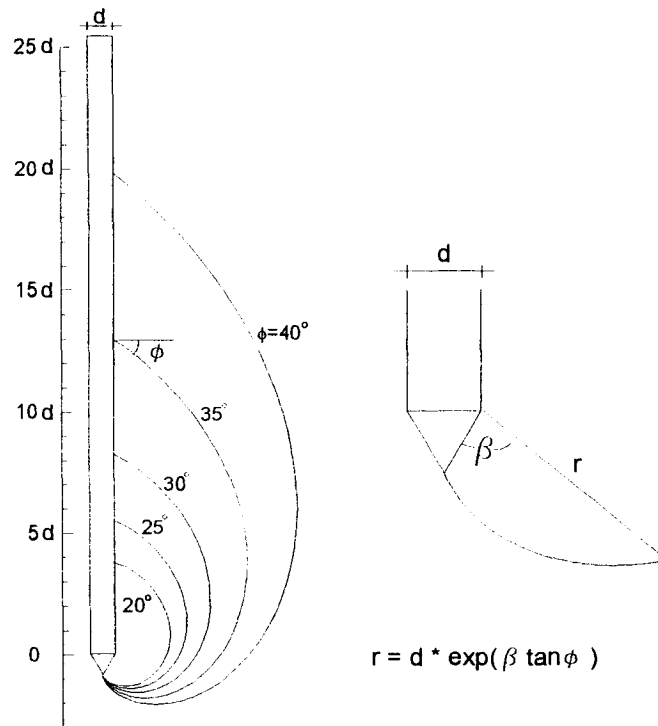


Figura 2.1 - Superfície de ruptura em espiral logarítmica em função do ângulo de atrito segundo Begemann (1963).

O método preconizado pelo Delft Laboratory propõe:

$$Q_p = q_p * A_p \quad (2.1)$$

$$q_p = (q_{c1} + q_{c2}) / 2 \quad (2.2)$$

onde:

- Q_p = resistência de ponta da estaca;
- A_p = área da ponta da estaca;
- q_{c1} = resistência média de ponta medida no ensaio de cone (q_c) a uma distância de 8d acima da ponta da estaca;
- q_{c2} = resistência média de ponta medida no ensaio de cone (q_c) a uma profundidade de 3,5d abaixo da ponta da estaca.

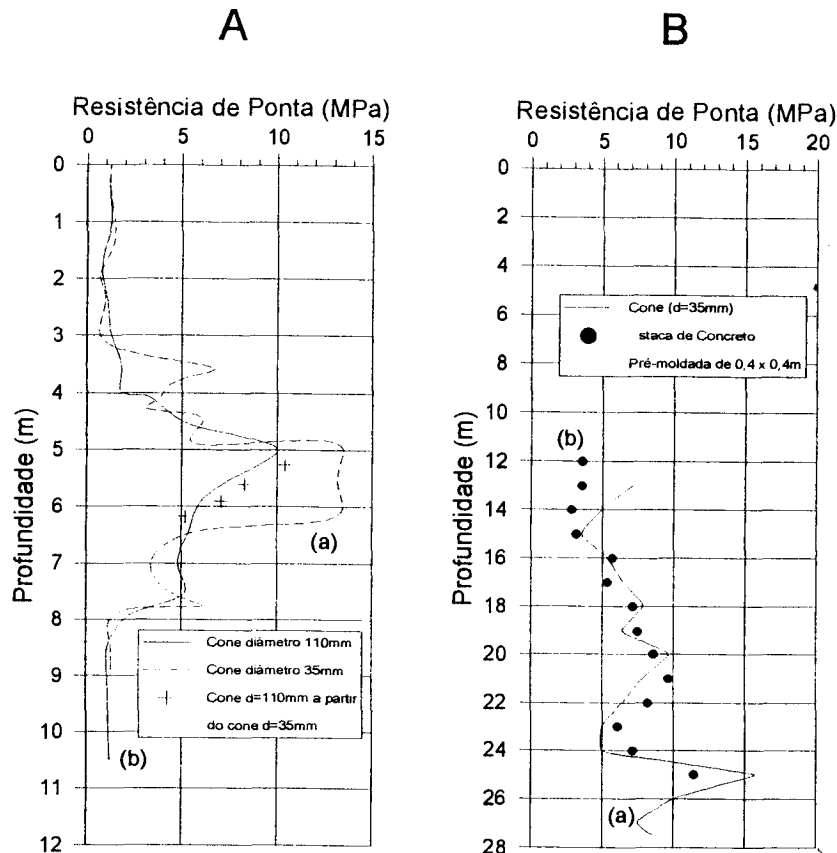


Figura 2.2 - Estudo do efeito de escala onde Begemann (1963) realizou: A) Comparação entre ensaios de cones elétricos de diferentes diâmetros: (a) resistência de ponta do cone com diâmetro de 35mm; (b) resistência de ponta de um cone com 110mm de diâmetro; +++ - resistência calculada do cone de 110mm de diâmetro através dos dados do cone de 35mm de diâmetro.

B) Comparação entre resistência de ponta do cone e uma estaca pré-moldada de concreto de 40 X 40cm: (a) resistência média do cone com diâmetro de 35mm; (b) resistência máxima da ponta da estaca.

No caso da ponta da estaca estar assente sobre um estrato heterogêneo, q_{c2} deve ser calculado da seguinte forma:

$$q_{c2} = ((q_{c1} + q_{c2} + \dots + q_{cn}) + n \cdot q_n) / 2 \cdot n \quad (2.3)$$

onde q_{c1} , q_{c2} , ..., q_{cn} são resistências de ponta medidas no ensaio de cone a distâncias regulares, por exemplo 200mm, para a profundidade de pelo menos $3,5D$, q_n é o menor valor de q_c nesta faixa de profundidade e n é o número de intervalos.

Begemann (1977) recomenda a equação 2.4 para o cálculo do atrito lateral em estacas cravadas, independente do tipo de estaca. Cabe salientar, que a prática holandesa recomenda um valor limite superior para a adesão entre solo-estacas de 120kPa.

$$Q_s = 0,7 * \sum_0^L f_s * \pi * d * \Delta L \quad (2.4)$$

onde: f_s = atrito lateral medido no cone;
 d = diâmetro da estaca.

2.2.2 - Van der Veen & Boresma (1957)

Van der Veen & Boresma (1957) sugerem que a resistência de ponta de estacas em areias é controlada pela resistência de ponta do cone a uma distância de $3.75d$ acima e $1.0d$ abaixo (onde d é o diâmetro da estaca) do nível da ponta da estaca. O valor médio de q_c é utilizado diretamente para calcular a capacidade de carga última da base das estacas. Com isso a formulação proposta por Begemann (1963) se assemelha muito a abordagem proposta por Van der Veen & Boresma (1957).

Para o cálculo da capacidade de carga última da ponta de estacas cravadas, Van der Veen & Boresma (1957) também utilizam as equações 2.1 e 2.2 onde:

q_{c1} = resistência média do cone a uma distância de $3,5*d$ acima da ponta da estaca;

q_{c2} = resistência média do cone a uma distância de $1.0*d$ abaixo da ponta da estaca.

d = diâmetro da estaca

Segundo Amaral & Rocha Filho (1985), muitos autores utilizam o método de Van der Veen & Boresma (1957) através da adoção de fatores de capacidade de carga que procurem refletir o processo de instalação da estaca e o tipo de solo. Esses fatores foram resumidos por Balasubramaniam et al. (1981) e Brenner & Panichpatananon (1982) e são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Fatores de correção para o método de Van der Veen & Boresma (1957) segundo Amaral & Rocha Filho (1985).

| TIPO DE ESTACA | FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA | AUTOR |
|--------------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| ESTACAS ESCAVADAS | 0.5 (ARGILA RIJA) | Phan (1972) |
| | 0.65 (AREIA) | Brenner & Panichpatananom(1982) |
| ESTACAS CRAVADAS COM PONTA NA AREIA | 0.65 | Brenner & Panichpatananom (1982) |
| | 1.00 | Pan (1972) |
| | 1.00 | Juta-Sirivangse (1972) |
| | 0.5 | Chotivittayathanim (1977) |
| | 0.5 | Phota-Yanuvat (1979) |
| ESTACAS CRAVADAS COM PONTA NA ARGILA | 0.45 (ARGILA RIJA) | Brenner & Panichpananon(1982) |
| | 0.33 | Juta-Sivivongse (1972) |
| | 0.33 | Chotivittayathanim (1977) |
| | 0.33 | Pan (1972) |
| | 0.33 | Phota-Yanuvat (1979) |

2.2.3 - Aoki & Velloso (1975)

O método foi desenvolvido para utilização do SPT como ferramenta para previsão de capacidade de carga. No entanto o princípio da previsão de capacidade de carga de estacas é baseado no ensaio CPT, que com correlações com o SPT, permite a previsão de capacidade de carga de estacas através do ensaio de percussão (SPT).

Uma vez que o método tem origem no ensaio do CPT, poder-se-á aplicar a metodologia proposta por Aoki & Velloso (1975) diretamente ao ensaio de CPT.

A carga total última de uma estaca é formada pela contribuição de duas parcelas: carga de ponta e atrito lateral.

$$Q_{tot} = Q_p + Q_s$$

onde: Q_{tot} = carga total última;
 Q_p = carga de ruptura de ponta;
 Q_s = atrito lateral último.

A carga de ponta pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$Q_p = q_p * A_p \quad (2.5)$$

onde segundo Aoki & Velloso (1975):

$$q_p = q_c / F_1 \quad (\text{equação válida p/cone})$$

$$q_p = K * N_{spt} / F_1 \quad (\text{equação válida p/SPT})$$

$$A_p = \text{área da ponta da estaca}$$

Segundo Aoki & Velloso (1975), q_p é obtido através do valor de q_c ou N_{spt} medido na ponta da estaca. Contudo, os estudos realizados por Van der Veen & Boresma (1957) e Begemann (1963) apontam como mais adequado a utilização de um q_p obtido através da média dos valores de q_c (ou N_{spt}) a uma profundidade de $0,4d$ a $4d$ abaixo da ponta da estaca, valores estes usualmente adotados na prática de engenharia de fundações.

O atrito lateral pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n (U_i * l_i * q_{si}) \quad (2.6)$$

onde, para uma dada camada i de solo, q_{si} é o atrito lateral unitário solo-estaca, l_i é a espessura da camada i , U_i é o perímetro da estaca ao longo da camada i e ' n ' é o número de camadas de solo. O valor de q_{si} é dado por uma das seguintes expressões (segundo o ensaio utilizado):

$$q_{si} = f_s / F_2 \quad (\text{cone elétrico})$$

$$q_{si} = \alpha * q_c / F_2 \quad (\text{cone mecânico})$$

$$q_{si} = \alpha * K * N_{spt} / F_2 \quad (\text{SPT})$$

Os coeficientes F_1 e F_2 levam em conta o tipo de estaca e podem ser obtidos na Tabela 2.2.

Os valores de α , usados quando os valores de f_s não são confiáveis (cone mecânico) ou N_{spt} é utilizado, dependem predominantemente do tipo de solo e correspondem numericamente a

razão entre f_s e q_c também denominada razão de atrito. A Tabela 2.3, mostra os valores de K e α sugeridos por Aoki & Velloso (1975).

Os valores de K correspondem a razão entre q_c e N_{spt} , e dependem predominantemente do tipo de solo e fatores que influenciam os valores de N_{spt} .

Tabela 2.2 - Coeficientes F_1 e F_2 (Aoki & Velloso, 1975).

| TIPO DE ESTACA | F_1 | F_2 |
|----------------------|-------|-------|
| FRANKI | 2.5 | 5.0 |
| AÇO | 1.75 | 3.5 |
| PRÉ-MOLDADO CONCRETO | 1.75 | 3.5 |
| ESCAVADA* | 3.3 | 6.6 |

*Aoki, Velloso & Salomoni (1978)

Tabela 2.3 - Valores de K e α sugeridos por Aoki & Velloso (1975).

| SOLO | K (MPa/Golpe) | α (%) |
|----------------------|-----------------|--------------|
| Areia | 1,00 | 1,4 |
| Areia siltosa | 0,80 | 2,0 |
| Areia silto-argilosa | 0,70 | 2,4 |
| Areia argilosa | 0,60 | 3,0 |
| Areia argilo siltosa | 0,50 | 2,8 |
| Silte | 0,40 | 3,0 |
| Silte arenoso | 0,55 | 2,2 |
| Silte areno-argiloso | 0,45 | 2,8 |
| Silte argiloso | 0,23 | 3,4 |
| Silte argilo-arenoso | 0,25 | 3,0 |
| Argila | 0,20 | 6,0 |
| Argila arenosa | 0,35 | 2,4 |
| Argila areno-siltosa | 0,30 | 2,8 |
| Argila siltosa | 0,22 | 4,0 |
| Argila silte-arenosa | 0,33 | 3,0 |

Alonso (1980) realizou um reavaliação dos coeficientes α e K de Aoki & Velloso (1975) buscando um melhor ajuste aos solos encontrados na cidade de São Paulo. Os valores de α e K sugeridos por Alonso (1980) podem ser consultados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Valores de α e K propostos por Alonso (1980) para as diferentes regiões da cidade de São Paulo.

| Região Nº | SOLO | K (MPa/Golpe) | | α (%) | |
|--------------|---|---------------|------------|--------------|------------|
| | | 80% conf. | mais prov. | 80% conf. | mais prov. |
| 1 | Silte arenoso pouco argiloso (residual) | 0,22-0,41 | 0,31 | 2,0-4,0 | 3,1 |
| 2 | Silte arenoso pouco argiloso (residual) | 0,24-0,46 | 0,34 | 2,1-2,8 | 2,5 |
| | Argila siltosa pouco arenosa | 0,19-0,48 | 0,33 | 1,3-3,0 | 2,4 |
| 3 | Areia pouco argilosa e siltosa | 0,50-1,46 | 0,94 | 0,9-3,0 | 2,0 |
| | Silte argilo-arenoso (residual) | 0,44-0,87 | 0,60 | - | - |
| | Silte argilo-arenoso (residual) | 0,20-0,49 | 0,33 | 2,0-5,0 | 3,0 |
| 4 | Areia argilosa | 0,38-0,85 | 0,56 | - | - |
| | Areia fina argilosa pouco siltosa | 0,43-0,87 | 0,64 | 0,8-2,0 | 1,4 |
| | Silte arenoso (residual) | 0,35-0,65 | 0,52 | 1,0-2,0 | 1,3 |
| | Silte pouco areno-argiloso (residual) | 0,16-0,46 | 0,26 | 2,3-4,4 | 3,2 |
| | Silte pouco argilo-arenoso (residual) | 0,17-0,84 | 0,50 | - | - |
| | Argila arenosa | 0,17-0,41 | 0,27 | 1,4-4,5 | 2,9 |
| 5 | Argila siltosa (residual) | 0,49-1,03 | 0,72 | 1,5-4,4 | 2,7 |
| | Argila siltosa pouca arenosa | 0,16-0,53 | 0,28 | 1,2-4,0 | 2,3 |
| | Areia argilosa e siltosa | 0,25-0,99 | 0,61 | 1,1-3,0 | 2,2 |
| 6 | Argila siltosa e arenosa | 0,20-0,55 | 0,35 | - | - |
| | Silte argiloso c/areia fina | 0,14-0,35 | 0,21 | - | - |
| 7 | Areia argilosa pouco siltosa | 0,22-0,66 | 0,38 | - | - |
| | Silte arenoso pouco argiloso (residual) | 0,23-0,56 | 0,33 | 2,0-4,0 | 3,0 |

O estudo realizado por Danziger (1982), baseados em 252 ensaios CPT e 253 ensaios SPT executados no Rio de Janeiro, propõe uma revisão dos valores de K de Aoki & Velloso (1975). No entanto Danziger (1982) relata a grande variabilidade dos valores

de K encontrados em seu estudo propondo, assim, valores conservativos dos mesmos (Tabela 2.5). Observação semelhante foi feita por Sanglerat (1972), o qual relata a grande variabilidade dos valores de K encontrados na literatura internacional.

Laprovitera (1988), utilizando os valores de K obtidos por Danziger (1982), realizou uma reavaliação do método de Aoki & Velloso (1975) propondo novos valores de α (baseados na confiabilidade da sondagem) que podem ser consultados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Valores de K propostos por Danziger (1982) e valores de α propostos por Laprovitera (1988).

| SOLO | K_D (MPa/Golpe) | α_L (%) | α_L^* (%) |
|----------------------|-------------------|----------------|------------------|
| Areia | 0,60 | 1,4 | 1,4 |
| Areia siltosa | 0,53 | 1,9 | 1,9 |
| Areia silto-argilosa | 0,53 | 2,4 | 2,4 |
| Areia argilosa | 0,53 | 3,0 | 3,0 |
| Areia argilo siltosa | 0,53 | 2,8 | 2,8 |
| Silte | 0,48 | 3,0 | 3,0 |
| Silte arenoso | 0,48 | 3,0 | 3,0 |
| Silte areno-argiloso | 0,38 | 3,0 | 3,0 |
| Silte argiloso | 0,30 | 3,4 | 3,4 |
| Silte argilo-arenoso | 0,38 | 3,0 | 3,0 |
| Argila | 0,25 | 6,0 | 4,0 |
| Argila arenosa | 0,48 | 4,0 | 2,6 |
| Argila areno-siltosa | 0,38 | 4,5 | 3,0 |
| Argila siltosa | 0,25 | 5,5 | 3,6 |
| Argila silte-arenosa | 0,38 | 5,0 | 3,3 |

Obs.: α_L = coeficiente α proposto por Laprovitera (1988), no caso de sondagem confiável;
 α_L^* = coeficiente α proposto por Laprovitera (1988), no caso de sondagem Não confiável.

Ainda que algumas alterações dos coeficientes α e K de Aoki & Velloso (1975) tenham sido sugeridas, pelos autores anteriormente citados, os procedimentos e os coeficientes F_1 e F_2 utilizados para o cálculo da previsão de capacidade de carga

permanecem inalterados. Portanto, quando se utiliza dados de cone elétrico a capacidade de carga calculada só dependerá dos coeficientes F_1 e F_2 de Aoki & Velloso (1975).

2.2.4 - Te Kamp (1977)

Te Kamp (1977) utiliza os valores do atrito lateral (f_s) medidos no ensaio de cone para o cálculo do atrito lateral de estacas cravadas em areia. O atrito lateral último é dado pela equação 2.7:

$$Q_s = S_1 * \sum_0^L f_s * \pi * d * \Delta L \quad (2.7)$$

onde: S_1 =coeficiente que leva em conta o tipo de estaca
L=comprimento da estaca

Os valores de S_1 , os quais dependem do tipo de estaca, podem ser observados na Tabela 2.6. Begemann (1977) recomenda $S_1=0.7$, independente do tipo de estaca.

Tabela 2.6 - Valores de S_1 propostos por Te Kamp (1977).

| TIPO DE ESTACA | VALORES DE S_1 |
|--|------------------|
| Madeira | 1.2 |
| Estaca pré-moldada e metálica: | |
| base alargada | 0.6 |
| base afilada | 1.1 |
| Franki | 1.6 |
| Metálica cilíndrica com a ponta aberta e estaca H | 0.7 |

Te Kamp (1977) assinala a necessidade de limitar-se a resistência de ponta unitária das estacas (q_p) a um valor máximo. Esse valor limite depende do OCR como pode ser observado na Figura 2.3.

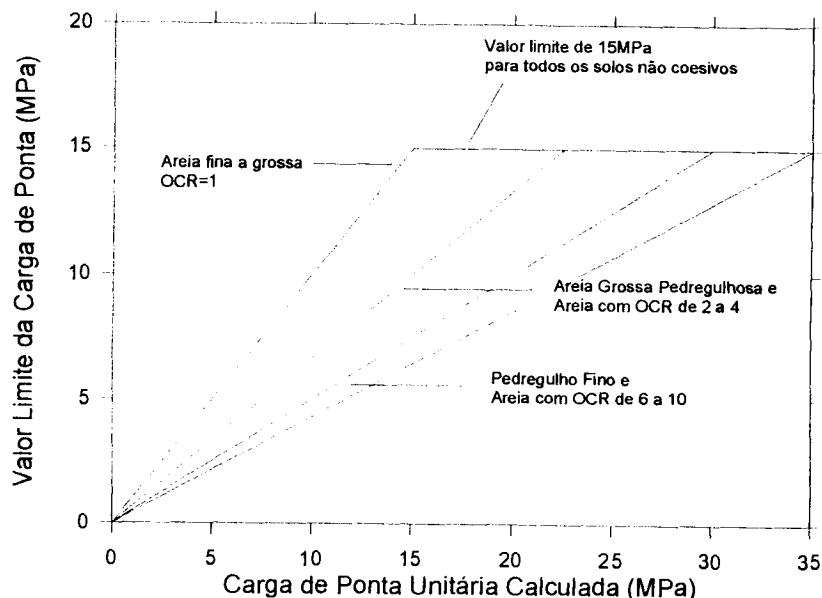


Figura 2.3 - Valores limites de capacidade última de carga de ponta para estacas (Te Kamp, 1977).

2.2.5 - Schmertmann (1978)

Schmertmann (1978) utiliza para o cálculo da capacidade de carga da ponta de estacas a mesma metodologia proposta por Begemann (1963). A diferença entre ambas as proposições é que Schmertmann (1978) ampliou o procedimento de cálculo de Begemann (1963) para estaca com extremidade embutida em areia, argilas ou misturas de solos. A zona de suporte da ponta da estaca é limitada pela profundidade associada ao menor valor de resistência de ponta possível dentro de um intervalo de 0.7 a 4.0 diâmetros abaixo da base da estaca e pela profundidade de 8.0 diâmetros acima da ponta. Entretanto, se uma camada de baixa resistência existir entre 4 a 10 diâmetros abaixo da ponta da estaca e for significativa, deve ser usado o bom senso para reduzir o valor da resistência unitária a ser utilizado.

Para o cálculo do atrito lateral de estacas Schmertmann faz uma abordagem diferenciada entre areias (comportamento drenado,

ϕ diferente de zero e c aproximadamente igual a zero) e argilas (comportamento não drenado, tensões totais).

Para areias, Schmertmann utiliza a seguinte formulação, para cálculo do atrito lateral último de uma estaca, a qual foi proposta por Nottingham (1975):

$$Q_s = K_s \left[\sum_{l'=0}^{8d} \left(\frac{l'}{8d} \right) * f_s * \pi * d * \Delta l + \sum_{L=8d}^l f_s * \pi * d * \Delta L \right] \quad (2.8)$$

onde K_s é o fator de correção para areias, l é o comprimento da estaca e d é o diâmetro da estaca. Os valores de K_s podem ser observados na Figura 2.4. Na equação 2.8, Nottingham (1975) assume que a profundidade crítica é igual a $8d$.

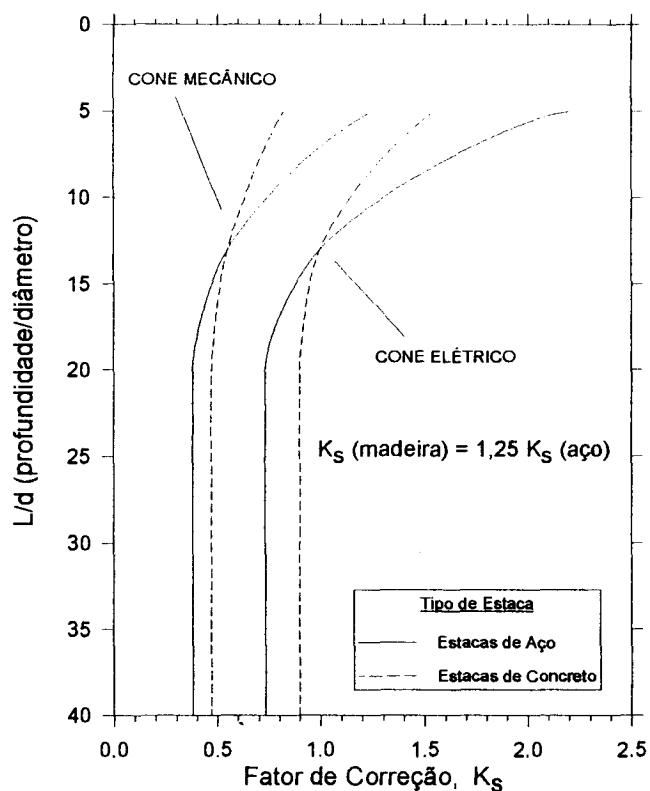


Figura 2.4 - Valores de K_s para estacas de concreto cravadas em areia propostos por Schmertmann (1978).

Para o cálculo do atrito lateral em argilas Schmertmann utiliza a seguinte equação:

$$Q_s = \alpha' * f_s(\text{m\u00e9dio}) * A_s \quad (2.9)$$

onde: $\alpha' = q_s(\text{estaca}) / f_s(\text{CPT})$;

$f_s(\text{m\u00e9dio})$ = atrito lateral m\u00e9dio ao longo do fuste e medido na luva do cone;

A_s = \u00e1rea lateral da estaca.

Os valores de α' propostos por Schmertmann est\u00e3o na Figura 2.5.

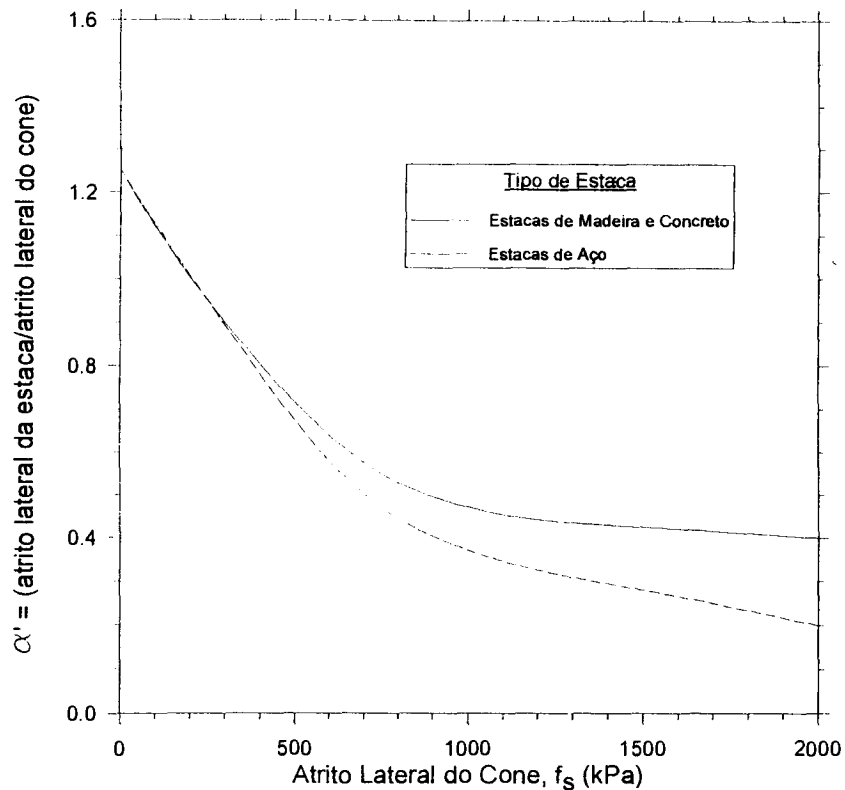


Figura 2.5 - Valores de α' , propostos por Schmertmann (1978), obtidos para estacas em argila com comportamento n\u00e3o drenando.

Para ensaios de CPT realizados em solos arenosos onde n\u00e3o existam dados de f_s confi\u00e1veis o autor sugere que se calcule Q_s como se segue:

$$Q_s = \alpha * \sum q_c * A_s \quad (2.10)$$

onde q_c possui o valor limite de 30MPa. Schmertmann (1978) fornece os valores de α para os diferentes tipos de estacas como pode ser observado na Tabela 2.7.

No que tange as estacas escavadas, o autor sugere que se adote 3/4 do atrito lateral que é calculado na equação 2.10.

Schmertmann (1978) sugere o uso de fator de segurança global, a ser aplicado à capacidade de carga última, igual a 3.0 para o cone mecânico e 2.25 para o cone elétrico.

Tabela 2.7 - Valores de α segundo Schmertmann (1978).

| TIPO DE ESTACA | α |
|---------------------------------|----------|
| PRÉ-MOLDADA | 1.8% |
| STRAUSS | 1.2% |
| MADEIRA | 1.8% |
| FRANKI | 1.8% |
| METÁLICA TUBADA DE PONTA ABERTA | 0.8% |
| AÇO (perfil I ou H) | 1.2% |
| CONCRETO C/PRÉ-FURO | 1.2% |

2.2.6 - Philipponat (1980)

O autor propõe a equação 2.6 para o cálculo do atrito lateral total, onde o atrito lateral unitário (q_{si}) solo-estaca é calculado pela equação 2.11:

$$q_{si} = \alpha_f * q_c / \alpha_s \quad (2.11)$$

Os valores de α_s e α_f podem ser observados nas Tabelas 2.8 e 2.9, respectivamente.

Tabela 2.8 - Valores de α_s sugeridos por Philipponat (1980).

| TIPO DE SOLO | α_s |
|--|------------|
| argilas | 50 |
| siltes, argila arenosas e areias argilosas | 60 |
| areias fofas | 100 |
| areias med. compactas | 150 |
| areias compactas e pedregulhos | 200 |

Tabela 2.9 - Valores de α_f sugeridos por Philipponat (1980).

| TIPO DE ESTACA | α_f | VALOR MÁX. q_{si} (kPa) |
|---------------------------------------|------------|------------------------------|
| concr.inj., FRANKI, pré-mold, STRAUSS | 1.25 | 120 |
| escavadas: diâm. < 1.50m | 0.85 | 100 a 120 |
| diâm. > 1.50m | 0.75 | 80 |
| parede diafragma metálica (I ou H) | 1.10 | 120 |
| estaca prancha | 0.60 | 50 |
| estaca metálica (tubo d/aço) | 0.60 | 50 |

A resistência de ponta última unitária, q_p , do solo na base da estaca é expressa pela equação 2.12:

$$q_p = \alpha_p \cdot q_c \quad (2.12)$$

onde: q_c = resistência de ponta do cone correspondente a ponta da estaca;
 α_p = é o coeficiente que leva em conta o efeito de escala e velocidade de cravação.

Na Tabela 2.10 podem ser observados os valores de α_p sugeridos por Philipponat (1980).

Tabela 2.10 - Valores de α_p sugeridos por Philipponat (1980).

| TIPO DE SOLO | α_p |
|-------------------|------------|
| ARGILA e CALCÁREO | 0.50 |
| CALCÁREO | 0.45 |
| AREIA | 0.40 |
| PEDREGULHOS | 0.35 |

O autor sugere a equação 2.13 para o cálculo da carga de trabalho em estacas.

$$Q_{lt} = Q_p/FS_p + Q_s/FS_s \quad (2.13)$$

onde é proposto o uso de um coeficiente de segurança único, igual a 2 ($FS_p=FS_s=2$).

2.2.7 - Bustamante & Gianceselli (1982)

Estes pesquisadores do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) propuseram uma reformulação dos coeficientes propostos pela FOND72 que, por sua vez, são baseados nos trabalhos de Begemann (1963) e Van der Veen & Boresma (1957), para o cálculo de resistência de ponta, e no trabalho de Dinesh Mohan & Jain (1963), para o cálculo do atrito lateral.

Para executar essa tarefa, Bustamante & Gianceselli dispunham de provas de carga executadas em estacas de diversos tipos em vários solos franceses. Por sua vez, esses solos haviam sido estudados, utilizando ensaios de laboratório, pressiômetro de Ménard e o ensaio de CPT.

Da análise criteriosa de 197 provas de carga e utilizando o critério de ruptura de estacas, proposto pelo LCPC, Bustamante & Gianceselli (1982) propuseram o seu método de previsão de capacidade de carga.

Para o cálculo da resistência de ponta e atrito lateral, Bustamante & Gianeselli (1982) utilizaram as respectivas fórmulas:

$$Q_p = q_p * K_c * A_p \quad (2.14)$$

$$Q_s = \sum_{i=1}^n q_{si} * \pi * d * l_i \quad (2.15)$$

onde:

- q_p = resistência "equivalente" de ponta ao nível da ponta da estaca, a qual é descrita a seguir;
- K_c = fator de capacidade de carga do cone;
- d = diâmetro da estaca;
- q_{si} = atrito lateral limite unitário à profundidade da camada i ;
- l_i = espessura da camada i .

O cálculo de q_p é feito em várias etapas. O primeiro passo consiste em suavizar a curva da resistência de ponta com o objetivo de eliminar irregularidades localizadas. Por razões de segurança, esse processo de suavização da curva deve ser feito de tal forma que a curva suavizada passe mais próximo dos vales que dos picos. O segundo passo consiste em calcular q_p' , o qual corresponde a média de q_c na curva suavizada numa profundidade correspondente ao comprimento da estaca menos 1,5 vezes o diâmetro da estaca até a profundidade do comprimento da estaca mais 1,5 vezes o diâmetro da estaca. No terceiro passo, a curva suavizada é novamente modificada sendo eliminados os pontos de q_c que forem maiores que $1,3 q_p'$ ou menores que $0,7 q_p'$. O processo é repetido até que não existam pontos de q_c maiores que $1,3 q_p'$ ou menores que $0,7 q_p'$.

A Tabela 2.11 fornece os valores de K_c propostos por Bustamante & Gianeselli para o cálculo de Q_p .

Tabela 2.11 - Coeficientes K_c de Bustamante & Ganeselli (1982).

| TIPO DE SOLO | q_c (MPa) | COEFICIENTE K_c | |
|--|----------------|-------------------|--------------|
| | | EST. ESCAVADA | EST. CRAVADA |
| Argilas moles | <1 | 0.40 | 0.50 |
| Arg. mod. rijas | 1 a 5 | 0.35 | 0.45 |
| Argilas rijas | >5 | 0.45 | 0.55 |
| Siltes | ≤5 | 0.40 | 0.50 |
| Siltes compactos | >5 | 0.45 | 0.55 |
| Areias fofas | ≤5 | 0.40 | 0.50 |
| Areias mod. compactas | 5 a 12 | 0.40 | 0.50 |
| Areias muito compactas | >12 | 0.30 | 0.40 |
| Pedregulhos | 5 a 12 | 0.40 | 0.50 |
| Pedr. muito compactos | >12 | 0.30 | 0.40 |
| Solos origem calcária | ≤5 | 0.20 | 0.30 |
| Calcário intemperizado ou fissurado | >5 | 0.20 | 0.40 |

Bustamante & Ganeselli (1982) propuseram a equação 2.16 para o cálculo do atrito lateral da estaca no qual são levados em conta q_c , tipo de estaca e tipo de solo.

$$q_s = q_c / \alpha \quad (2.16)$$

onde: q_s = valor do atrito lateral unitário da estaca correspondente a uma dada profundidade;

q_c = resistência de ponta do cone correspondente a essa profundidade;

α = coeficiente proposto por Bustamante & Ganeselli (1982) dado pela Tabela 2.12.

Valores máximos de q_s recomendados por Bustamante & Gianeselli (1982) podem ser encontrados na Tabela 2.13.

Tabela 2.12 - Valores do coeficiente α propostos por Bustamante & Gianeselli (1982).

| TIPO DE SOLO | q_c (MPa) | COEFICIENTE α | | | |
|--|----------------|----------------------|--------|--------------|-----|
| | | EST. ESCAVADA | | EST. CRAVADA | |
| | | S/REV. | C/REV. | CONC. | AÇO |
| Argila mole | <1 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Argila medianamente rijas | 1 a 5 | 40 | 80 | 40 | 80 |
| Silte e Areia fofa | ≤ 5 | 60 | 150 | 60 | 120 |
| Arg. rijas e Silte comp. | >5 | 60 | 120 | 60 | 120 |
| Solo d/origem calcárea | ≤ 5 | 100 | 120 | 100 | 120 |
| Pedregulho e Areias medianamente compactas | 5 a 12 | 100 | 200 | 100 | 200 |
| Cálcario intemperizado ou fissurado | >5 | 60 | 80 | 60 | 80 |
| Areias muito compactas e Pedregulhos compactos | >120 | 150 | 300 | 150 | 200 |

Para o cálculo das cargas de trabalho da estaca, Bustamante & Gianeselli (1982) propõem um coeficiente de segurança de 3 para resistência de ponta e de 2 para atrito lateral, como mostra a equação 2.17.

$$Q_N = Q_p/3 + Q_s/2 \quad (2.17)$$

onde: Q_N = carga de trabalho da estaca;

Q_p = carga de ruptura por ponta;

Q_s = carga de ruptura por atrito lateral.

Tabela 2.13 - Valores máximos de q_s , propostos por Bustamante & Gianeselli (1982).

| TIPO DE SOLO | q_c (MPa) | MÁXIMO VALOR DE q_s (kPa) | | | | | |
|-------------------------------|----------------|-----------------------------|-------------|----------------|-----|-----------------|--------------|
| | | ESTACA ESCAVADA | | ESTACA CRAVADA | | ESTACA INJETADA | |
| | | SEM REVEST. | COM REVEST. | CONCRETO | AÇO | BAIXA PRESSÃO | ALTA PRESSÃO |
| Argila mole | <1 | 15 | 15 | 15 | 15 | 35 | - |
| Argila medianam. rija | 1 a 5 | (80) 35 | (80) 35 | (80) 35 | | 80 | ≥120 |
| Silte e Areia fofa | ≤5 | 35 | 35 | 35 | 35 | 80 | - |
| Arg. rija e Silte compacto | >5 | (80) 35 | (80) 35 | (80) 35 | | 80 | ≥200 |
| Solo d/origem calcária | ≤5 | 35 | 35 | 35 | 35 | 80 | - |
| Pedr. e Areias median. comp. | 5-12 | (120) 80 | (80) 35 | (120) 80 | | 120 | ≥200 |
| Cálc. intemp. ou fissurado | >5 | (150) 120 | (120) 80 | (150) 120 | 120 | 150 | ≥200 |
| Ar. muito comp. e Pedr. comp. | >12 | (150) 120 | (120) 80 | (150) 120 | 120 | 150 | ≥200 |

Obs.: Os valores entre parênteses são os sugeridos pelos autores quando existe um controle rigoroso no método construtivo das estacas.

2.2.8 - Meyerhof (1983)

Meyerhof (1983) menciona que a instalação de estacas altera as condições de tensões iniciais, propriedades de resistência e deformabilidade do solo próximo a estaca. Logo, é de se esperar que apenas de forma aproximada possamos prever o comportamento de estacas quando carregadas. O autor afirma que para estimar a resistência de ponta e atrito lateral de estacas cravadas e

escavadas a utiliza-se métodos diretos de previsão de capacidade de carga os quais levam em conta, de forma aproximada, os efeitos de escala e a influência dos métodos construtivos.

Para a previsão da resistência de ponta unitária de estacas (q_p) cravadas e escavadas, Meyerhof (1983) faz distinção dos seguintes situações (Figura 2.6):

- (a) Ponta da estaca assente em solo homogêneo;
- (b) Ponta da estaca assente em solo resistente de grande espessura;
- (c) Ponta da estaca assente em solo resistente pouco espesso (puncionamento da camada resistente).

Para os casos acima citados, Meyerhof (1983) propõe as expressões 2.18, 2.19 e 2.20 , respectivamente (ver Figura 2.6):

$$q_p = \beta_1 * q_{c1} * \frac{D_b}{10d} \leq \beta_1 * q_{c1} \quad (2.18)$$

$$q_p = \beta_1 * \left[q_{c1} + (q_{c2} - q_{c1}) \frac{D_b}{10d} \right] \leq \beta_1 * q_{c2} \quad (2.19)$$

$$q_p = \beta_1 * \left[q_{c3} + (q_{c2} - q_{c3}) \frac{H}{10d} \right] \leq \beta_1 * q_{c2} \quad (2.20)$$

onde: q_{c1} , q_{c2} e q_{c3} = resistência de ponta (q_c) medida no ensaio de cone para as diferentes camadas de solo;

D_b = profundidade de embutimento na camada resistente;

d = diâmetro da estaca;

β_1 = coeficiente que depende do tipo de estaca e pode ser encontrado na Tabela 2.14;

q_p = resistência de ponta unitária da estaca.

Ao estudar o efeito do diâmetro da estaca no previsão de q_p , Meyerhof verificou a necessidade de estabelecer um coeficiente empírico (R_b) de redução da resistência de ponta para estacas (escavadas e cravadas) com diâmetro maior que 0,5m e que é definido pelas expressões 2.21 e 2.22.

$$R_b = 1,0 \quad \forall \quad d \leq 0,5m \quad (2.21)$$

$$R_b = \left(\frac{d+0,5}{2d} \right)^n \leq 1,0 \quad \forall \quad 0,5m \leq d \leq 2,0m \quad (2.21)$$

onde: R_b = razão entre a resistência de ponta unitária observada em provas de carga (estacas cravadas e escavadas) e a resistência de ponta de ponta calculada através das expressões 2.18, 2.19 e 2.20;

d = diâmetro da estaca;

n = índice que depende da densidade das areias e que pode ser tomado como $n=1$ para areias fofas, $n=2$ para areias medianamente compactas e $n=3$ para areias densas.

A previsão do atrito lateral unitário de estacas (q_s), a partir do ensaio CPT, Meyerhof (1983) recomenda a utilização da equação 2.23.

$$q_s = \beta_2 * f_s \quad (2.23)$$

onde: f_s = atrito lateral medido no ensaio CPT;

β_2 = coeficiente que depende do tipo de estaca e pode ser encontrado na Tabela 2.14;

q_s = atrito lateral unitário da estaca.

Tabela 2.14 - Coeficiente β_1 e β_2 utilizados por Meyerhof (1983) para o cálculo da resistência de ponta e atrito lateral unitários de estacas, respectivamente.

| TIPO DE ESTACA | β_1 | β_2 |
|---------------------------------|-----------|-----------|
| Metálica I, H ou cilíndrica | 1,0 | 1,0 |
| Cônica cravada ($i \geq 1\%$) | 1,0 | 1,5 |
| Escavadas | 0,35 | 0,5 |
| Franki | 2 | - |

Meyerhof (1983) ressalta que o atrito lateral unitário de estacas (q_s) cravadas ou escavadas não depende do diâmetro do fuste.

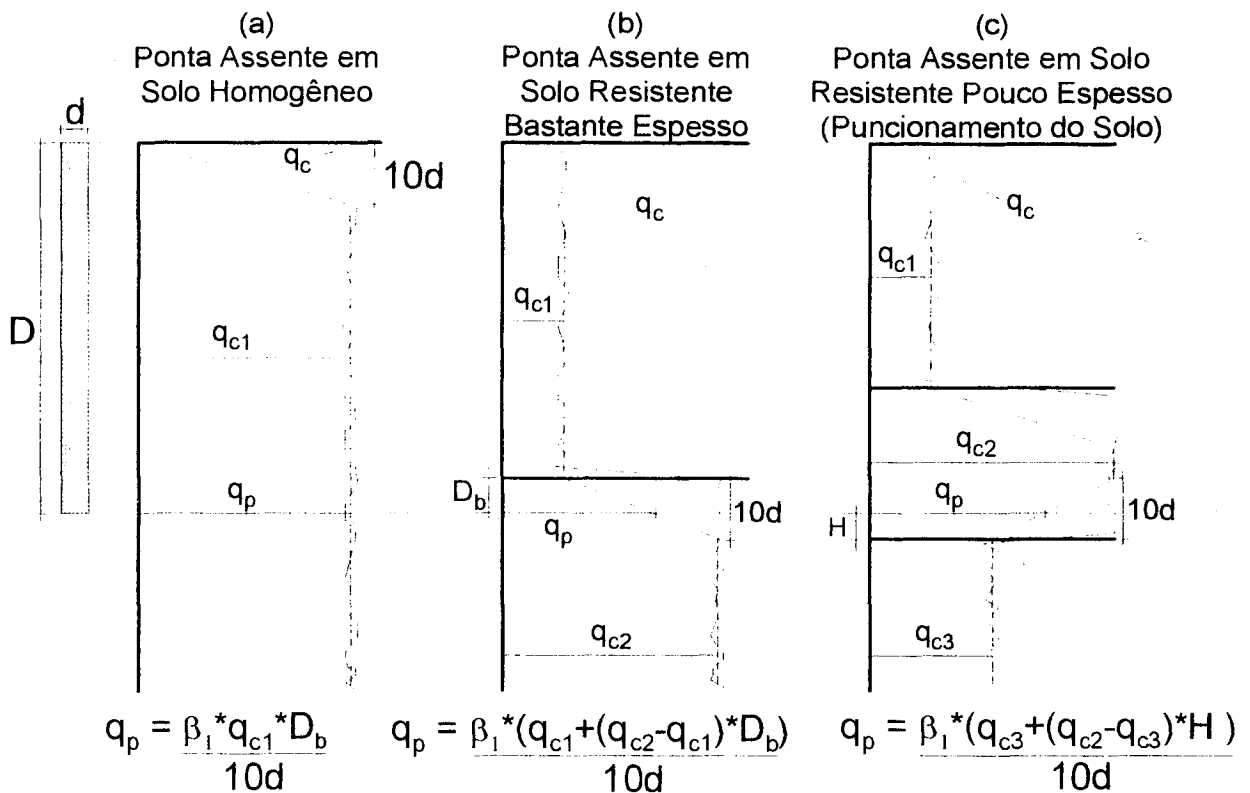


Figura 2.6 - Metodologia de cálculo de q_p (resistência de ponta unitária) sugerida por Meyerhof (1983) para os casos da ponta de estacas assentes: (a) solo homogêneo; (b) solo resistente bastante espesso; (c) solo resistente pouco espesso.

2.3 - MÉTODOS DIRETOS DE PREVISÃO DE TENSÃO ADMISSÍVEL DE SAPATAS COM BASE NO CPT

A utilização do cone para o cálculo da tensão admissível de sapatas é uma de suas aplicações mais relevantes à prática de engenharia. Similar ao que ocorre em uma sapata circular, a ponteira do cone quando cravada no solo mobiliza um mecanismo de expansão de cavidade esférica. A importância do assunto e a semelhança de comportamento físico entre os dois fenômenos fez com que esse estudo despertasse o interesse de diversos

pesquisadores (Meyerhof, 1956; L'Herminier, 1961; De Beer, 1967; Sanglerat, 1972; Trofimenkov, 1974).

De forma geral, a tensão admissível (σ_{adm}) de sapatas pode ser estimada pela equação 2.24 diferindo, de autor para autor, apenas o valor do coeficiente M.

$$\sigma_{adm} = q_c/M \quad (2.24)$$

O valor do coeficiente M não corresponde somente ao fator de segurança adotado. O valor de M leva em conta o efeito de escala, a diferença da velocidade de carregamento que existe entre a sapata e o CPT, a diferença de rugosidade e por fim o fator de segurança adotado por cada autor (geralmente igual a 2).

Na Tabela 2.15 encontram-se resumidos alguns desses coeficientes.

Cabe ressaltar que a tensão admissível de sapatas não é uma propriedade do solo e depende, entre outras coisas, da estrutura a qual está vinculada, sobrecargas existentes nas proximidades, do nível de recalques admissível e do critério adotado para definir a carga de ruptura. Esses fatores não são avaliados de forma teórica e analítica no cálculo dos coeficientes M. Logo, sua utilização deve ser revestida de cautela.

Meyerhof (1956) realizando estudos sobre a capacidade de carga de solos granulares através do CPT e SPT, propôs a equação 2.25. Nessa equação, Meyerhof adotou um coeficiente de segurança igual a 3.

$$\sigma_{adm} = q_c * B * (1+D/B) / 40 \quad (2.25)$$

onde

- σ_{adm} = tensão admissível da sapata;
- B = largura da sapata corrida em metros;
- D = profundidade da sapata em metros;
- q_c = resistência de ponta do cone.

Tabela 2.15 - Valores do coeficiente M proposto por diversos autores.

| AUTOR | M | TIPO DE SOLO |
|-------------------------------------|----|--------------|
| L'Herminier (1961) | 10 | areia densa |
| Sanglerat (1972) | 10 | A, B, C, D |
| Prática Canadense (Sanglerat, 1972) | 16 | A, E, F |
| De Beer (1967) (Pequenas Casas) | 5 | G |

Obs.: A=argila rígida; B=argila arenosa; C=areia siltosa; D=areia densa; E=areia; F=silte; G=solos arenosos ou argilosos.

Trofimenkov (1974), recomenda a utilização da correlação entre q_c e σ_{adm} contida na Tabela 2.16, cuja validade se restringe a solos argilosos ou argilo-arenosos, com profundidade mínima de assentamento de 1 (um) metro e largura mínima de 0.6 metros.

Tabela 2.16 - Recomendação de Trofimenkov (1974) para o cálculo da tensão admissível de sapatas, utilizando o CPT.

| | | | | | | |
|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| q_c (MPa) | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| σ_{adm} (kPa) | 120 | 220 | 310 | 400 | 490 | 580 |

2.4 - MÉTODOS INDIRETOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Os métodos indiretos de previsão de capacidade de carga são na realidade uma aplicação particular do **método de equilíbrio limite** a sapatas ou ponteiros cônicas. As principais características deste método são:

- ▶ Não considera a relação tensão-deformação do solo, sendo este idealizado como tendo um comportamento rígido-plástico.
- ▶ A superfície de ruptura deve ser previamente estabelecida (plana, circular, espiral logarítmica, etc.). O equilíbrio do meio é estudado como um problema isostático. A exatidão dos resultados

depende de quanto a superfície adotada se aproxima da superfície de ruptura real.

- ▶ Não existe variação do estado de tensões ao longo da superfície de ruptura. Logo, o fenômeno da ruptura progressiva não é levado em conta.
- ▶ O material é considerado homogêneo e isotrópico.

Logo, soluções obtidas através desse procedimento são simplificações da realidade e muitas vezes podem incorrer em erros grosseiros, principalmente em solos tropicais onde o efeito da sucção, durante o processo de ruptura, não é levado em conta.

2.4.1 - Durgunoglu & Mitchell (1973)

Estes pesquisadores estudaram, através de ensaios e modelos reduzidos, o mecanismo de ruptura que ocorre quando um cone ou uma cunha cônica são cravados no solo. As equações de capacidade de carga, com seus coeficientes, foram deduzidas a partir desse mecanismo de ruptura o qual leva em conta o ângulo do ápice do cone, a rugosidade da superfície do penetrômetro e parâmetros de resistência do solo.

Fatores de forma empíricos foram propostos para adaptar os fatores deduzidos para uma cunha infinita (deformações planas) à penetração do cone (axissimetria). Foi verificado que o ângulo do ápice do cone e a rugosidade influenciam significativamente na resistência à penetração.

Usando modelos reduzidos de cunhas e ponteiros cônicas cravadas em solos arenosos, estes pesquisadores chegaram às seguintes conclusões:

- ▶ Existe uma zona de cisalhamento plano (plane shear) adjacente a base do penetrômetro e a extensão dessa zona varia com a rugosidade da base do penetrômetro em concordância com a suposição feita por Meyerhof (1951).
- ▶ Existe uma zona de cisalhamento radial (radial shear)

adjacente a zona de cisalhamento plano. Para areias as baixas profundidades ($D/B \leq 5$) a superfície de ruptura na parte da zona de cisalhamento radial se estende até a superfície.

► Para grandes fatores de embutimentos e para penetrometros com base circular não houve uma superfície de ruptura definida sugerindo que nessas condições ocorreria uma ruptura local ou por puncionamento.

Biarez et al. (1961) concluiu que os mecanismos de ruptura da Figura 2.7 (a), (b) e (c) não são apropriados e que a superfície de ruptura apresentada na Figura 2.8 representa com acuidade a superfície de ruptura de uma cunha cravada em solo arenoso a uma pequena profundidade.

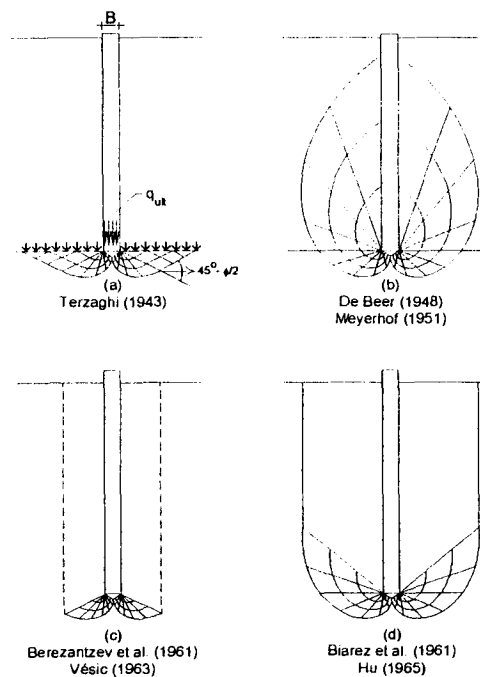


Figura 2.7 - Mecanismos de ruptura de fundações profundas propostos por: (a) Terzaghi (1943); (b) De Beer (1948) e Meyerhof (1951); (c) Berezantzev et al. (1961) e Vésic (1963); (d) Biarez et al. (1961) e Hu (1965).

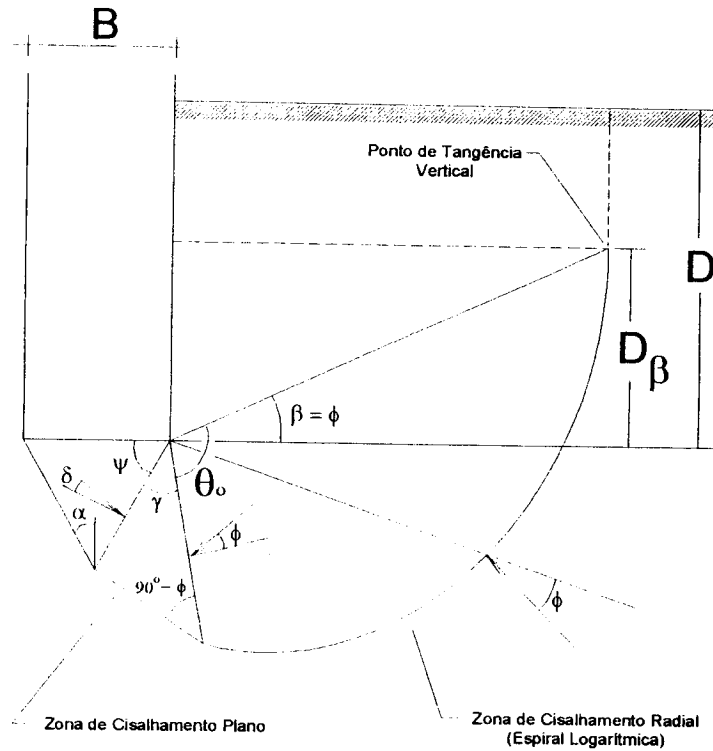


Figura 2.8 - Mecanismo de ruptura proposto por Durgunoglu & Mitchell (1973) a profundidades relativamente grandes.

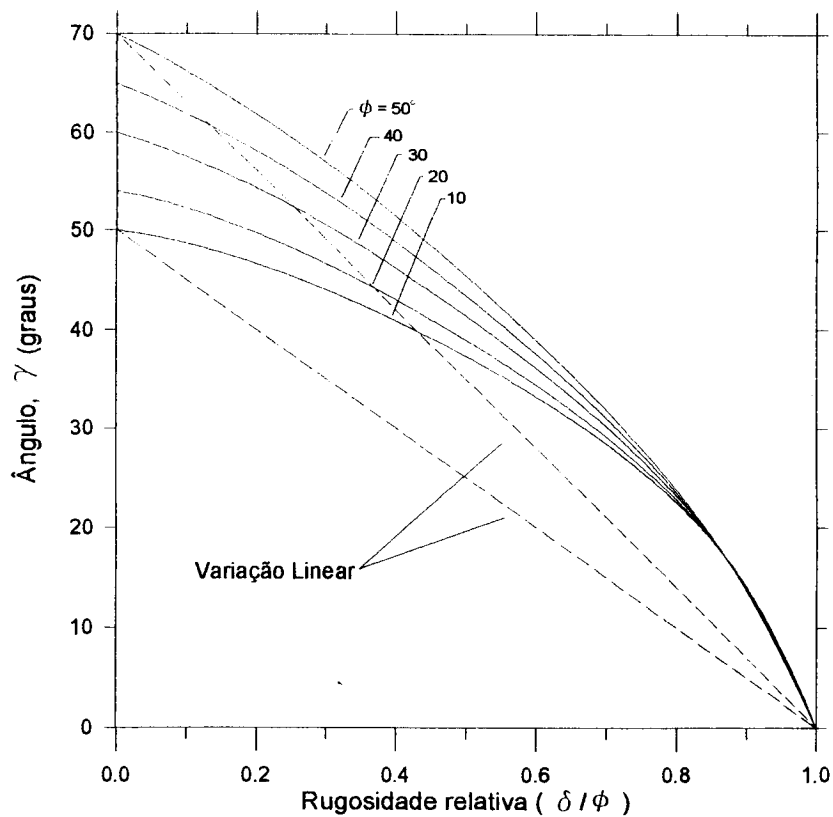


Figura 2.9 - Efeito da rugosidade da cunha cônica no ângulo γ para vários ângulos de atrito (Dugunoglu & Mitchell, 1973).

Esse tipo de ruptura é muito similar ao proposto por Hu (1965) em sua análise da ruptura de estacas, exceto pela inclusão da zona de cisalhamento plano. O ângulo γ , o qual define esta zona, depende de ϕ e δ (ângulo de atrito interno entre solo e penetrômetro) e pode ser obtido da Figura 2.9 a qual só é válida para solos sem coesão.

Existe uma profundidade crítica, a partir da qual a superfície de ruptura se desenvolve completamente.

Segundo Durgunoglu & Mitchell (1973) essa profundidade crítica D_β pode ser calculada como:

$$\frac{D_\beta}{B} = \frac{\text{sen}\beta * \cos(\gamma - \phi)}{2 * \cos\phi * \cos\psi} * e^{\theta_0 * \tan\phi} \quad (2.26)$$

onde:

$$\theta_0 = 180^\circ - (\psi + \gamma) + \beta$$

$$\psi = 90^\circ - \alpha$$

$$\beta = \phi$$

α =semi ângulo do ápice do cone (Figura 2.8)

Segundo Durgunoglu & Mitchell (1973) a fórmula genérica para capacidade de carga segue a seguinte expressão:

$$q_u = c * N_c * \zeta_c + \frac{1}{2} * \gamma * g * B * N_g * \zeta_g + q * N_q * \zeta_q \quad (2.27)$$

onde: q_u = resistência última à penetração ou carga última de ruptura;

c =coesão;

ρ =massa específica do solo;

g =aceleração da gravidade;

B =largura da base;

q =tensão vertical ao nível da base;

N_c , N_γ e N_q =fatores de capacidade de carga= $f(\phi)$;

ζ_c , ζ_γ e ζ_q =fatores de forma.

A equação 2.27 pode ser reescrita, por conveniência, agrupando-se os termos N_q e N_γ no termo $N_{\gamma q}$ (Meyerhof, 1951 e Hu,

1965) resultando a equação 2.28.

$$Q_u = c * N_c * \zeta_c + \rho * g * B * N_{\gamma q} * \zeta_{\gamma q} \quad (2.28)$$

onde $N_{\gamma q}$ é o fator de capacidade de carga e $\zeta_{\gamma q}$ é o fator de forma correspondente.

Os fatores de capacidade de carga N_c e $N_{\gamma q}$, resumidos nas Figuras 2.10 e 2.11, foram calculados através das equações 2.29 e 2.30 para uma superfície de ruptura que pode ser observado na Figura 2.8, (Durgunoglu & Mitchell, 1973):

para ângulo de atrito diferente de zero temos,

$$N_c = \frac{1 + \sin\phi * \sin(2 * \gamma - \phi)}{\sin\phi * \cos\phi} * e^{2 * \theta_0 * \tan\phi} - \frac{1}{\tan\phi} + \frac{\cos(2 * \gamma - \phi) * \tan\psi}{\cos\phi} * e^{2 * \theta_0 * \tan\phi} \quad (2.29)$$

$$N_{\gamma q} = \frac{\cos(\psi - \delta)}{\cos\delta} \frac{1 + \sin\phi * \sin(2 * \gamma - \phi)}{\cos\phi * \cos(\gamma - \phi)} \left\{ \frac{\cos^2(\gamma - \phi)}{4 * \cos^2\psi * \cos^2\phi} * I_\theta + \frac{3 * \cos(\gamma - \phi) * \cos^2\beta}{4 * \cos\psi * \cos\phi} * e^{2 * \theta_0 * \tan\phi} * \left(m - \frac{2}{3} m'\right) - K'_s * \frac{\cos\psi * \cos\phi}{\cos(\gamma - \phi)} * \left(m - m'\right)^2 * (m + 2 * m') + K'_s * \frac{\cos\psi * \cos\phi}{\cos(\gamma - \phi)} * m^3 \right\} - \frac{\tan\psi}{4} \quad (2.30)$$

onde: K'_s = coeficiente de empuxo lateral médio;

$m' = D_p / B$ calculada da equação 2.26;

$m = D / B$;

$\theta_0 = 180^\circ - (\psi + \gamma) + \beta$;

$$I_\theta = \frac{1}{1 + 9 * \tan^2\phi} \left\{ 3 * \tan\phi \left[e^{3\theta_0 * \tan\phi} * \cos\beta - \cos(\theta_0 - \beta) \right] + \left[e^{3\theta_0 * \tan\phi} * \sin\beta + \sin(\theta_0 - \beta) \right] \right\}$$

No caso de solos puramente coesivos ($\phi=0$), a equação 2.29 para o cálculo de N_c não é aplicável, e a seguinte relação pode ser utilizada:

$$N_c = 1 + 2 * \bar{\theta}_0 + \sin(2 * \gamma) + \lambda * \tan \psi \quad (2.31)$$

(equação válida somente para ângulo de atrito igual a zero) onde:

$$\bar{\theta}_0 = 180^\circ - (\psi + \gamma);$$

$$\lambda = c_a / c;$$

c_a = adesão solo-penetrômetro (atrito lateral);

c = coesão.

Durgunoglu & Mitchell (1973) propuseram fatores de forma, descritos a seguir, baseados nos fatores de forma ζ_c e ζ_q propostos por Brinch Hansen (1961) que eram os que melhor se adaptavam para estacas cravadas. Os autores também utilizaram o fator de forma ζ_γ proposto por De Beer (1967), que independe da densidade do solo, o que está de acordo com os ensaios que Durgunoglu & Mitchell (1973) realizaram.

Com isso temos:

$$\zeta_{\gamma q} = \left(1.0 - 0.4 * \frac{B}{L}\right) + \frac{1.5}{\frac{B}{D} + \frac{1.5}{(0.6 + \tan^6 \phi)} * \frac{B}{L}} \quad (2.32)$$

$$\zeta_c = 1.0 + (0.2 + \tan^6 \phi) * \frac{B}{L} \quad (2.33)$$

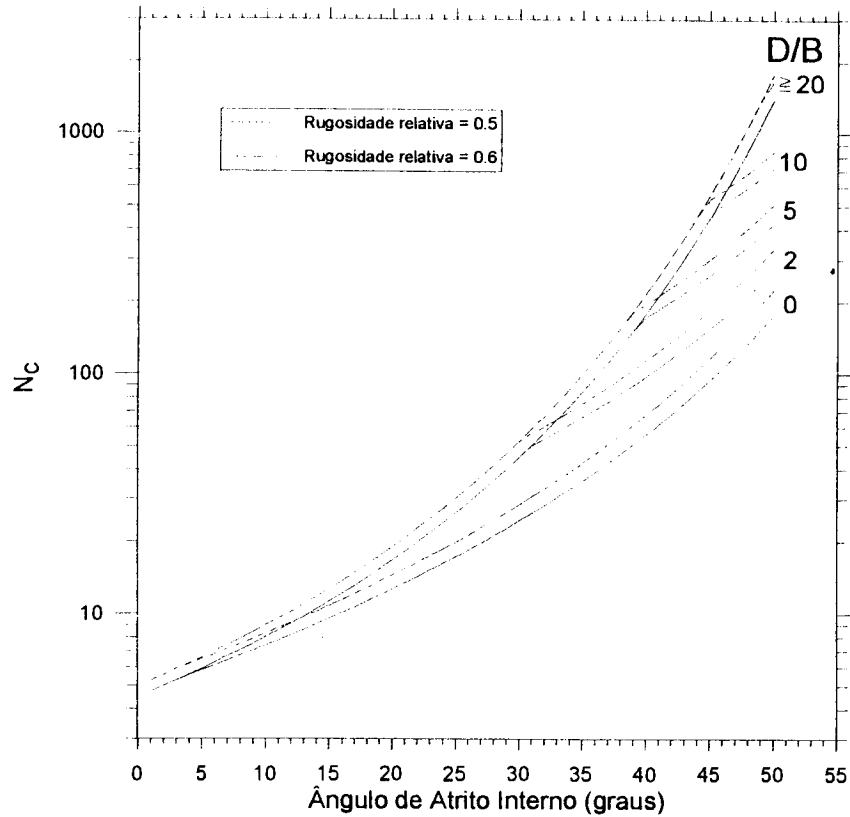


Figura 2.10 - Fator de capacidade de carga, N_c , proposto por Durgunoglu & Mitchell (1973).

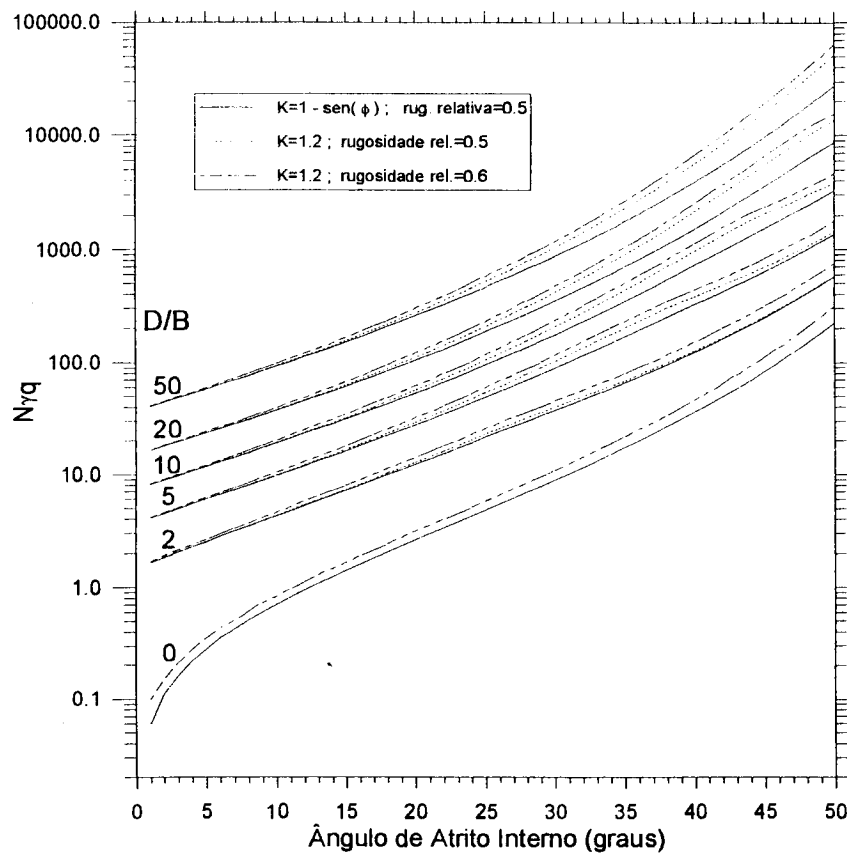


Figura 2.11 - Fator de capacidade de carga, N_{yq} proposto por Durgunoglu & Mitchell (1973).

Os autores chamam a atenção para os seguintes fatos:

- ▶ O tamanho e a geometria do cone, os parâmetros de resistência do solo, a compressibilidade do solo, as tensões laterais "in situ" e a profundidade de penetração são fatores que influenciam na resistência à penetração do cone;
- ▶ As soluções apresentadas pelos autores podem incorrer em um erro grande, para ângulos de ápice muito grandes;
- ▶ A rugosidade da superfície é outro fator que influencia grandemente a resistência do cone.

2.4.2 - Vésic (1972)

Vésic (1972) propõe uma solução analítica para expansão de cavidade cilíndrica e esférica dentro de uma massa de solo de extensão infinita, isotrópica e homogênea. Uma superfície de ruptura de Mohr-Coulomb é adotada e são consideradas as variações volumétricas na zona de deformação plástica. Não é considerada a curvatura da envoltória Mohr-Coulomb, simplificando-a por uma reta.

As equações apresentadas por Vésic (1972) permitem a determinação da pressão última de cavidade com base nas características física do solo.

Como o trabalho de Vésic (1972) não é um trabalho específico sobre o CPT, porém de grande interesse a ensaios de campo que possam ser simulados através de expansão de cavidade, não serão descritos aqui as formulações propostas.

Além da dificuldade prática de determinar a distância limite, que separa a zona plástica da zona elástica, o efeito da sucção não é considerado na solução proposta por Vésic (1972), tornado sua aplicação, em solos não saturados, limitada.

2.4.3 - Balight (1976)

Balight (1976) faz uma generalização da solução proposta por Vésic (1972) para solos granulares, considerando o efeito da curvatura da envoltória de Mohr-Coulomb.

Com isso é possível analisar o caso de resistência de ponta de estacas ou ponta cônica cravadas em areias submetidas a altas tensões de confinamento (5MPa a 100MPa).

Balight (1976) em seu trabalho chama a atenção para o fato de que a curvatura da envoltória de ruptura para essas tensões é de grande influência no comportamento das estacas e cones em areias.

2.5 - MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS RESISTENTES DO SOLO ATRAVÉS DO CPT

2.5.1 - Begemann (1963)

A partir da teoria de Prandtl (1920), Buisman (1941) derivou a seguinte expressão para determinação da tensão de ruptura de uma faixa infinita de largura B:

$$q_u = \sigma_{v_o}' * N_q + c * N_c \quad (2.34)$$

onde σ_{v_o}' é a tensão vertical efetiva, c é a coesão e N_q e N_c são fatores que dependem do ângulo de atrito interno do solo.

A relação entre a tensão de ruptura correspondente a um carregamento uniforme em uma faixa infinita é a tensão de ruptura correspondente a um carregamento circular foi determinada experimentalmente como sendo:

$$q_u(\text{círculo}) = 1.3 * q_u(\text{faixa infinita}) \quad (2.35)$$

Analisando a equação 2.34 Begemann (1963) chegou às seguintes conclusões:

a. Para solos arenosos sem coesão o segundo termo é nulo.

Como σ_{v_0} é conhecido e a resistência unitária oferecida pelo solo é medida no ensaio de cone, N_q pode ser obtido da expressão (2.34). O ângulo de atrito pode ser obtido através de N_q utilizando formulações clássicas de teoria de capacidade de carga de sapatas.

b. Em solos puramente coesivos, nos quais o ângulo de atrito interno aparente (em termos de tensões totais) pode ser considerado nulo, $N_c=5.14$ e $N_q=1$, de modo que o segundo termo da equação 2.34 torna-se $(\sigma_{v_0}' + 5.14 * c)$. Como σ_{v_0}' é conhecido e q_u pode ser obtido através do ensaio de cone, a coesão pode ser determinada.

No entanto para solos com c e ϕ conhecidos, Begemann (1963) verificou que a resistência à penetração determinada a partir da equação 2.34 foi inferior à verificada em um grande número de ensaios de cone. Isso foi interpretado como inadequação da hipótese da superfície de ruptura, que na teoria de Prandtl, considera a massa de solo acima da base do cone apenas como sobrecarga quando na realidade a superfície de ruptura pode desenvolver-se acima da base, como é observado na Figura 2.1.

Para solos argilosos onde ϕ pode ser tomado como zero (tensões totais) os valores encontrados foram aproximadamente duas vezes superiores aos calculados pela equação de Buisman-Prandtl. Begemann (1963) sugeriu que em se tratando de solos coesivos seja empregada a seguinte expressão para determinar a resistência não drenada (S_u):

$$S_u = (q_c - \sigma_{v_0}) / (13.4) \quad (2.36)$$

Para ângulo de atrito nulo as espirais logarítmicas da Figura 2.1 tornam-se circunferências. Isso significa que a superfície de ruptura acima e a superfície de ruptura abaixo da base do cone contribuem com aproximadamente a metade da resistência do cone, cada uma.

No caso de areias, onde se tem um ângulo de atrito interno alto e coesão praticamente nula, o problema torna-se mais complicado. A parte da superfície de ruptura acima da base do cone é maior do que a parte abaixo da base do cone. Essa

diferença aumenta com o aumento do ângulo de atrito interno. A hipótese de que o solo acima da base do cone atua apenas como uma sobrecarga torna-se ainda mais inadequada, e o fator de correção será superior a 2 (obtidos para solos coesivos em condições não drenadas), crescendo com o aumento do ângulo de atrito interno. Esses fatores, aliados a outros, dificultam a determinação do ângulo de atrito interno com precisão.

2.5.2 - Janbu & Senneset (1974)

Os autores propuseram uma solução teórica obtida da utilização combinada de soluções teóricas onde uma placa representa a ponta do cone, e um cilindro, representa a luva de atrito lateral conforme a Figura 2.12(b). É feita uma interpretação do ensaio em termos de tensões efetivas.

Dessa solução resulta um princípio de interpretação do ensaio de cone onde podem ser obtidos os parâmetros de resistência c e ϕ . A mesma solução foi empregada com sucesso pelos autores para estimar a capacidade de carga estática, a longo prazo, de estacas que funcionam por atrito lateral assentes em areias, siltes e argilas.

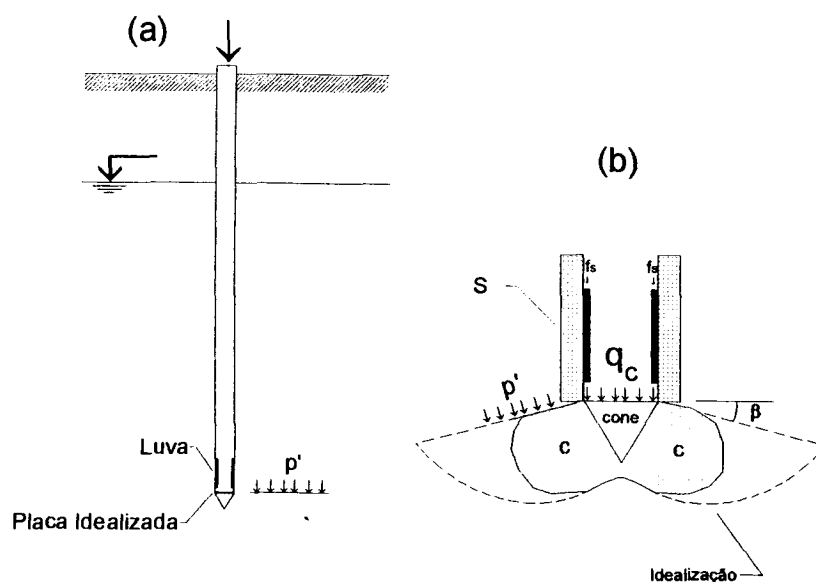


Figura 2.12 - (a) desenho esquemático; (b) detalhes ilustrando as zonas S de cisalhamento ao redor da luva, e zona C de compressão abaixo do cone segundo Janbu & Senneset (1974).

Segundo os autores, a solução teórica para tensão efetiva de ruptura, q_c' , em uma placa é dada pela seguinte equação:

$$q_c' + a = N_q (\sigma_{vo}' + a) \quad (2.37)$$

onde σ_{vo}' é a tensão efetiva vertical na profundidade da placa (cone), N_q é o fator de capacidade de carga que depende de $\tan(\phi)$ e "a" é o intercepto negativo do eixo das abscissas (tensões normais efetivas), da envoltória de Mohr-Coulomb ($a = c/\tan(\phi)$).

A formulação mais simples para N_q , a qual está em concordância com os resultados experimentais, é a solução em deformações planas (plane strain). Com isso N_q pode ser obtido numericamente pela equação 2.38 ou pela Figura 2.13.

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) * e^{(\pi - 2\beta) * \tan \phi} \quad (2.38)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno e β é o ângulo em radianos que a superfície de ruptura idealizada forma com o plano horizontal. Nos casos práticos β varia de +15 graus até -15 graus, como pode ser observado na Figura 2.12.

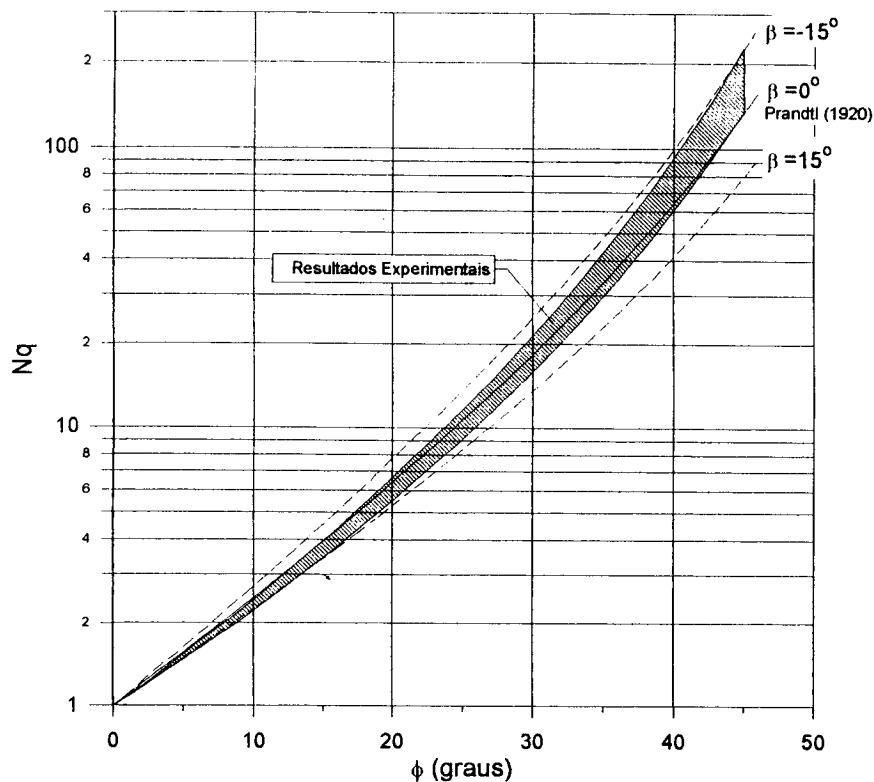


Figura 2.13 - Valores de N_q proposto por Janbu & Senneset (1974).

A solução teórica para cálculo da tensão cisalhante τ_s ao longo da luva durante a penetração é dada pela seguinte equação:

$$\tau_s = S_s * (\sigma_{v_0}' + a) \quad (2.39)$$

onde: $S_s = r / K * \tan(\phi)$ = coef. de cisalhamento;
 r = razão de rugosidade;
 $K = (\sigma_h' + a) / (\sigma_v' + a)$ = razão de tensões.

O valor S_s foi estudado teórica e experimentalmente. Dados obtidos de estacas fornecem valores de S_s em função de $\tan(\phi)$ como mostra a Figura 2.14.

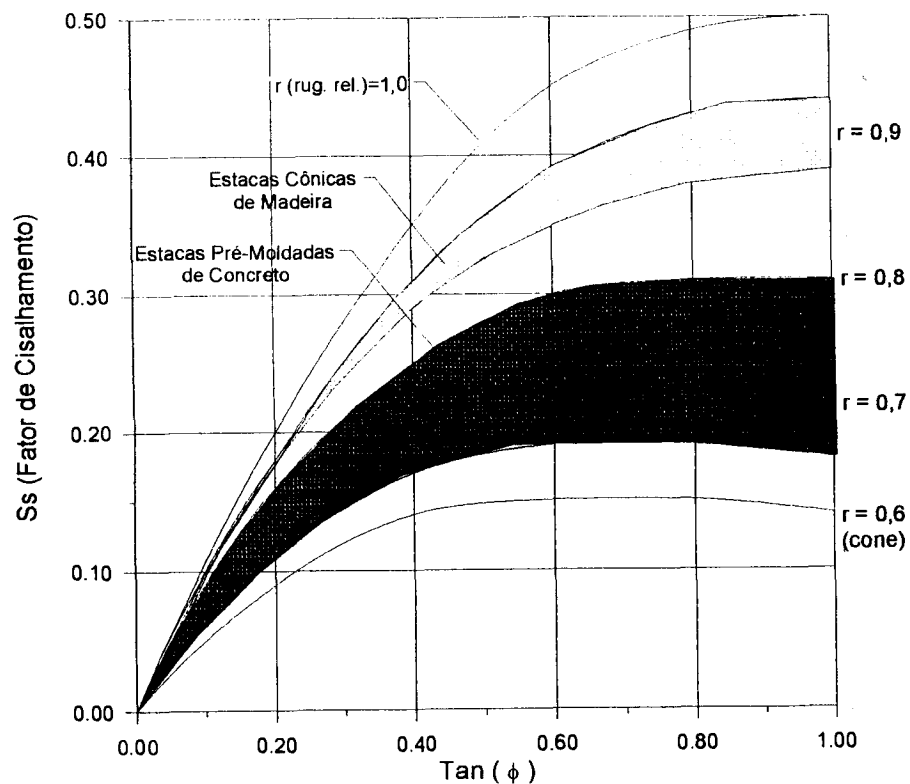


Figura 2.14 - Valores de S_s para diversas rugosidades, segundo Janbu & Senneset (1974).

O princípio de interpretação do ensaio de cone para areias e argilas é diferenciado.

No caso de areias onde o excesso de poro-pressão possa ser considerado nulo, os valores de "a" e de N_p podem ser obtidos do ensaio de cone, como é apresentado na Figura 2.15. O valor de "a" corresponde ao intercepto negativo no eixo das tensões efetivas verticais enquanto que N_p corresponde a tangente do ângulo que reta de ajuste linear do ensaio CPT faz com eixo das tensões efetivas verticais.

$$q_p = N_p \cdot (p' + a) \quad (2.40)$$

$$q_p = q_c - p' \quad (2.41)$$

onde:

p' = tensão geostática efetiva atuando na profundidade do cone (Figura 2.12);

N_p = coeficiente de inclinação da reta de ajuste de $q_p \times p'$ (Figura 2.15).

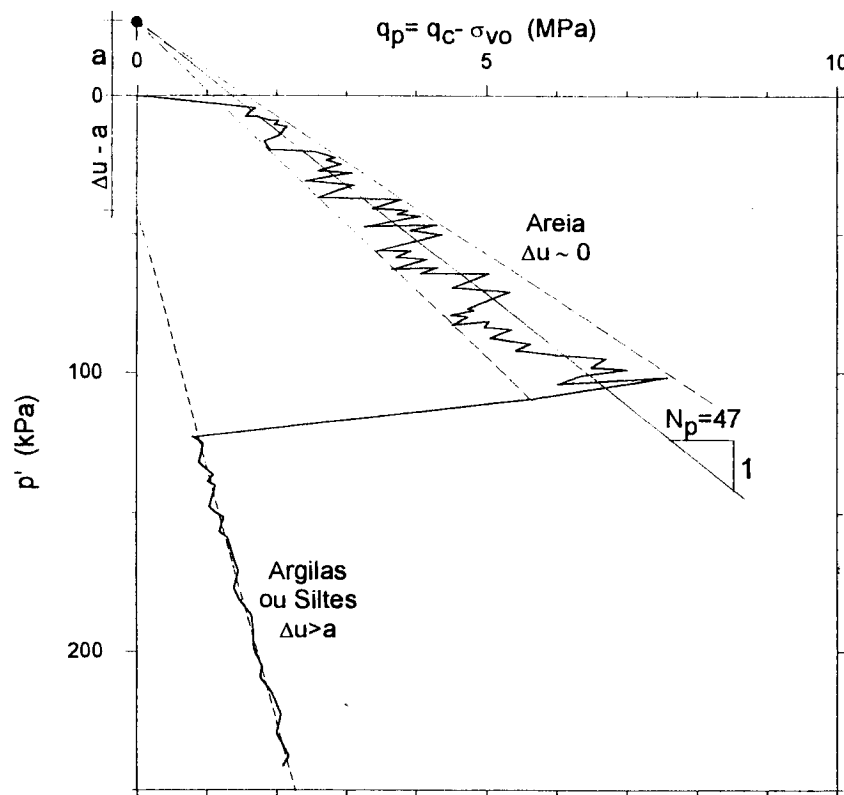


Figura 2.15 - Exemplo de aplicação da teoria de Janbu & Senneset (1974) no caso de areias ou argilas saturadas.

Desde que $N_p = N_q - 1$ podemos calcular N_q a partir da fórmula $N_q = N_p + 1$ e utilizando a Figura 2.13 obter o valor de $\tan(\phi)$. Com o valor de "a" e $\tan(\phi)$ pode ser obtido c e ϕ das fórmulas:

$$c = a \cdot \tan(\phi) \quad (2.42)$$

$$\phi = \arctan(\tan(\phi)) \quad (2.43)$$

No caso de argilas onde a variação de pressão neutra gerado não é constante com a profundidade, os valores da variação de excesso de poro-pressão devem ser medidos e os valores de q_c devem ser calculados e corrigidos levando-se em conta a poro-pressão (q_t).

Segundo os autores, dados experimentais demonstram que esta metodologia é capaz de prever ângulos de atrito interno (ϕ) próximos aos encontrados em ensaios triaxiais e valores de coesão algo menores.

2.6 - DESENVOLVIMENTOS E APLICAÇÕES RECENTES

2.6.1 - Capacidade de Carga de Estacas

Campanella et al. (1989) realizou 8 provas de carga em estacas assentes sobre depósitos sedimentares que incluem camadas de silte e argilas normalmente adensadas e areias medianamente compactas. Comparando os resultados obtidos com previsões com base no CPT, os autores chegaram as seguintes conclusões:

- ▶ Métodos diretos de previsão de capacidade de carga dão melhores resultados que os métodos indiretos de capacidade de carga.
- ▶ Métodos indiretos prevêm, no caso descrito por Campanella et al. (1989), cargas de ruptura de 27% a 72% maior que a média das provas de carga, sendo portanto contra a segurança a sua utilização nesse tipo de solo.

► Dentre os métodos diretos utilizados, Bustamante & Gianceselli (1982) e Schmertmann (1978) apresentam o melhor desempenho, sendo que as previsões corresponderam à 100% e 94% da média das cargas de rupturas obtidas nas provas de carga.

Totani et al. (1994), executando medições de resistência de ponta ao longo da cravação de uma estaca metálica instrumentada de 57m de comprimento com diâmetro de 0,508m e comparando com q_c obtido em ensaio de cone, chegou às seguintes conclusões:

► Para o estrato de argila mole normalmente adensada ensaiada, a resistência de ponta medida na estaca era, para fins práticos, igual ao valor de q_c (resistência de ponta do cone).

► Para o estrato correspondente a um silte argilo arenoso ensaiado, a resistência de ponta medida na estaca coincide com a envoltória de valores mínimos de q_c .

► Para a camada correspondente a uma areia fofa ($D_{50} \leq 20\%$ e $\phi = 32^\circ$ a 34°), o valor da resistência de ponta medida na estaca é igual a 50% dos valores médio de q_c .

Dessas observações pode-se deduzir que os métodos de Begemann (1963), Van der Veen & Boresma (1957) e Schmertmann (1978), onde $q_p = q_c$, melhor se aplicam ao cálculo da resistência de ponta de estacas assentes em estratos de argila mole ou silte argilo arenoso e estão contra a segurança para o cálculo de resistência de ponta em areias fofas. Os métodos de Aoki & Velloso (1975), Philipponat (1980) e Bustamante & Gianceselli (1982), onde $q_p = q_c/2$, melhor se adaptam a camada de solo arenoso fofo, sendo extremamente seguros (FS=2) no caso das camadas do solo argiloso normalmente adensado e silte argilo arenoso. Cabe salientar que estas conclusões são válidas apenas para os solos ensaiados por Totani et al. (1994).

2.6.2 - Capacidade de Carga de Sapatas

Behpoor & Ghahramani (1994) aplicando o método da linha de extensão zero desenvolvida por Roscoe (1970), demonstraram a concordância com a equação desenvolvida por Prandtl (1920) nos casos limites de deformação em argilas saturadas.

Agrawal (1994) deduz os fatores de capacidade de carga N_c , N_γ e N_q para cargas excêntricas e inclinadas utilizando o *método da análise limite*. Os fatores N_c , N_γ e N_q , obtidos nessa análise, aproximam-se dos encontrados utilizando o *método do equilíbrio limite* (Saran & Agrawal, 1991). Ambos mostram-se de acordo com os resultados de 40 provas de carga de sapatas executadas em areia densa ($D_r=84\%$, $\phi=40^\circ$). A diferença básica entre os dois métodos é que o método da análise limite considera:

- ▶ O solo com comportamento rígido-plástico sem restrições a dilatação;
- ▶ Lei de fluxo associada;
- ▶ O mecanismo de ruptura é cinematicamente admissível não ocorrendo mudanças de geometria durante o fluxo plástico (pequenas deformações).

Hartikainen & Zadroga (1994) criticam a utilização de formulações clássicas de capacidade de carga (Prandtl, 1920 e Reissner, 1924) para o cálculo da tensão de ruptura de sapatas. Para os autores, tais formulações conduzem a tensões de rupturas muito inferiores as observadas em ensaios de placa realizados em pedregulhos e areias densas ($D_r=85\%$ a 95% , $\phi_{\text{areia}}=35^\circ$ a 39° e $\phi_{\text{pedr.}}=36^\circ$ a 44°). Para os autores a formulação de Balla (1962), pouco conhecida, é a que melhor representa o comportamento desses materiais.

2.6.3 - Obtenção de Parâmetros Resistentes

A abordagem de obtenção de parâmetros resistentes do solo dependerá da natureza da resistência que este apresentar: solos não coesivos, argilas saturadas e solos coesivo-friccionais.

Para solos não coesivos, o cálculo do ângulo de atrito de pico pode ser obtido com base em:

- ▶ Teorias de capacidade de carga nas quais é assumido um comportamento rígido-plástico (Marchetti, 1985 e Mitchell & Keaveny, 1986);
- ▶ Teorias baseadas em conceitos de expansão de cavidade proposta por Vésic (1972) e Balight (1976) (Mitchell & Keaveny, 1986);
- ▶ Correlações empíricas (Schmertmann, 1978; Robertson & Campanella, 1983 e Lunne & Christoffersen, 1983);
- ▶ Teoria da tensão-dilatância de Bolton (1984; 1986) (Jamiołkowski et al., 1988);
- ▶ Parâmetros de estado, ψ , proposto por Been & Jefferies (1985) (Been et al., 1986 e Bellotti et al., 1989).

Novas abordagens são descritas por Schnaid (1994) que estudando a densidade relativa de areias em câmara de calibração através de um cone-pressiômetro destaca a relação que existe entre q_c , PL (pressão limite do pressiômetro) e σ_h (tensão horizontal). Isso confirma a importância das tensões horizontais na obtenção de parâmetros resistentes (Houlsby, 1988 e Schnaid, 1990)

Soluções teóricas para o cálculo da resistência não drenada são baseadas em:

- ▶ Teorias clássicas de capacidade de carga (Prandtl, 1920);
- ▶ Teorias baseadas no conceito de expansão de cavidade (Bishop, 1945; Gilson, 1950 e Vésic, 1972);
- ▶ Abordagem de penetração constante proposta por Balight (1975).

Devido à dificuldade de se obter parâmetros para a utilização dessas teorias, abordagens empíricas são geralmente utilizadas na prática de engenharia onde o fator de cone (N_k), análogo ao fator de capacidade de carga N_c , é obtido através da comparação dos resultados de cone com ensaios triaxiais ou vane. Uma extensa experiência acumulada em depósitos de argilas

normalmente adensadas demonstra que a maioria dos valores N_k^* (fator N_k corrigido por procedimento descrito por Bjerrum, 1972), publicados na literatura, estão na faixa de 11 a 19, com um valor médio de 15 (Lunne & Kleven, 1981; Jamiolkowski et al., 1982; Tumay et al., 1982; O'Riordam et al., 1982; Roy et al., 1974; Ladanyi & Eden, 1969; Lunne et al., 1976; Phan, 1972 e Stak & Junhrend, 1989). Para argilas saturadas pré-adensadas, Marsland (1980) ressalta a grande influência da presença e espaçamento entre fissuras. Para argilas pré-adensadas não fissuradas, os valores de N_k variam de 14 a 22, sendo um valor médio de 18 usualmente adotado (Semple & Johnson, 1979; Nash & Duffin, 1982; Kjekstad et al., 1978; Lunne & Kleven, 1981). No caso de argilas pré-adensadas fissuradas, Marsland & Quaterman (1982) indicam que os valores de N_k variam de 24 a 30, sendo usual adotar-se um valor médio de 27.

No caso de solos coesivo-friccionais, pouco desenvolvimento ocorreu, sendo apenas recentemente utilizada as teorias de capacidade de carga de Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974) para obtenção de parâmetros de resistência de areias cimentadas (Puppala et al., 1995 e Puppala et al., 1993). Segundo Puppala et al. (1993), os métodos de Janbu & Senneset (1974) e Durgunoglu & Mitchell (1973) oferecem uma base teórica capaz de estimar parâmetros de resistência dessas areias. Puppala et al. (1995) destacam a impossibilidade da utilização de RF (razão entre atrito lateral do cone e resistência de ponta do cone expressa em porcentagem) na classificação desses solos.

CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DO ENSAIO

3.1 - GENERALIDADES

Os ensaios CPT realizados neste trabalho consistiram na cravação no solo de um cone elétrico, capaz de medir resistência de ponta e atrito lateral ao longo da profundidade de cravação.

A execução do ensaio CPT teve por objetivo:

a) verificar a estratigrafia das camadas e sua heterogeneidade na área de estudo do campo experimental;

b) verificar a possibilidade de classificação dos solos coesivo-friccionais;

c) determinar as características de resistência das diversas camadas (c e ϕ) e estimar a ordem de magnitude da deformabilidade;

d) utilizar as medidas de q_c e f_s na previsão de capacidade de carga de estacas escavadas e sapatas.

3.2 - DESCRIÇÃO DOS COMPONENTES DO EQUIPAMENTO

3.2.1 - Ponteira do cone elétrico

A ponteira do cone elétrico é constituída de 4 partes básicas: célula de carga da ponta, célula de carga da luva, ponta cônica e luva cilíndrica. Ambas as células de cargas são instrumentadas com "strain gauges".

A medição da resistência de ponta e atrito lateral é feita de forma separada e independente.

A ponta do cone é do tipo *FUGRO*¹, com diâmetro externo de

¹Ponteira tipo *FUGRO* - é uma ponteira elétrica instrumentada, com área em projeção de 10cm², ângulo do ápice de 60 graus, na qual o atrito lateral e resistência de ponta são medidos de forma independente.

35,7mm. Uma foto da ponteira cônica utilizada pode ser vista na Figura 3.1.

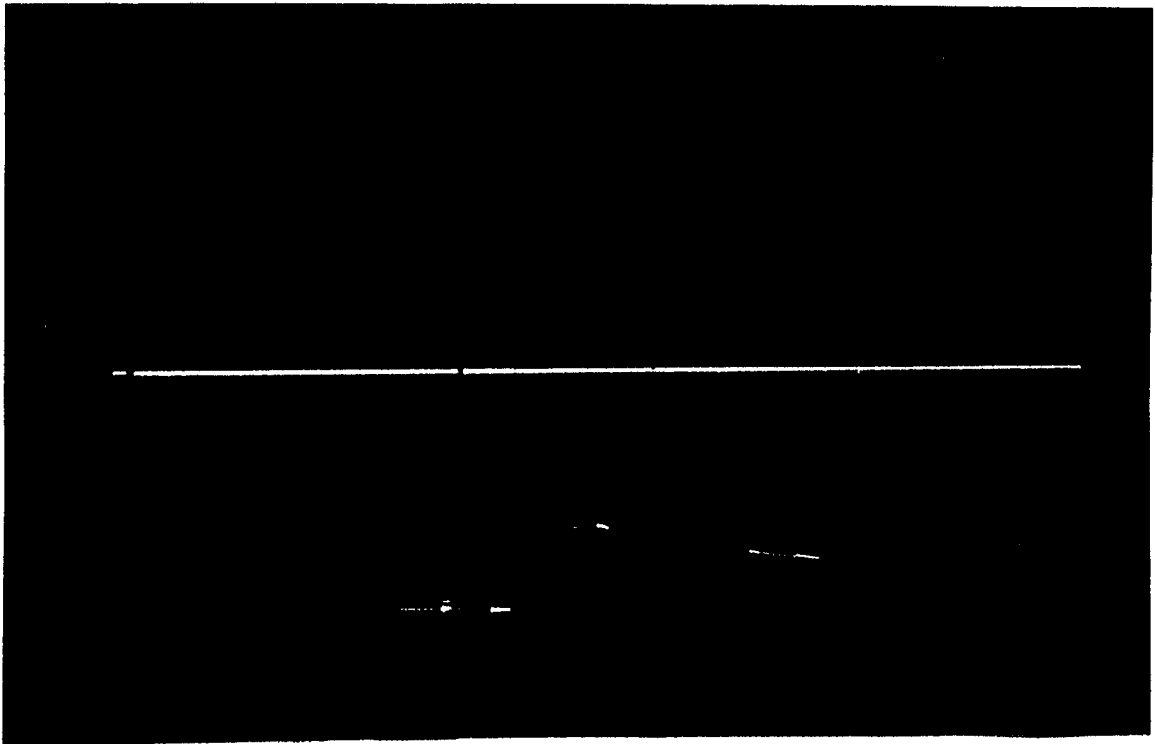


Figura 3.1 - Fotografia da ponteira cônica (tipo FUGRO) utilizada nesta pesquisa.

3.2.2 - Sistema de medição

O sistema de medição da resistência de ponta e atrito lateral consiste em células de carga alimentadas por corrente contínua de aproximadamente de 10V, cujas leituras são realizadas por um computador através de um datalogger. As leituras são gravadas em disco durante a execução do ensaio.

O meio físico de transmissão de dados consiste em um cabo de 12 vias, não blindado, o que dificulta, em algumas condições, a execução de leituras sem ruído externo.

3.2.3 - Sistema mecânico de cravação

O sistema mecânico de cravação consiste em um único pistão hidráulico, dimensionado para avançar a uma velocidade constante de cravação (2cm/seg). A energia dissipada na cravação das hastes é gerada por um motor a combustão Montgomery de 6HP acoplado a uma bomba hidráulica.

3.2.4 - Sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados é composto de 2 partes principais: um computador "lap-top" Toshiba T1200H e um datalogger. O datalogger converte um sinal analógico, vindo das células de carga, em um sinal digital. Esse sinal digital é lido pelo computador e gravado em disco sob a forma de bits. Através das curvas de calibração é possível converter bits em grandezas físicas tais como força ou tensão (q_c e f_s).

A fonte de energia utilizada pelo computador e datalogger provem de uma bateria de 12V e um aparelho utilizado para converter corrente contínua em corrente alternada.

3.2.5 - Hastes

As hastes de cravação do cone consistem em barras de diâmetro interno de 16mm e diâmetro externo de 36mm, com rosca cônica nas extremidades e comprimento útil (fora a rosca) de 1m.

As hastes inspecionadas atenderam as recomendações do Sub-Comitê Europeu de Ensaios de Penetração, reunido em 1977 durante o Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, o qual estabelece um desvio máximo do eixo de até 0.4% de inclinação, nas 5 primeiras hastes, e 0.8% de inclinação, nas hastes restantes.

3.2.6 - Reboque

O reboque desenvolvido na UFRGS, por Adriano V. Bica, para realização do ensaio CPT possui instalado um pistão hidráulico com curso de 1m, uma caixa de óleo que tem por finalidade refrigerar e filtrar o óleo que flui pelo sistema, uma válvula reguladora de vazão que permite ajustar a velocidade de cravação das hastes, quatro hastes rosqueáveis com sapatas rotuladas e quatro esperas para ancoragens helicoidais.

3.2.7 - Conjunto motor-bomba

O conjunto motor-bomba, que consiste em um motor Montgomery de 6HP acoplado a uma bomba hidráulica, tem por finalidade fornecer energia ao sistema, para que seja possível cravar as hastes, através do pistão hidráulico, a uma velocidade controlada de 2cm/seg.

A partida do motor é feita, de forma manual, através de uma corda enrolada ao eixo.

3.2.8 - Ancoragens helicoidais

As ancoragens helicoidais consistem em barras de aço de aproximadamente 1.3m de comprimento com um helicóide soldado em uma das extremidades. As ancoragens têm por finalidade dar reação ao reboque quando as hastes são cravadas. As hastes estão dispostas de tal forma que as 4 ancoragens formam um retângulo em cujo centro geométrico está localizado o pistão hidráulico.

3.3 - PROCEDIMENTOS PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO

A seguir são descritos os procedimentos adotados durante os ensaios de cone elétrico realizados no campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha. Cabe salientar que os procedimentos aqui descritos são específicos para o equipamento disponível na UFRGS,

embora possam ser tomados, em linhas gerais, como procedimentos padrões aos quais os ensaios de cone elétrico devem seguir.

3.3.1 - Localização do ensaio

A escolha dos pontos de ensaio, bem como do número de ensaios, foi realizada com o objetivo de propiciar um detalhado estudo geotécnico da área do campo experimental e, mais especificamente, da zona onde estão localizadas as estacas escavadas de pequeno diâmetro e sapatas.

Recomendações internacionais sugerem que um ensaio deve distar de 25 diâmetros ou 1m de outro ensaio adjacente. A distância mínima entre ensaios foi de 2.5m (70 diâmetros), atendendo, assim, essas recomendações.

O local de ensaio era escolhido de tal forma que a topografia do terreno não fosse muito íngreme, facilitando o nivelamento do reboque.

3.3.2 - Nivelamento e verticalidade

Definida a escolha do local do ensaio, em terreno de pequena declividade, o nivelamento do reboque se converte em um trabalho de relativa simplicidade. O nivelamento é feito com o auxílio das hastes rosqueáveis das sapatas, localizadas próximo as ancoragens. A verificação do nível do reboque, e conseqüente verticalidade das hastes, é feita através de 2 níveis de bolha dispostos perpendicularmente entre si.

Essa operação é de grande importância para garantir a verticalidade do cone durante o processo de penetração. Este procedimento é recomendado uma vez que a ponta cônica utilizada não é equipada de inclinômetros e a verticalidade não pode ser monitorada. Deve-se ressaltar que recomendações internacionais permitem um desvio de no máximo 2% da verticalidade.

3.3.3 - Ancoragem

Preliminarmente é necessário a execução de um pré-furo, com trado manual, até a profundidade que se deseja introduzir as ancoragens. Uma vez feito o pré-furo, as hastes são introduzidas no solo através de um torque aplicado no topo das ancoragens, por meio de um braço de alavanca. Essa operação necessita ser realizada por, pelo menos, dois homens: um para aplicar torque e o outro para guiar a ancoragem garantindo a verticalidade.

3.3.4 - Preparação do sistema de aquisição de dados

Todos os equipamentos e acessórios necessários à leitura e armazenamento dos dados do ensaio são descritos a seguir.

Como primeiro passo deve ser introduzido o cabo elétrico por dentro das hastes. Esse cabo tem por finalidade conectar o datalogger às células de carga do cone.

Uma vez executada esta operação, a ponta do cone é conectada ao cabo através de conectores especiais que permitem uma perfeita vedação contra a água. A outra extremidade do cabo é ligada ao datalogger, que por sua vez está conectado ao computador. A alimentação de todo o sistema, inclusive a excitação das células de carga do cone, é feita com a ajuda de uma bateria de 12 volts.

Todo o sistema permanece ligado por um período mínimo de 5 minutos durante o qual monitora-se a estabilidade das leituras das células de carga. Não havendo variações significativas dessas, procede-se a tomadas das leituras iniciais (leituras zero) e inicia-se o ensaio.

3.3.5 - Cravação contínua das hastes

As hastes são cravadas no solo de metro em metro, a uma velocidade constante de 20mm/seg, exceto no ensaio C5 onde o ensaio foi realizado a uma velocidade de 10mm/seg.

As leituras, já filtradas, foram realizadas a cada 7mm,

cumprindo com as especificações internacionais que recomendam pelo menos 1 leitura a cada 0,20m. A profundidade foi monitorada com precisão de 7mm, atendendo as especificações internacionais que recomendam uma precisão de pelo menos 0,10m.

Desta forma, o cone elétrico é capaz de registrar estratos menos resistentes de aproximadamente 20mm, consistindo em um dos ensaios mais precisos na determinação da estratigrafia de solos.

3.3.6 - Medição do nível d'água

A medição do nível d'água foi feita nos furos de CPT, que permaneciam abertos após a retirada do cone, e nos furos de sondagem a trado manual realizados de forma a complementar os dados obtidos nos furos de cone. Para tal utilizou-se a técnica do cordão de algodão (seco) com peso amarrado na ponta, onde o cordão era mergulhado no furo de sondagem, obtendo assim o nível de água com precisão de 1cm.

Foram realizadas medições do nível de água em diversos períodos para verificar a variação do lençol freático.

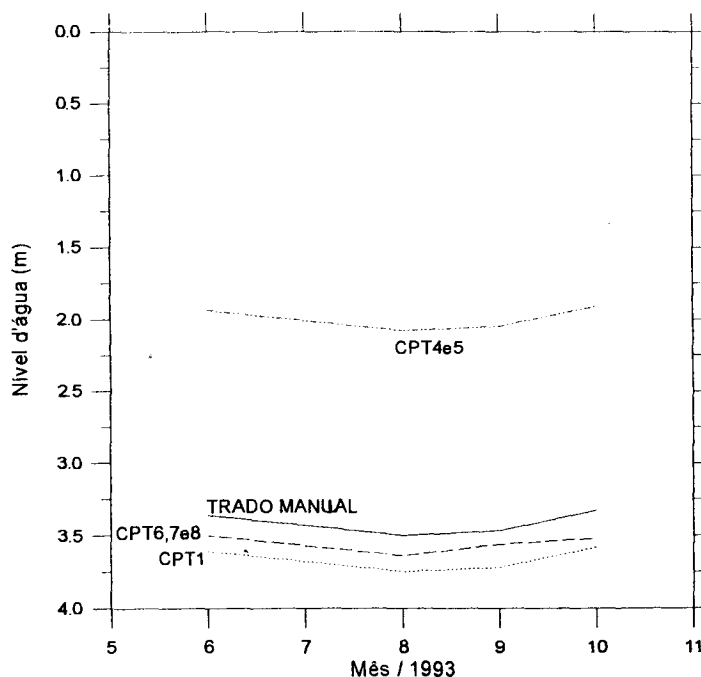


Figura 3.2 - Variação do lençol freático entre os meses de Junho e Outubro de 1993.

Na Figura 3.2, onde apresenta-se os resultados de medidas do nível d'água em 7 pontos do Campo Experimental de Cachoeirinha, pode ser observado que o nível d'água não sofreu variações significativas durante o período das medições. Deve-se ainda notar que os furos referentes aos cones elétricos CPT4 e CPT5 estão localizados em cotas diferentes dos demais locais de medição. As informações constantes na Figura 3.2 foram compiladas na forma de um corte transversal do terreno (ver Figura 3.3) no qual verifica-se a profundidade média do lençol freático na região de realização dos ensaios de cone.

3.4 - PRECISÃO DAS MEDIÇÕES

O cone elétrico com capacidade de 5 toneladas utilizado no campo experimental de Cachoeirinha não apresentou problemas de deslocamento de *leitura carga zero*² nem de histerese, segundo dados das calibrações.

Segundo as recomendações do Sub-Comitê Europeu de Ensaio de Penetração, reunido em 1977 durante o Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, a precisão nas leituras não deve ser menor que:

5% do menor valor medido nos ensaios;

1% da carga máxima admissível pelo equipamento.

Uma comparação entre a resolução obtida e a resolução segundo recomendações internacionais pode ser vista na Tabela 3.1. Segundo a Tabela 3.1, a resolução obtida está dentro das recomendações internacionais.

²Leitura Carga Zero - leitura feitas antes e depois do ensaio ser realizado com a finalidade de se verificar a qualidade das leituras. Nos ensaios de cone elétrico essas leituras, para fins práticos, coincidiram (variação de 0,15%).

Tabela 3.1 - Comparação entre resolução mínima obtida no ensaio e as recomendações internacionais.

| | CÉLULA D/CARGA D/PONTA | | CÉLULA DE CARGA LATERAL | |
|--|------------------------|--------|-------------------------|--------|
| | Recom. Int. | Obtida | Recom. Int. | Obtida |
| % do valor medido no ensaio | 5% | 4.5% | 5% | 4.4% |
| % do valor máximo da faixa de trabalho | 1% | 0.09% | 1% | 0.045% |

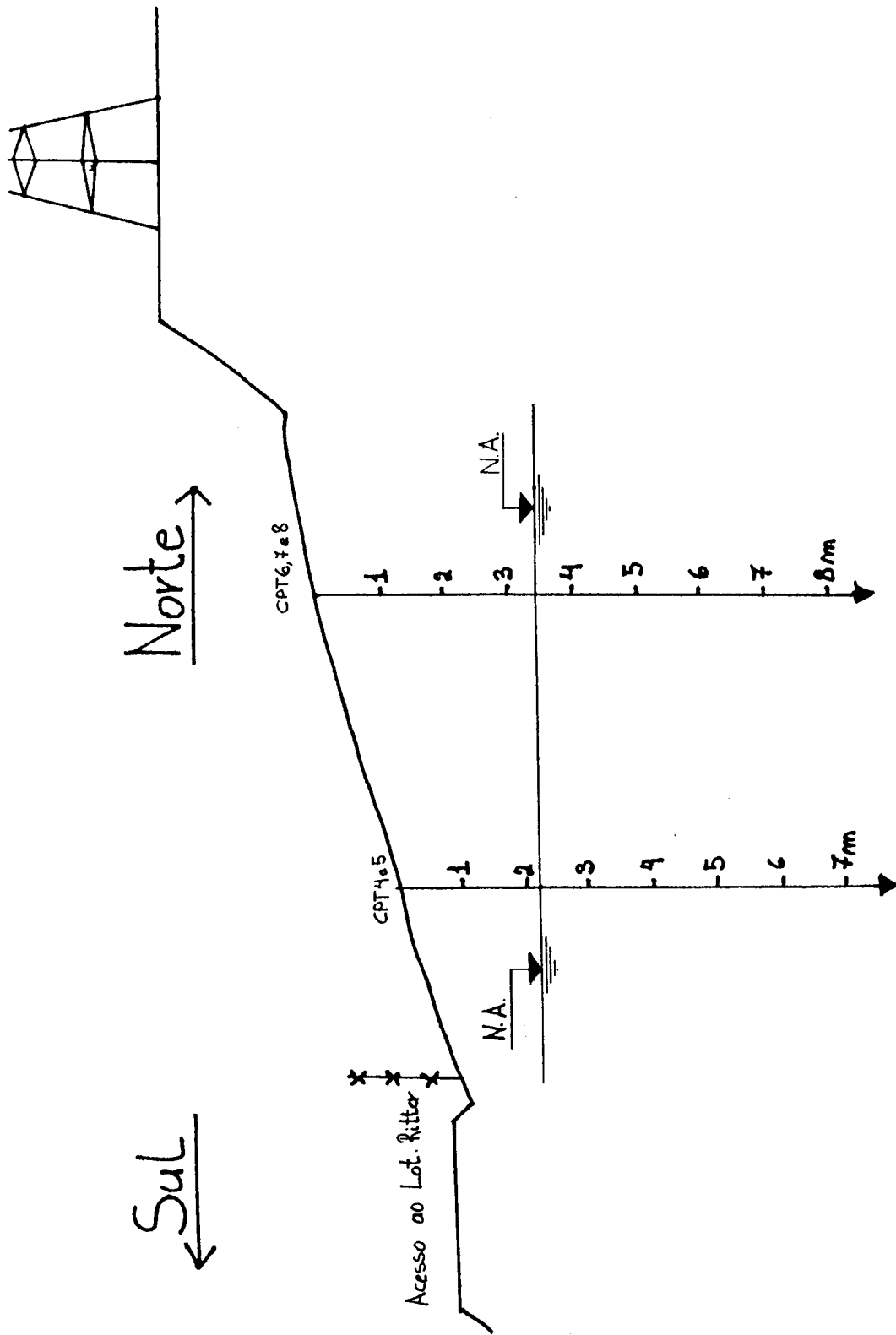


Figura 3.3 - Corte esquemático dos níveis do lençol freático nos pontos onde foram realizados ensaios de cone elétrico.

CAPÍTULO 4 - CAMPO EXPERIMENTAL DE CACHOEIRINHA

4.1 - DESCRIÇÃO DETALHADA DAS CARACTERÍSTICAS DA REGIÃO DE ESTUDO

A área de estudo é constituída por solos argilo-arenosos e argilosos bem drenados, avermelhados, podzolizados, formados a partir da intemperização da rocha matriz e rochas da redondeza em conjunto com os processos pedogenéticos de eluviação do horizonte A, cimentação por óxido de ferro nos horizontes A, AB e B, e formação de concreções ferruginosas no horizonte CB. A descrição detalhada dos horizontes é apresentada a seguir.

4.1.1 - Unidade Geotécnica

O perfil de solo no qual foram ensaiadas as estacas escavadas de pequeno diâmetro é classificado como Podzólico Vermelho-Amarelo substrato Argilito, segundo a classificação proposta por Dias & Milititsky (1994).

O problema de classificação de solos tropicais¹ e da validade de correlações empíricas dentro de uma mesma *Unidade Geotécnica*² não é tratado aqui com profundidade. Porém cabe salientar que a Mecânica dos Solos clássica, segundo Dias (1987), não é válida para solos tropicais. Dias (1987) cita o exemplo das argilas, que segundo Terzaghi & Peck (1967), Taylor (1948) e Lambe & Whitman (1969) classificam-nas como sendo um solo impermeável e com comportamento diferenciado a curto e a longo prazo e que a cor e a textura são suficientes para caracterizar o material. Dias & Gehling (1986) citam que no sul do Brasil existem argilas de cores avermelhadas permeáveis e impermeáveis, com minerais expansivos ou não, configurando assim a

¹Solos Tropicais - são solos coesivo-friccionais, não saturados, estruturados, com intemperismo químico bastante avançado. O termo origina-se do fato de que solos localizados em zonas de clima tropical, onde a topografia propicie, possuem estas características.

² Unidade Geotécnica - região que possui a mesma gênese de todo o perfil de solo, onde o comportamento geotécnico de cada camada de solo é semelhante.

impossibilidade de caracterizar o tipo de solo somente através da textura e cor. Daí a necessidade de se classificar os solos tropicais (coesivo-friccionais) utilizando uma metodologia apoiada no conceito de unidades geotécnicas.

4.1.2 - Formação Pedológica

Segundo o boletim técnico número 30 do levantamento de reconhecimento dos solos do Rio Grande do Sul, realizado pelo Ministério da Agricultura - Divisão de Pesquisa Pedológica publicado em 1973, o solo do campo experimental de Cachoeirinha, está dentro da Formação Gravataí. Segundo este boletim o solo estudado constitui-se de um Podzólico Vermelho-Amarelo, textura média, relevo ondulado e substrato argilito, segundo a classificação pedológica brasileira. Segundo a 7ª aproximação (1967), Classificação Americana, o solo é classificado como PALEODALF. Segundo a classificação da FAO (1970), esse solo é classificado como DISTRIC NITOSOLS.

O perfil de solo estudado é constituído de 5 horizontes pedologicamente diferenciados: A, AB, B, CB e C. Os horizontes A, AB e B parecem ter se formado a partir da erosão de rochas de formações da redondeza, tais como folhelhos da Formação Iratí, arenitos da Formação Rosário do Sul e da Formação Botucatu. É pouco provável que o solo tenha sofrido influência dos migmatitos e granitos do Grupo Cambaí, pertencente ao período Pré-Cambriano.

A Classificação Pedológica dos solos em conjunto com metodologias desenvolvidas, tem sido utilizada na UFRGS com aplicação em cartografia geotécnica da Região Sul do Brasil. Em função dessa abordagem, o autor preocupa-se em detalhar a formação pedológica da área de estudo.

4.1.3 - Litologia

A rocha subjacente da área do campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha é um argilito. Existem controvérsias quanto a área de estudo pertencer a Formação Geológica Estrada Nova ou a

Formação Geológica Rio do Rasto. Ao que tudo indica, a área em estudo pertence a Formação Geológica Rio do Rasto, a qual data da era do Permiano Superior. A Formação Geológica Rio do Rasto é constituída por argilitos micáceos e siltosos, apresentando intercalações de lamitos calcíferos, de cores rosa, vermelha, esverdeada e, em menor proporção, cinza.

Dentro da Formação Pedológica Gravataí, nem toda a área possui argilitos da Formação Geológica Rio do Rasto. Existem contaminações do arenito da Formação Geológica Rosário do Sul e Formação Geológica Botucatu, além de seixos e matacões originados ou da Formação Geológica Serra Geral ou do Grupo Cambaí.

A análise da forma dos grãos de areia bem como sua granulometria sugerem que os horizontes superficiais são formados a partir da intemperização de Arenitos da Formação Botucatu.

4.1.4 - Localização e Ocorrência

O campo experimental da UFRGS está localizado na sub-estação da CEEE do município de Cachoeirinha, no acesso da Avenida Frederico Ritter ao loteamento Ritter. Suas coordenadas geográficas são 29°54'30"S e 51°05'30"WGr.

Os solos dessa unidade são encontrados nos municípios de Gravataí, Cachoeirinha, Esteio, Sapucaia, Novo Hamburgo, Santo Antônio, Porto Alegre e Canoas. Ocupam uma área de 690km², ou seja, 0.25% da área mapeada do Rio Grande do Sul.

4.1.5 - Elevação e Forma do Relevo

A região do campo experimental está na cota 47m enquanto que a Formação Gravataí está situada entre as cotas 40m e 60m.

A forma do relevo se classifica como ondulado a suave ondulado (2% a 10% de inclinação).

Os solos da Formação Gravataí ocupam as áreas do relevo ondulado, com coxilhas arredondadas, formando depressões onde situam-se solos hidromórficos.

4.1.6 - Condições Climáticas

A temperatura média anual nesta região anda em torno de 19.5°C podendo chegar a 32°C de média no mês mais quente, Janeiro, e a 9°C de média no mês mais frio, Julho.

A precipitação média anual está em torno de 1450mm. Ocorre, em média, um excedente máximo de 300mm em Agosto, Setembro e Outubro e em média uma deficiência máxima de 60mm nos meses de Abril, Maio e Novembro. As chuvas torrenciais podem alcançar 142mm em 24 horas. As geadas são freqüentes de Maio a Setembro. Períodos secos com déficit de umidade de 100mm ocorrem 6 vezes a cada 10 anos e déficit de 300mm, 1 vez a cada 10 anos. Os períodos secos são mais freqüentes entre os meses de Novembro a Março, segundo dados apresentados pelo boletim técnico número 30 do levantamento de reconhecimento dos solos do Rio Grande do Sul (1973).

4.1.7 - Vegetação

A vegetação nativa é caracterizada pelos campos grossos, com gramíneas comuns aos campos rio-grandense, do gênero *Paspalum* e *Andropogon*; ciperáceas, umbelíferas e verbenáceas. Nas áreas de solos Hidromórficos é comum o maricá (*Mimosa bimucronata*).

Na zona onde se localiza o perfil de solo estudado se encontram áreas de reflorestamento com o eucalipto (*Eucalyptus citriodora*) e pinos (*Pinus eliotis*).

4.1.8 - Descrição do Perfil de Solo

O perfil de solo estudado possui 5 horizontes pedológicos descritos a seguir:

horizonte A: profundidade de 0,00m a 0,60m; cor bruno-escuro (7.5YR 3/2, na umidade e estrutura de campo);

*Estrutura moderada*³, subangular, pequena (10mm); ligeiramente pegajoso, ligeiramente plástico; transição gradual e plana para o horizonte AB; raízes abundantes; fração areia composta por grãos muito arredondados (praticamente esféricos); solo muito poroso, poros macroscópicos e interligados.

horizonte AB: profundidade de 0,60m a 1,75m; cor transicionando gradualmente do bruno-escuro (7.5YR 3/2) até o vermelho-escuro (2.5YR 3/5) possuindo uma cor bruno-avermelhado escuro (5YR 3/3) à profundidade de 1,50m; estrutura moderada, subangular, pequena (8mm); ligeiramente pegajoso, ligeiramente plástico (mais plástico que o horizonte A); transição gradual e plana para o horizonte B; poucas raízes; fração areia composta por grãos muito arredondados (praticamente esféricos) constituindo uma continuidade pedogenética do horizonte sobrejacente. Há presença de concreções de óxido de ferro muito pequenas (em torno de 0,5mm).

horizonte B: profundidade de 1,75m a 3,00m; cor vermelho-escuro (2.5YR 3/5); estrutura moderada, subangular, pequena (8mm); pegajoso, ligeiramente plástico; transição abrupta e de forma sinuosa para o horizonte CB; sem presença de raízes; fração areia composta por grãos muito arredondados (praticamente esféricos) constituindo uma continuidade pedogenética do horizonte sobrejacente. Há presença de

³Estrutura moderada - é definida como uma estrutura caracterizada por grumos bem formados, facilmente distinguíveis e moderadamente duráveis, porém não distinguíveis em solos amolgados com a mão. Quando amolgado seus grumos se quebram.

concreções de óxido de ferro (petroplintita) muito pequenas (0,5mm de diâmetro).

horizonte CB: profundidade de 3,00m a 5,50m; cor vermelho (2.5YR 4/7) com mosqueado abundante (40%) médio (diâmetro 10mm) proeminente (diferente da cor de fundo) bruno muito claro acinzentado (10YR 7/4); estrutura maciça; muito pegajosa, plástica; transição abrupta e de forma sinuosa para o horizonte C; sem presença de raízes. Predomina fração silte à argila, não possui fração areia, constituindo uma continuidade pedogenética do horizonte subjacente. Há presença de nódulos ferruginosos (plintita) de grande diâmetro (10mm) dispostos de forma heterogênea na massa de solo.

horizonte C: profundidade de 5,50m a 8,00m+; cor cinzento claro (N 8/) com mosqueado abundante (25%), laminar pequeno (menor que 1mm de espessura), proeminente, vermelho muito escuro (7.5R 2/3); Estrutura maciça⁴; muito pegajoso, plástico. Predomina fração silte à argila, não possui fração areia, constituindo uma descontinuidade pedogenética do horizonte subjacente.

4.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

4.2.1 - Granulometria

Foram realizados ensaios granulométricos dos 5 horizontes Pedológicos que constituem o perfil de solo encontrado em Cachoeirinha. Para cada horizonte pedológico foram realizados ensaios com e sem defloculante. Os resultados podem ser vistos nas Figuras 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6 que correspondem aos

⁴Estrutura maciça - sem formação de grumos.

horizontes A, AB, B, CB, C e todos horizontes, respectivamente.

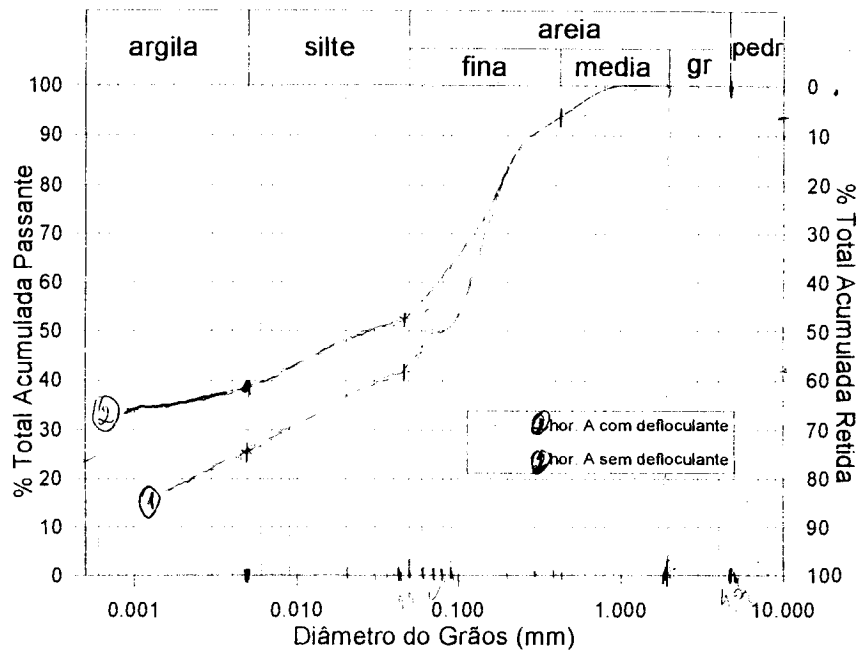


Figura 4.1 - Granulometria do horizonte A, profundidade 0.5m. Amostra retirada do furo de trado TR em Julho de 1993 (ver levantamento topográfico).

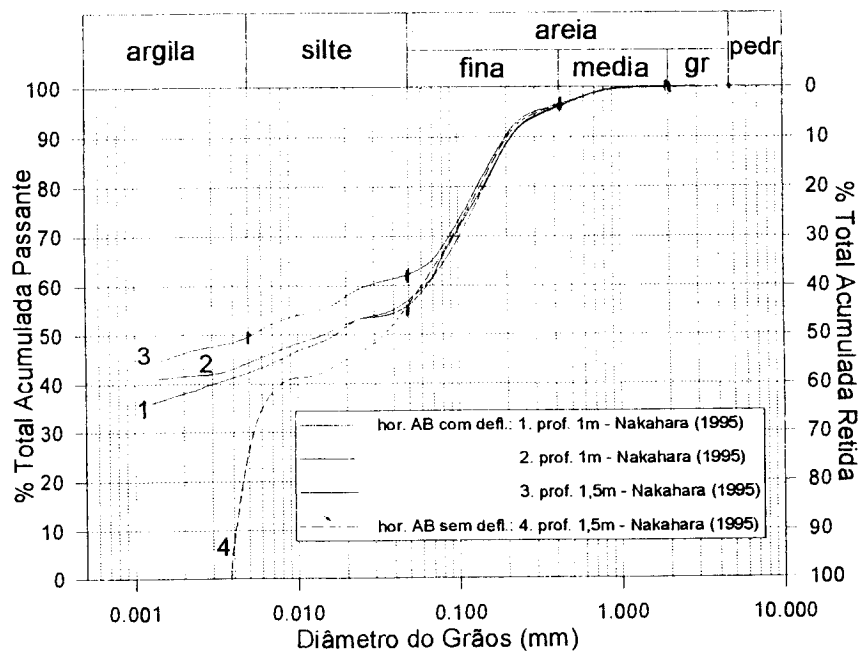


Figura 4.2 - Granulometria do horizonte AB, profundidade 1m e 1.5m, (Nakahara, 1995).

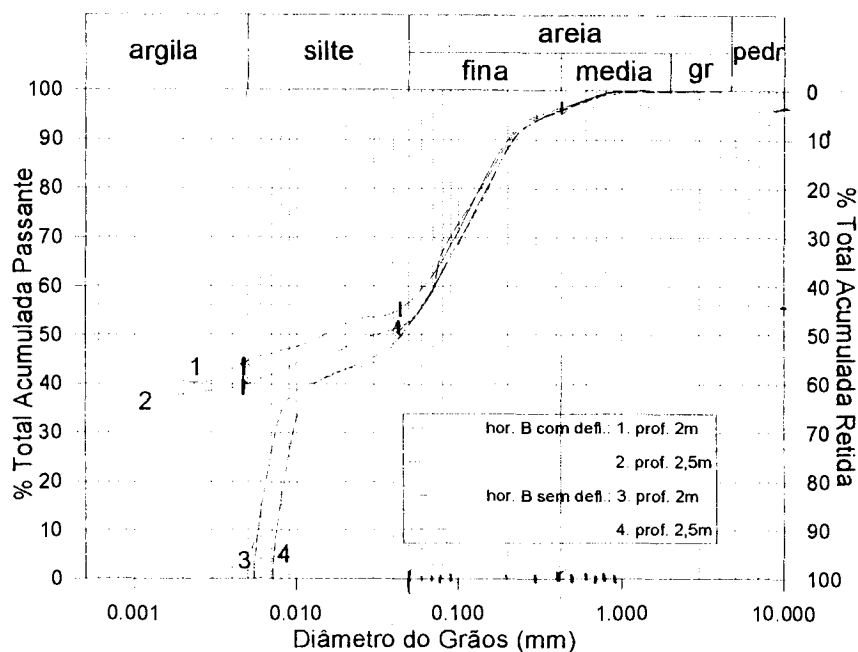


Figura 4.3 - Granulometria do horizonte B, profundidade 2m e 2.5m. Amostra retirada do furo de trado TR em Julho de 1993 (ver levantamento topográfico).

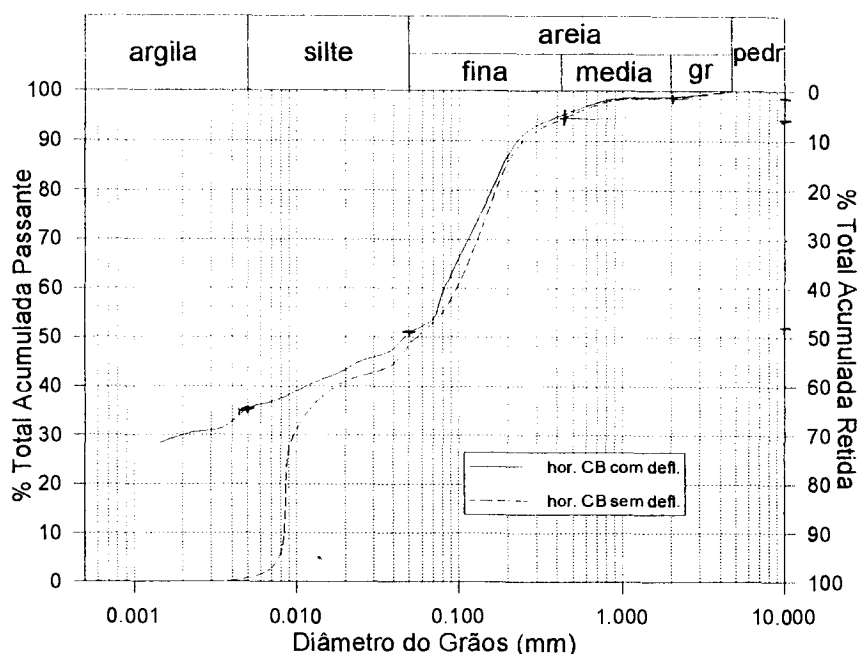


Figura 4.4 - Granulometria do horizonte CB, profundidade 4m, amostra retirada do furo de trado TR em Julho de 1993 (ver levantamento topográfico).

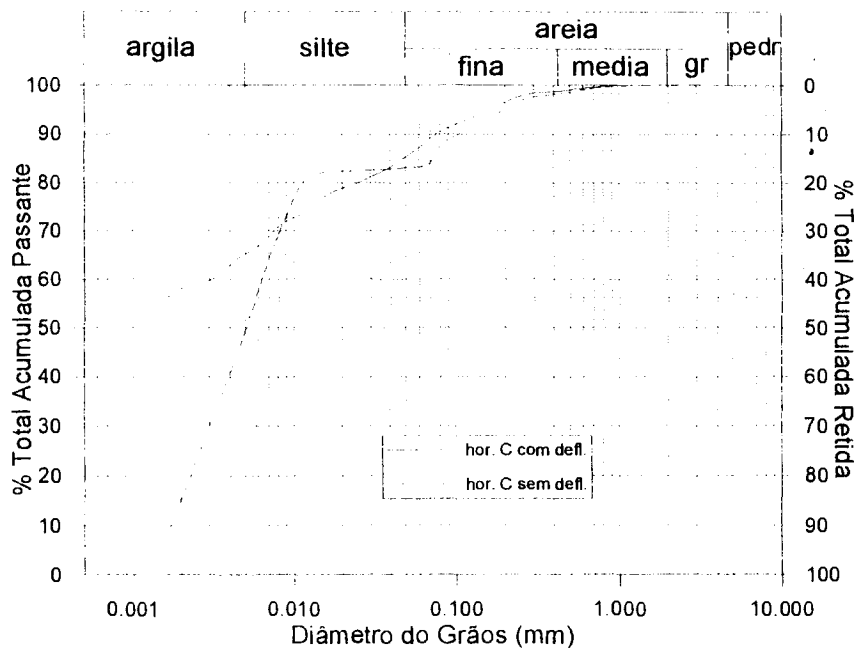


Figura 4.5 - Granulometria do horizonte C, profundidade 6m. Amostra retirada do furo de trado TR em Julho de 1993 (ver levantamento topográfico).

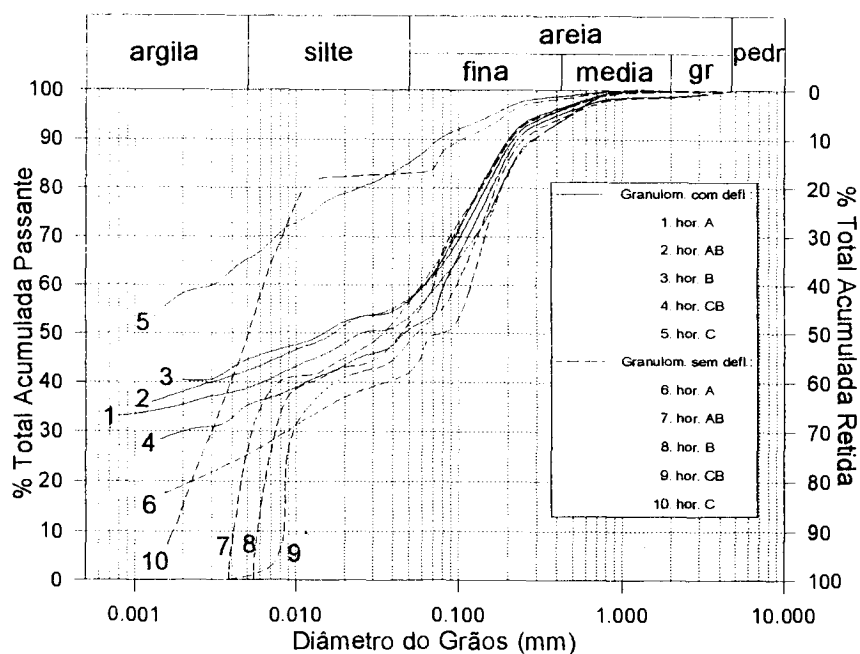


Figura 4.6 - Granulometria dos horizontes A, AB, B, CB e C.

Analisando as curvas granulométricas pode concluir-se que o horizonte A sofreu o processo de eluviação⁵, o que lhe confere uma porcentagem de areia maior do que a dos outros horizontes pedológicos. Este fato também favorece a formação de uma estrutura bastante porosa (poros macroscópicos) ao horizonte A.

O horizonte AB sofreu um processo de iluviação⁶, o que lhe conferiu uma estrutura menos porosa que a do horizonte A e uma porcentagem de argila maior do que as do horizonte A e do horizonte B.

Também pode ser evidenciado que o horizonte CB, embora com características visuais e mecânicas semelhantes as do horizonte C, se originou da evolução pedológica do horizonte B através do processo de formação de concreções ferruginosas.

A análise da forma da curva granulométrica e da porcentagem de argila que constitui o horizonte C aliada as características táteis visuais observadas em campo, levam a crer que o horizonte C é o único horizonte formado a partir da intemperização da rocha mãe (argilito).

4.2.2 - Limites de Atterberg e Teor de umidade

Amostras deformadas foram retiradas a cada 25cm de profundidade com o objetivo de descrever detalhadamente o perfil de solo encontrado no campo experimental de Cachoeirinha. Essas amostras foram retiradas no mês de Julho de 1993 durante um período de poucas chuvas.

Foram determinados os teores de umidade de campo e realizados ensaios de limites de consistência. Valores do grau de saturação foram estimados a partir de dados de índice de vazios obtidos por Matos (1989) e Nakahara (1995). Os resultados são apresentados na Figura 4.7, onde se verifica a mudança do teor de umidade com a troca de horizonte pedológico. A diminuição do grau de saturação a medida que se aproxima da superfície do terreno

⁵Eluviação - processo de lixiviação dos minerais argilosos.

⁶Iluviação - processo de deposição de materiais argilosos provenientes de outros horizontes pedológicos.

indica a presença de um processo de ressecamento superficial (que ocorre no horizonte A).

4.2.3 - Atividade Coloidal e Classificação Unificada

Skempton (1953), ao estudar as propriedades das argilas, definiu um índice para determinar a atividade das mesmas. Segundo Skempton (1953), a atividade seria definida como:

$$I_a(\text{atividade}) = \frac{IP}{\% \text{argila} < 2\mu} \quad (4.1)$$

Um resumo da classificação da atividade das argilas, proposta por Skempton (1953), pode ser observada na Tabela 4.1. Vargas (1985) combinou a plasticidade de Casagrande e a atividade de Skempton para determinar as características expansivas de alguns solos brasileiros. Na Figura 4.8, apresenta-se a carta de plasticidade (consagrada na literatura de solos sedimentares) proposta por Casagrande, que é utilizada na classificação unificada de solos.

Tabela 4.1 - Classificação da atividade de argilas, segundo Skempton (1953).

| CLASSIFICAÇÃO DE Skempton (1953) | ATIVIDADE DA ARGILA (Ia) |
|----------------------------------|--------------------------|
| argilas sem atividade | Ia < 0.75 |
| argilas normais | 0.75 < Ia < 1.25 |
| argilas ativas | Ia > 1.25 |

A classificação unificada dos horizontes pedológicos de Cachoeirinha pode ser visto na Figura 4.8 e Tabela 4.2. Nota-se que horizontes pedológicos com comportamento diferenciados (horizonte A e CB, por exemplo) são classificados, segundo essa metodologia, como mesmo tipo de solo. Conclusão semelhante chegaram Dias & Gheling (1986) em estudo realizado em solos coesivo-friccionais do Sul do Brasil.

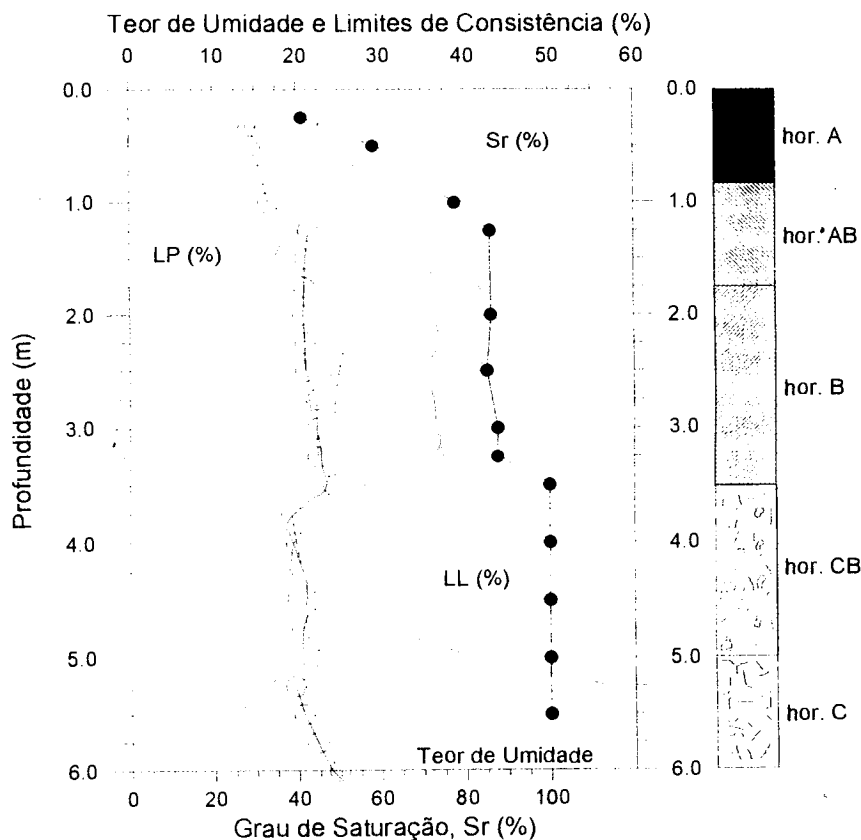


Figura 4.7 - Perfil de umidade, limites de consistência e grau de saturação de amostras retiradas em Julho de 1993.

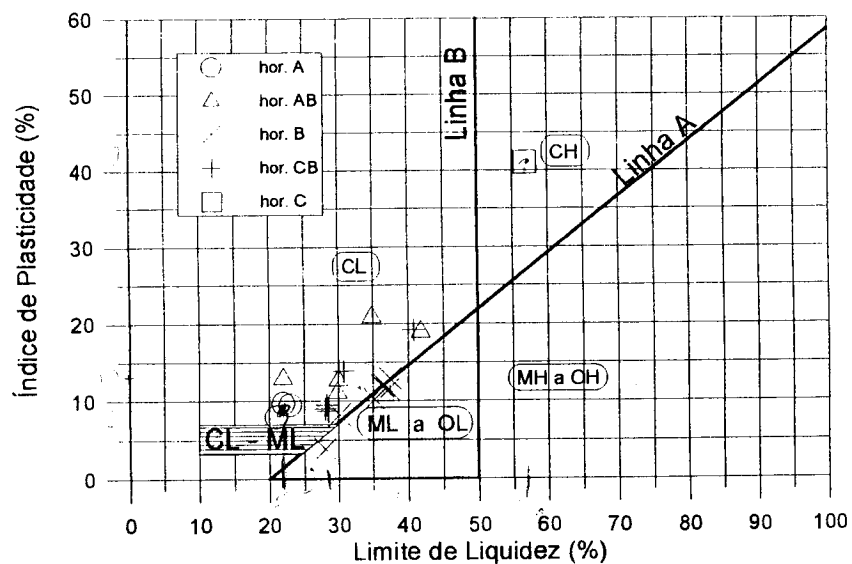


Figura 4.8 - Carta de plasticidade proposta por Casagrande para solos sedimentares - Classificação Unificada dos horizontes pedológicos do Campo Experimental de Cachoeirinha/RS.

A Figura 4.9 mostra que, segundo o gráfico combinado proposto por Vargas (1985), os solos de Cachoeirinha possuem baixa atividade e não apresentam problema de expansibilidade. Nessa figura também pode ser notado que o horizonte C não guarda as mesmas características dos horizontes subjacentes. Esse fato, aliado aos padrões diferenciados das curvas granulométricas observados entre o horizonte C e os horizontes subjacentes, reforça a hipótese de que este horizonte não constitui uma continuidade na evolução pedológica dos horizontes subjacentes.

Tabela 4.2 - Classificação Unificada dos horizontes pedológicos do Campo Experimental de Cachoeirinha/RS.

| horizonte pedológico | Profundidade (m) | Classificação Unificada |
|----------------------|------------------|-------------------------|
| A | 0,00 - 0,60 | CL |
| AB | 0,60 - 1,75 | CL |
| B | 1,75 - 3,00 | CL-ML |
| CB | 3,00 - 5,50 | CL |
| C | 5,50 - 8,00+ | CH |

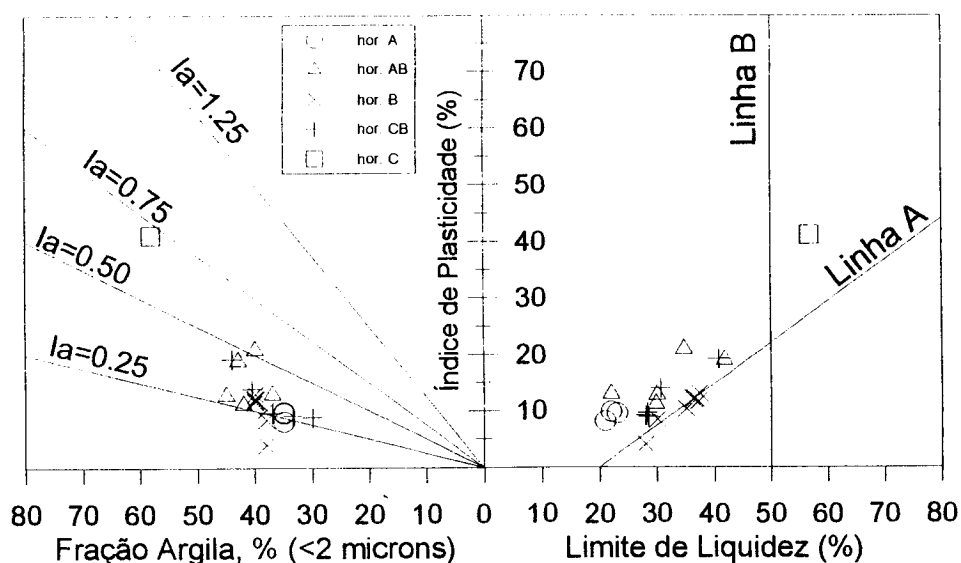


Figura 4.9 - Combinação da plasticidade de Casagrande com a atividade coloidal de Skempton para determinar características expansivas nos diversos horizontes pedológicos de Cachoeirinha.

4.3 - ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Muitos autores tem estudado os diversos horizontes que constituem o perfil de solo do campo de Cachoeirinha. Um resumo dos parâmetros obtidos é apresentado na Tabela 4.3.

Segundo Dias (1987), os solos pertencentes à Unidade Geotécnica a qual faz parte o campo experimental de Cachoeirinha são bastante heterogêneos com respeito as propriedades geotécnicas. Valores médios de c e ϕ de ensaios de cisalhamento direto realizados por Dias (1987) para os diferentes horizontes estudados são apresentados na Tabela 4.3, juntamente com os ensaios de cisalhamento direto realizados por Meksraitis (1988) e Matos (1989) que também ressaltam a heterogeneidade dos solos encontrados em Cachoeirinha.

Esses fatos estão de acordo com os ensaios de cone elétrico realizados no local, os quais demonstraram uma variabilidade de até 100% nos valores de q_c conforme discutido posteriormente no item 4.5.

Da análise dos valores dos parâmetros de ensaio de cisalhamento direto é possível obter algumas informações geotécnicas de interesse. O ângulo de atrito não varia significativamente (com exceção dos valores encontrados para o horizonte A). A hipótese de que o ângulo de atrito não varia significativamente com o aumento da sucção vem sendo utilizado por diversos autores na interpretação de solos não saturados (Fredlund & Morgenstern, 1976 e 1977; Fredlund et al., 1978; Fredlund, 1979 e Escário & Sáez, 1986). No entanto, Escário (1988) e Fredlund (1989) observaram, em estudos de solos coesivo-friccionais submetidos a sucção, que existe uma variação dos parâmetros c e ϕ com diferentes níveis de sucção.

A variação do intercepto coesivo é bastante significativa. Isso se deve, provavelmente, a principalmente 3 fatores: heterogeneidade do solo, variação da sucção de acordo com o teor de umidade do solo (Fredlund et al. 1978; Alonso et al., 1990; Wheeler & Sivakumar, 1992 entre outros) e variações no grau de cimentação.

4.4 - SONDAGENS SPT

Meksraitis (1988) e Matos (1989) realizaram um total de 3 sondagens SPT no campo experimental de Cachoeirinha, das quais 2 correspondem a sondagens executadas em tempo seco (S1 e S2) e uma executada após chuvas torrenciais (S3). Resultados dessas sondagens podem ser observadas na Figura 4.11 junto com sua localização (Figura 4.10).

Examinando detalhadamente os resultados de SPT pode-se verificar que os valores de N_{SPT} da sondagem S3 estão abaixo dos correspondentes às sondagens S1 e S2. Esse fato pode ser atribuído a heterogeneidade espacial do subsolo. Porém, sugere-se que o aumento de umidade devido a chuvas intensas reduz a sucção do solo diminuindo sua resistência ao cisalhamento. Esse fato pode ser evidenciado pelo aumento do N.A. da sondagem SPT S3 realizada por Matos (1989). Como consequência, há uma diminuição do valor N_{SPT} observado (sondagem S3).

Tabela 4.3 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados no campo experimental de Cachoeirinha.

* Fortemente dependente da tensão confinante

| | AUTOR | Sr () | w () | TIPO ENSAIO | PICO | | VOLUME CONSTANTE | |
|----------|----------------------|-----------|-----------------|-----------------------------------|---------|----------------|------------------|----------------|
| | | | | | C (kPa) | ϕ (graus) | C (Kpa) | ϕ (graus) |
| hor A | DIAS (1987) | - | - | inundado (valores méd.) | - | - | 7 | 26 |
| | | 57 | 15,3 | umidade natural (valores méd.) | - | - | 17 | 30 |
| | MEKSRAITIS (1988) | * | * | umidade natural | 20 | 22.6 | 10.0 | 30.2 |
| | | * | * | solo X argam. | - | - | 10.0 | 29.1 |
| | MATOS (1989) | 36,7 | 22,6 | umidade natural | 22.7 | 27.1 | 18.0 | 27.6 |
| AVERBECK | 57 | 13,3 | umidade natural | 25 | 26 | 5.5 | 41 | |
| hor B | DIAS (1987) | 67 | 22,8 | umidade natural | - | - | 31 | 27 |
| | | - | - | inundado | - | - | 22 | 26 |
| | MATOS (1989) | 49,2 | 21,1 | umidade natural | 26.1 | 26.2 | 20.0 | 26.6 |
| - | | - | inundado | 18,5 | 23,5 | 10,1 | 27,6 | |
| hor CB* | MATOS (1989) | - | - | inundado | 30.5 | 48.2 | 20.5 | 35.9 |

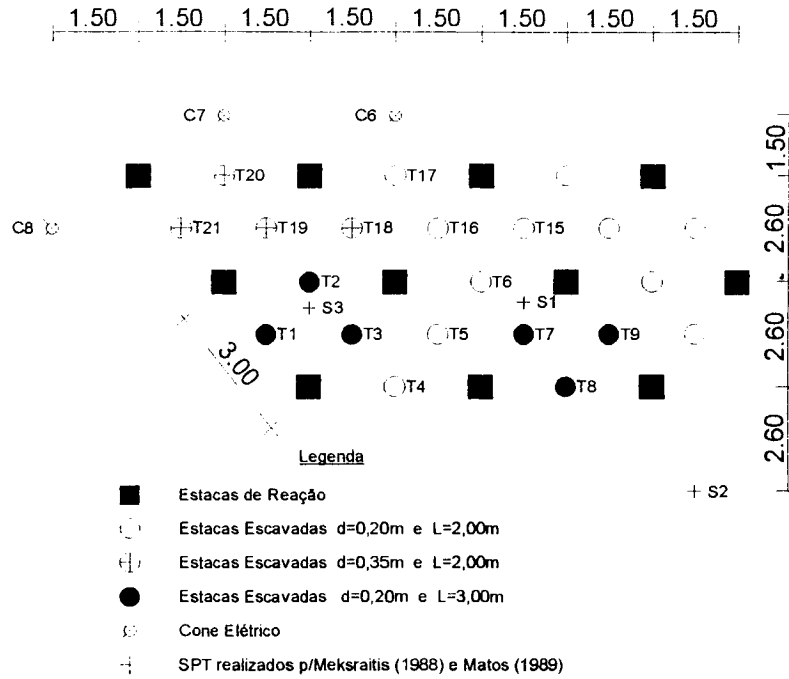


Figura 4.10 - Localização das estacas escavadas ensaiadas, sondagens SPT (Meksraitis, 1988 e Matos, 1989) e de cone elétrico realizadas no campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha.

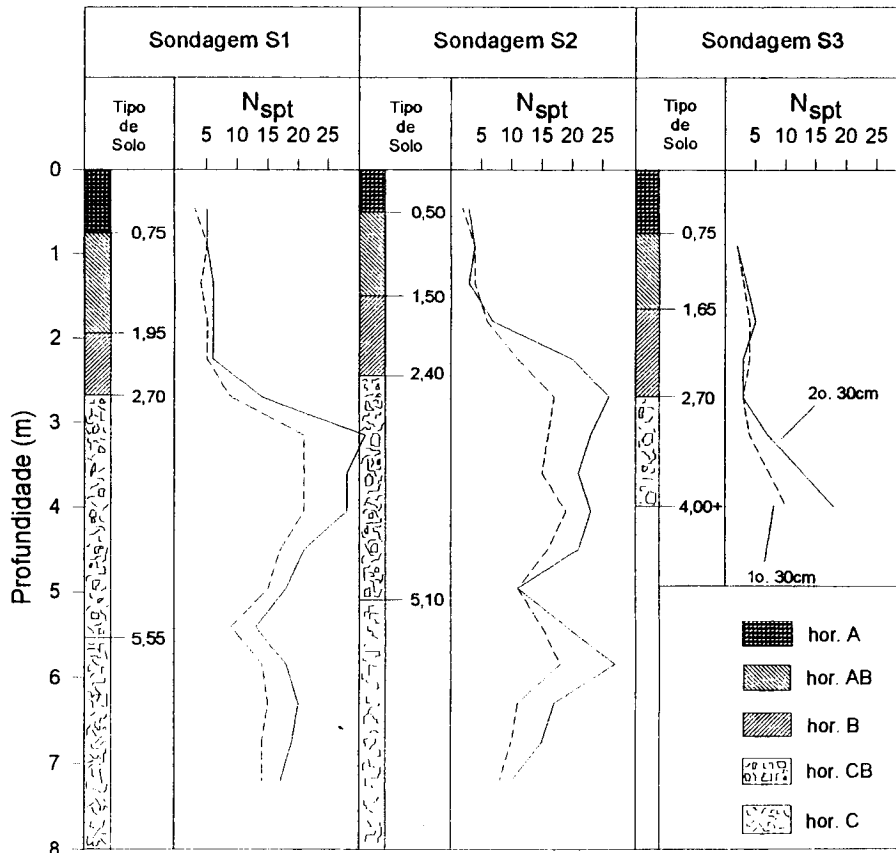


Figura 4.11 - Sondagens SPT executadas por Meksraitis (S1 e S2) e Matos (S3), no campo experimental da UFRGS.

4.5 - SONDAGENS DE CONE ELÉTRICO

Foram realizados 8 ensaios de cone elétrico no campo experimental de Cachoeirinha, utilizando o equipamento descrito no Capítulo 3. A localização desses ensaios (C1 até C8) pode ser vista no Anexo 1 (levantamento topográfico do campo de provas da UFRGS). Os 8 ensaios foram separados em 4 grupos, escolhidos pela proximidade e topografia do terreno. Os resultados de cone elétrico podem ser vistos nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 nas quais os valores de q_c , f_s e FR são graficados em função da profundidade. FR ("friction ratio") é definido como o cõiciente entre f_s (atrito lateral medido na luva do cone) e q_c (resistência de ponta medida no ensaio de cone) expresso em porcentagem.

Perfis típicos de ensaios de cone realizados em uma mesma cota estão graficados na Figura 4.15 na qual os resultados dos ensaios de cone elétrico mostram a *heterogeneidade*⁷ do perfil de solo estudado. Esse fato está de acordo com os resultados dos ensaios de placa (Cudmani, 1994) e provas de carga (Meksraitis, 1988; Matos, 1989 e Ramires, 1993) realizados neste solo, os quais apresentaram uma dispersão significativa.

Diversas informações podem ser obtidas a partir da simples análise do perfil de cone elétrico, as quais apresentam as seguintes vantagens:

a) precisão na determinação da variabilidade das características de resistência do subsolo;

b) repetibilidade do ensaio;

c) determinação quantitativa de propriedades de resistência: horizonte A com q_c médio de 1.5MPa e f_s médio de 50kPa; horizonte AB e B com q_c médio de 1.0MPa e f_s médio de 50kPa; horizonte CB com q_c médio de 5.5MPa e f_s médio de 250kPa; e horizonte C com q_c médio de 2.75MPa e f_s médio de 95kPa;

d) determinação da estratigrafia do subsolo.

⁷Solo heterogêneo - que possui grande variabilidade de resultados dos ensaios realizados a uma mesma profundidade.

Na Figura 4.15 são apresentados 5 perfis de cone elétrico mostrados conjuntamente (agrupados pela semelhança de cota topográfica) com o objetivo de demonstrar os aspectos acima relacionados (em particular os itens a, b, c e d). As mudanças de horizontes são claramente indicadas em cada ensaio através da variação das magnitudes da resistência de ponta e atrito lateral. Surpreendente, no entanto, é a evidência de que a razão entre f_s e q_c (razão de atrito, FR) é praticamente insensível à mudança de horizonte pedológico.

Dois cortes esquemáticos foram feitos a partir dos dados de cone elétrico com o objetivo de fornecer um perfil de estratigrafia do campo de provas que podem ser vistos nas Figuras 4.16 e 4.17, onde nota-se a variação das espessuras dos horizontes pedológicos. Para facilitar a interpretação, os dados de cone elétrico foram agrupados pela proximidade ou pela igualdade de cota topográfica, onde as espessuras dos horizontes pedológicos permanecem aproximadamente constantes.

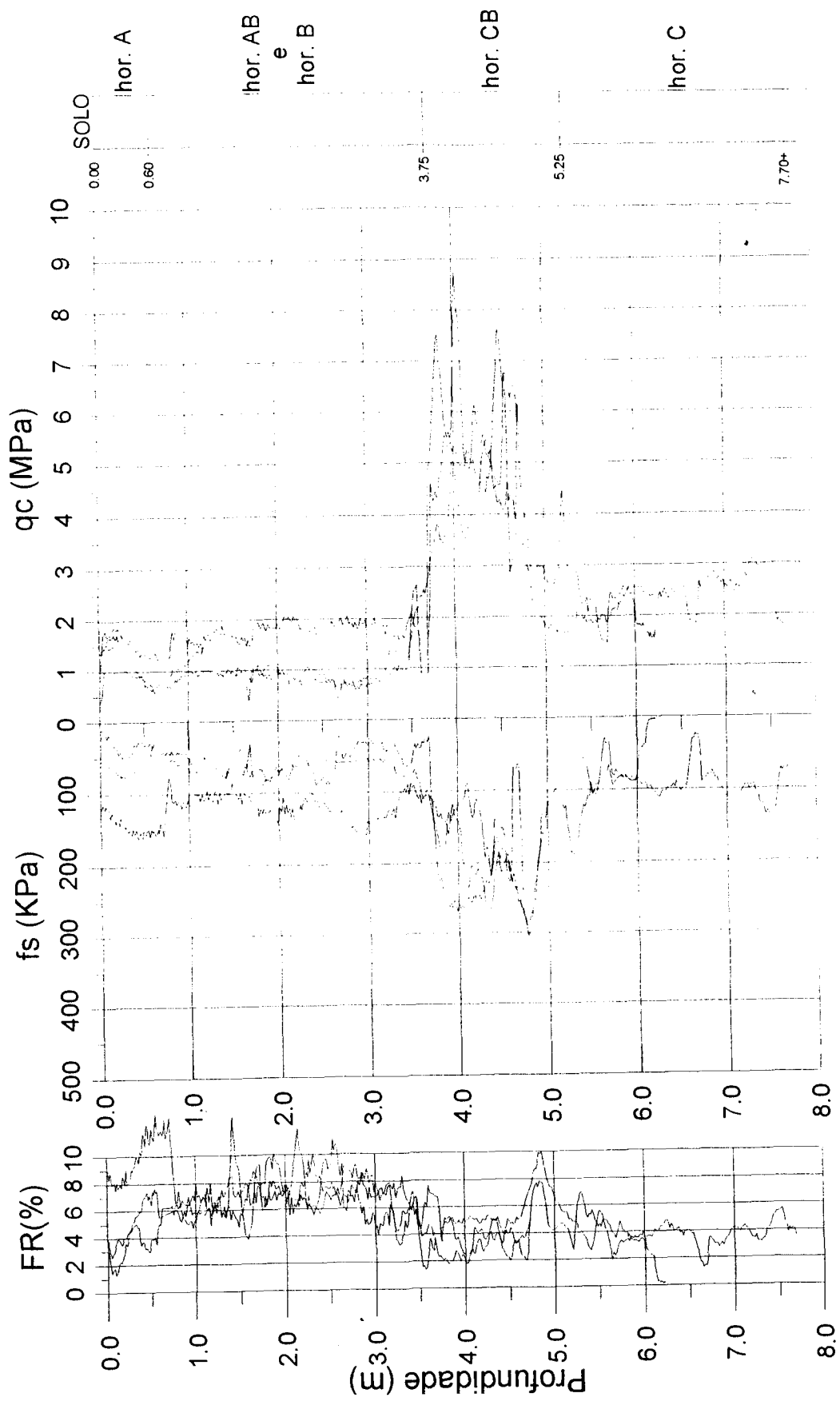


Figura 4.12 - Ensaios C1, C2 e C3 de cone elétrico realizados em Cachoeirinha.

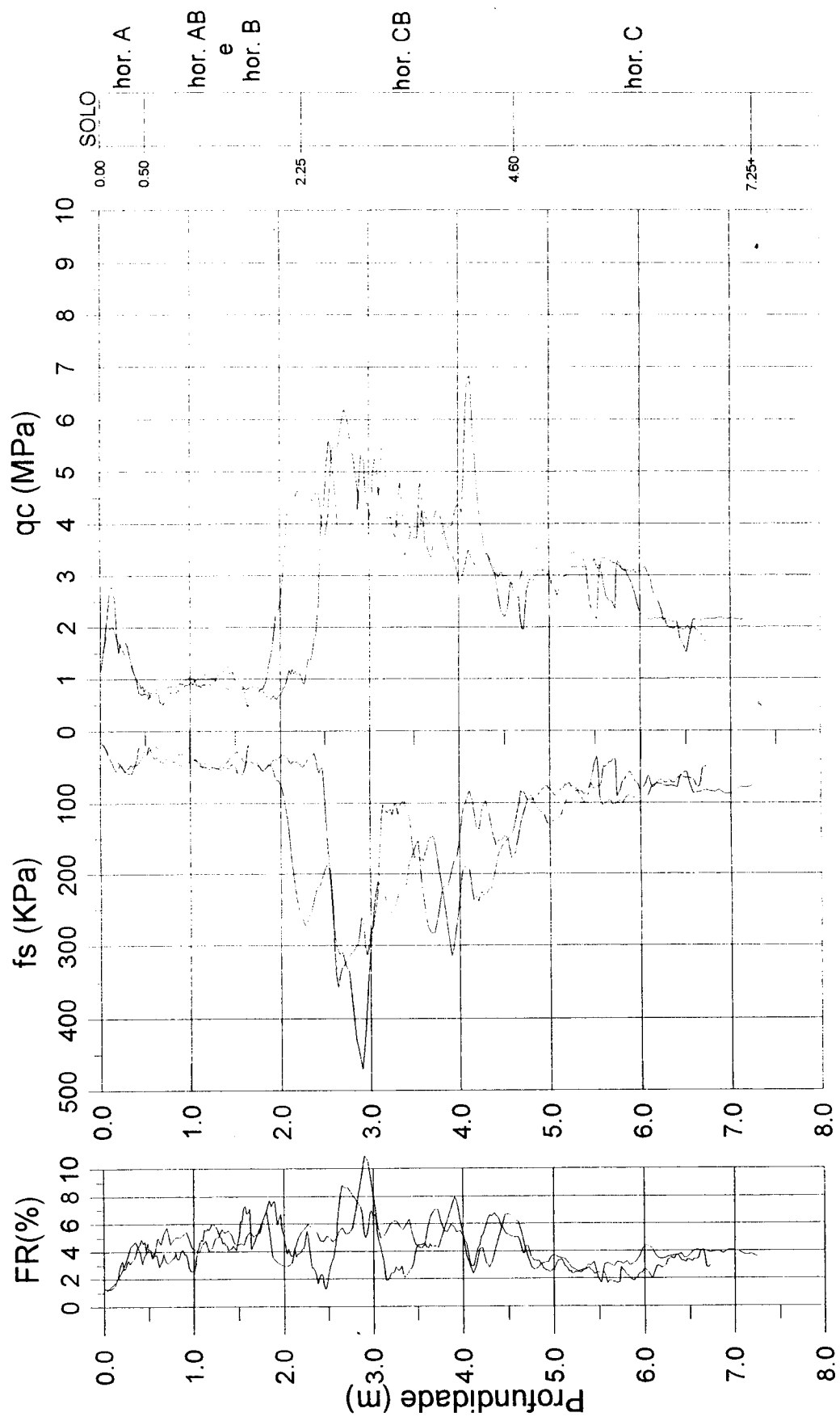


Figura 4.13 - Ensaaios C4 e C5 de cone elétrico realizados em Cachoeirinha.

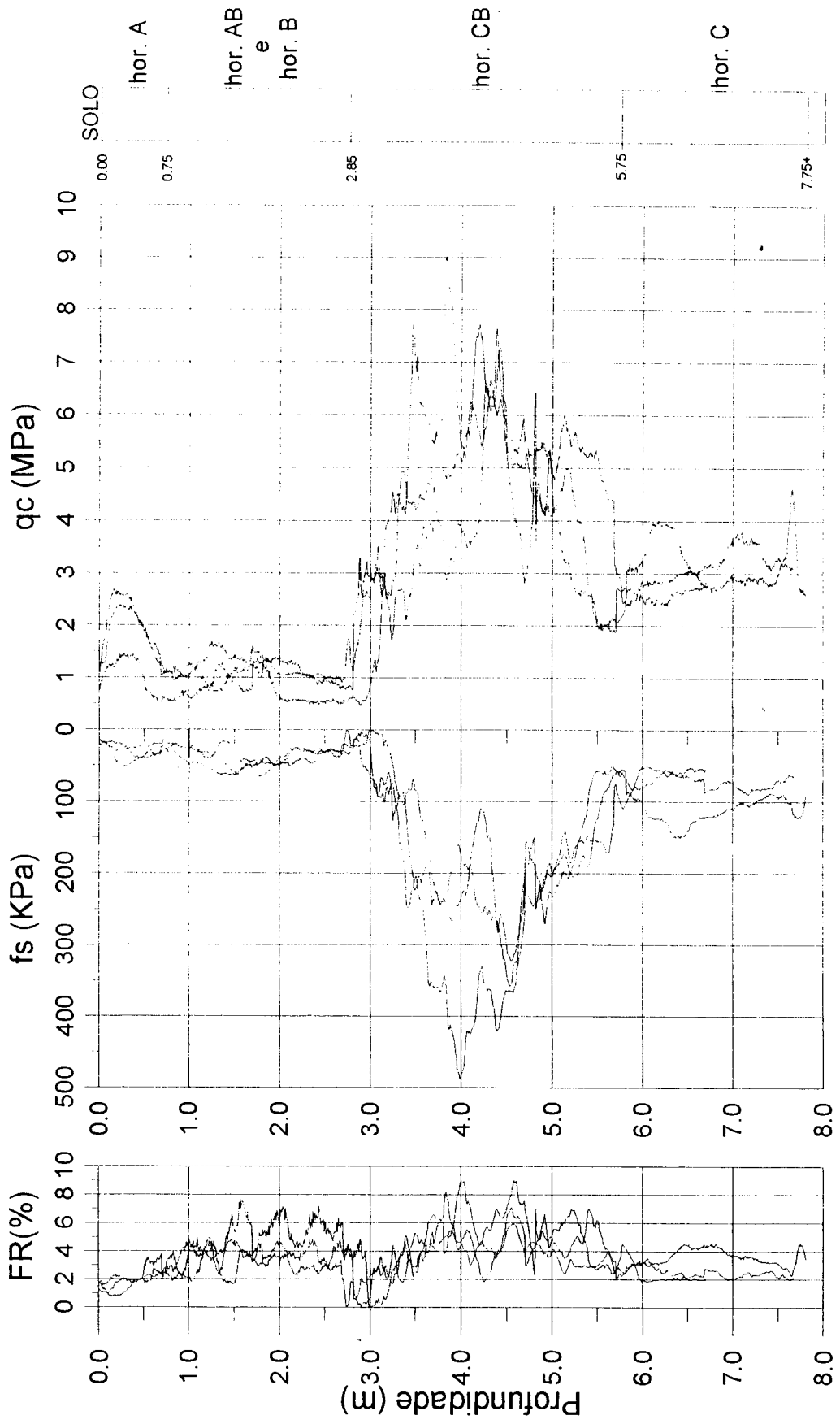


Figura 4.14 - Ensaaios C6, C7 e C8 de cone elétrico realizados em Cachoeirinha.

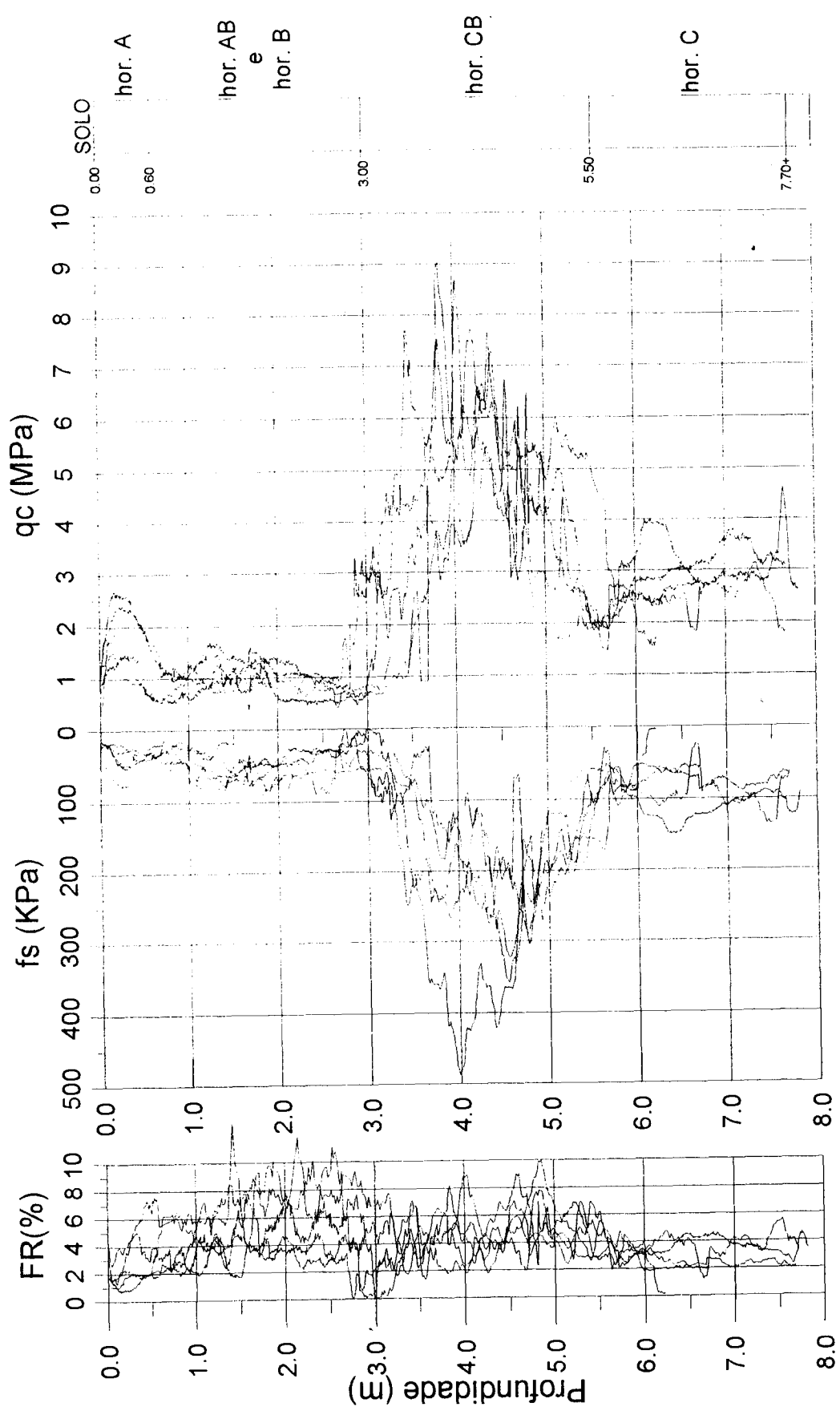


Figura 4.15 - Perfis típicos (C2, C3, C6, C7 e C8) de cone elétrico realizados em Cachoeirinha.

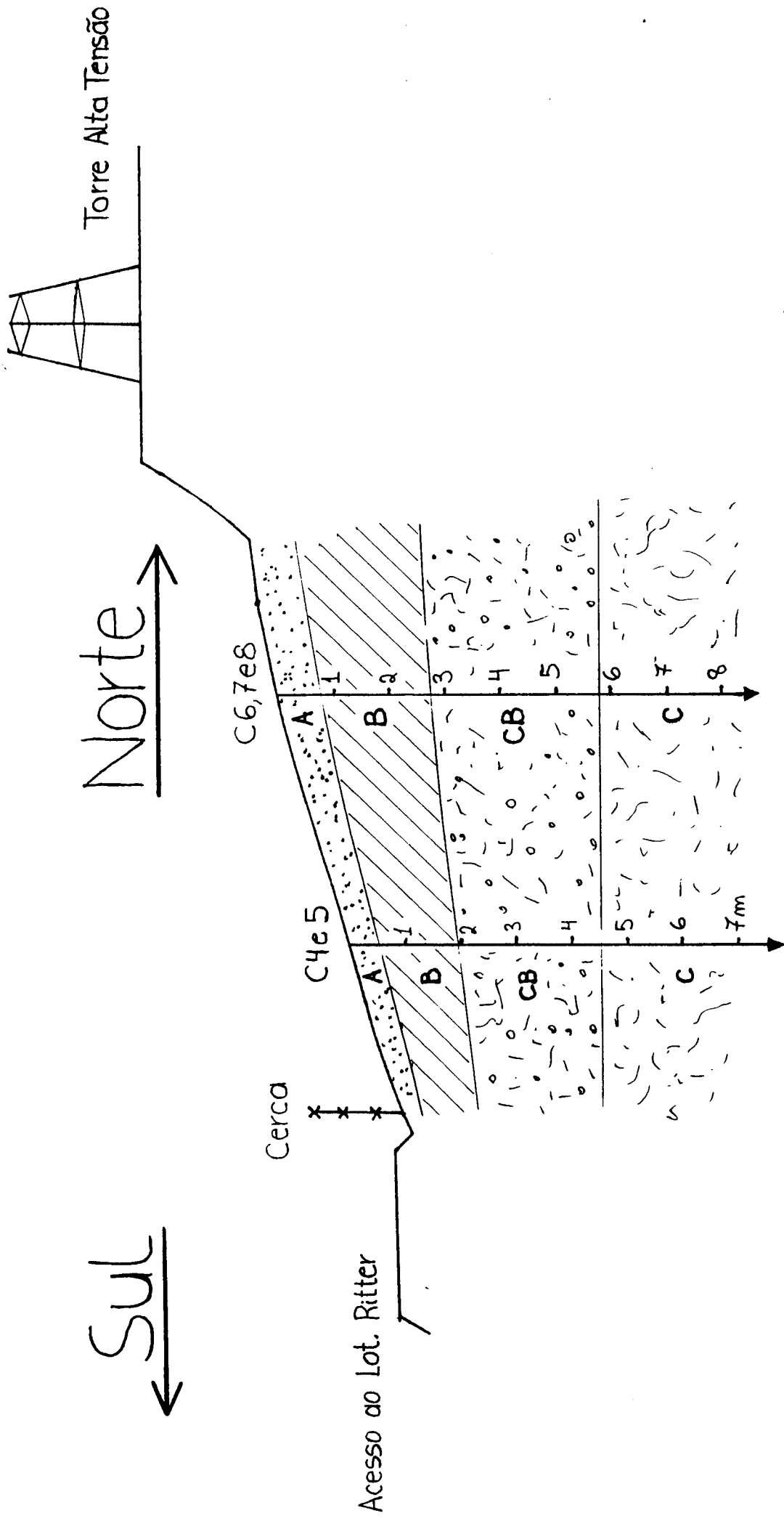


Figura 4.16 - Corte estratigráfico Norte-Sul do campo de provas da UFRGS em Cachoeirinha, obtido através do cone elétrico.

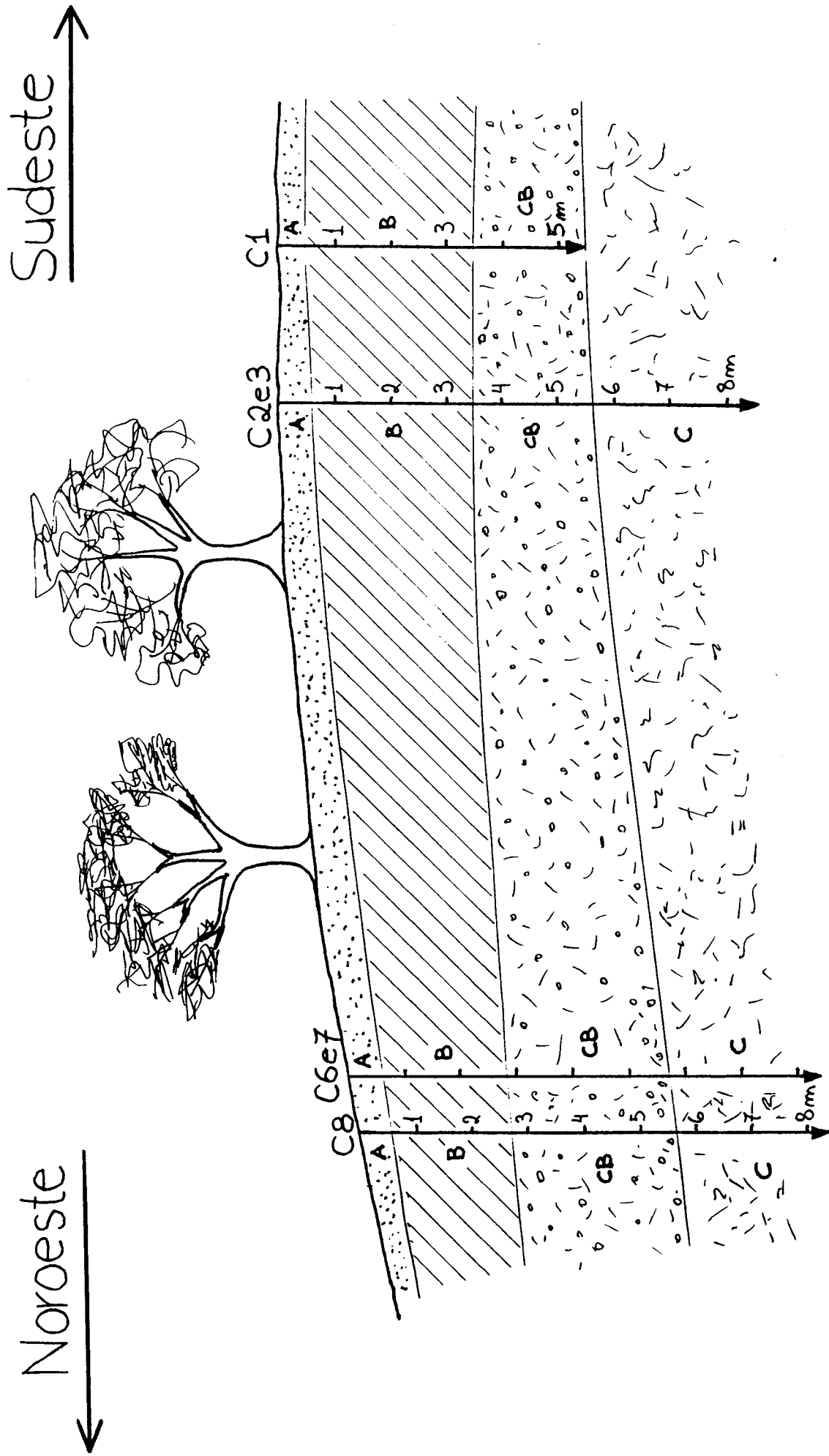


Figura 4.17 - Corte estratigráfico Noroeste-Sudeste do campo de provas da UFRGS em Cachoeirinha, obtido através do cone elétrico.

4.6 - OUTROS ENSAIOS REALIZADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL

Meksraitis (1988), Matos (1989) e Ramires (1993) realizaram ensaios de prova de carga em estacas escavadas enquanto que Luzzardi (1987) realizou provas de carga em sapatas quadradas.

Além dos ensaios acima citados, foram realizados ensaios de placa (diâmetro de 30, 45 e 60cm) a diversas profundidades por Cudmani (1994). Mántaras (1995) e Nakahara (1995) realizaram ensaios pressiométricos utilizando o pressiômetro de Ménard. Prezzi (1990) realizou ensaios de cone mecânico.

Resultados de cone elétrico (CPTe), SPT, cone mecânico (CPTM) e ensaios pressiométricos estão apresentados na Figura 4.18, na qual faz-se uma comparação entre as medidas de resistência de ponta do cone elétrico e mecânico (q_c), número de golpes do SPT (N_{spt}) e da pressão limite de expansão do pressiômetro de Ménard (PL), obtidos em ensaios realizados no campo experimental (Cachoeirinha) por diversos autores. Cabe salientar que a os valores correspondente a média de q_c dos 5 ensaios de cone mecânico realizados por Prezzi (1990) estão graficados na Figura 4.18.

É possível observar que os quatro tipos de ensaios fornecem resultados semelhantes em termos da variação da resistência com a profundidade, porém o ensaio de cone elétrico fornece informações mais detalhadas das variações pontuais na resistência à penetração e transição de propriedades entre horizontes. É reconhecido o potencial do cone elétrico na identificação espacial da variabilidade das condições do subsolo em depósitos sedimentares, e esse potencial é igualmente relevante na identificação da heterogeneidade vertical e espacial das propriedades de resistência de solos coesivo-friccionais.

Como seria de se esperar, o cone elétrico e o cone mecânico fornecem resultados muito semelhantes divergindo apenas na camada de solo correspondente a crosta superficial ressecada.

Um outro aspecto importante que surge da comparação entre os resultados obtidos pelos ensaios de cone elétrico, SPT e pressiômetro de Ménard, refere-se à validade de se estabelecer correlações do tipo q_c/N_{spt} ou q_c/PL .

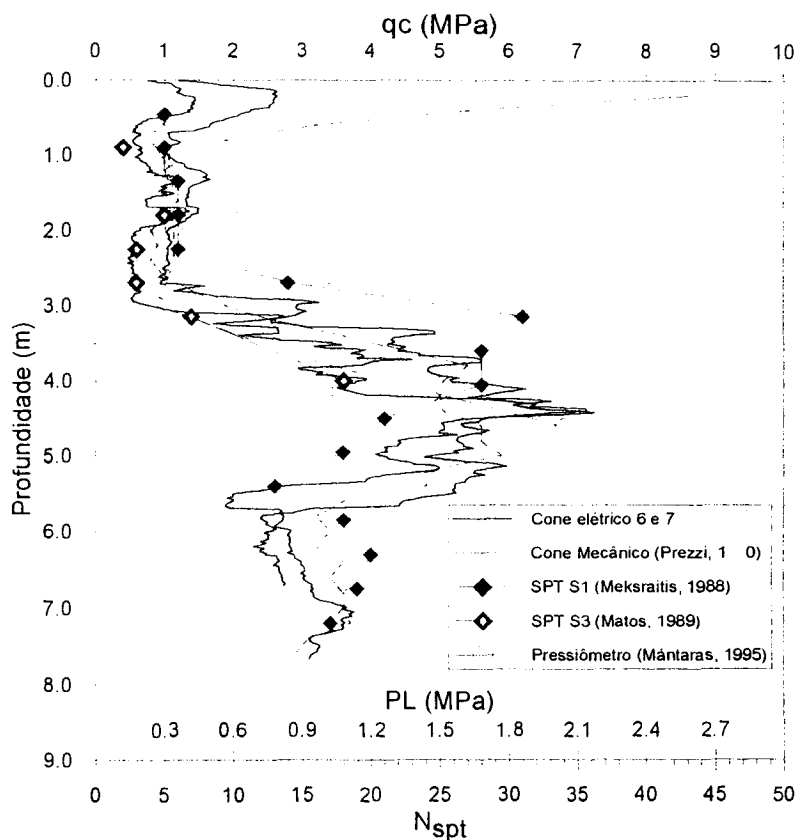


Figura 4.18 - Comparação dos ensaios de cone elétrico, cone mecânico, SPT e pressiômetro de Ménard realizados no campo de provas da UFRGS.

Uma grande dispersão da relação q_c / N_{spt} é relatada na literatura internacional (Burland & Burbidge, 1985; Robertson et al., 1982). Segundo Milititsky & Schnaid (1995), além das características e condições do solo no qual se realiza o SPT, os seguintes fatores influenciam no valor N_{spt} : Técnica de escavação (método de estabilização, método de escavação e dimensões da escavação), equipamento utilizado (tipo de martelo, dimensões das hastes e tipo de amostrador) e procedimentos de ensaio (cravação dos primeiros 150mm e velocidade de aplicação dos golpes). Os trabalhos de Skempton (1986), Kovacs et al. (1984), Schmertmann & Palacios (1979), Robertson et al. (1983), Nishizawa et al. (1982), Liang (1983), Yoshimi & Tokimatsu (1983) e Seed et al. (1985) comprovam a influência desses fatores no resultado do ensaio SPT.

Em solos coesivo-friccionais, além dos fatores acima

citados, a variação de propriedades de resistência, ocasionada pela influência da sucção e presença de concreções de óxido de ferro, afeta diferentemente os resultados dos valores de q_c e N_{spt} , produzindo uma variabilidade ainda maior do cociente q_c/N_{spt} (Tabela 4.4). A transposição de valores de q_c para N_{spt} e vice-versa deve, portanto, ser desencorajada.

Devido a escassez de dados de ensaios pressiométricos realizados nos diversos horizontes pedológicos do campo experimental de Cachoeirinha é prematuro afirmar que existe um único cociente entre q_c (resistência de ponta medida no cone elétrico) e PL (pressão limite observada no ensaio de pressiômetro de Ménard) observado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Comparação entre resultados de ensaios de cone elétrico, SPT e ensaios pressiométricos realizados nos horizontes constituintes da unidade geotécnica PVp (Podzólico Vermelho-Amarelo substrato Pelito).

| HOR. | DESCRIÇÃO SUCINTA | q_c/N_{spt} (MPa/golpe) | q_c/PL |
|--------|--|------------------------------|--------------|
| A | areno argiloso, muito poroso, permeável, cor bruno-escuro (7.5YR 3/2). | 0.51 (0.40-0.60) | 3.0 |
| AB e B | argilo areno-siltoso, bastante permeável, cor bruno-avermelhado escuro (5YR 3/3) a vermelho-escuro (2.5 YR 3/5). | 0.21 (0.16-0.24) | 3.0 |
| CB | argila muito rija, pouco permeável, cor vermelho (2.5YR 4/7) com mosqueado bruno muito claro acinzentado (10YR 7/4), com concreções ferruginosas (plintita). | 0.23 (0.08-0.30) | 3.0 |
| C | argila muito rija, pouco permeável, cor cinzento claro (N 8/) com mosqueado vermelho muito escuro (7.5R 2/3). | 0.16 (0.15-0.19) | não há dados |

CAPÍTULO 5 - DETERMINAÇÃO DE PROPRIEDADES

5.1 - GENERALIDADES

As medidas obtidas no ensaio de cone elétrico (q_c e f_s) são influenciadas por um grande número de variáveis, tais como: tipo de solo, resistência ao cisalhamento, nível de tensões, comportamento tensão-deformação, cimentação, história de tensões, mineralogia e planos de fraqueza. Logo, é razoável supor que todos esses fatores não possam ser considerados explicitamente nas correlações para previsão de parâmetros de resistência e compressibilidade utilizando dados medidos no ensaio de cone elétrico. Correlações de natureza semi-empírica são normalmente utilizadas, sendo válidas apenas nos universos para os quais foram estabelecidas, com as limitações com as quais foram concebidas.

No plano teórico, a situação é igualmente complexa. Soluções numéricas (Baligh, 1985 e Teh & Houlsby, 1991), até o presente momento, são possíveis somente para o caso particular de um cone penetrando em depósito de argilas moles em condições não drenadas. Em solos coesivo-friccionais, as limitações são ainda maiores, uma vez que as soluções existentes não contemplam as parcelas de resistência devido aos efeitos combinados de sucção e cimentação.

Neste capítulo apresenta-se uma tentativa de interpretação do ensaio de cone, fazendo referência a identificação dos diversos horizontes pedológicos e a previsão dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo.

5.2 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS USANDO O CONE ELÉTRICO

Diversos pesquisadores têm proposto gráficos e tabelas de classificação de solos a partir de q_c e FR (razão de atrito). Dentre estes, podemos destacar Schmertmann (1978), Searle (1979), Douglas & Olsen (1981) e Robertson & Campanella (1983). Essas classificações tentam estabelecer a fração de solo predominante,

fornecendo características de solos com comportamento drenado (areias) ou não drenados (argilas saturadas).

No entanto, Dias & Gheling (1986) e Dias (1987), realizando estudo em solos do Sul do Brasil, chegaram à conclusão de que a abordagem de classificar solos por sua granulometria não é suficiente para caracterizar o comportamento de solos coesivo-friccionais.

Na Figura 5.1 encontra-se graficadas as faixas de valores q_c e FR para os diferentes horizontes pedológicos encontrados no campo experimental de Cachoeirinha. Os valores graficados correspondem a média dos valores de q_c e FR em segmentos de profundidade (geralmente 0,25m) obtidos em 8 ensaios de cone elétrico.

Os padrões dos sinais de q_c e f_s encontrados nos diferentes horizontes do campo experimental de Cachoeirinha são descritos a seguir:

- horizonte A - Valores de q_c crescem até um valor máximo e decrescem de forma suave, enquanto que f_s permanece constante. Isso deve-se ao fato de que o horizonte A, por ser muito permeável, muito poroso e encontrar-se na superfície, apresenta-se ressecado.
- horizontes AB e B - Valores de q_c e f_s permanecem constantes com a profundidade. Esse fato deve-se fundamentalmente à pronunciada evolução pedológica desses horizontes, tornando-os homogêneos.
- horizonte CB - Valores de q_c e f_s apresentam um sinal errático com picos e vales sucessivos. Isso deve-se ao fato de que este horizonte apresenta concreções de plintita as quais possuem valores de q_c maiores que a massa de solo argiloso, conferindo-lhe esse sinal característico.
- horizonte C - Valores de q_c e f_s permanecem constantes com eventuais oscilações. Este horizonte origina-se

da decomposição de um argilito e guarda resquícios da estrutura da rocha mãe.

A metodologia aqui empregada segue a proposta de classificação de solos tropicais de Dias & Milititsky (1994), que classifica solos por horizontes dentro de uma mesma unidade geotécnica.

Perfis típicos de cone elétrico foram apresentados no Capítulo 4 (Figura 4.15) onde os valores medidos de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) respondem claramente a mudança de horizontes pedológicos e podem servir para avaliar a estratigrafia natural do subsolo. No entanto, observa-se na Figura 5.1 que não há indicação de dependência entre as medidas de Razão de Atrito (FR) e a troca de horizontes pedológicos, isto é, mesmo para horizontes em que q_c permanece aproximadamente constante, FR varia dentro de um amplo espectro de valores.

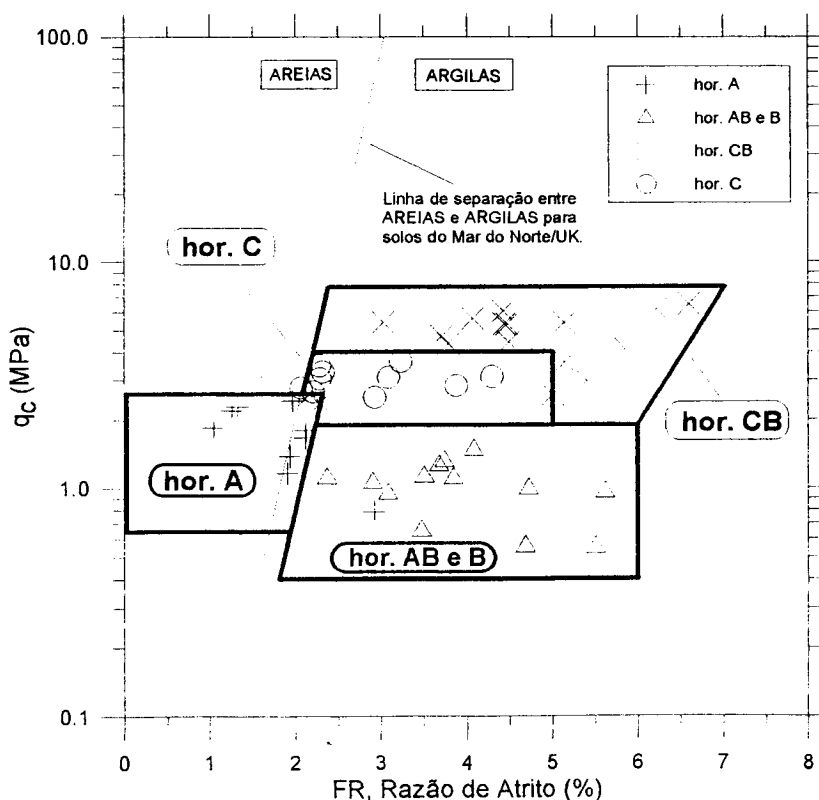


Figura 5.1 - Faixa de valores de q_c e FR encontrados nos ensaios de cone elétrico para os horizontes pedológicos do campo experimental de Cachoeirinha/RS.

Conclusão semelhante foi obtida por Puppala et al. (1995) em estudos realizados sobre o efeito da cimentação nas medidas obtidas em ensaios de cone elétrico executados em câmara de calibração.

Independente das limitações, procura-se ilustrar a seguir as diversas classificações propostas na literatura para a identificação de perfis de subsolo.

A avaliação do desempenho da classificação proposta por Schmertmann (1978) aplicada aos diversos horizontes pedológicos pode ser vista na Figura 5.2. A inadequabilidade dessa proposição fica evidenciada quando notamos que um único horizonte pedológico (horizonte CB) é classificado em três grupos de solos distintos (areias siltosas, argilas arenosas e argilas muito rijas). Fato semelhante ocorre quando analisa-se a classificação de outros horizontes pedológicos.

Na Figura 5.3 apresenta-se a classificação proposta por Searle (1979), onde, embora classifique-se os horizontes AB e B como um silte areno-argiloso (na realidade se classificaria como uma argila areno siltosa), o ângulo de atrito interno deste solo é estimado em aproximadamente 26° (23° a 28°), valor próximo dos 27° encontrados nos ensaios de cisalhamento direto realizados por Dias (1987).

Outro fato curioso é que Douglas & Olsen (1981), Figura 5.4, classificam os horizontes AB e B como argilas sensíveis. Na realidade Dias (1987) relata que esses horizontes são colapsivos.

A Figura 5.5 apresenta a classificação proposta por Robertson & Campanella (1983) em sua versão simplificada (para uso em campo) na qual a Razão de Atrito é graficada em função de q_c . Segundo essa classificação, o horizonte A (um solo areno argiloso) se classifica como areia argilosa a silte arenoso, os horizontes AB, B e CB (solos argilo arenosos) são classificados como argilo siltosos a argilosos enquanto que o horizonte C (um solo argiloso) é classificado como argila siltosa a silte arenoso.

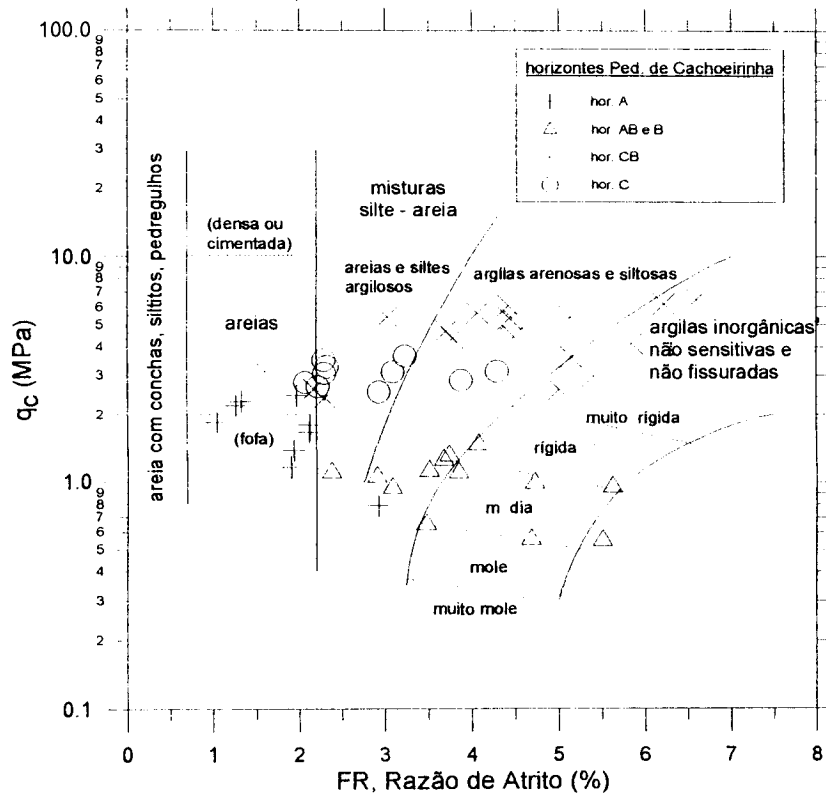


Figura 5.2 - Classificação de solos proposta por Schmertmann (1978) aplicada aos horizontes Pedológicos de Cachoeirinha.

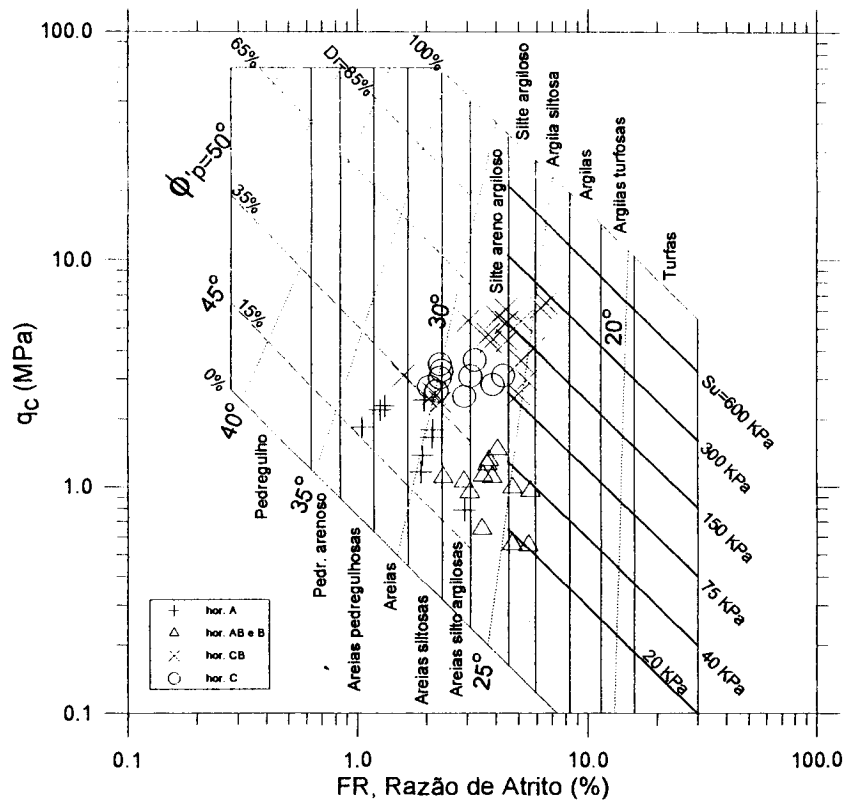


Figura 5.3 - Classificação de solos proposta por Searle (1979) aplicada aos horizontes Pedológicos de Cachoeirinha.

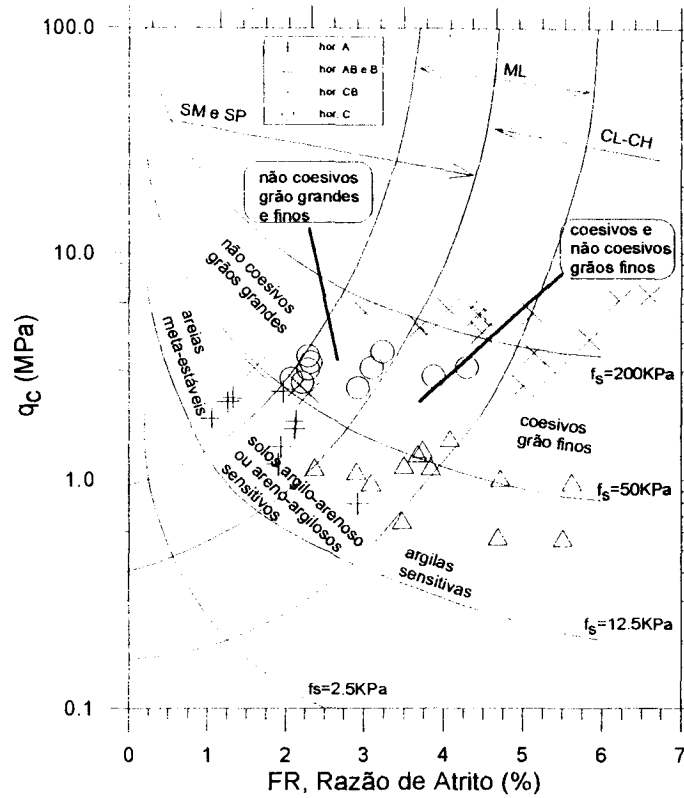


Figura 5.4 - Classificação de solos proposta por Douglas & Olsen (1981) utilizando o CPT.

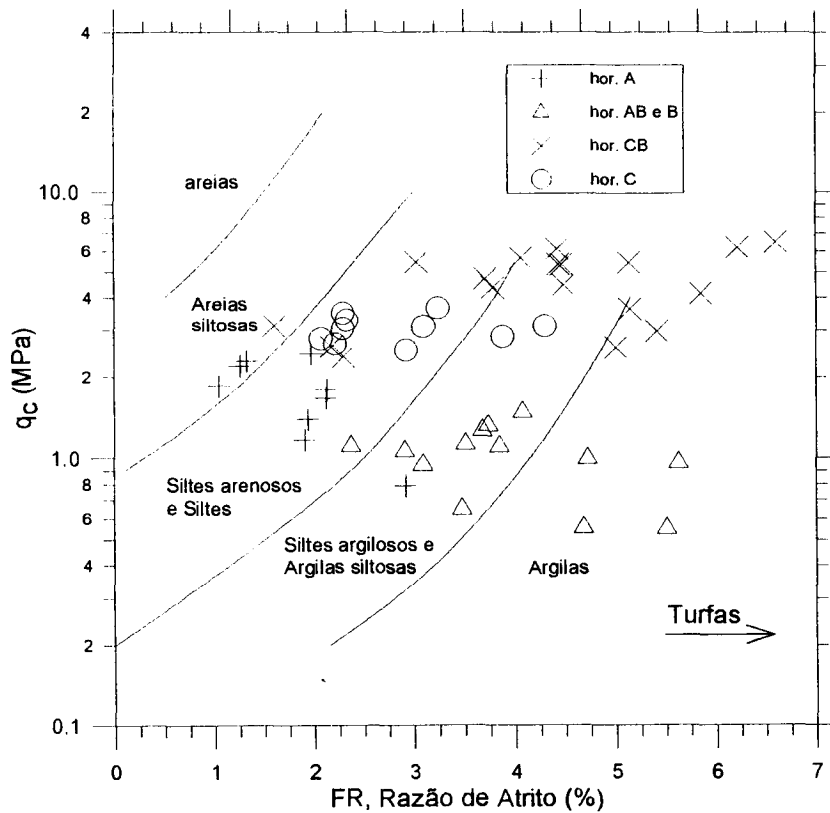


Figura 5.5 - Classificação de solos proposta por Robertson & Campanella (1983) utilizando o CPT.

A partir da análise das Figuras 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5, três aspectos podem ser resumidos:

- ▶ A razão de atrito (FR), ao contrário do que ocorre com solos sedimentares, mostrou-se ineficaz na identificação de troca de horizontes pedológicos de solos coesivo-friccionais.
- ▶ A resistência de ponta do cone (q_c), mostrou-se adequada para identificação da troca de horizontes pedológicos.
- ▶ As classificações propostas por Schmertmann (1978), Searle (1979), Douglas & Olsen (1981) e Robertson & Campanella (1983) não se adequam à classificação dos horizontes pedológicos de solos coesivo-friccionais, uma vez que não foram desenvolvidas para os tipos de solos encontrados em Cachoeirinha/RS.

5.3 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA c e ϕ

Métodos que relacionam parâmetros resistentes com a resistência de ponta do cone (q_c) foram previamente discutidos no Capítulo 2.

No atual estado do conhecimento, a obtenção de parâmetros resistentes através de ensaios de cone é realizada com base em: conceitos clássicos da teoria de capacidade de carga de sapatas (os quais assumem um comportamento rígido-plástico do material); simulação do mecanismo de penetração através da teoria de expansão de cavidade (a qual permite facilmente a incorporação de modelos e critérios de plastificação, mas simplificam a geometria do problema); e método da trajetória de deformações "strain path method" (o qual assume que o campo de deformações pode ser estimado independente do campo de tensões). Cada abordagem apresenta vantagens e limitações.

O uso desses métodos na obtenção de parâmetros resistentes através do ensaio de cone elétrico em solos coesivo-friccionais

é revestido de grande importância na prática de engenharia, porém sua interpretação é questionável, uma vez que os mecanismos e variáveis tensionais que governam a ruptura nesses solos ainda não foram completamente estudados.

Na medida em que os valores medidos na luva lateral (f_s) são afetados em parte pelo rompimento de cimentações e em parte pela mudança do estado tensional "in situ" decorrentes do processo de penetração da ponta cônica, o uso de correlações deve basear-se preferencialmente nas medidas de resistência de ponta. Nesse sentido pode-se antecipar que existem dificuldades de aplicação de soluções clássicas baseadas na teoria de capacidade de carga, uma vez que o valor de q_c sofre a influência dos parâmetros de resistência c e ϕ , do estado de tensões "in situ" (tensões verticais, horizontais e sucção), da rugosidade e da geometria do cone. Hipóteses simplificadoras podem ser adotadas com relação a influência do estado de tensões "in situ", da rugosidade e da geometria do cone, ficando, portanto, o problema resumido a determinação de c e ϕ . Esse problema é discutido a seguir.

Adote-se a equação de capacidade suporte completa (Terzaghi, 1943), onde:

$$q_c = c \cdot N_c + q \cdot N_q + B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (5.1)$$

Para o cálculo de parâmetros de resistência de solos coesivo-friccionais uma primeira aproximação seria a utilização da equação 5.1 completa. A dificuldade de utilizar essa equação reside no fato de estimar dois valores (c e ϕ) a partir de uma única medida de campo, q_c , na qual a geometria e rugosidade do cone não são levadas em consideração. Logo, existem inúmeras combinações de valores de c e ϕ que conduzem ao valor medido de q_c . Uma alternativa possível seria fixar o ângulo de atrito interno do solo (ϕ). Embora alguma controvérsia exista, diversos pesquisadores têm indicado a validade de adotar um ângulo de atrito interno constante para níveis limitados de sucção, de tensão de confinamento e de cimentação como uma primeira estimativa (Fredlund et al., 1978; Ho, 1981; Clough et al., 1981 e Prietto, 1996).

Esse procedimento permitiria estimar a magnitude do intercepto coesivo como função de q_c e ϕ , como pode ser observado na equação 5.2.

$$c = f(q_c, \phi) \quad (5.2)$$

onde q_c é medido no ensaio de cone e ϕ é medido, por exemplo, no ensaio de cisalhamento direto em uma amostra inundada.

Ensaio de cisalhamento direto realizados por Dias (1987), Meksraitis (1988) e Matos (1989), indicam que o ângulo de atrito interno desse solo está em torno de 27° . Adotando $\phi=27^\circ$, é possível calcular os fatores de capacidade de carga segundo diversos autores (Prandtl, 1920; Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951).

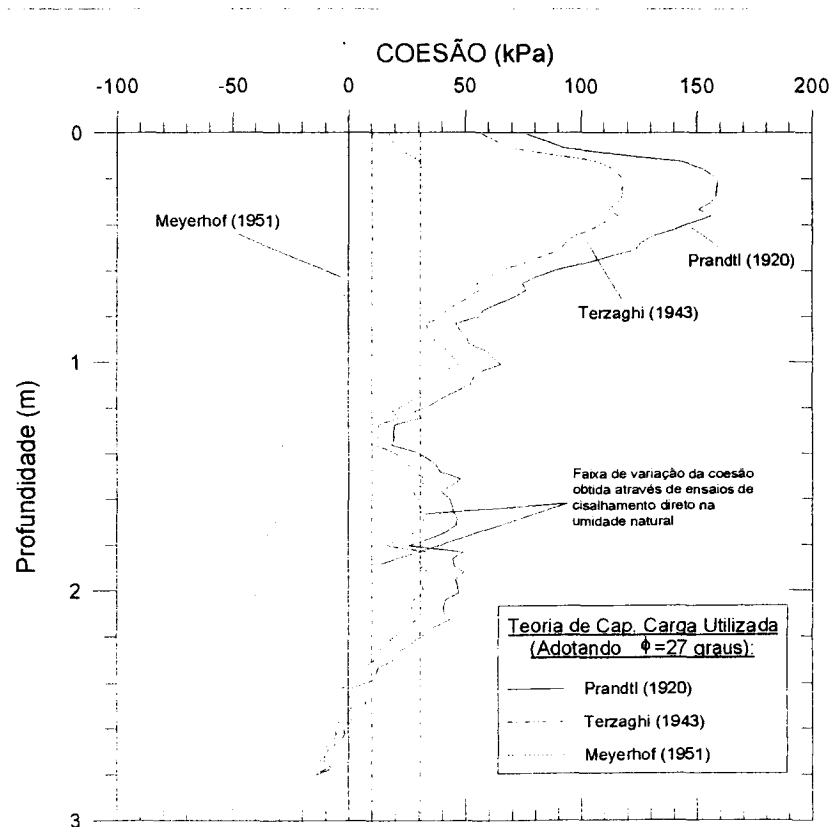


Figura 5.6 - Valores de coesão retrocalculados a partir de q_c utilizando as teorias de capacidade de carga de Prandtl (1920), de Terzaghi (1943) e de Meyerhof (1951) e adotado $\phi=27$ graus para o horizonte B de Cachoeirinha.

Com os fatores de capacidade de carga já determinados, foram calculados os valores de c a partir de q_c . Os resultados dessa análise são apresentados na Figura 5.6, onde os valores previstos do intercepto coesivo são graficados contra a profundidade. A dispersão entre os diversos métodos é considerável, ainda que uma mudança de 2 a 3 graus no ângulo de atrito interno não altera significativamente o valor da coesão calculada. Os valores previstos do intercepto coesivo não são realistas (valores ou muito altos, ou negativos de coesão). Conclui-se, portanto, que a utilização da teorias clássicas de capacidade de carga de sapatas aplicada ao ensaio de cone elétrico não se mostra realista para obtenção de parâmetros de resistência em solos coesivo-friccionais não saturados.

Estudos recentes realizados por Puppala et al. (1993) e Puppala et al. (1995) demonstram a validade das teorias propostas por Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974), aplicadas a solos (areias) cimentados. Uma descrição detalhada dessas teorias pode ser vista no Capítulo 2.

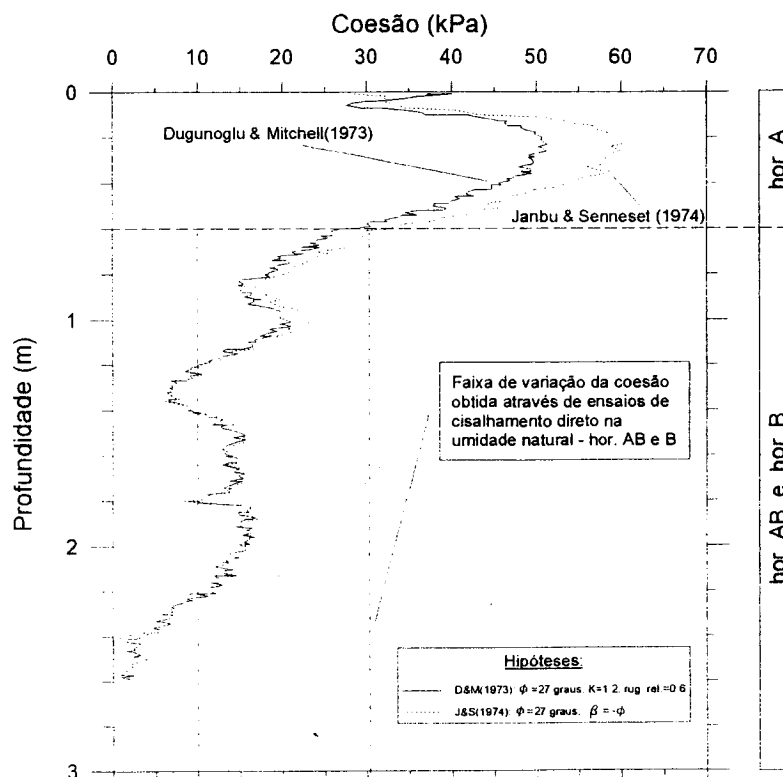


Figura 5.7 - Valores de coesão retrocalculados a partir de q_c utilizando teoria de Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974), adotando $\phi = 27$ graus para o horizonte B de Cachoeirinha.

A diferença básica entre as teorias de capacidade de carga de sapatas e as proposições de Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974) é que esses autores consideram a rugosidade e a geometria da ponteira cônica (ponta cônica com ápice=60°). Esta hipótese mostrou-se adequada à previsão de propriedades de solos arenosos, para os quais tem sido utilizada na previsão de parâmetros resistentes em aplicações recentes.

A Figura 5.7 apresenta os valores previstos de coesão utilizando as teorias de Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974) com um ângulo de atrito interno de 27°. Os valores previstos de coesão apresentam magnitude distintas nos horizontes A, AB e B.

No horizonte A, a presença de uma crosta ressecada, detectada em todos os ensaios de cone elétrico realizados no campo experimental da UFRGS, denota um aumento de coesão causado possivelmente pelo aumento da sucção. Esse fato traz consigo outra implicação de ordem prática. Resultados de cisalhamento direto realizados no horizonte A, na umidade natural e sem controle de sucção, segundo indícios ilustrados na Figura 5.7, estariam fortemente influenciados pela profundidade da amostragem. Esse fato é reforçado pela brusca variação do grau de saturação observada (Figura 4.7) dentro do horizonte A.

Nos horizontes AB e B, a situação é menos crítica. A uniformidade do perfil de umidade e grau de saturação (Figura 4.7) faz com que mudanças no valor de coesão sejam devidas, principalmente, a não homogeneidade com respeito as características de cimentação. Processos pedogenéticos característicos destes horizontes provocam a deposição de agentes cimentantes (óxidos de ferro e alumínio) através de caminhos preferenciais e de maneira não uniforme com a profundidade (Buckman & Brandy, 1960). Uma evidência desse fato pode ser observada na Figura 5.7 onde o valor da coesão varia erraticamente (dentro de uma faixa de valores) com a profundidade.

A utilização de teorias de capacidade de carga propostas por Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974) conduz a resultados de parâmetros de resistência similares aos encontrados nos ensaios de cisalhamento direto executados com

amostras dos horizontes AB e B na umidade natural. No entanto, a utilização de tais teorias como procedimento para o cálculo de c e ϕ a partir de ensaios de cone, deve ser tomada com cautela uma vez que essas teorias não foram desenvolvidas para solos cimentados (sendo apenas recentemente aplicadas com essa finalidade). A influência da sucção na superfície de ruptura não foi, até o presente momento, adequadamente investigada. Estudos complementares utilizando ensaios de laboratório com medida de sucção, simulações em escala reduzida, a aplicação do método de elementos finitos (MEF) utilizando modelos constitutivos que contemplem a influência da sucção, identificação da quebra de cimentação no processo de penetração e ensaios em câmaras de calibração devem ser realizados com intuito de complementar e validar as hipóteses contidas em ambas as teorias.

5.4 - PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

5.4.1 - Módulo de Elasticidade

Para o cálculo de recalques de fundações pode-se, como primeira aproximação, adotar a teoria da elasticidade. Para aplicação de soluções fechadas utilizando a teoria da elasticidade bastaria conhecer o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Na prática, ν pode ser estimado ficando o problema resumido a obtenção de E , fixado para cargas de trabalho entre 20% e 50% da carga de ruptura. Esta abordagem tem sido adotada com frequência na prática de engenharia e, em alguns casos, apresenta valores de recalques da mesma ordem de magnitude daqueles obtidos através de procedimentos mais sofisticados (Poulos & Davis, 1980).

Como o comportamento tensão-deformação dos solos, quando submetido a cargas, não é elástico linear, surge a necessidade de se estabelecer relações de módulos de elasticidade associados a diferentes níveis de deformação. Esses módulos são denominados módulos secantes, onde seu valor irá depender do comportamento tensão-deformação do solo, geometria do problema e nível de deformação associado.

Assim, módulos secantes para o caso de sapatas, nas quais mobilizam-se grandes deformações para atingir a carga de ruptura, serão diferentes dos módulos de estacas submetidas a tração, onde as deformações para carga de ruptura são pequenas. Logo, a cada geometria e condições de contorno, estará associado um nível diferenciado de deformações cisalhantes e volumétricas, e portanto, diferentes magnitudes de módulos secantes de deformação. Schnaid & Rocha Filho (1994) ressaltam a dependência dos valores de módulo de compressibilidade obtidos de ensaios pressiométricos, realizados em solos coesivo-friccionais, com o nível de deformação volumétrica específica.

Portanto, correlações empíricas entre CPT e módulo de elasticidade devem ser estabelecidas para cada tipo específico de fundação e solo, associados a um determinado nível de deformações.

Estudos realizados em câmaras de calibração que correlacionam q_c com o módulo secante obtidos em ensaios triaxiais, realizados em areias normalmente adensadas, são descritos no trabalho de Robertson & Campanella (1983). Os autores, baseados nos dados de Baldi et al. (1981), propõe um módulo secante a 25% de deformação de ruptura (E_{25}) igual a 2 vezes o valor de q_c , como mostra a equação 5.3. Baldi et al. (1981) ensaiou uma areia quartzosa, normalmente adensada e não cimentada.

$$E_{25} = 2 * q_c \quad (5.3)$$

Schmertmann (1970) recomenda E_{25} igual a $2.5 * q_c$ para o cálculo do recalque de sapatas em areias normalmente adensadas não cimentadas. Segundo Baldi et al. (1982), para areias pré-adensadas, o valor do módulo secante a 50% de deformação de ruptura (E_{50}) varia entre $6 * q_c$ e $11 * q_c$.

Neste trabalho procura-se verificar a possível aplicação dessas metodologias, de caráter puramente empírico, a projetos de fundações em solos coesivo-friccionais. Para o solo do campo experimental Cachoeirinha foram estudados os módulos secantes obtidos através de provas de carga de estacas e ensaios de placa. A partir desse estudo foi proposta uma correlação empírica entre

o q_c medido no cone elétrico e o módulo secante para estacas escavadas e sapatas isoladas, como pode ser visto nas equações 5.4 e 5.5, respectivamente. Essas equações são válidas para os horizontes AB e B do perfil de solo de Cachoeirinha.

$$E_{\text{estacas}} = \alpha_{\text{PVP}} * q_c \quad (5.4)$$

$$E_{\text{sapata}} = \chi_{\text{PVP}} * q_c \quad (5.5)$$

onde α_{PVP} e χ_{PVP} são coeficientes semi-empíricos para o cálculo do módulo secante de estacas e sapatas, respectivamente.

No cálculo dos módulos secantes de estacas escavadas foram considerados o comprimento, o diâmetro e a rigidez da estaca além da presença de um estrato rígido (horizonte CB), à profundidade de 3m, limitando inferiormente o semi-espaco elástico. Os fatores de influência de deslocamento (I_p) correspondentes foram obtidos através de ábacos apresentados por Poulos & Davis (1974) onde a estaca foi considerada incompressível e o módulo de Poisson igual a 0,2. Os módulos calculados são apresentados na Tabela 5.1 onde estão listados os valores de módulo de elasticidade obtidos em cada prova de carga à compressão. Conhecidos os valores dos módulos secantes é possível, a partir da equação 5.4, determinar os coeficientes α_{PVP} (Tabela 5.2). A Tabela 5.2, utilizando os módulos da Tabela 5.1, apresenta os valores de α_{PVP} retrocalculados, ou seja, a razão entre o módulo secante de estacas escavadas, calculado para diversos níveis de deformação, e q_c médio obtido nos ensaios de cone elétrico. Nessas tabelas pode ser observado que o módulo secante obtido para estacas escavadas é fortemente dependente do nível de deformação. Com base nesses resultados fica evidenciada a impossibilidade de relacionar um único módulo de deformação a q_c , a menos que seja estabelecido um critério de deformações associado ao projeto de fundações. Na Figura 5.8 são apresentados os valores do módulo secante de estacas escavadas a diversos níveis de deformação e módulos secantes previstos através do ensaio de cone elétrico para o nível de deformação $d/90$. Na medida que os coeficientes α_{PVP} foram obtidos por retro-análise espera-se, necessariamente, uma concordância entre os valores de módulo secante de estacas e

os valores estimados a partir do cone elétrico. Porém, enquanto os valores de módulo secante obtidos nas provas de carga (não instrumentadas) representam um valor médio ao longo do fuste, os valores estimados através de q_c servem como indicativo da variabilidade do módulo secante com a profundidade (Figura 5.8).

Os módulos secantes dos ensaios de placa e das sapatas, obtidos por Cudmani (1994), estão apresentados na Tabela 5.3. Cudmani (1994) considerou os efeitos do embutimento e rigidez da sapata bem como a presença de um estrato rígido (horizonte CB) limitando inferiormente o semi-espaço elástico. Os valores dos coeficientes correspondentes foram obtidos através de tabelas apresentadas por Türke (1984).

Nas Figuras 5.9 e 5.10 são graficados os valores de χ_{PVP} , ou seja, a razão entre os módulos secantes obtidos por Cudmani (1994) e q_c , em função do fator de embutimento (D/B) e a largura ou diâmetro da sapata, respectivamente. Nessas figuras são apresentados valores médios de χ_{PVP} para os níveis de deformação d/30 e d/90. Verifica-se que os valores de χ_{PVP} e, por conseguinte o módulo secante, são fortemente dependentes do nível de deformações e praticamente independem do fator de embutimento e da largura (B) ou diâmetro (d) da sapata. Tendo em vista a grande dispersão de resultados de módulos secantes de sapatas e ensaios de placas recomenda-se a utilização dos fatores χ_{PVP} médios como representativos do comportamento de sapatas isoladas assentes sobre os horizontes AB e B da unidade geotécnica estudada conforme indicado nas Figuras 5.9 e 5.10. A adequabilidade deste procedimento pode ser observada na Figura 5.11, onde os módulos secantes obtidos através de ensaios de placa são similares aos previstos através de q_c utilizando um valor médio de χ_{PVP} (Figuras 5.9 e 5.10).

Tabela 5.1 - Módulos secantes obtidos de provas de carga em estacas escavadas submetidas a compressão, utilizando ábacos de Poulos & Davis (1974).

| Estaca | Geometria | Módulos Secantes (kPa) | | | |
|----------------------------|----------------------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------|
| | | E_{ini} | $E_{d/90}$ | $E_{d/30}$ | $E_{d/10}$ |
| T4 | L=2.00m d=0.20m $I_p=0,95$ | 6247 | 2738 | 1034 | 437 |
| T5 | | - | 2310 | 927 | 416 |
| T16 | | 5840 | 3274 | 1183 | 482 |
| média | | 6044 | 2774 | 1048 | 445 |
| T19 | L=2.00m d=0.35m $I_p=0,75$ | 4934 | 3361 | 1520 | 621 |
| T20 | | 6859 | 3632 | 1498 | 585 |
| T21 | | 7601 | 3614 | 1537 | 593 |
| média | | 6465 | 3536 | 1518 | 600 |
| média de todas est. | | 6296 | 3155 | 1283 | 522 |
| coef. de variação | | 0,16 | 0,17 | 0,21 | 0,17 |

Tabela 5.2 - Valores de α_{pvp} encontrados no campo experimental de Cachoeirinha.

| Faixa de Valores | Estacas Escavadas - α_{pvp} | | | |
|------------------|------------------------------------|------------|------------|------------|
| | E_{ini} | $E_{d/90}$ | $E_{d/30}$ | $E_{d/10}$ |
| mínimo | 3.8 | 1.8 | 0.7 | 0.3 |
| máximo | 5.9 | 2.8 | 1.2 | 0.5 |
| médio | 4.8 | 2.4 | 1.0 | 0.4 |

Tabela 5.3 - Módulos secantes obtidos em provas de carga de sapatas e ensaios de placas realizados por Cudmani (1994).

| Denominação | E (kPa) - módulo secante | |
|--------------------------|--------------------------|-------------|
| | Níveis de recalque | |
| | d/30 | d/90 |
| PLAC3040 | 3251 | 7147 |
| PLAC3080 (1) | 2844 | 5135 |
| PLAC3080 (2) | 2214 | 3591 |
| PLAC3080 (3) | 2196 | 4040 |
| PLAC30120 | 4829 | 10094 |
| PLAC30160 (1) | 3890 | 8312 |
| PLAC30160 (2) | 2677 | 5138 |
| PLAC30160 (3) | 4462 | 9567 |
| PLAC45120 (4) | 4878 | 9325 |
| PLAC45120 (5) | 3913 | 7521 |
| PLAC45120 (6) | 4595 | 9274 |
| PLAC40120 (1) | 4129 | 7591 |
| PLAC40120 (2) | 4246 | 8675 |
| PLAC60120 (1) | 4896 | 9400 |
| PLAC60120 (2) | 4500 | 8700 |
| SAP10050 | 3780 | 7240 |
| SAP10085 | 3432 | 5993 |
| SAP100110 | 4970 | 10636 |
| SAP70110 | 1977 | 10184 |
| SAP70120 | 2310 | 8007 |
| SAP70130 | 2384 | 10275 |
| SAP70160 | 2620 | 11784 |
| valor médio | 3591 | 8074 |
| coef. de variação | 0,29 | 0,27 |

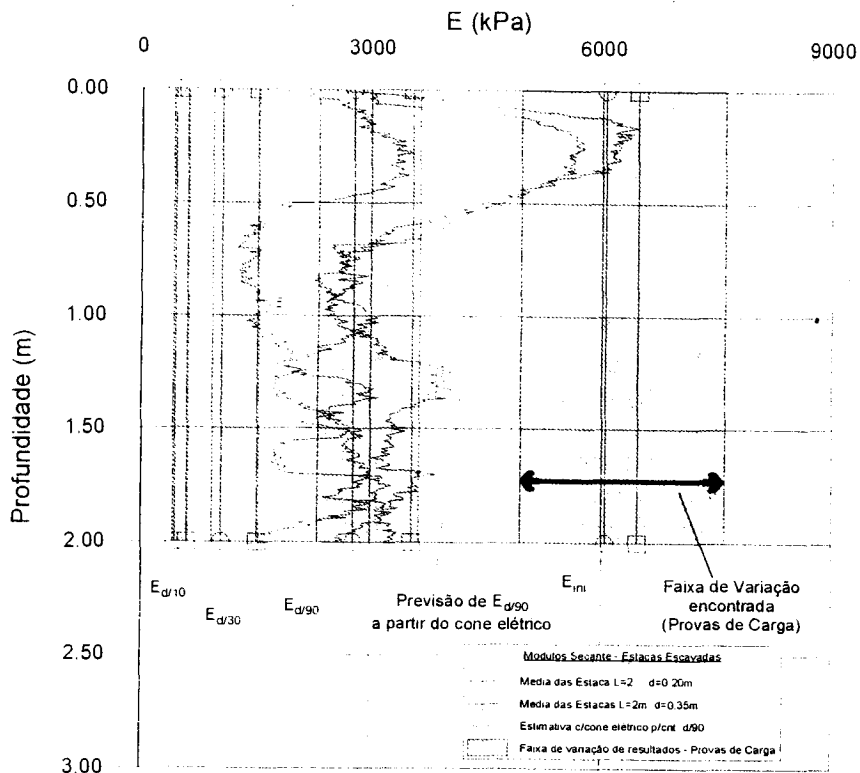


Figura 5.8 - Faixa de variação do módulo secante obtido em provas de carga de estacas escavadas e estimativas feitas a partir do ensaio de cone elétrico.

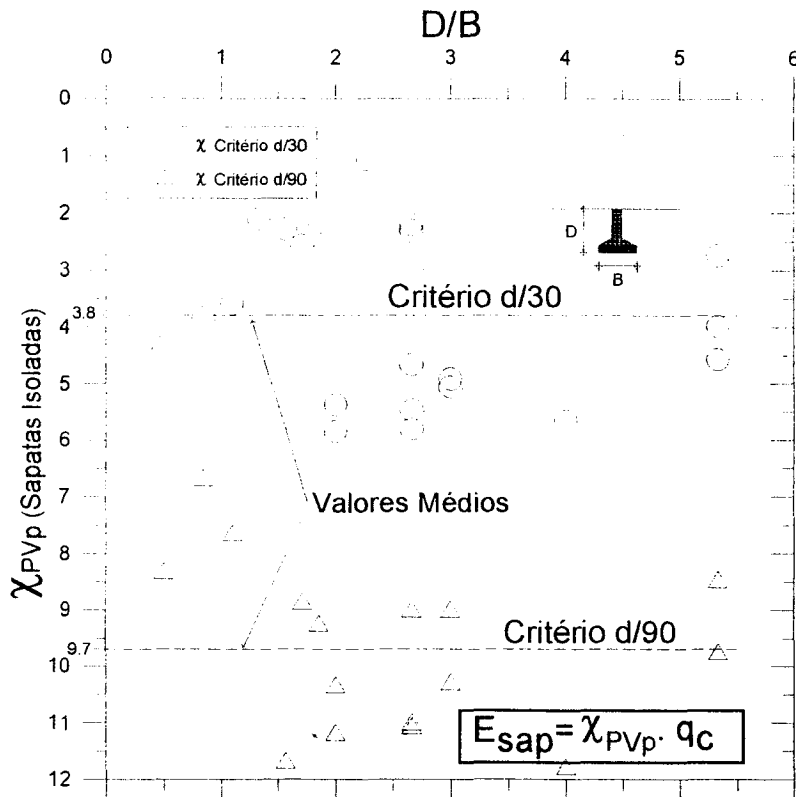


Figura 5.9 - Valores de χ_{PVP} obtidos através de provas de carga executadas em sapatas e ensaios de placa em função do fator de embutimento (D/B). Valores válidos para os horizontes AB e B de Cachoeirinha.

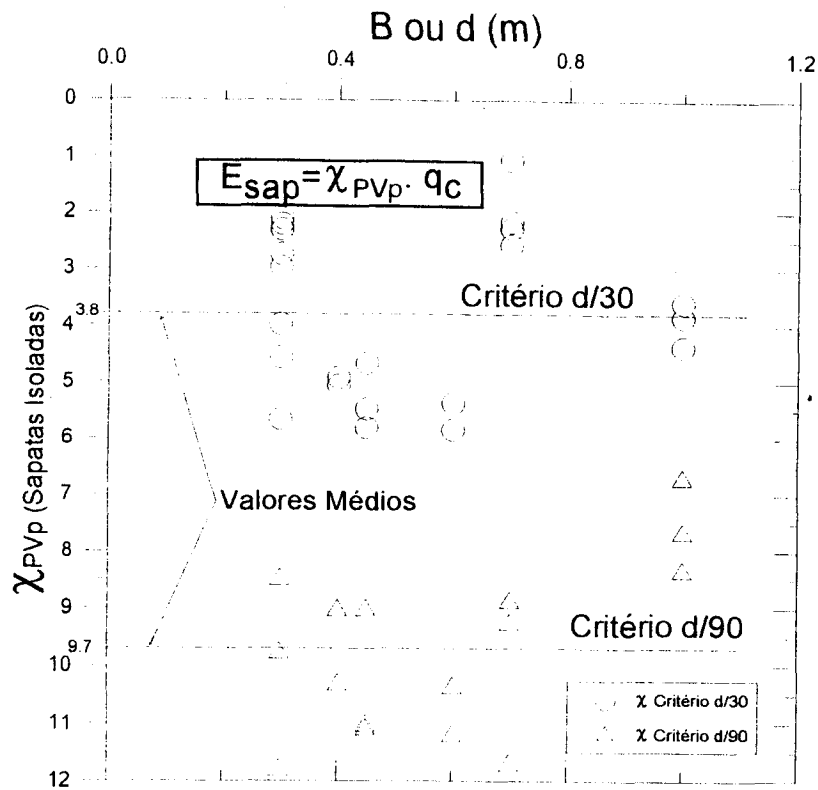


Figura 5.10 - Valores de χ_{PVP} obtidos através de provas de carga executadas em sapatas e ensaios de placa em função do diâmetro (d) ou largura (B) da sapata. Valores válidos para os horizontes AB e B de Cachoeirinha.

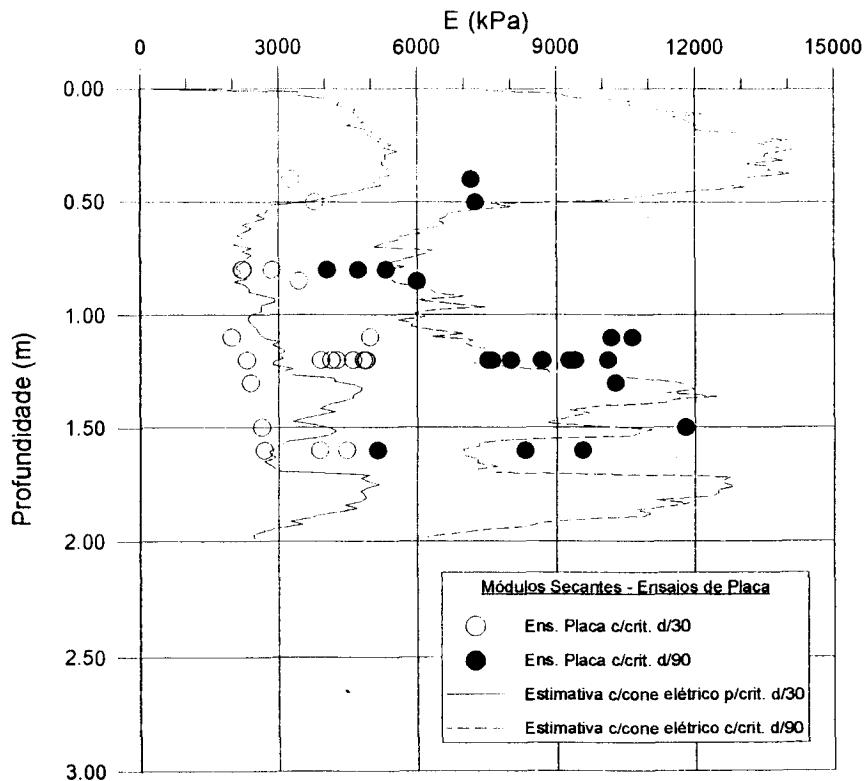


Figura 5.11 - Comparação do módulo secante obtido em ensaios de placa com previsões a partir do cone elétrico utilizando χ_{PVP} médio.

Observando das Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3 e Figuras 5.8, 5.9, 5.10 e 5.11 pode formular-se as seguintes conclusões:

- ▶ Correlações entre E e q_c são de caráter semi-empírico e sua aplicação deverá fazer referência específica ao tipo de carregamento e deformação específica correspondente.
- ▶ Os valores de χ_{PVP} e α_{PVP} (E/q_c) variam entre 0,3 e 5,9 para as estacas escavadas estudadas e entre 1 e 12 para as sapatas estudadas devendo sua aplicação ficar restrita aos horizontes AB e B do campo experimental de Cachoeirinha.
- ▶ Não é possível, na atual estado do conhecimento, com base no ensaio de cone elétrico prever de forma analítica parâmetros de deformabilidade de solos coesivo-friccionais. Outros ensaios de campo ou laboratório devem ser utilizados para esta finalidade.
- ▶ Há necessidade de novas pesquisas, incorporando novas tecnologia ao ensaio (cone elétrico sísmico e cone pressiômetro) para permitir que o cone elétrico responda às necessidades de projeto em solos coesivo-friccionais, no que diz respeito ao cálculo de parâmetros de deformabilidade.

CAPÍTULO 6 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES

6.1 - GENERALIDADES

Neste capítulo apresentam-se aspectos relacionados à interpretação de estacas escavadas de pequeno diâmetro e de sapatas a partir de provas de carga realizadas no campo experimental da UFRGS, em Cachoeirinha. Foram avaliados vários métodos diretos de previsão de carga de ruptura e recalques de estacas escavadas executadas neste solo coesivo-friccional (Meksraitis, 1988 ; Matos, 1989 e Ramirez, 1993), utilizando dados de ensaios de cone elétrico. Para tanto, os métodos de previsão de capacidade suporte utilizados nesta análise encontram-se descritos no Capítulo 2.

Foi proposto um ábaco de cálculo de tensão admissível do solo para sapatas isoladas a partir de ensaios de cone elétrico utilizando dados disponíveis de provas de carga em sapatas realizadas por Luzzardi (1987) e ensaios de placa realizados por Cudmani (1994). Diversos aspectos relacionados à interpretação do cone mecânico foram apresentados por Prezzi (1990). No presente trabalho apresentam-se resultados de cone elétrico e uma análise dos critérios de capacidade de carga diferenciada dos apresentados anteriormente.

6.2 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS

A definição da carga de ruptura está associada à carga aplicada em um elemento de fundação para o qual os recalques aumentam indefinidamente (Terzaghi, 1943 e Lambe & Whitman, 1969). Este conceito só se aplica estritamente ao caso de ruptura generalizada, que segundo Vésic (1963) ocorre somente nos casos de fundações superficiais assentes em solos rígidos com pequeno fator de embutimento (D/B), (Figura 6.1). A mobilização dos esforços, em estacas, possui duas componentes distintas: resistência lateral mobilizada ao longo do fuste da estaca e

carga de ponta mobilizada na ponta da estaca. As curvas carga-recalque das provas de carga realizadas em estacas escavadas, indicam um comportamento característico de ruptura por puncionamento que ocorre na ponta da estaca, isto é, qualquer incremento de deformação está associado a um incremento de carga ainda que este seja pequeno. Deste modo, a carga de ruptura da estaca não é perfeitamente determinada pela simples observação da curva carga-recalque.

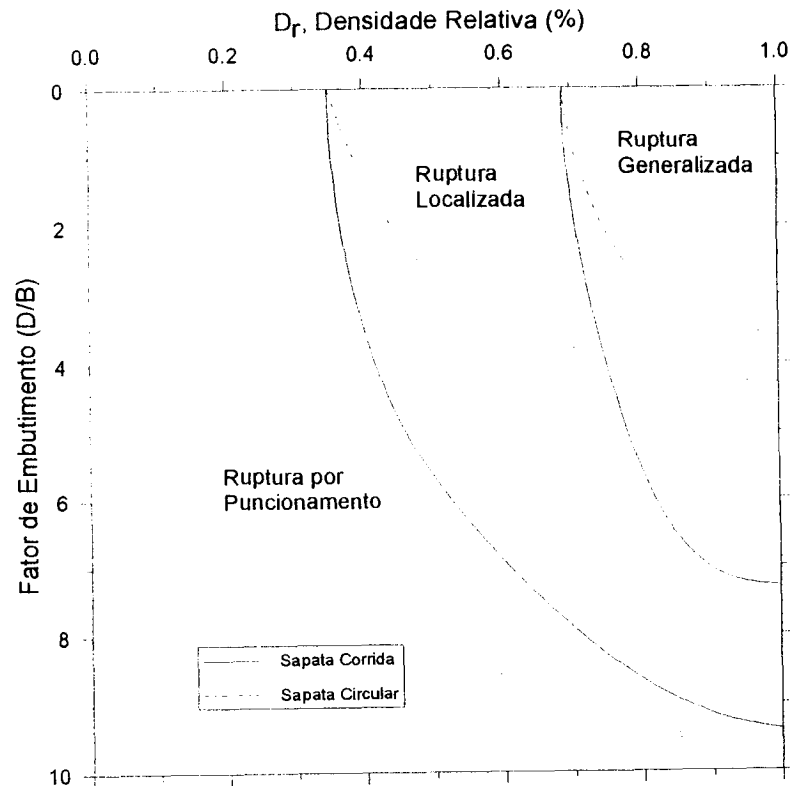


Figura 6.1 - Tipo de ruptura que acontece em areias não cimentadas segundo Vésic (1963).

Para a análise e interpretação das provas de carga através da abordagem tradicional, isto é, previsão de capacidade de carga e estimativa de recalques, é necessário conhecer (ou estimar) o valor da carga de ruptura e a magnitude do recalque associado.

Assim, há a necessidade de adoção de um critério para a estimativa da carga de ruptura.

Vários critérios de definição de carga de ruptura, apresentados na literatura, são enumerados a seguir com o objetivo de selecionar metodologias adequadas à interpretação dos resultados das provas de carga em estacas escavadas.

6.2.1 - Critérios para definição da carga de ruptura

Muitas regras, geralmente arbitrárias ou empíricas, têm sido usadas para a determinação da carga de ruptura a partir dos resultados de provas de carga.

Um estudo de distintos critérios de definição de carga de ruptura, bem como a sua aplicação a um problema real, pode ser encontrado em Jiménez Salas et al. (1981) e Gutiérrez (1993). Os critérios de definição da carga de ruptura podem ser agrupados da seguinte forma:

1. Limitação do *Recalque total*
 - a) Absoluto: 25mm
 - b) Relativo: 10% do diâmetro (Prática Inglesa)
5% do diâmetro (Compagnucci & Gomez, 1988)
3.33% do diâmetro + $(P \cdot l) / (E_{conc} \cdot A)$ (NBR6122)
2. Limitação do *Recalque plástico*
3. Limitação entre a razão *Recalque plástico/Recalque elástico*
4. Máximo da razão *Incremento do Recalque elástico/Incremento do recalque plástico*
5. Limitação da razão *Recalque/Carga*
6. Limitação da razão *Recalque plástico/Carga*
7. Máximo da razão *Incremento de recalque/Incremento de carga*
8. Curvatura máxima da curva $\log(P)$.vs. $\log(\delta)$ (De Beer, 1965)

9. Postulado de Van der Veen (1953): $\delta = \ln(1 - P/P_{\max})$

10. Critérios baseados na tangente da curva carga-recalque

- a) quando a inclinação da curva de recalques totais é igual a 4 vezes a inclinação no seu tramo elástico
- b) a carga admissível está na intersecção das tangentes iniciais e finais da curva carga-recalque (utilizado no México)

11. Incluem fator tempo

- a) Cambefort & Chadeisson (1961) supõem que o recalque em cada estágio de carga segue a fórmula:

$$\delta_m = \delta_1 + \log(1 + m\sqrt{t}) \quad (6.1)$$

- b) Método do LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) propõe:

$$\delta_m = \delta_1 + \alpha \log(t) \quad (6.2)$$

Nas equações 6.1 e 6.2, δ_m é o recalque medido no tempo t transcorrido após a aplicação de cada incremento de carga, δ_1 o recalque absoluto ao final do estágio anterior e m e α são as constantes de proporcionalidade que variam em cada estágio de carregamento e que podem ser determinadas gráfica e analiticamente a partir dos pares de valores (t, δ_m) medidos. Representado α como uma função da carga verifica-se que a curva obtida tem um tramo inicial e um tramo final aproximadamente lineares. O ponto de mudança, correspondente à "fluência" do material, adota-se como carga de ruptura. Caso o material não apresente uma carga de "fluência" bem definida, se fixa a carga de ruptura como aquela que conduz a um recalque de 10% do diâmetro da estaca (Prática Inglesa).

Como pôde ser visto, existem inúmeros critérios para definição da carga de ruptura. A maior parte desses critérios correspondem à experiência própria de determinadas instituições ou pesquisadores. A adoção de um critério específico depende das peculiaridades do problema em estudo e das características de

comportamento do solo onde estão assentes as estacas. Logo, neste programa de investigação optou-se por adotar um conjunto de critérios, ao invés de adotar um único critério de carga de ruptura. Os critérios adotados, e suas justificativas, são descritos a seguir:

NBR6122 ($d/30 + P \cdot l / E_{conc} \cdot A$) - adotou-se este critério por ser o recomendado pela Norma Brasileira vigente, o que permite comparar resultados obtidos em provas de carga realizadas por outras instituições brasileiras públicas ou privadas.

Prática Inglesa ($d/10$) e LCPC (França) - estes critérios são muito utilizados na Inglaterra e França, respectivamente, e em algumas partes da Europa. Adotaram-se estes critérios para permitir a comparação de resultados de provas de carga realizadas no campo experimental da UFRGS com resultados de previsões de carga de ruptura obtidos na literatura internacional.

6.2.2 - Análise dos resultados

Na primeira fase da análise, foram descartadas quatro provas de cargas, realizadas por Meksraitis (1988), Matos (1989) e Ramires (1993), que não eram representativas do comportamento de cada tipo de estaca.

Assim, foram descartadas as seguintes estacas:

T17(comp.) - Método construtivo especial. Possuía isopor na ponta da estaca.

T15 (comp.) - Carregamento não monotônico.

T1 e T6(tração)- Valores de carga de ruptura muito acima da média.

Na segunda fase da análise foram definidas, para cada geometria, as curvas carga-recalque representativas do comportamento médio das estacas, isto é, curvas carga-recalque que representem a média dos valores medidos em provas de carga

realizadas com estacas de mesma geometria, no mesmo local. Esse comportamento médio foi descrito segundo um modelo bi-linear que, embora simplificado, parece descrever adequadamente o comportamento carga-recalque das estacas. A validade desse procedimento foi testada comparando o valor das médias das cargas de rupturas obtidas diretamente de cada prova de carga com os valores obtidos das curvas carga-recalque médias. Através desse procedimento é possível obter-se a parcela correspondente ao atrito lateral medido em provas de carga submetidas a tração e carga de ponta (subtraindo-se a parcela correspondente ao atrito lateral da carga total obtida de provas de carga em estacas carregadas a compressão).

O atrito lateral das estacas de comprimento $L=2,00\text{m}$ e diâmetro $d=0,35\text{m}$ foi obtido através da extrapolação dos resultados das provas de carga a tração de estacas com $L=2,00$ e $d=0,20\text{m}$ considerando-se que a tensão atuante no fuste, para um mesmo recalque adimensional (p/d), era igual em ambos os tipos de estacas. Esse procedimento é usualmente adotado na prática de engenharia (Reese et al, 1969; Reese & O'Neill, 1988; Matsui, 1993; O'Neill & Hassan, 1994; entre outros).

Os resultados das análises acima descritas são apresentados nas Figuras 6.2, 6.3 e 6.4 para estacas de comprimento $L=2,00\text{m}$ e diâmetro $d=0,20\text{m}$, $L=2,00\text{m}$ e $d=0,35\text{m}$, e $L=3,00\text{m}$ e $d=0,20\text{m}$, respectivamente. A adoção do procedimento acima descrito foi considerado satisfatório uma vez que, para cada geometria, a carga de ruptura média é, para fins práticos, igual a carga definida através do procedimento de adoção de uma curva média de comportamento bi-linear. O resumo desta análise é apresentado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Comparação das médias das cargas de rupturas obtidas em provas de carga executadas por Meksraitis (1988) e Ramires (1993) com as cargas de rupturas obtidas da curva média representativa em estacas submetidas a compressão.

| Estaca | Geometria | Carga de Ruptura (kN) | | | Procedimento da Curva Média (kN) | | |
|----------------------------------|--------------------|-----------------------|----------|------|----------------------------------|----------|------|
| | | LCPC | NBR 6122 | d/10 | LCPC | NBR 6122 | d/10 |
| T4 T5 T16 | L=2.00m d=0,20m | 10.0 | 13.0 | 17.1 | 13.3 | 14.1 | 18.4 |
| média | | 15.0 | 13.7 | 18.0 | | | |
| | | 15.0 | 18.3 | 20.3 | | | |
| | | 13.3 | 15.0 | 18.5 | | | |
| T19 T20 T21 | L=2.00m d=0,35m | 30.0 | 30.6 | 38.7 | 30.0 | 29.4 | 34.6 |
| média | | 30.0 | 29.6 | 34.3 | | | |
| | | 30.0 | 30.3 | 34.0 | | | |
| | | 30.0 | 30.1 | 35.7 | | | |
| T1 T2 T3 T7 T8 T9 | L=3.00m d=0,20m | 36.0 | 45.5 | 67.5 | 32.3 | 40.4 | 56.2 |
| média | | 30.0 | 34.2 | 50.8 | | | |
| | | 36.0 | 47.2 | 65.6 | | | |
| | | 32.0 | 36.6 | 44.2 | | | |
| | | 30.0 | 40.3 | 58.2 | | | |
| | | 30.0 | 37.6 | 59.8 | | | |
| | | 32.3 | 40.2 | 57.7 | | | |

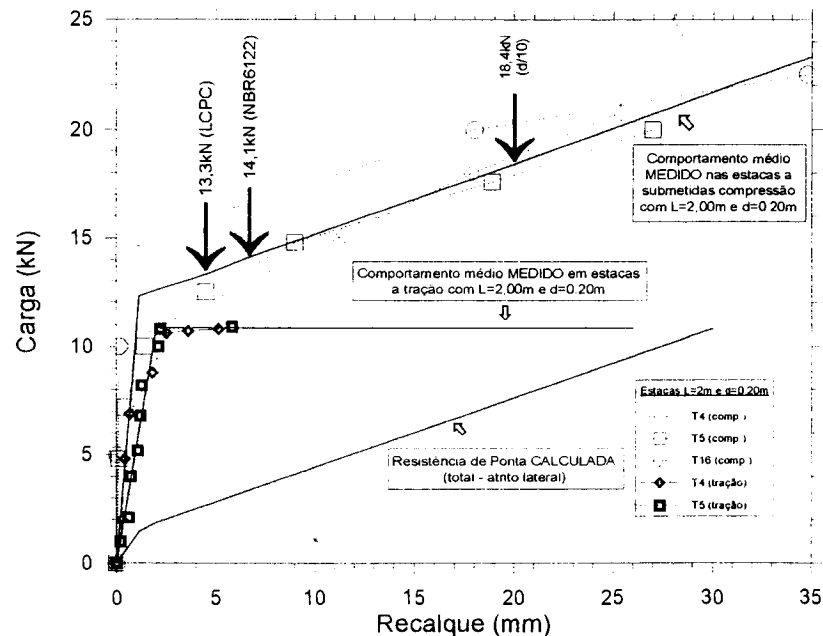


Figura 6.2 - Ajuste da curva bi-linear média às provas de carga executadas por Meksraitis (1988), Matos (1989) e Ramires (1993) em estacas com L=2,00 e d=0,20m.

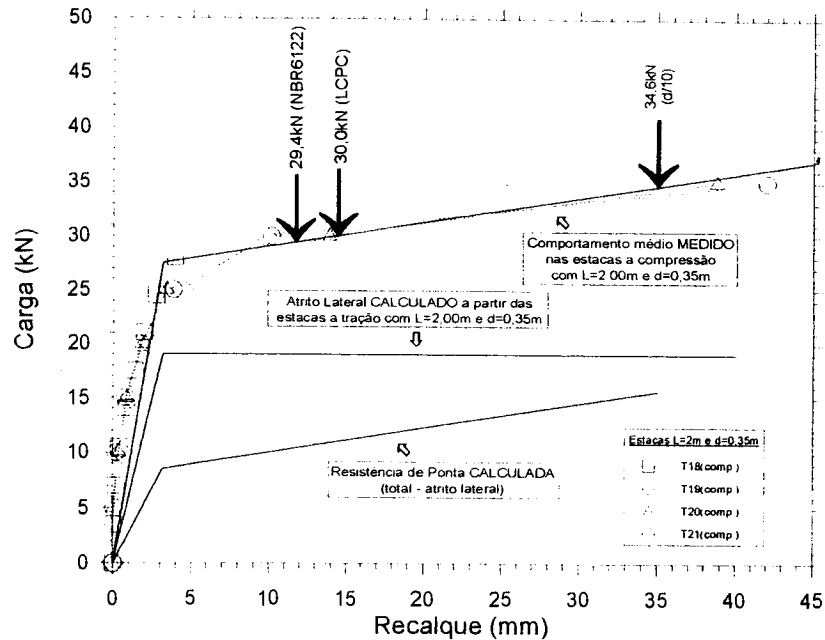


Figura 6.3 - Ajuste da curva bi-linear média às provas de carga executadas por Ramires (1993) em estacas com $L=2,00$ e $d=0,35\text{m}$.

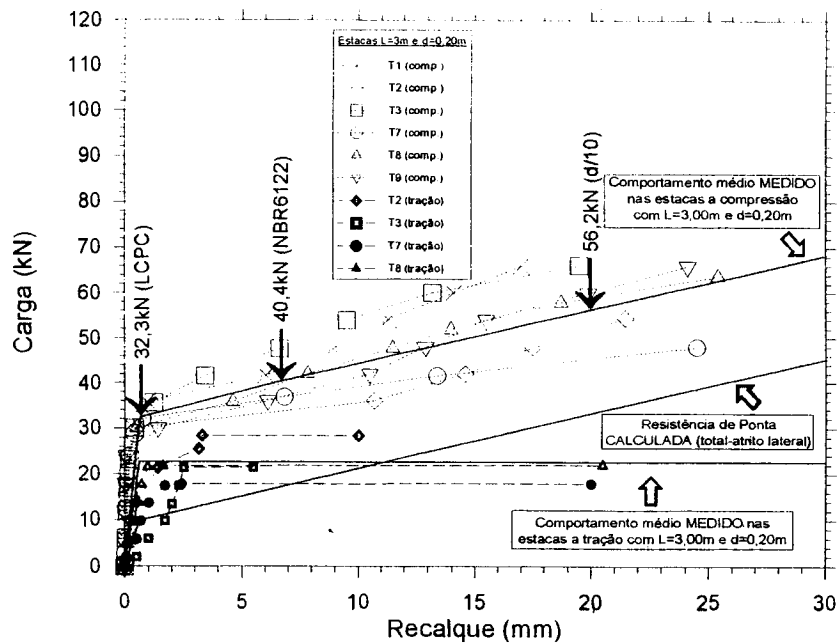


Figura 6.4 - Ajuste da curva bi-linear média às provas de carga executadas por Meksraitis (1988) e Matos (1989) em estacas com $L=3,00$ e $d=0,20\text{m}$.

Os dados de carga de ruptura contidos nas Figuras 6.2, 6.3 e 6.4 são apresentados nas Tabelas 6.2 e 6.3, onde pode-se observar que a parcela correspondente ao atrito lateral é independente do critério de ruptura adotado, enquanto que a carga de ponta é fortemente dependente do nível de deformação da estaca. Logo, a carga de ponta é dependente do tipo de critério de ruptura, ou mais precisamente, do nível de deformação correspondente ao critério de ruptura adotado.

Tabela 6.2 - Cargas de ruptura obtidas através da adoção do procedimento da curva média.

| GEOMETRIA | ATRITO LATERAL (kN) (1) | | | RESISTÊNCIA DE PONTA (kN) - (2) | | | CARGA TOTAL (kN) (3) | | |
|--------------------|----------------------------|-------------|------|------------------------------------|-------------|------|-------------------------|-------------|------|
| | LCPC | NBR 6122 | d/10 | LCPC | NBR 6122 | d/10 | LCPC | NBR 6122 | d/10 |
| L=2.00m d=0.20m | 10.8 | 10.8 | 10.8 | 2.5 | 3.3 | 7.6 | 13.3 | 14.1 | 18.4 |
| L=2.00m d=0.35m | 19.0 | 19.0 | 19.0 | 11.0 | 10.4 | 15.6 | 30.0 | 29.4 | 34.6 |
| L=3.00m d=0.20m | 22.5 | 22.5 | 22.5 | 9.8 | 17.9 | 33.7 | 32.3 | 40.4 | 56.2 |

Tabela 6.3 - Parcela de atrito lateral e resistência de ponta adotando o procedimento da curva média.

| GEOMETRIA | Atrito Lateral/Carga Total (Parcela de Atrito Lateral) | | | Resistência Ponta/Carga Total (Parcela de Resist. de Ponta) | | |
|--------------------|---|------------|------|--|------------|------|
| | LCPC | NBR 6122 | d/10 | LCPC | NBR 6122 | d/10 |
| L=2.00m d=0.20m | 81% | 77% | 59% | 19% | 23% | 41% |
| L=2.00m d=0.35m | 63% | 65% | 55% | 37% | 35% | 45% |
| L=3.00m d=0.20m | 70% | 56% | 40% | 30% | 44% | 60% |

A partir da observação dos resultados apresentados nas Figuras 6.2, 6.3 e 6.4, podem ser formuladas as seguintes considerações:

- ▶ As estacas de 2m de comprimento trabalham predominantemente por atrito lateral. Esse fato pode ser observado nas Tabelas 6.2 e 6.3.
- ▶ As estacas de 3m trabalham em parte por ponta e em parte por atrito lateral. Isso está de acordo com as características geotécnicas observadas nos ensaios de cone elétrico que detectam um horizonte mais resistente (horizonte CB) a profundidade de 3m. Pode ser visto nas Tabelas 6.3 que, em média, 44% da carga total é mobilizada pela ponta da estaca enquanto que 56% é devido ao atrito lateral.
- ▶ Os mecanismos de mobilização do atrito lateral e resistência de ponta são diferenciados. Para um recalque correspondente a aproximadamente 2mm o atrito lateral é totalmente mobilizado permanecendo constante para maiores deformações. Esse comportamento está de acordo com observações feitas por Coyle & Reese (1966), Coyle & Suilaman (1967), Reese et al. (1969), Burland, Broms & de Mello (1977) e Poulos & Davis (1980), entre outros.
- ▶ A carga de ponta não apresenta um patamar de carga de ruptura, mesmo para grandes deformações. Sua mobilização se dá a grandes deformações, comportamento esse, característico de ruptura por puncionamento (Vésic, 1963; Poulos & Davis, 1980 e Cudmani, 1994).

- ▶ O método proposto por Van der Weele (1957), muito utilizado na prática de engenharia, onde é postulado que a mobilização da carga de ponta em estacas é representada por uma reta que passa pela origem e é paralela ao último tramo da curva carga-recalque, se ajusta bem ao comportamento observado em estacas escavadas de $L=2\text{m}$ e $d=0,20\text{m}$, como pode ser observado na Figura 6.2. No caso das estacas escavadas com $L=2\text{m}$ e $d=0,35\text{m}$ e estacas com $L=3\text{m}$ e $d=0,20\text{m}$ esse método subestima em aproximadamente 8kN ($\sim 64\%$ e $\sim 39\%$ da carga de ponta, respectivamente) a carga mobilizada na ponta da estaca, como pode ser observado nas Figuras 6.3 e 6.4, respectivamente.

- ▶ A metodologia adotada permite identificar as cargas de ruptura, bem como identificar as parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, para fins de previsão de comportamento de estacas.

6.3 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM SAPATAS E ENSAIOS DE PLACAS

Uma análise completa e detalhada de resultados e procedimentos pode ser vista em Cudmani (1994), que executou ensaios de placa no solo estudado e comparou com resultados obtidos em provas de carga em sapatas executadas por Luzzardi & Milititsky (1987).

Cabe ressaltar que o critério de ruptura adotado aqui foi o da carga correspondente a uma deformação de $d/30$ (um trinta avos do diâmetro da sapata). Outros critérios de ruptura aplicados aos ensaios de placa, bem como a provas de carga de sapatas, podem ser consultados em Cudmani (1994).

Os valores utilizados das cargas de ruptura e tensão de ruptura com as características geométricas correspondentes são apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Valores de carga de ruptura e tensão de ruptura para o critério de ruptura $d/30$ em provas de carga de sapatas quadradas e ensaios de placa executados por Cudmani (1994).

| DENOMINAÇÃO (Cudmani, 1994) | Prof. (m) | DIÂMETRO ou LARGURA (m) | $d/30$ (mm) | σ_{ult} (kPa) | P_{ult} (kN) |
|--------------------------------|--------------|----------------------------|----------------|-------------------------|-------------------|
| PLAC3040 | 0.40 | 0.30 | 10 | 150 | 10.6 |
| PLAC30120 | 1.20 | 0.30 | 10 | 283 | 20.0 |
| PLAC3080 (1) | 0.80 | 0.30 | 10 | 158 | 11.2 |
| PLAC3080 (2) | 0.80 | 0.30 | 10 | 123 | 8.7 |
| PLAC3080 (3) | 0.80 | 0.30 | 10 | 123 | 8.7 |
| PLAC30160 (1) | 1.60 | 0.30 | 10 | 248 | 17.5 |
| PLAC30160 (2) | 1.60 | 0.30 | 10 | 171 | 12.1 |
| PLAC30160 (3) | 1.60 | 0.30 | 10 | 283 | 20.0 |
| PLAC45120 (4) | 1.20 | 0.45 | 15 | 294 | 46.7 |
| PLAC45120 (5) | 1.20 | 0.45 | 15 | 248 | 39.5 |
| PLAC45120 (6) | 1.20 | 0.45 | 15 | 256 | 40.7 |
| PLAC40120 (1) | 1.20 | 0.40 | 13 | 234 | 37.5 |
| PLAC40120 (2) | 1.20 | 0.40 | 13 | 274 | 43.8 |
| PLAC60120 (1) | 1.20 | 0.60 | 20 | 294 | 83.2 |
| PLAC60120 (2) | 1.20 | 0.60 | 20 | 277 | 78.2 |
| SAP10050 | 0.50 | 1.00 | 33 | 174 | 174.5 |
| SAP10085 | 0.85 | 1.00 | 33 | 261 | 261.2 |
| SAP100110 | 1.10 | 1.00 | 33 | 180 | 180.0 |
| SAP70110 | 1.10 | 0.70 | 23 | 326 | 125.3 |
| SAP70120 | 1.20 | 0.70 | 23 | 423 | 162.7 |
| SAP70130 | 1.30 | 0.70 | 23 | 280 | 107.9 |
| SAP70160 | 1.60 | 0.70 | 23 | 334 | 128.7 |

6.4 - PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS

Para a estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas foram utilizados os chamados métodos diretos de previsão de capacidade de carga. Esses métodos consistem em calcular a capacidade de carga de uma estaca através de ensaios de campo sem a necessidade de obtenção de nenhum parâmetro intermediário do solo (tais como coesão ou ângulo de atrito interno).

Foram adotados os valores da carga de ruptura das curvas médias das provas de carga, como representativos do comportamento de estacas com as mesmas características geométricas, ensaiadas com carregamento monotônico e lento. O atrito lateral foi obtido

através de provas de carga executadas a tração, conforme descrito anteriormente.

Na Figura 6.5 apresenta-se no eixo das abcissas o atrito lateral último observado nas estacas ensaiadas e nas ordenadas a razão entre o atrito lateral previsto e medido nas provas de carga.

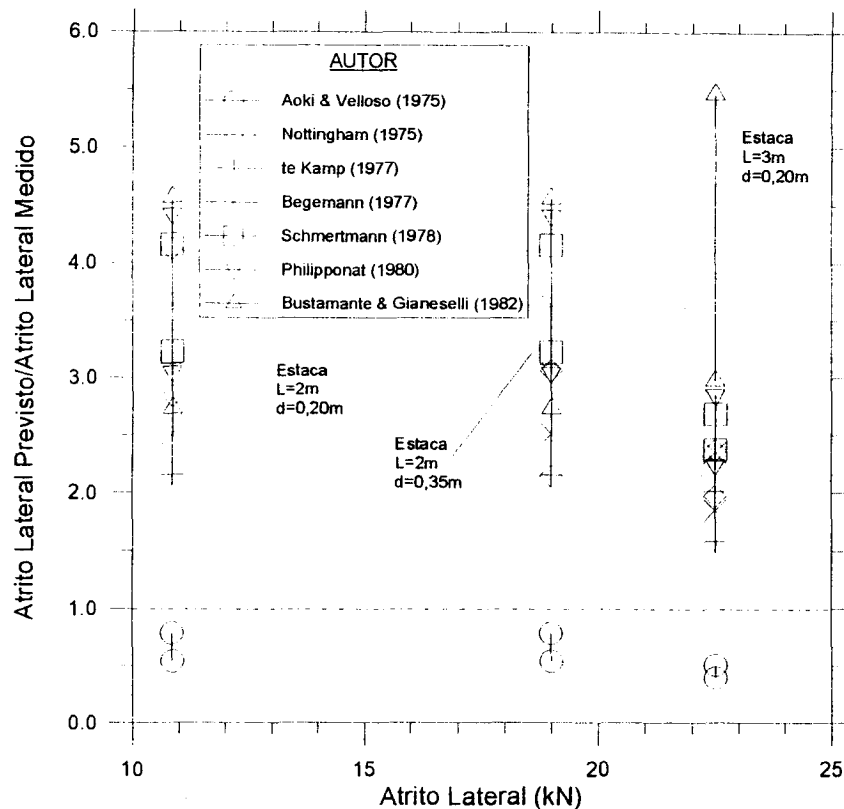


Figura 6.5 - Previsão do atrito lateral último utilizando diversos autores, a partir de dados do ensaio de cone elétrico.

A dispersão do atrito lateral calculado segundo correlações de diversos autores é considerável, resultando razões entre carga prevista e carga medida que variam entre 0,4 e 5,5.

Os métodos de previsão de capacidade de carga propostos por autores estrangeiros superestimam a carga de ruptura de estacas escavadas ensaiadas em solos coesivo-friccionais na parcela correspondente ao atrito lateral. O método proposto por Aoki & Velloso (1975) é ligeiramente conservativo na previsão do atrito lateral em estacas escavadas, como pode ser visto na Figura 6.5.

Nas Figuras 6.6, 6.7 e 6.8 foi graficada no eixo das abscissas a carga de ponta medida nas estacas, segundo critérios de ruptura utilizados, e no eixo das ordenadas a razão entre a carga de ponta prevista e a medida em provas de carga. São apresentados resultados para os critérios da Norma Brasileira, Prática Inglesa e Prática Francesa (LCPC) nas Figuras 6.6, 6.7 e 6.8, respectivamente.

De forma análoga às previsões de atrito lateral, observa-se uma variabilidade significativa nos valores previstos de carga de ponta das estacas.

Todos os métodos testados superestimam a carga de ruptura de ponta. De todos os métodos o que se mostrou mais adequado foi o método de Aoki & Velloso (1975), como pode ser observado nas Figuras 6.6, 6.7 e 6.8.

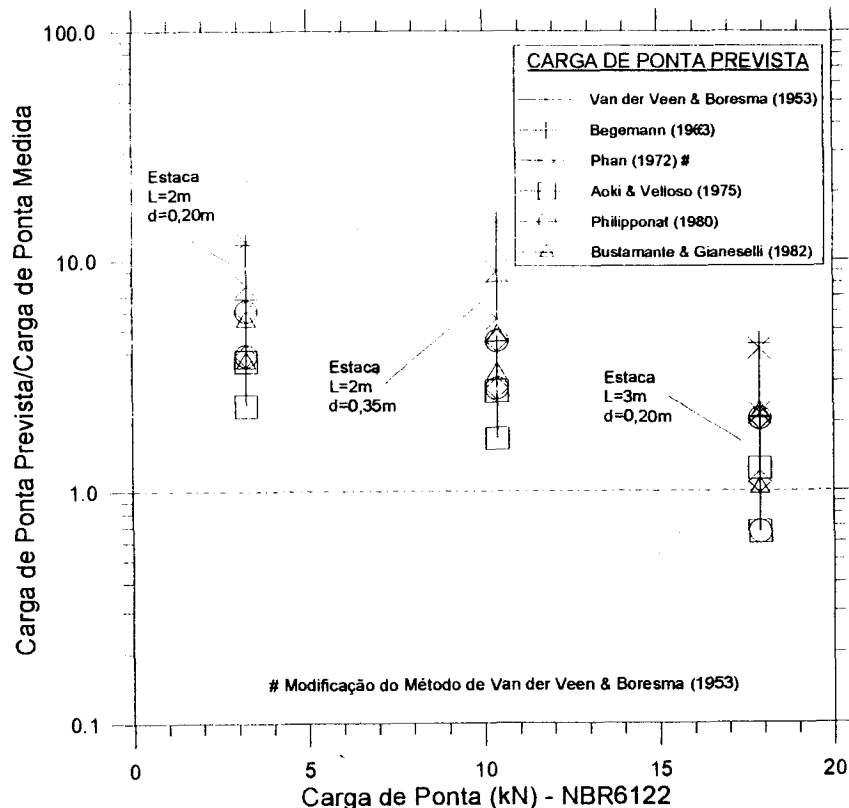


Figura 6.6 - Previsão da carga de ponta última utilizando diversos autores comparada à parcela de carga de ponta última preconizada pela NBR6122.

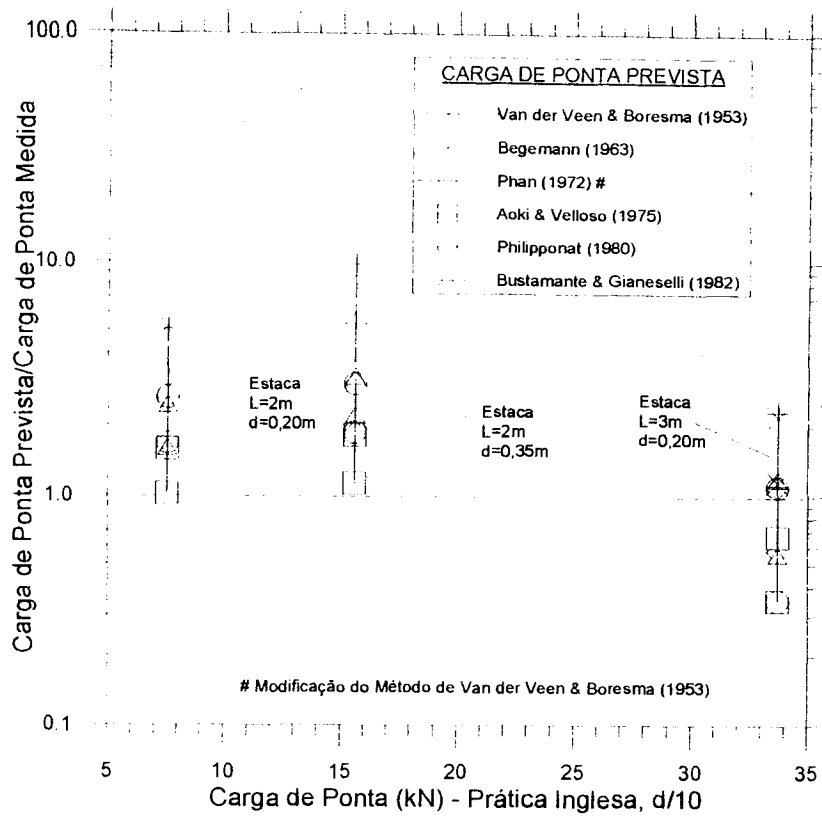


Figura 6.7 - Previsão da carga de ponta última utilizando diversos autores comparada à parcela de carga de ponta última preconizada pela Prática Inglesa ($d/10$).

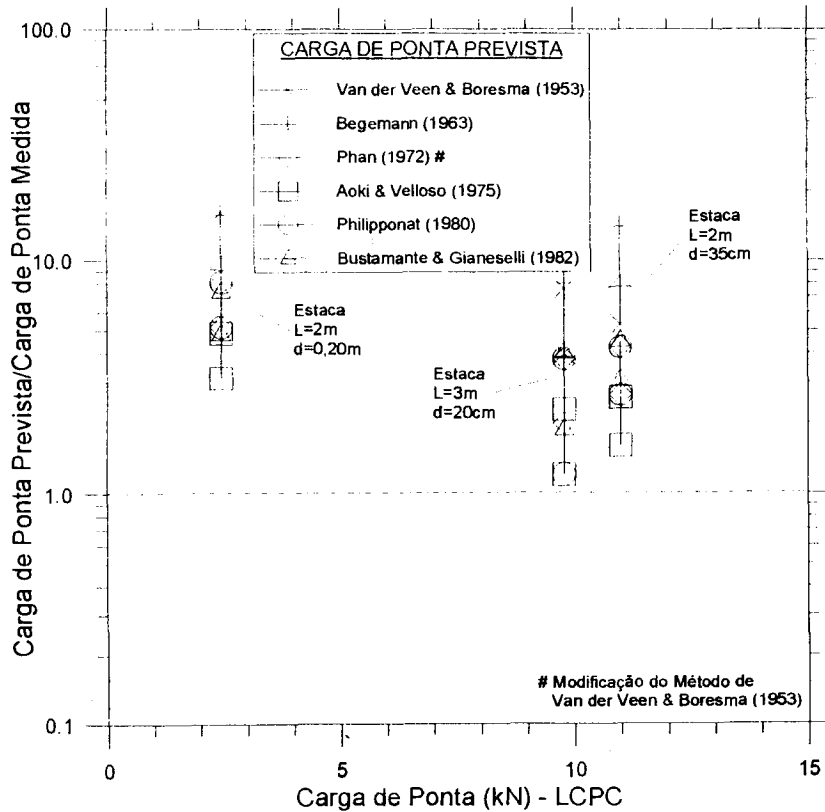


Figura 6.8 - Previsão da carga de ponta última utilizando diversos autores comparada à parcela de carga de ponta última preconizada pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, França).

As Figuras 6.9, 6.10 e 6.11 ilustram os resultados das previsões de carga total de ruptura realizadas por teorias que possuem propostas de cálculo do atrito lateral e carga de ponta comparados com diversos critérios de ruptura (Norma Brasileira, Prática Inglesa e Francesa respectivamente).

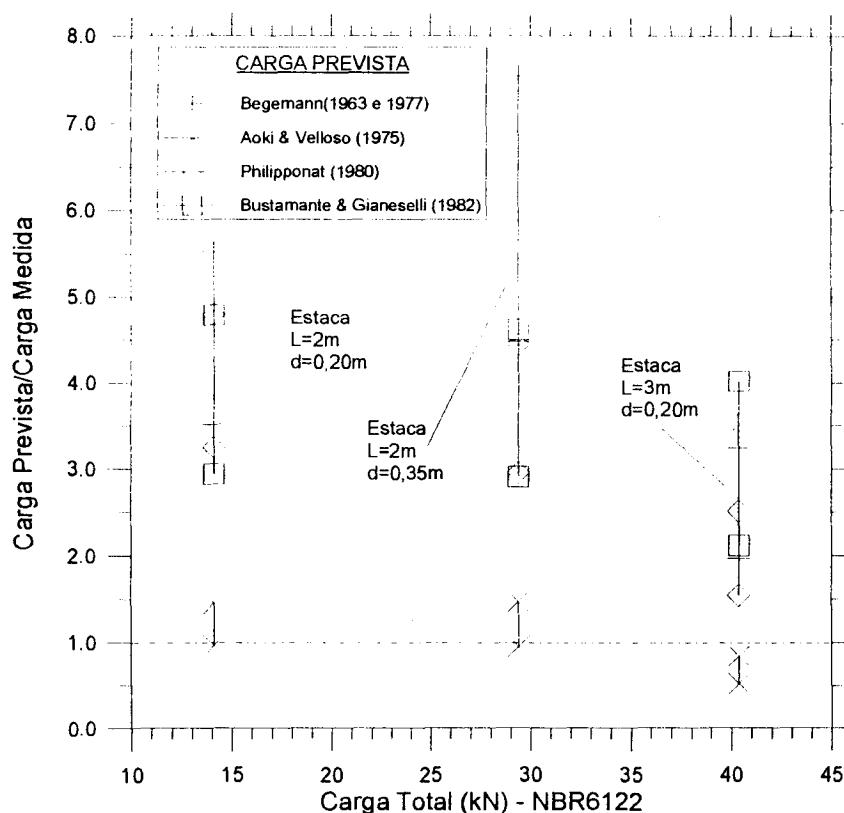


Figura 6.9 - Previsões de carga de ruptura utilizando diversos autores comparadas à carga de ruptura preconizada pela NBR6122.

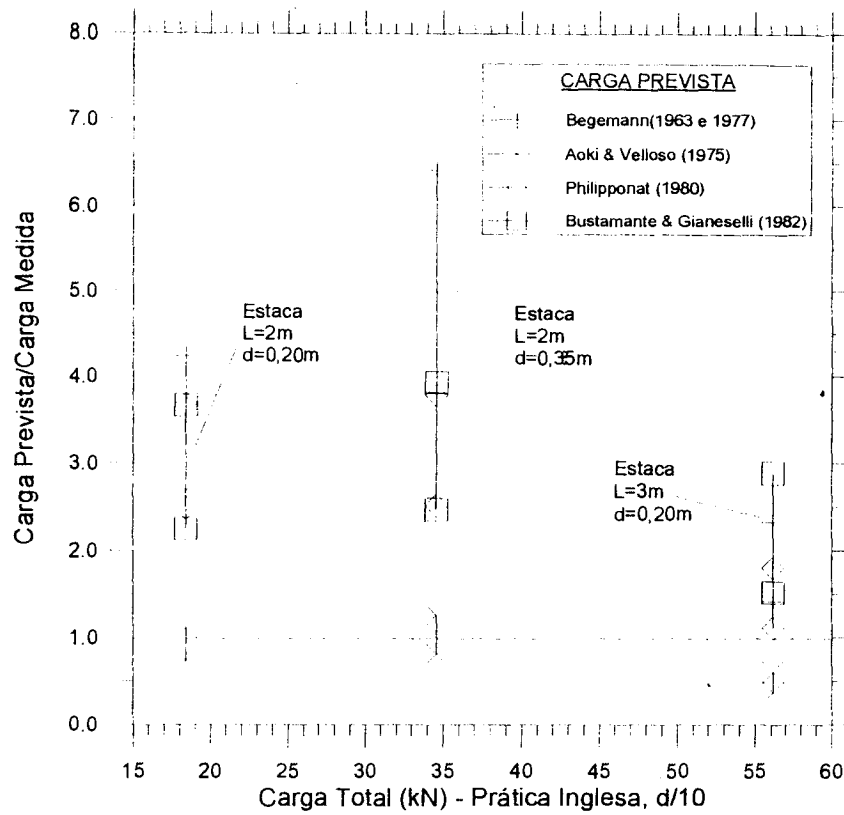


Figura 6.10 - Previsões de carga de ruptura utilizando diversos autores comparadas à carga de ruptura preconizada pela Prática Inglesa (d/10).

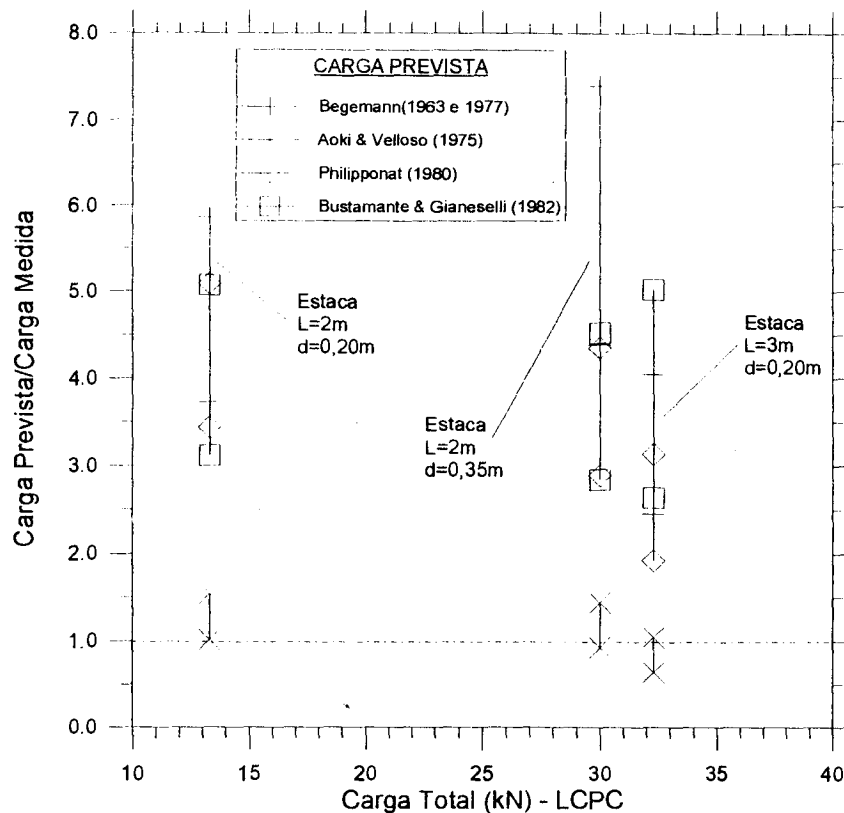


Figura 6.11 - Previsões de carga de ruptura utilizando diversos autores comparadas à carga de ruptura preconizada pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, França).

Pode ser notado nas Figuras 6.9, 6.10 e 6.11 que métodos de previsão de carga de ruptura propostos por Begemann (1963 e 1977), Philipponat (1980) e Bustamante & Gianceselli (1982) são contra a segurança (carga prevista maior que carga medida). O método proposto por Aoki & Velloso (1975) se mostrou mais realista, sendo que a razão entre a carga prevista e medida varia entre 0,3 e 1,5. No entanto, cabe ressaltar que as estacas estudadas são protótipos de pequeno diâmetro e pouca profundidade diferindo de estacas utilizadas usualmente em projetos de fundações (estacas de maior diâmetro, assentes em solos resistentes ou rochas).

A partir da observação dos resultados apresentados nas Figuras 6.5, 6.6, 6.7, 6.8, 6.9, 6.10 e 6.11, pode concluir-se que:

- ▶ Os métodos de previsão de capacidade de carga propostos na literatura internacional superestimam a carga de ruptura de estacas escavadas ensaiadas no solo coesivo-friccional estudado, tanto na parcela correspondente ao atrito lateral como na parcela devido a carga de ponta.
- ▶ A previsão de capacidade de carga prevista por Aoki & Velloso (1975) mostrou-se mais realista que as proposições encontradas na literatura internacional.
- ▶ A proposição de Aoki Velloso (1975) deve ser utilizada com cautela uma vez que subestima em aproximadamente 50% o atrito lateral último e superestima em 200% a 300% a carga de ponta para o caso das estacas escavadas estudadas. No entanto, existe uma compensação entre atrito lateral e carga de ponta que confere ao método uma previsão realista da carga total de ruptura.
- ▶ Não foi encontrado nenhum método de previsão de capacidade de carga que classifique os solos em unidades geotécnicas. Este fato pode limitar uma

aplicação mais criteriosa dos métodos de previsão de capacidade de carga existentes a solos coesivos-friccionais.

6.5 - PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS ESCAVADAS

Para a previsão dos recalques de fundações através da Teoria da Elasticidade é necessário conhecer o Módulo de Elasticidade, o coeficiente de Poisson do solo e as características geométricas do problema. Na prática, a geometria do problema é conhecida e o coeficiente de Poisson pode ser estimado, sendo que sua influência não é significativa (Poulos & Davis, 1980). Assim, a previsão de recalques de estacas se reduz à previsão do Módulo de Elasticidade do solo a partir de ensaios de cone elétrico.

Em geral, as diferentes soluções baseadas na Teoria da Elasticidade permitem a avaliação do recalque através das seguintes expressões:

$$s = I_p * P / (L * E_s) \quad (6.1)$$

$$s = I_p * q * d / E_s \quad (6.2)$$

A primeira equação é aplicável no caso de estacas enquanto a segunda se refere ao caso de sapatas circulares, onde I_p é o fator de influência de deslocamentos, P é a carga aplicada no topo da estaca, L é o comprimento da estaca, E_s o módulo de elasticidade do solo, d o diâmetro da sapata e q a tensão aplicada na sapata. Para ambos os casos, I_p varia com as condições de contorno e tipo de carregamento.

Neste presente trabalho é de especial interesse o caso de estacas e sapatas rígidas embutidas em um meio isotrópico limitado inferiormente por um extrato rígido. Ambas as soluções podem ser encontradas em Poulos & Davis (1974).

As características de cada obra definirão os níveis de deformação toleráveis para os elementos de fundação. Tendo em vista este fato, foram adotados os seguintes módulos secantes

correspondentes a níveis de deformações usualmente encontrados na prática de engenharia: E_{ini} (deformações iniciais elásticas lineares), $E_{d/90}$ (módulo secante correspondente a carga de serviço da estaca), $E_{d/30}$ (módulo secante correspondente a carga de ruptura preconizada pela NBR6122) e $E_{d/10}$ (módulo secante correspondente a carga de ruptura preconizada pela Prática Inglesa).

Para o cálculo dos módulos secantes foram considerados os efeitos do embutimento da estaca, bem como a presença de um estrato pouco deformável (considerado como rígido) correspondente ao horizonte CB. Os fatores de influência de deslocamentos (I_p) foram avaliados a partir dos gráficos propostos por Poulos & Davis (1974). A Figura 6.12 apresenta uma comparação entre os valores de módulos secantes obtidos através de provas de carga de estacas escavadas e estimativa feita através do ensaio de cone elétrico utilizando a equação 5.4 e Tabela 5.2.

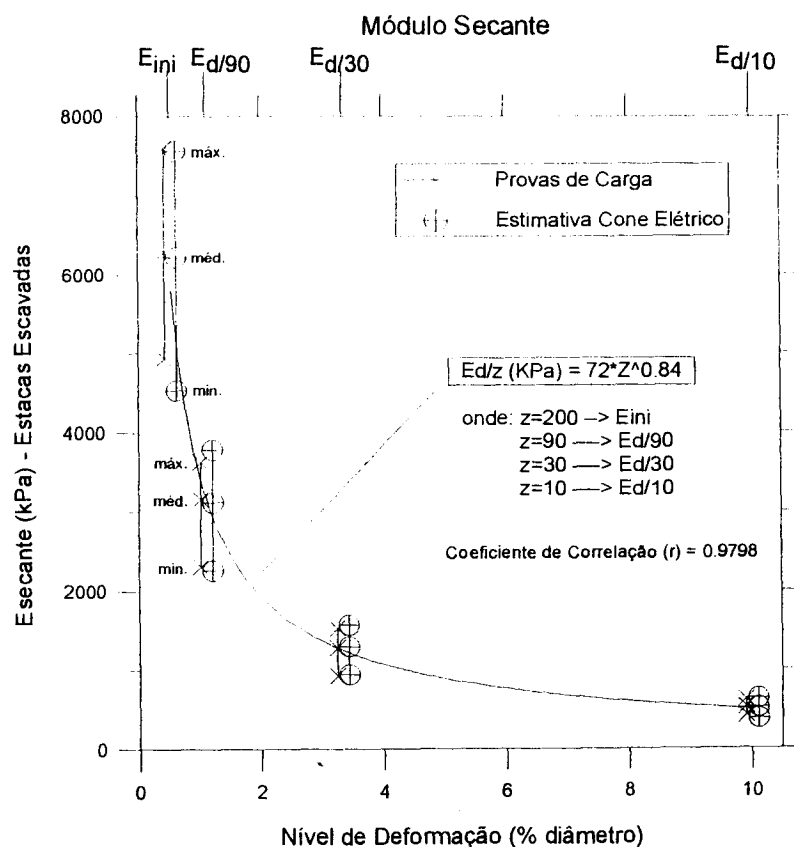


Figura 6.12 - Módulos Secantes observados em provas de carga em estacas escavadas comparados com os previstos através dos ensaios de cone elétrico.

Na estimativa do módulo secante através dos dados do cone elétrico foram utilizadas as envoltórias de máximo e mínimo com os coeficientes médios apresentados na Tabela 5.2.

Os valores obtidos dos módulos secantes para o caso de estacas podem ser calculados através da seguinte equação:

$$E_{d/z} = 72 * z^{0.84} \quad (6.3)$$

Observando a Figura 6.12 pode ser concluído que:

- ▶ A dispersão dos dados da prova de carga em estacas escavadas é da mesma magnitude da variação dos ensaios de cone elétrico sugerindo sua utilização com ensaio índice na determinação da variabilidade das propriedades de deformação deste solo.
- ▶ A utilização dos valores propostos na Tabela 5.2 e dados de ensaio de cone elétrico, na equação 5.4, refletem os valores do módulo secante encontrados em provas de carga de estacas assentes nos horizontes AB e B da unidade geotécnica PVp (Podzólico Vermelho-Amarelo substrato Pelito).
- ▶ Os valores do módulo secante se ajustam a uma curva potência sendo descritos pela equação 6.3.
- ▶ A similaridade entre módulos médios medidos e previstos era esperada, um vez que os coeficientes de correlação foram estabelecidos a partir dos dados das provas de carga utilizadas. Surpreendente, no entanto, é o fato de que os coeficientes da equação 6.3 independem do diâmetro da estaca sendo apenas função do nível de deformações associadas.

Estas correlações foram desenvolvidas para os horizontes AB e B encontrados no campo experimental de Cachoeirinha. Sua

aplicabilidade a diferentes horizontes e solos de distintas Formações devem ser ainda validadas.

6.6 - PREVISÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL DE SAPATAS ISOLADAS

Uma revisão das proposições de cálculo da tensão admissível a partir do ensaio CPT pode ser encontrada no Capítulo 2. De forma geral, os autores calculam a tensão admissível de uma camada de solo através da seguinte equação:

$$\sigma_{adm} = q_c/M$$

onde o fator M varia entre 5,0 e 16,0, de acordo com cada autor.

Estudo realizado no Campo de Experimental da UFRGS, utilizando dados de provas de cargas em sapatas quadradas (Luzzardi, 1987) e ensaios de placa (Cudmani, 1994) ambos assentes sobre o mesmo solo coesivo-friccional, permitiram avaliar as correlações entre a tensão admissível (utilizando o critério $d/30$ para a carga de ruptura e fator de segurança igual a 2) e ensaios de cone elétrico realizados no mesmo local. Este estudo está sintetizado na Figura 6.13 onde é graficado o fator M nas ordenadas (utilizando-se critério de ruptura $d/30$ e fator de segurança igual a 2) e o embutimento (D/B) nas abscissas. O valor numérico apresentado junto a cada valor experimental corresponde ao diâmetro ou largura do elemento de fundação. De maneira geral, é possível observar que o fator M (razão entre q_c e σ_{adm}) varia entre 5,6 e 19,0, valores concordantes com os encontrados na literatura internacional (que varia de 5,0 a 16,0).

Cabe salientar que a tensão admissível de sapatas não se constitui numa propriedade do na qual está assente. Seu valor depende da estrutura à qual a sapata está vinculada, geometria do problema e existência de sobrecargas nas proximidades, além das propriedades de resistência e deformabilidade do solo. Uma vez que o coeficiente M não leva em conta a maioria destes fatores, seu uso deve limitar-se a uma fase preliminar de anteprojeto.

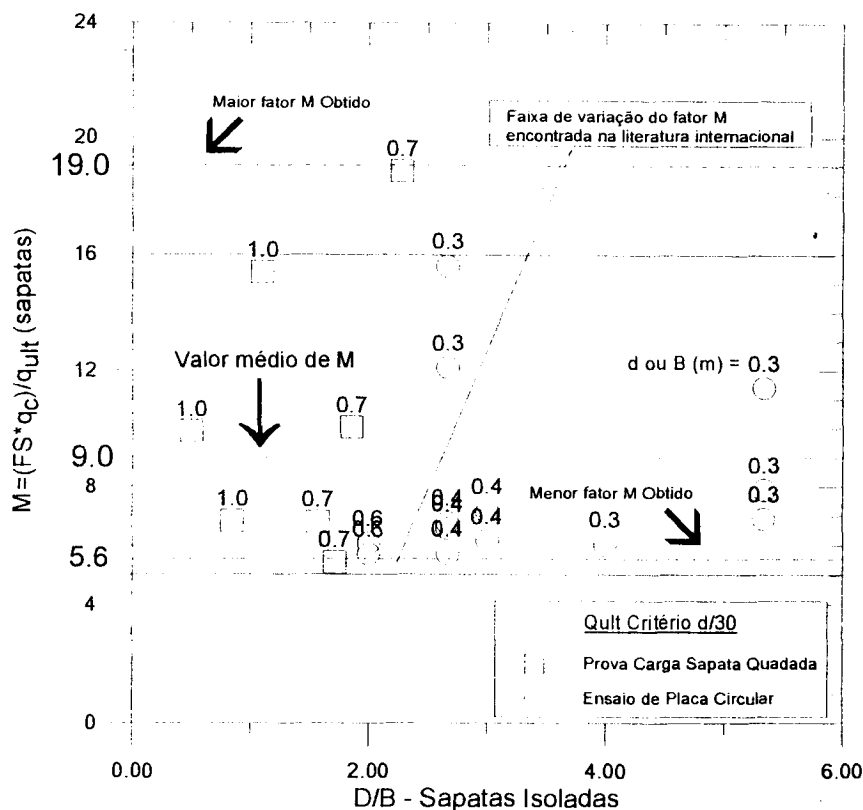


Figura 6.13 - Razão entre q_c e a tensão admissível de sapatas quadradas ou circulares assentes no horizonte B da unidade geotécnica PVp, adotando um fator de segurança igual a 2.

A análise da Figura 6.13 e das Tabelas 6.3 e 6.5 permite estabelecer as seguintes considerações:

- ▶ O valor do coeficiente M varia entre 5,6 e 19,0 apresentando um valor médio de 9,0 e um desvio padrão de 4,0. O alto valor do desvio padrão indica que a adoção de um valor de M para os solos estudados deve ser revestida de cautela. Cabe ressaltar que os valores de M são válidos apenas para o solo estudado (horizonte AB e B de Cachoeirinha) onde a tensão admissível foi calculada a partir do critério de ruptura $d/30$ (tensão aplicada correspondente a uma deformação de $d/30$) adotando um fator de segurança igual a 2.

- ▶ Não há influência da geometria nos valores de M , ou seja, o aumento do diâmetro (d) ou largura (B) das sapatas estudadas não corresponde a uma tendência específica de variação de M .
- ▶ Não há influência do embutimento (D/B) no valor dos coeficientes M , para o caso das sapatas estudadas.
- ▶ A dispersão dos coeficientes M encontrados no Campo Experimental de Cachoeirinha estão dentro da faixa de valores relatados na literatura internacional.

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 - CONCLUSÕES

Foi desenvolvido no campo de testes da UFRGS, localizado em Cachoeirinha, um programa experimental envolvendo ensaios de cone elétrico. O equipamento utilizado para realização do ensaio de cone elétrico foi testado e colocado em operação durante a presente pesquisa. Foi executada uma campanha de ensaios de cone elétrico, objetivando verificar a aplicabilidade do ensaio na determinação da estratigrafia do subsolo, na avaliação de metodologias de classificação de solos, na determinação de propriedades de resistência e deformabilidade de materiais coesivo-friccionais e na previsão de capacidade de carga de estacas e sapatas através de métodos diretos.

As principais conclusões deste trabalho são ordenadas e resumidas a seguir:

1. Ensaio de Cone Elétrico: confiabilidade, repetibilidade e produtividade.

- ▶ Ensaios de cone elétrico permitem realizar leituras de q_c e f_s de 7mm em 7mm de profundidade, obtendo-se um perfil contínuo de resistência a penetração. Os resultados de ensaio de cone elétrico obtidos neste trabalho têm um padrão de qualidade comparável aos relatados na experiência internacional (resolução, histerese e amplitude de sinal).
- ▶ A versatilidade do sistema de cravação foi comprovada por sua adequação às condições do campo experimental. O equipamento, operado por 2 técnicos, permite a realização de um furo de sondagem em uma jornada de trabalho. O nivelamento e a ancoragem constituem-se nas duas etapas mais demoradas durante a realização do ensaio.

2. Identificação, classificação e estratigrafia de solos coesivo-friccionais:

► O perfil típico do subsolo foi determinado a partir de ensaios de cone elétrico e mecânico, SPT e pressiômetro de Ménard. Os quatro tipos de ensaios fornecem resultados semelhantes em termos de variação de resistência com a profundidade. No entanto, o ensaio de cone elétrico fornece informações mais detalhadas das variações pontuais da resistência de ponta e da transição de propriedades entre horizontes.

► As classificações de solos propostas por Schmertmann (1978), Searle (1979), Douglas & Olsen (1981) e Robertson & Campanella (1983) não se aplicam aos solos coesivo-friccionais estudados. Este fato é explicado na medida em que os dados experimentais comprovam que a razão de atrito (FR), ao contrário do que ocorre em solos sedimentares, não é capaz de identificar e classificar os horizontes pedológicos estudados. Este fato também foi observado por Puppala et al. (1995) em estudos de areias cimentadas realizados em câmaras de calibração.

► A resistência de ponta do cone (q_c) parece ser apropriada para identificação dos horizontes pedológicos.

3. Obtenção de parâmetros de resistência c e ϕ :

► A aplicação de teorias clássicas de capacidade de carga na obtenção parâmetros de resistência de solos coesivo-friccionais, envolve uma única equação, na qual q_c é conhecido e c e ϕ são incógnitas, ficando o problema indeterminado. Neste trabalho adota-se uma abordagem diferenciada, onde o ângulo de atrito é determinado através de ensaios de cisalhamento direto na condição inundada e o intercepto coesivo estimado a partir de ensaios de cone elétrico. A qualidade das previsões utilizando a metodologia acima descrita dependerá, fundamentalmente, da validade das

hipóteses simplificadoras adotadas nas diversas teorias de capacidade de carga.

► A obtenção da magnitude do intercepto coesivo, através da utilização de dados de ensaios de cone elétrico e teorias clássicas de capacidade de carga propostas por Prandtl (1920), Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951) conduz a valores irrealistas dos parâmetros de resistência.

► A aplicação das teorias desenvolvidas por Durgunoglu & Mitchell (1973) e Janbu & Senneset (1974) fornece valores de coesão e ângulo de atrito interno similares aos obtidos em ensaios de cisalhamento direto (horizontes AB e B).

4. Módulo de Elasticidade Secante:

► Foram estabelecidos níveis diferenciados de deformabilidade correspondentes aos seguintes módulos secantes:

E_{ini} = módulo secante onde ocorrem somente deformações elásticas no solo;

$E_{d/90}$ = módulo secante onde ocorrem pequenas deformações plásticas, correspondendo a maioria das cargas de trabalho;

$E_{d/30}$ = módulo secante correspondente a carga de ruptura preconizada na Norma Brasileira (NBR6122);

$E_{d/10}$ = módulo secante correspondente a carga de ruptura adotada pela Prática Inglesa (d/10).

► Os módulos secantes obtidos em ensaios de placa e provas de carga em sapatas executados no Campo Experimental de Cachoeirinha não sofrem influência do fator de embutimento (D/B) e da largura (B) ou diâmetro (d).

► O cone elétrico, através de correlações empíricas, é capaz de prever a variação do módulo de elasticidade com a profundidade tanto no caso de estacas escavadas com no caso de sapatas isoladas. No entanto, a aplicação destas correlações empíricas se restringe ao universo para o qual estas correlações foram estabelecidas.

5. Interpretação dos resultados de provas de carga de estacas escavadas:

- ▶ Os mecanismos de mobilização do atrito lateral e resistência de ponta são diferenciados. Para um recalque correspondente a aproximadamente 2mm o atrito lateral, de estacas escavadas de pequeno diâmetro assentes no solo de Cachoeirinha, é totalmente mobilizado permanecendo constante para maiores deformações. Este comportamento está de acordo com observações feitas por Coyle & Reese (1966), Coyle & Suilaman (1967), Reese et al. (1969), Burland, Broms & de Mello (1977) e Poulos & Davis (1980).

- ▶ A carga de ponta não apresenta um patamar de carga de ruptura definida. Sua mobilização se dá a grandes deformações, comportamento este característico de ruptura por puncionamento (Vésic, 1963; Poulos & Davis, 1980 e Cudmani, 1994).

- ▶ O método proposto por Van der Weele (1957), muito utilizado na prática de engenharia, postula que a mobilização da carga de ponta em estacas é representada por uma reta que passa pela origem e é paralela ao último tramo da curva carga-recalque. Esse método se ajusta bem ao comportamento observado em estacas escavadas de $L=2\text{m}$ e $d=0,20\text{m}$. Para estacas escavadas com $L=2\text{m}$ e $d=0,35\text{m}$ e estacas com $L=3\text{m}$ e $d=0,20\text{m}$ esse método subestima em aproximadamente 8kN a carga mobilizada na ponta da estaca, o que corresponde a aproximadamente 64% da carga de ponta no primeiro caso ($L=2\text{m}$ e $d=0,35\text{m}$) e 39% no segundo caso ($L=3\text{m}$ e $d=0,20\text{m}$).

- ▶ Alternativamente ao método de Van der Weele (1957), neste trabalho adota-se o procedimento das curvas médias, descrito no Capítulo 6. Este procedimento mostrou-se adequado à determinação das parcelas de carga de ponta e atrito lateral das estacas escavadas no campo experimental de Cachoeirinha.

6. Previsão de capacidade de carga de estacas escavadas:

- ▶ Os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas propostos na literatura internacional superestimam a carga de ruptura de estacas escavadas ensaiadas tanto na parcela correspondente ao atrito lateral como na parcela devido a carga de ponta.
- ▶ A previsão de capacidade de carga das estacas escavadas estudadas prevista pelo método de Aoki & Velloso (1975) mostrou-se mais realista na previsão de carga de ruptura total que as proposições encontradas na literatura internacional.
- ▶ O atrito lateral das estacas escavadas estudadas previsto através do método de Aoki & Velloso (1975) é muito conservador ($FS=2$) enquanto que a carga de ponta prevista é de 200% a 300% maior que a medida (logo, contra a segurança) para o caso das estacas escavadas estudadas. No entanto, existe uma compensação entre atrito lateral e carga de ponta prevista, o que confere ao método uma previsão realista da carga total de ruptura. Fica claramente identificado a necessidade de utilizar o método com certa cautela.
- ▶ Não foi encontrado nenhum método de previsão de capacidade de carga que classifique os solos em unidades geotécnicas. Este fato pode limitar uma aplicação mais criteriosa dos métodos de previsão de capacidade de carga existentes em solos coesivo-friccionais.

7. Previsão de tensão admissível de sapatas com tensão de ruptura definida pelo critério $d/30$ e fator de segurança igual a 2:

- ▶ A razão entre q_c e σ_{adm} , definida pelo coeficiente M , varia de 5,6 a 19,0 apresentando um valor médio de 9,0 e um desvio padrão de 4,0. O elevado desvio padrão observado nos valores de M evidenciam a dificuldade da aplicação desta metodologia em projetos geotécnicos. Cabe ressaltar que a tensão

admissível foi calculada a partir de σ_{ult} obtido através do critério $d/30$ e adotando um fator de segurança igual a 2.

► Não foi verificada a influência do diâmetro (d) ou largura (B) da sapata e do fator de embutimento (D/B) nos valores do coeficiente M , para o caso das sapatas estudadas.

7.2 - SUGESTÕES

Visando validar as conclusões aqui descritas para outros universos constituídos de solos coesivo-friccionais e promover o desenvolvimento de novas técnicas voltadas ao avanço do conhecimento nesses materiais, são formuladas as seguintes sugestões para futuras pesquisas:

a. Realização de ensaios de cone elétrico em outras unidades geotécnicas aliadas a provas de cargas em estacas e sapatas instrumentadas e com medida de sucção "in situ".

b. Aprimoramento do equipamento de cone penetrometria elétrico da UFRGS, com a adição de medidores de ondas cisalhantes (cone sísmico) e/ou adição de um pressiômetro na parte traseira da ponteira cônica (cone pressiômetro).

c. Com base numa campanha de ensaios de cone elétrico e coleta de amostras, em outras Unidades Geotécnicas, estabelecer metodologias genéricas para classificação de solos coesivo-friccionais.

d. Desenvolvimento de um programa de ensaios de laboratório com sucção controlada, com a finalidade de verificar a influência da sucção na resistência e deformabilidade dos solos estudados.

ANEXO 1 - Levantamento Planialtimétrico do Campo Experimental da UFRGS em Cachoeirinha/RS

O levantamento planialtimétrico realizado em Junho de 1993 no campo experimental da UFRGS em Cachoeirinha teve por objetivo:

- ▶ Localizar os elementos de fundação (estacas escavadas e sapatas) ensaiados em pesquisas anteriores;
- ▶ Localizar pontos notáveis encontrados no terreno;
- ▶ Determinar os limites do terreno, as cercas existentes e contorno externo de construções;
- ▶ Localizar estradas, caminhos e árvores frondosas;
- ▶ Fazer um levantamento da topografia do terreno;
- ▶ Fazer um levantamento dos locais onde foram retirados blocos indeformados para realização de ensaios de laboratório.

Para alcançar estes objetivos, foi utilizado um teodolito Wild e uma mira falante de 4 metros de altura.

As cotas de alguns pontos notáveis foram determinadas através de mapas topográficos da região na escala 1:5000. A partir destes pontos foi possível traçar as curvas de nível em relação ao nível médio dos mares.

Posteriormente, foram realizados e localizados por triangulação os ensaios de cone elétrico e de placa bem como os furos de trado.

A localização dos ensaios SPT executados por Meksraitis (1988) e Matos (1989) foi obtida através de croquis realizados por estes pesquisadores.

O resultado desse trabalho de levantamento pode ser observado no mapa anexo.

Ei PROVAS DE CARGA EM PLACA (CUDM)

Si PROVAS DE CARGA EM SAPATAS DE

Ll SPT (LUZARDI(1994))

B BLOCOS INDEFORMADOS (MEKSRA (1988), MATOS (1989))

P POSTE DE ILUMINAÇÃO

T BLOCO INDEFORMADO (MANTARAS (1994))

TR TRADAGEM (AVERVECK E SCARES (1994))

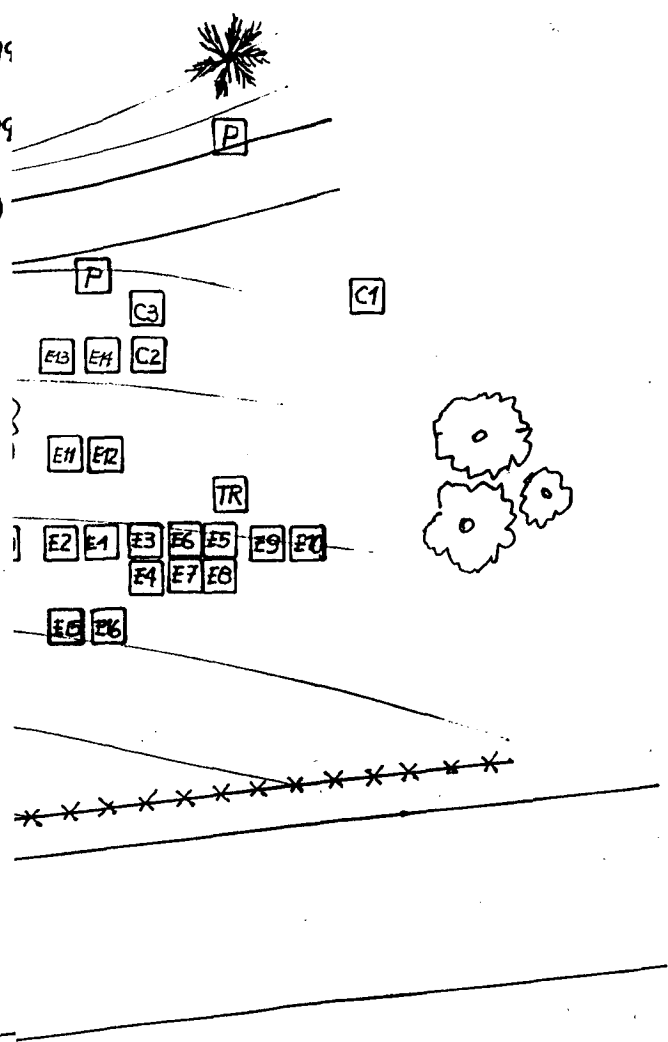
Ci ENSAIOS DE CONE (AVERVECK (1994))

B(S) BLOCO INDEFORMADO ENVIADO A INGLATERRA
ÁRVORE, ARBUSTO

- ESTACAS ENSAIADAS
MEKSRAITIS (1988)
MATOS (1989)
RAMIRES (1993)

Mi SPT MATOS (1989)

Ri SPT RAMIRES (1993)



LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DO CAMPO DE PROVAS DA UFRGS

ROBERTO CUDMANI FERNANDO MANTARAS
 JOSÉ H.C. AVERBECK SUYEN NAKAHARA

ESC: 1:500

1994

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGRAWAL, R.K. Limit analysis of eccentrically obliquely loaded footing. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, 1994, New Delhi. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1994. v.2, p.453-456.
- ALONSO, U.R. Correlações entre resultados de ensaio de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo. Solos e Rochas, v.3, n.3, p.367-376, 1980.
- AMARAL, C.S. & ROCHA FILHO, P. Estudo comparativo entre diversas proposições de previsão de capacidade de carga de suporte da base de fundações através do CPT. In:SIMPÓSIO SOBRE TEORIA E PRÁTICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 1985, Porto Alegre. Anais...Porto Alegre: CPGEC, 1985. v.2, p.13-28.
- AOKI, N. & VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In:PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 1975. v.1, p.367-375.
- AOKI, N. et al. Fundações para o silo vertical de 100000 t no Porto de Paranaguá. In:CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6, 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro:ABMS, 1978, v.3, p.125-132.
- ARABE, L.C.G. Aplicabilidade de ensaios in-situ para avaliar propriedades geotécnicas de depósitos de argilas quaternárias e de solos residuais. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RJ, Junho, 1995. 546p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações: NBR6122. Rio de Janeiro, 1986. 62p.
- BALASUBRAMANIAM, A.S. et al. Performace of friction Bangkok subsoils. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, 1981, Stockholm. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1981. v.2, p.605-610.
- BALIGH, M.M. Cavity expansion in sands with curved envelopes. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.102, GT11, p. 1131-1146, 1976.
- BALLA, A. Bearing capacity of foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.88, n.SM5, p.13-34. 1962.

- BARDEN, L.M. et al. Volume change characteristics of unsaturated clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.95, SM1, p.33-52, 1969.
- BEEN, K. et al. The cone penetration test in sand: part I, state parameter and interpretation. Geotechnique, v.36, n.2, p.239-249. 1986.
- BEEN, K. & JEFFERIES, M.G. A state parameter for sand. Geotechnique, v.35, n.2, p.99-112. 1985.
- BEGEMANN, H.K.S.P. The use of static penetrometer in Holland. New Zealand Engineering, v.18, n.2, p.41-49, Feb.1963.
- BEGEMANN, H.K.S.P. The friction cone as an aid in determining the soil profile. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6, 1965, Canada. Proceedings... v.2, p.229-233, 1965.
- BEGEMANN, H.K.S.P. Soil mechanics aspects of pile foundations. Foundation Building Research SBR, 1977, Alphen a/d Rijn (Netherlands), p.44-65.
- BEHPOOR, L. & GHARAMANI, A. Undrained bearing capacity of clay by zero extension line. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, 1994, New Delhi. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1994. v.2, p.445-448.
- BELLOTTI, R. et al. Shear strengt of sand from CPT. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1989. v.1, p.179-184.
- BERESANTZEV, V.G. et al. Load bearing capacity and deformation of piled foundation. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1961, Paris. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1961. v.2, p.11-12.
- BISHOP, A.W. et. al. Factor controlling the shear strength of partly saturated coesive soils. In: ASCE RESARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COESIVE SOILS, University of Colorado, Boulder, CO, 1960. Proceedings...
- BJERRUM, L. Embankments on soft ground:state-of-the-art report. In:CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, Lafayette (Georgia), 1972. Proceedings... Parpadue Univ., 1972. v.2, p.1-54.
- BRENNER, R.P. & PANICHPATANANON, S. Prediction of pile behaviour from dutch cone soundings in bangkok clay. In:EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982, Amsterdam. Proceedings... Rottendam:A.A. Balkema, 1982. v.2, p.463-468.

- BRIAUD., J.L. Evaluation of cone penetration test methods using 98 pile load tests. In: ISOPT, 1, 1988, Orlando. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. v.2, p.687-697.
- BUCKMAN, H.O. & BRADY, N.C. The nature and properties of soils. New York: Macmillan Company, 1960. 594p.
- BUISMAN, A.S.K. Grondmechanica. (Nederlandsch - Indische Nooduitgane). Bondoenge Technische Hoogeschool, Fonds Kleijne, Bondoenge, 1941. 349p.
- BURLAND, J.B.; BROMS, B.B. & De MELLO, V.F.B. Behaviour of foundations and structures. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9, 1977, Tokyo. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1977. v.3, p.495-546.
- BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. Pile bearing capacity prediction be means of static penetration penetrometer CPT. In:EUROPEAN SYPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, 1982. v.2, p.493-500.
- CASAGRANDE, A. Research on the Atterberg limits of soils. TRANSACTION OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, v.113, p.901, 1948.
- CAMBEFORT, H. & CHADEISSON, R. Critère pour l'évaluatuion de la force portante d'un pieu. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1961, Paris. Proceedings... Paris, 1961. v.2, p.23-26.
- CAMPANELLA, R.G. et al. Use in situ tests in pile design. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1989, v.1, p.199-203.
- CAQUOT, & KERISEL, Courbes de glissement sous la pointe des pieux. Journées de la Mécanique des Sols, Ann. I.T.B.T.P., 1953, P.341-352.
- COMPAGNUCCI, D. & GOMES, O. Pilotes performados-resumen de ensayos de carga. In:CONGRESO ARGENTINO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERIA EN FUNDACIONES, 10, 1988, La Plata. Memórias... v.2, p.201-209.
- COYLE, H.M. & REESE, L.C. Load transfer for axially loaded piles in clay. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.92, SM2, p. 1-16. 1966.
- COYLE, H.M. & SULAIMAN, I.H. Skin friction for steel piles in sand. Journal of Soil Mechanics and Foudation Division, ASCE, v.93, SM6, p. 261-278. 1967.

- CUDMANI, R.O. Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- DANZIGER, B.R. Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações, ao projeto de fundações profundas. Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, 1982. 265P.
- D'APPOLONIA, E. & HRIBAR, J.A. Load transfer in a step-taper pile. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.89, SM6, p.57-77. 1963.
- D'APPOLONIA, E. & ROMUALDI, J.P. Load transfer in end-bearing steel H piles. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.89, SM2, p.1-25. 1963.
- De BEER, E.E. The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6, 1965, Montreal. Proceedings... Toronto:University Press, 1965. v.2, p.13-17.
- De BEER, E.E. Settlement records of bridges founded on sand. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, 1948, Rotterdam. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1948. p.111-130.
- De BEER, E.E. Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand. In: SYMPOSIUM BEARING CAPACITY SETTLEMENT FOUNDATION, 3, 1967, Duke University. Proceedings... v.1, p.15-33.
- De BEER, E.E. Experimental determination of shape factors and the bearing capacity factor of sand. Géotechnique, v.20, n.4, p.387-411, 1970.
- DIAS, R.D. Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1987, p.349.
- DIAS, R.D. & GEHLING, W.Y.Y. Geotechnical aspects of undeformed lateritic soils in south Brazil. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 5, Buenos Aires, Oct. 1986. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1986. v.3, p.793-797.
- DIAS, R.D. & MILITITSKY, J. Metodologia de classificação de unidades e perfis geotécnicos na UFRGS. Solos e Rochas, v.17, n.7, p.81-92, Agosto, 1994.
- DINESH MOHAN & JAIN, G.R.S. Load bearing capacity of piles. Géotechnique, v.13, n.1, p.76-86. 1963.

- DOUGLAS, B.J. & OLSEN, R.S. Soil classification using electric cone penetrometer. In: SESSION ON CONE PENETRATION TESTING AND EXPERIENCE, 1981. St. Louis. Proceedings... New York: ASCE, 1981. p.209-227.
- DURGUNOGLU, H.T. & MITCHELL, J.K. Static penetration resistance of soils. Report, Space Science Laboratory, University of California, Berkley, California, 1973.
- DURGUNOGLU, H.T. & MITCHELL, J.K. Static penetration resistance of soils: II-evaluation of theory and implications for practice. In: IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES, 1, 1975, Raleigh. Proceedings... New York: ASCE, 1975. v.1, p.151-171.
- ESCÁRIO, V. & SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. Géotechnique, v.36, n.3, p.453-456, 1986.
- _____. E.U.A. Department of Agriculture. Soil Conservation Service. Soil taxonomy; a basic systems of soil classification for making and interpreting soil surveys. Washington, D.C., Government Printing Office, 1975. 754p. (Agriculture Handbook, 436)
- FELLENIUS, B.H. Test loading of piles and new proof testing procedure. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.101, n.9, p.855-869, Sept. 1975.
- _____. Food and Agriculture Organization of United Nations (FAO). Key to Soil Units for the Soil Map of the World. Land Water Div. Roma. 1970.
- FONTOURA, S.A.B. et al. Análise da capacidade de carga de uma estaca escavada com instrumentação no fuste. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda. Anais... São Paulo: ABMS, 1982. p.221-235.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, n.13, p.261-276, 1976.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. Stress state variables for unsaturated soils. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.103, GT5, p.447-466, 1977.
- FREDLUND, D.G. et al. Shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, v.15, p.313-321, 1978.
- FREDLUND, D.G. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, v.16, n.1, p.121-139, 1979.

- GUTIÉRREZ, A. et al. Sobre el ensayo de un grupo de pilotes sometidos a carga vertical y su interpretacion. El caso de las marinas de Punta del Este. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 26, 1993, Montevideo. Memórias... Montevideo: Graphis Ltda., 1993, v.3, p.125-136.
- HANSEN, J.B. A revised and extended formula for bearing capacity. Bulletin n.28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, 1970. p.5-11.
- HARTIKAINEN, J. & ZADROGA, B. Bearing capacity of footings and strip foundations comparison of model test results with EUROCODE 7. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, 1994, New Delhi. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1994. v.2, p.457-460.
- HEIJNEN, W.J. Penetration testing in Netherlands state-of-the-art report. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1974. Stockholm. Proceedings... Stockholm: National Swedish Building Research, 1974. v.1, p.79-83.
- JAMIOLKOWSKI, M. et al. Undrained strenght from CPT. In:EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTIN, 2, 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1982. v.2, p.599-606.
- JAMIOLKOWSKI, M. et al. New correlations of penetration tests for desingn pratice. In:INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1, Orlando, 1988. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1988. v.1, p.263-296.
- JANBU, N. & SENNESET, K. Effective stress interpretation of in situ static penetration tests. In:ESOPT, 1, 1974, Stockholm. Proceeding... Stockholm: National Swedish Building Research, 1974. v.2, p.181-193.
- JIMÉNES SALAS, J.A. et al. Geotecnia y cimientos. Madrid:Editora Rueda, 1981. v.2, 510p.
- te KAMP, W.G. Sondern en funderingen op palen in zand (Static cone penetration testing and foundations on piles in sand). In:FUGRO SOUNDING SYMP., 1977, Utrecht. Proceedings... 1977.
- KJEKSTAD, O. et al. Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for overconsolidated North Sea clays. Marine Geotechnology, v.3, n.1, p.23-36. 1978.
- LADANYI, B. & EDEN, W.J. Use of the deep penetration test in sensitive clays. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, 1969, Mexico. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1969. v.1, p.225-230.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.W. Soil Mechanics. New York: John Wiley, 1969. 533p.

- LAPROVITERA, H. Reavaliação do método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de um banco de dados. Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, 1988. 213p.
- _____. LEMOS, R.C. de et. al. Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul. Boletim técnico n.30, Ministério da Agricultura, Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária, Divisão de pesquisa pedológica. Recife, 1973. 431p.
- L'HERMINIER, R. Le pénétromètre et le pouvois portant des pieux. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1957, London. Proceedings... Discussions, p.3-178.
- L'HERMINIER, R. Cours de mécanique des sols au Centre des Hautes Etudes de Construction. Paris, 1961. 206p.
- LUNNE, T. et al. Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays. Canadian Geotechnical Journal, v.13, n.4, p.430-441. 1976.
- LUNNE, T. & CHRISTOFFERSEN, H.P. Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Report 52108-15, 1983.
- LUNNE, T. & KLEVEN, A. The role of CPT in North Sea foundation engineering. In:CONE PENETRATION TEST AND EXPERIENCE, St. Louis (Missouri), 1981. Proceedings... New York:G.M. Norris & R.D. Holtz, ASCE, 1981. v.1, p.76-107.
- LUZZARDI, F. & MILITITSKY, J. Provas de carga em fundações superficiais assentes em solos residuais parcialmente saturados. Porto Alegre: Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 1987. (Não Publicado).
- MARCHETTI, S. On the field determination of K_0 in sand. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11, 1985, San Francisco. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1988. Panel Discussion Session 2, v.5, p.2667-2672.
- MARSLAND, A. The interpretation of in-situ tests in glacial clays. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON OFFSHORE SITE INVESTIGATION, London, 1980. Proceedings..., Society for Underwater Technology, 1980. v.1, p.218-228.
- MARSLAND, A. & QUATERMAN, R.S. Factors affectin the measurements and interpretation of quasi-static penetration test in clays. In:EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTIN, 2, 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1982, v.2, p.697-702.

- MATOS, L.F.S. Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro num solo parcialmente saturado. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1989, 132p.
- MATSUI, T. Case studies on cast-in-place bored piles and some considerations for design. In:INTERNATION SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1993, Vam Impe. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1993, v.1, p.103-118.
- MATYAS, E.L. & RADHAKRISHNA, H.S. Volume change characteristics of partilly satured soil. Géotechnique, v.18, n.4, p.432-448, 1968.
- MEKSRAITIS, P.R.C. Comportamento de Microestacas. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988, 283p.
- MEYERHOF, G.G. The ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique. v.2, n.4, p.301-332, Dec. 1951.
- MEYERHOF, G.G. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, v.82, n.1, p.1-19, 1956.
- MEYERHOF, G.G. The ultimate bearing capacity of wedge-shaped foundation. In:CONGRES INTERNATIONAL DE MECANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FOUNDATIONS, 5, 1961, Paris. Proceedings... Paris:Donud, 1961, v.2, p.105-109.
- MEYERHOF, G.G. The eleventh Terzaghi lecture: Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.102, n.3, p.195-228, Nov. 1975.
- MEYERHOF, G.G. Scale efect of ultimate pile capacity. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.109, n.6, p.797-806, July 1983.
- MILITITSKY, J. Large bored piles in clays - Design and behaviour. University of Surrey: Dep. of Civil Eng., 222p., 1980.
- MILITITSKY, J. Relato do estado atual do conhecimento: Fundações. In:CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, 1986, Porto Alegre, Anais... Porto Alegre, 1986, v.7, p.192-260.
- MILITITSKY, J. & PREZZI, M. Correlações entre o ensaio CPT e propriedades mecânicas dos solos. Caderno Técnico. Porto Alegre: CPGEC, 1990.
- MILITITSKY, J. & SCHNAID, F. Uso do SPT em fundações - possibilidades e limitações, avaliação crítica. In:JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27, 1995, Tucumán. Memórias... Tucumán:Gráfica Noroeste SRL, 1995. v.6, p.125-138.

- MITCHELL, J.K. & KEAVENY, J.M. Determining sand strength by cone penetrometer. In: IN SITU 86, 1986, Blacksburg. Proceedings Spec. Conf. GED ASCE. New York: ASCE Division, 1986. v.1, p.823-839.
- NASH, D.F.T. & DUFIN, M.J. Site investigation of glacial soil using cone penetrometer tests. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, 1982. v.2, p.733-738.
- NOTTINGHAM, L.C. Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles. PhD Dissertation, Dept. of Civ. Engng., University of Florida, Gainesville, 1975.
- O'NEILL, M.W. & HASSAN, K.M. Drilled Shafts: Effects of construction and performance and design criteria. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF DEEP FOUNDATIONS, 1994, Orlando (Florida). Proceedings... Orlando: USFHWA, 1994. v.1, p.137-187.
- O'RIORDAN, N.J. et al. The interpretation of static cone penetrometer tests in soft clays of low plasticity. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, 1982. v.2, p.755-760.
- PECK, R.B. et al. Foundation Engineering, New York: Willey, 1964, 410p.
- PERLOFF, W.H. & BARON, W. Soil Mechanics - principles and applications. New York: The Ronald Press, 1976. 745p.
- PHAN, T.N. Application of the Dutch cone test in Bangkok area. Asian Inst. Tech., Bangkok, M.Eng. Thesis, 377p. 1972.
- PHILIPPONAT, G. Méthode pratique de calcul d'un pieux isolé à l'aide du pénétromètre statique. Revue Française de Géotechnique, n.10, p.55-64, 1980.
- POULOS, H.G. Pile behaviour - Theory and applications. Géotechnique, v.39, n.3, p.365-415, Sept. 1989.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. Elastic solution for soil and rock mechanics. New York: John Wiley and Sons, 1974. 411p.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. Pile foundation analysis and design. New York: John Wiley and Sons, 1980. 397p.
- PRANDTL, L. Über die harte plashicher Körper. Nach. Ges. Wiss. Göttingen, Math.-Phys., Klass, 74p. 1920.

- PREZZI, M. Ensaio de penetração tipo cone (CPT) na região metropolitana de Porto Alegre. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- PUPPALA, A.J. et al. Cone penetration in cemented sand: bearing capacity interpretation. Journal of Geotech. Engrg., ASCE, v.119, n.12, p.1990-2001, 1993.
- PUPPALA, A.J. et al. Cone penetration in very weakly cemented sand. Journal of Geotech. Engrg., ASCE, v.121, n.8, p.589-600, 1995.
- RAMIRES, M.P. Estudo do comportamento a compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo parcialmente saturado. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1993. 119p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- REESE, L.C. et al. An investigation of the interaction between bored piles and soil. In:INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, 1969. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1969. v.2, p.211-215.
- REESE, L.C. & O'NEILL, M.W. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Publication n. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washigton, D.C., July, 1988.
- REISSNER, H. Zum erddruckproblem. In:INTERNATIONAL CONGRESS OF APPIED MECHANICS, 1, 1924, Delft. Proceedings... p.295-311.
- ROBERTSON, P.K. et al. Use of piezocone data. In:SYMPOSIUM ON USE OF IN SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blacksburg. Proceedings... New York: ASCE, 1986. p.1263-1280.
- ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. Interpretation of cone penetration tests:part I and part II. Canadian Geotechnical Journal, v.20, n.4, p.718-745. 1983.
- ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. Guidelines for use, interpretation and aplication of the CPT and CPTU. Soil Mechanics Series No.105, University of British Columbia, 1986. 197p.
- ROCHA FILHO, P. Behaviour in cone penetration tests in saturated sands. Tese de Doutorado, Imperial College of Science and Technology. Maio de 1979.
- ROSCOE, K.H. The influence of strains in soil mechanics. Geotechnique, v.20, n.2, p.129-170. 1970.

- ROY, M. et al. The interpretation of static cone penetration tests in sensitive clays. In:EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1, 1974, Stockholm. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1974, v.2, p.323-330.
- SANGLERAT, G. The penetrometer and soil exploration. 2ed. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1972. 488p.
- SARAN, S. & AGRAWAL, R.K. Bearing capacity of eccentrically - obliquely loaded footing. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.117, n.11, p.669-1690. 1991.
- SCHMERTMANN, J.H. Guidelines for cone penetration test: performace and design. US Dept. of Transp., Fed. Highways Admin., Offices of Research and Development, Washigton (DC), Report FHWA-TS-78-209, July 1978.
- SCHNAID, F. A study of the cone-pressuremeter test in sand. Philosophy Doctor Thesis. Oxford University, 1990.
- SCHNAID, F. Relating cone and pressuremeter tests to assess properties and stresses in sand. In:INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, 1994, New Delhi, Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1994. v.1, p. 121-124.
- SCHNAID, F. & ROCHA FILHO, P. Experiência de aplicação do ensaio pressiométrico em solos estruturados parcialmente saturados. In:CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, 1994, Foz do Iguaçu. Anais... São Paulo: ABMS, 1994. p.475-482.
- SEARLE, I.W. The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters. In:EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, 1979, Brighton. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1979. v.2, p.265-270.
- SEMPLE, R.W. & JOHNSON, J.W. Performance of 'Stringray' in soil sampling and in-situ testing. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON OFFSHORE SITE INVESTIGATION, London, 1979. Proceedings... Society for Underwater Technology, 1979. v.1, p.169-181.
- SKEMPTON, A.W. The colloidal activity of clays. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Switzerland. Proceedings... v.1, p.57-63, 1953.
- STARK, T.D. & JUHREND, J.E. Undrained shear strength from cone penetration tests. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1989. v.1, p.327-330.
- TAYLOR, D.W. Fundamentals of soil mechanics. New York:John Wiley, 1948. 700p.

- TCHENG, Y. Force portante des pieux. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1961, Paris. Proceedings... v.1, p.3-281.
- TEH, C.I. & HOULSBY, G.T. An analitical study of the cone penetration test in clay. Géotechnique, v.41, n.1, p.17-34, 1991.
- TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. London:John Wiley & Sons, 1943. 510p.
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B. Soil mechanics in engineering pratice. New York:Wiley, 1967. 566p.
- TOTANI, G. et al. Field studies of an instumented full-scale pile driven in clay. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13, 1994, New Delhi. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1994. v.2, p.695-698.
- TROFIMENKOV, J.G. Penetration test in URSS - state-of-the-art-report. In:EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTIN, 1, 1974, Stockholm. Proceedings... Stockholm:National Swedish Building Research, 1974-75. v.1, p.147-154.
- TUMAY, M.T. Soil exploration in soft clays with the quasi-static eletric cone penetrometer. In:EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam:A.A. Balkema, 1982, v.2, p.915-921.
- TÜRKE, H. Statik im Erdbau. Berlin:Ernst, Verlag für Architektur und Wissenschaft, 1984. 259p.
- VARGAS, M. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo:McGraw-Hill do Brasil, 1978. 509p.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In:INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Zurich. Proceedings... Zurich:ICSMEF, 1953, v.2, p.84-90.
- VAN DER VEEN, C. & BORESMA, L. The bearing capacity of pile pre-determined by cone penetration test. In:INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1957, London. Proceedings... London:Butterworths Scientific Publication, 1957. v.2, p.72-75.
- VAN WEELE, A.F. A method of separating the bearing capacity of test pile into skin friction and point resistance. In:INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1957. Proceedings... v.2, p.2-76.
- VÉSIC, A.S. Bearing capacity of deep foudation in sand. National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, 39, p.112-153. 1963.

VÉSIC, A.S. Expansion of cavities in infinite soil mass. Journal of the Soil Mechanics and Foudation Division, ASCE, v.98, SM3, p.265-290, 1972.

WHITAKER, T. The design of piled foundation. 2ed. Oxford: Pergamon Press, 1976. 218p.