



**TIAGO GARCIA RODRIGUEZ**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE  
DIABÁSIO POR MEIO DE ENSAIOS SPT E CPT.**

**CAMPINAS  
2013**





**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**TIAGO GARCIA RODRIGUEZ**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE  
DIABÁSIO POR MEIO DE ENSAIOS SPT E CPT.**

**Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Geotecnia.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO OU TESE DEFENDIDA PELO(A) ALUNO(A) TIAGO GARCIA RODRIGUEZ E ORIENTADO PELO PROF. DR. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE.**

**ASSINATURA DO ORIENTADOR**

---

**CAMPINAS  
2013**

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

R618c Rodriguez, Tiago Garcia  
Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaios SPT e CPT / Tiago Garcia Rodriguez. -- Campinas, SP: [s.n.], 2013.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.  
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Solos. 2. Mecânica do Solos. I. Albuquerque, Paulo José Rocha da, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Geotechnical characterization of a diabase soil through SPT and CPT TESTS

Palavras-chave em Inglês: Soils, Soil mechanics

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Heraldo Luiz Giacheti, Pésio Leister de Almeida Barros

Data da defesa: 28-01-2013

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

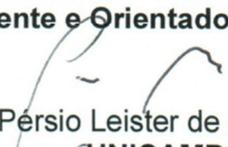
**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE DIABÁSIO  
POR MEIO DE ENSAIOS DE SPT E CPT**

**TIAGO GARCIA RODRIGUEZ**

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**

  
Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque  
**Presidente e Orientador / UNICAMP**

  
Prof. Dr. Persio Leister de Almeida Barros  
**UNICAMP**

  
Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti  
**UNESP/BAURU**

Campinas, 28 de Janeiro de 2013



## DEDICATÓRIA E AGRADECIMENTOS

Dedico esta obra principalmente à minha família, meus pais Enrique e Madalena, minhas irmãs Carol e Bia, responsáveis por tudo que sou, meu porto seguro, meu espelho e constantemente minha fonte de inspiração e incentivo para alçar vôos cada vez mais desafiadores.

À minha amada esposa Monia, pelo incentivo, amor, compreensão, ajuda constante e principalmente paciência, sem a qual este trabalho não seria possível.

Ao meu amigo e orientador Professor Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, da Universidade Estadual de Campinas, que sempre acreditou no meu trabalho e tem me orientado desde muito jovem na carreira de geotécnico, definitivamente, minha principal referência e espelho profissional.

Aos professores da Universidade Estadual de Campinas, pelo constante apoio e incentivo no caminho do conhecimento, principalmente aos professores do departamento de Geotecnia, Dr. David de Carvalho, Dr. Pérsio Leister e Dra. Miriam Miguel.

Ao professor Dr. Heraldo Giacheti, da Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho”, pela condução dos ensaios CPT e pela importante ajuda na estruturação e análises deste trabalho.

Aos professor Dr. John Schmertmann, da Universidade da Florida (US), através de sua assessora Suzanne Turner, e Dr. Chris Clayton, da Universidade de Southampton (UK), pela ajuda e fornecimento do material necessário à realização desta pesquisa.

Ao engenheiro Jéfson Souza, pela ajuda na interpretação dos dados.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos da UNICAMP, Cipriano, Reinaldo e Meyer (*in memoriam*), pelo aprendizado e constante incentivo na busca do conhecimento.

Ao Fundo de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, FAPESP, e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPq, pelo apoio à pesquisa no Brasil e aporte no projeto conduzido pelo prof. Paulo José Rocha de Albuquerque, sem o qual o presente trabalho não seria possível.

Às empresas Fugro In Situ Geotecnia, Helix Engenharia e Geotecnia S/C e Balbino Fundações, pelo apoio e condução dos ensaios utilizados na pesquisa.

Aos amigos e companheiros de caminhada da pós-graduação da UNICAMP, Júlio Benati, Bárbara Melo, Brunno Bonder, Fernanda Gon, Emanuelle Donadon, Rodrigo Melo, Marcelo Horta e Tami Schulze, pelo constante apoio e incentivo para a concretização deste projeto.

Aos amigos de longa data, Alexandre Manhe, Bruno Casarini, Roberto Camargo, Renan Seminari, Leandro Cavalieri, Renan Sfeir, Pedro Benevides e Gustavo Peres, pelo apoio, companheirismo e incentivo constante.

Aos amigos das empresas Gebase Engenharia de Solos e Fundações, Interact Assessoria Técnica em Engenharia, Cepollina Engenheiros Consultores e Fugro In Situ Geotecnia, cujo apoio e incentivo possibilitaram a continuidade dos trabalhos, que resultaram na presente obra.

Finalmente, agradeço e dedico esta obra ao Criador, pela complexidade de sua obra que nos estimula sempre no caminho da descoberta e do aprendizado.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS DA PESQUISA</b> .....	<b>3</b>
<b>3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>5</b>
3.1. SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO – SPT .....	5
3.1.1. HISTÓRICO .....	5
3.1.2. NORMAS .....	7
3.1.3. PROCEDIMENTO .....	8
3.1.4. INTERPRETAÇÃO E COMPATIBILIZAÇÃO.....	10
3.1.4.1. COMPATIBILIZAÇÃO ATRAVÉS DA MEDIÇÃO DE ENERGIA .....	12
3.1.4.2 COMPATIBILIZAÇÃO EM FUNÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES .....	19
3.1.5. AFERIÇÃO DE QUALIDADE.....	20
3.1.6. OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	21
3.2. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE CPT.....	23
3.2.1. CRONOLOGIA .....	24
3.2.2. NORMAS .....	26
3.2.3. PROCEDIMENTO .....	26
3.2.4. INTERPRETAÇÃO.....	28
3.2.4.1. Classificação dos Solos.....	28
3.3. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PIEZOCONE - CPTU.....	29
3.3.1. HISTÓRICO .....	30
3.3.1.1. CRONOLOGIA .....	30
3.3.2. NORMAS .....	33
3.3.3. PROCEDIMENTO .....	34
3.3.4.1. Classificação dos Solos.....	36
3.3.4.1.1. Ábacos não normalizados .....	36
3.3.4.1.2. Ábacos normalizados .....	40
3.3.4.2. ESTIMATIVA de Parâmetros Geotécnicos.....	41
3.4 CORRELAÇÕES.....	45
3.4.1. CONTEXTUALIZAÇÃO.....	45
3.4.2. CORRELAÇÃO $q_c$ x $N_{SPT}$ .....	45
3.4.2.1. CORRELAÇÕES EMPÍRICAS .....	45
3.4.2.2. CORRELAÇÕES TEÓRICAS .....	52
3.4.2.2.1. PROPOSTA DE SCHMERTMANN (1979).....	52
3.4.2.2.2. PROPOSTA DE NEVES (2004) .....	57
3.4.3. INTERPRETAÇÃO.....	34
<b>4. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>61</b>
4.1 CAMPO EXPERIMENTAL DA FEAGRI/UNICAMP .....	61
4.2 CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC/UNICAMP .....	63
4.2.1. GEOLOGIA .....	64
4.2.2. GEOTECNIA - ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	65
4.2.3. GEOTECNIA - ENSAIOS DE CAMPO .....	71
4.2.3.1 SPT (COM MEDIÇÃO DE ENERGIA) .....	71
4.2.3.2 CPT (MECÂNICO) .....	71
4.2.3.3. CPT (ELÉTRICO) .....	71

<b>5. ANÁLISES.....</b>	<b>77</b>
5.1. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DOS ENSAIOS REALIZADOS .....	77
5.2. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO .....	78
5.2.1. SPT.....	78
5.2.2. CPT (MECÂNICO) .....	79
5.2.3. CPT-E (ELÉTRICO) .....	80
5.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	91
5.4. CORRELAÇÕES.....	95
5.4.1. EMPÍRICAS .....	95
5.4.2. TEÓRICAS .....	99
<b>6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PROXIMAS PESQUISAS .....</b>	<b>103</b>
REFERÊNCIAS.....	105
ANEXO A.....	111
ANEXO B.....	117
ANEXO C.....	119
ANEXO D.....	121
ANEXO E.....	123
ANEXO F.....	125
ANEXO G.....	127
ANEXO H.....	129
ANEXO I.....	131
ANEXO J.....	133

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Amostrador padrão da NBR 6484/2001.....	7
Figura 3.2: Equipamento manual para a execução do ensaio SPT.....	8
Figura 3.3: Esquema representativo da coleta de amostras em profundidades (Schnaid, 2000)....	9
Figura 3.4: Fator de correção de energia $e_1$ em função do sistema de liberação do martelo (Décourt, 1989).....	13
Figura 3.5: Fator de correção de energia $e_2$ em função do peso da cabeça de bater, (Décourt, 1989).....	14
Figura 3.6: Esquema para medição da energia utilizada por Schmertmann & Palacios (1979)....	15
Figura 3.7: Esquema misto para medição da energia utilizada por Belincanta (1985).....	16
Figura 3.8: Equipamento SPT Analyser da PDI, utilizado por Cavalcante (2002).....	16
Figura 3.9: Equipamento desenvolvido por Oderbrecht (2003).....	17
Figura 3.10: Equipamento utilizado na pesquisa, PDA-PAX e Haste instrumentada da PDI.....	19
Figura 3.11: Ábaco de Décourt (1989) para correlação de $N_{60}$ e $\phi$ .....	22
Figura 3.12: Sistema de Cravação Estática de Delf (Robertson & Cabal, 2009).....	24
Figura 3.13: Cone holandês 1948 (Robertson & Cabal, 2009).....	25
Figura 3.14: Cone de Begemann (Robertson & Cabal, 2009).....	25
Figura 3.15: Cone de Begemann após o ensaio.....	26
Figura 3.16: Equipamento de cravação do CPT (Pagani), com reação de 150 kN.....	27
Figura 3.17: Equipamento de cravação do CPT (FUGRO), com reação de 250 kN.....	27
Figura 3.18: Ábaco de Begemann (1965) para classificação de solos com o cone mecânico.....	29
Figura 3.19: Características geométricas padronizadas pela ASTM do cone elétrico (Souza, 2009).....	30
Figura 3.20: Esquema interno do cone elétrico convencional (Souza, 2009).....	30
Figura 3.21: Principais posições do elemento poroso (Danziger & Schnaid, 2000).....	31
Figura 3.22: Equipamento de CPTU offshore - FUGRO WHELLDRIVE SEACALF®.....	33
Figura 3.23: Filtro de cavidade preenchido com graxa automotiva.....	33
Figura 3.24: Ábaco de Douglas & Oslén (1981).....	36
Figura 3.25: Ábaco de Robertson & Campanella (1986).....	37
Figura 3.26: Ábaco de Eslami e Fellenius (1997).....	38
Figura 3.27: Ábaco de Robertson (2010).....	39
Figura 3.28: Ábaco de Robertson (1990).....	40
Figura 3.29: Relação entre o CPTU e o peso específico do solo (Robertson & Cabal, 2010).....	42
Figura 3.30: Relação entre o CPTU e o ângulo de atrito lateral (Robertson, 1983).....	44
Figura 3.31: Comparação entre $Q_c$ e $N_{SPT}$ por vários autores – Sanglerat (1972).....	47
Figura 3.32: Relação de $q_c \times N_{60}$ com $D_{50}$ (Robertson e Campanella, 1983).....	48
Figura 3.33: Relação de $q_c \times N_{60}$ com $D_{50}$ – Kulhawy & Mayne (1990).....	49
Figura 3.34: Relação de $q_c \times N_{60}$ com a fração de finos – Kulhawy & Mayne (1990).....	49
Figura 3.35: Relação de $q_c \times N_{60}$ com $D_{50}$ (Politano, 1999).....	50
Figura 3.36: Correlações encontradas entre $q_c$ e $N_{SPT}$ (Politano, et al, (2001).....	51
Figura 3.37: Comparação entre as representações estáticas do SPT e CPT. (Schmertmann, 1979).....	53
Figura 3.38: Obtenção da força quase-estática da ponta em função da penetração do amostrador.....	55
Figura 3.39: Obtenção do coeficiente $C_1$ ( $q/q_c$ ).....	55

Figura 3.40: Frações de carga de ponta e lateral em função de $R_f$ (%) (Schmertmann, 1979, adaptado por Souza, 2009).....	56
Figura 3.41: Resultado típico de uma prova de carga estática sobre estaca (modificado de Aoki, 2000).....	58
Figura 3.42: Resultado típico de uma prova de carga estática realizada sobre o amostrador SPT para areias e siltes arenosos (modificado de Aoki, 2000).....	59
Figura 4.1: CEMSF/FEAGRI – UNICAMP (Albuquerque, 2001) .....	62
Figura 4.2. Localização dos Campos Experimentais no Campus da UNICAMP.....	63
Figura 4.3 Mapa geológico de Campinas (Instituto Geológico, 2009).....	64
Figura 4.4: Curvas granulométricas do solo do campo experimental da FEC com defloculante (Gon, 2011).....	66
Figura 4.5: Curvas granulométricas do solo do campo experimental da FEC sem defloculante (Gon, 2011).....	67
Figura 4.6: Perfis do solo do campo experimental da FEC conforme granulometria.....	69
Figura 4.7: Locação dos ensaios realizados no Campo Experimental de Mec. Solos e Fundações da FEC. ....	73
Figura 4.9: Resumo dos ensaios de CPT mecânico realizados.....	75
Figura 4.10: Resumo dos ensaios de CPT elétrico realizados.....	76
Figura 5.1: Aplicação do método de Teixeira (1993) nos ensaios de SPT-E. ....	77
Figura 5.2: Perfil Geotécnico obtido no SPT-E.....	78
Figura 5.3: Aplicação do ábaco de Begemann (1963) para os ensaios realizados. ....	79
Figura 5.4: Aplicação do Ábaco de Douglas & Oslen (1981) para o CPTE-01. ....	80
Figura 5.5: Aplicação do Ábaco de Douglas & Oslen (1981) para o CPTE-02.....	81
Figura 5.6: Aplicação do Ábaco de Douglas & Oslen (1981) para o CPTE-03.....	81
Figura 5.7: Aplicação do Ábaco de Robertson & Campanella (1986) no CPTE-01.....	83
Figura 5.8: Aplicação do Ábaco de Robertson & Campanella (1986) no CPTE-02.....	83
Figura 5.9: Aplicação do Ábaco de Robertson & Campanella (1986) no CPTE-03.....	84
Figura 5.10: Aplicação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997) no CPTE-01.....	85
Figura 5.11: Aplicação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997) no CPTE-02.....	86
Figura 5.12: Aplicação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997) no CPTE-03.....	86
Figura 5.13: Aplicação do ábaco normalizado A de Robertson (1990) no CPTE-01.....	88
Figura 5.14: Aplicação do ábaco normalizado A de Robertson (1990) no CPTE-02.....	88
Figura 5.15: Aplicação do ábaco normalizado A de Robertson (1990) no CPTE-03.....	89
Figura 5.16: Gráfico dos valores de peso específico calculados para os ensaios de cone.....	91
Figura 5.17: Gráfico dos valores de peso específico ajustados para os ensaios de cone.....	92
Figura 5.18: Gráfico dos valores de ângulo de atrito calculados para os ensaios SPT e CPT.....	93
Figura 5.19: Gráfico dos valores de ângulo de atrito ajustados para os ensaios SPT e CPT.....	94
Figura 5.20: Compatibilização dos parâmetros obtidos nos ensaios SPT, CPT mecânico e CPT elétrico.....	95
Figura 5.21: Correlação $q_c$ x $N_{60}$ obtidos por meio dos ensaios de SPT-E, CPT e CPTE.....	96
Figura 5.22: Relações médias de $q_c$ x $N_{60}$ (SPT-E) obtidos.....	97
Figura 5.23: Correlações de $q_c$ , $N_{60}$ e $D_{50}$ conforme Robertson & Campanella (1983). ....	97
Figura 5.24: Correlações de $q_c$ , $N_{60}$ e % passa #200 conforme Kulhawy & Mayne (1983).....	98
Figura 5.25: Resumo das resistências estáticas obtidas nas análises.....	99
Figura 5.26: Valores de $q_c$ médio obtidos.....	100
Figura 5.27: Valores da relação $q_c/N$ médio obtidas pelas metodologias propostas.....	101

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Países onde o SPT é empregado, (adaptado de Politano, 1999).....	6
Tabela 3.2: Fator de correção de energia $e_3$ em função do comprimento crítico M. (Décourt, 1989).....	14
Tabela 3.3: Aplicabilidade dos ensaios SPT na obtenção de parâmetros geotécnicos. (adaptado de Lunne et al, 1997).....	21
Tabela 3.4: Correlação entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ). (Décourt, 1989).....	23
Tabela 3.5: Tabela complementar das regiões do ábaco de Robertson & Campanella (1986). ...	37
Tabela 3.6: Tabela complementar das regiões do ábaco de Eslami & Fellenius (1997). ....	38
Tabela 3.7: Tabela complementar das regiões do ábaco de Robertson (2010).....	39
Tabela 3.8: Tabela complementar das regiões do ábaco de Robertson (1990).....	41
Tabela 3.9: Aplicabilidade dos ensaios CPTU na obtenção de parâmetros geotécnicos. (adaptado de Lunne, et al, 1997). ....	41
Tabela 3.10: Valores de referencia para o ângulo de atrito crítico (Viana da Fonseca, 2012).....	44
Tabela 3.11: Relação entre $q_c$ , $N_{60}$ e SBT – Robertson et al (1986).....	48
Tabela 3.12: Valores de k e $k_{60}$ (MPa/golpe) (Danziger & Velloso,1995).....	50
Tabela 4.1: Índices Físicos do solo do campo experimental da FEC/UNICAMP – (Gon, 2011). 65	
Tabela 4.2: Valores $D_{50}$ (mm) obtidos nos ensaios com e sem defloculantes (Gon, 2011).....	68
Tabela 4.3:% passa na peneira #200 obtidos nos ensaios com e sem defloculantes (Gon, 2011) 68	
Tabela 4.4: Valores de Limites de Consistência (Gon, 2011) .....	70
Tabela 4.5: Parâmetros resultantes das envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios CU conduzidos por Gon (2011). ....	70
Tabela 5.1: Classificação estratigráfica do CPTe pelo método de Douglas & Oslen (1981). ....	82
Tabela 5.2: Classificação estratigráfica do CPTe pelo método Robertson & Campanella (1986). ....	84
Tabela 5.3: Classificação estratigráfica do CPTe pelo método Eslami & Fellenius (1997). ....	87
Tabela 5.4: Classificação estratigráfica do CPTU pelo método Robertson (1990). ....	89
Tabela A.1: Valores de k – Velloso (1959) .....	111
Tabela A.2: valores de k (MPa/golpe) – Aoki e Velloso (1975) .....	111
Tabela A.3: valores de k (MPa/golpe) – Barata et al (1978) .....	111
Tabela A.4: valores de k (MPa/golpe) – Velloso (1979).....	111
Tabela A.5: valores de k – Alonso (1980).....	112
Tabela A.6: Correlações existentes até a década de 80 – Souza (2009) com base em Danziger (1990).....	113
Tabela A.7: Valores de k para solos residuais (MPa/golpe) (Sandroni,1985).....	114
Tabela A.8: Algumas correlações internacionais recentes (Politano, 1999) .....	114
Tabela A.9: Quadro resumo de $q_c/N_{SPT}$ (Peixoto,2001) .....	115
Tabela A.10: Correlações entre $q_c$ e $N_{SPT}$ segundo a compacidade (NBR-6484) (Souza, 2009) 115	
Tabela C.1: $N_{SPT}$ obtidos nas sondagens SPT, com medição de energia, realizadas.....	119
Tabela C.2: EMX obtidas nas sondagens SPT, com medição de energia, realizadas.....	119
Tabela C.3: ETR obtidas nas sondagens SPT, com medição de energia, realizadas.....	119
Tabela D.1: $q_c$ (MPa) médio obtido nos ensaios CPT mecânico realizados.....	121
Tabela D.2: $f_s$ (MPa) médio obtido nos ensaios CPT mecânico realizados.....	121
Tabela D.3: $R_f$ (%) médio obtido nos ensaios CPT mecânico realizados.....	121
Tabela E.1: $q_c$ (MPa) médio obtido nos ensaios CPT elétrico.....	123
Tabela E.2: $f_s$ (MPa) médio obtido nos ensaios CPT elétrico realizados.....	123

Tabela E.3: $R_f$ (%) médio obtido nos ensaios CPT elétrico realizados. ....	123
Tabela F.1. Aplicação do método de Teixeira (1993) para aferição da qualidade nos SPT-E. ...	125
Tabela G.1: Valores de peso específico calculados para os ensaios de cone. ....	127
Tabela G.2: Valores de peso específico ajustados para os ensaios de cone. ....	127
Tabela H.1: Valores de ângulo de atrito interno calculados para os ensaios SPT e CPT. ....	129
Tabela I.1: Valores da relação $q_c/p_a \times N_{60}$ obtidos através dos ensaios de SPT-E e CPT. ....	131
Tabela I.2: Valores da relação $q_c/p_a \times N_{60}$ obtidos através dos ensaios de SPT-E e CPTE. ....	131
Tabela I.3: Valores das relações médias de $q_c/p_a \times N_{60}$ (SPT-E) obtidos. ....	132
Tabela J.3: Valores das resistências estáticas obtidas pelo método de Neves (2004). ....	133
Tabela J.1: Valores das resistências estáticas obtidas nos ensaios de CPT. ....	133
Tabela J.2: Valores das resistências estáticas obtidas pelo método de Schmertmann (1979) para os ensaios SPT-E. ....	133
Tabela J.4: Valores de $q_c$ médio obtidas pelas metodologias propostas. ....	134
Tabela J.5: Valores da relação $(q_c/p_a)/N_{60}$ médio obtidas pelas metodologias propostas. ....	134

## LISTA DE SÍMBOLOS E SÍGLAS

- $\alpha$  e  $\beta$ : índices de compatibilização da força quase-estática (CPT) com as forças dinâmicas (SPT).  
A: área da seção da haste do SPT.  
a: coeficiente de área do piezocone.  
ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.  
 $A_l$ : área lateral da luva de atrito.  
 $A_{sb}$ ,  $A_{st}$ : áreas da base e do topo da luva de atrito.  
ASTM: American Society for Testing Materials.  
 $B_q$ : coeficiente de poro-pressão obtido no ensaio de piezocone.  
c: velocidade de onda (compressão e/ou tração) no aço (SPT).  
 $C_1$ : coeficiente de correlação entre as resistências de ponta do amostrador SPT e do cone (CPT).  
 $C_2$ : coeficiente de correlação entre as resistências laterais do amostrador SPT e do cone (CPT).  
CEMSF: Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações – UNICAMP.  
COPPE: Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia – UFRJ.  
CPT I: International Conference for Cone Penetrometer.  
CPT: Cone Penetration Test ou Cone Mecânico.  
CPTU: Cone Penetration Test com leitura de poro-pressão ou Piezocone.  
CV: coeficiente de variação.  
 $D_r$ : densidade relativa de solos granulares.  
 $E^*$ : energia inicial (478 J) fornecida no ensaio de SPT.  
e: índice de vazios do solo.  
E: módulo de elasticidade do aço (SPT).  
EESC: Escola de Engenharia de São Carlos.  
EMX: energia máxima mobilizada.  
EPUSP: Escola Politécnica da USP.  
ESOPT: European Conference of Penetrometers Tests.  
ETR: eficiência energética do SPT em porcentagem.  
 $\phi$ : ângulo de atrito interno.  
F: força estática em analogia a força dinâmica no SPT.  
FEAGRI: Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp.  
FEC: Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp.  
 $F_r$ : tensão de atrito lateral normalizada.  
 $f_s$ : tensão de atrito lateral obtido no ensaio de cone (CPT ou CPTU).  
 $f_T$ : tensão de atrito lateral corrigida obtido no ensaio de piezocone.  
g: aceleração da gravidade.  
 $G_0$ : módulo cisalhante máximo.  
 $\gamma_{nat}$ : peso específico natural do solo.  
 $\gamma_s$ : peso específico dos grãos do solo.  
h: altura final de cravação do amostrador no SPT-T.  
 $h_0$ : altura inicial de cravação do amostrador no SPT-T.

HPA: Hammer Performance Analyser (PDI).

$\eta_s$ : é a eficiência do sistema em porcentagem.

ICSMFE: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

IP: índice de plasticidade do solo.

IPT: Instituto de Pesquisas Tecnológicas.

ISC: International Site-Characterization Conference.

ISOPT: International Conference of Penetrometers Tests.

ISSMFE: International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.

JSSMFE: Sociedade Japonesa de Mecânica dos Solos e Fundações.

k: coeficiente de correlação entre os ensaios de SPT ( $N_{spt}$ ) e CPT ( $q_c$ ).

$K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$ : índices de correção da energia dinâmica no SPT.

$k_c$ : relação entre a posição do elemento poroso ( $u_1$  e  $u_2$ ).

LC: limite de contração do solo.

LL: limite de liquidez do solo.

m: massa do martelo do SPT.

$N_{SPT}$ : índice de resistência à penetração através do ensaio SPT.

n: porosidade do solo.

$N_1$ : índice de resistência à penetração nos primeiros 15 cm de cravação no ensaio SPT.

$N_2$ : índice de resistência à penetração de 15 a 30 cm de cravação no ensaio SPT.

$N_3$ : índice de resistência à penetração de 30 a 45 cm de cravação no ensaio SPT.

$N_{60}$ : índice de resistência à penetração correspondente a 60% da energia fornecida no ensaio SPT.

$N_{72}$ : índice de resistência à penetração correspondente a 72% da energia fornecida no ensaio SPT.

NBR: Norma Brasileira (elaborada e distribuída pela ABNT).

PDA: Pile Dynamic Analyser (PDI).

PDI: Pile Dynamics Incorporation.

$q_c$ : tensão de resistência de ponta obtido no ensaio de cone (CPT ou CPTU).

$q_t$ : tensão de resistência de ponta corrigida obtido no ensaio de piezocone.

$Q_t$ : tensão de resistência de ponta normalizada.

OCR: coeficiente de sobre adensamento.

$\rho$ : peso específico do aço (SPT).

R: raio externo do amostrador.

r: raio interno do amostrador.

$R_f$ : razão de atrito obtida no ensaio de cone (CPT ou CPTU).

$R_s$ : resistência estática mobilizada.

$\sigma$ : tensão no aço (SPT).

$\sigma'_{v0}$ : tensão vertical efetiva.

$\sigma_a$ : tensão de pré adensamento virtual.

SD: desvio padrão.

SPT: Standard Penetration Test.

SPT-E: Standard Penetration Test com medição de Energia.

SPT-T: Standard Penetration Test com medição de Torque.

U: a energia potencial normalizada do SPT em Joules.  
u: poro-pressão obtida no ensaio de piezocone.  
 $u_1$ ,  $u_2$  e  $u_3$ : posições do transdutor de poro-pressão no piezocone.  
UFRJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro.  
UNESP: Universidade Estadual de São Paulo “Julio Mesquita Filho”.  
UNICAMP: Universidade Estadual de Campinas.  
USP: Universidade de São Paulo.  
v: velocidade do martelo do SPT imediatamente antes do impacto.  
 $V_{es,s}$ : deformação elástica na prova de carga sobre amostrador.  
 $V_s$ : energia potencial de deformação.  
W: trabalho durante a cravação do amostrador.  
w: umidade do solo.  
 $\xi$ : energia cinética no ensaio SPT.  
 $X_1$ ,  $X_2$  e  $X_3$ : índices de compatibilização de Schmertmann (1979).  
 $\Delta EPG$ : variação da energia potencial gravitacional no ensaio SPT (Oderbrecht, 2003).  
 $\Delta_p$ : penetração por golpe do SPT (Oderbrecht, 2003).  
 $\eta$ : eficiência do sistema de cravação.



## RESUMO

RODRIGUEZ, T.G. **CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE DIABÁSIO POR MEIO DE ENSAIOS DE SPT E CPT**. Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 2013. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2013.

A presente dissertação tem por objetivo apresentar a caracterização geotécnica do solo de diabásio do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, por meio de ensaios de campo SPT e CPT. Verificar a adequabilidade dos ensaios às condições do solo tropical, laterítico, típico da região de Campinas, por meio de proposições de classificação de comportamento de solos e da estimativa de parâmetros geotécnicos, assim como as possíveis correlações, teóricas e empíricas, entre os dois ensaios. Foram utilizados ensaios de cone, mecânico e elétrico, e ensaios SPT com medição de energia. As propostas para classificações dos tipos de solo, através do CPT, utilizadas indicaram duas camadas distintas a primeira de solos de comportamento arenosos a silto-arenosos e a segunda de solos de comportamento siltosos a silto-argilosos, em concordância com a classificação obtida em laboratório. As proposições utilizadas para estimativa de parâmetros geotécnicos tiveram que ser ajustadas para o solo do campo experimental. A correlação  $(q_c/p_a)/N_{60}$  obtida foi de 4 para o solos coluvionar (areno-siltoso) e 2,5 para o solo residual (siltoso) em concordância com os valores encontrados na literatura.

**Palavras-chave:** Ensaios de Campo, SPT, CPT, Medição de Energia, Parâmetros Geotécnicos, Correlações.

## ABSTRACT

RODRIGUEZ, T.G. **GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF DIABASIC SOIL BY MEANS OF SPT AND CPT TRIALS**. School of Civil Engineering - UNICAMP, 2013. Master's Dissertation –School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism – UNICAMP, 2013.

The purpose of this dissertation is to present the geotechnical characterization of the diabasic soil of the Experimental Field of the Unicamp School of Civil Engineering by means of SPT and CPT field trials, and to check the adequacy of such trials to the conditions of the tropical, lateritic soil, which is typical of the Campinas region by means of propositions to classify the behavior of the soils and estimation of geotechnical parameters, as well as possible theoretical and empirical correlations between the two trials. Cone, mechanical and electrical trials were used as well as SPT trials with measurement of energy. The proposals used to classify the types of soil via CPT indicated two separate layers: the first one with soils with sandy to silty-sandy behavior, and the second layer of soils with silty to silty-clayey behavior, in agreement with the laboratory classification. The propositions used to estimate the geotechnical parameters had to be adjusted to the soil of the experimental field. The correlation  $(q_c/p_a)/N_{60}$  obtained was 4 for colluvial soil (sandy-silty), and 2.5 for residual soil (silty) in agreement with the values found in the literature.

**Key Words:** Filed trials, SPT, CPT, Energy Measurement, Geotechnical Parameters, Correlations.

## 1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o cenário da engenharia nacional tem se transformado de maneira bastante significativa. Investimentos expressivos têm sido realizados tanto em obras de infraestrutura quanto em obras civis.

A estabilidade econômica e a crescente confiança no mercado brasileiro, resultaram na entrada maciça de capital estrangeiro. Com ela, o intercâmbio de métodos e tecnologias tem encontrado maior aceitação no campo da engenharia, com forte apelo mercadológico, diferentemente de anos atrás, onde o interesse nos ensaios especiais ficava somente por conta do meio acadêmico.

A presença de empresas e investimentos estrangeiros corroborou na co-participação de projetistas e consultores do Brasil e do exterior, o que trouxe um enriquecimento técnico e despertou a necessidade do mercado brasileiro em atender a estas novas expectativas. Neste contexto, os ensaios geotécnicos especiais têm ganhado muita força no âmbito nacional, seguindo a tendência mundial.

Apesar da introdução crescente dos ensaios especiais, o ensaio SPT ainda representa uma grande fatia dos ensaios geotécnicos realizados. Há uma enorme carência de informações sobre a viabilidade da utilização de outros ensaios como ferramenta segura para obtenção dos parâmetros stratigráficos e geotécnicos, seja de maneira direta ou indireta por meio de correlações.

O presente trabalho objetiva apresentar a caracterização geotécnica dos solos que ocorrem no campo experimental da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, por meio de ensaios de campo, SPT e CPT, além de verificar a adequabilidade dos métodos de caracterização stratigráfica e estimativa de parâmetros geotécnicos mais utilizados às condições do solo tropical, laterítico, típico da região de Campinas.

A inter-relação entre os ensaios SPT e CPT, por meio da correlação entre seus resultados, é muitas vezes utilizada como ferramenta para ajudar na interpretação, principalmente na etapa inicial de introdução dos ensaios especiais no mercado. Por esse motivo, o presente trabalho também abordará este aspecto apresentando algumas correlações encontradas na literatura, assim como as obtidas nos ensaios realizados.



## 2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS DA PESQUISA

Tendo em vista a conjuntura dos ensaios geotécnicos especiais no Brasil, observa-se uma carência de informações no que diz respeito à confiabilidade na interpretação dos mesmos para os solos tropicais, nos quais se enquadram os solos lateríticos.

Neste sentido, faz-se necessário analisar a maior quantidade possível de ensaios especiais, especialmente o CPT, se possível, cruzando-se os resultados com ensaios de SPT, que possui grande experiência acumulada, de forma a possibilitar a identificação dos comportamentos comuns aos dois métodos.

Com utilização de toda a área disponível no campo experimental da Unicamp, localizado na Faculdade de Engenharia Agrícola, fez-se necessário da implantação do novo campo experimental, possibilitando assim, a continuidade das pesquisas de mecânica dos solos e fundações.

O trabalho de caracterização geotécnica desta nova área foi iniciado pela pesquisa de Gon (2010), o qual apresentou diversos parâmetros geotécnicos do solo determinados em laboratório, como por exemplo, a granulometria, limites de Atterberg, compactação, resistência ao cisalhamento, entre outros.

Ficaram a cargo da presente pesquisa a realização de ensaios de campo, SPT e CPT, os quais apresentam o comportamento do solo *in loco*, fator este primordial para a análise de solos estruturados, como o caso do campo experimental da Unicamp.

Desta forma, configuram-se objetivos desta pesquisa:

- Apresentação de um breve histórico sobre os ensaios SPT, CPT (mecânico) e CPTE (elétrico);
- Realização de ensaios de campo no campo experimental da FEC/UNICAMP: SPT (com medição de energia), CPT (mecânico e elétrico);
- Avaliação da variabilidade dos resultados obtidos nos ensaios;
- Definição da estratigrafia por meio dos ensaios de campo realizados e comparação com ensaios de laboratório (Gon, 2011);
- Estimativa de parâmetros geotécnicos através de correlações com os ensaios de campo realizados e comparação com os ensaios de laboratório (Gon, 2011);
- Obtenção das correlações entre os ensaios de campo realizados.



### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO – SPT

##### 3.1.1. HISTÓRICO

A primeira fase do SPT, segundo alguns autores, data do início do século XX e consiste basicamente na cravação dinâmica à seco, de um tubo metálico oco de 1” de diâmetro e 45 cm de altura, sob a queda de um martelo de 0,49 kN, possibilitando assim a retirada de amostras de solo de profundidades pré-determinadas. A retirada das amostras eram facilitadas por orifícios e válvulas posicionadas de forma a facilitar o acesso. Há registros nessa época da obtenção de amostras por lavagem em poços.

A segunda fase do SPT foi impulsionada quando, em 1927, a Raymond Concrete Pile e a the Gow Company desenvolveram um amostrador constituído por três partes: a cabeça, corpo bipartido e a sapata bisselada. Este amostrador ficou conhecido como tipo Reymond, que possuía diâmetro externo de 51 mm e interno de 35 mm. Datam desta época as primeiras tentativas de padronização do ensaio.

A introdução deste ensaio no Brasil deu-se através do IPT, por meio do engenheiro Odair Grillo, em 1940, sendo consolidado através da publicação, pelo prof. Eng. Milton Vargas, em 1945, do trabalho intitulado “A exploração do subsolo para fins de estudos de Fundações”.

Alguns autores relatam que o termo “Standard Penetration Test” teria sido definido por Terzagui em 1947, em artigo apresentado na 7ª Conferência de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações no Texas, US. Porém, Terzagui & Peck (1948) apresentaram de maneira sistemática muitos aspectos do ensaio, como por exemplo, as primeiras correlações entre a resistência à penetração e a compacidade.

No Brasil, um marco na história do SPT foi a apresentação do estado da arte do ensaio realizada por De Mello (1971), o qual apresentou tanto os fatores intervenientes, como também as correlações com parâmetros geotécnicos. Para esse autor, embora existam muitas dúvidas com relação aos fatores que afetam os resultados de sondagem de simples reconhecimento, o ensaio pode ser utilizado para fins geotécnicos com certo grau de confiabilidade, pois problemas em fundações atribuídos a erros em ensaios que medem a resistência à penetração, são da ordem de 1/1000. Contudo, após 30 anos de sua publicação, muitas questões abordadas pelo autor continuam sem definição.

Décourt (1989) expressou sua importante contribuição, com sua apresentação do estado da arte do ensaio de SPT, na ICSMFE - International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, e mais recentemente, Belincanta (1998) defendeu sua tese de doutorado intitulada “Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT”.

Esses trabalhos, conjuntamente com o trabalho do professor Vitor Mello (De Mello, 1971), confirmam a importância deste ensaio na prática de engenharia de fundações no Brasil.

O SPT é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo, pois permite a identificação da densidade de solos granulares, da consistência de solos coesivos e até mesmo de rocha brandas. Politano (1999) apresenta um levantamento dos países onde o ensaio de SPT é rotineiramente utilizado, conforme apresentado na tabela 3.1.

Tabela 3.1: Países onde o SPT é empregado (adaptado de Politano, 1999).

PAÍS	EMPREGO		PAÍS	EMPREGO	
	Amplamente	Ocasionalmente		Amplamente	Ocasionalmente
África do Sul	•		Israel	•	
Alemanha	•		Itália	•	
Argentina	•		Japão	•	
Austrália	•		Malásia	•	
Bélgica		•	Marrocos		•
Brasil	•		Nigéria	•	
Canadá	•		Noruega		•
China	•		Paraguai	•	
Cingapura	•		Polônia		•
Espanha	•		Portugal	•	
Estados Unidos	•		Reino Unido	•	
Filipinas	•		Suécia		•
França		•	Tailândia	•	
Grécia	•		República Tcheca		•
Hong Kong	•		Turquia	•	
Índia	•		Venezuela	•	

A sondagem de simples reconhecimento com SPT é um método para investigação de solos, no qual a perfuração é feita por meio do trado ou circulação de água, sendo utilizada para a obtenção de amostras de solo, medida de índice de resistência à penetração e observação do nível d'água subterrânea. É possível, ainda no final do ensaio à penetração, medir o torque necessário para a rotação do amostrador padrão cravado, como também executar outros ensaios, aproveitando-se da perfuração.

### 3.1.2. NORMAS

A primeira normalização do ensaio, com grande aceitação mundial, ocorreu em 1958 e foi realizada pela ASTM (American Society for Testing Materials), identificada como ASTM D1586. No entanto, a norma não evitou a continuidade da utilização de equipamentos não padronizados e o aparecimento de procedimentos distintos. Aspectos regionais são corriqueiramente observados, de forma que muitos países têm padronizado suas próprias metodologias de ensaio.

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR 6484, prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento do subsolo, também denominadas sondagens à percussão, que tem por finalidade a exploração por perfuração e amostragem do solo, como também estabelecer medidas do índice de resistência à penetração, para fins de Engenharia Civil. A figura 3.1 apresenta o amostrador padrão da NBR 6484/2001, também conhecido como tipo Raymond.



Figura 3.1: Amostrador padrão da NBR 6484/2001.

É sugerida pela ABNT outra norma complementar, NBR 8036, que fixa as condições exigíveis na programação das sondagens de simples reconhecimento dos solos, destinada à elaboração de projetos geotécnicos para construção de edifícios.

Apesar do ensaio ter uma padronização estabelecida, muitas empresas ainda insistem em executá-los de maneiras diferentes. Com isso, o uso de diversos equipamentos e procedimentos para a realização do ensaio SPT induzem a diferentes energias de cravação, causando alteração do valor índice  $N_{spt}$ . Portanto, para se aplicarem correlações em função desse resultado, deve-se considerar a forma de execução e os equipamentos utilizados no respectivo ensaio.

### 3.1.3. PROCEDIMENTO

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica, conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e/ou circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. A figura 3.2 ilustra o equipamento manual utilizado para a realização do ensaio.

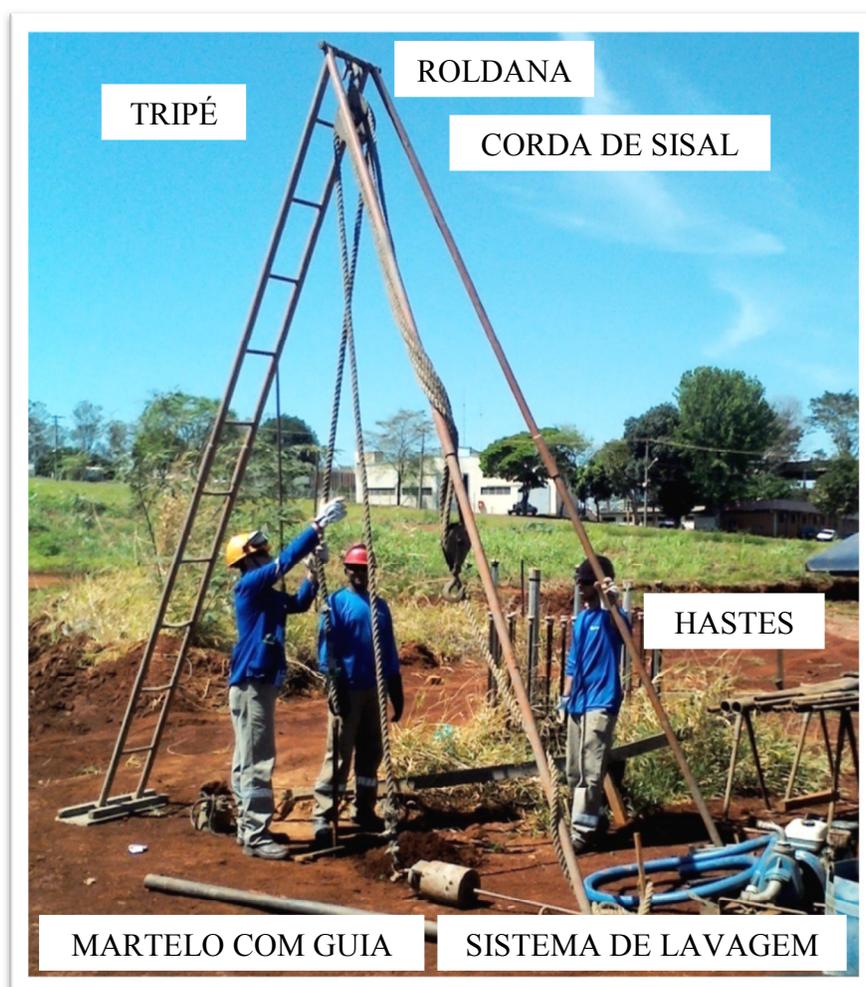


Figura 3.2: Equipamento manual para a execução do ensaio SPT.

Após o primeiro metro escavado, amostras do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão, com diâmetro externo de 50 mm, conforme ilustrado anteriormente pela figura 3.1.

As amostras são coletadas por meio da cravação do amostrador nos primeiros 45 cm de cada metro, procedido da retirada do mesmo e continuidade da perfuração por tradagem ou lavagem por mais 55 cm, até o início do próximo metro, onde o procedimento é repetido. O valor do  $N_{spt}$  é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após a cravação inicial de 15 cm. A figura 3.3 ilustra o procedimento.

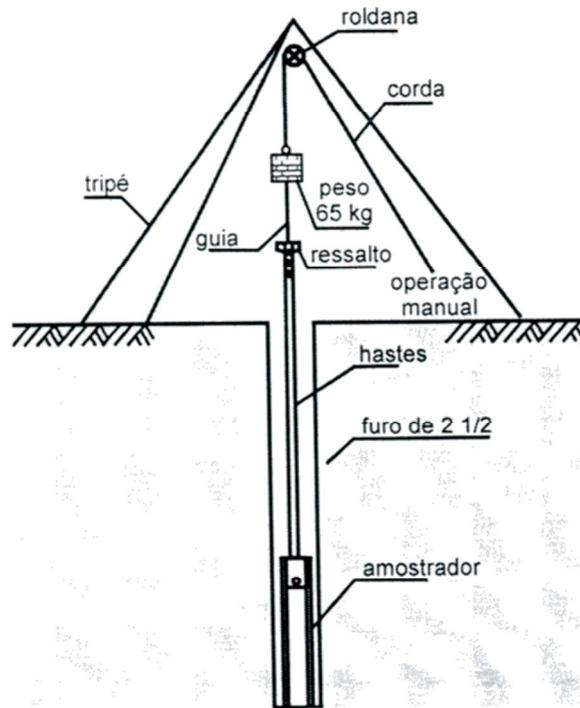


Figura 3.3: Esquema representativo da coleta de amostras em profundidades (Schnaid, 2000).

O valor de  $N_{SPT}$  é variável em função do equipamento. Desta forma, a norma NBR 6484 estabelece as características dos equipamentos a serem utilizados no ensaio, para que a energia fornecida ao sistema seja a energia padrão. Para isso, a norma preconiza a queda um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 0,75 m, resultando na energia de 0,48 kN.m. A média histórica brasileira da energia transferida ao amostrador é de 72% do total, um pouco superior a média internacional de 60%.

Apesar das críticas válidas que são continuamente feitas à diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e a pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e

interpretação, este é ainda o processo dominante na prática de Engenharia de Fundações, principalmente no Brasil.

Existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaio em diferentes países, resultantes de fatores regionais e do grau de desenvolvimento tecnológico no setor, o que resulta em desuniformidade de significado dos resultados obtidos. As principais diferenças se referem:

- método de perfuração;
- fluido estabilizante;
- diâmetro do furo;
- mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo;
- rigidez das hastes;
- geometria do amostrador;
- método de cravação.

Na prática de engenharia, existe unanimidade a respeito de questões relativas a “ensaios bem ou mal feitos”, empresas inidôneas (fraudes), má prática, vícios executivos, entre outros.

É importante ter em mente os fatores intervenientes nas Sondagens de Simples Reconhecimento, o que será abordado posteriormente. Porém, ressaltam-se três grandes trabalhos que discutem muito bem este assunto: De Mello (1971), Décourt (1989) e Belincanta (1998).

#### 3.1.4. INTERPRETAÇÃO E COMPATIBILIZAÇÃO

A interpretação dos ensaios de SPT apresenta muitas faces. A primeira delas consiste na discriminação da estratigrafia do solo, obtida diretamente da análise das amostras extraídas com a cravação do amostrador. No campo, o sondador realiza a análise tátil visual, identificando as frações granulométricas predominantes, enquanto no laboratório fica a cargo do geólogo, ou engenheiro geotécnico, a confirmação do teste tátil visual realizado no campo e identificação das feições, buscando a caracterização geológica do material. O fim da sondagem indica a profundidade onde o solo se apresenta muito resistente.

A segunda face do ensaio corresponde à medida de penetração  $N_{SPT}$  obtida pela contagem dos golpes a cada 15 cm de cravação do amostrador, sendo definido o valor de  $N_{SPT}$  como a soma do segundo e terceiro segmentos de 15 cm cravados. Os valores de  $N_{SPT}$  indicam a classificação da rigidez do material em função do tipo de solo.

Algumas empresas apresentam a contagem dos três segmentos de 15 cm, informação esta que geralmente evidencia o grau de interferência no processo de escavação posterior à amostragem e o aumento da resistência devido ao acréscimo do atrito lateral entre o solo e o amostrador.

Outra informação vital que o ensaio apresenta é a profundidade do nível d'água, medida geralmente após 24 horas após a sondagem e geralmente é considerada com um dos parâmetros mais importantes na definição do projeto geotécnico ou de fundações.

Schnaid (2000) apresenta duas abordagens básicas na interpretação dos resultados do SPT, sendo elas: métodos diretos e métodos indiretos.

Os métodos diretos correspondem à aplicação dos dados obtidos no ensaio ( $N_{SPT}$  e tipo de solo) em expressões de previsão de capacidade de carga, recalques, entre outros, sem a necessidade da utilização de parâmetros intermediários.

Os métodos indiretos tratam da utilização dos parâmetros obtidos diretamente no ensaio de SPT, para a definição de parâmetros geotécnicos por meio de correlações, que serão apresentados posteriormente.

A grande questão constantemente levantada a respeito do ensaio de SPT, diz respeito à falta de padronização dos equipamentos, procedimentos e resultados. Vários autores, como Décourt (1989) e Belincanta (1998), discutem os diversos fatores que afetam os resultados dos ensaios de SPT, podendo ser divididos em três grupos: os fatores de natureza humana, problemas de equipamentos e distorções nos procedimentos.

Décourt (1989) apresenta uma lista com alguns fatores intervenientes nos valores de  $N_{spt}$ , os quais são descritos a seguir:

- Modificações na altura de queda;
- Segurar o martelo não permitindo a queda livre;
- Falha no alívio da tensão no cabo;
- Uso de cabo inadequado;
- Lubrificação insuficiente da roldana;
- Atitude dos operadores;
- Uso incorreto do martelo;
- Excentricidade da cabeça de bater;
- A não utilização da guia para a haste;
- Falta de atenção na contagem dos golpes;
- Limpeza inadequada do furo;

- Falha na manutenção da carga hidráulica;
- Variação no diâmetro do furo;
- Uso de bomba de alta capacidade;
- Uso de lama de estabilização em substituição de revestimento;
- Comprimento da composição de hastes;
- Amostrador deformado;
- Cravação do amostrador acima da base do revestimento;
- Peso da cabeça de bater;
- Obstrução do amostrador por pedregulhos;
- Martelo sem coxim de madeira;
- Velocidade dos golpes;
- Variações nos intervalos de penetração;
- Aumento do diâmetro do furo sem usar o revestimento;
- Registro inadequado dos solos.

#### 3.1.4.1.COMPATIBILIZAÇÃO ATRAVÉS DA MEDIÇÃO DE ENERGIA

Muitos dos fatores intervenientes acima apresentados podem ser minimizados ou até mesmo eliminados, empregando-se o procedimento de leitura da energia entregue ao amostrador e a padronização desta. Skempton (1986) apresenta e consolida a recomendação da padronização da energia em 60%, média mundial dos equipamentos mais utilizados, além de introduzir o conceito de  $N_{60}$  como sendo o  $N_{SPT}$  equivalente à energia padrão.

No Brasil, Décourt (1989) observou que o valor apresentado por Skempton ficava muito abaixo da média dos equipamentos utilizados e por isso, introduziu um índice que se adequava melhor à realidade nacional, o  $N_{72}$ , que corresponde à 72% da energia padrão.

A finalidade primária da leitura de energia consiste na equalização dos valores de  $N_{SPT}$  obtidos em função dos padrões internacionais  $N_{60}$  ou nacionais  $N_{72}$ . De maneira simplista, a conversão dos valores de  $N_{SPT}$  realizada é função da energia média padrão, de acordo com as expressões abaixo.

$$N_{60} \cdot 60 = N_{SPT} \cdot X \quad (1)$$

$$N_{72} \cdot 72 = N_{SPT} \cdot X \quad (2)$$

Onde: X é a energia obtida, ou média estatística.

O desenvolvimento da metodologia do ensaio de SPT com base na determinação da energia transferida ao amostrador, data do final da década de 70 e início da década de 80. Dentre

os trabalhos mais importantes destacam-se Palacios (1977), Schmertmann & Palacios (1979), Kovacs et al (1977, 1981, 1982), Kovacs (1979).

Skempton (1986) sintetizou o trabalho do prof. Schmertmann e apresentou uma forma de estimar a energia entregue ao amostrador,  $E_i$ , por meio de ábacos e tabelas, levando-se em consideração fatores de correção  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $e_3$ , utilizando-se a expressão (3).

$$E_i = e_1 \cdot e_2 \cdot e_3 \cdot E^* \quad (3)$$

Onde:

$E_i$ : energia entregue ao amostrador;

$e_1$ : fator de correção em função do sistema de liberação do martelo;

$e_2$ : fator de correção em função da massa da cabeça de bater;

$e_3$ : fator de correção em função do comprimento crítico (M), expresso pela razão entre a massa do conjunto de hastes pela massa do martelo;

$E^*$  a energia potencial teórica de 478J.

As figuras 3.4 e 3.5 apresentam os ábacos de  $e_1$  e  $e_2$ , assim como a tabela 3.2 apresenta dos valores para  $e_3$ .

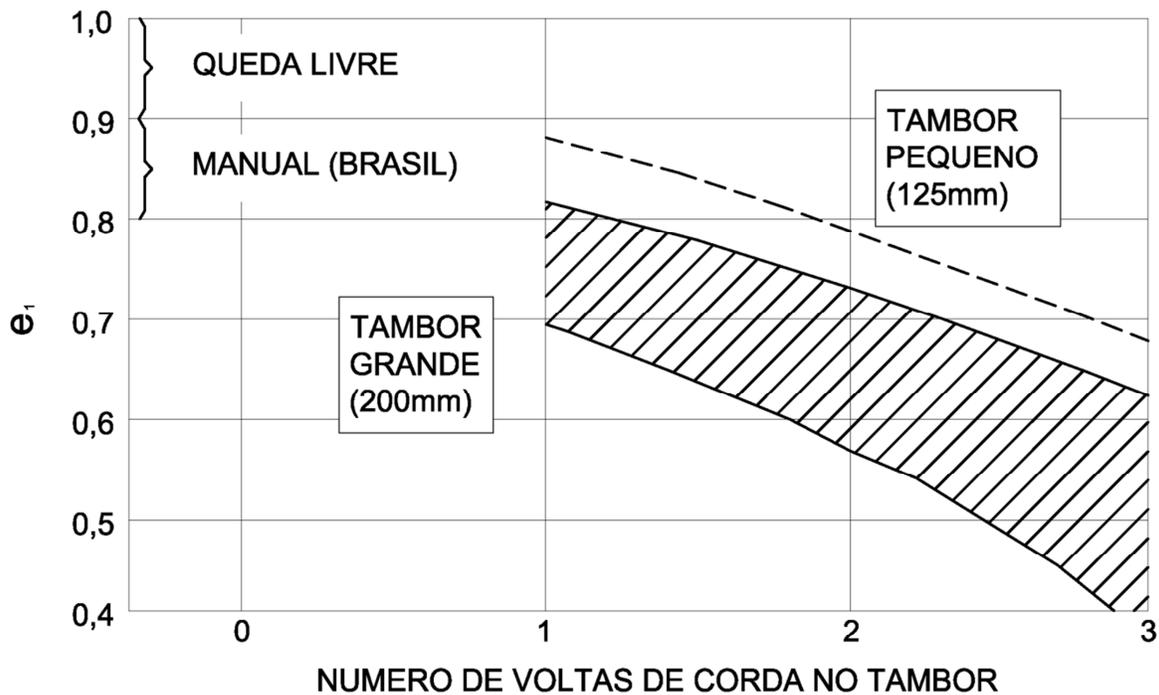


Figura 3.4: Fator de correção de energia  $e_1$  em função do sistema de liberação do martelo (Décourt,1989).

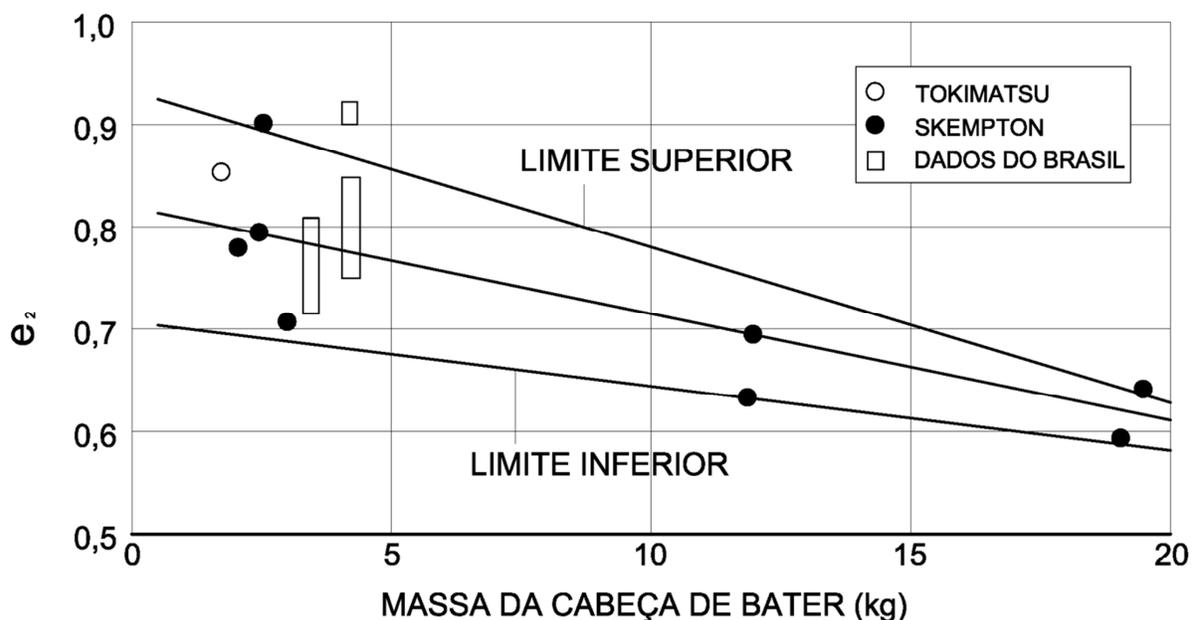


Figura 3.5: Fator de correção de energia  $e_2$  em função do peso da cabeça de bater, (Décourt, 1989).

Tabela 3.2: Fator de correção de energia  $e_3$  em função do comprimento crítico  $M$ . (Décourt, 1989).

$M$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$e_3$	0,33	0,55	0,70	0,80	0,85	0,90	0,93	0,96	0,99	1,00

De acordo com Décourt (1989) o valor de  $e_3$  não deve ser maior que 0,75.

A metodologia desenvolvida para a estimativa da energia fornecida representou um grande avanço na interpretação mais racional, possibilitando a comparação entre as experiências adquiridas ao redor do globo. Contudo, a leitura direta desta energia era desejável e neste sentido, diversas pesquisas foram conduzidas com este propósito.

Historicamente, alguns equipamentos foram desenvolvidos para a obtenção da energia fornecida durante o ensaio de SPT. Estes equipamentos podem ser separados por finalidade em dois grupos, sendo o primeiro a obtenção da energia cinética do martelo e o segundo para a determinação da energia na haste.

No primeiro grupo, destacam-se os trabalhos de Kovacs (1979), Matsumoto *et al* (1992) e da empresa americana PDI, que de maneiras distintas obtêm a velocidade do martelo no momento do impacto. O primeiro utilizou sensores luminosos, o segundo desenvolveu um sistema elétrico com uma série de fios, distantes a 20 mm, que interrompia o pulso elétrico com a passagem do martelo, chegando-se ao intervalo de parada dos pulsos e o terceiro utilizou a tecnologia de radar.

No segundo grupo, destacam-se os trabalhos de Kovacs (1979), Schmertmann & Palacios (1979), Belincanta (1985, 1998) e novamente da empresa americana PDI.

Kovacs (1979) utilizou uma célula de carga eletrônica a 10 diâmetros abaixo da cabeça de bater. Schmertmann & Palacios (1979) utilizaram duas células de carga: uma junto à cabeça de bater e outra junto ao amostrador, de acordo com o ilustrado na figura 3.6.

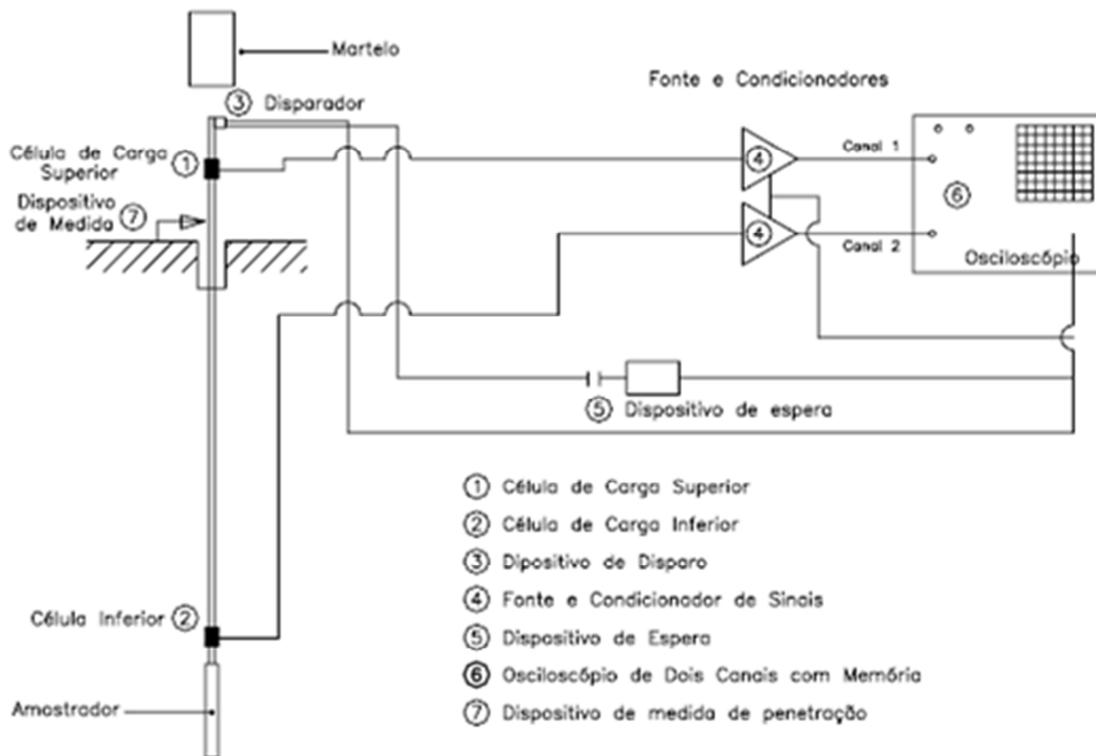


Figura 3.6: Esquema para medição da energia utilizada por Schmertmann & Palacios (1979).

O engenheiro Antonio Belincanta realizou uma série de intentos para a confecção de um sistema confiável no IPT, considerando ideal a utilização de transdutor de força e acelerômetros próximos a cabeça de bater e 2 células de carga, uma superior e outra inferior, próximas ao amostrador (Belincanta, 1985), conforme ilustrado na figura 3.7.

A empresa americana Pile Dynamics Inc. (PDI), aproveitando toda a experiência adquirida com as provas de carga dinâmicas, desenvolveu um equipamento para a aferição de energia denominado SPT Analyser, que faz uso de 2 acelerômetros piezoelétricos e 2 transdutores de força aderidos à haste do SPT, conforme ilustrado na figura 3.8. Cavalcante (2002) utilizou este equipamento em sua pesquisa.

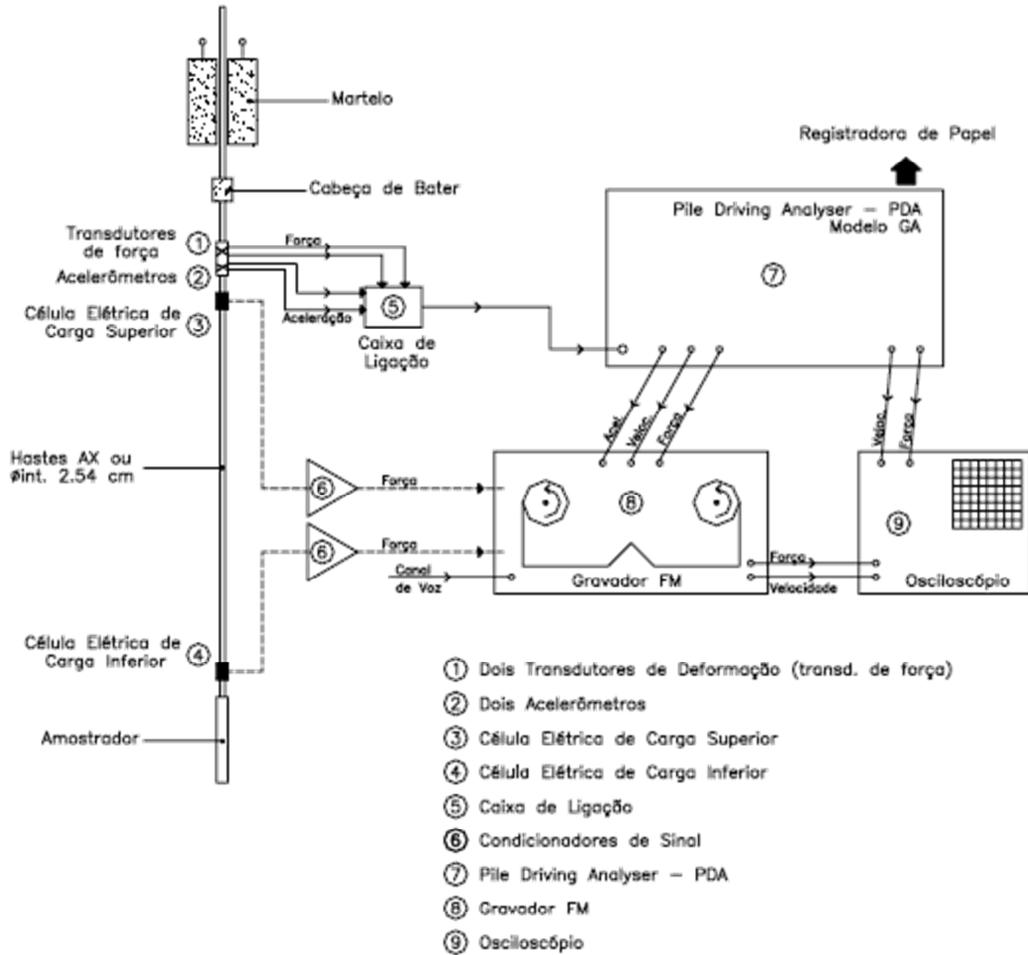


Figura 3.7: Esquema misto para medição da energia utilizada por Belincanta (1985).

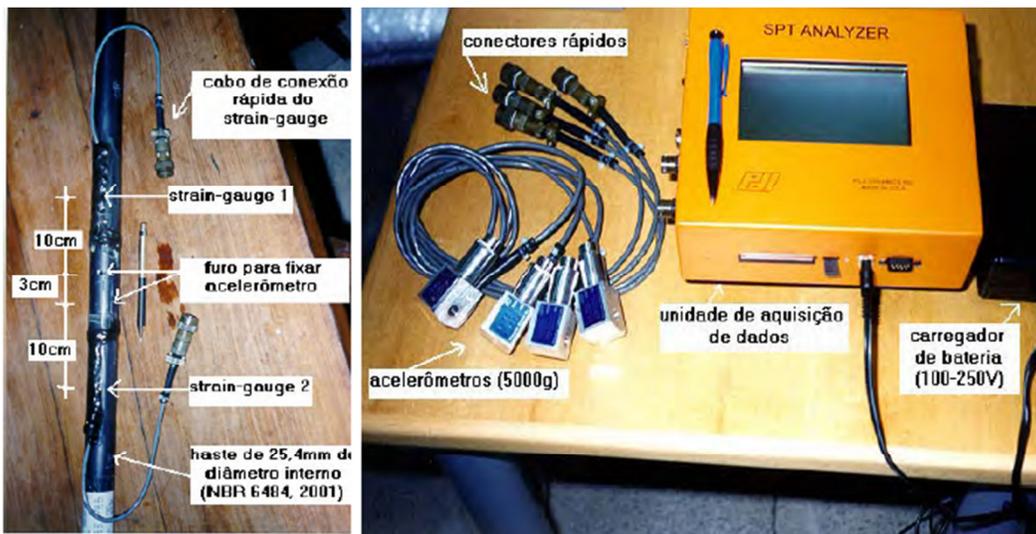


Figura 3.8: Equipamento SPT Analyser da PDI, utilizado por Cavalcante (2002).

Oderbrecht (2003) desenvolveu um equipamento com finalidade acadêmica, mas nos moldes dos comerciais, composto de uma haste instrumentada com dois strain-gages e dois acelerômetros. A figura 3.9 ilustra o equipamento que foi desenvolvido.

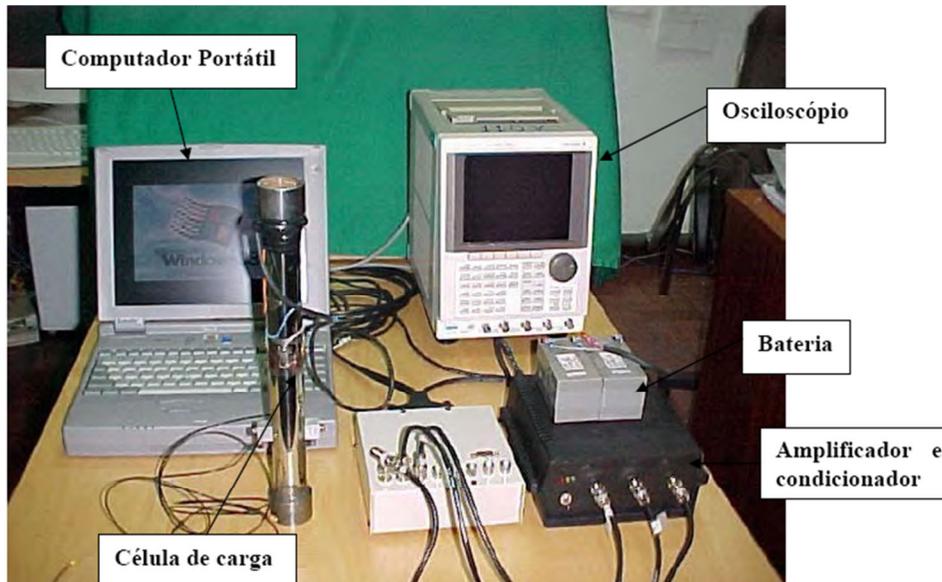


Figura 3.9. Equipamento desenvolvido por Oderbrecht (2003).

De maneira geral, a necessidade de utilização da célula de carga e um par de acelerômetros é consenso mundial para a obtenção da onda longitudinal de tensão que percorre a haste, devido à aplicação de um golpe de martelo. É consenso também, que a energia deve ser obtida pelo produto dos sinais de força e velocidade ao longo do tempo, em um intervalo de integração suficiente para que todas as energias (cinéticas e potências) tenham sido dissipadas.

A dedução matemática, tanto do fenômeno de transferência de energia quanto da teoria da onda e a propagação da mesma ao longo das hastes, estão detalhadas em Oderbrecht (2003), No presente trabalho, serão apresentadas apenas as expressões finais obtidas por este autor. É possível a utilização de três expressões para a obtenção da energia, (5), (6) e (7) apresentadas abaixo.

A expressão (5) é função apenas da força, a expressão (6) é função apenas da velocidade e a terceira em função do produto. Contudo, a primeira e a segunda expressões dependem de fatores de correção em função de uma série de aspectos, como por exemplo, a quantidade de níveis de instrumentação, incorporando pequenos desvios no valor real.

$$E = \frac{c \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_c}{A \cdot E} \cdot \int_{t_1=0}^{t_2} F^2 \cdot dt \quad (5)$$

$$E = \frac{E \cdot a \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_c}{c} \cdot \int_{t_1=0}^{t_2} v^2 \cdot dt \quad (6)$$

$$E = \int_{t_1=0}^{t_2=\infty} F \cdot v \cdot dt \quad (7)$$

O presente trabalho não detalhará os coeficientes acima apresentados, em função da utilização apenas da terceira expressão. Diversos autores, como Cavalcante (2002) e Neves (2004), defendem a utilização da terceira expressão como sendo a que melhor se ajusta a realidade, onde a combinação dos sensores de força e aceleração é a maneira mais confiável para aferição da energia imposta ao sistema.

O equipamento utilizado na presente pesquisa se aproxima do empregado por Cavalcante (2002). Porém, optou-se pelo PDA modelo PAX, ao invés do SPT Analyser, da mesma fabricante PDI. Este equipamento geralmente é usado para a realização de provas de carga dinâmicas mas, segundo o fabricante, quando em conjunto com a haste do SPT instrumentada, pode também ser aplicado para a medição de energia.

A haste utilizada foi de fabricação da PDI, seguindo os padrões definidos pela NBR 6484, composta por dois strain-gages, em ponte completa, aderidos à haste e dois acelerômetros do tipo piezoelétricos, também fabricados pela PDI. A figura 3.10 ilustra os equipamentos utilizados.

Este equipamento realiza automaticamente a integração do produto das curvas de força e velocidades em função do tempo, fornecendo diretamente o valor da energia máxima mobilizada no golpe (EMX).

A padronização da metodologia da leitura de energia no ensaio SPT apresentou forte avanço com a publicação da norma americana ASTM D4633-10 (Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers).

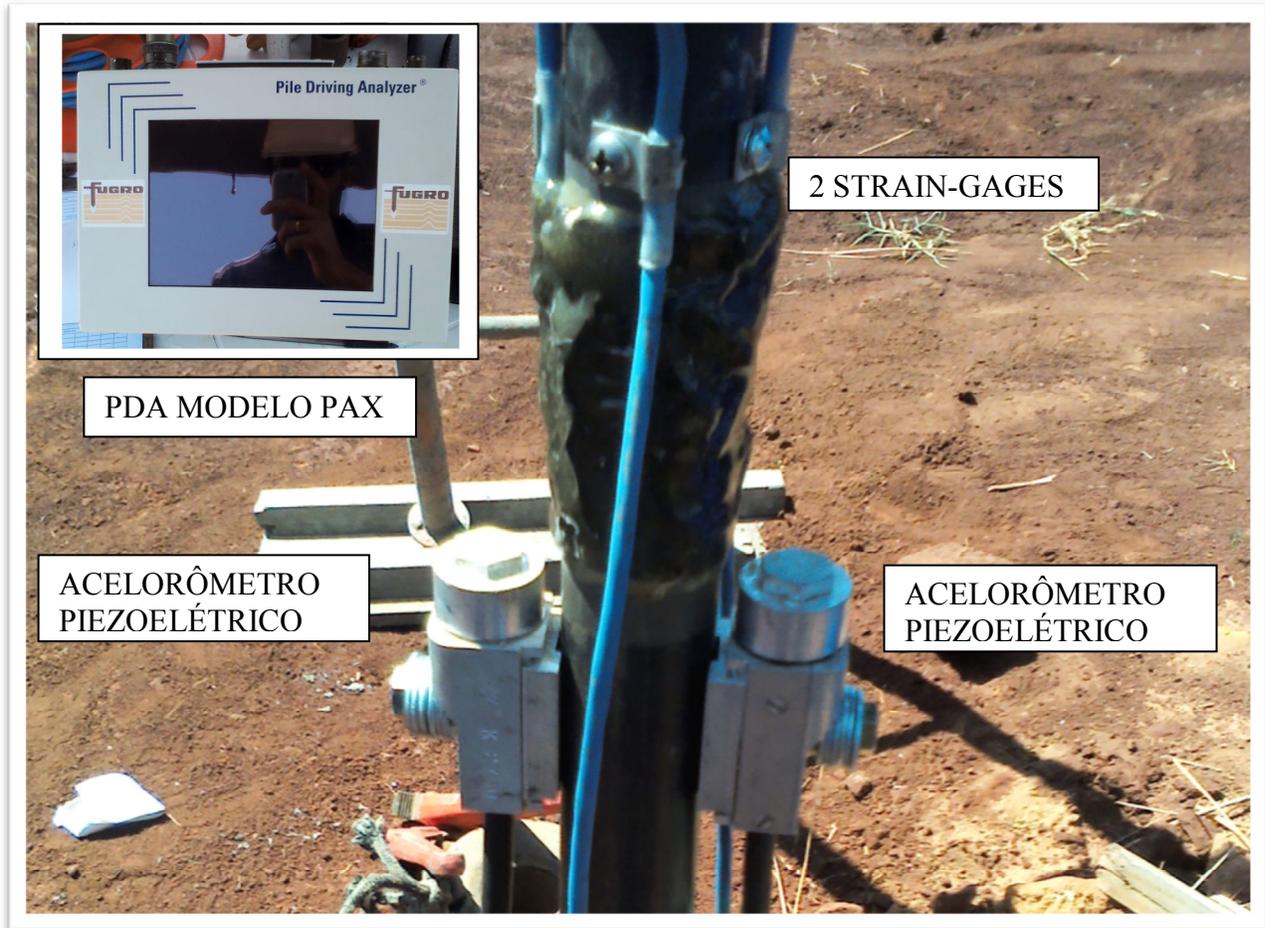


Figura 3.10: Equipamento utilizado na pesquisa, PDA-PAX e Haste instrumentada da PDI.

#### 3.1.4.2. COMPATIBILIZAÇÃO EM FUNÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES

Outro aspecto importante na análise dos dados obtidos nos ensaios de SPT, corresponde à compatibilização dos valores de  $N_{SPT}$  em termos dos níveis de tensões geostáticas. Décourt (1989), Hachich *et al* (1998) e Schnaid (2000) abordam o tema. Schnaid (2000) inclusive salienta a importância desta correção para solos arenosos.

Décourt (1989) cita a contribuição de diversos autores, como Gibs & Holtz (1957), Jamiolkowski (1985), Liao & Whitman (1985), no entendimento dos efeitos do nível de tensões no valor do  $N_{SPT}$ .

Segundo Décourt (1989), existe um consenso na padronização dos  $N_{SPT}$  obtidos em termos de uma tensão vertical efetiva de 100 kPa. Desta forma o autor introduziu o índice  $N_1$  de acordo com as expressões (8) e (9) abaixo:

$$N_1 = C_n \cdot N_{SPT} \quad (8)$$

$$C_n = \frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct})}^{0,5} \quad (9)$$

Onde:

$(\sigma'_{oct})_1$ : tensão octaédrica efetiva sobre uma tensão vertical efetiva de 100 kPa;

$(\sigma'_{oct})$ : tensão octaédrica efetiva no ponto de interesse;

De forma a compatibilizar o  $N_{SPT}$  em termos da tensão vertical efetiva e da energia padrão internacional a expressão resultante, (10), está apresentada abaixo:

$$(N_1)_{60} = C_n \cdot N_{60} \quad (10)$$

Hachich *et al* (1998) salientam que, conforme o estudo de Stroud (1989), existem situações onde a compatibilização do  $N_{SPT}$  em função das tensões verticais efetivas é fundamental, como no caso de utilizar o ensaio para obtenção do ângulo de atrito interno  $\phi$ . Entretanto, para os casos dos módulos de deformabilidade E (Young) e G (cisalhante) não se deve fazer a correção, devido ao fato destes módulos serem crescentes com a profundidade, assim como o próprio  $N_{SPT}$ .

### 3.1.5. AFERIÇÃO DE QUALIDADE

Considerando-se os problemas intervenientes aos quais os ensaios de SPT estão sujeitos, fez-se necessário o uso de uma ferramenta que possibilite a aferição da qualidade dos ensaios realizados. Teixeira (1993) apresentou um estudo baseado em 4 mil ensaios de SPT executados sob rígido controle pelas empresas Geotécnica S.A. e Engesolos.

Teixeira (1993) observou uma tendência em seus ensaios, submetidos à forte rigor e fiscalização, o que possibilitou o autor estabelecer uma correlação entre os golpes correspondentes aos três intervalos de penetração dos ensaios (15, 30 e 45 cm), definindo assim os índices  $N_1$ ,  $N_2$  e  $N_3$ . O autor observou a correlação entre os índices e o número total de golpes ( $N_t$ ) obtendo as expressões, (11), (12) e (13) apresentadas a seguir.

$$N_1 = 0,22 \cdot N_t \quad (11)$$

$$N_2 = 0,33 \cdot N_t \quad (12)$$

$$N_3 = 0,45 \cdot N_t \quad (13)$$

Como  $N_t$  é função de  $N_1$ ,  $N_2$  e  $N_3$  é possível a obtenção da relação expressa na equação (14), que deve ser calculada a cada metro de ensaio.

$$\frac{(N_3+N_2)}{(N_2+N_1)} = 1,4 \quad (14)$$

Desta forma, pode-se dizer que quanto mais próximo o valor da relação está de 1,4, melhor é a qualidade do ensaio realizado. Por esse motivo, o autor sugere a avaliação da qualidade do ensaio SPT por meio do desvio da relação, acima do valor 1,4.

### 3.1.6. OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Schnaid (2000) apresenta como um dos potenciais nos ensaios de SPT a obtenção de parâmetros geotécnicos de maneira indireta por meio de correlações. Lunne *et al* (1997) introduz a tabela 3.3 que indica as potencialidades do SPT na obtenção de parâmetros geotécnicos.

Tabela 3.3. Aplicabilidade dos ensaios SPT na obtenção de parâmetros geotécnicos. (adaptado de Lunne *et al*, 1997).

EQUIPAMENTO	PARÂMETRO GEOTÉCNICO									
	$\phi$	$S_u$	$D_r$	$M_v$	$C_v$	$k$	$G_0$	$s_h$	OCR	$s - \epsilon$
SPT	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-

A: Alta aplicabilidade / B: Moderada aplicabilidade / C: baixa aplicabilidade / -: Inexistente.

Décourt (1989) apresenta uma coletânea de correlações para a obtenção de diversos parâmetros geotécnicos para solos finos e granulares.

Considerando-se o solo estudado na presente pesquisa, optou-se por utilizar correlações com os seguintes parâmetros geotécnicos: o ângulo de atrito interno  $\phi$ .

- Ângulo de atrito interno ( $\phi$ )

Grande parte das proposições utilizadas para a obtenção do ângulo de atrito interno de solos arenosos,  $\phi$ , partem de uma correlação intermediária entre  $N_{SPT}$  e o  $D_r$  (densidade relativa) e posteriormente da correlação entre  $D_r$  e  $\phi$ . Skempton (1986) apresenta a expressão (15) para obtenção de  $D_r$  a partir de  $N_{60}$ .

$$D_r = \frac{N_{60}}{0,28 \cdot \sigma'_{v0} + 27}^{0,5} \quad (15)$$

De Mello (1971) obteve a expressão (16) para obtenção de  $\phi$  através de  $D_r$ .

$$(1,49 - D_r) \tan \phi = 0,712 \quad (16)$$

Décourt (1991) obteve a figura 3.11 e a tabela 3.4, onde correlaciona o ângulo de atrito interno e o índice  $N_{60}$  padronizado em termos de tensões.

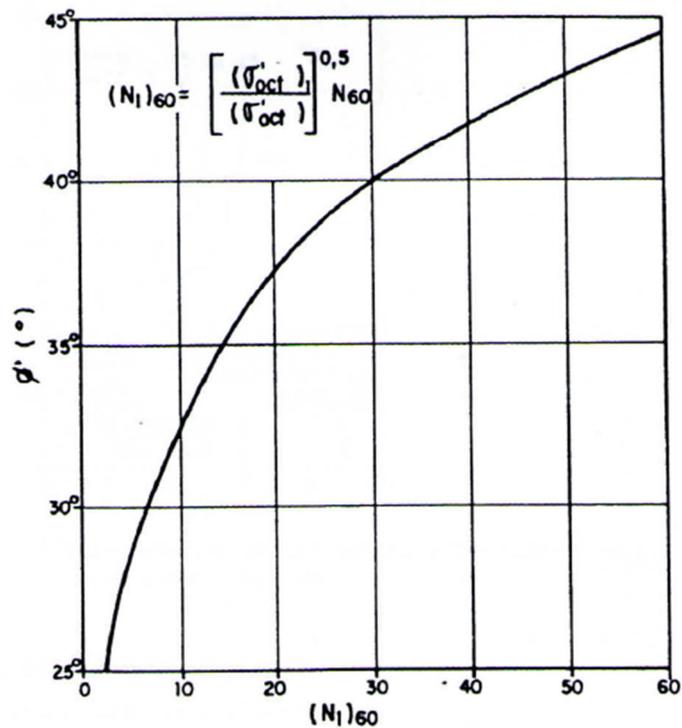


Figura 3.11. Ábaco de Décourt (1989) para correlação de  $N_{60}$  e  $\phi$ .

Tabela 3.4: Correlação entre  $(N_1)_{60}$  e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ). (Décourt, 1989).

$(N_1)_{60}$	$\phi$ (°)
6,41	30
7,63	31
9,02	32
10,59	33
12,37	34
14,41	35
16,73	36
19,40	37
22,48	38
26,04	39
30,17	40
34,99	41
40,64	42
47,28	43

### 3.2. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE - CPT

O ensaio do Cone de Penetração Contínua (CPT) é utilizado para a determinação estratigráfica de perfis e na obtenção dos parâmetros geotécnicos dos materiais prospectados ou em projetos de fundações.

Em função das diversas metodologias empregadas nos diversos países, fez-se necessário promover a padronização do ensaio para viabilizar a comparação dos resultados. Esta padronização foi obtida a partir do ISSMFE (1977, 1989), ASTM (1979) e ABNT (inicialmente através da MB-3.406 e posteriormente através da NBR 12.069/91).

O ensaio do cone consiste em cravar uma ponteira cônica (60° de ápice) com seção transversal de 10 cm<sup>2</sup>, podendo chegar até 15 cm<sup>2</sup>, com velocidade constante de 20 ± 5 mm/s (padrões internacionais). O cone pode ser mecânico, elétrico ou de atrito.

Os parâmetros obtidos diretamente do ensaio CPT mecânico são:  $q_c$  (resistência de ponta) e  $f_s$  (atrito lateral) em função da profundidade. Outro parâmetro de suma importância é obtido indiretamente,  $R_f$  (razão de atrito), que correspondente à relação entre os dois anteriores ( $f_s/q_c$ ).

Estes parâmetros são utilizados basicamente para três finalidades: a obtenção da estratigrafia e classificação dos solos, obtenção de parâmetros geotécnicos e a aplicação direta em projetos de fundação.

Ressalta-se que no ensaio CPT não há exumação de amostras, ou seja, a classificação dos solos é realizada com base no comportamento mecânico do substrato devido resistência à cravação da ponteira

Este ensaio tem se mostrado uma ferramenta bastante versátil, com aplicações tanto na engenharia de solos e fundações como também na geotecnia ambiental. Nos últimos anos, tem-se multiplicado as variações e adaptações da ponteira do cone para as mais variadas finalidades, desde a filmagem do perfil ao longo da cravação ou a volatilização de contaminantes e coleta de amostras gasosas.

Ferramenta rotineira da geotecnia européia, os ensaios de cone têm ganhado cada vez mais espaço no dia a dia dos projetos brasileiros, sendo ainda bastante carentes em estudos aprofundados das condições de uso deste ensaio em solos tropicais.

### 3.2.1. CRONOLOGIA

Segundo Bjerrum & Flodin (1960), há registros da utilização da metodologia de penetração de cones por John Olsson em 1915, para a determinação da resistência ao cisalhamento de argilas muito moles. Há também registros do uso de penetrômetros cônicos de bolso, na década de 30, na Dinamarca, para a obtenção de tensões admissíveis em fundações diretas. Porém o marco histórico dos ensaios de cone, tido como marco zero por muitos autores, foi à criação do cone holandês, desenvolvido por Barentsen no início da década de 30, na Holanda. O cone possuía diâmetro 35 mm de diâmetro, 10 cm<sup>2</sup> de área e 60° de ápice, com hastes de 15 mm.

O laboratório de mecânica dos solos holandês Delf, desenvolveu o primeiro sistema de cravação estática manual, para a amostragem com o cone holandês, em 1935. O sistema tinha capacidade para aplicar 100 kN de carregamento. A figura 3.12 ilustra o equipamento.

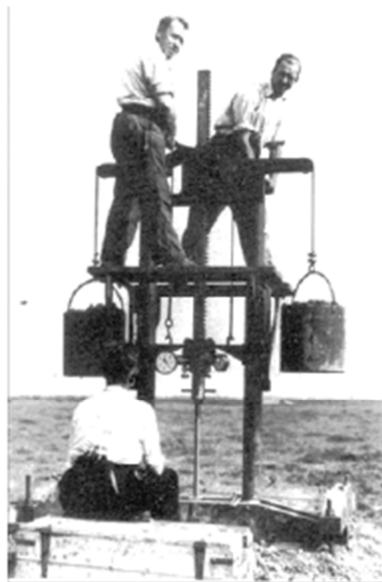


Figura 3.12: Sistema de Cravação Estática de Delf (Robertson & Cabal, 2009)

Em 1948, o cone holandês sofreu pequena alteração geométrica, com a inserção de uma região cônica após o cone, de forma a evitar a entrada de solo no orifício anelar do conjunto. A figura 3.13 ilustra as alterações implementadas.

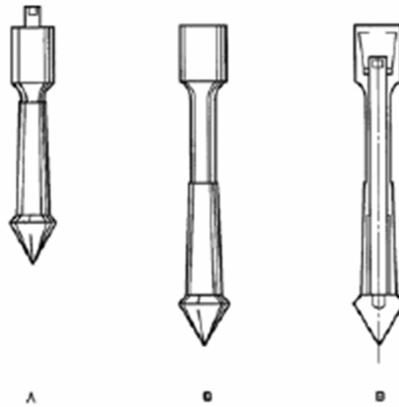


Figura 3.13: Cone holandês 1948 (Robertson & Cabal, 2009)

Begemann, em 1953, introduziu uma grande modificação no cone, que significou um enorme avanço na confiabilidade dos dados obtidos para o atrito lateral a partir do ensaio de cravação de cones. Foi introduzida a luva de atrito (adhesion jacket ou friction jacket) e o cone concebido ficou conhecido como cone de Begemann. As figuras 3.14 e 3.15 ilustram este cone.

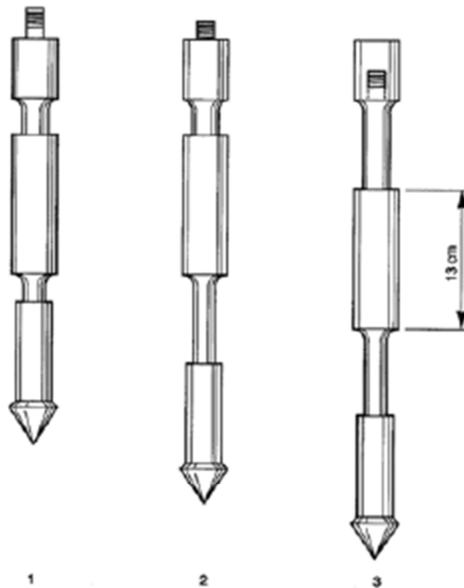


Figura 3.14: Cone de Begemann (Robertson & Cabal, 2009)



Figura 3.15: Cone de Begemann após o ensaio.

O cone de Begemann é o equipamento mecânico mais difundido mundialmente, e muitas vezes, o ensaio que utiliza este cone é denominado CPT Mecânico. A presente pesquisa realizou ensaios com este tipo de equipamento, o que será abordado nos itens subsequentes deste trabalho.

### 3.2.2. NORMAS

Conforme citado anteriormente, a padronização dos ensaios de penetração de cone foi obtida a partir do congresso internacional da ISSMFE em 1989, no Rio de Janeiro, onde foram descritos os equipamentos e procedimentos para a realização do ensaio. Estes padrões foram inseridos nas normas nos mais diversos países e culminou também na criação da norma brasileira. Abaixo, estão listadas as principais normas do ensaio de cone utilizadas no Brasil.

- NBR 12069/91 – Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT).
- ASTM-3441-95 - Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil.

### 3.2.3. PROCEDIMENTO

Atualmente os ensaios de cone são realizados, principalmente, por um sistema de cravação quase-estática, montado sobre um caminhão ou sobre esteiras. As reações ficam por conta de ancoragens com trado helicoidal ou pelo peso próprio do sistema. As figuras 3.16 e 3.17 ilustram dois destes equipamentos utilizados para cravação do cone.



Figura 3.16: Equipamento de cravação do CPT (Pagani), com reação de 150 kN.



Figura 3.17: Equipamento de cravação do CPT (FUGRO), com reação de 250 kN.

O procedimento para execução do ensaio de cone mecânico é composto, resumidamente, pelas seguintes etapas:

- Faz-se a fixação inicial do sistema de reação;
- Crava-se inicialmente apenas a ponteira cônica ao longo de 4 cm (resistência de ponta);
- Em seguida, as hastes internas são avançadas + 4 cm, fazendo que seja cravado o conjunto ponteira cônica e luva de atrito (resistência ponta + atrito);
- Procede-se à descida das hastes externas ao longo de 20 cm, trazendo a luva de atrito por 16cm e a ponteira cônica por 12cm;
- Repete-se o procedimento em profundidade, inserindo novas hastes até a cota de interesse.

#### 3.2.4. INTERPRETAÇÃO

O resultado do ensaio de cone mecânico apresenta, geralmente em forma gráfica, os seguintes parâmetros em função da profundidade:  $q_c$  (resistência de ponta),  $f_s$  (atrito lateral) e  $R_f$  (razão de atrito). Sendo  $R_f$  a relação entre  $f_s$  e  $q_c$ , conforme a expressão (17).

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100(\%) \quad (17)$$

A interpretação dos ensaios de cone possui três finalidades principais: a obtenção da estratigrafia e classificação dos solos, obtenção de parâmetros geotécnicos e a aplicação direta em projetos de fundação. O presente trabalho, através do ensaio de cone mecânico, tem como enfoque a obtenção da estratigrafia local e a obtenção de parâmetros geotécnicos. No entanto, a segunda finalidade será obtida através dos ensaios CPTU, no caso dos ensaios realizados na presente pesquisa, com o CPT elétrico, por apresentar maior precisão.

##### 3.2.4.1. Classificação dos Solos

A classificação dos solos a partir dos ensaios de cone mecânico é realizada por meio da relação entre o atrito lateral e a resistência de ponta, geralmente obtida por meio de ábacos. O ábaco de Begemann (1965) é, sem dúvida, o mais difundido mundialmente para utilização com o CPT mecânico. A figura 3.18 apresenta o referido ábaco.

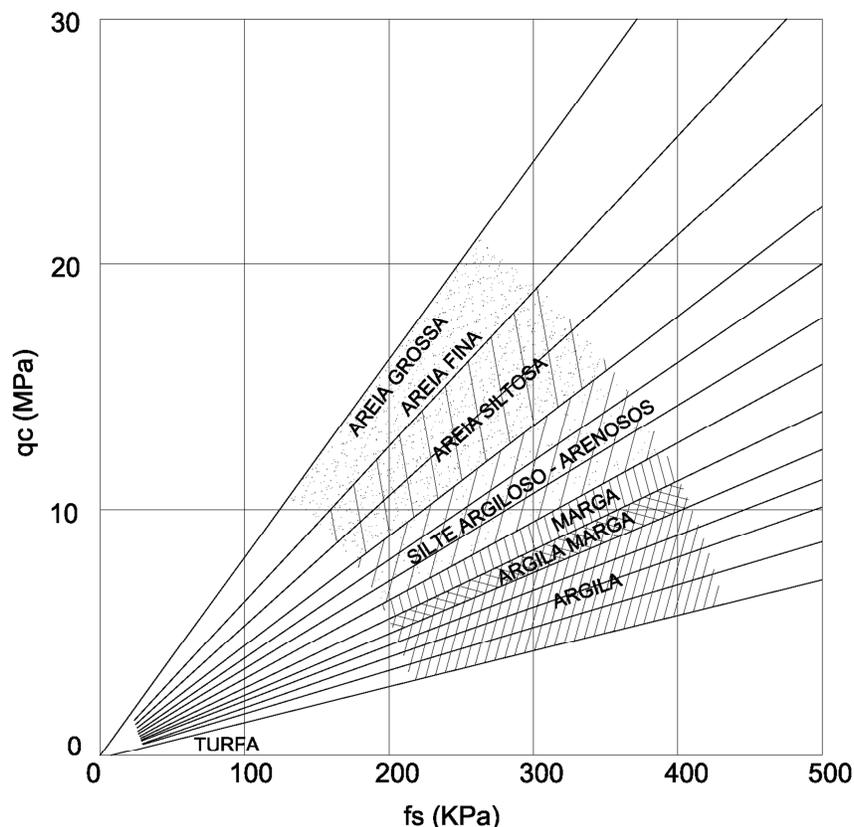


Figura 3.18: Ábaco de Begemann (1965) para classificação de solos com o cone mecânico.

### 3.3. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PIEZOCONE - CPTU

Na cronologia da evolução dos ensaios de cone, a introdução de sensores na ponta do cone do CPT, também conhecido como cone elétrico, possibilitou um grande avanço neste tipo de ensaio. Houve melhoras perceptíveis na qualidade e confiabilidade dos dados, além de possibilitar que outros parâmetros pudessem ser obtidos, como a poro-pressão, desta forma o procedimento passou a ser denominado como ensaio de piezocone.

Os parâmetros obtidos diretamente do ensaio CPTU são:  $q_c$  (resistência de ponta),  $f_s$  (atrito lateral) e  $u$  (poro-pressão) em função da profundidade. Existem dois parâmetros obtidos indiretamente, sendo eles:  $R_f$  (razão de atrito), que corresponde à relação entre os dois anteriores e  $B_q$  (coeficiente de poro-pressão), que além da poro-pressão também é função da pressão hidrostática e da tensão vertical efetiva.

Ressalta-se que no ensaio CPTU não há retirada de amostras, ou seja, a caracterização estratigráfica e/ou classificações dos solos são realizadas com base no comportamento mecânico do substrato.

Com a medição da poro-pressão, o CPTU introduziu uma nova dimensão ao ensaio, possibilitando a aferição do comportamento do material em função dos efeitos de poro-pressão,

tanto os estáticos quanto os gerados pela penetração do cone. Formulações foram propostas para esta finalidade, melhorando significativamente a interpretação dos parâmetros obtidos no ensaio.

### 3.3.1. HISTÓRICO

Neste item é abordada a contextualização histórica do ensaio, tendo como ponto de partida a existência da metodologia de ensaio com a aplicação do cone mecânico.

#### 3.3.1.1. CRONOLOGIA

No ano de 1965 foi desenvolvido o primeiro cone elétrico, pela empresa holandesa Fugro. No sistema elétrico as medições eram realizadas diretamente na ponteira, o que resultou em uma melhora significativa na confiabilidade dos dados coletados, eliminando assim as interferências e perdas por atrito entre as hastes.

Outro avanço deste sistema foi a possibilidade da aquisição de dados de maneira contínua, com leituras de atrito lateral e resistência de ponta obtida diretamente a partir da instrumentação instalada no cone.

O ensaio de cone elétrico da Fugro serviu de base para a padronização dos equipamentos e para a metodologia de ensaio de penetração de cones da ASTM. As figuras 3.19 e 3.20 ilustram as características geométricas e o arranjo interno dos cones elétricos.

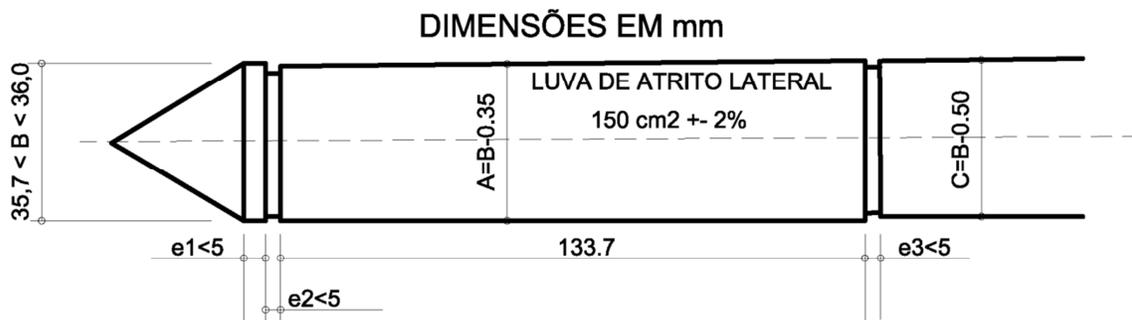


Figura 3.19: Características geométricas padronizadas pela ASTM do cone elétrico (Souza, 2009).

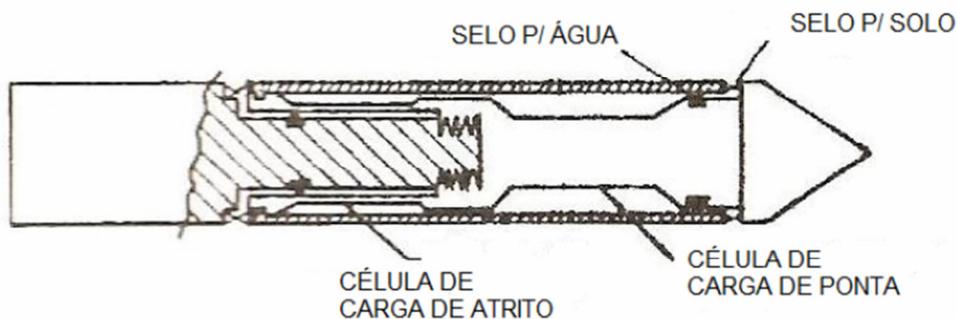


Figura 3.20: Esquema interno do cone elétrico convencional (Souza, 2009).

No Brasil os primeiros ensaios de cone elétrico foram realizados em condições off-shore, tendo como finalidade a obtenção de dados para projetos de plataformas de petróleo. A COPPE/UFRJ construiu um cone elétrico para emprego em argila mole.

Em 1974 foi introduzido um dispositivo capaz de realizar leituras de poro-pressão. Parez em 1976, desenvolveu um equipamento capaz de medir simultaneamente resistência de ponta e poro-pressão, dando início ao ensaio denominado como ensaio de piezocone (CPTU). Este novo dispositivo possibilitou a observação da interferência direta da poro-pressão, tanto na resistência de ponta quanto no atrito lateral, permitindo assim a correção destes valores.

A combinação das medidas de resistência e poro-pressão ampliou a interpretação analítica dos dados. Surgiram muitas discussões sobre a melhor posição do elemento poroso, mas consensualmente chegou-se à conclusão que não há posição capaz de reunir todas as vantagens. Tem-se discutido basicamente 3 posições: na ponteira cônica, logo acima do cone e acima da luva de atrito. Estas posições foram denominadas  $u_1$ ,  $u_2$  e  $u_3$ , respectivamente.

O ISSMFE (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering) recomenda a utilização do elemento poroso acima do cone, ou seja, na posição  $u_2$ . A figura 3.21 ilustra as posições dos elementos porosos.

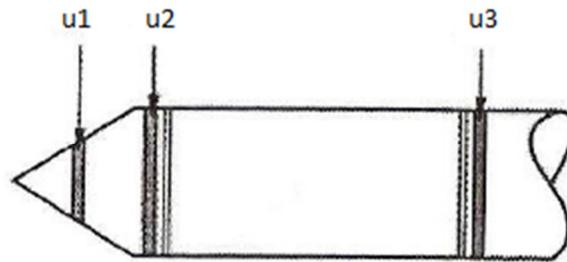


Figura 3.21: Principais posições do elemento poroso (Danziger & Schnaid, 2000).

Danziger & Schnaid (2000) citam as principais vantagens de posicionar-se o elemento poroso sobre o cone ( $u_2$ ):

- Melhor posição para proceder à correção da resistência de ponta;
- Possibilidade de utilizar as medidas para correção do atrito lateral;
- Risco reduzido de danos ao elemento poroso;
- Boa sensibilidade de leitura da magnitude de poro-pressão, fornecendo uma definição adequada da estratigrafia do subsolo;
- Para correlações com parâmetros geotécnicos, essa posição é geralmente preferida, uma vez que a poro-pressão  $u_2$  é regida principalmente pelas tensões cisalhantes, enquanto na base do cone ( $u_1$ ) é a tensão normal que rege o comportamento.

Historicamente, o ensaio CPTU ganhou proporções mundiais com a grande difusão de conhecimento e discussões geradas pelos eventos: ESOPT I e II – Conferência Européia de Ensaio de Penetração, ISOPT – Conferência Internacional de Ensaio de Penetração e CPT I e II

– Simpósio Internacional de Cone Penetrométrico e do ISC 1, 2 e 3 - Simpósio Internacional de Caracterização do Subsolo.

Observa-se que atualmente, a grande limitação do CPT ou do CPTU, reside no sistema de cravação e na resistência da ponteira. Os sistemas de reação comerciais têm apresentado capacidades de 100 a 250 kN de reação. Os equipamentos apresentados no capítulo 3.2. se enquadram nesta limitação. Uma das aplicações mais difundidas deste ensaio é relativa à caracterização de solos marinhos. A figura 3.22 ilustra um dos equipamentos utilizados pela empresa Fugro nos ensaios de CPTU, em condições Offshore.

A ponteira elétrica, principalmente, não possui resistência muito elevada, o que representa uma séria limitação do ensaio em solos com pedregulhos. A presença de sensores e elementos sensíveis na ponteira, não permite o avanço sobre camadas muito resistentes. O custo do equipamento e dos sensores também inibe as tentativas de avanço sobre estes materiais.

A forma de saturação do elemento poroso também tem sido objeto de estudo. Ressalta-se o trabalho de De Mio *et al* (2004) onde foi utilizado graxa automotiva, em substituição da água comumente utilizada, com a obtenção de bons resultados e boa sensibilidade. A figura 3.23 ilustra o uso de graxa automotiva no preenchimento do filtro de cavidade.

É importante ressaltar a grande dificuldade da manutenção da saturação do elemento poroso com o uso de água deaerada, principalmente em solos não saturados, o que motiva a substituição da água por outra substância, tendo registros do uso de glicerina, graxa e outros.

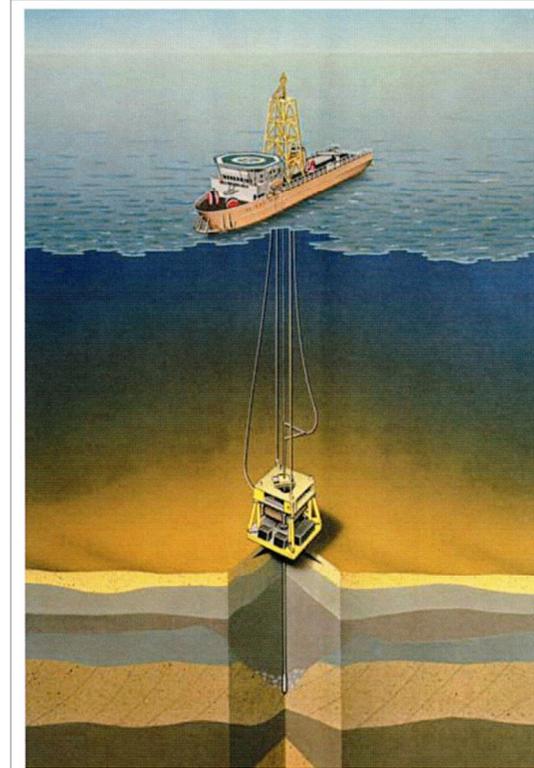
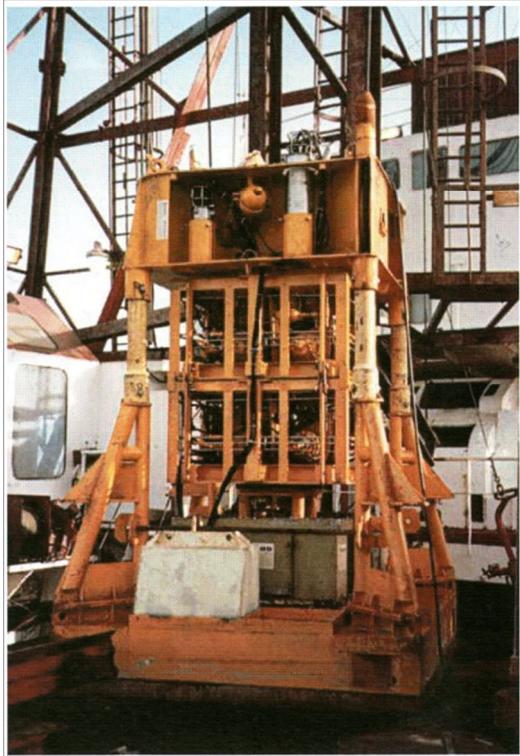


Figura 3.22: Equipamento de CPTU offshore - FUGRO WHELLDRIVE SEACALF<sup>®</sup>.



Figura 3.23: Filtro de cavidade preenchido com graxa automotiva.

### 3.3.2. NORMAS

As normas que regem os ensaios de cone elétrico, ou piezocone, são as mesmas aplicadas aos cones mecânicos e seguem também as recomendações tecidas na Conferência Internacional do ISSMSFE, realizada em 1989 no Rio de Janeiro. Abaixo estão listadas as principais normas utilizadas no Brasil.

- NBR 12069/91 – Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT).

- ASTM-5778-95 - Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soil.

### 3.3.3. PROCEDIMENTO

O procedimento para a realização do ensaio CPTU é bastante semelhante ao CPT mecânico. Porém com a instrumentação da ponteira, as leituras puderam ser realizadas de forma contínua, por meio de um sistema de aquisição de dados, geralmente a cada 2 cm de cravação. Os equipamentos utilizados para a cravação, são os mesmos descritos no item anterior.

Para a execução do ensaio CPTU, o procedimento é composto resumidamente pelas seguintes etapas:

- Saturação do elemento poroso e montagem da ponteira cônica;
- Fixação inicial do sistema de reação;
- Conexão do sistema de aquisição de dados;
- Cravação do primeiro metro de ensaio;
- Continuidade de cravação da ponteira a cada metro;
- Inserção de novas hastes e retomada das leituras.

No ISSMFE, realizado no Rio de Janeiro em 1989, foi divulgado o International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT), o qual enfatizava que o movimento mínimo do cone deveria ser 0,5 vezes o seu diâmetro. A NBR 12069/91 estabelece que a penetração do cone deva ser da ordem de 35,5mm e 71mm, atualmente em 2 cm/s.

Destacam-se alguns fatores intervenientes, como desvios da vertical e variação da temperatura. O efeito da temperatura é mais significativo no caso de perfis onde haja, ao longo da profundidade, solos congelados e não congelados, onde pode haver maior gradiente de temperatura. No clima brasileiro, o cone deve estar sempre protegido à sombra, de preferência em algum local cuja temperatura esteja próxima a do terreno. Por ocasião da leitura inicial, alguns autores utilizaram termopares no interior dos cones para avaliar este parâmetro. Lunne *et al* (1986) apresentam uma preocupação com a faixa de trabalho das células de carga das ponteiras cônicas.

### 3.3.4. INTERPRETAÇÃO

O resultado do ensaio CPTU apresenta, geralmente em forma gráfica, os seguintes parâmetros em função da profundidade:  $q_c$  (resistência de ponta),  $f_s$  (atrito lateral),  $R_f$  (razão de atrito) e  $B_q$  (coeficiente de poro-pressão), que serão abordados a seguir.

Da mesma forma que o CPT, a interpretação dos ensaios de piezocone tem três finalidades principais: a obtenção da estratigrafia e classificação dos solos, obtenção de parâmetros geotécnicos e a aplicação direta em projetos de fundação. O presente trabalho propõe-se a utilizar as duas primeiras finalidades.

O desenvolvimento do piezocone permitiu que, além de se abrir um mundo novo de possibilidades advindas da poro-pressão gerada pela penetração do cone, se constatasse que no caso de solos saturados, haviam erros na medida da resistência de ponta  $q_c$  e do atrito lateral  $f_s$ . O erro é devido a ação da água sobre as ranhuras do cone, sendo importante nos casos onde a poro-pressão gerada é grande quando comparada à resistência de ponta (argilas moles). Campanela *et al* (1982) propuseram uma correção da resistência de ponta ( $q_c$ ) em função de  $u_2$ . A equação (18) a seguir apresenta uma proposta para correção:

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - a) \quad (18)$$

Sendo:

$q_t$  : resistência de ponta corrigida;

$a$ :  $a_n/a_t$  (relação de áreas);

Cada cone tem uma relação diferente de área. Lunne *et al* (1986) calibrando diversos cones, encontraram relações entre 0,38 e 0,86. Quando a poro-pressão não é medida na base do cone, a expressão (19) deve ser empregada:

$$q_t = q_c + kc \cdot u \cdot (1 - a) \quad (19)$$

Sendo:

$kc$ :  $u_2 / u$  – depende da posição relativa entre o elemento poroso e a base do cone;

Para as poro-pressões medidas na face  $u_1$  ou no vértice do cone, vários autores obtiveram valores de  $kc$  de aproximadamente 0,8. Quanto à correção do atrito lateral ( $f_s$ ), algumas expressões foram propostas, principalmente porque raramente a poro-pressão é medida no topo da luva de atrito ( $u_3$ ). Pode-se observar através da expressão (20) um modelo matemático para correção das poro-pressões.

$$f_t = f_s - u_2 \cdot A_{sb} \cdot A_l + u_3 \cdot A_{st} \cdot A_l \quad (20)$$

Sendo:

$f_t$  : atrito lateral corrigido;

$A_{sb}$ ,  $A_{st}$  : áreas da base e do topo da luva de atrito;

$A_l$  : áreas lateral da luva de atrito;

De posse de  $q_t$  e  $u$  é possível a obtenção de  $B_q$ , utilizando-se a expressão (21).

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (21)$$

Onde:

$u_0$  : pressão hidrostática;

$q_t$  : resistência de ponta corrigida;

$\sigma_{vo}$  : tensão vertical.

### 3.3.4.1. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A classificação dos solos a partir dos ensaios de piezocone é realizada por ábacos em função do comportamento mecânico do material. Os ábacos podem ser divididos em dois grupos: não normalizados e os normalizados. No primeiro, os parâmetros utilizados no ábaco são utilizados diretamente,  $q_t$ ,  $R_f$  e  $B_q$ . No segundo, os parâmetros  $q_t$ ,  $f_s$  e  $B_q$  são adimensionalizados, ou normalizados, dividindo-os pela tensão vertical efetiva, obtendo desta forma os parâmetros  $Q_t$  e  $F_r$ . A seguir estão apresentados os métodos segundo esta divisão.

#### 3.3.4.1.1. ÁBACOS NÃO NORMALIZADOS

Dentre os ábacos não normalizados os mais difundidos são: Douglas & Oslen (1981), Robertson & Campanella (1986), Eslami & Fellenius (1997) e Robertson (2010).

Douglas & Oslen (1981) apresentam um ábaco mono-log de  $q_t$  vs  $R_f$ , com regiões características para os diversos solos. A figura 3.24 apresenta o ábaco de Douglas & Oslen (1981).

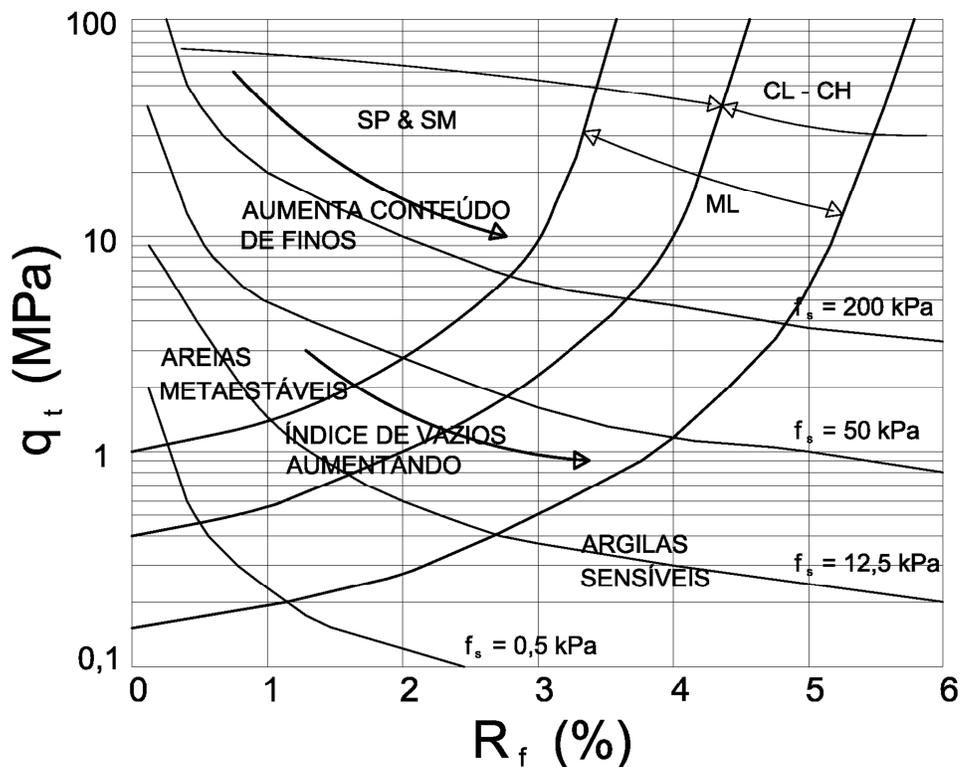


Figura 3.24: Ábaco de Douglas & Oslen (1981).

O ábaco mundialmente difundido para a classificação dos solos foi elaborado por Robertson & Campanella (1986). Em seu trabalho, os autores dividiram o ábaco em 12 áreas correspondentes aos mais diversos solos. Por não haver amostragem de solos, os ensaios de cone apresentam o comportamento mecânicos dos solos à penetração do cone. Desta forma, os autores introduziram o conceito SBT, ou Soil Behaviour Type e utilizaram este conceito para distinguir

os diversos comportamentos mecânicos dos diversos solos. A figura 3.25 e a tabela 3.5 apresentam o ábaco apresentado por Robertson & Campanella (1986).

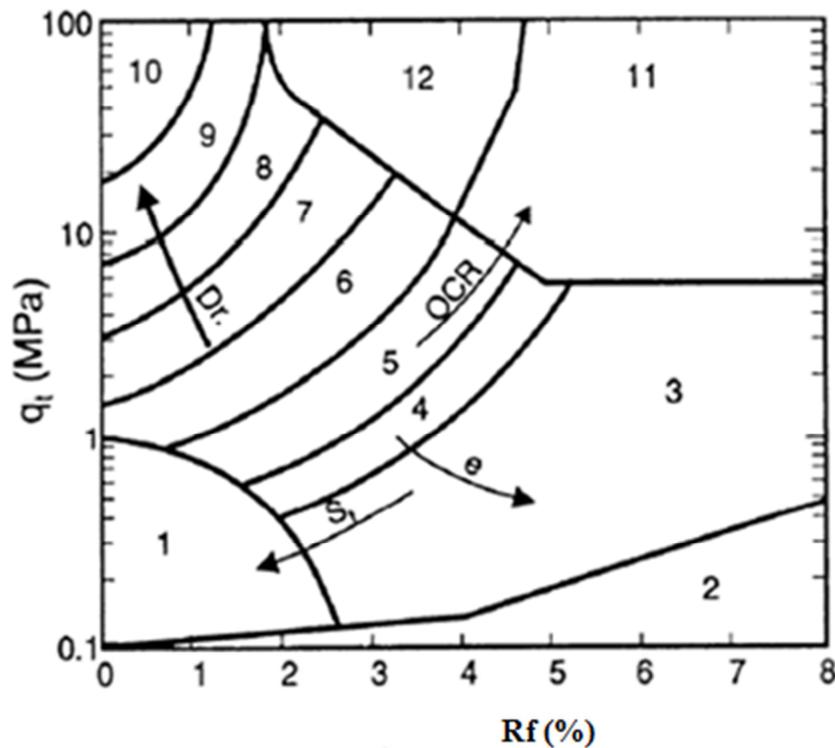


Figura 3.25: Ábaco de Robertson & Campanella (1986).

Tabela 3.5: Tabela complementar das regiões do ábaco de Robertson & Campanella (1986).

Zona	Tipo de Comportamento de Solo
1	Argilas Sensíveis
2	Solos Orgânicos
3	Argilas
4	Argilas a Argilas Siltosas
5	Argilas Siltosas a Siltes Argilosos
6	Siltes Argilosos a Siltes Arenosos
7	Siltes Arenosos a Areias Siltosas
8	Areias Siltosas a Areias
9	Areias
10	Areias a Areia pedregosas
11	Argilas Muito Moles*
12	Areia argilosa a Areias*

\* Sombreadensadas ou Cimentadas

Eslami & Fellenius (1997), com uma vasta série de dados de 13 países distintos, incluindo o Brasil, apresentaram a ábaco da figura 3.26 e a tabela 3.6, onde delimitaram 5 áreas correspondentes aos solos distintos, a partir da relação entre  $q_t$  e  $f_s$ .

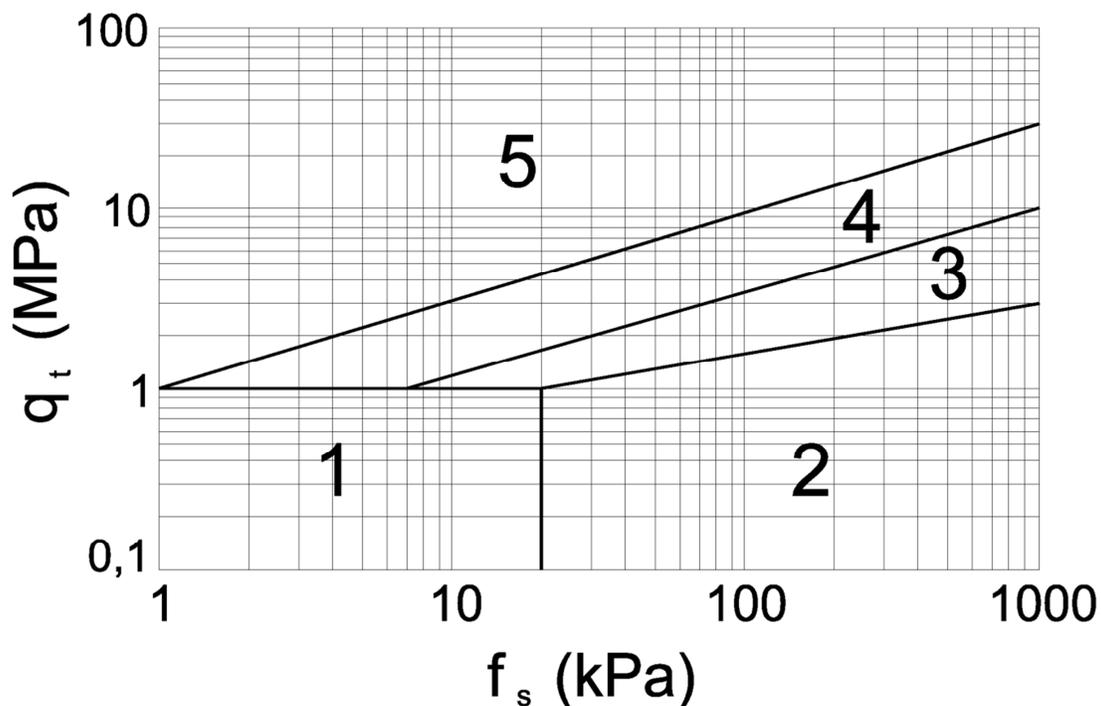


Figura 3.26: Ábaco de Eslami e Fellenius (1997).

Tabela 3.6: Tabela complementar das regiões do ábaco de Eslami & Fellenius (1997).

Zona	Solos
1	Solos Colapsíveis - Solos Sensíveis
2	Argila Mole - Silte Mole
3	Argila Siltosa - argila Rija
4	Areia Siltosa - Silte Arenoso
5	Areia - Pedregulho

Após 25 anos, o engenheiro Robertson sugeriu em seu artigo apresentado no CPT'10 (Conferência de Ensaios de Cone Penetrometria) - Robertson (2010), uma nova metodologia de classificação estratigráfica, por meio do ábaco não normalizado, partindo do ábaco de 1986, mas reduzindo de 12 para 9 regiões de SBT, da mesma forma que apresentado no ábaco normalizado de 1990 (apresentado no item adiante).

Desta forma, uma análise prévia da caracterização geotécnica pode ser realizada em campo, durante o ensaio, sem a necessidade de cálculos. O ábaco de Robertson (2010) está apresentado na figura 3.27 e na tabela 3.7. O autor sugere que este método deva ser utilizado como uma estimativa prévia, mas recomenda que a análise normalizada seja realizada para que a obtenção da caracterização geotécnica seja mais precisa.

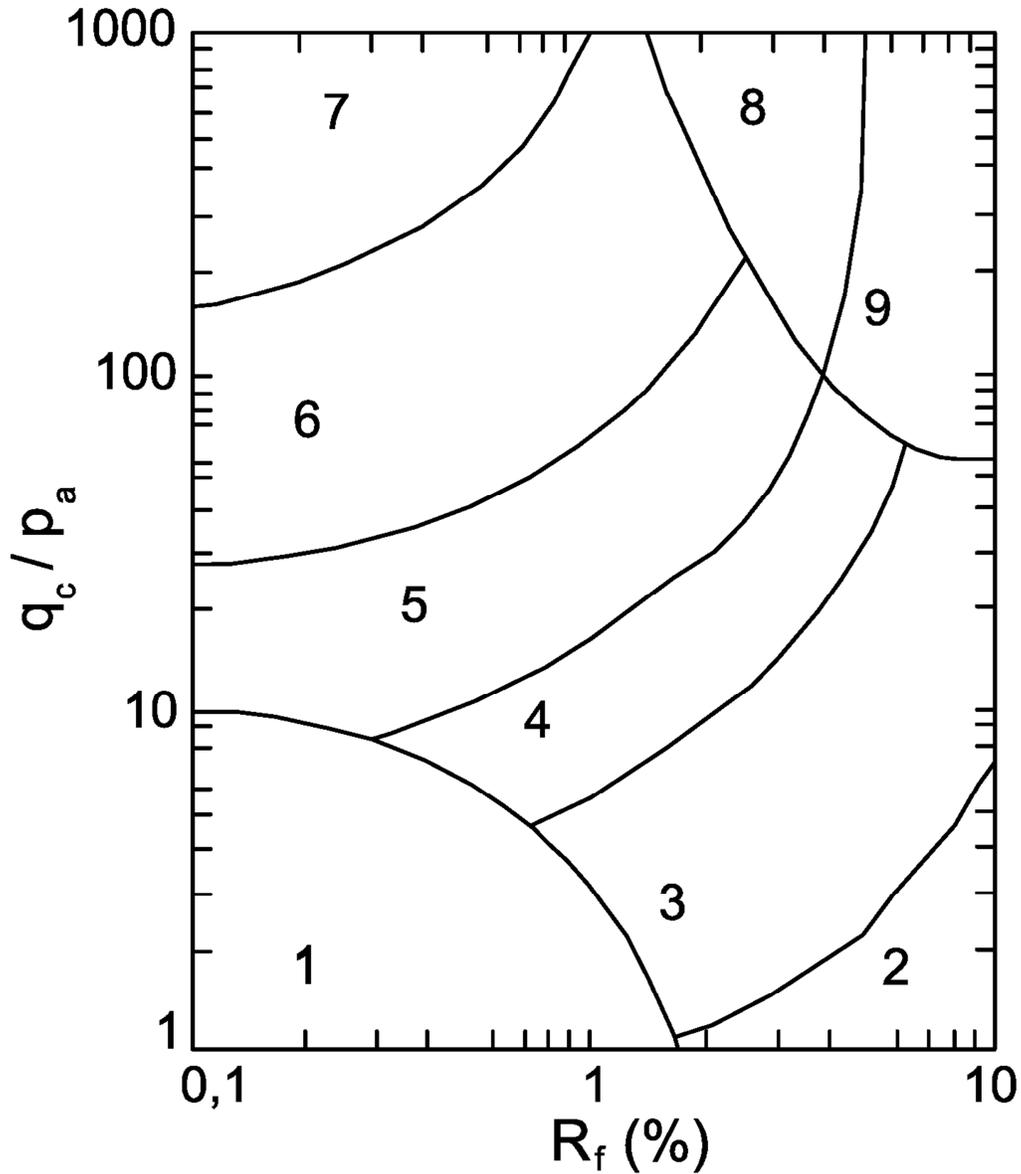


Figura 3.27: Ábaco de Robertson (2010).

Tabela 3.7: Tabela complementar das regiões do ábaco de Robertson (2010).

Zona	Tipo de Comportamento de Solo
1	Argilas Sensíveis
2	Solos Orgânicos e Turfas
3	Argilas a Argilas Siltosas
4	Misturas Siltosas: Argila Siltosa a Silte Argiloso
5	Misturas Arenosas: Silte Arenoso a Areia Siltosa
6	Areias: Areias puras a Areias Siltosas
7	Areia Grossa a Areia
8	Argilas Rijas a Areias Argilosas
9	Solos finos muito rijos

### 3.3.4.1.2. ÁBACOS NORMALIZADOS

Robertson (1990) apresentou uma nova metodologia para a obtenção do SBT, por meio da correção da resistência de ponta e atrito lateral em termos da tensão vertical efetiva. O autor aprimorou o seu ábaco de 1986, utilizando o parâmetro  $Q_t$  e  $F_r$  (normalizados), obtidos através das expressões (22) e (23), reduzindo as 12 classificações do SBT por apenas 9. A figura 3.28 apresenta o ábaco de Robertson (1990) e a tabela 3.8 indica os solos correspondentes a cada região.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (22)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100 (\%) \quad (23)$$

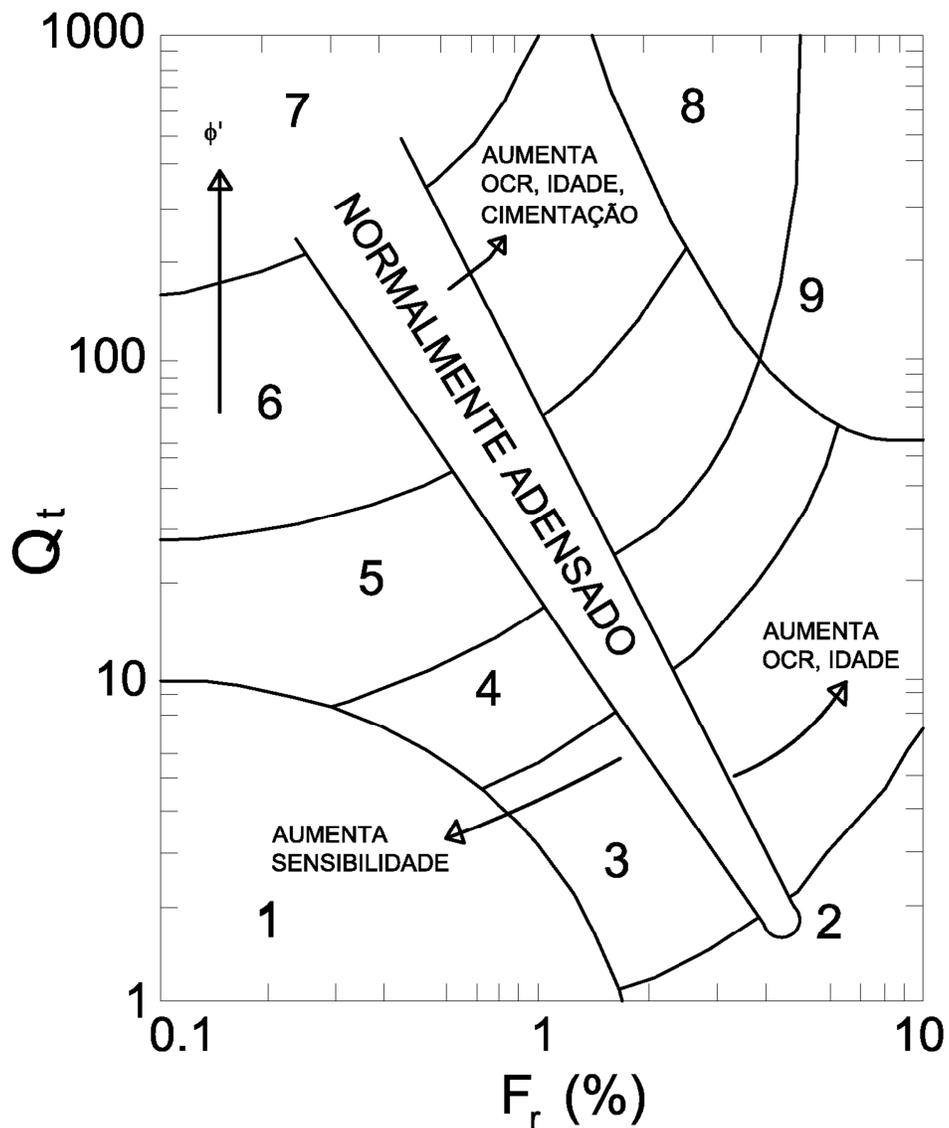


Figura 3.28: Ábaco de Robertson (1990).

Tabela 3.8: Tabela complementar das regiões do ábaco de Robertson (1990).

Zona	Tipo de Comportamento de Solo
1	Argilas Sensíveis
2	Solos Orgânicos e Turfas
3	Argilas a Argilas Siltosas
4	Misturas Siltosas: Argila Siltosa a Silte Argiloso
5	Misturas Arenosas: Silte Arenoso a Areia Siltosa
6	Areias: Areias puras a Areias Siltosas
7	Areia Grossa a Areia
8	Argilas Rijas a Areias Argilosas
9	Solos finos muito rijos

Robertson (2010) sugere a utilização do ábaco normalizado para a caracterização geotécnica mais acertada dos materiais, por meio do ábaco da figura 3.36 acima, apresentado por ele em 1990.

### 3.3.4.2. ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Um dos maiores potenciais dos ensaios de cone consiste na estimativa de parâmetros geotécnicos *in loco*. Lunne, *et al* (1997) apresentam a tabela 3.9 abaixo, indicando as potencialidades do CPTU na estimativa de parâmetros geotécnicos.

Tabela 3.9: Aplicabilidade dos ensaios CPTU na estimativa de parâmetros geotécnicos. (adaptado de Lunne, *et al*, 1997).

EQUIPAMENTO	PARÂMETRO GEOTÉCNICO									
	$\phi$	$S_u$	$D_r$	$M_v$	$C_v$	$k$	$G_0$	$s_h$	OCR	$s - \epsilon$
CPTU	B	B	A/B	B	A/B	B	B	C/C	B	C

A: Alta aplicabilidade / B: Moderada aplicabilidade / C: baixa aplicabilidade.

Levando-se em conta o solo estudado da presente pesquisa, optou-se por utilizar correlações com os seguintes parâmetros geotécnicos: peso específico  $\gamma$  e o ângulo de atrito interno  $\phi$ .

- Peso específico natural do solo ( $\gamma$ )

Mayne *et al* (2010) salientam a importância vital da estimativa do peso específico do solo por meio dos ensaios de cone, onde não é possível a retirada de amostras indeformadas, tendo em vista a grande quantidade de parâmetros dependentes da tensão vertical efetiva, que por sua vez é função do peso específico, ( $K_0$ , OCR,  $\phi$ ,  $G$ ,  $D_r$ , etc), até mesmo para a definição do perfil estratigráfico a partir do ábaco proposto por Robertson (1990).

O peso específico natural ( $\gamma$ ) é função da mineralogia, do arranjo estrutura do solo, da umidade e do nível de tensões. São vastas as correlações encontradas na literatura entre estes

dois parâmetros. Mayne *et al* (2010) apresentam uma expressão para a obtenção direta do peso específico pelo ensaio de cone por meio da equação (24).

$$\gamma = 11,46 + 0,33 \cdot \log(z) + 3,10 \cdot \log(f_s) + 0,70 \cdot \log(q_t) \quad (24)$$

Onde:

$\gamma$ : peso específico natural  $[\frac{kN}{m^3}]$ ;

Outra possibilidade de se estimar o peso específico natural a partir do resultado do ensaio CPTU é proposta por Robertson & Cabal (2010). Os autores apresentam na figura 3.29 faixas de valores da relação  $\gamma/\gamma_w$  em função do SBT (Soil Behavior Type) em solos com peso específico dos grãos na faixa de 2,6 a 2,7  $tf/m^3$ . Para valores de peso específico dos grãos diferente destes apresentados, as regiões são definidas pela expressão genérica (25).

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = \frac{(0,27 \cdot (\log(R_f)) + 0,36 \cdot (\log(\frac{q_t}{p_a})) + 1,236) \cdot \gamma_s}{2,65} \quad (25)$$

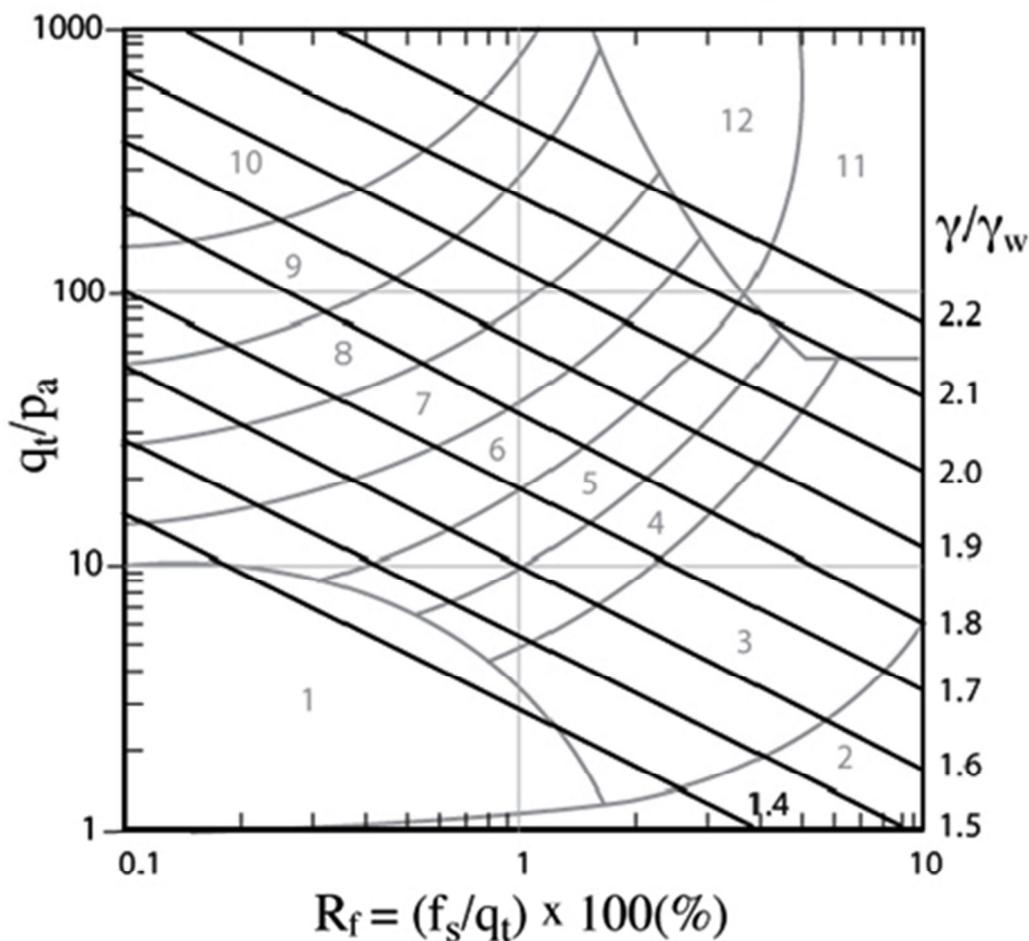


Figura 3.29: Relação entre o CPTU e o peso específico do solo (Robertson & Cabal, 2010).

- Ângulo de Atrito interno (  $\phi$  )

A obtenção do ângulo de atrito interno por meio de ensaios CPTU tem sido objeto de diversas publicações envolvendo metodologias diversas, dentre elas métodos empíricos e teóricos, fundamentados na teoria do estado crítico, da expansão de cavidades, ou capacidade de carga.

Da mesma forma que no SPT, encontra-se na literatura uma série de correlações entre o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e a densidade relativa ( $D_r$ ). Dentre as expressões utilizadas Schnaid (2000), apresenta a expressão (26). O autor indica que  $q_c$  e a tensão vertical efetiva devem ser aplicados em  $\text{tf/m}^2$ .

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log \frac{q_c}{\sigma'_{v0}{}^{0.5}} \quad (26)$$

De posse de  $D_r$ , pode-se utilizar a expressão (16) obtida por De Mello (1971), anteriormente apresentada.

Robertson (1983) apresenta o ábaco, da figura 3.30, para a estimativa do ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), para areias (sílica), a partir de  $q_c$  e a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{v0}$ ).

Robertson e Cabal (2009) recomendam a utilização da expressão (27) apresentada por Kulhawy & Mayne (1990).

$$\phi' = 17,6 + 11 \cdot \log(Q_t) \quad (27)$$

Robertson (2010) aprofunda-se na teoria dos estados críticos e apresenta a expressão para o ângulo de atrito em função do ângulo de atrito crítico (volume constante) e a resistência de ponta normalizada em função das tensões  $Q_{tn,cs}$ , por meio das expressões (28), (29), (30) e (31).

$$\phi = \phi_{cv} + 14,4 \cdot (\log(Q_{tn,cs})) - 22,31 \quad (28)$$

Onde:

$$Q_{tn,cs} = Kc \cdot \left( \frac{(q_t - \sigma_v)}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,381 \cdot (Ic) + 0,05 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0,15} \quad (29)$$

$$\text{Para } Ic \leq 1,64 \rightarrow Kc = 1 \quad (30)$$

Para  $Ic \leq 1,64$

$$Kc = 5,581 \cdot Ic^3 - 0,403 \cdot Ic^4 - 21,663 \cdot Ic^2 + 33,75 \cdot Ic - 17,88 \quad (31)$$

O ângulo de atrito crítico (volume constante) pode ser estimado a partir da tabela 3.10.

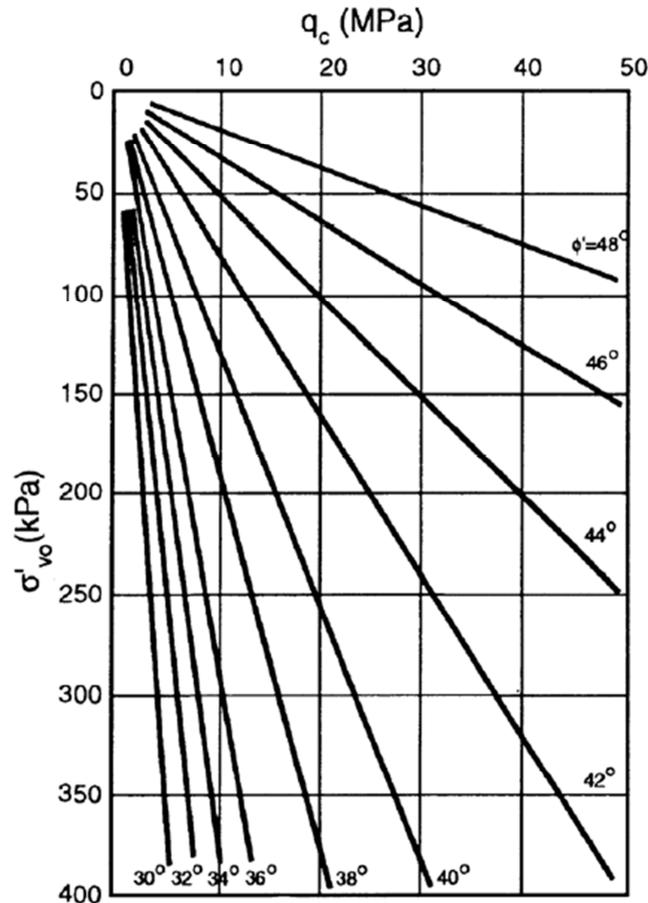


Figura 3.30: Relação entre o CPTU e o ângulo de atrito lateral (Robertson, 1983).

Tabela 3.10: Valores de referencia para o ângulo de atrito crítico (Viana da Fonseca, 2012)

Classif. Unificada	Descrição	$\phi_{cv}$ (°)
GW	Cascalhos bem graduados, cascalho arenoso, com poucos finos	$40 \pm 5$
GM	Cascalhos mal graduados, cascalhos arenosos, com poucos finos	$38 \pm 6$
GC	Cascalho argilosos, cascalhos argilo-arenosos	$34 \pm 4$
SW	Areias bem graduadas, areias cascalhentas, com poucos finos	$38 \pm 5$
SP	Areias mal graduadas, areias cascalhentas, com poucos finos	$34 \pm 4$
SM	Areias siltosas	$34 \pm 3$
SC	Areias argilosas	$32 \pm 4$
ML	Siltes inorgânicos, areias siltosas ou argilosas, pouco plásticas	$33 \pm 4$
CL	Argilas inorgânicas, argilas siltosas ou arenosas, pouco plásticas	$27 \pm 4$
OL	Siltes orgânicos e argilas siltosas orgânicas pouco plásticas	$25 \pm 4$
MH	Siltes inorgânicas muito plásticas	$24 \pm 6$
CH	Argilas inorgânicas muito plásticas	$22 \pm 4$
OH	Argilas orgânicas muito plásticas	$22 \pm 4$
Pt	Lodos e outros solos muito orgânicos	$5 \pm 5$

### 3.4. CORRELAÇÕES

#### 3.4.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Segundo Schnaid (2000), os ensaios CPT e SPT são os mais utilizados no mundo e ambos fornecem uma medida de resistência à penetração. Desta forma, é desejável a correlação entre os parâmetros destes dois ensaios.

Robertson & Cabal (2009) salientam o vasto conhecimento geotécnico acumulado em função dos resultados apresentados pelo ensaio SPT, enfatizando que engenheiros acostumados ao SPT, muitas vezes, preferem analisar os ensaios CPT com base em um valor de  $N_{cpt}$ , mas para isso necessitam de correlações confiáveis para a realização desta conversão.

#### 3.4.2. CORRELAÇÃO $q_c$ x $N_{SPT}$

##### 3.4.2.1. CORRELAÇÕES EMPÍRICAS

A correlação mais difundida entre os ensaios SPT e CPT consiste na relação entre  $N_{SPT}$  e  $q_c$ .

Diversos autores pesquisaram o tema, entre eles, Meyerhof (1956), Costa Nunes e Fonseca (1959), Velloso (1959), De Mello (1971), Alonso (1980), Sandroni (1985), Danziger e Velloso (1986), Menezes *et al* (1991), Danziger e Velloso (1995), Politano (1999), Peixoto (2001), Souza (2009).

Internacionalmente a correlação entre estes ensaios tem sido efetuada e neste sentido, foram feitos alguns levantamentos em escala global, entre eles, De Mello (1971), Sanglerat (1972), Nixon (1982), Kruizinga (1982), Ramaswamy *et al* (1982), Robertson e Campanella (1983), Kulhawy & Mayne (1990).

São encontrados na literatura basicamente três modelos matemáticos para o estabelecimento da relação entre  $q_c$  e  $N_{SPT}$ . Os principais modelos matemáticos utilizados são apresentados nas expressões (32), (33) e (34):

$$q_c = k * N_{SPT} \quad (32)$$

$$q_c = a + k * N_{SPT} \quad (33)$$

$$q_c = k * N_{SPT}^b \quad (34)$$

Onde: a, b e k são constantes.

O modelo matemático que mais se faz uso é o linear passando pela origem, representado pela expressão (32). Mais recentemente tem se observado a tendência da adimensionalização de  $q_c$  através da pressão atmosférica ( $p_a$ ) desta forma obtendo a correlação apresentada na expressão (35).

$$\frac{q_c}{p_a} = k * N_{SPT} \quad (35)$$

Souza (2009) ressalta a importância de informações estatísticas e da energia do ensaio SPT na obtenção das correlações. O autor destaca que em muitos trabalhos sobre o assunto, estas informações não estão disponíveis.

Geralmente as correlações são estabelecidas em termos texturais dos solos. No entanto, a origem pedogenética do solo também influi de maneira muito significativa nas relações obtidas, conforme observado por Politano (1999).

A seguir serão abordadas algumas correlações encontradas na literatura, organizadas de maneira cronológica.

Velloso (1959), utilizando-se do modelo linear passando pela origem, apresentou valores de k obtidos em mais de 350 pares de valores, em termos texturais dos solos, derivados de ensaios conduzidos pela empresa de Estacas Franki Ltda. A faixa de valores encontrada pelo autor foi de 0,3 (MPa/golpe) para siltes arenosos, 0,6 (MPa/golpe) para areias argilosas e 1,0 (MPa/golpe) para Areias. A tabela obtida pelo autor está apresentada no Anexo A (tabela A.1).

Politano (1999) reporta o vasto levantamento efetuado por Sanglerat (1972), onde o autor apresenta diversas correlações coletadas até 1971. Os valores dos pares de valores  $q_c$  e  $N_{SPT}$  coletados foram plotados em um gráfico representativo de k, figura 3.31, onde pode-se observar uma grande dispersão entre os valores de k, situados entre 0,25 e 0,8 (MPa/golpe).

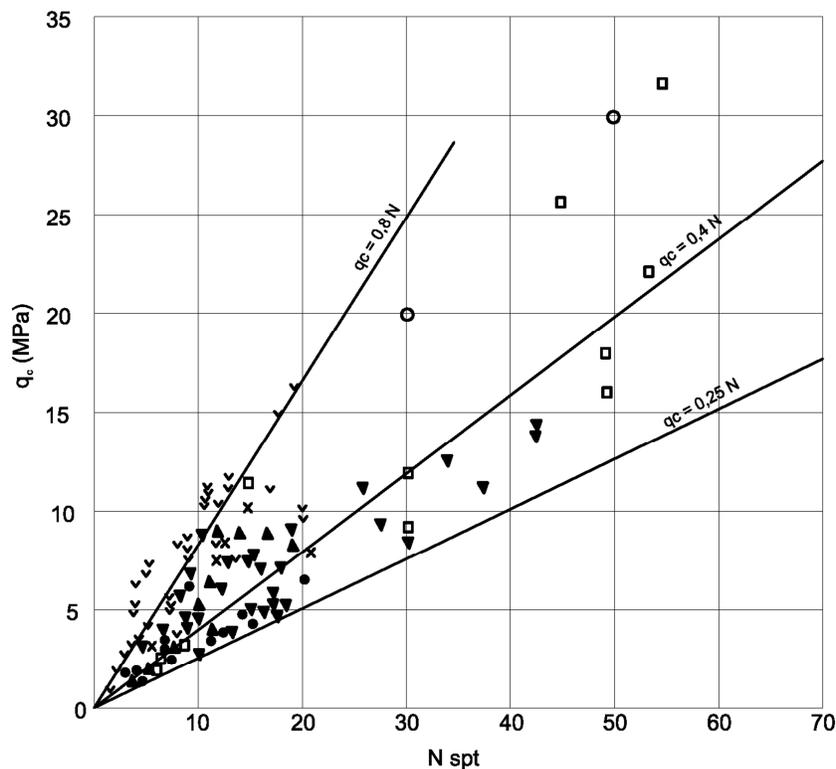


Figura 3.31: Comparação entre  $Q_c$  e  $N_{SPT}$  por vários autores – Sanglerat (1972)

Um dos métodos mais difundidos para estimativas de capacidade de carga em estacas, o método de Aoki e Velloso (1975), que inicialmente foi elaborado para estimar a capacidade de carga por meio de ensaios CPT, utiliza a correlação entre  $q_c/N_{SPT}$ , também denominado por  $k$ , para a aplicação utilizando-se o  $N_{SPT}$ . Os autores encontraram valores variando de 0,2 a 1,0 (MPa/golpe) para os mais diversos solos. A tabela obtida por Aoki e Velloso (1975) está apresentada no Anexo A (tabela A.2).

Barata *et al* (1978) apresentaram correlações para o solo residual (alteração de gnaiss) da região de Adrianópolis/RJ, com diferenciação textural. Neste estudo foram utilizados os resultados de dois ensaios SPT e três ensaios de Cone Mecânicos. O autor encontrou valores da ordem de 0,15 a 0,35 (MPa/golpe). A tabela obtida por Barata *et al* (1978) está apresenta no Anexo A (tabela A.3).

Velloso (1979) apresenta correlações com diferenciação pedogenética, obtendo valores de  $k$  da ordem de 0,25 a 0,40 (MPa/golpe). A tabela obtida por Velloso (1979) está apresenta no Anexo A (tabela A.4). O autor ressalta que equações lineares tendem a subestimar valores de  $q_c$  para  $N_{SPT}$  pequenos e superestimar nos casos em que o  $N_{SPT}$  é grande.

Alonso (1980) estudou a correlação  $q_c/N_{SPT}$ , ou seja,  $k$  em mais de 950 pares provenientes de diversas regiões de São Paulo, incluindo solos residuais. Os valores obtidos por este autor estão apresentados na tabela A.5 do Anexo A.

Danziger (1990) realizou um extenso levantamento, em sua dissertação de mestrado, das correlações mais importantes até 1980. O autor apresenta resultados obtidos Meyerhof, Costa Nunes e Fonseca, Meigh e Nixon, Martins e Furtado, Kantey, Narahari e Aggarwal, Schmertmann, Sanglerat. Os valores encontrados forma da ordem de 0,1 a 1,0 (MPa/golpe). A tabela completa apresentada pelo autor está apresentada no Anexo A (tabela A.6).

Robertson, *et al* (1983) realizaram estudos da relação  $q_c/N_{60}$  também com base na textura do material, mas em função do índice  $D_{50}$ . Os autores utilizaram a adimensionalização de  $q_c$  conforme a expressão (35). A figura 3.32 apresenta o gráfico obtido pelos autores.

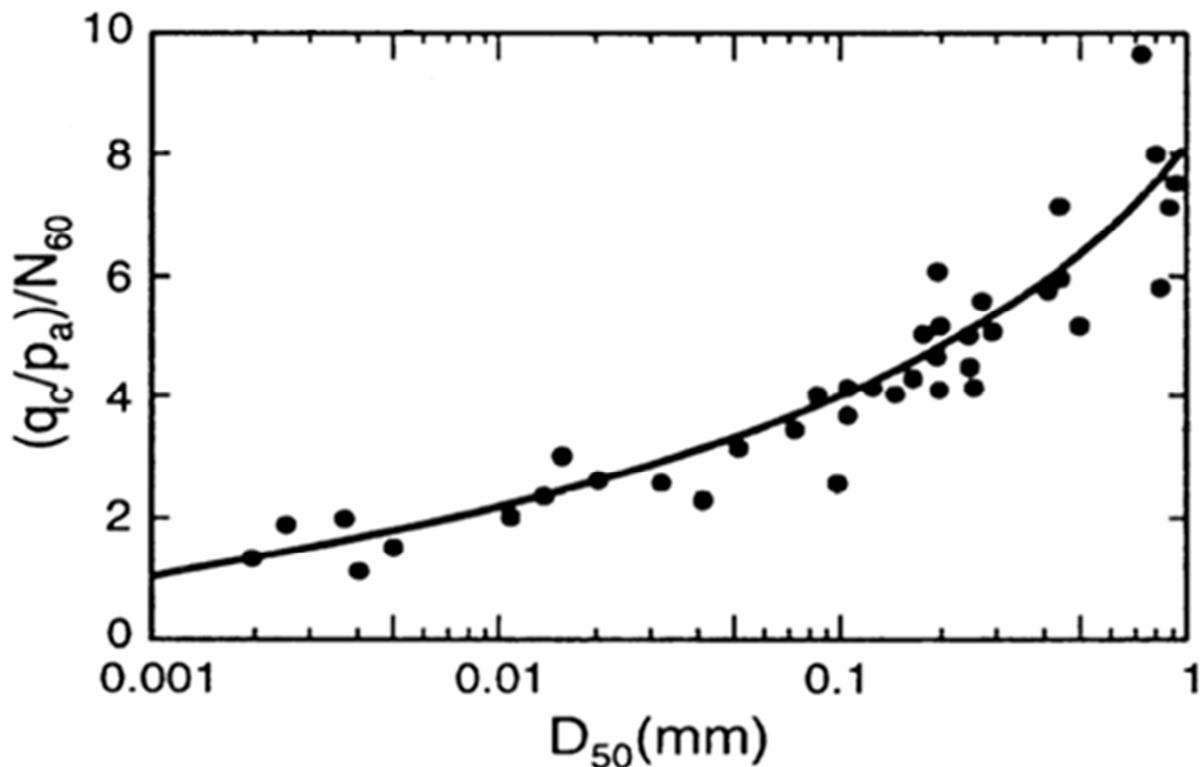


Figura 3.32: Relação de  $q_c \times N_{60}$  com  $D_{50}$  (Robertson e Campanella, 1983)

A figura 3.32 apresentada necessita dos dados da granulometria do material ( $D_{50}$ ), obtido geralmente com amostragem e ensaios laboratoriais. De forma a tornar a relação menos dependente destes ensaios laboratoriais, Robertson *et al* (1986) sugerem a relação de  $q_c$  e  $N_{60}$  com base no tipo de comportamento do solo (SBT), obtidos pelo ábaco da figura 3.25, conforme mostrado na tabela 3.11.

Tabela 3.11: Relação entre  $q_c$ ,  $N_{60}$  e SBT – Robertson *et al* (1986)

ZONA	Tipo de Comportamento de Solo (SBT)	$(q_c/p_a)/N_{60}$
1	solos finos sensíveis	2,0
2	solos orgânicos - turfa	1,0
3	argila	1,0
4	argila siltosa - argila	1,5
5	silte argiloso - argila siltosa	2,0
6	silte arenoso - silte argiloso	2,5
7	areia siltosa - site arenoso	3,0
8	areia - areia siltosa	4,0
9	areia	5,0
10	areia grossa - pedregulhos	6,0
11	Solos finos duros	1,0

Kulhawy & Mayne (1990) estenderam o estudo de Robertson *et al* (1983) confirmando a tendência do aumento da relação  $q_c \times N_{60}$  com  $D_{50}$ . A figura 3.33 ilustra o gráfico apresentado por estes autores.

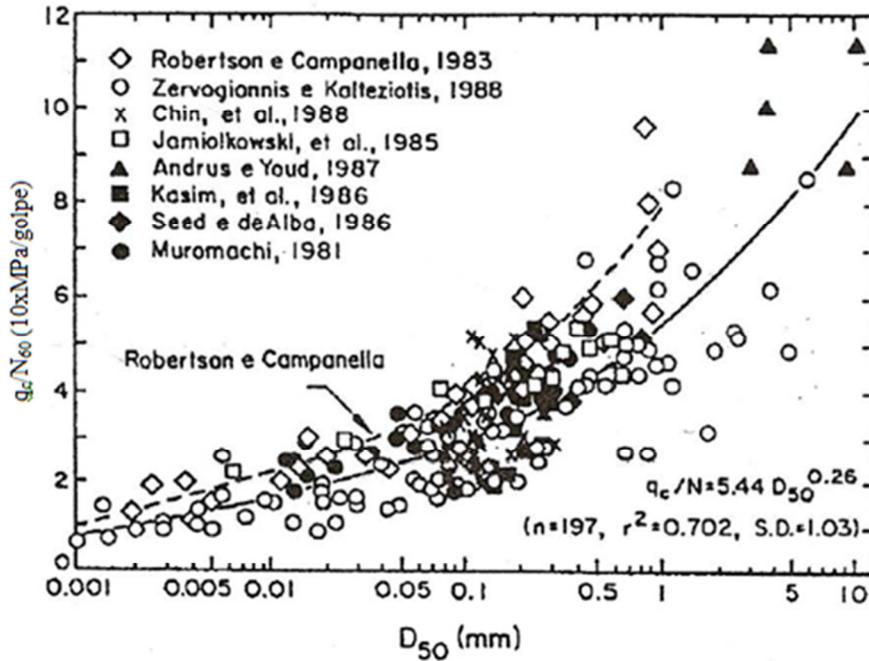


Figura 3.33: Relação de  $q_c \times N_{60}$  com  $D_{50}$  – Kulhawy & Mayne (1990)

Kulhawy & Mayne (1990) identificaram também a relação  $q_c \times N_{60}$  com a porcentagem de finos passantes pela peneira #200. A figura 3.34 apresenta o gráfico obtido por estes autores.

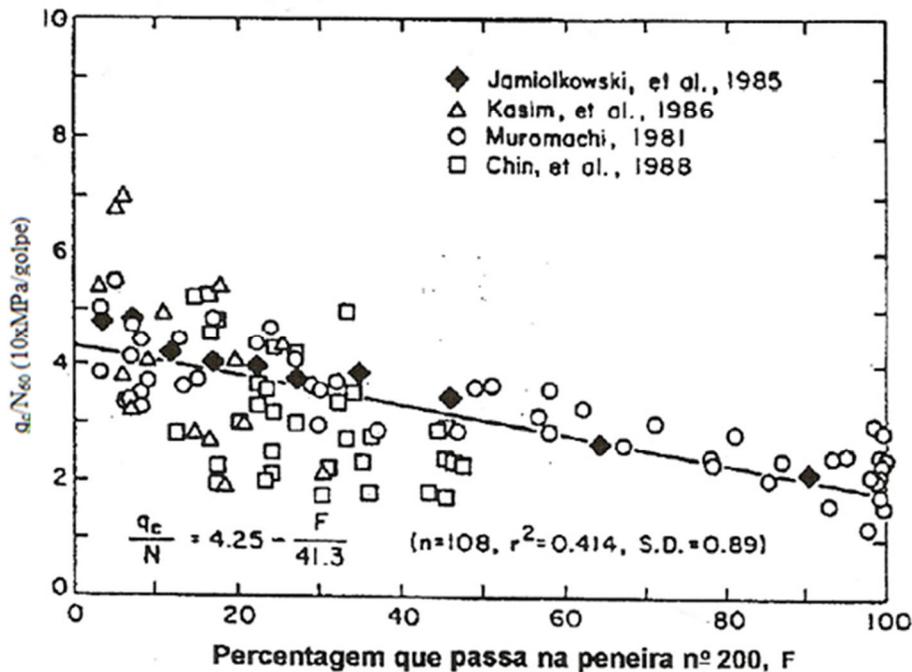


Figura 3.34: Relação de  $q_c \times N_{60}$  com a fração de finos – Kulhawy & Mayne (1990).

Politano (1999) incorpora ao gráfico obtido por Robertson *et al* (1983), a experiência regional de solos residuais de Adrianópolis, Cachoeirinha, Rio de Janeiro e da Cidade do Porto. O gráfico resultante está apresentado na figura 3.35.

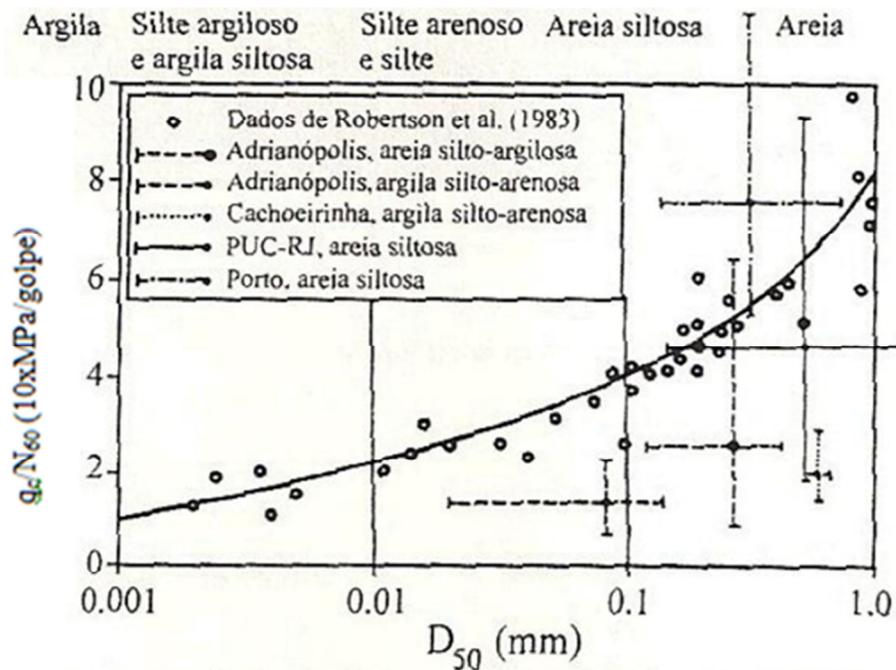


Figura 3.35: Relação de  $q_c \times N_{60}$  com  $D_{50}$  (Politano, 1999).

Sandroni (1985) estudou o efeito da relação  $q_c/N_{SPT}$  em solos residuais e com esta finalidade, buscou na literatura casos onde havia informações sobre a origem do solo e ensaios de laboratório. O autor encontrou registros em publicações de Velloso, Costa Nunes, Azevedo, Aoki e Velloso e Alonso. Os valores obtidos pelo autor foram da ordem de 0,31 a 0,80 (MPa/golpe). Os casos estudados e os valores de  $k$  obtidos deste estudo resultaram na tabela A.7 apresentada no Anexo A.

Danziger & Velloso (1995) apresentam valores de  $k$  obtidos entre 252 verticais de ensaios CPT e 253 verticais de ensaios SPT na cidade do Rio de Janeiro. Neste estudo os autores realizaram as análises com e sem padronização energética para  $N_{60}$ , de forma a obter  $k$  e  $k_{60}$ . A tabela 3.12 apresenta os valores obtidos pelos autores.

Tabela 3.12: Valores de  $k$  e  $k_{60}$  (MPa/golpe) (Danziger & Velloso, 1995)

Tipos de Solo	$K$	$k_{60}$
Areia	0,60	0,50
Areia siltosa, areia argilosa, areia com argila e silte	0,53	0,44
Silte, silte arenoso, argila arenosa	0,48	0,40

Politano (1999) cita alguns trabalhos mais recentes, onde foram obtidas as correlações em solos residuais, dentre eles Chang, Ajayi e Balogun, Viana da Fonseca. Os valores de  $k$  obtidos pelos autores estão apresentados na tabela A.8 do Anexo A.

Em sua dissertação Politano (1999), a autora analisa estatisticamente em sua dissertação, as correlações entre  $q_c \times N_{SPT}$  para solos residuais do Rio Grande do Sul, Rio de Janeiro e São Paulo, diferenciando as análises por textura e rocha matriz.

Em seu artigo, Politano *et al* (2001) apresenta o gráfico da figura 3.36 resumindo os resultados obtidos para as diversas texturas e origens (rocha matriz) a partir de dois modelos estatísticos, média e mínimos quadrados, da relação  $q_c$  (MPa) /  $N_{60}$ , analisados em sua pesquisa. Obteve-se valores de 0,1 a 0,8 na relação e uma média global de 0,2 a 0,3.

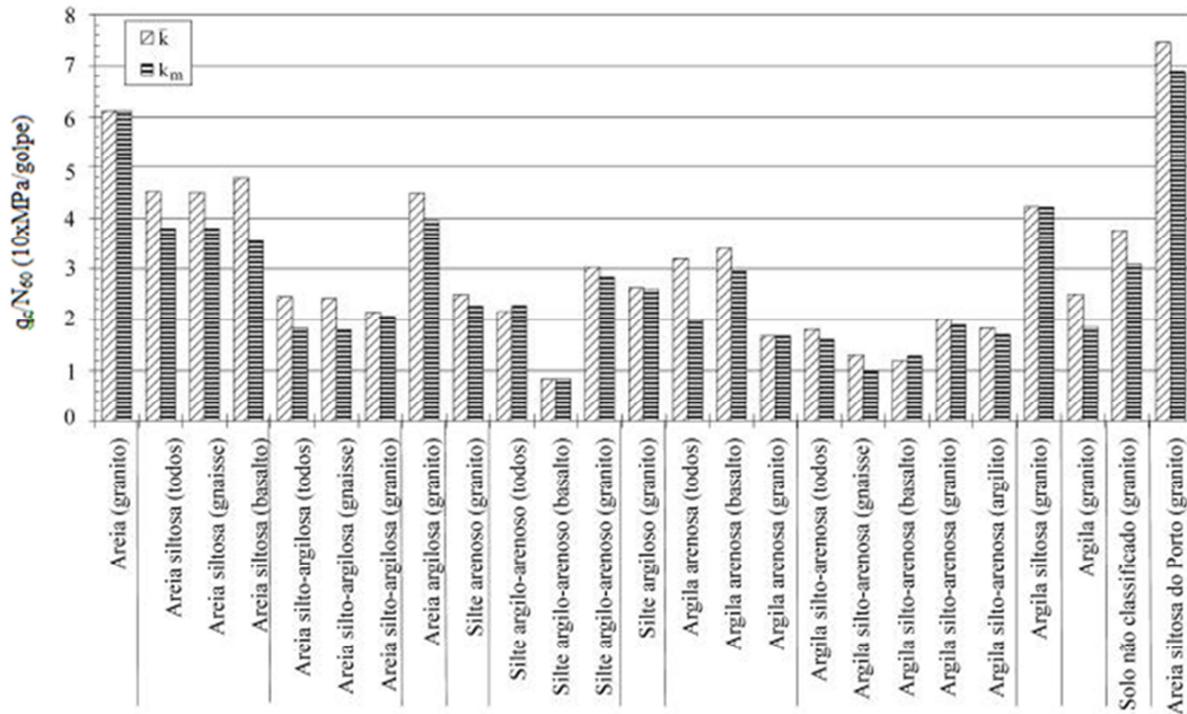


Figura 3.36. Correlações encontradas entre  $q_c$  e  $N_{SPT}$  (Politano, 2001).

Peixoto (2001) obteve diversas correlações entre os ensaios SPT-T e CPT, dentre elas a relação entre  $q_c/N_{SPT}$ , para os campos experimentais da UNICAMP/CAMPINAS, EESC/SÃO CARLOS, UPUSP/SÃO PAULO, UNESP/BAURU e UNESP/ILHA SOLTEIRA. Esta autora realizou a análise diferenciando a granulometria e a origem dos solos analisados. A ordem de grandeza dos valores obtidos pela autora são de 0,25 a 1,50 (MPa/golpe). A tabela obtida pela autora está apresentada no Anexo A (tabela A.9).

Souza (2009) utilizou em sua pesquisa, uma vasta base de dados com solos sedimentares do Brasil (São João da Barra/RJ, Queimados/RJ, Rio de Janeiro/RJ, Jacarei/SP), Estados Unidos (Florida e de São Francisco Bay) e Canadá (Mildred Lake Sttling Basin – Syncrude, Massey and Kidd – Fraser River Delta, J-Pit – Syncrude, LL Dam and Highmont Dam – HVC Mine). De posse da caracterização de campo e de laboratório do material, o autor pode classificá-los de acordo com a NBR 6484/2001 e desta forma, obteve as correlações em termos da compacidade do material.

Para sua análise, Souza (2009) utilizou três modelos estatísticos, fundamentados nos gráficos de  $q_c \times N_{SPT}$ , que possibilitaram a obtenção do coeficiente angular, relação  $q_c/N_{SPT}$  ou  $k$ . A razão  $k$  obtida diretamente da reta ajustada passando pela origem foi denominada por  $k_c$ , o valor médio entre  $q_c/N_{SPT}$  denominou-se por  $k_m$  e o valor da mediana da relação  $q_c/N_{SPT}$  foi denominado por  $k_{mediana}$ . De maneira geral a ordem de grandeza dos valores encontrados por Souza foi de 0,50 a 1,10 sendo  $k$  crescente com a redução da compacidade. A tabela obtida pelo autor está apresentada no Anexo A (tabela A.10).

### 3.4.2.2. CORRELAÇÕES TEÓRICAS

O ensaio SPT possui a peculiaridade de não medir a resistência do solo diretamente. O valor da resistência à penetração é obtido em termos do número de golpes necessários à penetração do amostrador padrão em intervalos de 15 cm. Desta forma, a comparação com ensaios de leitura de resistência direta, como o CPT, fica dificultada.

O presente trabalho utiliza duas metodologias para a obtenção da correlação teórica entre os ensaios SPT e CPT, sendo elas: Schmertmann (1979) e Neves (2004).

A primeira metodologia consiste no trabalho de Schmertmann (1979), onde o autor realizou a cravação quase-estática do amostrador do SPT intercalada com a cravação dinâmica, em ensaios próximos a ensaios de CPT, obtendo assim, a expressão da força quase-estática em função do índice  $N_{SPT}$  e também a separação das frações de resistência de ponta e atrito lateral do amostrador.

A segunda metodologia consiste no trabalho de Neves (2004), onde este autor apresenta provas de carga estáticas no amostrador de SPT (análogas às provas de carga em estacas), conjuntamente com leituras de energia durante a cravação dinâmica, no intuito da proposição de uma metodologia da eficiência do ensaio SPT, com base na curva carga x recalque da prova de carga.

Diferentemente da primeira metodologia, o autor mediu a força estática necessária à cravação do amostrador e por meio dela, obteve a energia do sistema, que pode ser aferida pela instrumentação utilizada.

Apesar da diferença na natureza do carregamento do ensaio CPT (quase-estática), o presente trabalho propõe a utilização da resistência estática, conforme abordado por Neves (2004), para correlacionar o índice do SPT com a resistência quase-estática obtida no CPT.

#### 3.4.2.2.1. PROPOSTA DE SCHMERTMANN (1979)

Schmertmann (1979), visando melhorar a comparação do SPT com o ensaio de CPT, propôs o estudo do ensaio sob a óptica das forças atuantes em um determinado momento, onde o martelo transfere sua força ao conjunto de cravação, hastes e amostrador. A análise deste momento, de maneira estática, facilitou o entendimento das forças envolvidas no ensaio. A figura 3.37 ilustra as forças envolvidas durante a penetração do amostrador.

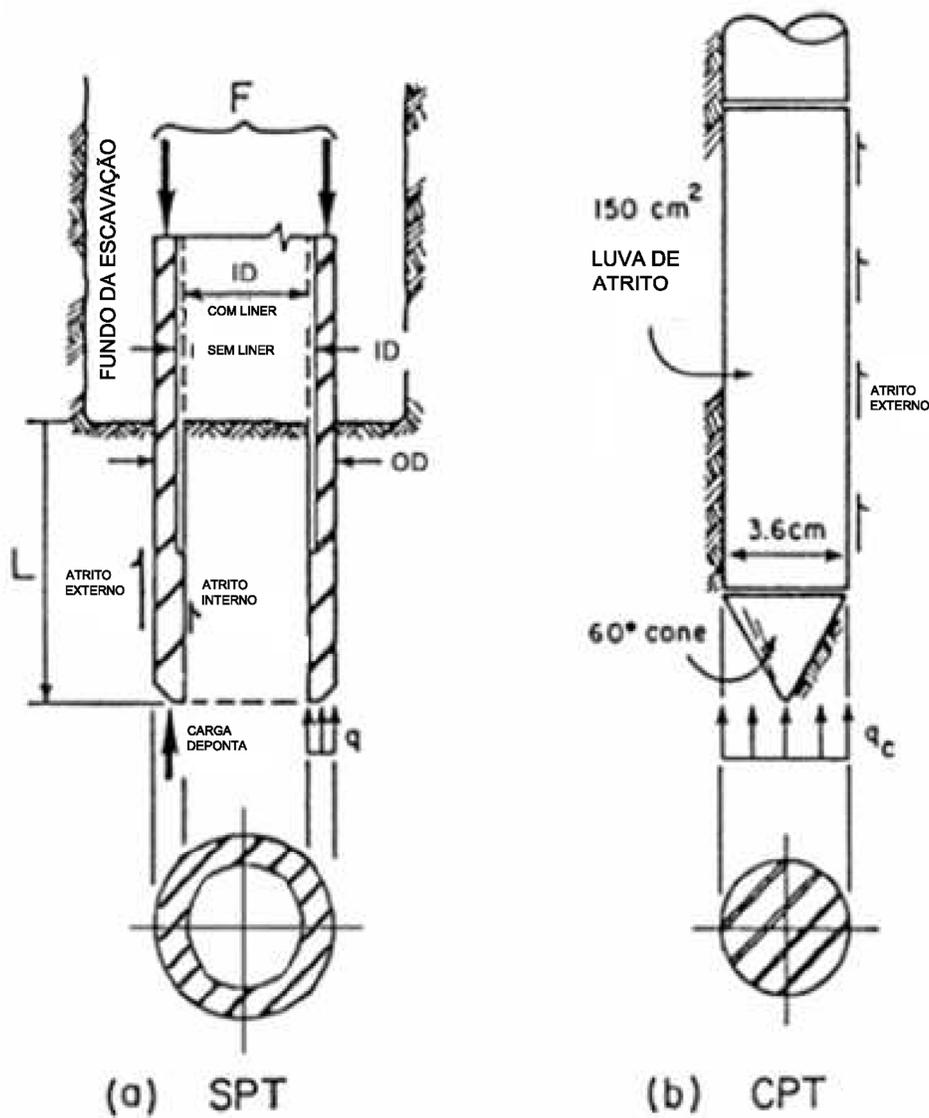


Figura 3.37: Comparação entre as representações estáticas do SPT e CPT. (Schmertmann, 1979)

Com base no equilíbrio de forças na direção vertical, é possível chegar a expressão (36), onde a força vertical  $F$ , somada ao peso submerso das hastes e do amostrador  $W'$  (necessária à penetração), é igual a soma da resistência de ponta  $F_e$ , somada a resistência por atrito interno e externo do amostrador,  $F_0$  e  $F_1$ , respectivamente.

$$F + W' = F_e + (F_0 + F_1) \quad (36)$$

Schmertmann (1979), considera  $f$  como o atrito ou adesão média entre as paredes internas e externas do amostrador e o solo ao longo da penetração  $L$ , o que resulta na expressão (37) a seguir.

$$F + W' = Q \cdot A_e + (d_i + d_o) \cdot \pi \cdot L \cdot f \quad (37)$$

Pode-se assumir que o valor de  $q$  ao longo da área anelar de  $10,7 \text{ cm}^2$  da extremidade do amostrador, é igual a uma constante  $C_1$  multiplicada pela resistência de ponta do ensaio de CPT,  $q_c$ , medida na área de  $10 \text{ cm}^2$  do cone. Desta forma, têm-se a expressão (38).

$$q = C_1 \cdot q_c \quad (38)$$

Da mesma maneira, pode-se assumir que o atrito  $f$  no SPT, é igual a uma constante  $C_2$  multiplicada pelo atrito local do cone  $f_s$ . Assim sendo obtém-se a expressão (39):

$$f = C_2 \cdot f_s \quad (39)$$

Desta forma Schmertmann obteve a expressão (40) em termos da razão de atrito,  $R_f$ .

$$F + W' = (C_1 \cdot A_e + (d_i + d_0) \cdot \pi \cdot L \cdot C_2 \cdot R_f) \cdot q_c \quad (40)$$

A energia requerida para a penetração do amostrador, além da energia potencial relativa ao peso das hastas, é igual ao incremento de penetração do amostrador,  $\Delta L$ , multiplicado pela força média  $F$ . Como a força  $F$  varia com  $L$ , a força média é igual ao valor de  $F$  quando  $L$  for igual ao valor médio do intervalo de  $\Delta L$ .

Schmertmann (1979) observou que sendo  $\Delta N$  o incremento do número de golpes do SPT no intervalo de  $\Delta L$  e assumindo que o valor de  $\Delta N$  dependa linearmente da energia necessária à penetração quase estática do amostrador no intervalo  $\Delta L$ , chega-se a expressão (41).

$$\Delta N = F_{\text{médio}} * \Delta L \quad (41)$$

Como  $\Delta N$  é obtido a cada 15 cm de penetração, num intervalo de 45 cm, o valor de  $\Delta L$  é igual a 7,5, 22,5 e 37,5 cm, respectivamente. Assumindo que o valor de  $q_c$  permaneça constante nos intervalos  $\Delta L$ , sendo a penetração no mesmo solo e observando que a penetração  $\Delta L$  é de 15 cm nos três intervalos, as equações (42), (43) e (44) obtidas por Schmertmann (1979), expressam as razões entre cada  $\Delta N$  (relativo a cada um dos três intervalos de penetração) em relação ao  $\Delta N$  do intervalo final.

$$X_1 = \frac{\Delta N_{15 \text{ iniciais}}}{\Delta N_{15 \text{ finais}}} = \frac{(10,7 \cdot C_1 + 2,052 \cdot C_2 \cdot R_f(\%)) \cdot q_c - W'}{(10,7 \cdot C_1 + 10,26 \cdot C_2 \cdot R_f(\%)) \cdot q_c - W'} \quad (42)$$

$$X_2 = \frac{\Delta N_{15 \text{ intermediários}}}{\Delta N_{15 \text{ finais}}} = \frac{(10,7 \cdot C_1 + 6,156 \cdot C_2 \cdot R_f(\%)) \cdot q_c - W'}{(10,7 \cdot C_1 + 10,26 \cdot C_2 \cdot R_f(\%)) \cdot q_c - W'} \quad (43)$$

$$X_2 = \frac{\Delta N_{15 \text{ finais}}}{\Delta N_{15 \text{ finais}}} = 1 \quad (44)$$

De forma a obter os coeficientes  $C_1$  e  $C_2$ , Schmertmann (1979) conduziu uma Campanha experimental composta por 2 ensaios SPT (sendo primeiro com uso de liner e o segundo sem o uso do liner) e 4 ensaios CPT mecânico. Ademais, durante os ensaios de SPT, após a penetração

dinâmica, o autor conduziu a penetração do amostrador de forma quase-estática, com o equipamento do CPT, com a mesma velocidade (2 cm/s).

Com base na medição quase-estática, o autor conseguiu obter as figuras 3.38 e 3.39. Da observação da linearidade entre a força quase-estática e a profundidade de penetração, conseguiu-se estimar a resistência de ponta do amostrador, representada pela penetração igual a 0. De posse dessa resistência de ponta e a resistência  $q_c$  do CPT, foi possível a obtenção de  $C_1$  (figura 3.49).

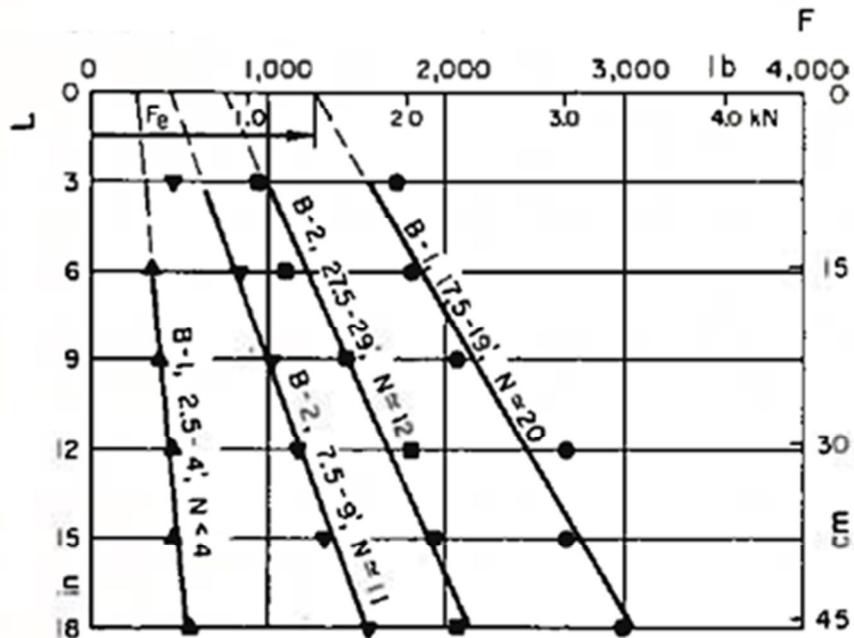


Figura 3.38. Obtenção da força quase-estática da ponta em função da penetração do amostrador.

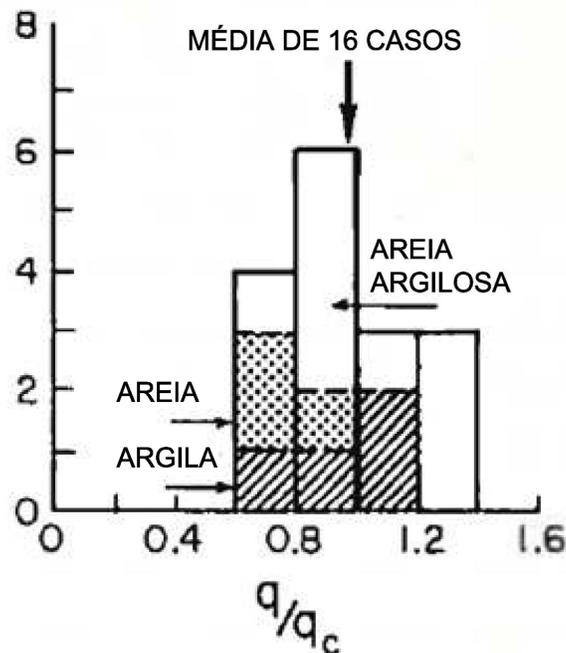


Figura 3.39. Obtenção do coeficiente  $C_1$  ( $q/q_c$ ).

Com base em adoções da força quase-estática,  $q_c$  e  $R_f$  constantes entre os intervalos, Schmertmann (1979) obteve a relação  $C_2$ , entre a  $f_s$  do CPT e a força de atrito do SPT, de 0,69. Desta forma, o autor sugere a utilização de  $C_2$  igual a 0,7. Para cones elétricos, o autor sugere  $C_2$  igual a 1,0. A diferença entre os valores são justificadas em função de resistências parasitas decorrentes da geometria da ponteira de Begemann.

Souza (2009) apresenta a aplicação da metodologia de Schmertmann (1979) para diversos solos arenosos e com base nos preceitos sugeridos por Schmertmann, reproduziu o gráfico das frações de carga de ponta e atrito lateral, em função de  $R_f$  (%), apresentado na figura 3.40. A tabela contendo os pontos que geraram as curvas da figura 3.40 está apresentada no Anexo B.

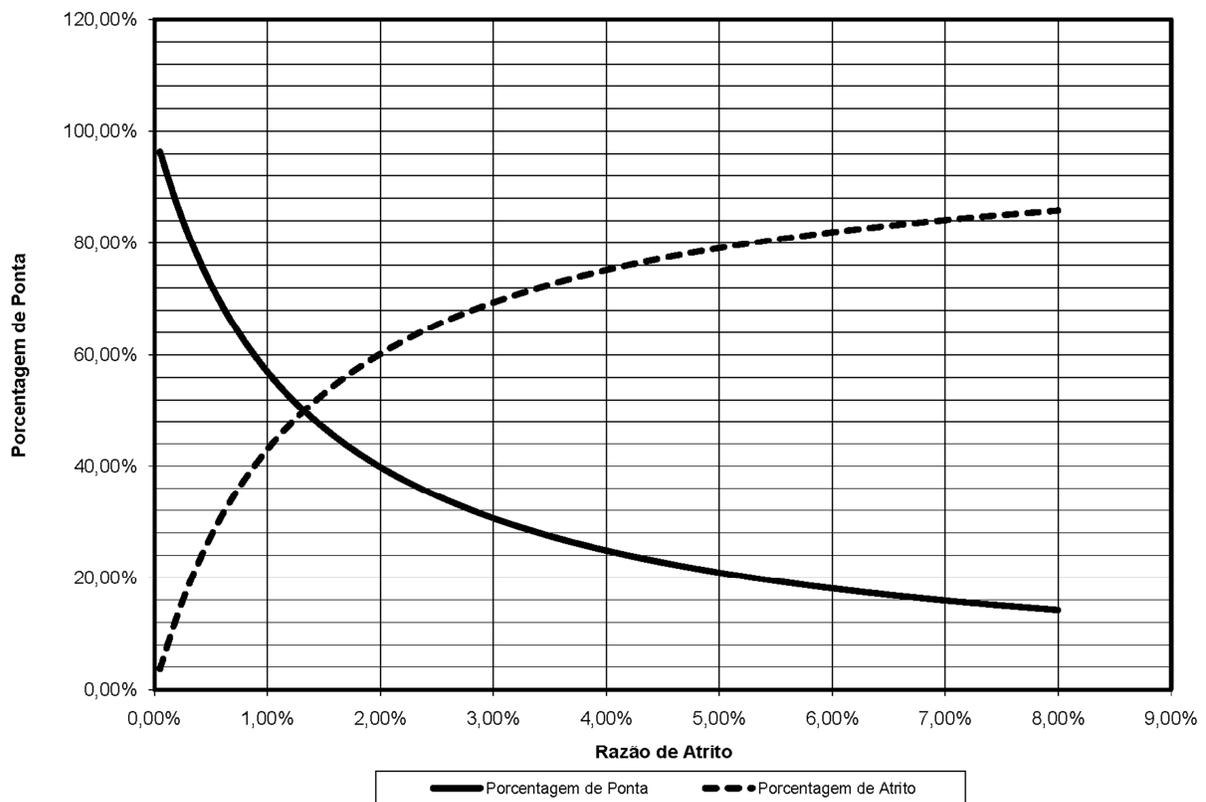


Figura 3.40: Frações de carga de ponta e lateral em função de  $R_f$  (%) (Schmertmann, 1979, adaptado por Souza, 2009).

Devido ao fato que a força necessária para uma mesma penetração do amostrador por um esforço dinâmico é superior ao esforço estático, em decorrência de parâmetros dinâmicos do solo, damping, quake, efeitos viscosos, Schmertmann (1979) apresenta a relação entre a eficiência do sistema de cravação ( $\eta$ ) e força quase-estática, por meio dos índices  $\alpha$  e  $\beta$  de maneira a compatibilizar estes esforços. Schmertmann (1979) e Souza (2009) apresentam valores para o índice  $\beta$ , sendo igual a 1,64 para solos argilosos e 1,29 para solos arenosos.

A expressão (45) permite a obtenção do índice  $\alpha$  em função da eficiência do sistema de cravação  $\eta$  e o índice  $\beta$ .

$$\alpha = \frac{\eta}{\beta} \quad (45)$$

A obtenção da resistência estática, conforme apresentado anteriormente, é função da variação da energia ao longo do comprimento cravado. Desta forma, Schmertmann (1979) apresenta a expressão (46).

$$F_e = \frac{\alpha \cdot N \cdot E' + 190}{\Delta L} \quad (46)$$

Onde:

$F_e$  é a força estática em Newtons;

$N$  é o número de golpes;

$E'$  é a energia total fornecida ao sistema (478 J);

$\Delta L$  é o comprimento cravado.

Somando-se a força quase estática com o peso do conjunto, hastes e amostrador, pode-se estimar os valores de  $q_c$  e  $f_s$  partindo-se dos índices  $X_1$  e  $X_2$  e das frações de ponta e atrito indicados na tabela do Anexo B.

#### 3.4.2.2.2. PROPOSTA DE NEVES (2004)

A proposta de Neves (2004) contribui muito para o entendimento da estática do ensaio SPT. Por meio da obtenção da força estática correspondente à cravação, resultante da medição da energia fornecida ao amostrador, é possível uma aproximação aos parâmetros do ensaio CPT.

Dentre as interpretações possíveis com a aplicação dos conceitos de energia no ensaio de SPT consiste na aplicação do trabalho exercido sobre o solo pela penetração do amostrador. Este trabalho pode ser utilizado para calcular a força aplicada contra o amostrador, sendo possível, através desta força, estimar parâmetros constitutivos representativos do comportamento do material.

Sabendo da grande dificuldade de empresas de sondagem em realizar medições de energia, parâmetro este de extrema importância para a padronização dos resultados de diversos equipamentos e metodologias utilizadas no mercado, Neves (2004), com base principalmente no trabalho de Aoki e Cintra (2000), propõe uma nova metodologia para a obtenção da energia fornecida ao amostrador, para solos arenosos e siltosos, com a utilização de um procedimento simples e de baixo custo, a prova de carga estática no amostrador, sem interferir no procedimento do ensaio.

O trabalho efetivamente entregue ao solo pode ser demonstrado pelo princípio de Hamilton. Este princípio mostra a soma das variações no tempo das energias cinéticas e potenciais e o trabalho efetuado por forças não conservativas ao longo de um intervalo de tempo

$t_1$  a  $t_2$  é igual a zero. A aplicação deste princípio na interpretação do SPT deve-se a Aoki e Cintra (2000). A expressão (47) que rege o princípio é apresentada a seguir.

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc})dt = 0 \quad (47)$$

Onde: T: energia cinética;  
 V: energia potencial total;  
 $W_{nc}$ : trabalho de forças não conservativas.

Em uma prova de carga estática sobre estaca, os dados obtidos são plotados em uma curva deslocamento vs resistência, como mostra na figura 3.41.

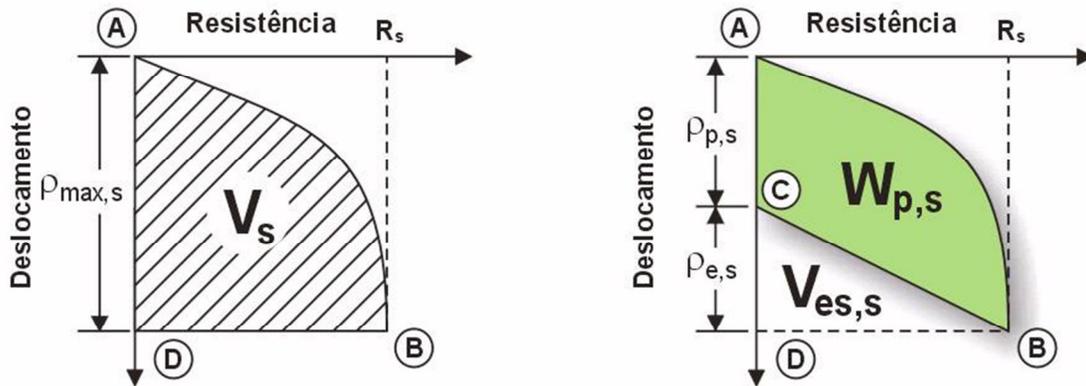


Figura 3.41: Resultado típico de uma prova de carga estática sobre estaca (modificado de Aoki, 2000).

Estágios crescentes de carga são aplicados sobre a estaca, até se atingir a resistência estática mobilizada  $R_s$  (ponto B). A energia potencial de deformação,  $V_s$ , está representada pela área ABDA.

Aplicando o princípio de Hamilton à prova de carga estática, ao se realizar a descarga do sistema,  $V_s$  se transforma em trabalho ( $W_{p,s}$ ) representado pela área ABCA e energia de deformação elástica ( $V_{es,s}$ ) é representada pela área CBDC. Analogamente, em uma prova de carga estática realizada sobre o amostrador SPT em areias e siltes arenosos, o valor de  $V_{es,s}$  é desprezível, como mostra a figura 3.42.

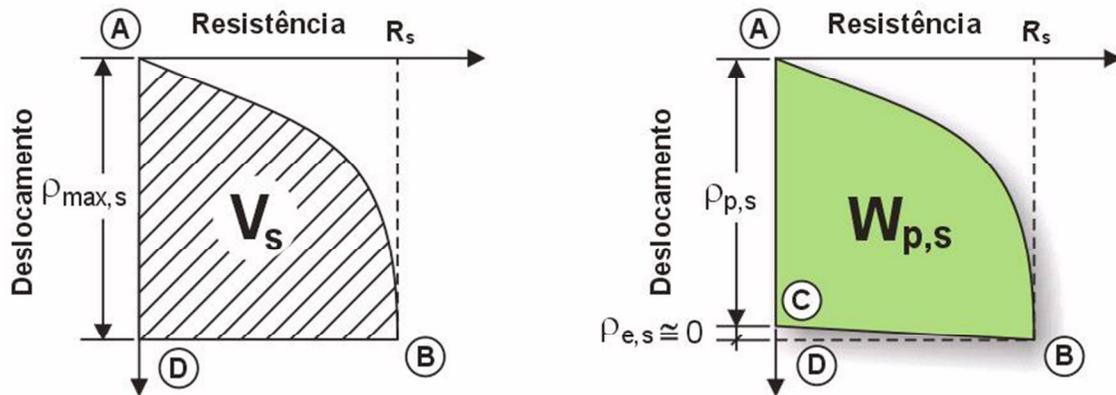


Figura 3.42: Resultado típico de uma prova de carga estática realizada sobre o amostrador SPT para areias e siltes arenosos (modificado de Aoki, 2000).

Com base na análise do trabalho necessário à cravação do amostrador, colocado em termos da eficiência do sistema, Neves (2004) obteve a expressão (48).

$$R_s \cong \frac{\eta_s \cdot U \cdot N_{SPT}}{30} \quad (48)$$

Onde:

$R_s$  (N) é aproximadamente igual a resistência estática mobilizada no sistema amostrador-solo para uma nega S;

$\eta_s$  (%) é a eficiência do sistema;

$U$  (J) a energia potencial normalizada do SPT;

Neves (2004) realizou 5 Campanhas de ensaios, sendo 4 Campanhas em Araras e 1 Campanha em Porto Ferreira, utilizando-se um equipamento de SPT mecanizado, com contador automático de golpes adaptado na carroceria de um caminhão e conjuntos de haste padrão AW. Para as provas de carga, utilizou uma célula de carga da Pagani Geotechnical e macaco hidráulico com acionamento manual da Enerpac. A instrumentação ficou a cargo de uma haste instrumentada (padrão AW), acelerômetros e do aquisitor de dados SPT Analyser da PDI (Pile Dynamic Corporation).

O valor estimado de  $R_s$ , aproxima-se tanto mais do valor real da resistência mobilizada do sistema quanto mais nítida for a ruptura do sistema amostrador-solo, ou seja, quanto mais vertical for o trecho final da curva carga-recalque.



## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1. CAMPO EXPERIMENTAL DA FEAGRI/UNICAMP

A pesquisa na área de geotecnia na Unicamp teve um notável desenvolvimento a partir do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF) da Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI) da Unicamp, oficialmente implantado em meados de 1993.

Em sua dissertação, Monaci (1995) descreve pela primeira vez a implantação do Campo Experimental, apresentando a caracterização geotécnica completa obtida por meio de ensaios de campo, principalmente de laboratório, com ênfase no ensaio eodométrico.

O trabalho de Monaci (1995) abriu frente para que fossem realizados diversos trabalhos, muitos dos quais focados em fundações profundas, como por exemplo, Albuquerque (1996), Albuquerque (2001), Ell (2003), Nogueira (2004), Miranda Jr (2006), Paschoalin Filho (2008), Melo (2009) e alguns outros mais focados em investigação geotécnica como, Peixoto (2001), Fontaine (2004) e Bonder (2009).

No CEMSF - FEAGRI foram realizados os seguintes ensaios de campo geotécnicos e geofísicos:

- SPT-T
- CPT
- PIEZOCONE
- PRESSIÔMETRO
- DMT
- DPL
- CROSS-HOLE
- SÍSMICA DE REFRAÇÃO
- CAMINHAMENTO ELÉTRICO
- SONDAGEM ELÉTRICA

Para a caracterização de laboratório, foram abertos dois poços para a retirada de amostras deformadas e indeformadas, com amostragem a cada metro. O primeiro poço foi aberto em meados de 1993, com 18 metros de profundidade e o segundo foi aberto em 2005, com 7,5 metros de profundidade. A seguir são apresentados os ensaios de laboratório realizados:

- GRANULOMETRIA COMPLETA
- LIMITES DE ATTERBERG
- COMPRESSÃO TRIAXIAL
- CISALHAMENTO DIRETO
- ADENSAMENTO
- COMPACTAÇÃO
- MINI MCV

Foram executadas e ensaiadas no campo experimental as seguintes fundações profundas:



## 4.2. CAMPO EXPERIMENTAL DA FEC/UNICAMP

Após a saturação do antigo campo experimental, em meados de 2008, foi necessária a utilização de uma nova área para a continuidade das pesquisas geotécnicas. Para isso, foi selecionada uma área de aproximadamente 600 m<sup>2</sup>, distante aproximadamente 500 metros da anterior, contígua ao prédio de salas de aula da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FEC), no Campus Zeferino Vaz da Universidade Estadual de Campinas, em Campinas/SP. A implantação do novo campo experimental ocorreu em meados de 2010. A figura 4.2 apresenta a localização dos campos experimentais da FEAGRI e da FEC.



Figura 4.2. Localização dos Campos Experimentais no Campus da UNICAMP.

No campo experimental da FEC foram realizados diversos ensaios geotécnicos para a caracterização da área, dentre eles os ensaios de SPT-E, SPT-T, CPT, CPTU e ensaios laboratoriais com material proveniente de um poço, com 9 metros de profundidade, para a retirada de amostras deformadas e indeformadas.

O campo tem sido objeto de diversas pesquisas e dentre elas, destaca-se o trabalho de Gon (2011), que obteve a caracterização completa do material, com base nos ensaios laboratoriais de granulometria, limites de Atterberg, compactação, permeabilidade e compressão triaxial.

#### 4.2.1. GEOLOGIA

Segundo Zuquete (1987), o subsolo da região da Unicamp é formado por migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da formação Serra Geral (diabásio), perfazendo 98km<sup>2</sup> da região de Campinas, o que representa cerca de 14% de sua área total. Campos de diabásio também são encontrados encaixados na formação Itararé e no Complexo Cristalino, sob a forma de “sills” e diques. Nos afloramentos, é possível verificar que os diabásios estão bastante fraturados, formando pequenos blocos e as fraturas normalmente estão abertas ou então preenchidas com material argiloso.

Zuquete (1987) classifica estes materiais, pedologicamente, como latossolos roxos, mineralogicamente constituídos por quartzo, ilmenita, magnetita, caulinita, gibsita, óxidos e hidróxidos de ferro, sendo que as espessuras encontradas variam de 5 a 30m.

Pode-se dizer que as duas primeiras camadas encontradas no campo experimental, são coluvionares, que sofreram intenso processo de intemperização, sendo que a alta porosidade pode ser explicada pela lixiviação, ou seja, o carreamento das frações finas do solo para camadas mais profundas. Quanto a terceira camada, pode-se dizer que é composta de um solo residual jovem, pois ainda guarda características da rocha de origem. O perfil geológico é apresentado na figura 4.3.

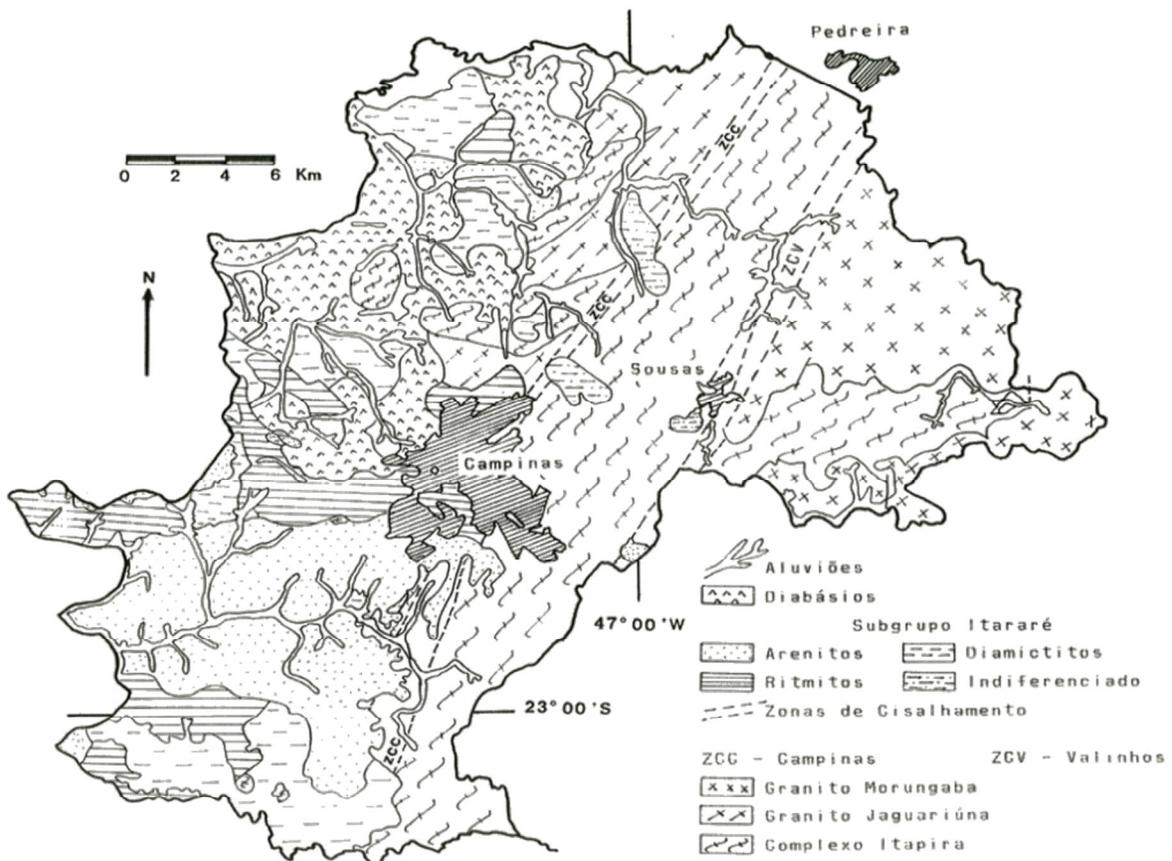


Figura 4.3: Mapa geológico de Campinas (Instituto Geológico, 2009)

#### 4.2.2. GEOTECNIA - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

De acordo com o mencionado anteriormente, Gon (2011) realizou uma vasta campanha de ensaios laboratoriais, a partir da abertura de um poço de 9 metros de profundidade (conforme sugerido pela NBR 9604/86), com obtenção de amostras deformadas e indeformadas, de forma a se obter a caracterização geotécnica do material. Dentre os ensaios realizados, destacam-se:

- Caracterização física: LL, LP, IP (NBR 6459/84 e NBR 7180/84); Massa específica dos grãos (NBR 6508/84); Granulometria conjunta, sedimentação e peneiramento (NBR 7181/84);
- Ensaios Edométricos Simples (NBR 12007/90);
- Ensaios Triaxiais Adensados Rápidos (CU);
- Ensaios de Permeabilidade (NBR 14545/00);
- Ensaios de Compactação (NBR 7182/88);
- Ensaios de Sucção, método do papel filtro;

Dentre os ensaios realizados por Gon (2011) de maior interesse para a presente pesquisa, destacam-se os ensaios de índices físicos, granulométricos, Limites de Atterberg, edométricos e triaxiais (CU).

A tabela 4.1 apresenta os índices físicos obtidos por Gon (2011) para o solo do campo experimental de mecânica dos solos e fundações da FEC/UNICAMP.

Tabela 4.1: Índices físicos do solo do campo experimental da FEC/UNICAMP – (Gon, 2011).

<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>w (%)</b>	<b>e</b>	<b>n (%)</b>	<b>Sr (%)</b>
<b>1,0</b>	14,1	30,4	11,0	28,3	1,77	64,0	48,4
<b>2,0</b>	14,2	30,8	11,1	27,9	1,78	64,0	48,4
<b>3,0</b>	14,0	30,5	10,9	28,0	1,79	64,0	47,5
<b>4,0</b>	14,4	30,6	11,5	25,5	1,68	63,0	46,8
<b>5,0</b>	15,5	30,4	12,3	26,2	1,51	60,0	53,5
<b>6,0</b>	15,3	30,4	12,2	26,1	1,47	59,0	53,5
<b>7,0</b>	15,4	30,4	12,0	28,3	1,54	61,0	56,1
<b>8,0</b>	15,2	29,8	11,5	32,3	1,60	62,0	60,4
<b>9,0</b>	15,2	29,5	10,8	40,6	1,73	63,0	69,2

Gon (2011) realizou dois procedimentos distintos para os ensaios de granulometria conjunta, sendo eles referentes à utilização ou não de defloculante, em função de se tratar de um solo estruturado, laterítico e colapsível, conforme concluiu a autora. As figuras 4.4 e 4.5 apresentam as curvas granulométricas obtidas.

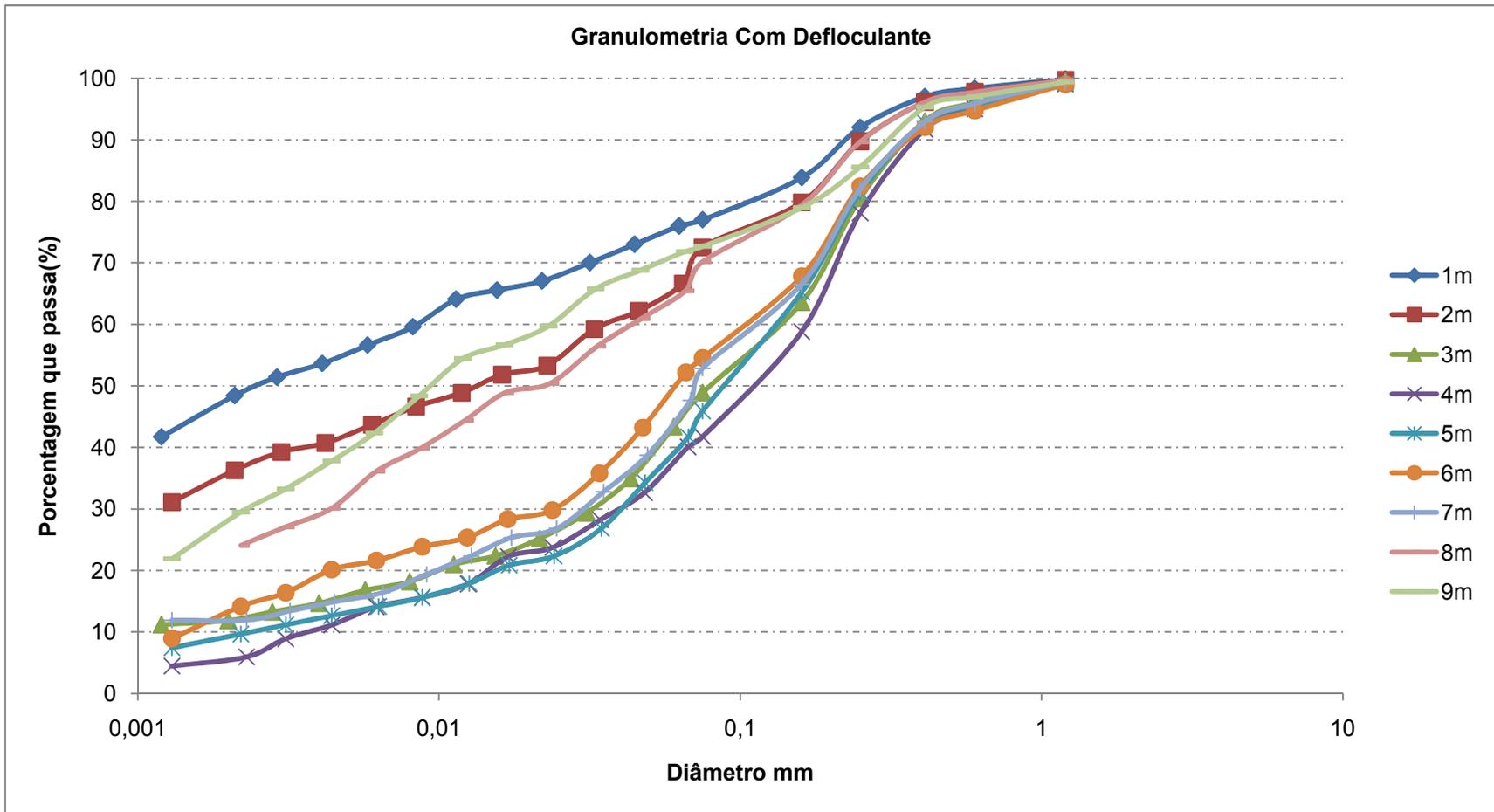


Figura 4.4: Curvas granulométricas do solo do campo experimental da FEC com defloculante (Gon, 2011).

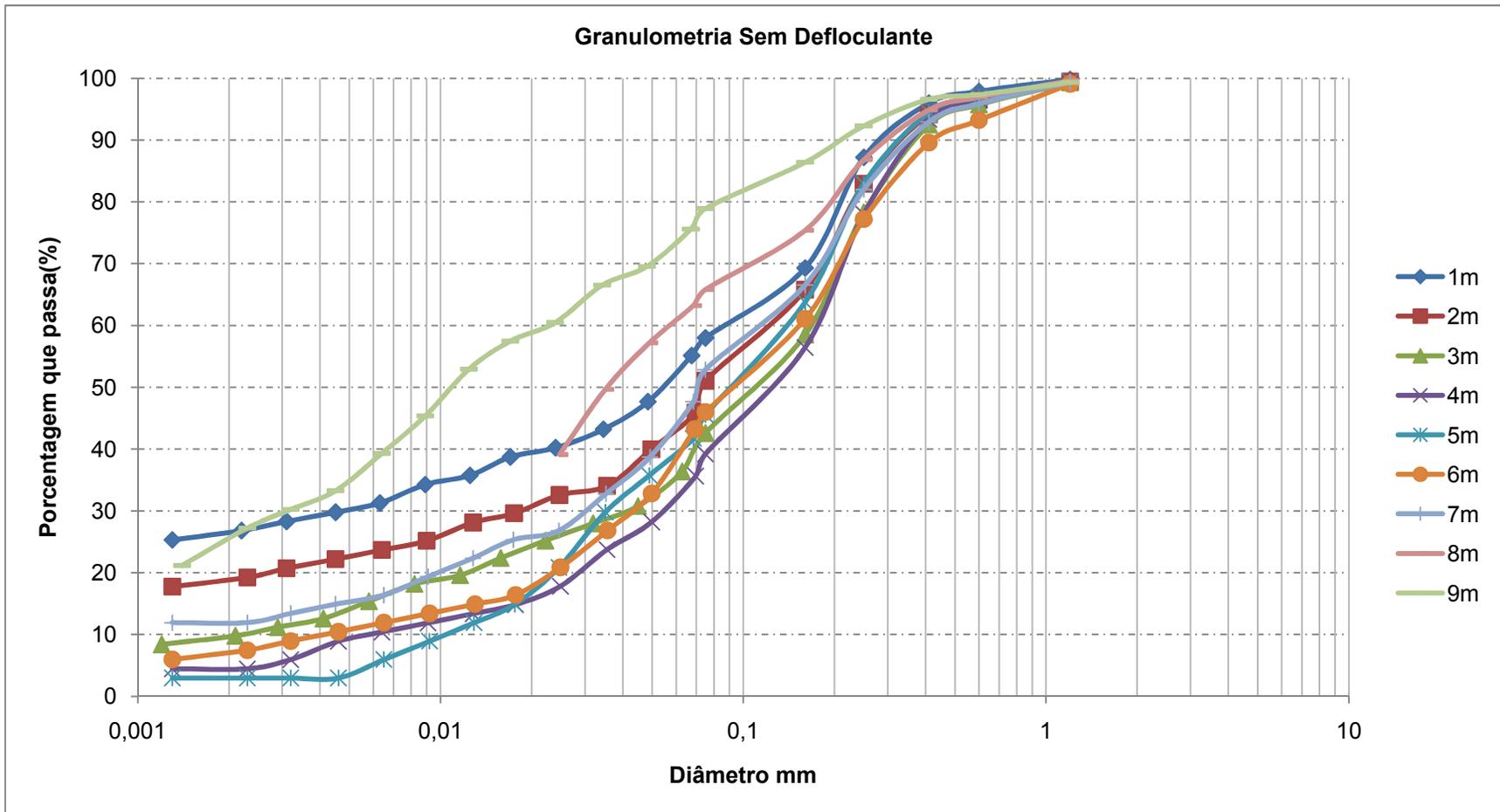


Figura 4.5: Curvas granulométricas do solo do campo experimental da FEC sem defloculante (Gon, 2011).

Com base na aplicação da metodologia da NBR 6502/95, Gon (2011) define o perfil do solo em três camadas para o ensaio com o uso de defloculante, sendo a primeira camada, de 1 a 2 metros, composta por argilas silto-arenosas, a segunda camada, de 3 a 8 metros, composta por areias siltosas e a terceira camada, a partir de 8 metros, composta por siltes areno-argilosos. As tabelas 4.2 e 4.3 apresentam os valores de  $D_{50}$  de a % passante na peneira #200 obtidos nos ensaios de granulometria, com e sem o uso de defloculante, conduzidos por Gon (2011).

Tabela 4.2: Valores  $D_{50}$  (mm) obtidos nos ensaios com e sem defloculantes (Gon, 2011)

<b>Profundidade (m)</b>	<b>Com Defloculante</b>	<b>Sem Defloculante</b>
1	0,003	0,055
2	0,015	0,075
3	0,080	0,120
4	0,120	0,140
5	0,090	0,090
6	0,060	0,090
7	0,070	0,075
8	0,015	0,035
9	0,010	0,012

Tabela 4.3: % passa na peneira #200 obtidos nos ensaios com e sem defloculantes (Gon, 2011)

<b>Profundidade (m)</b>	<b>Com Defloculante</b>	<b>Sem Defloculante</b>
1	77 %	58 %
2	73 %	52 %
3	49 %	43 %
4	42 %	39 %
5	47 %	44 %
6	55 %	46 %
7	54 %	53 %
8	70 %	67 %
9	72 %	79 %

Já sem o uso de defloculante, parâmetro correspondente ao comportamento mecânico do material, Gon (2011) definiu o perfil do solo em duas camadas, sendo a primeira camada, de 1 a 7 metros, composta por areias siltosas (argilosa de 0 a 2 metros) e a segunda camada a partir de 8 metros composta por siltes arenosos. A figura 4.6 apresenta os perfis de solo obtidos com as duas metodologias supracitadas.

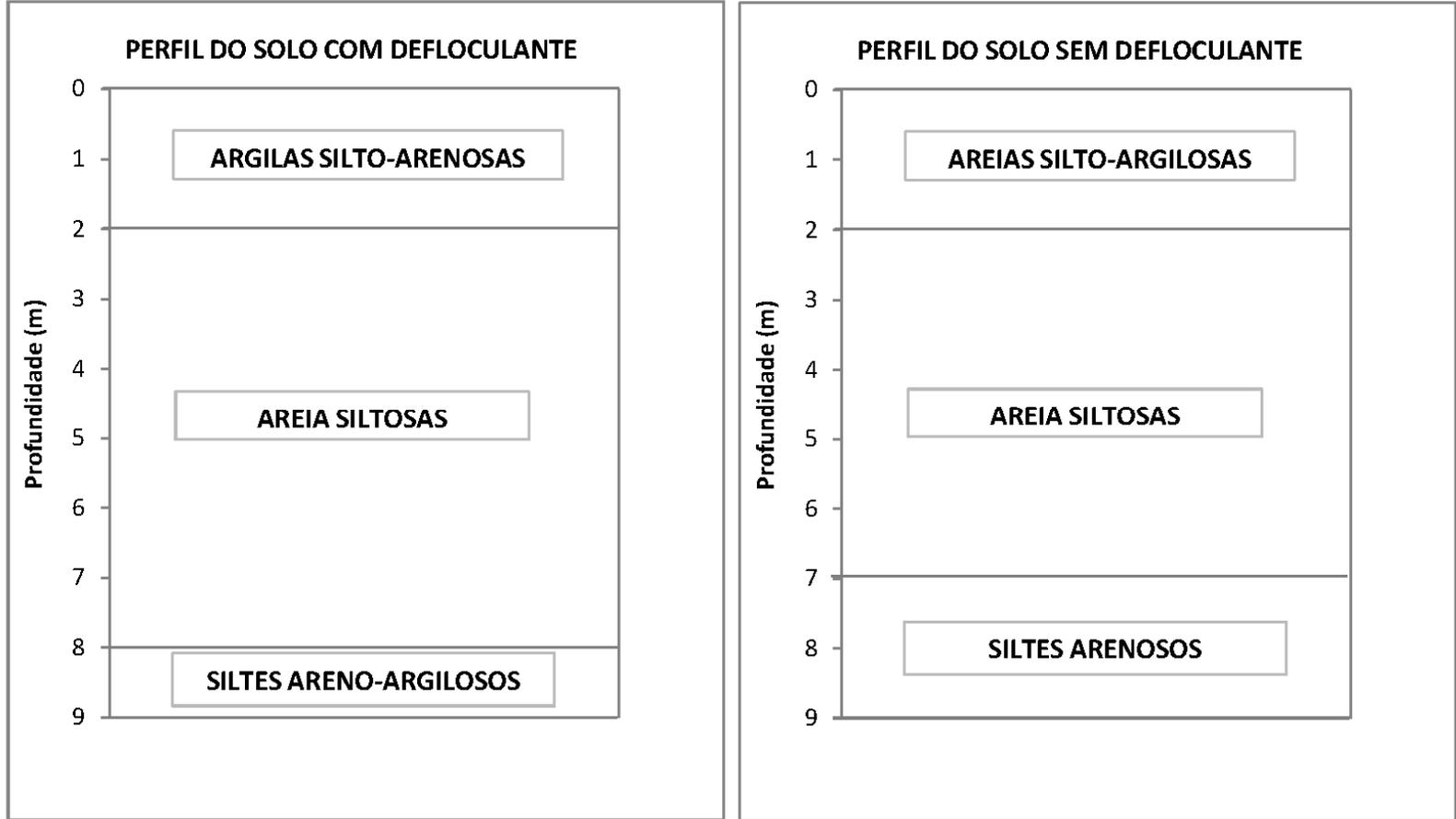


Figura 4.6: Perfis do solo do campo experimental da FEC conforme granulometria.

Os ensaios de plasticidade, ou limites de Atterberg, foram conduzidos por Gon (2011) segundo as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84. A tabela 4.4 apresenta os valores obtidos pela autora.

Com base nos índices de plasticidade, a autora classificou o solo por meio do sistema unificado proposto por Casagrande em 1942 (carta de plasticidade). Foram encontrados basicamente duas classificações MH e ML (siltes de alta e mediana compressibilidade). A amostra do primeiro metro foi classificada como MH, de 2 a 7 metros, a amostra foi classificada como ML e os dois metros finais, foram classificados como MH.

Tabela 4.4: Valores de Limites de Consistência (Gon, 2011)

<b>Profundidade (m)</b>	<b>LL (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>IP (%)</b>
1	50,9	30,2	20,7
2	44,3	31,8	12,5
3	44,6	33,0	11,6
4	44,4	32,6	11,8
5	44,8	34,2	10,6
6	44,9	37,4	7,5
7	46,2	39,0	7,2
8	51,4	42,4	9,0
9	52,2	41,3	10,9

Foram conduzidos por Gon (2011) também, ensaios triaxiais do tipo adensado rápido (CU) em amostras com umidade natural. Os resultados foram compilados e estão apresentados na tabela 4.5.

Tabela 4.5: Parâmetros resultantes das envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios CU conduzidos por Gon (2011).

<b>Profundidade (m)</b>	<b>Ângulo de Atrito - <math>\phi</math> (°)</b>
1	22
2	21
3	22
4	23
5	20
6	22
7	22
8	22

### 4.2.3. GEOTECNIA - ENSAIOS DE CAMPO

Para formar a base de dados da presente pesquisa, foram realizados 4 ensaios de SPT com leitura de energia, 4 ensaios CPT (mecânico) e 4 ensaios de CPT (elétrico). A locação dos ensaios realizados no campo experimental da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FEC), está apresentada na figura 4.7.

#### 4.2.3.1. SPT (COM MEDIÇÃO DE ENERGIA)

Foram realizadas quatro sondagens SPT com medições de energia no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FEC/Unicamp, seguindo as recomendações da NBR 8464/2001. O anexo C apresenta a tabela C.1 apresenta os valores de  $N_{SPT}$  obtidos nos ensaios, a tabela C.2 os valores de energia medida (EMX) e a tabela C.3 as eficiências energéticas (ETR). A figura 4.8 mostra o perfil médio encontrado, contendo os valores de  $N_{SPT}$ , EMX E ETR.

Os ensaios de SPT conduzidos apresentaram baixa dispersão nos parâmetros lidos,  $N_{SPT}$ , EMX, ETR, principalmente de 1 a 8 metros. Abaixo desta profundidade, os valores apresentaram maior dispersão em função da variabilidade da profundidade do topo rochoso.

#### 4.2.3.2 CPT (MECÂNICO)

Foram realizados três ensaios CPT mecânico, com a utilização do cone de Begemann, no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FEC/Unicamp, seguindo as recomendações da NBR 12069/1991. A figura 4.9 apresenta o perfil médio, contendo os valores de  $q_c$  (MPa),  $f_s$  (MPa) e  $R_f$  (%).

Os dados obtidos nos ensaios CPT estão apresentados no Anexo D, sendo que a tabela D.1 apresenta os valores médios de  $q_c$  (MPa) obtidos nos ensaios, a tabela D.2 os valores médios de  $f_s$  (MPa) obtidos nos ensaios e a tabela D.3 os valores de  $R_f$  (%) obtidos nos ensaios.

Os ensaios de CPT executados apresentaram baixa dispersão nos parâmetros lidos,  $q_c$ ,  $f_s$ ,  $R_f$  (%), principalmente de 2 a 8 metros. O primeiro metro apresentou elevada variabilidade, provavelmente em função do ressecamento da camada e abaixo de 8 metros, os valores apresentaram maior dispersão em função da proximidade do topo rochoso que apresentou profundidades variadas.

#### 4.2.3.3 CPT-E (ELÉTRICO)

Foram realizados três ensaios de CPT-E (elétrico), com a utilização do cone instrumentado da Geoprobe, no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da FEC/Unicamp, segundo as recomendações da NBR 12069/1991. A figura 4.10 apresenta o perfil médio encontrado, contendo os valores de  $q_c$  (MPa),  $f_s$  (MPa) e  $R_f$  (%).

Os dados obtidos nos ensaios CPT-E estão apresentados no Anexo E, sendo que a tabela E.1 apresenta os valores médios de  $q_c$  (MPa) obtidos nos ensaios, a tabela E.2 os valores médios de  $f_s$  (MPa) obtidos nos ensaios e a tabela E.3 os valores de  $R_f$  (%) obtidos nos ensaios.

Os ensaios de CPT-E executados também apresentaram baixa dispersão nos parâmetros lidos,  $q_c$ ,  $f_s$ ,  $R_f$  (%). O primeiro metro apresentou elevada variabilidade, provavelmente em função do ressecamento da camada e abaixo de 8 metros, os valores apresentaram maior dispersão em função da proximidade do topo rochoso que apresentou profundidades variadas.

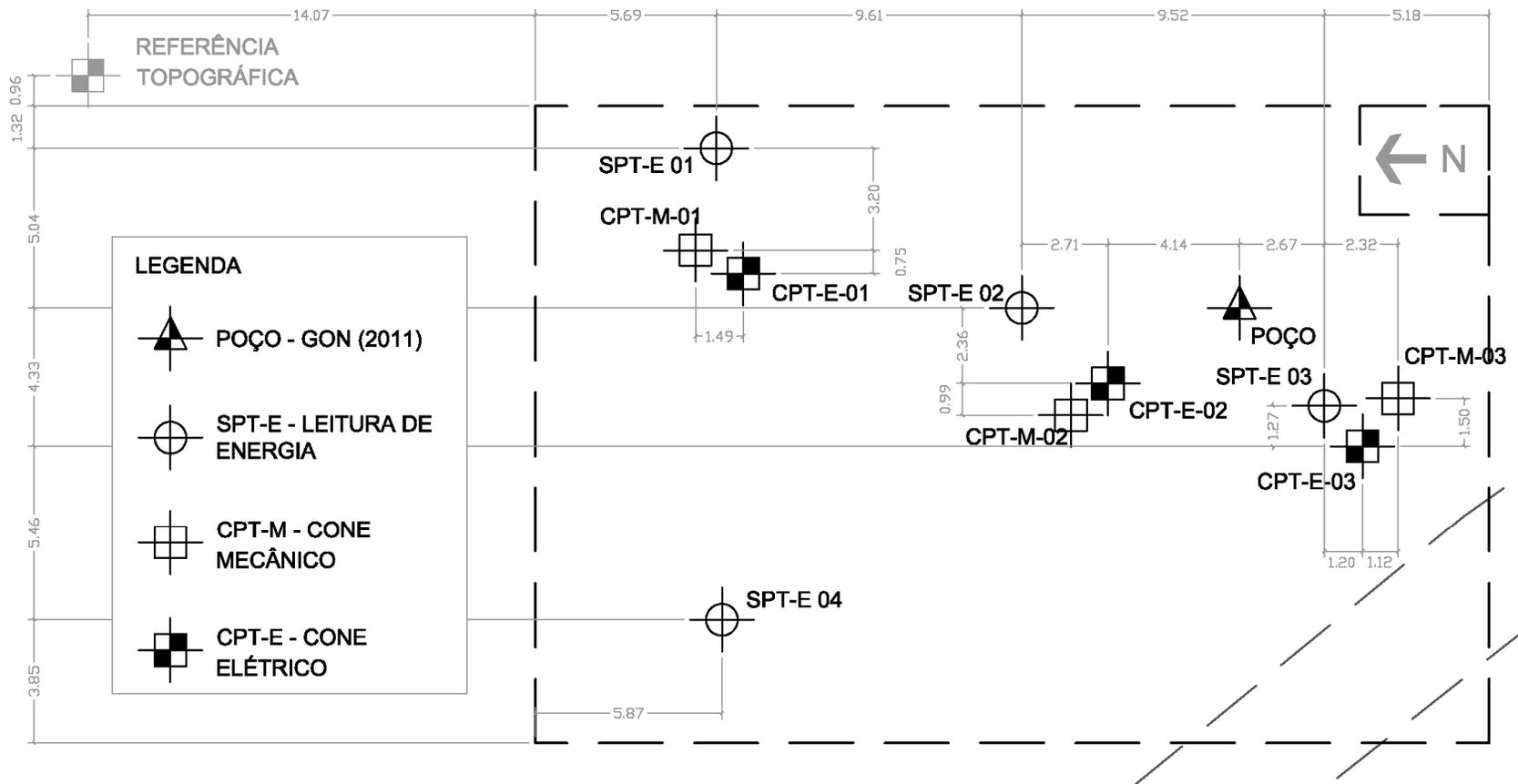


Figura 4.7: Localização dos ensaios realizados no Campo Experimental de Mec. Solos e Fundações da FEC.

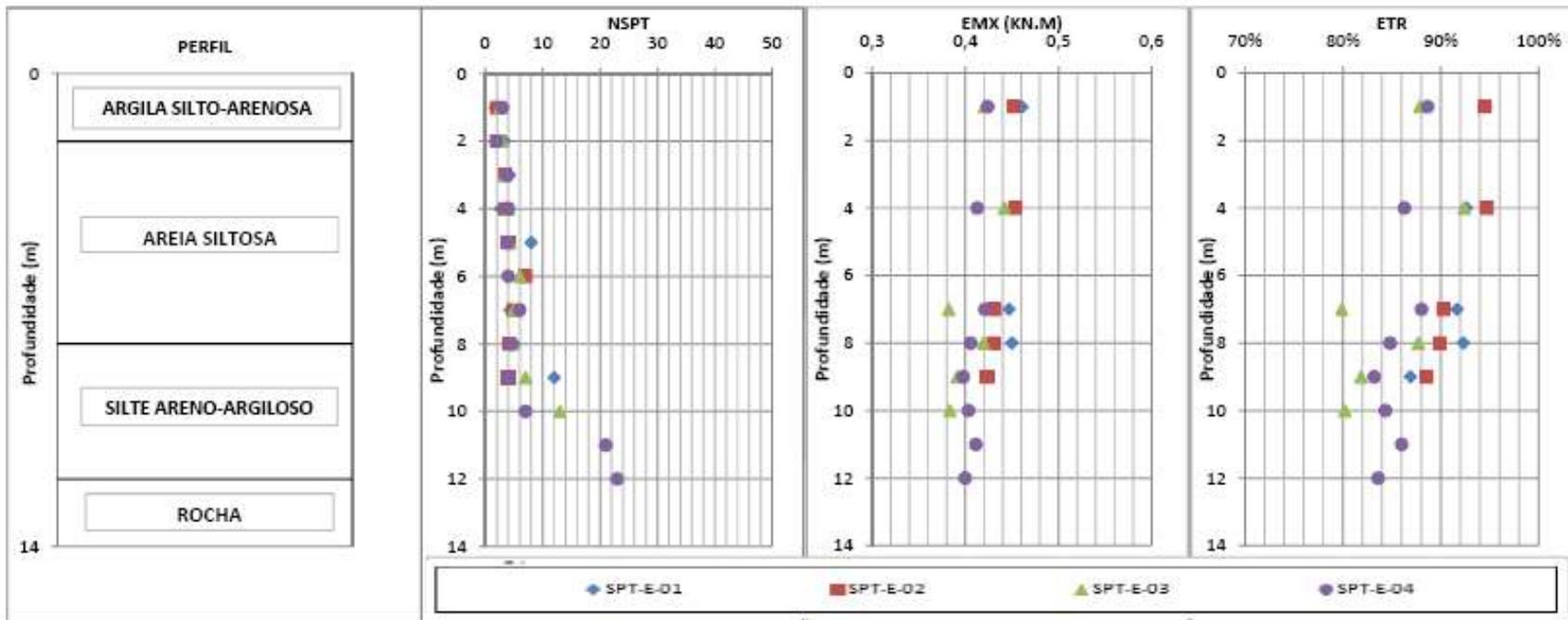


Figura 4.8: Resumo das sondagens SPT-E realizadas.

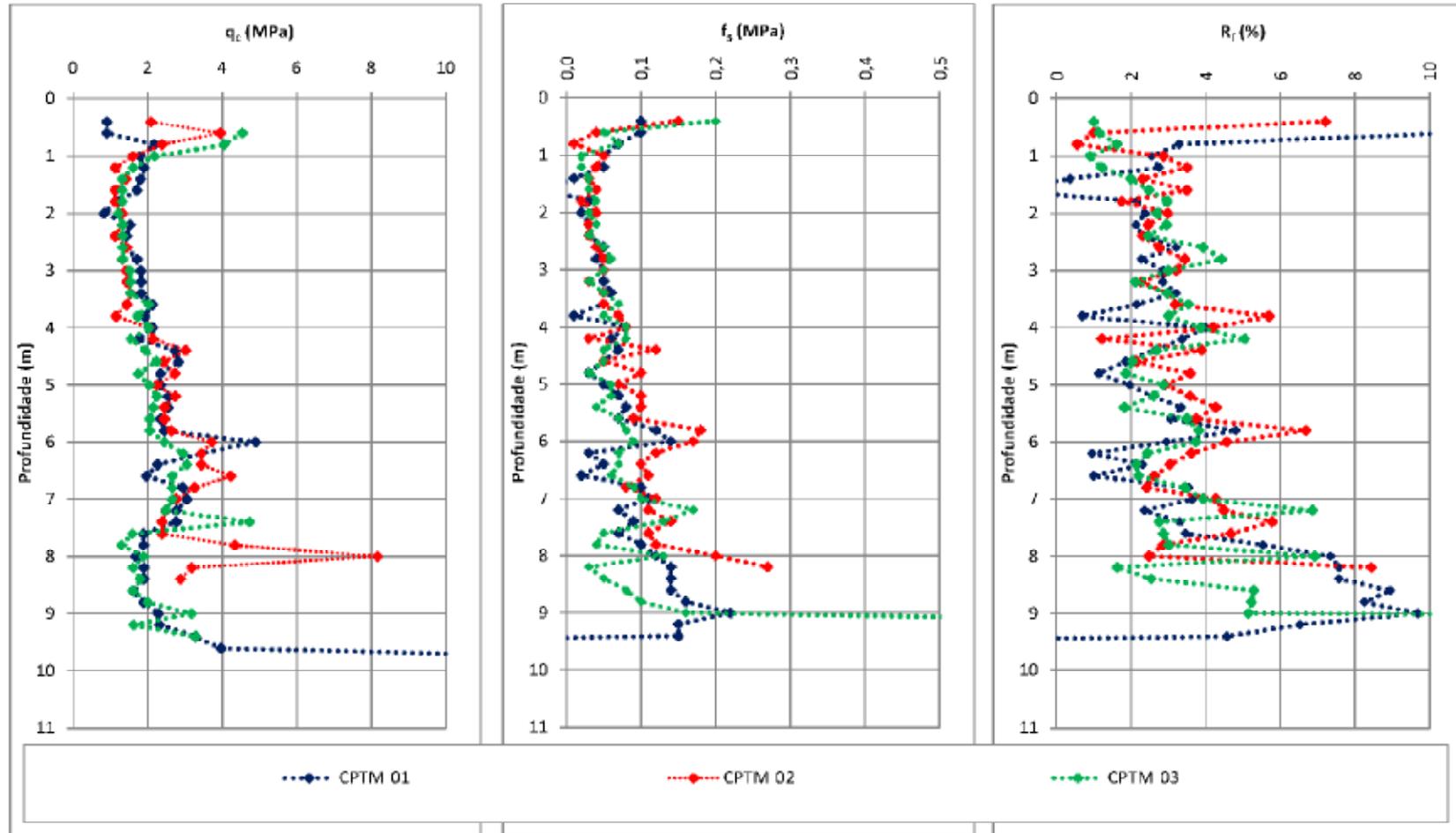


Figura 4.9: Resumo dos ensaios de CPT mecânico realizados. .

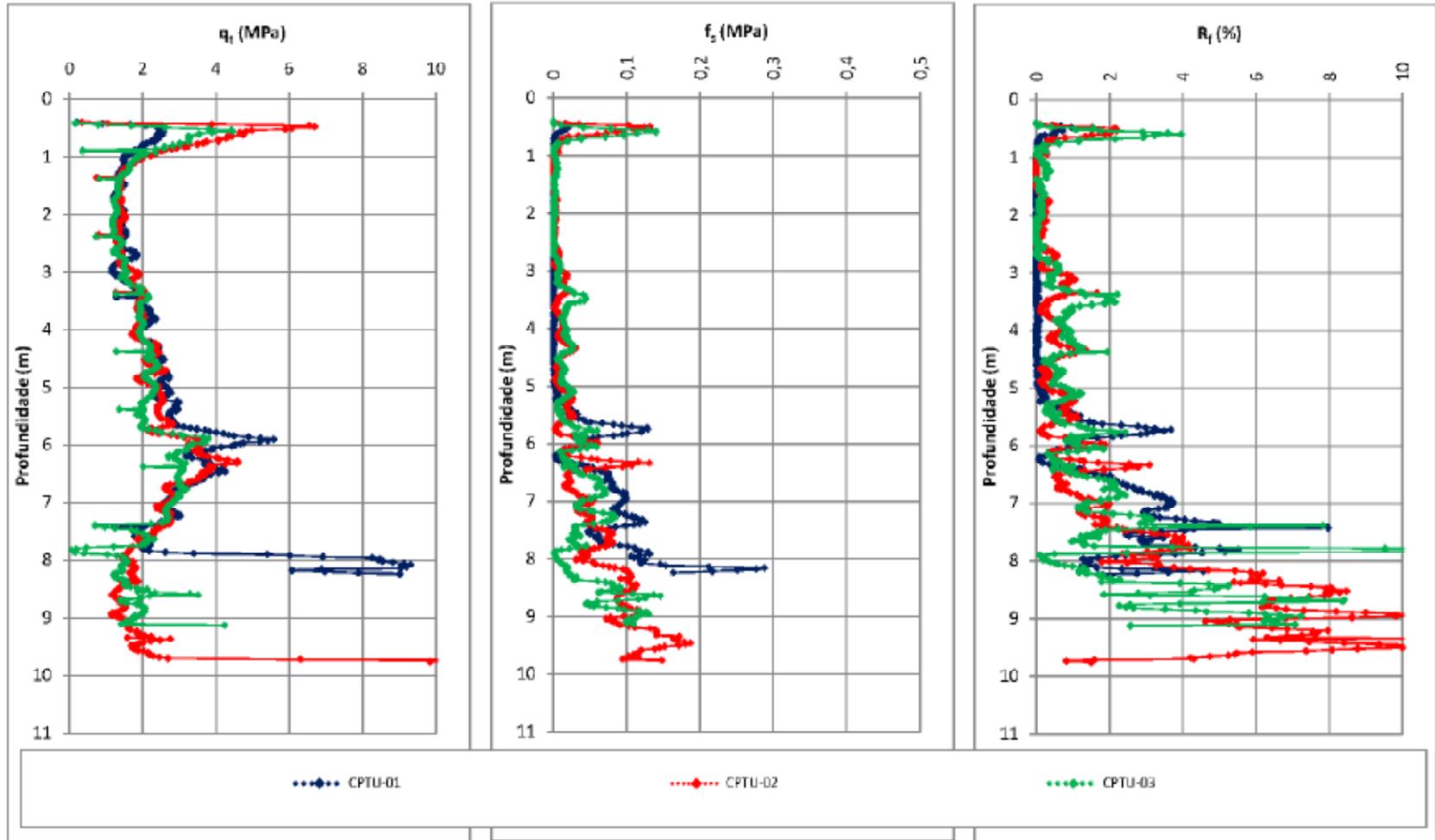


Figura 4.10: Resumo dos ensaios de CPT elétrico realizados.

## 5. ANÁLISES

A partir dos ensaios realizados, foram conduzidas análises conforme as proposições apresentadas no capítulo 3, sendo estas focadas na aferição da qualidade dos dados obtidos, caracterização geotécnica, a estimativa de parâmetros geotécnicos e ajustes de correlações.

### 5.1. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DOS ENSAIOS REALIZADOS

Foi utilizada a proposição de Teixeira (1993) para avaliação da qualidade dos ensaios SPT com medição de energia (SPT-E) realizados. Os dados utilizados na aplicação da proposta de Teixeira (1993) estão apresentados na tabela F.1 no Anexo F. A figura 5.1, apresentam a aplicação desta proposta para os ensaios SPT-E.

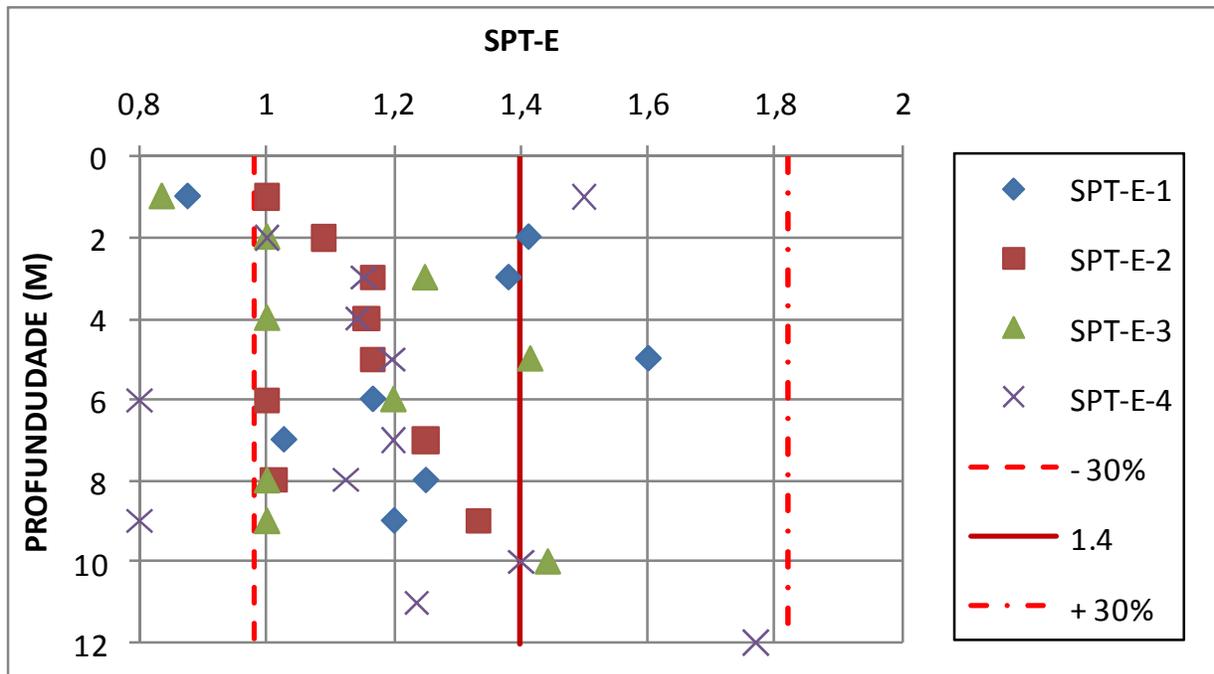


Figura 5.1: Aplicação do método de Teixeira (1993) nos ensaios de SPT-E.

Os valores médios encontrados na com a aplicação da expressão proposta por Teixeira (1993), são da ordem de 1,1 a 1,2, com coeficiente de variação da ordem de 20%.

Os valores médios encontrados diferem do valor de referência de 1,4. Esta diferença pode ser reflexo dos valores reduzidos de  $N_{SPT}$  e não resultado da má execução dos ensaios. Para resultados mais aprimorado seria necessário a comparação exata da cravação de cada golpe aplicado.

## 5.2. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

### 5.2.1. SPT

Os ensaios SPT apresentam a identificação táctil e visual para posterior identificação do perfil geotécnico por meio da análise das amostras extraídas enviadas ao laboratório. Abaixo estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de SPT realizados.

Foram realizadas quatro sondagens SPT pela empresa Fugro In Situ Geotecnia. A caracterização do perfil geotécnico obtida está apresentada na figura 5.2.

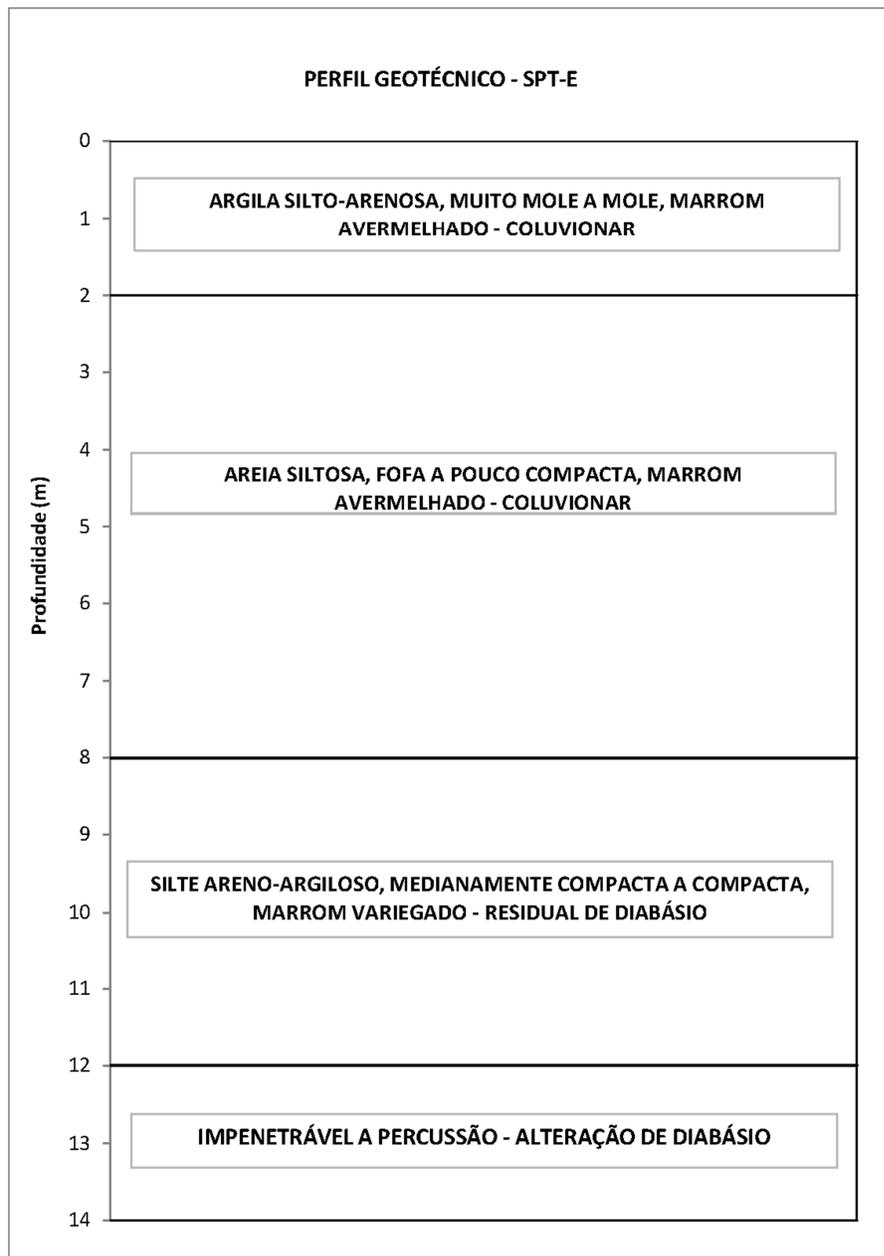


Figura 5.2: Perfil Geotécnico obtido no SPT-E.

### 5.2.2. CPT (MECÂNICO)

Uma das possibilidades de uso do ensaio CPT é a identificação dos horizontes do perfil estratigráfico por meio do comportamento mecânico do solo à cravação do cone. A figura 5.3, apresenta a utilização do ábaco de Begemann (1963) para a classificação do solo em termos de comportamento mecânico.

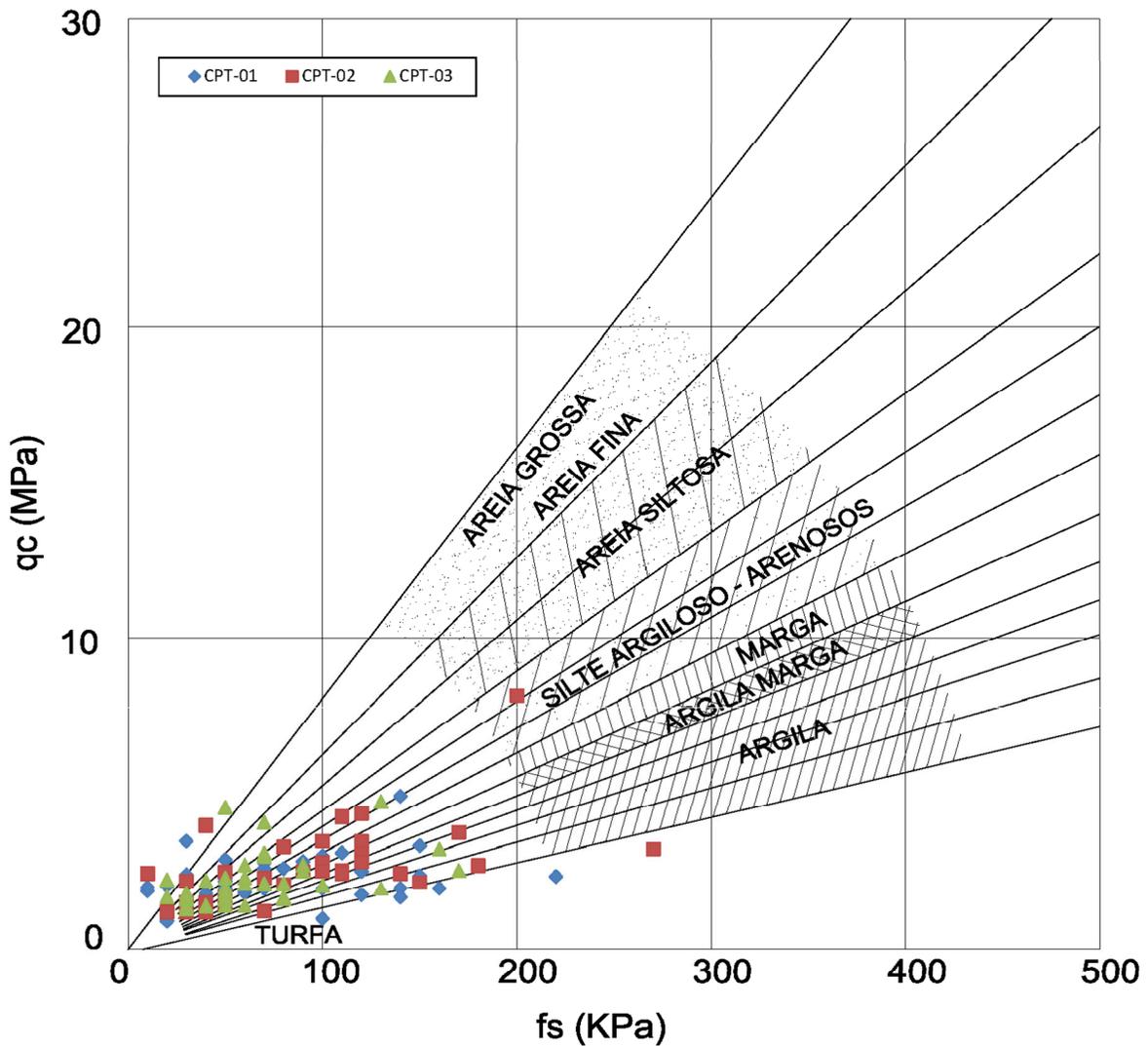


Figura 5.3: Aplicação do ábaco de Begemann (1963) para os ensaios realizados.

Da análise da figura 5.3, observa-se a concentração dos pontos na região de baixa acurácia do gráfico, com grande dispersão, não possibilitando a classificação dos solos e a identificação dos horizontes do perfil estratigráfico.

### 5.2.3. CPTE (ELÉTRICO)

O capítulo 3 apresentou diversas proposições para a classificação do perfil geotécnico, através do comportamento dos solos à penetração do cone, com base no ensaio CPTE, através de parâmetros indiretos, sendo eles:  $q_t$ ,  $B_q$  e  $R_f$ . Foram apresentados ábacos normalizados e não normalizados. Dentre os ábacos normalizados, foram utilizados para análise: Douglas & Oslen (1981), Robertson & Campanella (1986) e Eslami & Fellenius (1997). O ábaco normalizado utilizado foi Robertson (1990).

Sabendo-se que o solo estudado é não saturado não foram utilizados os ábacos de classificações com base no  $B_q$ , desta forma o ábaco de Senneset & Jambu (1984) não será utilizado neste trabalho.

A seguir, está apresentada a utilização do ábaco de Douglas & Oslen (1981), pelas figuras 5.4, 5.5 e 5.6, nos três ensaios de CPTE (elétrico) conduzidos. A tabela 5.16 mostra o resumo das classificações obtidas.

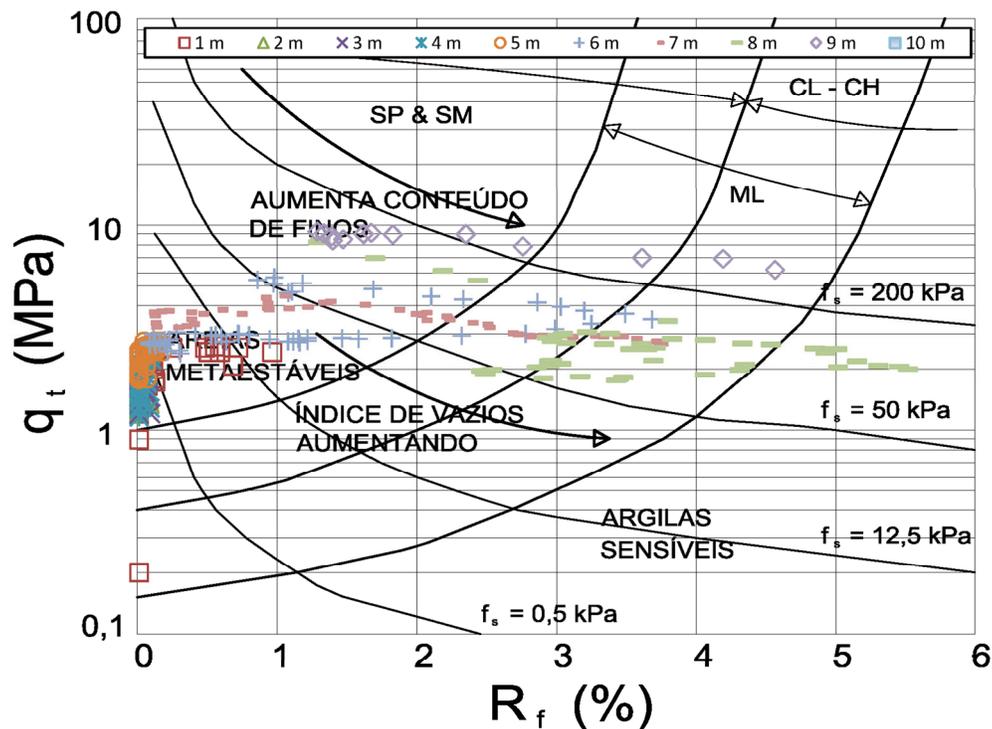


Figura 5.4: Aplicação do ábaco de Douglas & Oslen (1981) para o CPTE-01.

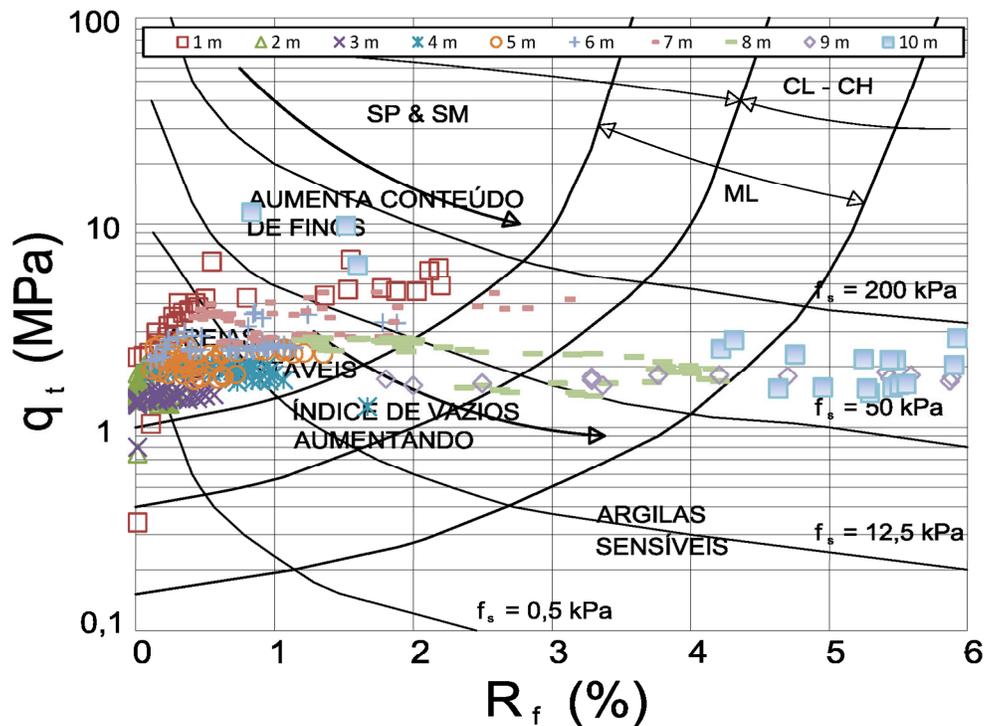


Figura 5.5: Aplicação do ábaco de Douglas & Oslen (1981) para o CPTE-02.

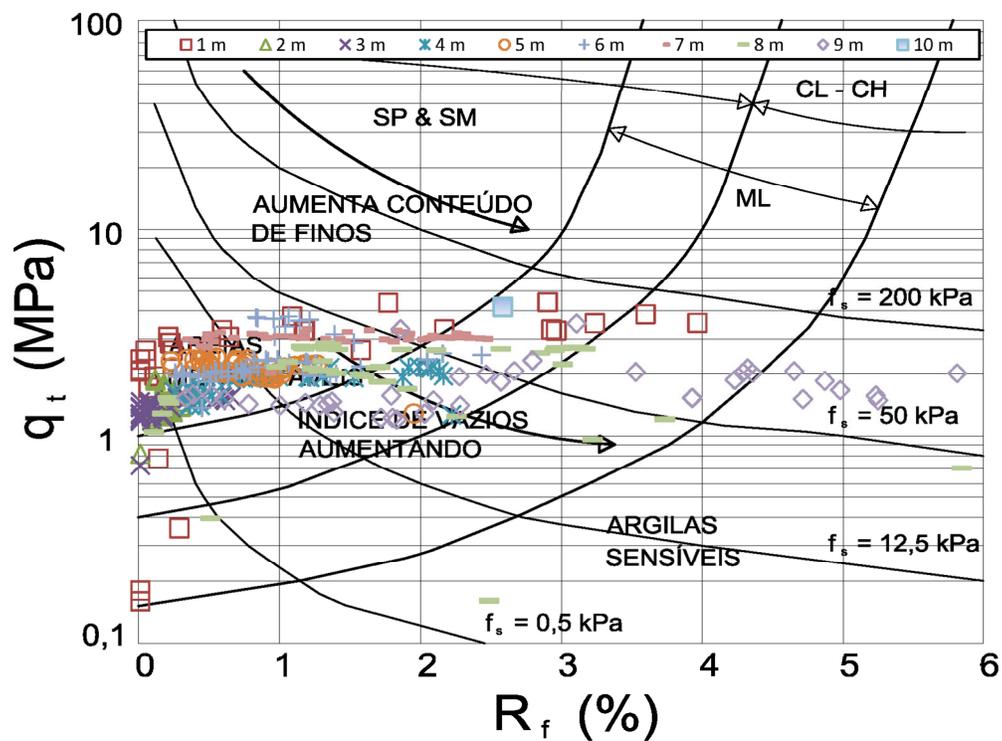


Figura 5.6: Aplicação do ábaco de Douglas & Oslen (1981) para o CPTE-03.

Tabela 5.1: Classificação do solo através do ábaco de Douglas & Oslen (1981).

<b>RESUMO CLASSIFICAÇÃO DO SOLO</b>			
<b>PROF</b>	<b>CPTE-01</b>	<b>CPTE-02</b>	<b>CPTE-03</b>
<b>1</b>	3	3	3-2
<b>2</b>	3	3	3
<b>3</b>	3	3	3
<b>4</b>	3	3	3-2
<b>5</b>	3	3	3
<b>6</b>	3-2	3	3
<b>7</b>	3-2	3	3-2
<b>8</b>	2-1	2	3-2
<b>9</b>	3-2	2-1	2-1
<b>10</b>	-	1	2
<b>SBT</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>		
1	Argilas		
2	Siltes		
3	Areias		

De acordo com o ábaco proposto por Douglas & Oslen (1981), o CPTE-01 apresentou duas camadas distintas, sendo a primeira de 0 a 5 metros com comportamento arenoso e a segunda a partir de 6 metros com comportamento arenoso e siltoso.

O CPTE-02 apresentou três camadas, sendo a primeira de 0 a 7 metros com comportamento arenoso a segunda de 8 a 9 metros com comportamento siltosos a silto-argiloso e a terceira a partir de 10 metros com comportamento argiloso.

O CPTE-03 apresentou duas camadas, sendo a primeira de 0 a 8 metros com comportamento arenoso a areno-siltoso e a segunda a partir de 9 metros com comportamento siltoso.

A proposição de Douglas & Oslen conseguiu identificar a transição do comportamento das camadas de arenoso para silto-argilosos, na profundidade média de 7 a 8 metros, nos ensaios CPTE-02 e CPTE-03, em concordância com as análises granulométricas sem defloculante de Gon (2011). O ensaio CPTE-01 a interface das camadas foi observada a 5 metros. O comportamento da segunda camada encontrado pela proposição foi disperso entre os ensaios, sendo o resultado da aplicação do CPTE-01 e CPTE-03 mais próximas ao obtido por Gon (2011).

A seguir está apresentada a aplicação do ábaco de Robertson & Campanella (1986), por meio das figuras 5.7, 5.8 e 5.9 nos três ensaios de CPTE conduzidos. A tabela 5.2 mostra o resumo das classificações obtidas.

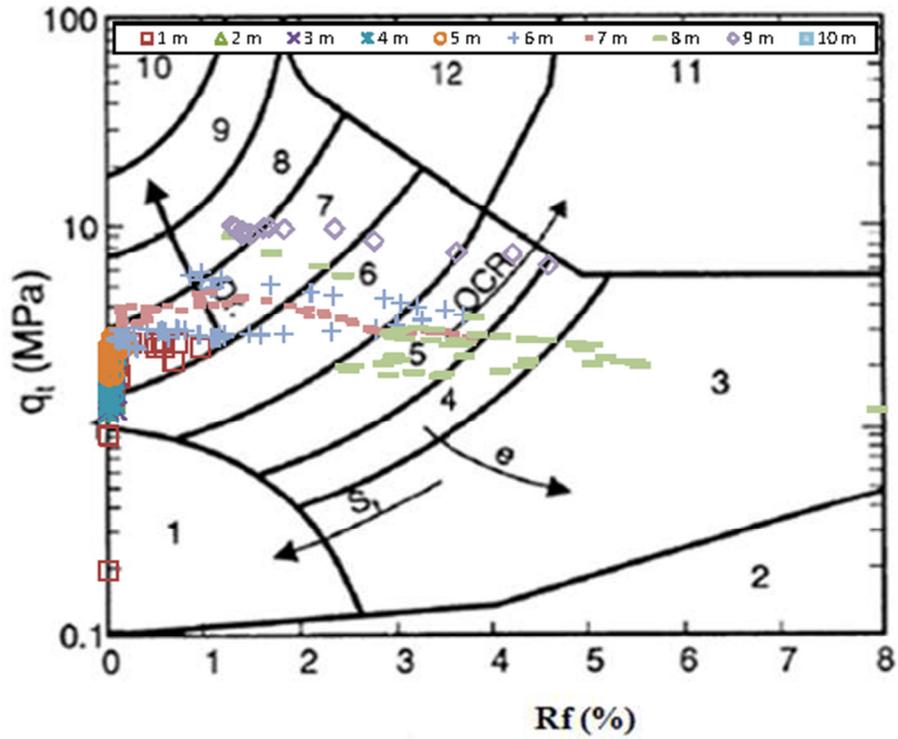


Figura 5.7: Aplicação do ábaco de Robertson & Campanella (1986) no CPTE-01.

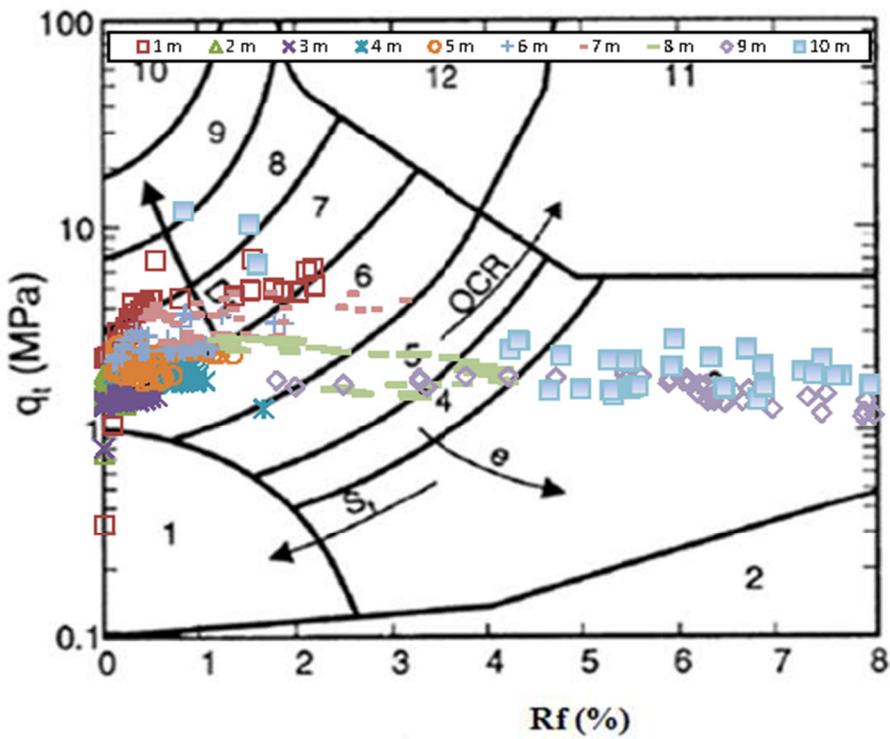


Figura 5.8: Aplicação do Ábaco de Robertson & Campanella (1986) no CPTE-02.

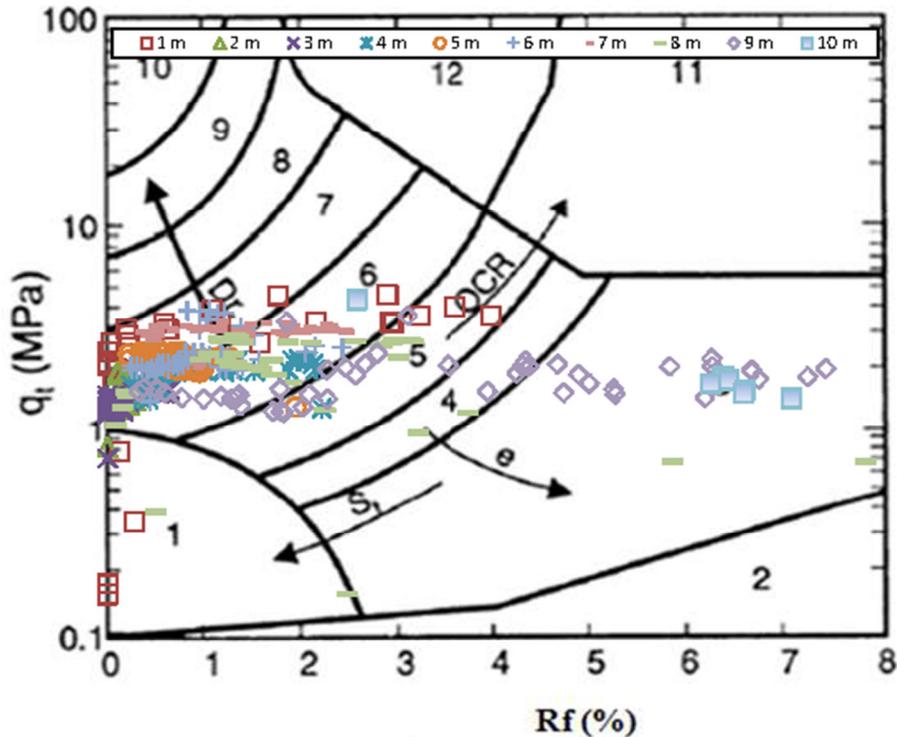


Figura 5.9: Aplicação do ábaco de Robertson & Campanella (1986) no CPTE-03.

Tabela 5.2: Classificação do solo através do ábaco de Robertson & Campanella (1986).

RESUMO CLASSIFICAÇÃO SBT			
PROF	CPTE-01	CPTE-02	CPTE-03
1	7	7	7
2	6	7-6	7-6
3	7-6	6	6
4	7-6	7-6	6
5	7	7	7-6
6	7-6	7	7-6
7	7-5	7-6	7-6
8	5-4	6-4	6-5
9	8-7	3	6-3
10	-	3	3
SBT	DESCRIÇÃO		
3	Argilas		
4	Argilas a Argilas Siltosas		
5	Argilas Siltosas a Siltes Argilosos		
6	Siltes Argilosos a Siltes Arenosos		
7	Siltes Arenosos a Areias Siltosas		
8	Areias Siltosas a Areias		

Conforme a metodologia proposta por Robertson & Campanella (1986), o CPTE-01 apresentou três camadas distintas, sendo a primeira de 0 a 7 metros com comportamento siltoso,

a segunda a 8 metros com comportamento argiloso a silto-argiloso e a terceira a partir de 9 metros com comportamento arenoso.

O CPTE-02 apresentou três camadas, sendo a primeira de 0 a 7 metros com comportamento siltooso, a segunda de 8 a 9 metros com comportamento siltooso a argiloso e a terceira a partir de 10 metros com comportamento argiloso.

O CPTE-03 apresentou três camadas, sendo a primeira de 0 a 7 metros com comportamento siltooso, a segunda camada de 8 a 9 m com comportamento siltooso a argiloso, e a terceira camada a partir de 10 metros de comportamento argiloso.

O resultado obtido pela utilização do ábaco de Robertson & Campanella (1986) distinguiu o comportamento de duas camadas, com interface a 7 metros, em concordância com o indicado por Gon (2011) nas análises granulométricas sem defloculante. O comportamento da primeira camada foi de solos areno-siltosos a siltoosos, a segunda camada foi classificada em solos silto-argilosos a argilosos.

A seguir está apresentada a aplicação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997), através das figuras 5.10, 5.11 e 5.12, nos três ensaios de CPTU conduzidos. A tabela 5.3 mostra o resumo das classificações obtidas.

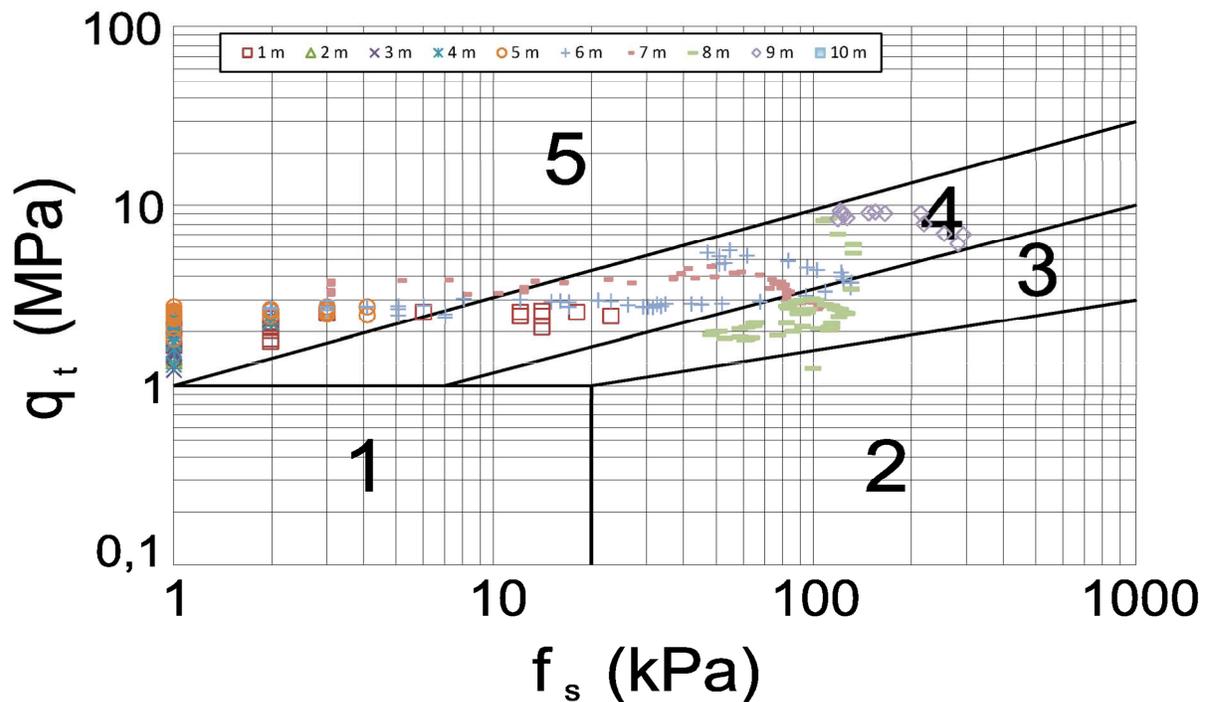


Figura 5.10: Aplicação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997) no CPTU-01.

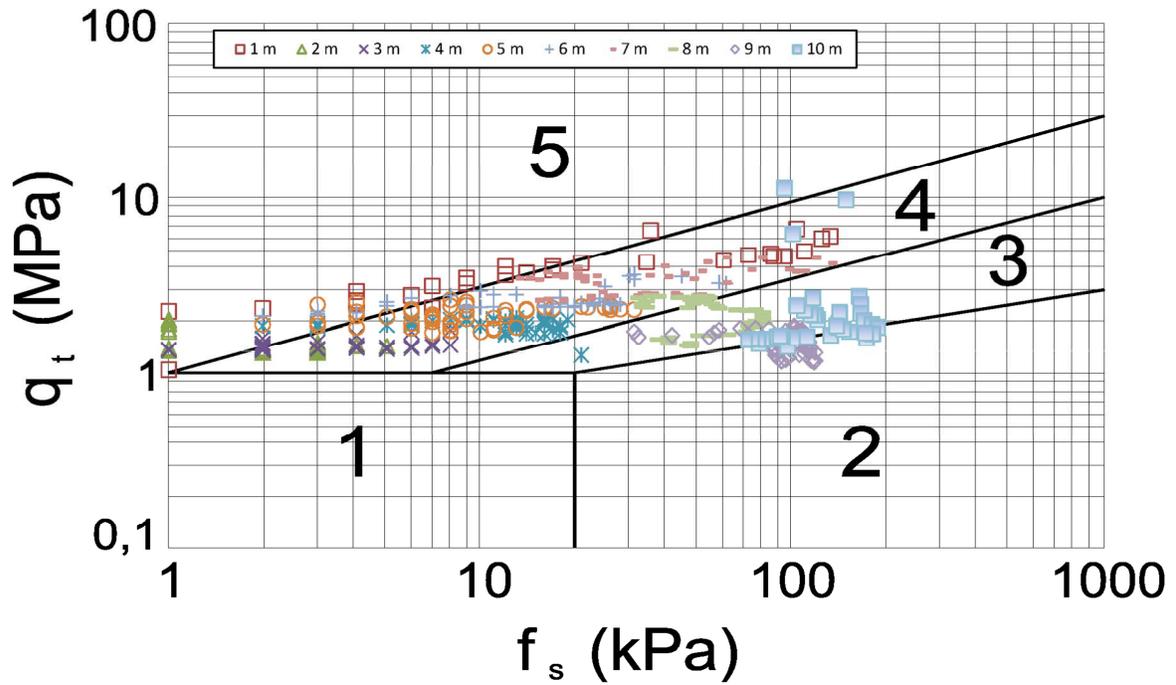


Figura 5.11: Aplicação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997) no CPTE-02.

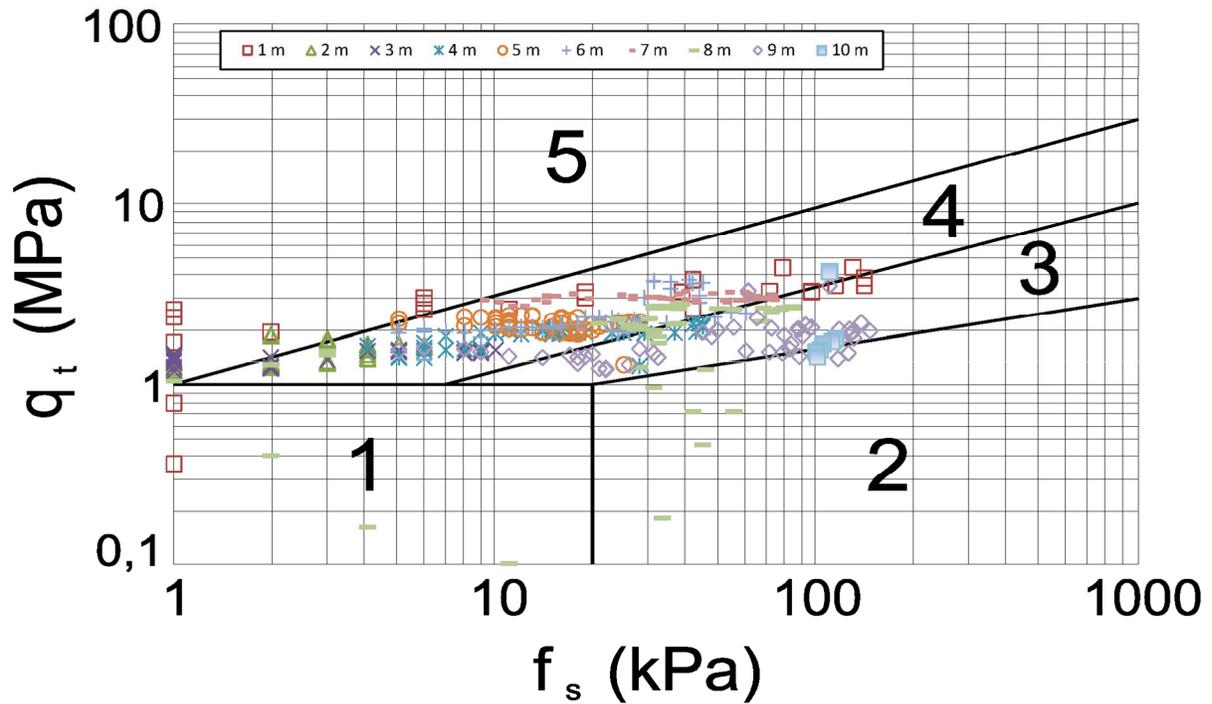


Figura 5.12: Aplicação do ábaco de Eslami & Fellenius (1997) no CPTE-03.

Tabela 5.3: Classificação do solo através do ábaco de Eslami & Fellenius (1997).

<b>RESUMO CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL</b>			
<b>PROF</b>	<b>CPT-E-01</b>	<b>CPT-E-02</b>	<b>CPT-E-03</b>
<b>1</b>	5-3	5-4	5-4
<b>2</b>	5	5-4	5-4
<b>3</b>	5	4	5-4
<b>4</b>	5	4	4-3
<b>5</b>	5	4	4
<b>6</b>	5-4	4	4
<b>7</b>	4-3	4	4
<b>8</b>	3	4-3	4
<b>9</b>	4	3-2	3
<b>10</b>	-	3	3
<b>SBT</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>		
2	Argila Mole - Silte Mole		
3	Argila Siltosa - Argila Rija		
4	Areia Siltosa - Silte Arenoso		
5	Areia - Pedregulho		

Segundo o ábaco de Eslami & Fellenius (1997), o CPTE-01 apresentou duas camadas distintas, sendo a primeira de 0 a 6 metros com comportamento arenoso a silto-arenoso e a segunda a partir de 7 metros com comportamento silto-arenoso a silto-argiloso.

O CPTE-02 apresentou duas camadas, sendo a primeira de 0 a 7 metros com comportamento arenoso a silto-arenoso e a segunda a partir de 8 metros com comportamento silto-argiloso a argiloso.

O CPTE-03 apresentou duas camadas, sendo a primeira de 0 a 8 metros com comportamento arenoso a silto-arenoso e a segunda a partir de 9 metros com comportamento silto-argiloso a argiloso.

De forma geral, o método de Eslami & Fellenius (1997) apresentou comportamentos próximos aos obtidos por Gon (2011), apesar de não ter identificado a camada superficial

O resultado obtido pela utilização do ábaco de Eslami & Fellenius (1997) distinguiu o comportamento de duas camadas, com interface a 7 metros em média, em concordância com o indicado por Gon (2011) nas análises granulométricas sem defloculante.

A seguir está apresentada a aplicação do ábaco de Robertson (1990), por meio das figuras 5.13, 5.14 e 5.15, nos três ensaios de CPTE conduzidos. A tabela 5.4 mostra o resumo das classificações obtidas.

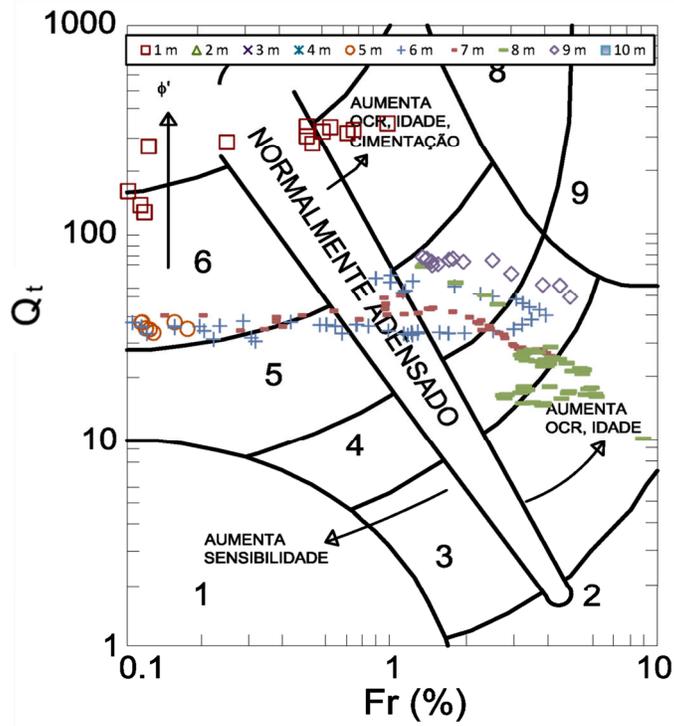


Figura 5.13: Aplicação do ábaco normalizado A de Robertson (1990) no CPT-01.

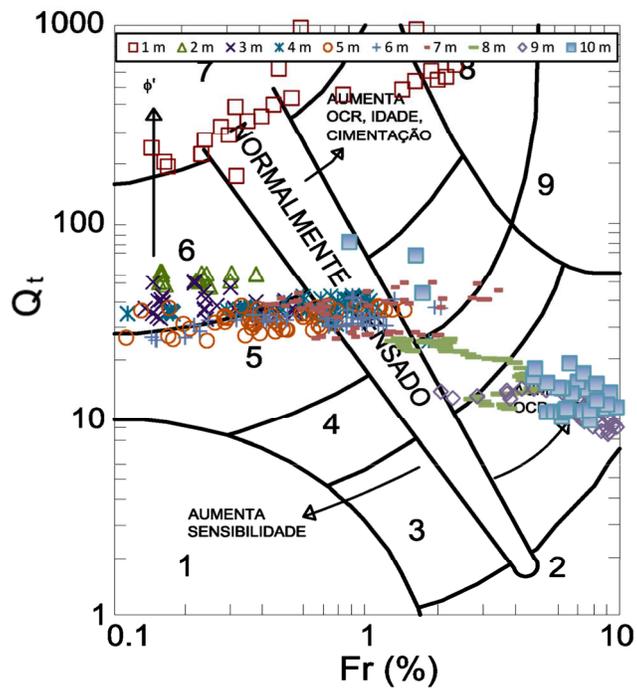


Figura 5.14: Aplicação do ábaco normalizado A de Robertson (1990) no CPT-02.

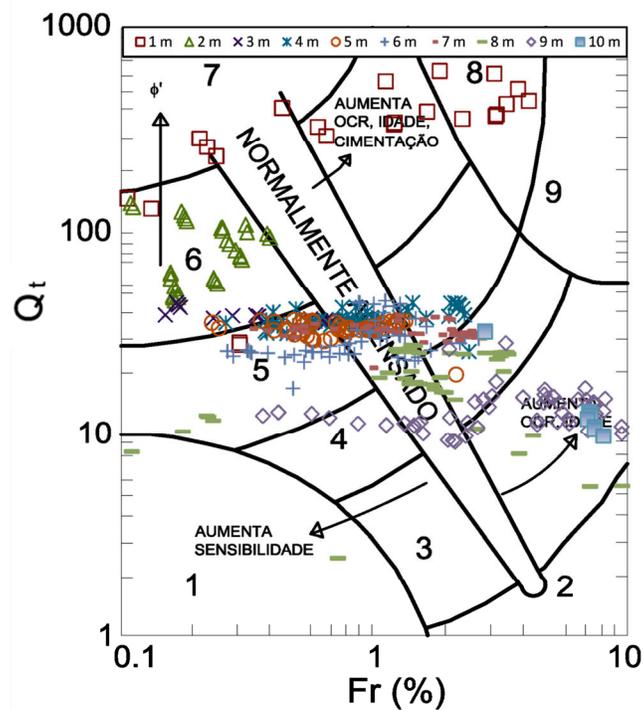


Figura 5.15: Aplicação do ábaco normalizado A de Robertson (1990) no CPT-E-03.

Tabela 5.4: Classificação do solo através do ábaco de Robertson (1990).

RESUMO SBT			
PROF	CPT-E-01	CPT-E-02	CPT-E-03
1	6	7	8-6
2	-	6	6
3	-	6-5	6-5
4	-	5	5
5	6	5	5
6	5-4	5	5
7	5-4	5	5
8	4-3	4-3	4-3
9	5-4	3	4-3
10	-	3	3
SBT	DESCRIÇÃO		
3	Argilas a Argilas Siltosas		
4	Siltos Argilosos a Argilas Siltosas		
5	Areia Siltosa a Silte Arenoso		
6	Areias: Areia Limpa a Areia Siltosa		
7	Areia Pedregosa a Areia		

A utilização do ábaco de Robertson (1990), no CPT-E-01 apresentou grande dificuldade na classificação de 0 a 4 metros devido aos baixos valores de  $R_f$  obtidos, de 6 a 9 metros observa-se comportamento siltoso a argiloso.

No CPTE-02 as análises indicaram duas camadas, sendo a primeira de 0 a 7 metros com comportamento arenoso a siltoso e a segunda a partir de 8 metros com comportamento siltoso a argiloso.

No CPTE-03 apresentou duas camadas, sendo a primeira de 0 a 7 metros com comportamento arenoso a siltoso e a segunda a partir de 8 metros com comportamento siltoso a argiloso.

De maneira geral, a primeira camada caracterizada pela proposição de Robertson (1990) apresentou-se semelhante aos resultados obtidos por Gon (2011), porém, as camadas inferiores resultaram em solos argilosos, diferentemente dos resultados de Gon (2011), da mesma forma que a metodologia de Robertson e Campanella (1986). Cabe ressaltar que estes dois métodos apresentam o SBT (Soil Behaviour Type) dos solos, sendo aconselhado avaliar diversos aspectos como frações do solo, teor de argilas, LL, LP, entre outros para possibilitar um melhor diagnóstico do comportamento do material.

### 5.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A seguir são aplicadas as propostas para a estimativa de alguns parâmetros geotécnicos apresentados no capítulo 3, sendo eles: o peso específico natural ( $\gamma$ ) e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ).

- Peso específico natural ( $\gamma$ )

Foram utilizados as expressões sugeridas por Mayne *et al* (2010), e Robertson & Cabal (2010), para a obtenção do peso específico natural através dos ensaios de cone. A tabela G.1 apresentada no anexo G apresenta os valores obtidos assim como a figura 5.16.

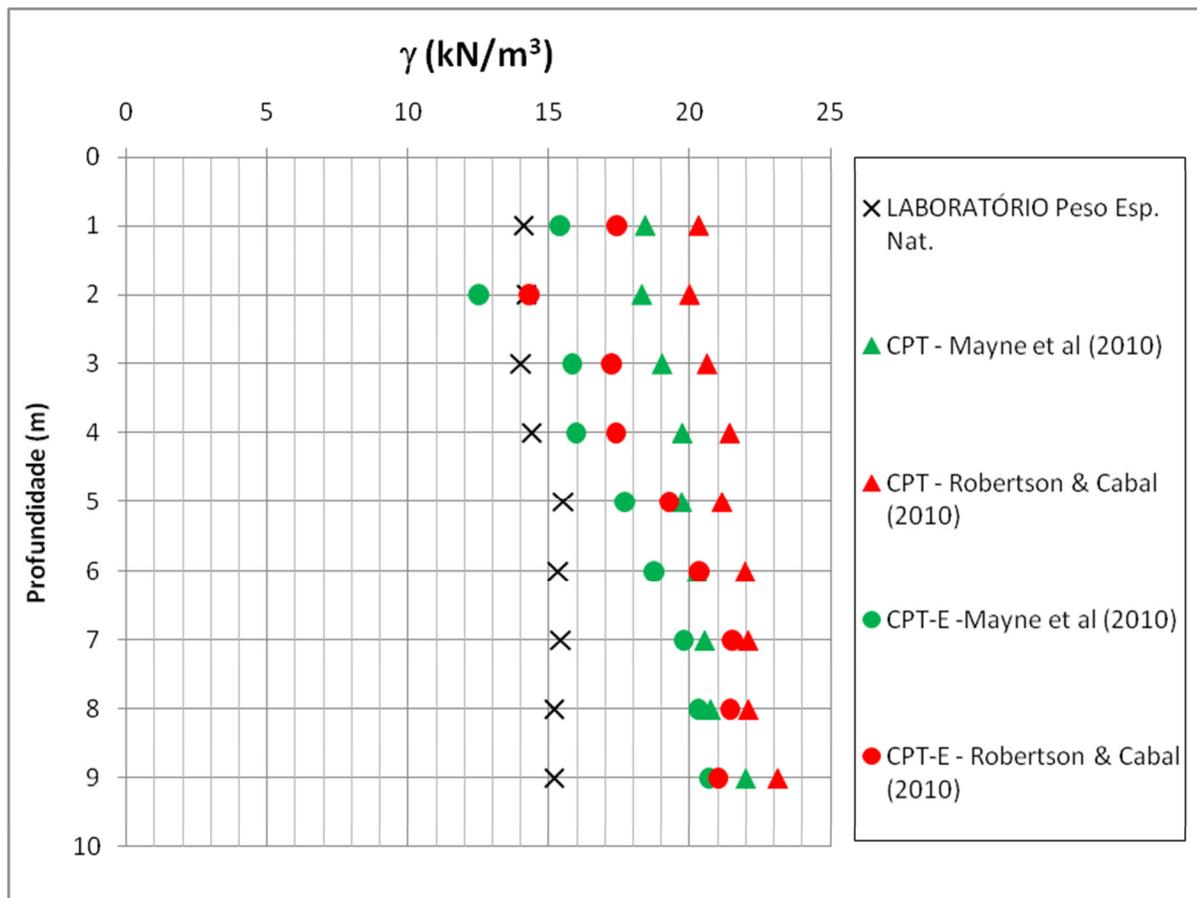


Figura 5.16: Gráfico dos valores de peso específico calculados para os ensaios de cone.

De posse dos valores do peso específico natural obtidos no laboratório (Gon, 2011), foi possível ajustar as expressões de Mayne *et al* (2010), e Robertson & Cabal (2010) para o solo do campo experimental em função de cada ensaio. A tabela G.2 (anexo G) e a figura 5.17 apresentam os valores e o gráfico com os valores ajustados.

Para o CPT:

- Mayne *et al* (2010)  

$$\gamma = (11,46 + 0,33 \cdot \log(z) + 3,10 \cdot \log(f_s) + 0,70 \cdot \log(q_t)) \cdot 0,747$$

- Robertson & Cabal (2010)

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = ((0,27. (\log(R_f)) + 0,36. (\log\left(\frac{q_t}{p_a}\right)) + 1,236). \gamma_s/2,65). \mathbf{0,693}$$

Para o CPTE:

- Mayne et al (2010)

$$\gamma = (11,46 + 0,33. \log(z) + 3,10. \log(f_s) + 0,70. \log(q_t)). \mathbf{0,850}$$

- Robertson & Cabal (2010)

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = ((0,27. (\log(R_f)) + 0,36. (\log\left(\frac{q_t}{p_a}\right)) + 1,236). \gamma_s/2,65). \mathbf{0,784}$$

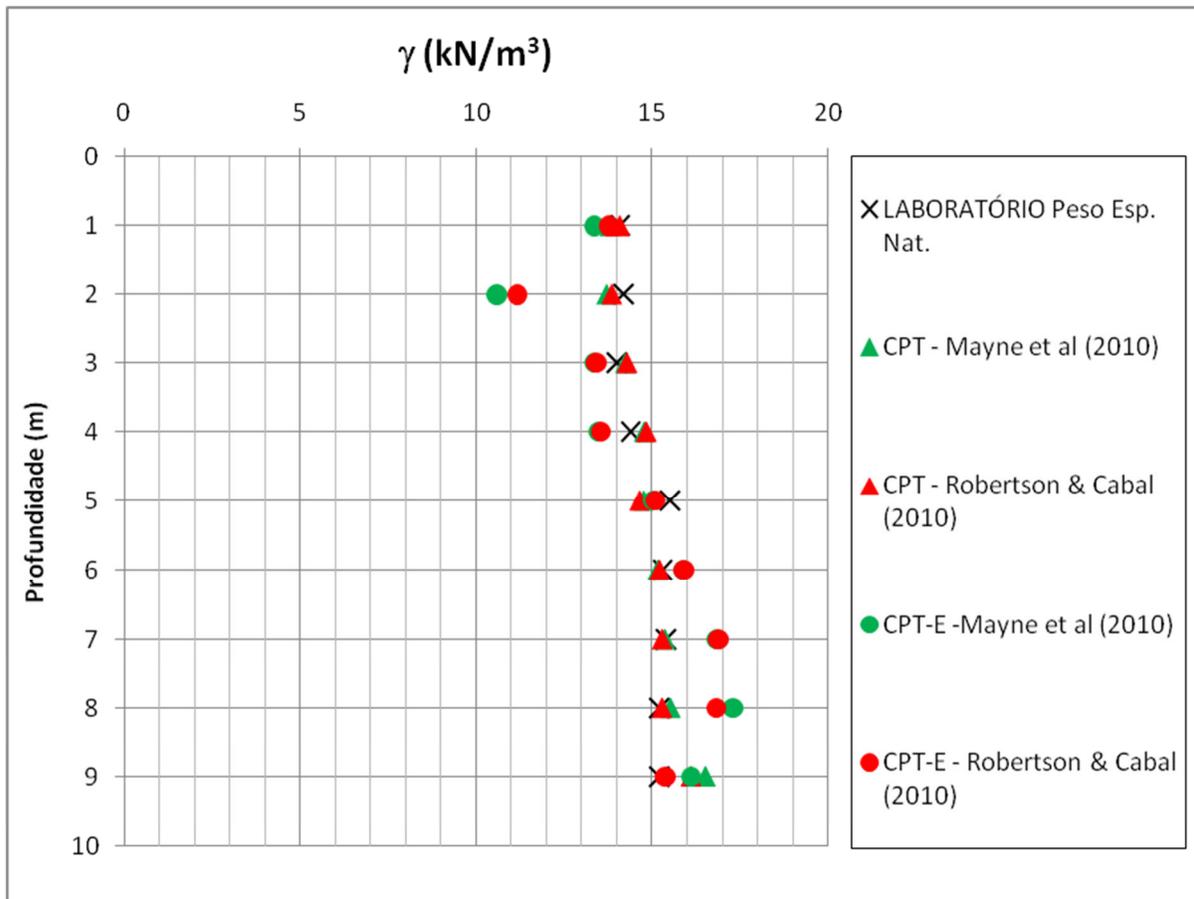


Figura 5.17: Gráfico dos valores de peso específico ajustados para os ensaios de cone.

De maneira geral, os valores obtidos com o uso do cone mecânico foram 30% superiores aos de laboratório (Gon, 2011), enquanto que com o uso do cone elétrico, estes valores foram de 15 a 20% superiores. No entanto, estas diferenças podem ajustadas, para o solo do campo experimental, com a utilização de um fator minorador, linear conforme as expressões apresentadas.

- Ângulo de Atrito interno ( $\phi$ )

Com base nas classificações conduzidas por Gon (2011) e de acordo com os ensaios de campo realizados, o comportamento do solo do campo experimental será considerado arenoso, desta forma serão utilizados as expressões apresentadas no capítulo 3 para a obtenção do ângulo de atrito interno ( $\phi$ ).

Foram utilizadas as expressões de De Mello (1971) e Décourt (1991), para a obtenção do ângulo de atrito interno por meio dos ensaios SPT e as expressões de De Mello (1971), Robertson (1983), Kulhawy & Mayne (1990), e Robertson (2010), para a obtenção do ângulo de atrito interno através dos ensaios de cone. A figura 5.18 apresenta os valores obtidos com a utilização da metodologia proposta. O anexo H apresenta os valores obtidos (tabela H.1).

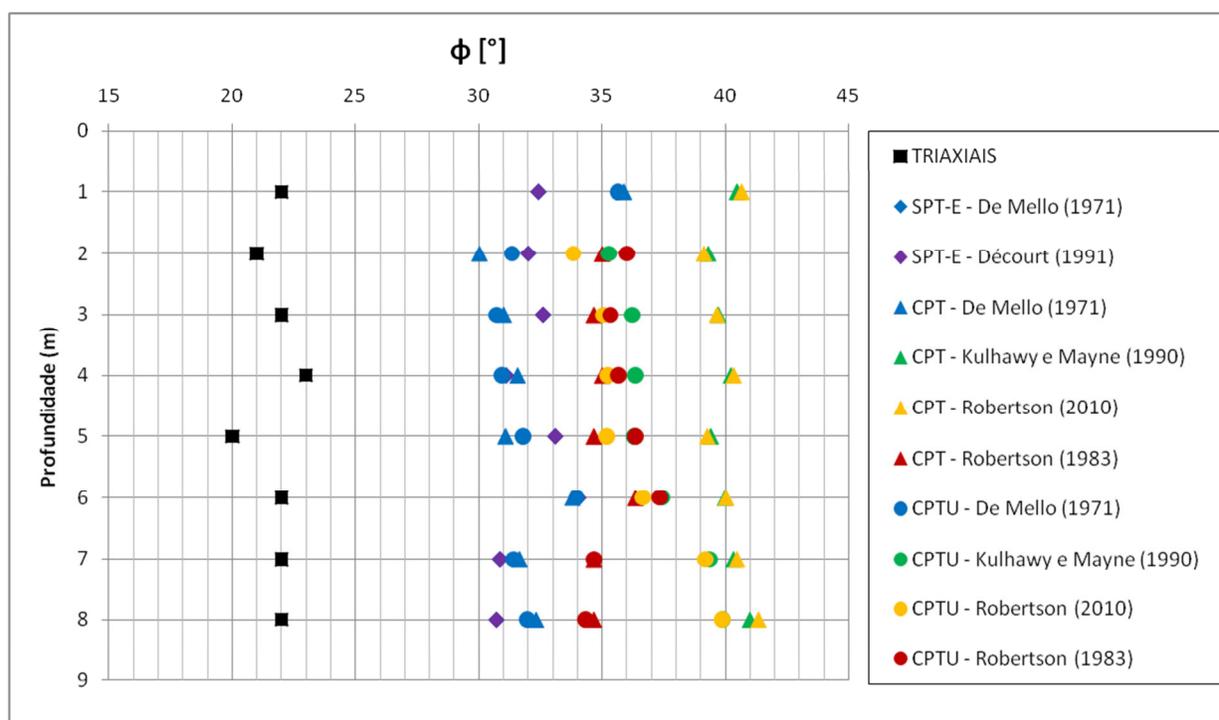


Figura 5.18: Gráfico dos valores de ângulo de atrito calculados para os ensaios SPT e CPT.

No geral, os valores obtidos para o ângulo de atrito interno com o uso dos ensaios de campo foram de 35 a 45% superiores aos obtidos em laboratório. Em geral solos arenosos apresentam ângulo de atrito interno acima de 30°, porém em função das frações finas apresentadas nas análises granulométrica conduzidas por Gon (2011) o ângulo de atrito obtido no campo experimental foi da ordem de 22°. Ressalta-se que as expressões utilizadas foram elaboradas para solos de comportamento arenosos e não siltosos, sendo muito escasso publicações que considerem este tipo de comportamento de solo.

Porém, as diferenças apresentadas foram reduzidas com a utilização de ajustes nas expressões, a presente pesquisa utilizou um fator minorador, linear. Nas expressões de De Mello (1971), Kulhawy & Mayne (1990) e Robertson (2010) foi possível obter valores do ângulo de

atrito muito próximos aos obtidos nas análises laboratoriais conduzidas por Gon (2011) com a utilização dos ajustes lineares nas expressões.

A figura 5.19 apresenta o gráfico com os valores valores ajustados. A tabela H.2 contida no anexo H apresenta os valores obtidos nas análises. A seguir estão apresentadas as expressões ajustadas utilizadas.

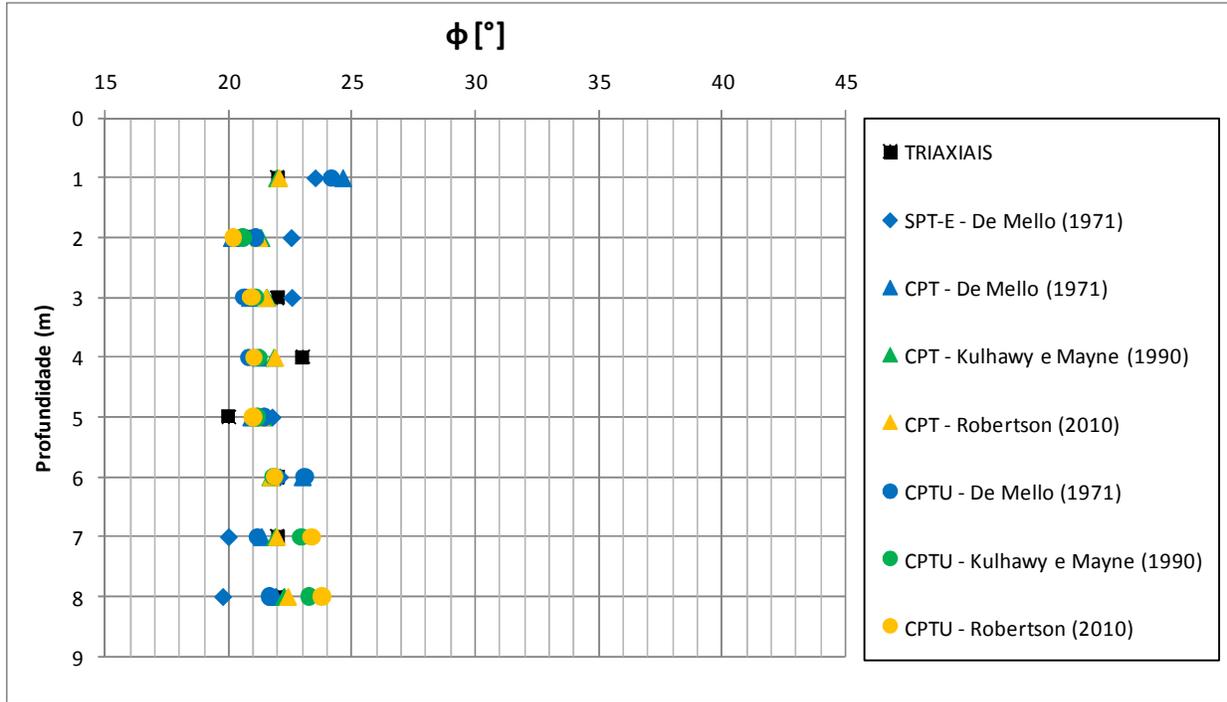


Figura 5.19: Gráfico dos valores de ângulo de atrito ajustados para os ensaios SPT e CPT.

Para o SPT:

- De Mello (1971)  
 $(1,49 - D_r) \tan \phi = 0,712 \cdot \mathbf{0,654}$

Para o CPT:

- Kulhawy & Mayne (1990)  
 $\phi' = (17,6 + 11 \cdot \log(Q_t)) \cdot \mathbf{0,543}$
- Robertson (2010)  
 $\phi = (\phi_{cv} + 14,4 \cdot (\log(Q_{tn,cs})) - 22,31) \cdot \mathbf{0,542}$

Para o CPTU:

- Kulhawy & Mayne (1990)  
 $\phi' = (17,6 + 11 \cdot \log(Q_t)) \cdot \mathbf{0,583}$

- Robertson (2010)  
 $\phi = (\phi_{cv} + 14,4 \cdot (\log(Q_{tn,cs})) - 22,31) \cdot 0,597$

#### 5.4. CORRELAÇÕES

As diferentes metodologias empregadas no presente trabalho acarretaram na defasagem das leituras realizadas, umas em relação às outras. Por isso, fez-se necessário a compatibilização das profundidades em que cada leitura foi realizada, de maneira a possibilitar a comparação e correlação dos valores obtidos. A figura 5.20 ilustra a compatibilização realizada.

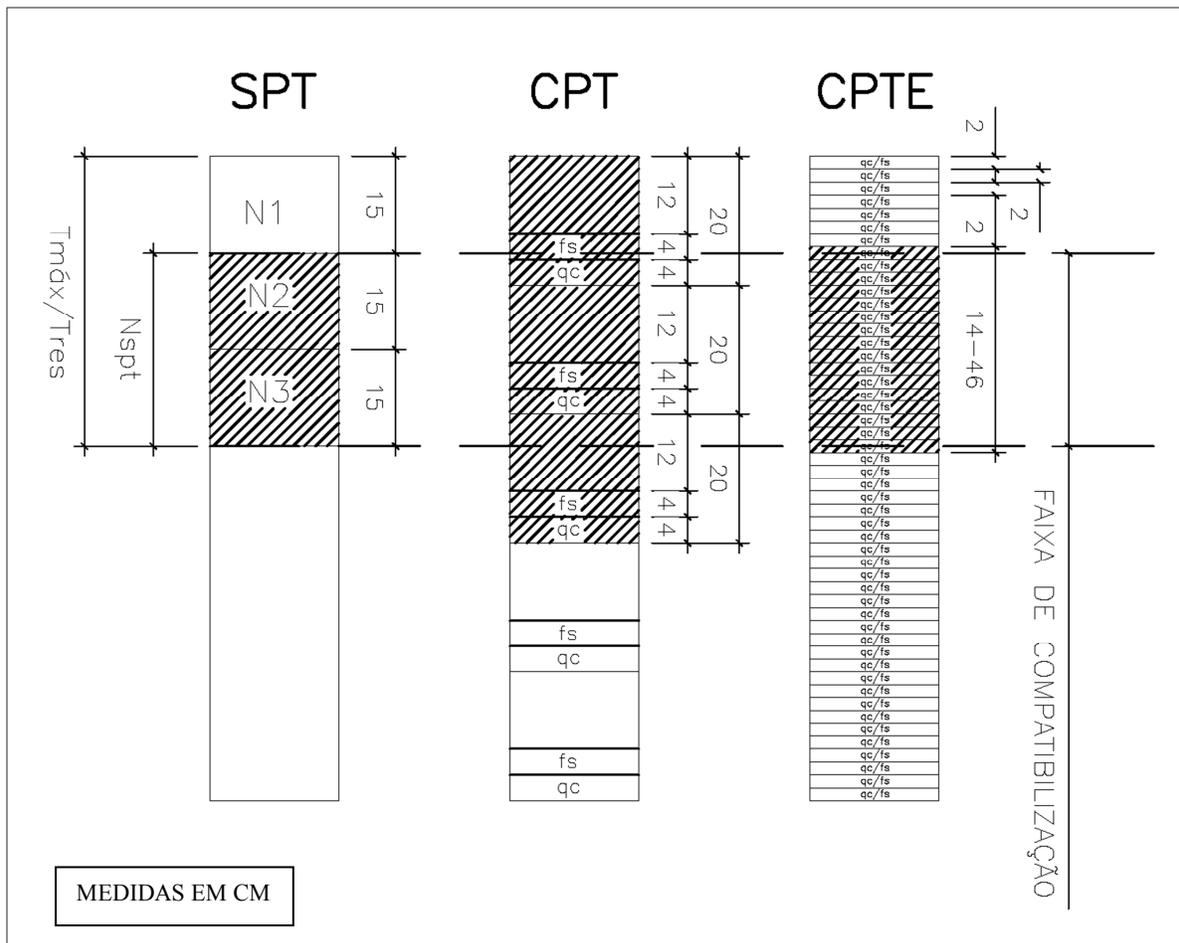


Figura 5.20: Compatibilização dos parâmetros obtidos nos ensaios SPT, CPT mecânico e CPT elétrico.

##### 5.4.1. EMPÍRICAS

Inicialmente foram conduzidas análises separadas, com base nas técnicas de ensaios de cone mecânico e do cone elétrico. Desta forma foram obtidos os valores da correlação  $q_c \times N_{60}$ . De forma a evitar a dependência de unidades a presente pesquisa optou por adimensionalizar a correlação dividindo-se  $q_c$  pela pressão atmosférica ( $p_a$ ).

A figura 5.21 apresenta o resultado das análises obtidas na correlação  $(q_c/p_a) \times N_{60}$ . O anexo I apresenta as tabelas I.1. e I.2. que apresentam os valores resultantes das análises geradas a partir dos ensaio de cone mecânico (CPT) e cone elétrico (CPTE).

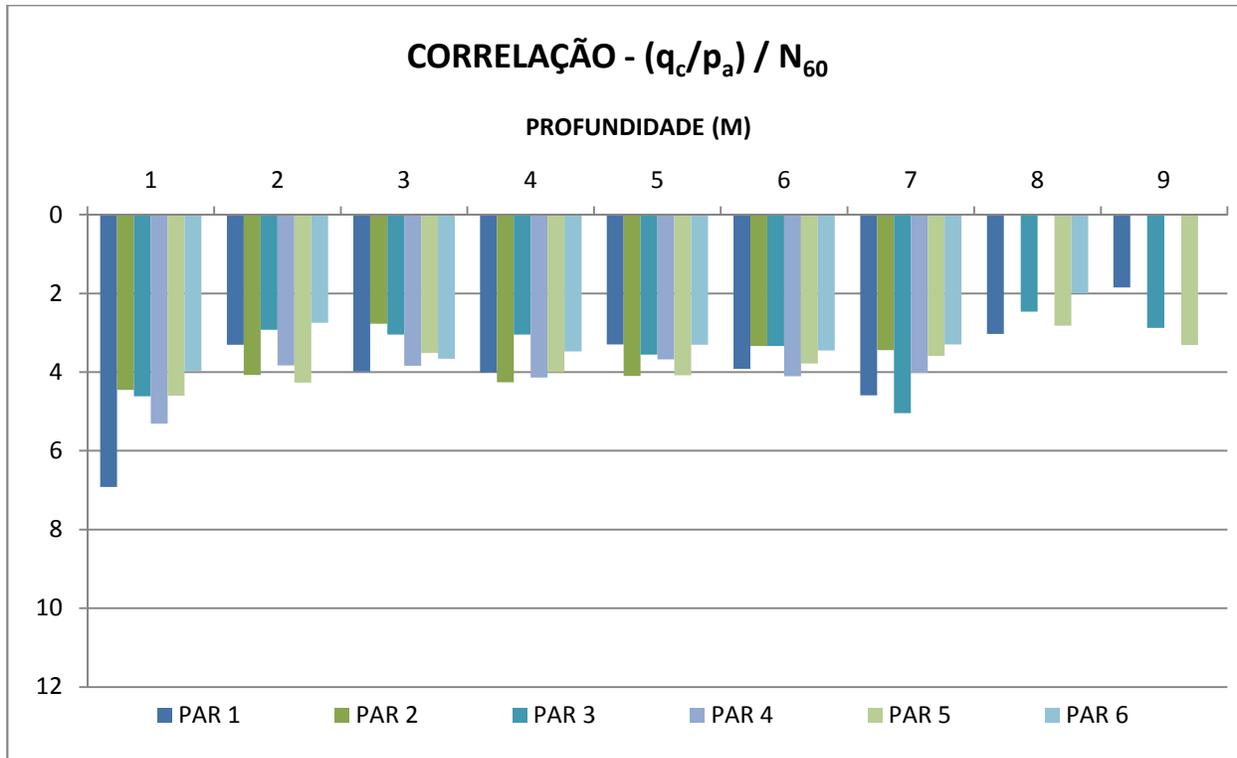


Figura 5.21: Correlação  $q_c \times N_{60}$  obtidos por meio dos ensaios de SPT-E, CPT e CPTE.

Com base na análise da figura 5.21 observa-se que os valores da relação  $q_c/p_a \times N_{60}$  da obtidos, são da ordem de 2 a 7. De 1 a 7 metros, os valores apresentam pouca dispersão e estão próximos de 4. As cotas mais profundas os valores se da relação aproximam de 2,5.

A figura 5.22 mostra um resumo com a média dos valores obtidos da relação  $q_c/p_a \times N_{60}$  (SPT-E), com o uso do CPT, CPTE e a média geral. A tabela I.3., contida no anexo I, apresenta os valores obtidos nas médias globais.

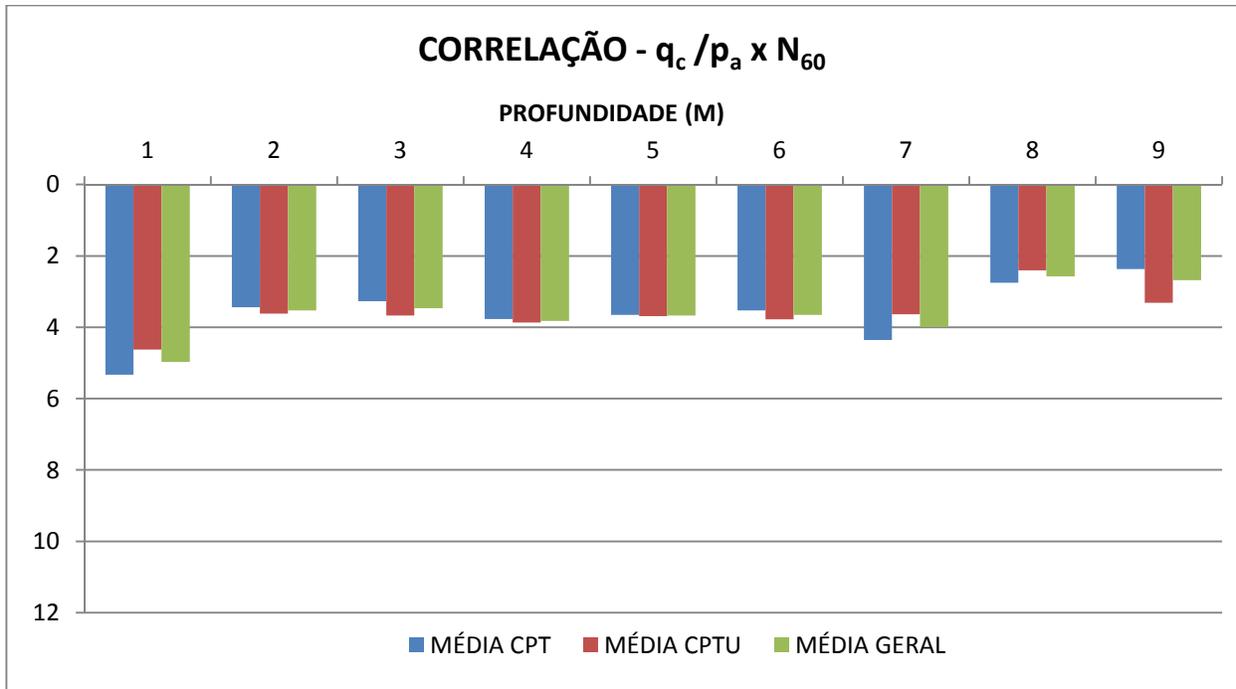


Figura 5.22: Relações médias de  $q_c$  x  $N_{60}$  (SPT-E) obtidos.

Os valores obtidos nas análises da correlação  $q_c/p_a$  x  $N_{60}$ , em conjunto com os valores de  $D_{50}$  e a % passa na peneira #200 obtidos por Gon (2011) possibilitaram a plotagem dos dados nas curvas obtida por Robertson & Campanela (1983) e Kulhawy & Mayne (1990). A figura 5.23 apresenta a relação entre  $q_c$ ,  $N_{60}$  e  $D_{50}$  e a figura 5.24 entre  $q_c$ ,  $N_{60}$  e % passa #200.

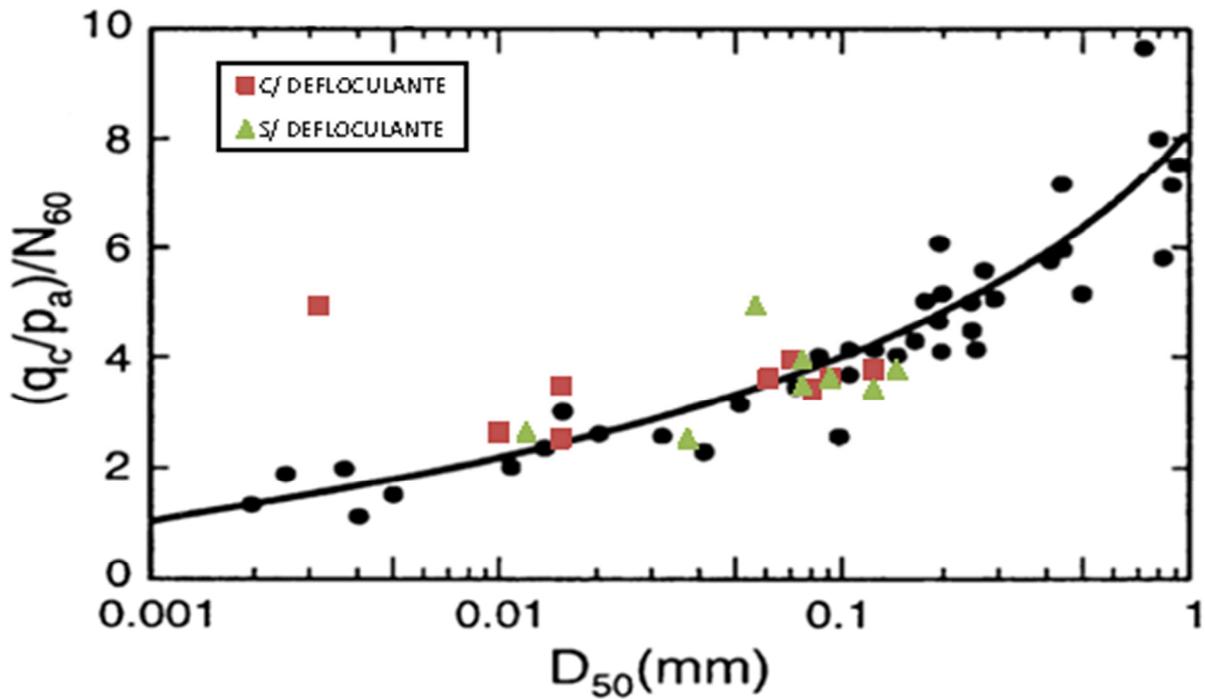


Figura 5.23: Correlações de  $q_c$ ,  $N_{60}$  e  $D_{50}$  conforme Robertson & Campanela (1983).

De acordo com a proposição de Robertson & Campanela (1983) os dados da correlação  $(q_c/p_a \times N_{60}) \times D_{50}$  se enquadram muito bem na curva, principalmente quando considerado o  $D_{50}$  obtido nas análises sem defloculante, correspondendo ao comportamento de campo.

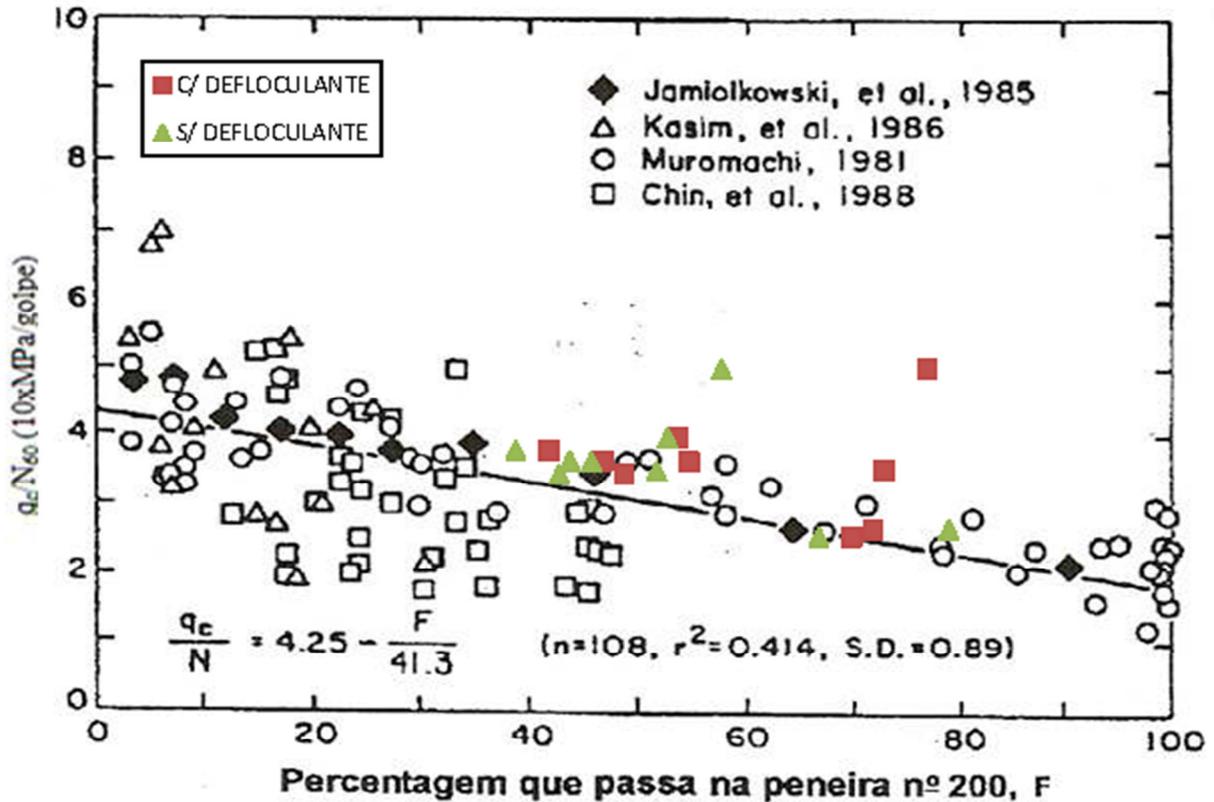


Figura 5.24: Correlações de  $q_c$ ,  $N_{60}$  e % passa #200 conforme Kulhawy & Mayne (1983).

Observa-se que a utilização dos dados obtidos no campo experimental na curva proposta por Kulhawy & Mayne (1983) apresentaram-se adequados, apenas no primeiro metro os pontos ficaram um pouco distantes da curva.

Os valores da relação  $(q_c/p_a)/N_{60}$  obtidos por meio das análises do ensaio SPT-E, com correção de energia realizada por meio da leitura da energia no ensaio, apresentaram-se da ordem de 4, para a camada coluvionar de 2 a 7 metros, e de 2,5 para a camada residual de 8 a 9 metros.

O valor 4 para areias siltosas e 2,5 para siltes arenoso estão em conformidade com aqueles encontrados na literatura (Aoki & Veloso (1975), Alonso (1980), Sandroni (1985), Robertson, *et al* (1986), Danziger & Veloso (1995), Politano (1999)).

### 5.4.2. TEÓRICAS

Os modelos teóricos de análise dos ensaios de SPT buscam inicialmente, a obtenção da resistência “estática” gerada na cravação do amostrador. Schmertman (1979) propôs expressões partindo da analogia geométrica entre os ensaios de SPT e CPT, Neves (2004) fez a proposição de expressões partindo de provas de carga estáticas e leituras da energia fornecida para a cravação do amostrador.

Com a finalidade de comparar as resistências estáticas obtidas através dos ensaios de CPT, foi utilizada a soma da resistência de ponta e de atrito na luva, seja no equipamento mecânico ou no elétrico. O anexo J apresenta a tabela J.1 contendo as resistências estáticas obtidas nos ensaios de cone (CPT).

Nos ensaios de SPT, foram utilizados as proposições de Schmertmann (1979) e Neves (2004). Para a aplicação da proposição de Schmertmann (1979), através da expressão (46) faz-se necessário a utilização do coeficiente  $\beta$  em função do tipo de solo, onde para o solo argiloso é igual a 1,64 e para o solo arenoso, é igual a 1,29. Para o solo do campo experimental considerou-se o índice para solos arenosos. A tabela J.2, apresentada no anexo J, contém os resultados obtidos para a resistência estática teórica e as análises conduzidas para o SPT-E.

A aplicação da proposta de Neves (2004) foi concebida para a utilização em solos arenosos, com comportamento não plástico. A tabela J.3, apresentada no anexo J, contém os resultados obtidos com a aplicação dessa proposição.

A figura 5.25 ilustra as médias das análises realizadas com todos os ensaios realizados, SPT-E, CPT e CPTE.

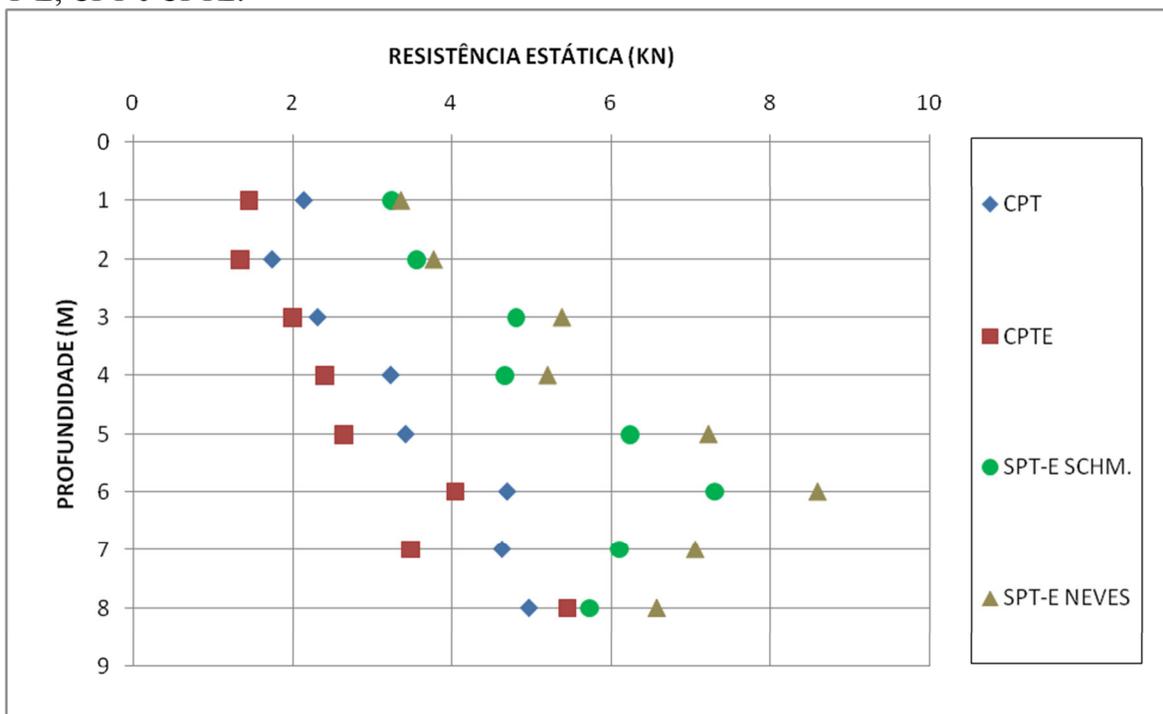


Figura 5.25: Resumo das resistências estáticas obtidas nas análises.

De posse das resistências estáticas obtidas por meio dos ensaios de SPT, com a proposição de Schmertmann (1979), foi possível a estimativa da carga correspondente a ponta ( $q_c$ ) e ao atrito lateral ( $f_s$ ), partindo-se do valor dos índices  $X_1$  e  $X_2$  com o uso da tabela B.1 (anexo B).

Os índices resultantes foram utilizados tanto na resistência estática, resultante da proposição de Schmertmann (1979), quanto na resistência estática obtida com a proposição de Neves (2004). A figura 5.26, assim como a tabela J.4 (anexo J), apresentam a média dos resultados obtidos na aplicação das metodologias propostas para estimativa de  $q_c$ .

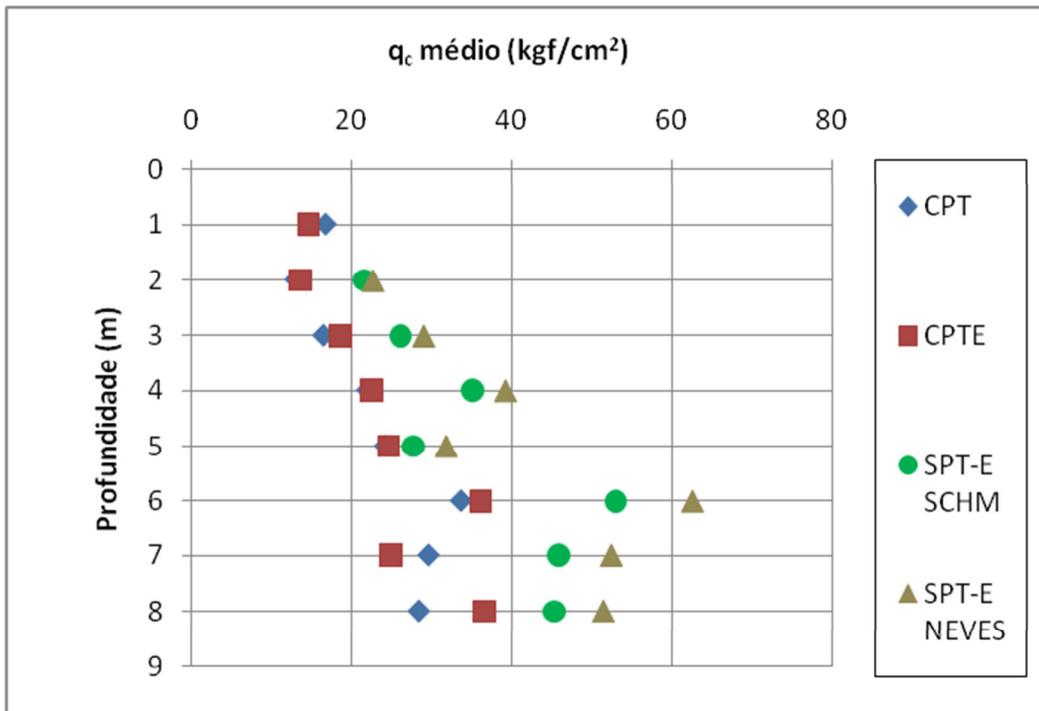


Figura 5.26: Valores de  $q_c$  médio obtidos.

De posse dos valores de  $q_c$ , foi possível a obtenção da correlação teórica  $(q_c/p_a)/N_{60}$ , baseada nas duas propostas, onde o método de Schmertmann (1979) foi conduzido considerando-se comportamento de solo arenosos. A figura 5.27, assim como a tabela J.5 (anexo J), apresentam a média dos resultados obtidos na estimativa da correlação  $(q_c/p_a)/N_{60}$ .

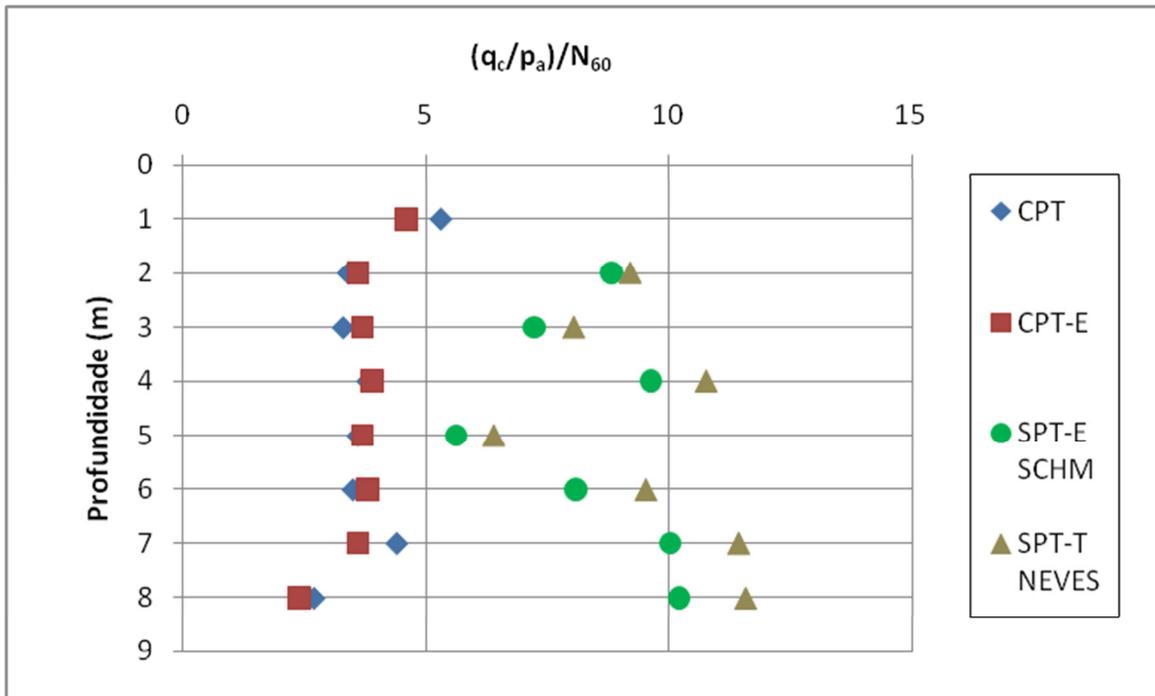


Figura 5.27: Valores da relação  $(q_c/p_a)/N_{60}$  médio, obtidos pelas metodologias propostas.

Os valores encontrados pela utilização dos modelos teóricos com a finalidade da obtenção da relação entre  $q_c$  e  $N_{60}$ , apresentaram valores da ordem de grandezas dos valores encontrados na literatura para a relação, mas distantes dos resultados obtidos nas análises empíricas.

No entanto, apesar dos resultados das análises teóricas terem ficado distantes das empíricas, observa-se o grande potencial das análises mais racionais, e menos empíricas, do ensaio SPT, através das resistências estáticas equivalentes.

Para um melhor resultado seria desejado um controle rigoroso no grau de recuperação total das amostras de SPT, que garantisse que não houvesse embuchamento do amostrador, sendo esta uma premissa das proposições utilizadas.



## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS

O trabalho apresentou uma breve contextualização dos ensaios de campo SPT e CPT, incluindo suas variantes, contemplando alguns aspectos da interpretação dos mesmos, seja na análise estratigráfica ou na obtenção de parâmetros geotécnicos.

Os ensaios de SPT conduzidos apresentaram baixa dispersão nos parâmetros lidos,  $N_{SPT}$ , EMX, ETR, principalmente de 1 a 8 metros. Abaixo desta profundidade, os valores apresentaram maior dispersão em função da variabilidade da profundidade do topo rochoso.

Os ensaios de CPT executados, tanto o mecânico quanto o elétrico, apresentaram baixa dispersão nos parâmetros lidos,  $q_c$ ,  $f_s$ ,  $R_f$  (%), principalmente de 2 a 8 metros. O primeiro metro apresentou elevada variabilidade, provavelmente em função do ressecamento da camada e abaixo de 8 metros, os valores apresentaram maior dispersão em função da proximidade do topo rochoso que apresentou profundidades diferenciadas.

A proposta de Teixeira (1993) não consistiu em uma ferramenta muito eficiente para avaliação da qualidade de sondagens em solos de baixa capacidade de suporte ( $N_{SPT}$  reduzido). O valor médio obtido foi de 1,1 a 1,2, abaixo do valor 1,4 de referência.

A aplicação do ábaco de classificação do comportamento dos solos do campo experimental por meio dos ensaios de cone mecânico, Begemann (1963) não apresentou bons resultados.

Já com os ensaios de cone elétrico os ábacos apresentaram classificação do comportamento mecânico dos solos (SBT) próximos entre si, na camada de 0 a 7 metros, areno siltosos a silto arenosos e na camada de 8 a 9 metros de siltes a siltes argilosos. Todas as proposições utilizadas identificaram a transição das camadas de solo coluvionar e residual entre 7 e 8 metros.

Na análise das propostas para a estimativa do peso específico natural do solo através dos ensaios de cone, observou-se uma correlação entre os valores obtidos nas propostas de Meyne *et al* (2010) e Robertson & Cabal (2010) com os valores obtidos em laboratório por Gon (2011), porém com valores superiores da ordem de 15 a 30%. Desta forma, foi possível fazer o ajuste às expressões dos autores.

Para a estimativa do ângulo de atrito interno dos solos, por meio dos ensaios de SPT e CPT, foram utilizadas diversas proposições metodologias, dentre elas De Mello (1971), Décourt (1991), Robertson (1983), Kulhawy e Mayne (1990), e Robertson (2010). As propostas apresentaram valores bastante dispersos entre si, e distantes daqueles obtidos nas análises laboratoriais. Em função da tendência observada nas análises foi possível o ajuste das expressões de De Mello (1971), Kulhawy e Mayne (1990), e Robertson (2010) para o solo do campo experimental.

As análises da correlação empírica  $(q_c/p_a)/N_{60}$  indicou o valor de 4 para a camada coluvionar de 2 a 7 metros, solo areno-siltoso, e o valor 2,5 para a camada residual de 8 a 9

metros, solo silto areno-argiloso. Os valores da correlação apresentados estão de acordo com aqueles encontrados na literatura para estes tipos de solo.

Os dados da correlação empírica  $(q_c/p_a)/N_{60}$ , em função de parâmetros granulométricos ( $D_{50}$  e % passa #200), quando plotados nos ábacos de Robertson & Campanela (1983) e Kulhawy & Mayne (1990) indicaram boa relação com as curvas e os dados obtidos pelos autores.

Os valores da correlação  $(q_c/p_a)/N_{60}$ , através de  $q_c$  (obtido nas propostas de Schmertmann (1979) e Neves (2004)), foram da ordem de 5 a 12. Os métodos teóricos de análise do SPT apresentaram valores de  $q_c$  e da correlação  $(q_c/p_a)/N_{60}$ , distintos daqueles apresentados nos ensaios de cone.

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. Análise de comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada em solo residual de diabásio da região de Campinas. Dissertação de Mestrado. FEAGRI, UNICAMP, 1996.

ALBUQUERQUE, P. J. R. Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento a Compressão em Solo Residual de Diabásio, Através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade. Tese de Doutorado. EPUSP, USP, 2001.

ALONSO, U. R., Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo. Revista Solos e Rochas, vol. 3, n.3, p.19-25, 1980.

AOKI, N. (2000). Keynote lecture: Improving the reliability of pile bearing capacity prediction by the dynamic increasing energy test (DIET). In: VI International Conference On The Application Of Stress-Wave Theory To Piles, 2000, São Paulo, Anais... p.635-649.

AOKI, N., VELLOSO, D.A., An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. V PCSMFE. In: V Pan-American Conference on Soils Mechanics And Foundation Engineering, Buenos Aires, Proceedings, Buenos Aires, v.1, p.367-376, 1975.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. The application of energy conservation Hamilton's principal to the determination of energy efficiency in SPT tests. In: VI International Conference on the Application of the Stress-Wave Theory to Piles, São Paulo, Anaisp.457-460, 2000.

ASTM D1586, Standard method for penetration test and split-barrel sampling of soils, In: Annual Book of Standard; p. 1110-1112, Philadelphia, 1958.

ASTM D4633-10: Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers

BARATA, F.E, PACHECO, M.P., DANZIGER, F.A.B., Uplift test of drilled piers and footings built in residual soil, In. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Rio de Janeiro, vol. 3, p.1-37, 1978.

BEGEMANN, H.K.S.P., The friction Jacket Cone as an aid in determining the soil profile, in: 6<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal University Press, 1965

BELINCANTA, A. Energia dinâmica no SPT, resultando de uma investigação teórico experimental. Dissertação de Mestrado. EESC/USP, 1985.

BELINCANTA, A. Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência a penetração do SPT. Tese de Doutorado. EESC/USP, 1998.

BJERRUM, L. FLODIN, N. Development of soil mechanics in Sweeden 1900-1925. Geotechnique, vol. 10, n. 1, p.1-18, 1960

BONDER, B. H. Curvas de Retenção de Água de Um Solo Coluvionar de Campinas Obtidas Mediante Técnicas de Laboratório e de Campo. Dissertação de Mestrado. FEC, UNICAMP, 2008.

CAMPANELA, R.G., GILLESPIE, D., ROBERTSON, P.K., Pore pressure during cone penetration testing, In. Proc., 2º ESOPT, Amsterdan, Vol. 2, p. 507-512, 1982.

CAVALCANTE, E.H., Investigação teórico-experiemntal sobre o SPT, Tese de Doutorado, COPPE / URRJ. 2002.

COSTA NUNES, A.J., FONSECA, A.M.M.C.C., Estudo da correlação entre ensaios “diepsondering” e a resistência a penetração do amostrador em sondagens. Relatório interno de Estacas Franki DT 37/59, 1959.

DANZIGER, F.A.B., Desenvolvimento de equipamento para a realização de ensaios de piezocone: aplicação a argilas moles. Tese de doutorado. COPPE/UFRJ, 1990.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. Ensaio de Piezocone: Procedimentos, recomendações e interpretação.. In: Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC, 2000, São Paulo. Anais do Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC. São Paulo : ABMS, 2000.

DANZIGER, B.R., VELLOSO, D.A., Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua. VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol. 6, p. 103-113, 1986.

DANZIGER, B.R., VELLOSO, D.A., Correlation between the PT and the SPT for some Brazilian soils, Porc. CPT’95, Linkoping, vol. 2, p.155-160, 1995.

DE MELLO, V. F. B., Standard Penetration Test. In: Proceedings of the I Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico, 1971, vol.1, p.1-86.

DE MIO, G. de, MONDELLI, G., GIACHETI, H. L., Ensaio de piezocone com filtro de cavidade na investigação de solos tropicais. In: 5o. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos/SP. v. 1. p. 31-38. 2004

DÉCOURT, L., The Standard Penetration Test – State-of-the-art report. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989, Vol. 4, p. 2405-2416.

DÉCOURT, L., “Special problems on Foundations” General report, Proc. IX PAMCSMFE, vol 4, p 1953-2001. Vina del Mar, 1991.

DOUGLAS, B.J., OLSEN, R.S., Soil classification using electric cone penetrometer, in: Symposium of Cone Penetration Testing and Experience, 209-227. New York: ASCE, 1981.

ELL, S. M.. Análise do comportamento à tração de estacas apiloadas executadas em solos arenosos do interior do estado de São Paulo. Dissertação de Mestrado. FEAGRI, UNICAMP, 2003.

FONTAINE, E. B. Utilização de Ensaio Geotécnicos Especiais de Campo (Cone Elétrico e Pressiômetro) em Solos do Interior de São Paulo. Tese de Doutorado. FEAGRI, UNICAMP, 2004.

GIBBS, H. J., HOLTZ, W. G. Research on determining the density of sand by spoon penetration testing. Proc. 4<sup>th</sup> Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, p.35-39, 1957.

GON, F. S. Caracterização Geotécnica Através de Ensaio de Laboratório de um Solo de Diabásio da Região de Campinas. Dissertação de Mestrado, FEC, UNICAMP, 2011, 153p.

HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYAMA, S., Fundações Teoria e Prática, 2<sup>a</sup> Ed., São Paulo, Pini, 1998.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, D. C., GERMAINE, J. T., LANCELLOTTA, R., New developments in field and laboratory testing of soil. 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco. Rotterdã: A, A, Balkema, 1985.

KOVACS, W.D., EVANS, S.C., GRIFFITH, A.L. Towards a more standardized SPT. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Tokio, Proceedings, v. 2, p 269-276. 1977.

KOVACS, W.D., SHENG, Y., Results and interpretation of SPT practice study, Technical Note on Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol. 4, n. 3, p. 126-129. 1981.

KOVACS, W.D., SALOMONE, L.A., SPT hammer energy measurement. In. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 108, n.GT4, p. 559-620. 1982.

KOVACS, W.D., Velocity measurement of free-fall SPT hammer. In. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 105, n.GT1, p. 1-10. 1979.

KRUIZINGA, J., SPT-CPT correlations. In. Proceedings of the Secondo European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, vol. 1, p. 91-94, 1982.

KULHAWY, F.H., MAYNE, P.W., Manual of estimating soil properties for foundation design. Cornell University, Geotechnical Engineering Group. Research Project 1493 – 6, California, 1990.

LIAO, S., WHITMAN, R. V., Overbuden correction factors for SPT in sand. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 112, n. 3, p.373-377, 1985.

LUNNE, T., EIDSMOEN, T.E., GILLESPIE, D., HOWLAND, J.D., Laboratory and field evolution of cone penetrometers, In. Proceedings In-Situ 86, Special Conference, ASCE, Blackburg, p. 714-729, 1986.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M., Cone penetration testing. Londres: Blackie Academic & Professional. 1997.

MAYNE, P. W., PEUCHEN, J., BOUWMEESTER, D., Soil weight estimation from CPTs. CPT'10, Huntington Beach, California, 2010.

MATSUMOTO, T., SEREGUSHI, H., YOSHIDA, H., KITA, K., Significance of two point strain measurement in SPT, Soil and Foundation, JSSMFE, v. 32, p. 67-82, 1992.

MELO, B. N. Estudo da extrapolação da curva carga vs recalque através do conceito de rigidez. Dissertação de Mestrado, FEC, UNICAMP, 2009.

MENEZES, S.M., ALBIEIRO, J.H., CARVALHO, D., MANTILLA, J.N.R. Algumas correlações entre os ensaios de penetração (SPT, CPT) e os resultados de ensaios de laboratório para a região de São Carlos/SP. SEFE II, São Paulo, vol. 1, p. 266-275, 1991.

MEYERHOF, G.G., Bearing capacity and settlement of pile foundation, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Engineerin Division, v. 82, n. SM1, p. 1-18, 1956.

MIRANDA JR, G. Estacas submetidas a esforços horizontais em solos colapsíveis do interior de São Paulo, em sua condição natural, melhorada e inundada. Tese de Doutorado. FEAGRI, UNICAMP, 2006.

MONACI, J. S. Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da Faculdade de engenharia Agrícola. Dissertação de Mestrado. FEAGRI, UNICAMP, 1995. 114f.

NBR 6484. Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. ABNT, 2001.

NBR 8036. Programação de sondagens de simples reconhecimento do solos para fundações de edifícios – Procedimento. ABNT, 1983

NEVES, L.F.S. Metodologia para a determinação da eficiência do ensaio do SPT através de prova de carga estática sobre o amostrador padrão. Dissertação de Mestrado. EESC, USP, 2004.

NIXON, I.K., Standard penetration test – state of the art report. Proc. 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, vol. 1, p. 3-24, 1982.

NOGUEIRA, R. C. R. Comportamento de Estacas Raiz Instrumentadas, Submetidas à Compressão Axial, em Solo Não Saturado. Dissertação de Mestrado. FEC, UNICAMP, 2004. 150f.

ODERBRECHT, E., Medidas de energia no ensaio SPT, Tese de Doutorado, UFRS 2003.

PASCHOALIN FILHO, J. A. Estudo do comportamento à tração de diferentes tipos de estacas em solo de Diabásio da Região de Campinas/SP. Tese de Doutorado. FEAGRI, UNICAMP, 2008.

PALACIOS, A., the theory and measurement of energy transfer during standard penetration test sampling, Florida, Dissertation for the degree of doctor in philosophy, University of Florida 1977.

PEIXOTO, A. S. P. Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na Engenharia de Fundações. Tese de Doutorado. FEAGRI, UNICAMP, 2001. 510f.

POLITANO, C.F., Correlações entre os resultados de CPT e SPT em solos residuais. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1999.

POLITANO, C.F., DANZIGER, F.A.B, DANZIGER, B.R., Correlações entre os resultados de CPT e SPT em solos residuais, Solos e Rochas, Vol. 24, n.1, p. 55-71, 2001.

ROBERTSON, P.K., Soil classification using the cone penetration test, in: Canadian Geotechnical Journal, 27, 151-158, 1990.

ROBERTSON, P.K, CAMPANELLA, R.G., WIGHTMAN, A., SPT-CPT Correlations, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, n. 11, p. 1449-1459, 1983.

ROBERTSON, P.K, CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D, GREIG, J., Use of piezometer cone data, Proc. In-Situ 86, Specialty Conference, ASCE, Blacksburg, p. 1263-1280, 1986.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Greeg Drilling & Testing, Inc, 3<sup>a</sup>ed. 2009.

SANDRONI, S.S., Sampling and testing of residual soil in Brazil, Sampling and Testing of Residual Soil – a Review of International Practice. Technical Committee on Sampling and Testing of Residual Soils, ISSMFE, pp. 31-50, 1985.

SANGLERAT, G., The penetrometer soil exploration, Amsterdam, London, New York, Elsevier Publishing Company, 1972.

SCHMERTMANN, J.H., Statics of the SPT, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 105, n. 105, p. 655-669, 1979.

SCHMERTMANN, J.H., PALACIOS, A., Energy dynamics of SPT, Journal of the Soil mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 105, n. GT8, p. 909-926. 1979.

SCHNAID, F., Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações, São Paulo: Oficina de textos, 2000.

SENNESET, K., JAMBU, N. Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests, in: Symp. Strength Testing Marine Sediments: Laboratory and In-situ Measurements, p. 41-54 . San Diego, 1984.

SOUZA, J.M.S, A influência da compactação de areias nas correlações entre os ensaios de cone e SPT, Dissertação de Mestrado, PPEC/UERJ, 2009.

STROUD, M. A., The standard penetration test – its applications and interpretation. In. Geotechnical Conference of Penetration testing in UK, Birmingham. Proc. London Thomas Telford, 1989.

TEIXEIRA, C.Z., Uma aperfeiçoamento das sondagens de simples reconhecimento à percussão. In. Solos do Interior de São Paulo, Ed. Cintra, J.C.A. e Albieiro, J.H., ABMS, São Carlos, p. 77-93. 1993.

TERZAGUI, K.; PECK, R.B. Soil exploration, soil mechanics in engineering practice. 1 ed., Chapter 7, New York, John Willey & Sons, Inc., 1948.

VELLOSO, D.A., O ensaio de diepsondering e a determinação da capacidade de carga do solo, Rodovia, Rio de Janeiro, N. 29, p.3-7, 1959.

ZUQUETE, L. V. Análise Crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras. Tese de Doutorado. EESC/USP, 673p, 1987.

## ANEXO A

Tabela A.1: Valores de k – Velloso (1959)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>Número de Pares</b>	<b>k (MPa/golpe)</b>	<b>Coef, Correlação r</b>
Silte Arenoso	131	0,30	0,84
Areia Argilosa	104	0,60	0,94
Areia	122	1,00	0,97

Tabela A.2: Valores de k (MPa/golpe) – Aoki e Velloso (1975)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>k</b>
Areia	1,00
Areia Siltosa	0,80
Areia Silto-Argilosa	0,70
Areia Argilosa	0,60
Areia Argilo-Siltosa	0,50
Silte	0,40
Silte Arenoso	0,55
Silte Areno-Argiloso	0,45
Silte Argiloso	0,23
Silte Argilo-Arenoso	0,25
Argila	0,20
Argila Arenosa	0,35
Argila Areno-Siltosa	0,30
Argila Siltosa	0,22
Argila Silto-Arenosa	0,33

Tabela A.3: valores de k (MPa/golpe) – Barata *et al* (1978)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>k</b>
Areia silto-argilosa	0,20 a 0,35
Argila silto-arenosa	0,15 a 0,25

Tabela A.4: valores de k (MPa/golpe) – Velloso (1979)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K</b>
Sedimentos de areias submersas	0,60
Sedimentos de argilas submersas	0,25
Solos residuais de gnaiss areno-siltosos submersas	0,50
Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersas	0,40

Tabela A.5: valores de k – Alonso (1980)

<b>Região</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Nº. Pares</b>	<b>k (MPa/golpe)</b>
1	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	92	0,31
2	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	37	0,34
	Argila siltosa pouco arenosa	13	0,33
3	Areia Argilosa	38	0,94
	Areia pouco argilosa pouco siltosa	24	0,60
	Silte argiloso arenoso (residual)	23	0,33
4	Areia argilosa	32	0,56
	Areia fina argilosa pouco siltosa	55	0,64
	Silte arenoso (residual)	14	0,52
	Silte pouco arenoso pouco argiloso (residual)	59	0,26
	Silte pouco argiloso pouco arenoso (residual)	101	0,50
	Argila arenosa	16	0,27
	Argila siltosa	33	0,72
5	Argila siltosa pouco arenosa	264	0,28
	Areia argilosa siltosa	22	0,61
6	Argila siltosa arenosa	27	0,35
	Silte argiloso com areia fina	52	0,21
7	Silte argiloso com areia fina	52	0,21
	Areia argilosa pouco siltosa	17	0,38
	Silte arenoso pouco argiloso (residual)	39	0,33

Tabela A.6: Correlações existentes até a década de 80 – Souza (2009), com base em Danziger (1990)

Referência	Local	Tipo de Solo	k (MPa/golpe)
Meyerhof (1956, 1976)	-	Solos não coesivos	0,40
		Solos coesivos	0,25 a 0,30
Costa Nunes e Fonseca (1959)	Brasil	Argila, argila siltosa, silte argiloso	0,20
		Argila arenosa e silto-arenosa	0,35
		Silte arenoso	0,55
		Areia argilsa	0,60
		Areia pura	1,00
Meigh e Nixon (1961)	-	Areia fina siltosa	0,10
		Areia média e grossa	0,20
		Areia pedregulhosa	0,30
		Pedregulho com areia	0,30 a 0,40
Martins e Furtado (1963)	Moçambique	Areias fofas	$k > 0,40$
		Argilas	$k < 0,40$
Kantey (1965)	África do Sul	Depósito sedimentar de areia	0,22
Narahari e Aggarwal (1967)	Índia	Solos arenosos	0,60
		Solos argiloso	0,20
Schmertmann (1970)	-	Siltes, siltes arenosos, misturas pouco coesivas de siltes e areias	0,20
		Areias puras, finas e médias, areias pouco siltosas	0,35
		Areias grossas e areias pouco pedregulhosas	0,50
		Areias pedregulhosas e pedregulhos	0,60
Sanglerat (1972)	Espanha	Furos executados por meio de lama de bentonita	0,30
		Solos arenoso com pedregulhos	1,00

Tabela A.7: Valores de k para solos residuais (MPa/golpe) (Sandroni,1985)

<b>Local</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>k</b>	<b>Referência</b>
Duque de Caxias / RJ - Gnaisse	Areia	0,50	Velloso (1955)
Diversos	Silte arenoso	0,35	Costa Nunes (1961)
	Areia siltosa	0,60	
Niteroi/RJ - Gnaisse	Solos arenosos e siltosos	0,51	Azevedo (1971)
Diversos	Silte argilo-arenoso	0,45	Aoki e Velloso (1975)
	Areia Silto-argilosa	0,50	
	Silte arenoso	0,55	
	Areia argilosa	0,60	
	Areia argilo-siltosa	0,70	
	Areia siltosa	0,80	
São Paulo/SP - Gnaisse	Silte argilo-arenosos	0,31 a 0,34	Alonso (1980)
	Silte arenoso	0,52	

Tabela A.8: Algumas correlações internacionais recentes (Politano, 1999)

<b>Referência</b>	<b>País</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Rocha Matriz</b>	<b>k (MPa/golpe)</b>
Chang (1988)	Cingapura	Silte argilo-arenoso	Granito	0,21
		Silte argiloso e silte argilo-arenoso	Sedimentar	0,18
Ajayi e Balogun (1988)	Nigéria	Argila arenosa laterítica	-	0,32
		Argila arenosa saprolítica	-	0,42
Viana da Fonseca (1996)	Portugal	Areia siltosa	Granito	0,70

Tabela A.9: Quadro resumo de  $q_c/N_{SPT}$  (Peixoto,2001)

Solo	$q_c/N_{SPT}$ (MPa/golpe)	
	MÉDIA	CV
<b><i>Campo Experimental da Feagri/UNICAMP</i></b>		
Argila arenosa, porosa, colapsível	0,77	86,30%
Silte areno-argiloso, solo residual, acima do NA	0,25	21,50%
Silte areno-argiloso, solo residual, abaixo do NA	0,36	116,70%
<b><i>Campo Experimental da EESC/USP</i></b>		
Areia fina e média, muito argilosa, pouco siltosa	0,86	57,60%
Areia fina e média, muito argilosa, pouco siltosa, abaixo da linha de seixos e abaixo do NA	0,40	65,80%
<b><i>Campo Experimental da UNESP/BAURU</i></b>		
Areia fina e média, argilosa, até 13 metros	1,51	34,70%
<b><i>Campo Experimental da UNESP/ILHA SOLTEIRA</i></b>		
Areia argilosa, pouco siltosa	0,70	47,90%
<b><i>Campo Experimental da EPUSP/USP</i></b>		
Silte arenoso, pouco argiloso, solo residual	0,39	34,20%

Tabela A.10: Correlações entre  $q_c$  e  $N_{SPT}$  segundo a compactidade (NBR-6484) (Souza, 2009)

Compactidade da Areia	$k_c$ (MPa)	$k_m$ (MPa)	$k_{mediana}$ (MPa)	Nº. Pares
Fofa	1,11	1,08	1,06	16
Pouco Compacta	0,80	0,81	0,84	50
Medianamente Compacta	0,68	0,69	0,68	111
Compacta	0,54	0,55	0,53	75
Muito Compacta	-	0,52	-	3
Global	0,57	0,69	0,68	255



## ANEXO B

$$\begin{aligned}
 A_e &= 10,7 \text{ cm}^2 \\
 d_i &= 3,49 \text{ cm} \\
 d_o &= 5,08 \text{ cm} \\
 \mathcal{N} &= 3,14159 \\
 L_{0-15\text{cm}} &= 7,50 \text{ cm} \\
 L_{15-30\text{cm}} &= 22,50 \text{ cm} \\
 L_{30-45\text{cm}} &= 37,50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$X_1 = \frac{\Delta N_{0-15\text{cm}}}{\Delta N_{30-45\text{cm}}} \qquad X_2 = \frac{\Delta N_{15-30\text{cm}}}{\Delta N_{30-45\text{cm}}}$$

R <sub>f</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	w'	Soil Type	$\Delta N / \Delta N_{30\text{cm} - 45\text{cm}}$			Bearing	Friction	Percentage N due to	
					X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>			Bearing	Friction
0,05%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,96	0,98	1,00	21,40	0,81	96,36%	3,64%
0,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,93	0,97	1,00	21,40	1,62	92,98%	7,02%
0,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,87	0,94	1,00	21,40	3,23	86,88%	13,12%
0,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,82	0,91	1,00	21,40	4,85	81,54%	18,46%
0,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,78	0,89	1,00	21,40	6,46	76,81%	23,19%
0,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,74	0,87	1,00	21,40	8,08	72,60%	27,40%
0,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,71	0,86	1,00	21,40	9,69	68,83%	31,17%
0,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,68	0,84	1,00	21,40	11,31	65,43%	34,57%
0,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,66	0,83	1,00	21,40	12,92	62,35%	37,65%
0,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,63	0,82	1,00	21,40	14,54	59,55%	40,45%
1,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,61	0,81	1,00	21,40	16,15	56,98%	43,02%
1,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,59	0,80	1,00	21,40	17,77	54,63%	45,37%
1,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,58	0,79	1,00	21,40	19,38	52,47%	47,53%
1,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,56	0,78	1,00	21,40	21,00	50,47%	49,53%
1,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,54	0,77	1,00	21,40	22,62	48,62%	51,38%
1,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,53	0,77	1,00	21,40	24,23	46,90%	53,10%
1,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,52	0,76	1,00	21,40	25,85	45,29%	54,71%
1,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,51	0,75	1,00	21,40	27,46	43,80%	56,20%
1,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,50	0,75	1,00	21,40	29,08	42,40%	57,60%
1,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,49	0,74	1,00	21,40	30,69	41,08%	58,92%
2,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,48	0,74	1,00	21,40	32,31	39,84%	60,16%
2,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,47	0,73	1,00	21,40	33,92	38,68%	61,32%
2,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,46	0,73	1,00	21,40	35,54	37,58%	62,42%
2,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,45	0,73	1,00	21,40	37,15	36,55%	63,45%
2,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,45	0,72	1,00	21,40	38,77	35,57%	64,43%
2,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,44	0,72	1,00	21,40	40,39	34,64%	65,36%
2,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,43	0,72	1,00	21,40	42,00	33,75%	66,25%
2,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,43	0,71	1,00	21,40	43,62	32,91%	67,09%
2,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,42	0,71	1,00	21,40	45,23	32,12%	67,88%
2,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,41	0,71	1,00	21,40	46,85	31,36%	68,64%
3,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,41	0,70	1,00	21,40	48,46	30,63%	69,37%
3,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,40	0,70	1,00	21,40	50,08	29,94%	70,06%
3,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,40	0,70	1,00	21,40	51,69	29,28%	70,72%
3,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,39	0,70	1,00	21,40	53,31	28,64%	71,36%
3,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,39	0,70	1,00	21,40	54,92	28,04%	71,96%
3,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,39	0,69	1,00	21,40	56,54	27,46%	72,54%
3,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,38	0,69	1,00	21,40	58,15	26,90%	73,10%
3,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,38	0,69	1,00	21,40	59,77	26,36%	73,64%
3,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,37	0,69	1,00	21,40	61,39	25,85%	74,15%
3,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,37	0,69	1,00	21,40	63,00	25,36%	74,64%

$A_e = 10,7 \text{ cm}^2$   
 $d_i = 3,49 \text{ cm}$   
 $d_o = 5,08 \text{ cm}$   
 $\pi = 3,14159$   
 $L_{0-15\text{cm}} = 7,50 \text{ cm}$   
 $L_{15-30\text{cm}} = 22,50 \text{ cm}$   
 $L_{30-45\text{cm}} = 37,50 \text{ cm}$

$$X_1 = \frac{\Delta N_{0-15\text{cm}}}{\Delta N_{30-45\text{cm}}}$$

$$X_2 = \frac{\Delta N_{15-30\text{cm}}}{\Delta N_{30-45\text{cm}}}$$

R <sub>f</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	w'	Soil Type	$\Delta N / \Delta N_{30\text{cm} - 45\text{cm}}$			Bearing	Friction	Percentage N due to	
					X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>			Bearing	Friction
4,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,37	0,68	1,00	21,40	64,62	24,88%	75,12%
4,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,36	0,68	1,00	21,40	66,23	24,42%	75,58%
4,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,36	0,68	1,00	21,40	67,85	23,98%	76,02%
4,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,36	0,68	1,00	21,40	69,46	23,55%	76,45%
4,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,36	0,68	1,00	21,40	71,08	23,14%	76,86%
4,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,35	0,68	1,00	21,40	72,69	22,74%	77,26%
4,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,35	0,67	1,00	21,40	74,31	22,36%	77,64%
4,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,35	0,67	1,00	21,40	75,92	21,99%	78,01%
4,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,34	0,67	1,00	21,40	77,54	21,63%	78,37%
4,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,34	0,67	1,00	21,40	79,15	21,28%	78,72%
5,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,34	0,67	1,00	21,40	80,77	20,95%	79,05%
5,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,34	0,67	1,00	21,40	82,39	20,62%	79,38%
5,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,34	0,67	1,00	21,40	84,00	20,30%	79,70%
5,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,33	0,67	1,00	21,40	85,62	20,00%	80,00%
5,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,33	0,67	1,00	21,40	87,23	19,70%	80,30%
5,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,33	0,66	1,00	21,40	88,85	19,41%	80,59%
5,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,33	0,66	1,00	21,40	90,46	19,13%	80,87%
5,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,33	0,66	1,00	21,40	92,08	18,86%	81,14%
5,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,32	0,66	1,00	21,40	93,69	18,59%	81,41%
5,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,32	0,66	1,00	21,40	95,31	18,34%	81,66%
6,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,32	0,66	1,00	21,40	96,92	18,09%	81,91%
6,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,32	0,66	1,00	21,40	98,54	17,84%	82,16%
6,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,32	0,66	1,00	21,40	100,16	17,61%	82,39%
6,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,32	0,66	1,00	21,40	101,77	17,37%	82,63%
6,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,31	0,66	1,00	21,40	103,39	17,15%	82,85%
6,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,31	0,66	1,00	21,40	105,00	16,93%	83,07%
6,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,31	0,66	1,00	21,40	106,62	16,72%	83,28%
6,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,31	0,65	1,00	21,40	108,23	16,51%	83,49%
6,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,31	0,65	1,00	21,40	109,85	16,31%	83,69%
6,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,31	0,65	1,00	21,40	111,46	16,11%	83,89%
7,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,31	0,65	1,00	21,40	113,08	15,91%	84,09%
7,10%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	114,69	15,72%	84,28%
7,20%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	116,31	15,54%	84,46%
7,30%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	117,92	15,36%	84,64%
7,40%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	119,54	15,18%	84,82%
7,50%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	121,16	15,01%	84,99%
7,60%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	122,77	14,84%	85,16%
7,70%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	124,39	14,68%	85,32%
7,80%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,30	0,65	1,00	21,40	126,00	14,52%	85,48%
7,90%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,29	0,65	1,00	21,40	127,62	14,36%	85,64%
8,00%	1,00	1,00	0,00	any with R <sub>f</sub>	0,29	0,647	1,00	21,40	129,23	14,21%	85,79%

## ANEXO C

Tabela C.1:  $N_{SPT}$  obtidos nas sondagens SPT, com medição de energia, realizadas.

PROF.	SPT-01	SPT-02	SPT-03	SPT-04	MÉDIA	SD	CV
1	1,7	2,0	2,6	3,0	2,3	0,6	24,8%
2	3,3	2,0	3,0	2,0	2,6	0,7	26,6%
3	4,2	3,4	3,4	3,8	3,7	0,3	9,5%
4	2,7	3,6	4,0	4,0	3,6	0,6	17,6%
5	8,0	4,0	4,3	3,9	5,0	2,0	39,3%
6	7,0	7,0	6,0	4,0	6,0	1,4	23,6%
7	4,3	5,0	5,0	6,0	5,1	0,7	13,9%
8	5,0	4,1	5,0	4,5	4,6	0,5	9,7%
9	12,0	4,0	7,0	4,0	6,8	3,8	55,9%
10			13,0	7,0	10,0	4,2	42,4%
11				21,0	21,0	-	-
12				23,0	23,0	-	-

Tabela C.2: EMX obtidas nas sondagens SPT, com medição de energia, realizadas.

PROF.	SPT-01	SPT-02	SPT-03	SPT-04	MÉDIA	SD	CV
1	0,461	0,452	0,420	0,424	0,439	0,020	4,6%
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
4	0,451	0,453	0,442	0,413	0,440	0,019	4,3%
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	0,447	0,432	0,382	0,421	0,420	0,028	6,6%
8	0,450	0,430	0,420	0,406	0,426	0,019	4,4%
9	0,424	0,424	0,392	0,398	0,409	0,017	4,1%
10	-	-	0,384	0,403	0,393	0,014	3,6%
11	-	-	-	0,411	0,411	-	-
12	-	-	-	0,400	0,400	-	-

Tabela C.3: ETR obtidas nas sondagens SPT, com medição de energia, realizadas.

PROF.	SPT-01	SPT-02	SPT-03	SPT-04	MÉDIA	SD	CV
1	0,946	0,945	0,879	0,887	0,914	0,036	4,0%
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
4	0,926	0,947	0,924	0,863	0,915	0,036	4,0%
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	0,917	0,902	0,799	0,880	0,875	0,053	6,0%
8	0,923	0,899	0,877	0,848	0,887	0,032	3,6%
9	0,869	0,886	0,819	0,832	0,851	0,031	3,7%
10	-	-	0,802	0,843	0,823	0,029	3,6%
11	-	-	-	0,860	0,860	-	-
12	-	-	-	0,836	0,836	-	-



## ANEXO D

Tabela D.1:  $q_c$  (MPa) médio obtido nos ensaios CPT mecânico realizados.

PROF.	CPT-01	CPT-02	CPT-03	MÉDIA	SD	CV
1	1,45	2,51	3,59	2,51	1,07	42,6%
2	1,49	1,22	1,36	1,36	0,14	10,2%
3	1,59	1,33	1,37	1,43	0,14	9,6%
4	1,97	1,52	1,77	1,75	0,23	12,9%
5	2,40	2,51	1,90	2,27	0,32	14,2%
6	2,96	2,80	2,19	2,65	0,40	15,2%
7	2,74	3,42	2,80	2,99	0,38	12,8%
8	2,20	3,95	2,40	2,85	0,96	33,6%
9	1,92	3,18	2,04	2,38	0,70	29,2%
10	2,80	-	1,62	2,21	0,83	37,8%

Tabela D.2:  $f_s$  (MPa) médio obtido nos ensaios CPT mecânico realizados.

PROF.	CPT-01	CPT-02	CPT-03	MÉDIA	SD	CV
1	0,080	0,063	0,047	0,063	0,017	26,4%
2	0,016	0,034	0,030	0,027	0,009	35,4%
3	0,040	0,040	0,046	0,042	0,003	8,2%
4	0,044	0,056	0,056	0,052	0,007	13,3%
5	0,052	0,074	0,054	0,060	0,012	20,3%
6	0,096	0,128	0,068	0,097	0,030	30,8%
7	0,062	0,106	0,258	0,142	0,103	72,4%
8	0,090	0,136	0,104	0,110	0,024	21,4%
9	0,160	0,270	0,084	0,171	0,094	54,6%
10	0,150	-	1,100	0,625	0,672	107,5%

Tabela D.3:  $R_f$  (%) médio obtido nos ensaios CPT mecânico realizados.

PROF.	CPT-01	CPT-02	CPT-03	MÉDIA	SD	CV
1	7,0	2,9	1,2	3,7	3,0	80,3%
2	1,2	2,8	2,6	2,2	0,9	39,1%
3	2,6	2,8	3,4	2,9	0,4	13,9%
4	2,6	3,7	3,1	3,1	0,5	17,4%
5	2,2	2,8	2,9	2,6	0,4	14,5%
6	3,3	4,6	3,1	3,7	0,8	21,4%
7	2,3	3,2	2,8	2,8	0,4	15,9%
8	4,4	4,1	4,5	4,3	0,2	5,3%
9	8,4	8,4	4,0	6,9	2,6	37,1%
10	5,5	-	67,8	36,7	44,0	120,0%



## ANEXO E

Tabela E.1:  $q_c$  (MPa) médio obtido nos ensaios CPT elétrico.

PROF.	CPTE-01	CPTE-02	CPTE-03	MÉDIA	SD	CV
1	1,89	3,51	2,28	2,56	0,84	32,9%
2	1,38	1,42	1,36	1,39	0,03	2,2%
3	1,44	1,44	1,35	1,41	0,05	3,8%
4	1,94	1,88	1,90	1,91	0,03	1,6%
5	2,43	2,22	2,19	2,28	0,13	5,7%
6	3,43	2,73	2,46	2,87	0,50	17,5%
7	3,31	3,32	2,95	3,19	0,21	6,6%
8	3,42	2,12	1,76	2,43	0,87	35,9%
9	8,01	1,49	1,74	3,75	3,69	98,6%
10	-	3,29	2,81	3,05	0,34	11,0%

Tabela E.2:  $f_s$  (MPa) médio obtido nos ensaios CPT elétrico realizados.

PROF.	CPTE-01	CPTE-02	CPTE-03	MÉDIA	SD	CV
1	0,005	0,031	0,028	0,021	0,014	67,6%
2	0,000	0,002	0,002	0,001	0,001	87,4%
3	0,000	0,004	0,003	0,002	0,002	85,4%
4	0,001	0,011	0,019	0,010	0,009	91,4%
5	0,001	0,011	0,016	0,009	0,007	79,4%
6	0,046	0,022	0,025	0,031	0,013	41,2%
7	0,061	0,040	0,040	0,047	0,012	25,5%
8	0,094	0,055	0,034	0,061	0,030	49,9%
9	0,214	0,097	0,073	0,128	0,075	58,7%
10	-	0,132	0,105	0,118	0,019	16,3%

Tabela E.3:  $R_f$  (%) médio obtido nos ensaios CPT elétrico realizados.

PROF.	CPTE-01	CPTE-02	CPTE-03	MÉDIA	SD	CV
1	0,2	0,6	0,8	0,6	0,3	57,6%
2	0,0	0,1	0,2	0,1	0,1	87,2%
3	0,0	0,3	0,2	0,2	0,1	83,9%
4	0,0	0,6	1,0	0,5	0,5	90,3%
5	0,1	0,5	0,7	0,4	0,3	82,3%
6	1,3	0,8	1,0	1,0	0,2	24,4%
7	2,0	1,2	1,4	1,5	0,4	27,8%
8	3,4	2,7	3,2	3,1	0,3	11,2%
9	2,8	6,7	4,1	4,5	2,0	43,4%
10	-	5,9	4,8	5,4	0,8	14,3%



**ANEXO F**

Tabela F.1: Aplicação do método de Teixeira (1993) para aferição da qualidade nos SPT-E.

Prof. (m)	SPT-E-01				SPT-E-02				SPT-E-03				SPT-E-04						
	N <sub>15</sub>	N <sub>30</sub>	N <sub>45</sub>	eq. (14)	N <sub>15</sub>	N <sub>30</sub>	N <sub>45</sub>	eq. (14)	N <sub>15</sub>	N <sub>30</sub>	N <sub>45</sub>	eq. (14)	N <sub>15</sub>	N <sub>30</sub>	N <sub>45</sub>	eq. (14)			
<b>1</b>	1	1	1	0,88	1	1	1	1,00	2	1	2	0,83	1	1	2	1,50			
<b>2</b>	1	1	2	1,41	1	1	1	1,09	2	1	2	1,00	1	1	1	1,00			
<b>3</b>	1	2	2	1,38	1	2	2	1,17	1	1	2	1,25	2	2	2	1,15			
<b>4</b>	2	2	1	0,76	2	2	2	1,16	2	2	2	1,00	2	2	2	1,14			
<b>5</b>	2	3	5	1,60	1	2	2	1,17	1	2	2	1,42	1	2	2	1,20			
<b>6</b>	3	3	4	1,17	3	4	3	1,00	2	3	3	1,20	3	2	2	0,80			
<b>7</b>	2	2	2	1,03	2	2	3	1,25	6	3	2	0,56	2	3	3	1,20			
<b>8</b>	2	2	3	1,25	2	2	2	1,01	3	2	3	1,00	2	2	3	1,13			
<b>9</b>	5	5	7	1,20	1	2	2	1,33	3	4	3	1,00	3	2	2	0,80			
<b>10</b>									4	5	8	1,44	2	3	4	1,40			
<b>11</b>													8	9	12	1,24			
<b>12</b>													5	8	15	1,77			
<b>MÉDIA</b>				1,19					1,13					1,07					1,19
<b>SD</b>				0,27					0,12					0,27					0,27
<b>CV</b>				22,5%					10,3%					25,1%					23,0%



## ANEXO G

Tabela G.1: Valores de peso específico natural calculados para os ensaios de cone.

<b>PARÂMETROS GEOTÉCNICOS</b>					
<b>PESO ESPECÍFICO</b>					
<b>Prof. (m)</b>	<b>LABORATÓRIO</b>	<b>CPT</b>		<b>CPT-E</b>	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
	<b>(1)</b>	<b>Mayne et al (2010)</b>	<b>Rob. &amp; Cabal (2010)</b>	<b>Mayne et al (2010)</b>	<b>Rob. &amp; Cabal (2010)</b>
1,00	14,1	18,4	20,3	15,4	17,4
2,00	14,2	18,3	20,0	12,5	14,3
3,00	14,0	19,0	20,6	15,8	17,2
4,00	14,4	19,7	21,4	16,0	17,4
5,00	15,5	19,7	21,1	17,7	19,3
6,00	15,3	20,3	22,0	18,7	20,3
7,00	15,4	20,5	22,1	19,8	21,5
8,00	15,2	20,7	22,1	20,3	21,4
9,00	15,2	22,0	23,1	20,7	21,0

<sup>(1)</sup> Valores obtidos por meio dos dados de Gon (2010)

Tabela G.2: Valores de peso específico ajustados para os ensaios de cone.

<b>PARÂMETROS GEOTÉCNICOS AJUSTADOS</b>					
<b>PESO ESPECÍFICO</b>					
<b>Prof. (m)</b>	<b>LABORATÓRIO</b>	<b>CPT</b>		<b>CPT-E</b>	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
	<b>(1)</b>	<b>Mayne et al (2010)</b>	<b>Rob. &amp; Cabal (2010)</b>	<b>Mayne et al (2010)</b>	<b>Rob. &amp; Cabal (2010)</b>
1,00	14,1	13,8	14,1	13,4	13,8
2,00	14,2	13,7	13,8	10,6	11,2
3,00	14,0	14,2	14,3	13,4	13,4
4,00	14,4	14,8	14,8	13,5	13,5
5,00	15,5	14,7	14,6	15,0	15,1
6,00	15,3	15,2	15,2	15,9	15,9
7,00	15,4	15,4	15,3	16,8	16,9
8,00	15,2	15,5	15,3	17,3	16,8
9,00	15,2	16,5	16,1	16,1	15,4

<sup>(1)</sup> Valores obtidos por meio dos dados de Gon (2010)



## ANEXO H

Tabela H.1: Valores de ângulo de atrito interno calculados para os ensaios SPT e CPT.

<b>PARÂMETROS GEOTÉCNICOS</b>											
<b>ÂNGULO DE ATRITO INTERNO</b>											
<b>Prof. (m)</b>	TRIAXIAIS	SPT-E		CPT				CPTU			
	$\phi$ [°]	$\phi^{(1)}$ [°]	$\phi^{(1)}$ [°]	$\phi$ [°]							
	(A)	(B)	(C)	(B)	(D)	(E)	(F)	(B)	(D)	(E)	(F)
1,00	22	38	32	36	40	41		36			
2,00	21	36	32	30	39	39	35	31	35	34	36
3,00	22	36	33	31	40	40	35	31	36	35	35
4,00	23	34	31	32	40	40	35	31	36	35	36
5,00	20	35	33	31	39	39	35	32	36	35	36
6,00	22	36	34	34	40	40	36	34	37	37	37
7,00	22	33	31	32	40	40	35	31	39	39	35
8,00	22	32	31	32	41	41	35	32	40	40	34

<sup>(1)</sup> obtidos através do  $(N_1)_{60}$

(A) Gon (2011)	(B) De Mello (1971)	(C) Décourt (1991)	(D) Kulhawy & Mayne (1990)	(E) Robertson (2010)	(F) Robertson (1983)
----------------	---------------------	--------------------	----------------------------	----------------------	----------------------



## ANEXO I

Tabela I.1: Valores da correlação  $q_c/p_a \times N_{60}$  obtidos através dos ensaios de SPT-E e CPT.

<b>CORRELAÇÃO - (<math>q_c/p_a</math>) / <math>N_{60}</math> - CONE MECÂNICO</b>						
<b>CPT</b>	<b>CPT-01</b>	<b>CPT-02</b>	<b>CPT-03</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>SD</b>	<b>CV</b>
<b>SPT</b>	<b>SPTE-01</b>	<b>SPTE-02</b>	<b>SPTE-03</b>			
<b>PARES</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>			
1,00 m	6,9	4,5	4,6	5,3	1,4	25,9%
2,00 m	3,3	4,1	2,9	3,4	0,6	17,0%
3,00 m	4,0	2,8	3,0	3,3	0,6	19,4%
4,00 m	4,0	4,3	3,0	3,8	0,6	16,9%
5,00 m	3,3	4,1	3,6	3,6	0,4	11,2%
6,00 m	3,9	3,3	3,3	3,5	0,3	9,5%
7,00 m	4,6	3,4	5,0	4,4	0,8	18,9%
8,00 m	3,0	-	2,5	2,7	0,4	14,6%
9,00 m	1,9	-	2,9	2,4	0,7	30,7%

Tabela I.2: Valores da relação  $q_c/p_a \times N_{60}$  obtidos através dos ensaios de SPT-E e CPTE.

<b>CORRELAÇÃO - (<math>q_c/p_a</math>) / <math>N_{60}</math> - CONE ELÉTRICO</b>						
<b>CPT</b>	<b>CPTE-01</b>	<b>CPTE-02</b>	<b>CPTE-03</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>SD</b>	<b>CV</b>
<b>SPT</b>	<b>SPTE-01</b>	<b>SPTE-02</b>	<b>SPTE-03</b>			
<b>PARES</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>			
1,00 m	5,3	4,6	4,0	4,6	0,7	14,5%
2,00 m	3,8	4,3	2,7	3,6	0,8	21,7%
3,00 m	3,8	3,5	3,7	3,7	0,2	4,4%
4,00 m	4,1	4,0	3,5	3,9	0,3	9,0%
5,00 m	3,7	4,1	3,3	3,7	0,4	10,5%
6,00 m	4,1	3,8	3,5	3,8	0,3	8,6%
7,00 m	4,0	3,6	3,3	3,6	0,4	9,9%
8,00 m	-	2,8	2,0	2,4	0,6	24,4%
9,00 m	-	3,3	-	3,3	-	-

Tabela I.3: Valores das relações médias de  $q_c/p_a \times N_{60}$  (SPT-E) obtidos.

<b>CORRELAÇÃO - <math>(q_c/p_a) / N_{60}</math> - GERAL</b>			
<b>CPT</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>SD</b>	<b>CV</b>
<b>SPT</b>			
<b>PROF</b>			
1,00 m	5,0	1,0	21,0%
2,00 m	3,5	0,6	17,8%
3,00 m	3,5	0,5	13,6%
4,00 m	3,8	0,5	12,1%
5,00 m	3,7	0,4	9,7%
6,00 m	3,7	0,3	8,9%
7,00 m	4,0	0,7	17,3%
8,00 m	2,6	0,5	17,7%
9,00 m	2,7	0,7	28,0%

## ANEXO J

Tabela J.1: Valores das resistências estáticas obtidas nos ensaios de CPT.

<b>RESISTÊNCIA QUASE ESTÁTICA [kN]</b>								
<b>Prof. (m)</b>	<b>CPT</b>				<b>CPTE</b>			
	<b>CPT1</b>	<b>CPT2</b>	<b>CPT3</b>	<b>MÉDIA</b>	<b>CPTE1</b>	<b>CPTE2</b>	<b>CPTE3</b>	<b>MÉDIA</b>
<b>1,00</b>	2,4	2,0	2,1	2,1	1,4	1,4	1,5	1,4
<b>2,00</b>	1,7	1,8	1,8	1,7	1,5	1,3	1,2	1,3
<b>3,00</b>	2,6	2,1	2,2	2,3	1,8	2,1	2,1	2,0
<b>4,00</b>	3,3	3,5	2,9	3,2	2,3	2,5	2,4	2,4
<b>5,00</b>	3,5	3,8	2,9	3,4	3,0	2,8	2,2	2,6
<b>6,00</b>	4,6	5,5	4,0	4,7	4,0	4,9	3,2	4,0
<b>7,00</b>	4,2	4,4	5,3	4,6	4,0	3,3	3,1	3,5
<b>8,00</b>	3,8	8,3	2,8	5,0	11,2	3,2	2,0	5,5

Tabela J.2: Valores das resistências estáticas obtidas pelo método de Schmertmann (1979) para os ensaios SPT-E.

<b>RESISTÊNCIA QUASE ESTÁTICA [kN] SCHMERTMAN (1979)</b>					
<b>Prof. (m)</b>	<b>SPT-E</b>				
	<b>SPT-E-01</b>	<b>SPT-E-02</b>	<b>SPT-E-03</b>	<b>SPT-E-04</b>	<b>MÉDIA</b>
<b>1,00</b>	2,6	3,0	3,4	3,9	3,2
<b>2,00</b>	4,5	3,0	4,0	2,8	3,6
<b>3,00</b>	5,4	4,6	4,5	4,7	4,8
<b>4,00</b>	3,7	4,9	5,2	4,9	4,7
<b>5,00</b>	9,7	5,2	5,2	4,8	6,2
<b>6,00</b>	8,6	8,6	7,0	4,9	7,3
<b>7,00</b>	5,5	6,2	5,6	7,2	6,1
<b>8,00</b>	6,3	5,1	6,1	5,4	5,7

Tabela J.3: Valores das resistências estáticas obtidas pelo método de Neves (2004).

<b>RESISTÊNCIA QUASE ESTÁTICA [kN] NEVES (2004)</b>					
<b>Prof. (m)</b>	<b>SPT-E</b>				
	<b>SPT-T-01</b>	<b>SPT-T-02</b>	<b>SPT-T-03</b>	<b>SPT-T-04</b>	<b>MÉDIA</b>
<b>1,00</b>	2,6	3,0	3,6	4,2	3,4
<b>2,00</b>	5,0	3,0	4,3	2,8	3,8
<b>3,00</b>	6,2	5,2	4,9	5,2	5,4
<b>4,00</b>	3,9	5,5	5,9	5,5	5,2
<b>5,00</b>	11,7	5,9	5,9	5,4	7,2
<b>6,00</b>	10,3	10,3	8,2	5,6	8,6
<b>7,00</b>	6,3	7,2	6,4	8,4	7,1
<b>8,00</b>	7,4	5,8	7,0	6,1	6,6

Tabela J.4: Valores de  $q_c$  médio obtidos pelas metodologias propostas.

<b><math>q_c</math> (kgf/cm<sup>2</sup>) - MÉDIAS</b>				
<b>Prof. (m)</b>	<b>CPT</b>		<b>SPT-E</b>	
	<b>CPT</b>	<b>CPTE</b>	<b>SCH</b>	<b>NEVES</b>
<b>1,00</b>	16,7	14,6		
<b>2,00</b>	13,0	13,6	21,5	22,7
<b>3,00</b>	16,4	18,6	26,0	29,0
<b>4,00</b>	21,9	22,5	35,0	39,2
<b>5,00</b>	24,1	24,6	27,7	31,8
<b>6,00</b>	33,6	36,1	52,9	62,4
<b>7,00</b>	29,5	24,8	45,8	52,3
<b>8,00</b>	28,3	36,5	45,2	51,4

Tabela J.5: Valores da relação  $(q_c/p_a)/N_{60}$  médio obtidas nas propostas.

<b><math>(q_c/p_a)/N_{60}</math> - MÉDIAS</b>		
<b>Prof. (m)</b>	<b>SPT-E</b>	
	<b>SCHMERTMANN</b>	<b>NEVES</b>
<b>1,00</b>		
<b>2,00</b>	8,8	9,2
<b>3,00</b>	7,2	8,1
<b>4,00</b>	9,6	10,8
<b>5,00</b>	5,6	6,4
<b>6,00</b>	8,1	9,5
<b>7,00</b>	10,0	11,4
<b>8,00</b>	10,2	11,6