

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

**“UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS GEOTÉCNICOS ESPECIAIS DE  
CAMPO (CONE ELÉTRICO E PRESSIÔMETRO) EM SOLOS  
DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO”**

**EDUARDO BEIRA FONTAINE**

CAMPINAS  
FEVEREIRO 2004

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA AGRÍCOLA

**“UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS GEOTÉCNICOS ESPECIAIS DE  
CAMPO (CONE ELÉTRICO E PRESSIÔMETRO) EM SOLOS  
DO INTERIOR DO ESTADO DE SÃO PAULO”**

Tese de Doutorado submetida à banca  
examinadora para obtenção do título de  
Doutor em Engenharia Agrícola na área  
de concentração de Construções Rurais e  
Ambiência.

**EDUARDO BEIRA FONTAINE**  
**Orientador: Dr DAVID de CARVALHO**  
**Co-Orientador: Dr HERALDO LUIZ GIACHETI**

CAMPINAS  
FEVEREIRO - 2004

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

B397u Beira Fontaine, Eduardo  
Utilização de ensaios geotécnicos especiais de campo  
(cone elétrico e pressiômetro) em solos do interior do  
estado de São Paulo / Eduardo Beira Fontaine.--  
Campinas, SP: [s.n.], 2004.

Orientadores: David de Carvalho e Heraldo Luiz  
Giacheti.

Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.

1. Estimativa de parâmetro. 2. Estacas de concreto.  
3. Testes. 4. Mecânica do solo. 5. Fundações  
(Engenharia). 6. Carga axial. I. Carvalho, David de. II.  
Giacheti, Heraldo Luiz. III. Universidade Estadual de  
Campinas. Faculdade de Engenharia Agrícola. IV.  
Título.

**EPIGRAFE**

---

*O caminho para o sonho está cheio de sacrifícios. Embora tenha muitos obstáculos no caminho, está marcado pela fé. Está trilhado com confiança, coragem, persistência e empenho. É conquistado com disposição para afrontar desafios, correr riscos, falhar e tentar de novo. Ao longo do caminho podem aparecer dúvidas, contratempos e até injustiças, mas quando se chega ao fim, descobre-se que não há alegria maior que converter sonhos em realidade.*

## **DEDICATORIA**

---

A Deus

A mi Rosy e a meus filhos Dayana, Carmen y Tito, a os que amo profundamente.

A minha mãe e irmãos.

## AGRADECIMENTOS

---

A Deus que se tornou guia de meus atos.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo suporte financeiro que tornaram possível a execução desta pesquisa.

Ao Professor Dr David de Carvalho, pela orientação, dedicação e amizade e pela vontade de colaborar com uns dos meus grandes sonhos acadêmicos.

A minha família pela compreensão, pelo sacrifício e pela confiança que me faz sentir cada dia mais orgulhoso de tê-la.

A Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp que me aceitou como aluno de pós-graduação.

Aos professores e técnicos da Faculdade de Engenharia Agrícola e Engenharia Civil que durante a minha estadia no Brasil tiveram a gentileza de transmitir experiências e conhecimentos que serão de infinita utilidade para mim daqui para frente.

Ao Professor Renato P. Cunha pela sua colaboração durante a pesquisa e pelo enorme conhecimento transmitido, além de seu exemplo como Professor e amigo.

À empresa Helix Engenharia que colaborou com alguns dos ensaios da Tese. A empresa Solum que colaborou com os ensaios de cone elétrico.

Ao Dr Erinaldo Hilario Cavalcante pela colaboração na execução dos ensaios pressiométricos Menard e pelas experiências e conhecimentos transmitidos.

A meus colegas de pós-graduação, especialmente do Laboratório de Materiais que sempre estiveram dispostos a colaborar comigo.

A Jose pela ajuda, paciência e colaboração na elaboração do programa de computador Estacas usado nesta pesquisa.

A Juanca pela paciência e ajuda nas análise estatística.

Aos colegas do Labin que incomodei muitas vezes durante estes 4 anos.

A meus colegas cubanos, alunos e ex-alunos da Unicamp.

## SUMÁRIO

---

Lista de figuras.....	xi
Lista de tabelas.....	xviii
Lista de símbolos.....	xxii
Lista de abreviaturas.....	xxvii
Resumo.....	xxviii
Abstract.....	xxx
Capítulo I. Introdução.....	1
1.1. Justificativa.....	1
1.2. Objetivos.....	1
Capítulo II. Revisão da literatura.....	3
2.1. Introdução.....	3
2.2. O piezocone.....	4
2.2.1. Antecedentes.....	4
2.2.2. Descrição geral do ensaio.....	6
2.2.3. Aspectos importantes a serem considerados.....	9
2.2.3.1. Verticalidade.....	9
2.2.3.2. Velocidade de cravação e referência da medição.....	9
2.2.3.3. Saturação do piezocone.....	9
2.2.3.4. Ensaio de dissipação.....	12
2.2.3.5. Calibração de sensores.....	12
2.2.3.6. Manutenção.....	13
2.2.4. Fatores que afetam as medições e correções.....	14
2.2.4.1. Efeito da poro pressão no valor de $q_c$ e $f_s$ .....	14
2.2.5. Apresentação dos resultados.....	15
2.2.5.1. Parâmetros obtidos.....	15
2.2.5.2. Parâmetros derivados.....	17
2.2.5.3. Outros detalhes importantes.....	18
2.2.6. Interpretação dos resultados do piezocone.....	18
2.2.6.1. Identificação dos materiais presentes.....	18

2.2.6.2. Classificação de solos.....	19
2.2.6.3. Comentários finais.....	22
2.2.7. Estimativa de parâmetros geotécnicos.....	23
2.2.7.1. Comportamento de areia.....	23
2.2.7.1.1. Estimativa da densidade relativa ( $D_r$ ).....	23
2.2.7.1.2. Estimativa de $k_0$ .....	27
2.2.7.1.3. Ângulo de atrito efetivo.....	27
2.2.7.1.4. Módulo de Young ( $E$ ).....	30
2.2.7.1.5. Módulo oedométrico ( $M$ ).....	31
2.2.7.1.6. Módulo cisalhante máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ).....	32
2.2.7.1.7. Índice de penetração standard ( $N_{spt}$ ).....	33
2.2.7.2. Comportamento de argila (penetração não drenada).....	34
2.2.7.2.1. Resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ).....	34
2.2.7.2.1.1. Utilizando-se a resistência de cone.....	34
2.2.7.2.1.2. Utilizando-se a estimativa da poro pressão.....	36
2.2.7.2.2. OCR (Razão de pré-adensamento).....	37
2.2.7.2.3. Coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ).....	40
2.2.7.2.4. Módulo oedométrico ( $M$ ).....	41
2.2.7.2.5. Módulo de Young.....	41
2.2.7.2.6. Módulo cisalhante máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ).....	43
2.2.7.2.7. Coeficiente de adensamento ( $C_v$ ).....	43
2.2.7.2.8. Permeabilidade ( $k_h$ e $k_v$ ).....	45
2.2.8. Solos intermediários (siltes).....	46
2.2.9. Solos tropicais.....	46
2.2.10. Comparação entre resultados de cone mecânico e elétrico.....	47
2.2.11. Aplicações direta ao projeto de fundações.....	48
2.2.11.1. Método de AOKI e VELLOSO (1975).....	49
2.2.11.2 Método de PHILIPPONAT (1978).....	51
2.2.11.3. Método de De RUITER e BERINGEN (1979).....	53
2.2.11.4. Método de P. P. VELLOSO (1981).....	54
2.2.11.5. Método de BUSTAMANTE e GIASENELLI (1982).....	56



2.2.11.5.1. Método de BUSTAMANTE e GIASANELLI (1998).....	58
2.3. Pressiômetro Menard.....	61
2.3.1. Histórico.....	61
2.3.2. O ensaio pressiométrico.....	62
2.3.3. Calibrações.....	64
2.3.3.1. Cuidados com o furo.....	67
2.3.4. Interpretação dos ensaios.....	68
2.3.4.1. Pressão limite ( $p_L$ ).....	68
2.3.4.2. Pressão de creep ( $p_f$ ).....	69
2.3.4.3. Módulo pressiométrico.....	69
2.3.4.4. Coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ).....	70
2.3.4.5. Resistência ao cisalhamento.....	71
2.3.4.6. Ângulo de atrito.....	72
2.3.4.7. Outras soluções para a estimativa de parâmetros geotécnicos.....	72
2.3.5. Aplicação do pressiômetro Menard ao projeto de fundações.....	73
2.3.5.1. Projeto de estacas carregadas verticalmente. Método LCPC- SETRA, (1985).....	73
2.3.5.1.1. Cálculo da pressão última na ponta ( $q_L$ ).....	73
2.3.5.1.2. Cálculo do atrito lateral último ( $f_L$ ).....	74
2.3.6. Comparação dos resultados do pressiômetro com outros ensaios.....	75
2.3.6.1. Em argila.....	76
2.3.6.2. Em areia:.....	76
Capítulo III. Materiais e Métodos.....	77
3.1. Materiais.....	77
3.1.1. Campo Experimental da Unicamp.....	77
3.1.2. Campo Experimental da USP-São Carlos.....	80
3.1.3. Campo Experimental da Unesp Bauru.....	83
3.1.4. Estacas utilizadas.....	87
3.1.5. Provas de cargas.....	88
3.2. Equipamentos.....	91
3.3. Métodos.....	91

3.3.1. Ensaio de cone (CPT).....	91
3.3.2. Ensaio pressiométrico (PMT).....	92
3.3.3. Tratamento estatístico de dados.....	94
3.3.3.1. Método para a análise da distribuição normal dos resíduos.....	94
3.3.3.2. Comparação de duas variâncias.....	95
3.3.3.3. Comparação de duas médias utilizando-se a distribuição t- student.....	97
Capítulo IV. Discussão dos Resultados .....	99
4.1. Estimativa de parâmetros geotécnicos.....	99
4.1.1. Campo Experimental Unicamp.....	99
4.1.1.1. Camada de argila.....	99
4.1.1.1.1. Estimativa de M.....	99
4.1.1.2. Camada de silte.....	100
4.1.1.2.1. Estimativa do ângulo de atrito ( $\phi$ ).....	101
4.1.1.2.2. Estimativa de M.....	102
4.1.1.2.3. Estimativa de G <sub>máx</sub> .....	103
4.1.2. Campo Experimental USP-São Carlos.....	104
4.1.2.1. Estimativa de ângulo de atrito ( $\phi$ ).....	104
4.1.2.2. Estimativa de G <sub>máx</sub> .....	105
4.1.2.3. Estimativa de M.....	106
4.1.3. Campo Experimental Unesp Bauru.....	107
4.1.3.1. Estimativa de ângulo de atrito ( $\phi$ ).....	107
4.1.3.2. Estimativa de G <sub>máx</sub> .....	108
4.1.3.3. Estimativa de M.....	109
4.1.4. Considerações finais sobre o ensaio de cone, aplicado a estimativa de parâmetros geotécnicos.....	110
4.2. Classificação de solos a partir dos resultados do ensaio de cone.....	112
4.2.1. Argila porosa do Campo Experimental da Unicamp.....	113
4.2.2. Silte do Campo Experimental da Unicamp.....	115
4.2.3. Areia argilosa da USP-São Carlos.....	117
4.2.4. Areia argilosa da Unesp Bauru.....	118

4.2.5. Resultados do uso do ábaco proposto por Eslami e Fellenius.....	120
4.2.6. Comentários.....	120
4.3. Comparação de resultados de cone elétrico e mecânico.....	123
4.4. Variação de umidade com a profundidade.....	135
4.5. Estimativa de carga de ruptura utilizando resultados de cone de penetração estática.....	137
4.5.1. Campo Experimental da Unicamp.....	138
4.5.2. Campo Experimental da USP São Carlos.....	141
4.5.3. Campo Experimental da Unesp-Bauru.....	145
4.5.4. Comentários.....	148
4.6. Análise da relação $q_t$ e $f_s$ de cone elétrico com a resistência de ponta e atrito lateral obtido de estacas instrumentadas.....	149
4.7. Resultados de ensaios pressiométricos tipo Menard.....	155
4.7.1. Pressão limite ( $P_L$ ) e Módulo pressiométrico Menard ( $E_{PM}$ ).....	155
4.7.2. Tensão horizontal total em repouso ( $P_{OH}$ ).....	157
4.7.3. Comparação de resultados de pressiômetro Menard com resultados de pressiômetro auto-perfurante Camkometer.....	157
4.8. Estimativa de propriedades geotécnicas utilizando-se resultados de pressiômetro tipo Menard.....	158
4.8.1 Campo Experimental da Unicamp.....	160
4.8.2. Campo Experimental da USP- São Carlos.....	161
4.9. Estimativa de capacidade de carga de estacas utilizando-se resultados de pressiômetro Menard.....	162
4.9.1. Campo Experimental da Unicamp.....	162
4.9.1.1. Método de BUSTAMANTE e GIASENELLI (1998) para estacas ômega.....	164
4.9.2. Campo Experimental da USP São Carlos.....	164
4.10. Análise da relação da pressão limite do ensaio pressiométrico Menard com a resistência de ponta e atrito lateral obtido de estacas instrumentadas.....	166
4.10.1. Análise do atrito lateral.....	167

4.10.1.1 Campo Experimental da Unicamp.....	167
4.10.1.2. Campo Experimental da USP-São Carlos.....	168
4.10.2. Analise da resistência de ponta.....	171
Conclusões.....	173
Referencias Bibliográficas.....	178
Anexos.....	186

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 2.1. Ilustração da geometria típica de um cone (Apud Schnaid, 2000)...	6
Figura 2.2. Sistema de reação do cone (Apud Schnaid, 2000).....	7
Figura 2.3. Diferentes tipos de redutores de atrito.(Apud Lunne, Robertson e Powell 1997).....	8
Figura 2.4. Montagem do elemento filtrante quando se usa óleo de glicerina (Apud Larson, 1992).....	10
Figura 2.5. Ensaio com adequada e inadequada saturação (Danziger, 2000)...	11
Figura 2.6. Exemplos de câmaras para calibração do piezocone. (a) versão simples, (b) câmara sofisticada (Apud Lunne et al., 1997).....	12
Figura 2.7. Resultados obtidos de uma calibração (Apud Danziger 2000, adaptado de Schaap e Zuidberg).....	13
Figura 2.8. Efeito da poro pressão nos parâmetros medidos. (Apud Schnaid, 2000).....	14
Figura 2.9. Relação entre as áreas para a obtenção do coeficiente $a_v$ . (Apud Danziger, 2000).....	15
Figura 2.10. Apresentação dos dados segundo o procedimento de ensaio recomendado.....	16
Figura 2.11. Carta de classificação de solo utilizando piezocone (Apud Robertson, 1986).....	20
Figura 2.12. Ábaco de classificação de Douglas e Oslen (1981).....	21
Figura 2.13. Proposta de carta de classificação. (Apud Eslami e Fellenius, 1997).....	22
Figura 2.14. Influência da compressibilidade em areias normalmente adensadas, não envelhecidas a predominantemente quartzosas (Apud Jamiolkowski et al., 1985).....	24
Figura 2.15. Ábaco para estimativa do $D_r$ em areia Ticino normalmente adensada (Apud Baldi et al., 1986).....	25

Figura 2.16. Ábaco para estimativa de $D_r$ em areia Ticino pré-adensada (Apud Baldi et al., 1986).....	26
Figura 2.17. Correlação entre $\phi'$ , $D_r$ e $\sigma'_{vm}$ para areia sílica uniforme. uniforme (Apud Kleven et al., 1986).....	28
Figura 2.18. Correlação para obter o ângulo de atrito para areia sílica não cimentada, utilizando-se os resultados de resistência de ponta no ensaio de cone (Apud Robertson e Campanella, 1983).....	29
Figura 2.19. Relação entre o número de capacidade de carga e ângulo de atrito obtido de ensaios em câmara de calibração. (Apud Robertson e Campanella 1983).....	29
Figura 2.20. Correlação entre a resistência de cone e o módulo de Young para areias quartzosas não cimentadas e normalmente adensada. (Apud Robertson e Campanella 1983).....	30
Figura 2.21. Relação entre a resistência de cone e o módulo oedométrico para areias quartzosas não cimentada e normalmente adensada (Apud Robertson e Campanella, 1983).....	32
Figura 2.22. Correlação entre $q_c$ e $G_{máx}$ para areias quartzosas não cimentadas e normalmente consolidadas (Apud Robertson e Campanella, 1983).....	33
Figura 2.23. Correlação entre $q_c/N_{SPT}$ com o $D_{50}$ do solo para energia de 50 – 60 % (Apud Robertson et al.).....	33
Figura 2.24. Valores de $N_{kt}$ vs $B_q$ usada para a estimativa de $S_u$ (Apud Lunne e outros, 1985).....	35
Figura 2.25. Relação $S_u/\sigma'_{v0}$ e $IP$ para argilas de Porto Alegre (Apud Schnaid, 2000).....	38
Figura 2.26. Valor estimado de $OCR$ e $k_0$ conhecido $IP$ e $\sigma'_{v0}$ . (Apud Andresen et al., 1979).....	39
Figura 2.27. Correlação empírica entre $OCR$ e valores normalizados de cone (Apud Lunne, Robertson, e Powell, 1997).....	39

Figura 2.28. Distribuição da medida da poro pressão. (Apud Sully et al.,1988).....	40
Figura 2.29. Correlação entre IP e $\phi'$ para argilas normalmente adensadas (Apud Schnaid, 2000).....	41
Figura 2.30. Abordagem da estimativa do módulo de Young (Apud Duncan e Buchignani, 1976).....	42
Figura 2.31. Correlação para a estimativa de Gmax. (Apud Duncan e Buchignani 1976).....	43
Figura 2.32. Cálculo médio da resistência de cone (Apud De Ruiter e Beringer, (1979).....	54
Figura 2.33. Cálculo da resistência de ponta média equivalente. (Apud Bustamante e Giasenelli, 1982).....	56
Figura 2.34. Esquema gráfico para a determinação de $f_s$ em função da forma de execução da estaca e tipo de solo. (Apud Bustamante e Giasenelli, 1998).....	60
Figura 2.35. Ilustração do pressiômetro Menard. (Apud Clarke 1995).....	62
Figura 2.36. Curva típica de ensaio Menard (Apud Schnaid 2000).....	63
Figura 2.37. Calibração da sonda pressiométrica em tubo rígido (Apud Schnaid 2000).....	65
Figura 2.38. Calibração da membrana ao ar (Apud Schnaid, 2000).....	66
Figura 2.39. Curva pressiométrica corrigida ideal. (Apud Cavalcante et al.,2000).....	68
Figura 2.40. Curva creep. (Apud NF P 94-110).....	69
Figura 2.41. Obtenção de $k_0$ (Apud Briaud, 1992).....	70
Figura 2.42. Correlação entre $p_L^*$ e $\phi$ . (Apud Baguelin et al.,1978).....	72
Figura 2.43. Atrito lateral último unitário na estaca (Apud Briaud, 1992).....	75
Figura 3.1. Planta do Campo Experimental Unicamp.(Apud Albuquerque 2001).....	78
Figura 3.2. Perfil do Campo Experimental Unicamp.....	78
Figura 3.3. Planta do Campo Experimental USP São Carlos. (Apud Sampaio 2003).....	81

Figura 3.4. Perfil do Campo Experimental USP São Carlos.....	82
Figura 3.5. Planta do Campo Experimental Unesp Bauru. (Apud Peixoto 2001).....	84
Figura 3.6. Perfil do Campo Experimental Unesp Bauru.....	85
Figura 3.7. Esquema usado para inundar a área do furo inundado.....	93
Figura 3.8. Probabilidade acumulada para leituras de cone mecânico e elétrico numa mesma profundidade.....	95
Figura 4.1. Estimativa do valor de módulo de deformabilidade confinado (M) na camada de argila do Campo Experimental da Unicamp.....	100
Figura 4.2. Estimativa de $\phi$ na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp e proposta de ajuste para estimativa a partir de ensaios de cone.....	101
Figura 4.3. Correlação encontrada entre as estimativas de $\phi$ utilizando-se a proposta de Robertson e Campanella (1983), e o valores de laboratório.....	102
Figura 4.4. Resultados da estimativa de módulo oedométrico na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp.....	103
Figura 4.5. Estimativa do $G_{máx}$ na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp.....	104
Figura 4.6. Estimativa do ângulo de atrito no Campo Experimental da USP-São Carlos e proposta de estimativa do valor de $\phi$ .....	105
Figura 4.7. Estimativa de $G_{máx}$ no Campo Experimental da USP-São Carlos e proposta de correlação a partir dos resultados das estimativas de Robertson e Campanella (1983).....	106
Figura 4.8. Estimativa de M no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	107
Figura 4.9. Estimativa do angulo de atrito no Campo Experimental da Unesp Bauru e proposta de estimativa de $\phi$ .....	108
Figura 4.10. Estimativa de $G_{máx}$ no Campo Experimental da Unesp Bauru e proposta de estimativa a partir da estimativa de Robertson e Campanella (1983).....	109
Figura 4.11. Estimativa de M no Campo Experimental da Unesp Bauru.....	110



Figura 4.12. Classificação da argila porosa da Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico no ábaco Robertson et al. (1986).....	114
Figura 4.13. Classificação da argila porosa da Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando-se o ábaco de Douglas e Oslen (1981).....	114
Figura 4.14. Classificação do silte da Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando-se o ábaco Robertson et al. (1986).....	116
Figura 4.15. Classificação do silte da Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando-se o ábaco. de Douglas e Oslen (1981).....	116
Figura 4.16. Classificação do solo arenoso da USP-São Carlos utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando-se o ábaco Robertson et al. (1986).....	117
Figura 4.17. Classificação do solo arenoso da USP-São Carlos utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando-se o ábaco. de Douglas e Oslen (1981).....	118
Figura 4.18. Classificação do solo arenoso da Unesp Bauru utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando-se o ábaco Robertson et al. (1986).....	119
Figura 4.19. Classificação do solo arenoso na Unesp Bauru, utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando-se o ábaco de Douglas e Oslen (1981).....	119
Figura 4.20. Resultados do uso de ábaco de Eslami-Fellenius (1997), nos solos analisados nesta pesquisa.....	120
Figura 4.21. Proposta de ábaco de classificação de solos residuais tropicais.....	123
Figura 4.22. Comparação dos resultados de qc nos três campos experimentais.	124
Figura 4.23. Comparação dos resultados de fs nos três campos experimentais..	125
Figura 4.24. Regime de precipitações na cidade de Campinas desde 1997 até 2003.....	135

Figura 4.25. Variação da umidade ao longo do ano até 6 m de profundidade no Campo Experimental da Unicamp.....	136
Figura 4.26. Variação do grau de saturação até 6 m de profundidade no Campo Experimental da Unicamp.....	136
Figura 4.27. Resultados de estimativa de capacidade de carga em estacas usando resultados de ensaios de cone elétrico. Campo Experimental Unicamp.....	139
Figura 4.28. Resultados de estimativa de carga de ruptura em estacas usando resultados de ensaios de cone elétrico. Campo Experimental USP-São Carlos.....	144
Figura 4.29. Resultados de estimativa de carga de ruptura em estacas usando resultados de ensaios de cone elétrico. Campo Experimental Unesp Bauru.....	147
Figura 4.30. Valores correlacionados. Campo Experimental Unicamp.....	150
Figura 4.31. Valores correlacionados. Campo Experimental USP-São Carlos..	150
Figura 4.32. Valores correlacionados. Campo Experimental Unesp Bauru.....	151
Figura 4.33. Resultados de $P_L$ e $E_{PM}$ no Campo Experimental da Unicamp.....	155
Figura 4.34. Resultados de $P_L$ e $E_{PM}$ no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	156
Figura 4.35. Comparação da pressão limite utilizando-se pressiômetro Menard e auto- perfurante Camkometer nos campos experimentais da Unicamp e USP-São Carlos.....	158
Figura 4.36. Ábaco para a estimativa de $\phi$ (Apud Bagelin et al., 1978).....	159
Figura 4.37. Resultado de estimativa de $\phi$ no Campo Experimental da Unicamp utilizando-se resultados de pressiômetro Menard.....	160
Figura 4.38. Resultado de estimativa de $\phi$ no Campo Experimental da USP-São Carlos utilizando-se resultados de pressiômetro Menard.....	161
Figura 4.39. Resultados da estimativa de carga de ruptura. Campo Experimental Unicamp.....	163

Figura 4.40. Comparação de estimativas de carga ultima utilizando-se o método de Bustamente e Giasenelli (1998). Campo Experimental Unicamp.....	164
Figura 4.41. Resultados das estimativas de carga de ruptura utilizando pressiômetro Menard . Campo Experimental USP-São Carlos...	166
Figura 4.42. Valores adotados no Campo Experimental da Unicamp.....	167
Figura 4.43. Relação $P_L$ vs $P_L/f_L$ nas estacas do Campo Experimental da Unicamp.....	168
Figura 4.44. Valores adotados no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	169
Figura 4.45. Relação $P_L$ vs $P_L/f_L$ nas estacas do Campo Experimental da USP-São Carlos.....	169
Figura 4.46. Relação $P_L$ vs $P_L/f_L$ em todas as estacas analisadas.....	170

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 1. Aplicabilidade e uso de ensaios in situ (Apud Lunne e outros, 1997).....	4
Tabela 2. Estimativa da densidade baseada na classificação. (Apud Robertson et al., (1986).....	21
Tabela 3. Fatores de cone publicadas na literatura (Apud Schnaid, 2000).....	36
Tabela 4. Estimativa do módulo confinado (M) para argilas (Apud Sanglerat, 1972).....	42
Tabela 5. Fator tempo T (Apud Houlsby e Teh, 1988).....	44
Tabela 6. Razão de permeabilidade em argila (Jamiołkowski et al., 1985).....	45
Tabela 7. Estimativa da permeabilidade partindo da carta de classificação de solos. (Robertson, 1988).....	45
Tabela 8. Valores de $F_1$ e $F_2$ propostos por Aoki-Velloso, (1975).....	50
Tabela 9. Valores de $\alpha_{avi}$ e $K_{avi}$ propostos por Aoki & Velloso, (1975).....	50
Tabela 10. Valores de $\alpha_s$ . (Apud Philipponat, 1978).....	52
Tabela 11. Valores de $\alpha_f$ . (Apud Philipponat, 1978).....	52
Tabela 12. Valores de $\alpha_p$ . (Apud Philipponat, 1978).....	52
Tabela 13. Método de De Ruiter e Beringen (1979).....	53
Tabela 14. Fatores de capacidade de carga (kc) e coeficiente de atrito ( $\alpha$ ) de Bustamante e Giasenelli, 1982.....	57
Tabela 15. Escolha das curvas a serem utilizadas na figura 2.34. (Apud Bustamante e Giasenelli, 1988).....	60
Tabela 16. Valores estimados da pressão limite do solo (Apud Briaud, 1992).....	67
Tabela 17. Valores de k para estacas (Apud Briaud, 1992).....	74
Tabela 18. Seleção da curva de desenho para obter $f_L$ .....	75
Tabela 19. Ensaio de caracterização e índices físicos do Campo Experimental da Unicamp. (Apud Peixoto 2001).....	79

Tabela 20. Parâmetros de compressibilidade do Campo Experimental da Unicamp (Apud Peixoto 2001).....	79
Tabela 21. Parâmetros de resistência do Campo Experimental da Unicamp. (Apud Peixoto 2001).....	80
Tabela 22. Ensaio de caracterização e índices físicos do Campo Experimental USP-São Carlos (Apud Peixoto 2001).....	82
Tabela 23. Parâmetros de resistência do Campo Experimental da USP-São Carlos (Apud Peixoto 2001).....	83
Tabela 24. Parâmetros de compressibilidade do campo USP-São Carlos (Apud Peixoto 2001).....	83
Tabela 25. Ensaio de caracterização e índices físicos do Campo Experimental da Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).....	85
Tabela 26. Parâmetros de resistência do campo Unesp Bauru. (Apud Peixoto 2001).....	86
Tabela 27. Parâmetros de compressibilidade do Campo Experimental da Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).....	87
Tabela 28. Características das estacas analisadas.....	87
Tabela 29. Resultados de prova de cargas lentas. Campo Experimental da Unicamp (Apud Peixoto 2001).....	88
Tabela 30. Resultados de prova de cargas lenta. Campo Experimental da USP-São Carlos. (Apud Peixoto 2001).....	89
Tabela 31. Resultados de prova de cargas rápidas. Campo Experimental da Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).....	90
Tabela 32. Aplicabilidade do ensaio CPT na estimativa de parâmetros geotécnicos, segundo Lunne, Robertson e Powell (1997).....	110
Tabela 33. Aplicabilidade do CPT na estimativa de alguns parâmetros geotécnicos em solos tropicais do interior do Estado de SP.....	111
Tabela 34. Propostas de estimativa de alguns parâmetros geotécnicos para solos tropicais.....	112
Tabela 35. Resultado do teste F Fisher no Campo Experimental da Unicamp.....	126

Tabela 36. Resultado do teste t Student no Campo Experimental da Unicamp.....	127
Tabela 37. Resultado do teste F Fisher no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	128
Tabela 38. Resultado do teste t Student no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	129
Tabela 39. Resultado do teste F Fisher no Campo Experimental da Unesp Bauru.....	130
Tabela 40. Resultado do teste t Student no Campo Experimental da Unesp Bauru.....	131
Tabela 41. Resultados resumidos das análise estatísticas dos parâmetros qc e fs com cone elétrico e mecânico nos três campos experimentais estudados baseado no teste t de Student para o 95 % de probabilidade.....	132
Tabela 42. Relação numérica entre valores das leituras médias de qc e fs de cone mecânico com luva Begemann (M) e cone elétrico (E) utilizados nas análises estatística.....	133
Tabela 43. Diferenças em % entre estimativas de capacidade de carga utilizando-se cone mecânico e elétrico com valores de provas de carga lenta no Campo Experimental da Unicamp.....	139
Tabela 44. Resultados das estimativas de carga de ruptura. Campo Experimental Unicamp.....	140
Tabela 45. Diferenças em % entre estimativas de capacidade de carga utilizando-se cone mecânico e elétrico com valores de provas de carga lentas no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	142
Tabela 46. Resultados das estimativas de carga de ruptura. Campo Experimental USP-São Carlos.....	142
Tabela 47. Diferenças em % entre estimativas de capacidade de carga usando cone mecânico e elétrico com valores de provas de carga lentas no Campo Experimental da Unesp Bauru.....	145

Tabela 48. Resultados das estimativas de carga de ruptura. Campo Experimental Unesp Bauru.....	146
Tabela 49. Relação de parâmetros de cone elétrico com valores de resistência última obtida de provas de carga lenta. Campo Experimental Unicamp.....	152
Tabela 50. Relação de parâmetros de cone elétrico com valores de resistência última obtida de provas de carga lenta. Campo Experimental USP-São Carlos.....	152
Tabela 51. Relação de parâmetros de cone elétrico com valores de resistência última obtida de provas de carga rápida. Campo Experimental Unesp Bauru.....	153
Tabela 52. Relação entre a resistência última de atrito lateral e $f_s$ médio de cone elétrico.....	153
Tabela 53. Relação entre a resistência última de ponta e $q_t$ médio de cone elétrico.....	154
Tabela 54. Valores comuns de módulo pressiométrico Menard e pressão limite para os principais tipos de solos (Apud Menard, 1975)....	156
Tabela 55. Valores de ângulo de atrito interno estimados a partir de ensaios pressiométricos Menard e de laboratório no campo Unicamp.....	160
Tabela 56. Valores de ângulo de atrito interno estimados a partir de ensaios pressiométricos Menard e de laboratório no campo USP-São Carlos.....	161
Tabela 57. Resultados da estimativa de carga de ruptura. Campo Unicamp...	162
Tabela 58. Resultados das estimativas de carga de ruptura nas estacas instaladas no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	165
Tabela 59. Relação entre a pressão limite ( $P_L$ ) e carga de ruptura por ponta nas estacas analisadas no Campo Experimental da Unicamp.....	171
Tabela 60. Relação entre a pressão limite ( $P_L$ ) e carga de ruptura por ponta nas estacas analisadas no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	171

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$a$ .....	coeficiente de expansão da tubulação e do aparelho
$A_n$ .....	área da seção da célula de carga
$A_p$ .....	área da estaca
$A_p$ .....	área da ponta da estaca
$A_s$ .....	área da luva de atrito
$A_s$ .....	área perimetral da estaca
$A_{sb}$ .....	área da base da luva de atrito
$A_{st}$ .....	área do topo da luva de atrito
$A_t$ .....	área da seção do cone
$B_q$ .....	parâmetro de poro pressão
$c'$ .....	coesão efetiva
$C_c$ .....	índice de compressão
$Ch$ .....	coeficiente de adensamento horizontal
$C_v$ .....	coeficiente de adensamento
$D_{50}$ .....	diâmetro correspondente ao 50 % dos tamanhos de grãos do solo
$D_r$ .....	densidade relativa
$E$ .....	modulo de Young
$e$ .....	índice de vazios obtida no laboratório
$e_0$ .....	índice de vazios inicial
$E_{25}$ .....	módulo de Young para o 25 % da tensão de ruptura
$e_{max}$ .....	índice de vazios máxima obtida no laboratório
$e_{min}$ .....	índice de vazios mínima obtida no laboratório
$E_p$ .....	modulo pressiométrico
$F$ .....	estadígrafo de Fisher
$F_1$ .....	fator de carga de ponta
$F_2$ .....	fator de carga lateral
$f_L$ .....	atrito lateral último
$f_p$ .....	atrito lateral unitário
$f_s$ .....	atrito lateral



$f_u$ .....	resistência lateral
$f_{ui}$ .....	atrito lateral (CPT)
$G_0$ .....	módulo cisalhante a pequenas deformações
$G_{max}$ .....	módulo cisalhante máximo
$G_{pr}$ .....	módulo de cisalhamento obtido do ensaio pressiométrico
$h$ .....	altura desde o nível de terreno até a metade da membrana
$I_r$ .....	índice de rigidez
$k$ .....	coeficiente de permeabilidade
$k$ .....	fator de capacidade de carga
$k_0$ .....	coeficiente de empuxo em repouso
$k_0$ (oc).....	coeficiente de empuxo em repouso do solo normalmente adensado
$k_0$ (nc).....	coeficiente de empuxo em repouso do solo pré-adensado
$k_h$ e $k_v$ .....	coeficiente de permeabilidade
$M$ .....	modulo oedométrico ou módulo de deformabilidade confinado
$M_0$ .....	módulo tangente baseado na tensão efetiva antes da cravação
$m_v$ .....	coeficiente de variação volumétrica
$n$ .....	porosidade
$N_{KT}$ .....	fator de capacidade de carga
$P_{coluna}$ d água..	pressão da coluna de água
$P_{corr}$ .....	pressão corrigida
$P_{corr}$ ao ar.....	pressão corrigida ao ar
$p_f$ .....	pressão creep
$P_L$ .....	Pressão limite
$P_L^*$ .....	Pressão limite corrigida
$p_{Le}$ .....	pressão limite equivalente na camada aonde a ponta é apoiada
$P_{lida}$ .....	pressão lida
$p_{OH}$ .....	tensão horizontal total de repouso obtida do ensaio
$q_{ac}$ .....	resistência média de ponta 3d acima da ponta da estaca (kPa)
$q_c$ .....	resistência de ponta
$q_{c1}$ .....	média dos valores de $q_c$ na faixa de 0,7 – 4 vezes o diâmetro da estaca, após a ponta

$q_{c2}$ .....	média dos valores de $q_c$ à distancia de 8 vezes o diâmetro da estaca, acima da ponta
$q'c$ .....	média aritmética das resistências de ponta de cone (trecho a-c)
$q_{ac}$ .....	resistência média de ponta no trecho de 3 diâmetros acima da ponta da estaca
$q_{ca}$ .....	resistência média de cone, numa faixa de 8 diâmetros acima da cota da ponta da estaca (kPa)
$q_{ca}$ .....	resistência de cone média equivalente na base da estaca
$q_{cb}$ .....	resistência média de cone numa faixa da 3,5 diâmetros abaixo da cota da ponta da estaca (kPa)
$q_{cc}$ .....	resistência média de ponta de cone no trecho 3d abaixo da ponta da estaca (kPa)
$q_{ce}$ .....	resistência de ponta obtida pelo cone elétrico
$q_{cm}$ .....	resistência de ponta obtida pelo cone mecânico
$q_{cp}$ .....	resistência média de cone na região da ponta da estaca
$q_L$ .....	pressão última na ponta
$q_{ov}$ .....	tensão vertical total ao nível da ponta
$q_p$ .....	resistência de ponta unitária
$q_{cp}$ .....	média de $q_c$ na distancia fixa “a” acima e embaixo da ponta da estaca
$q_u$ .....	resistência de ruptura de ponta
$r$ .....	raio do cone
$R_c$ .....	resistência à compressão
$R_f$ .....	razão de atrito
$S_R$ .....	grau saturação
$St$ .....	sensibilidade
$S_u$ .....	resistência ao cisalhamento não drenada
$t$ .....	estadígrafo estatístico
$t_{50}$ .....	tempo de dissipação para o 50 %
$U$ .....	poro pressão in situ
$U_0$ .....	poro pressão in situ

$U_1$ .....	poro pressão no início da dissipação
$U_2$ .....	poro pressão detrás da ponta
$U_3$ .....	poro pressão após luva de atrito
$U_i$ .....	perímetro da estaca
$V$ .....	velocidade da onda cortante
$V_0$ .....	volume da célula no início do trecho reto da curva pressiométrica
$V_1$ .....	volume de início da fase pseudo – elástica
$V_c$ .....	volume inicial da célula de medida
$V_{corr}$ .....	volume corrigido
$V_f$ .....	volume da célula ao final do trecho reto da curva pressiométrica
$V_{lido}$ .....	volume lido
$V_s$ .....	volume da sonda
% fso.....	percentagem de fundo de escala
$\Delta p/\Delta V$ .....	inclinação da parte retilínea da curva pressiométrica
$\rho$ .....	massa específica do solo
$\nu$ .....	coeficiente de Poisson
$\omega$ .....	umidade
$\phi'$ .....	ângulo de atrito efetivo
$\sigma'_{adens}$ .....	tensão de pré-adensamento
$\phi'_{cv}$ .....	ângulo de atrito no estado crítico
$\varepsilon_c$ .....	deformação da cavidade
$\gamma_{estimada}$ .....	densidade estimada do solo
$\phi_{ESTIMADO}$ .....	ângulo de atrito interno estimado
$\alpha_f$ .....	coeficiente que leva em conta o tipo de estaca
$\sigma_h$ .....	tensão horizontal
$\gamma_{nat}$ .....	peso específico natural do solo
$\sigma_{OH}$ .....	tensão total horizontal em repouso
$\alpha_s$ .....	coeficiente em função do tipo de solo
$\gamma_s$ .....	peso específico dos sólidos
$\sigma_{v0}$ .....	tensão vertical in situ

$\sigma'_{m0}$ .....	tensão vertical efetiva in situ
$\gamma_w$ .....	densidade da água
$p_a$ .....	pressão de referencia de 100 kPa
$\alpha_{pp}$ .....	fator de carga lateral em função do tipo de estaca
$\beta$ .....	fator de carga de ponta
$\lambda_p$ .....	fator em função do tipo de carregamento da estaca

## LISTA DE ABREVIATURAS

---

ABMS.....	Associação Brasileira de Mecânica de Solos
AreiaBu.....	areia do Campo Experimental da Unesp Bauru
AreiaBuMec.....	areia Campo Experimental da Unesp Bauru com cone mecânico
AreiaSC.....	areia do Campo Experimental USP-São Carlos
AreiaSCMec.....	areia Campo Experimental da USP São Carlos com cone mecânico
ArgilaMec.....	argila do Campo Experimental Unicamp com cone mecânico
CPT.....	cone penetration test
CR.....	índice de compressão virgem
FEAGRI.....	Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp
ISSMFE.....	Sociedade Internacional de Mecânica de Solos
IP.....	índice de plasticidade
LL.....	limite de liquidez
LP.....	limite plástico
OCR.....	razão de sobre – adensamento
PMT.....	ensaio pressiométrico
Ql-calc.....	carga de atrito lateral na ruptura
Qp-calc.....	carga de ruptura de ponta
Qtotal-calc.....	capacidade de carga total calculada na estaca
R&C.....	Robertson e Campanella
L&R&P.....	Lunne, Robertson e Powell
RR.....	razão de recompressão na zona pré-adensada
SBT.....	soil behaviour type
SilteMec.....	silte do Campo Experimental Unicamp com cone mecânico
SPT.....	standard penetration test
SPT-T.....	standard penetration test com medida de torque
Unesp Bauru.....	Universidade Estadual Paulista Campus de Bauru
Unicamp.....	Universidade Estadual de Campinas
USP-São Carlos.	Universidade de São Paulo Campus de São Carlos

## RESUMO

---

Os ensaios especiais de campo são amplamente usados em obras de engenharia ao redor do mundo para estimar parâmetros geotécnicos de solos e para estimar a carga de ruptura de estacas.

No Brasil, estes ensaios começam a ser utilizados com mais frequência pelo meio técnico nacional; porém existem dúvidas da possibilidade de uso das correlações disponíveis na literatura internacional tanto para o caso de estimativa de parâmetros, quanto para a estimativa de carga de ruptura de estacas no caso dos solos tropicais

Nesta pesquisa objetivou-se analisar a aplicabilidade dos ensaios especiais de campo, cone de penetração estática e ensaio pressiométrico tipo Menard, na estimativa de propriedades geotécnicas, classificação geotécnica e determinação da carga de ruptura de estacas, instaladas em solos do interior do estado de São Paulo. Para tanto, realizaram-se ensaios no Campo Experimental da Unicamp – Campinas, no Campo Experimental da USP – São Carlos e no Campo Experimental da Unesp – Bauru.

Os solos tropicais destes locais são não saturados até pelo menos 10m de profundidade e são representativos de grandes extensões de área do interior do Estado de São Paulo e Centro-Sul do Brasil. A caracterização geotécnica do subsolo destes locais, bem como a carga de ruptura das estacas existentes nos três campos experimentais foram obtidas de pesquisas anteriores.

Partindo-se dos resultados obtidos nos ensaios de campo, foram avaliadas as correlações consagradas na literatura internacional para estimativa de parâmetros geotécnicos e algumas metodologias para estimativa de carga de ruptura em estacas. Os resultados obtidos indicam a necessidade de ajuste das correlações para estimativa de parâmetros para o caso de solos tropicais.

Esta situação é similar para os métodos de estimativa de carga de ruptura de estacas, porque nenhum dos métodos pesquisados pode ser generalizado para os tipos de estacas e perfis de solos estudados. Procurou-se no trabalho apresentar novas propostas, porém as análises indicaram a necessidade de uma maior quantidade de dados para se apresentar propostas definitivas.

No caso da classificação geotécnica de solos, foram avaliados vários ábacos de classificação de solos, concluindo-se que, embora não classifiquem o solo adequadamente do ponto de vista granulométrico, oferecem valiosas informações relacionados com a colapsibilidade e índice de vazios dos solos analisados.

No trabalho são realizadas análises e apresentam-se conclusões sobre os vários aspectos dos ensaios de cone e pressiométrico tipo Menard, concluindo-se pela importância de se iniciar um trabalho conjunto de varias entidades ligadas ao meio geotécnico, no sentido da produção de um banco de dados onde se acumulem resultados de ensaios de campo, informações detalhadas do subsolo local e suas propriedades geotécnicas, juntamente com informações sobre o comportamento da obra instalada

**PALAVRAS CHAVES:** cone elétrico, CPT, pressiômetro, PMT, estimativa de parâmetros geotécnicos, carga de ruptura em estacas.

## ABSTRACT

---

Nowadays, the field tests are widely used in geotechnical works as a tool for the assessment of geotechnical parameters and rupture load of piles. In Brazil, these tests start to be used for technician; but there are some doubts about the possibility of using the available correlation in international literature for estimating geotechnical parameters and also for estimating the rupture load of piles used in tropical soils.

Objectifying itself to analyse the applicability of these special field tests (electric cone and pressuremeter) in the assessment of both geotechnical properties of tropical soils and rupture load of different types of piles installed in tropical soils from the interior of the São Paulo State, three experimental fields were used: Unicamp, s, USP-São Carlos and Unesp Bauru. The tropical soils of these places are unsaturated until at least 10m of depth and are representative of great extensions of area of the interior of the State of São Paulo and Center-South of Brazil. The rupture loads of the existing piles in the three experimental fields, were already known from previous research, and were used to evaluate the methods for estimating the rupture load of the piles used in this research.

From the gotten results in the field tests carried out, the correlations in international literature for estimating geotechnical parameters were evaluated. The results gotten indicate the necessity of adjustment of many of the correlations in order to get better results for the tropical soils.

This situation is similar in the methods for rupture load assessment because none of the used methods can be generalised for the piles types and ground profiles studied. It is considered in the work the creation of a national database bank in order to obtain coefficients that adequately adjust the results of the load of rupture assessment with the real values obtained from static load tests. It could be extremely useful to the national technician interested in geotechnical projects.

Concerning with the soil classification, different charts were analysed. The results indicated that even when the soil classification was not adequate according with the grain size classification, the charts give interesting information about collapsibility of the soil and void ratio rate for the soils used in this research.



**KEYWORD:** Electric cone, CPT, pressuremeter, PMT, assessment of geotechnical parameters, rupture load of piles.

## CAPITULO I. INTRODUÇÃO

---

### 1.1. Justificativa

O papel que vem desempenhando os ensaios de campo no meio geotécnicos é cada vez maior. Esta afirmação é corroborada por Schmertmann no Simposium do CPT'95 na Suécia, quando falou (...) *“eu acho que embora no passado, o laboratório tinha o papel principal e os ensaios de campo o complementar, hoje estamos na etapa em que, o ensaio de campo tem o papel principal e o laboratório o complementar”*(...).

Diferente do que já ocorre no exterior há muitos anos, apenas recentemente tornou-se possível realizar no Brasil, alguns ensaios de campo a custos acessíveis. Devido a equipamentos modernos e de alta produtividade, os custos têm ficado acessíveis a grande numero de projetos, sendo que, algumas Universidades e empresas, já tem disponível equipamentos para realizar estes ensaios.

No entanto, a experiência acumulada sobre a estimativa de parâmetros geotécnicos e de seu uso direto em projeto de fundações, foi obtida basicamente em solos de clima temperado, o que dificulta sua utilização em nossos solos tropicais. Portanto, a incorporação destes ensaios como ferramentas de trabalho de projetistas e pesquisadores geotécnicos do Brasil, trarão uma enorme contribuição ao meio técnico geotécnico.

Esta Tese aborda a aplicabilidade dos ensaios especiais de campo conhecidos como cone elétrico e pressiômetro, na estimativa de propriedades geotécnicas de solos tropicais e o uso de seus resultados na estimativa de carga de ruptura de estacas implantadas nos campos experimentais da Unicamp, USP-São Carlos e Unesp Bauru.

### 1.2. Objetivos

Partindo-se da hipótese que os ensaios especiais de campo (cone elétrico e pressiômetro), podem ser úteis para a estimativa de propriedades geotécnicas de alguns solos tropicais e para estimar a carga de ruptura de estacas instaladas em alguns solos tropicais brasileiros, os objetivos desta teses são:

1. Analisar a aplicabilidade dos ensaios especiais de campo (cone elétrico e pressiómetro) à estimativa de propriedades geotécnicas de alguns solos tropicais brasileiros.
2. Analisar a aplicabilidade destes ensaios à previsão de carga de ruptura de vários tipos de estacas implantadas em alguns solos tropicais brasileiros.

## CAPITULO II. REVISÃO DA LITERATURA

---

### 2.1. Introdução.

A bibliografia disponível no meio técnico internacional, relacionada com o uso de cone elétrico e mecânico é abundante, embora na sua maior parte esteja relacionada aos solos de clima temperado no qual se tem muita experiência acumulada. No caso de solos tropicais, a experiência acumulada até hoje é pouca e, portanto, necessita-se de maiores estudos em profundidade para eliminar as dúvidas dos profissionais que utilizam estes ensaios. A revisão bibliográfica aborda a informação disponível neste campo embora seja de aplicação para solos de clima temperado, pois a partir desta base, será estudada a possibilidade de se adaptar as análises aos solos tropicais.

A pesquisa de campo é, sem duvida alguma, o aspecto mais importante do projeto de geotecnia. Seu objetivo é acumular os dados do terreno, para que o desenvolvimento da fundação seja adequado. Segundo **JOHNSTON (1983)**, o procedimento da pesquisa pode ser muito variado, mas todos tem em comum a necessidade de estabelecer o seguinte:

- A estratificação do solo até a profundidade desejada.
- As propriedades geotécnicas desses materiais.
- A previsão do desempenho da fundação.

Os ensaios especiais de campo que serão usados neste trabalho (cone e pressômetro), podem fornecer as informações descritas acima com maior ou menor grau de confiabilidade. A tabela 1 destaca, segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, estabelece a aplicabilidade e uso destes ensaios para a obtenção do tipo de solo, perfil e estimativa de propriedades.

Observe-se que a aplicabilidade pode variar desde alta até baixa dependendo do parâmetro geotécnico e do tipo de ensaio utilizado.

Tabela 1. Aplicabilidade e uso de ensaios in situ (Apud Lunne e outros, 1997).

Ensaio	Identificação		Parâmetros									
	Tipo de solo	Perfil	U	$\phi'$	$S_u$	$D_r$	$m_v$	$C_v$	k	$G_0$	$\sigma_h$	OCR
CPTU	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B
PMT (pré-furo)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Onde:

U = poro-pressão in situ;

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo;

$S_u$  = resistência ao cisalhamento não drenada;

$m_v$  = coeficiente de variação volumétrica;

$C_v$  = coeficiente de consolidação;

k = coeficiente de permeabilidade;

$D_r$  = densidade relativa;

$G_0$  = módulo cisalhante a pequenas deformações;

$\sigma_h$  = tensão horizontal;

OCR = razão de sobre – adensamento.

## 2.2. O cone elétrico.

### 2.2.1. Antecedentes.

Os equipamentos usados nos ensaios de penetração com cone, podem ser dividido em três categorias: cone mecânico, cone elétrico e piezocone.

Segundo LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997), o primeiro ensaio de cone mecânico foi feito em 1932 na Holanda pelo engenheiro P. Barentsen. Um cone de 10 cm<sup>2</sup> com 60° de ângulo foi cravado a mão. A penetração foi feita até 12 m e a resistência à penetração foi lida com manômetro.

BEGEMANN (1953), melhora significativamente o cone adicionando a luva de atrito. Neste caso, além da resistência de ponta, era possível medir o atrito lateral. Begemann patenteou o cone em 1953 e foi o primeiro a sugerir o uso de razão de atrito ( $R_f$ ) para ser usada para classificar camadas de solos em termos de tipo de solo.

Em 1948 aparece na Holanda o cone elétrico. Os sinais eram transmitidos à superfície usando-se cabos colocados dentro das hastes de cravação. Segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, as vantagens do novo cone foram discutidas por **MUHS (1978)**, que assinalava o seguinte:

- Eliminação do possível erro de interpretação dos resultados de ensaio devido ao atrito entre as hastes e os outros elementos.
- Ensaio contínuo, com velocidade contínua de penetração, sem necessidade de movimentos alternativos que poderiam influenciar a resistência de cone.
- Maior confiabilidade dos dados obtidos além da obtenção de leituras contínuas e facilidade de armazenamento dos dados.
- Maior precisão das leituras obtidas, sobretudo em solos de pouca resistência.

Em 1974 o Instituto Norueguês de Geotecnia desenvolveu um piezômetro elétrico convencional que foi usado por alguns autores para medir a poro-pressão durante a penetração ao lado do perfil do cone.

Em 1975, quase simultaneamente, na Suécia e nos estados Unidos, foram desenvolvidos os primeiros piezômetros elétricos com o objetivo de medir a poro-pressão na cravação e durante as pausas, mas só era possível tirar a poro-pressão.

Em 1981, na Convenção Nacional da Sociedade Americana da Engenharia Civil, foi organizada uma sessão, relacionada com o ensaio e experiências do cone. Muitos autores apresentaram resultados relacionados com o ensaio de cone, indicando que podia medir a poro-pressão simultaneamente com a resistência de ponta e a resistência de atrito. Entre eles se destacaram **BALIGH et al.,(1981)** e **CAMPANELLA e ROBERTSON (1981)**. A partir desta data começou uma etapa de desenvolvimento e estudo do cone no mundo todo, sendo abundante a literatura relacionada com seu uso para identificar perfil de solo, estimativa de propriedades geotécnicas e para o uso direto de seus resultados no dimensionamento de estacas.

### 2.2.2. Descrição geral do ensaio.

O ensaio de cone consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica de  $60^\circ$  de ápice, a uma velocidade constante de  $20 \text{ mm/s} \pm 5$ . A seção transversal do cone é normalmente de  $10 \text{ cm}^2$  podendo atingir até  $15 \text{ cm}^2$  para equipamentos mais robustos e de maior capacidade de carga. A força total atuando na ponta, dividida pela área do cone, dá o valor de ( $q_c$ ), e a força total desenvolvida na luva de atrito dividida pela área, dá o atrito lateral ( $f_s$ ). A medição da poro-pressão é obtida usando-se pedra porosa e transdutor de pressão, (cujo valor depende da posição do dispositivo de medição). Internacionalmente é adotado o valor obtido detrás da ponta ( $U_2$ ), que é o recomendado pela Sociedade Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações.

A figura 2.1 mostra esquematicamente os elementos componentes do cone.

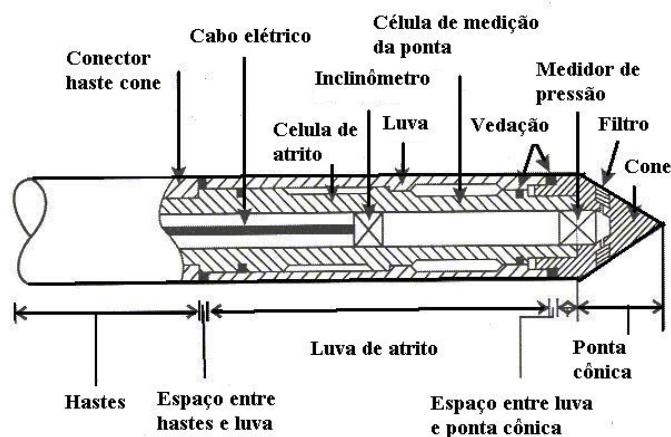


Figura 2.1. Ilustração da geometria típica de um cone (Apud Schnaid, 2000).

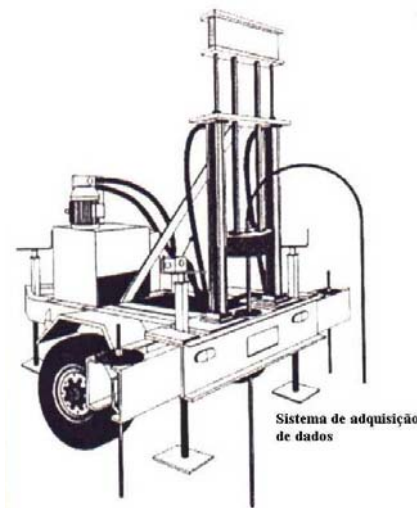
Segundo **DANZIGER (2000)**, as principais vantagens da colocação do elemento poroso na base do cone ( $U_2$ ) são, entre outras:

- Risco reduzido de dano do elemento poroso
- Boa sensibilidade de leitura da magnitude das poro-pressões, fornecendo na maioria dos casos, uma definição adequada da estratigrafia do subsolo.
- É a posição preferida para as correlações com parâmetros geotécnicos porque é governada pelas tensões cisalhantes.

A resistência de ponta e o atrito lateral, são geralmente obtidas mediante o uso de células de carga.

O filtro utilizado para a medição da poro-pressão pode ser fabricado segundo **GIACHETI (2000)**, de plástico poroso, aço inoxidável ou cerâmica. Estas duas últimas são de baixa permeabilidade, e a de plástico poroso é de alta permeabilidade. Sua função é permitir o rápido movimento de volumes de água extremamente pequenos, necessários para ativar o sensor de pressão. A experiência internacional assinala como o melhor material, aquele feito de plástico poroso (polipropileno poroso) porque sobrevive à abrasão produzida por materiais granulares.

O dispositivo de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre o qual é montado um sistema de aplicação de cargas usando sistemas hidráulicos. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. O dispositivo é composto por um macaco hidráulico e um sistema de reação (vide figura 2.2).



*Figura 2.2. Sistema de reação do cone (Apud Schnaid, 2000).*

A reação necessária para a realização de ensaio de piezocone, varia entre 100kN e 200kN e não deve ser maior que o último valor, pelo fato de que pode afetar as hastes de ensaio.

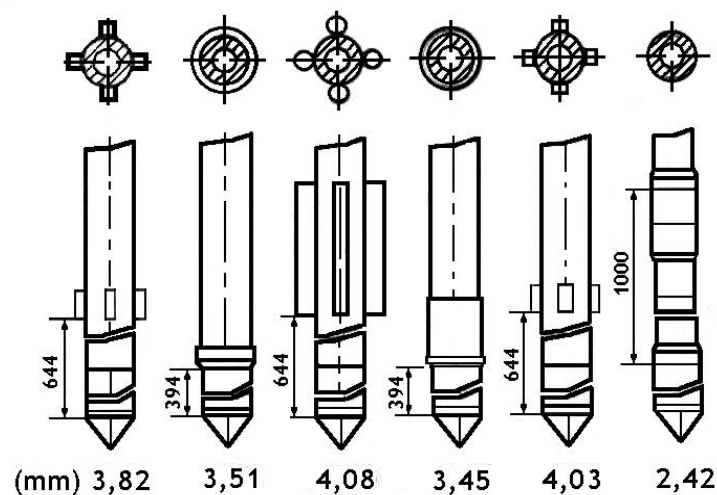
A reação aos esforços de cravação é obtida geralmente através de fixação ao solo usando-se hélices de ancoragem de até três metros de comprimento.

Tipicamente, as hastes são de 1 metro de comprimento e são introduzidas no solo usando o sistema de reação já referido. Crava-se cada metro de haste e coloca-se uma nova



haste, para assim continuar a cravação até a profundidade desejada. A **SOCIEDADE INTERNACIONAL DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (1989)** assinala como aspecto importante relacionado com as hastes, que a deflexão delas no meio do comprimento, não deverá ser maior de 0,5 mm nas 5 primeiras hastes usadas na prova. Como detalhe pratico é bom assinalar que só fazendo-as rolar no chão, dá para saber se são retas ou não.

É comum usar na execução do ensaio, o redutor de atrito colocado a distância de 0,3 a 1 m atrás do cone para expandir o diâmetro do furo e reduzir o atrito entre as hastes e o solo. **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, sugerem que a distância mínima entre o redutor de atrito e o cone seja de 0,5 m. Alguns exemplos de redutores de atrito, são mostradas na figura 2.3.



*Figura 2.3. Diferentes tipos de redutores de atrito. (Apud Lunne, Robertson e Powell 1997).*

Para a obtenção dos dados, os equipamentos mais modernos dispõem de um sistema automatizado de aquisição de dados usando computadores conectados a um conversor analógico digital, o qual traduz o sinal sonoro emitida pelo cone. Assim é obtida informação cada 2,5 cm de profundidade.

O cone pode ter também outros sensores como é o caso do inclinômetro que mede o desvio do cone com a vertical.

A produtividade do ensaio pode ser, segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, de 120 até 250 m diários dependendo do tipo de solo.

### **2.2.3. Aspectos importantes a serem considerados.**

#### **2.2.3.1. Verticalidade.**

A colocação do sistema de reação de empuxo deve ser tal que a verticalidade do piezocone seja o mais próximo à vertical, não devendo variar mais que 2°. Quase todos os equipamentos tem inclinômetro que permitem medir a verticalidade do cone. As hastes ordinárias aceitam até 1° por metro de comprimento sem que ocorra dano apreciável nelas, porém, o operário tem que ficar atento quando notar deflexão repentina para evitar perder o piezocone. Como detalhe prático, é importante nivelar adequadamente a máquina de cravação porque se isso é feito com cuidado, garante-se a verticalidade do furo em uma alta porcentagem de vezes.

#### **2.2.3.2. Velocidade de cravação e referência da medição.**

De acordo com a **SOCIEDADE INTERNACIONAL DE MECÂNICA DE SOLOS e ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES** e a **ABNT MB – 3406** a velocidade de cravação deve ser de 20 mm/seg  $\pm$  5.

Quanto à referência de medição, é recomendável checar a leitura zero do sensor, antes e após cada ensaio. Se após concluído o ensaio, a diferença for maior que 20 kPa, em relação a leitura zero inicial, o ensaio deve ser descartado.

#### **2.2.3.3. Saturação do piezocone.**

Para se ter uma resposta boa da poro-pressão durante o ensaio com piezocone, é necessário ter uma completa saturação do sistema de medição. Para isso deve ser totalmente saturado o filtro, o tubo entre o filtro e o transdutor e a cavidade do transdutor.

Os líquidos usados para saturar o sistema são: água destilada, óleo de silicone ou óleo de glicerina. A água tem como dificuldade a manutenção da saturação do elemento poroso quando o piezocone está acima do lençol freático. O óleo de silicone tem como desvantagem não ser miscível com a água. O melhor deles é a glicerina porque se mescla bem com a água, mas, tem como restrição a maior dificuldade de saturação do filtro.

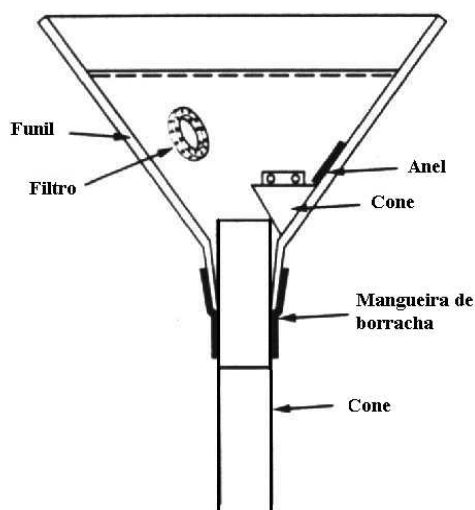
Há sistemas que usam graxa como conexão entre a água e o tradutor de pressão. O filtro é trocado por graxa. **LARSSON (1995)**, reporta experiências do uso da graxa com

diferentes texturas e concluí que o uso de graxa menos viscosa oferece maior precisão porque se observa menos histerese nos resultados.

No Brasil tem-se experimentado usar a graxa com esse fim. O que vem observando-se na prática de campo é que parece trabalhar bem, mas ainda não foi publicado nenhum estudo conclusivo a respeito. Segundo **SCHNAID (2000)**, existem experiências bem sucedidas usando óleo mineral, na Universidade Federal de Rio Grande do Sul.

A saturação de piezocone no laboratório é obtida através da aplicação de vácuo em câmara de calibração onde se encontra a pedra porosa imersa no fluido por um período de 2 a 3 horas. A pedra porosa é mantida em imersão até a hora do ensaio.

O procedimento usado para saturar o piezocone no campo, quando se usa glicerina, foi proposto por **ROBERTSON e CAMPANELLA (1989)** e **LARSON (1995)**. O piezocone é colocado como indica a figura 2.4.



*Figura 2.4. Montagem do elemento filtrante quando se usa óleo de glicerina (Apud Larson, 1995).*

Um funil plástico com diâmetro de saída exatamente igual ao diâmetro do cone, é colocado sobre o cone fixando-o e usando uma mangueira para evitar a saída do líquido contido no funil. O funil é preenchido lentamente (para evitar a formação de bolhas) com o líquido a usar e usando uma seringa plástica com agulha, é saturada a cavidade do penetrômetro.

O filtro, que previamente foi saturado usando vácuo no laboratório, é colocado cuidadosamente no funil e também o resto das peças que o compõe. Apud a saturação o penetrômetro é levado direto ao lugar de ensaio, usando-se um uma membrana plástica como proteção para evitar a perda de saturação.

Existem várias referências na literatura mostrando as conseqüências de uma saturação inadequada do piezocone. **DANZIGER (2000)**, fazendo referência a **BATTAGLIO et al.,(1981)** indica como conseqüência as seguintes:

- Valores de poro-pressão iniciais incorretos.
- Reduzida capacidade de determinação da estratificação durante a penetração.
- Aumento das poro-pressões Apud a interrupção da penetração.
- Demora na penetração do nível das poro-pressões no reinício da penetração, após um ensaio de dissipação ou mesmo, na colocação de uma nova haste.

A figura 2.5 apresenta exemplos de adequada e inadequada saturação do piezocone.

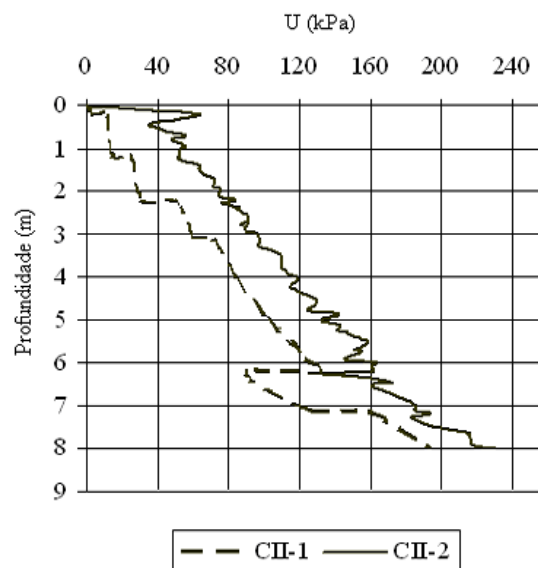


Figura 2.5. Ensaios com adequada(CII-2) e inadequada(CII-1) saturação (Apud Danziger, 2000).

#### 2.2.3.4. Ensaio de dissipação.

Se durante a cravação for feita uma pausa, qualquer poro-pressão gerada ao redor do cone, começará a se dissipar. A razão de dissipação depende do coeficiente de adensamento que depende também da compressibilidade e permeabilidade do solo.

O ensaio consiste em deter a penetração à profundidade desejada e medir a poro-pressão com o tempo. É recomendável, segundo vários autores (**LUNNE, ROBERTSON e POWELL, 1997, SCHNAID, 2000, DANZIGER e SCHANAID, 2000, GIACHETI, 2000**), que a dissipação deve continuar até que seja atingido, pelo menos 50 %.

#### 2.2.3.5. Calibração de sensores.

A calibração dos sensores do cone é fundamental para o êxito e confiabilidade do ensaio. As células de carga e os tradutores de pressão, devem ser calibrados usando células de carga de referência de alta qualidade, e com períodos de tempo regulares. A **SOCIEDADE INTERNACIONAL DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, recomenda fazer calibração cada três meses.

Os equipamentos usados para a calibração do cone, são mostrados esquematicamente na figura 2.6. Note-se que pode ser simples ou até mais sofisticado, mas qualquer um tem como finalidade obter leituras de  $q_c$ ,  $f_s$  e  $U$ .

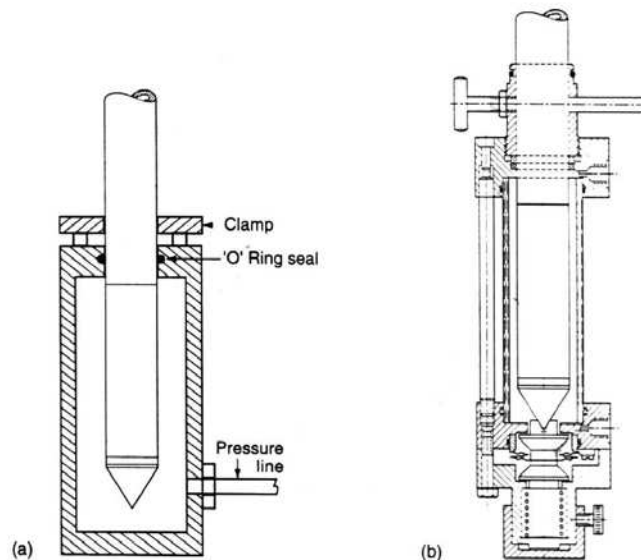


Figura 2.6. Exemplos de câmaras para calibração do piezocone. (a) versão simples, (b) câmara sofisticada (Apud Lunne et al., 1997).

A calibração deve avaliar a histerese, a não linearidade e o desvio de zero, todos expressos em percentagem de fundo de escala (% fso). A figura 2.7 apresenta os resultados obtidos de uma calibração.



Figura 2.7. Resultados obtidos de uma calibração (Apud Danziger 2000, adaptado de Schaap e Zuidberg).

**DANZIGER (2000)**, considera que apesar de alguns autores sugerirem que a calibração seja feita em três níveis de carregamento (10, 50 e 100 % da capacidade da célula), a calibração seja ajustada aos níveis de cargas próximos daqueles a serem registrados no campo.

#### 2.2.3.6. Manutenção.

Antes de cada ensaio, o cone e a luva de atrito devem ser checadas contra o desgaste. As tolerâncias admitidas pela norma brasileira **MB 3406**, coincidem com as exigências da **SOCIEDADE INTERNACIONAL DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**. Ambas estabelecem que as tolerâncias em dimensões, sejam as seguintes:

- $34,8 \text{ mm} < \text{diâmetro do cone} < 36,0 \text{ mm}$
- $\text{diâmetro do cone} < \text{diâmetro da luva de atrito} < \text{diâmetro do cone} + 0,35 \text{ mm}$ .

Segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, o erro que introduz o desgaste nos limites aceitados pela **SOCIEDADE INTERNACIONAL DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, pode ser de até 5 %, mas pode ser muito maior se tiver desgaste superior ao especificado.

O diâmetro do elemento de filtro deve ser igual e não mais que 0,2 mm maior que o diâmetro do cone, e quando fosse colocado na posição de  $U_2$ , não deve ser superior que a luva

de atrito. O filtro deve ser substituído após cada prova para evitar perda de saturação, e excessiva penetração de solo. Nunca serão usados filtros defeituosos.

#### 2.2.4. Fatores que afetam as medições e correções.

##### 2.2.4.1. Efeito da poro-pressão no valor de $q_c$ e $f_s$ .

O efeito da poro-pressão no valor de  $q_c$  foi identificado pela primeira vez quando o cone foi usado para pesquisas em águas profundas, observando-se que o valor de  $q_c$  não foi igual à pressão da água.

Devido à geometria do cone, a poro-pressão atua na área após a ponta, como é mostrado na figura 2.8.

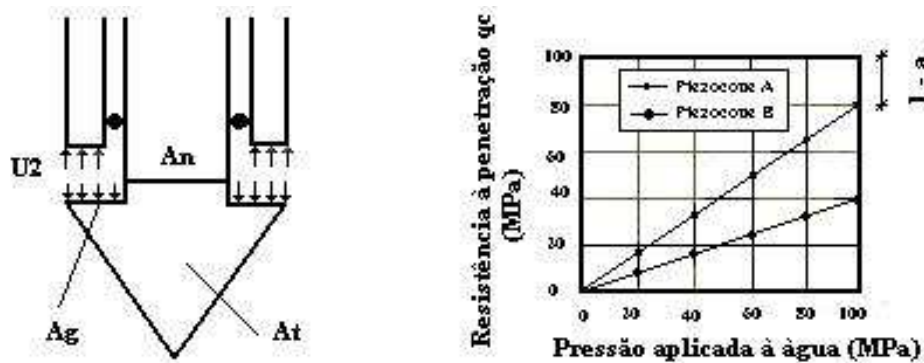


Figura 2.8. Efeito da poro-pressão nos parâmetros medidos (Apud Schnaid, 2000).

A resistência de ponta corrigida pelo efeito anterior pode obter-se, segundo CAMPANELLA, GILLESPIE e ROBERTSON (1982), como:

$$q_t = q_c + U_2(1 - a) \quad 2.1$$

Onde:

$q_t$ : resistência de cone corrigida.

$q_c$ : resistência de ponta medida.

$U_2$ : poro-pressão na base do cone.

$$a = \frac{A_n}{A_t} \quad 2.2$$

A figura 2.9 ilustra a relação entre áreas.

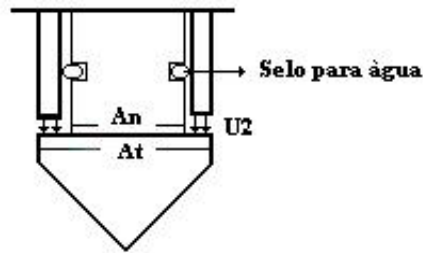


Figura 2.9. Relação entre as áreas para a obtenção do coeficiente  $a$ . (Apud Danziger, 2000).

**DANZIGER** e **SCHNAID (2000)**, recomendam a obtenção das áreas sempre através de calibração em câmara com água, para a correta aplicação da expressão 2.1.

Segundo **CUNHA (1997)**, **GIACHETI (2000)** e **SCHANAID (2000)**, a correção de  $q_c$  é particularmente importante em argilas moles, onde a magnitude da poro-pressão gerada é comparável com a resistência de ponta.

Analogamente, à correção de  $q_c$ , o atrito lateral medido é também influenciada pela poro-pressão. A expressão proposta por **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, para a correção é:

$$f_t = f_s - \frac{(U_2 \cdot A_{sb} - U_3 \cdot A_{st})}{A_s} \quad 2.3$$

Onde:

$f_s$  : atrito lateral medido.

$A_{sb}$ ,  $A_{st}$  : área da base e topo da luva de atrito, respectivamente.

$A_s$  : área da luva de atrito.

Segundo **DANZIGER (2000)** e **SCHNAID (2000)**, esta correção não é muito utilizada na prática, até porque  $U_3$  é raramente medido. Este fato é a razão pela qual as leituras de atrito são reportadas menos confiáveis que a resistência de ponta.

## 2.2.5. Apresentação dos resultados.

### 2.2.5.1. Parâmetros obtidos.

Os parâmetros medidos,  $q_t$ ,  $f_s$  e  $U$  são representados com a profundidade em uma mesma folha (vide figura 2.10). Os valores apresentados correspondem com o Campo Experimental da Unicamp.



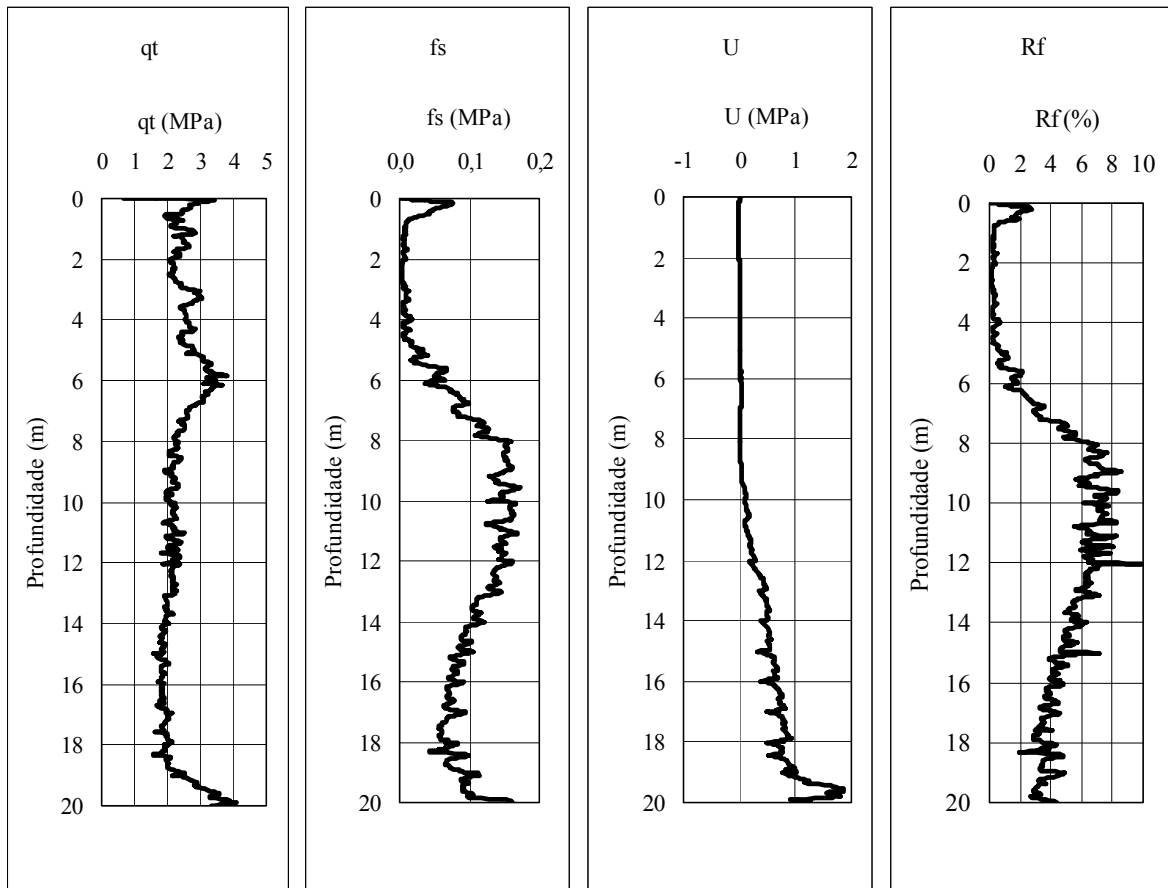


Figura 2.10. Apresentação dos dados segundo o procedimento de ensaio recomendado.

A SOCIEDADE INTERNACIONAL DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, recomenda as seguintes escalas para a representação dos resultados:

- Profundidade: uma unidade de comprimento por metro.
- Resistência de ponta: Uma unidade de comprimento por 2 MPa.
- Atrito lateral: Uma unidade de comprimento por 50 kPa.
- Poro-pressão: Uma unidade de comprimento por 20 kPa.

Quando esta proposta não estiver adequada para o solo estudado, pode-se mudar a escala objetivando-se dar maior clareza à informação que se quer apresentar.

#### 2.2.5.2. Parâmetros derivados.

O primeiro parâmetro derivado do ensaio usado na classificação de solo, foi a razão de atrito, obtida como:

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \cdot 100 \quad 2.4$$

Outro parâmetro sugerido para classificar os solos é o  $B_q$  obtido como:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{q_t - \sigma_{v0}} \quad 2.5$$

Onde:

$u_0$  = poro-pressão in situ.

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical in situ.

Segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, outras informações que deve fornecer o relatório do ensaio de cone são:

- Nome do lugar do ensaio.
- Número do ensaio.
- Data de execução.
- Número do cone usado.
- Posição do filtro.
- Nível d'água.
- Nome e assinatura do operário e firma que realizou os ensaios.
- Geometria do cone e dimensões.
- Fator de calibração de todos os sensores.
- Capacidade de cada sensor.
- Leitura zero de cada sensor.
- Tipo de líquido usado no sistema de medida de poro-pressão.
- Desgaste ou dano do cone se houver.
- Valor da relação do cone (a).

### 2.2.5.3. Outros detalhes importantes.

Antes de se usar os dados obtidos para interpretação e estimativa de parâmetros para o projeto, é recomendável, segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, o seguinte:

1. Verificar se a diferença de leitura antes e depois do ensaio, ficou entre os limites aceitáveis ( $\pm 20$  kPa). Caso contrário o resultado deve ser descartado.
2. A inclinação obtida na prova, porque inclinações significativas afetam a leitura real de profundidade.
3. A poro-pressão deve ser checada para comprovar se a resposta obtida é boa e define adequadamente a estratigrafia. Deve se verificar se a resposta na dissipação mostra boa saturação do elemento poroso e deve se corrigir o valor de  $q_c$ .

### 2.2.6. Interpretação dos resultados do cone.

O cone tem três principais aplicações nas pesquisas de campo:

1. Determinar os estratos de solo presentes no subsolo e a identificação de materiais presentes.
  2. Estimativa de parâmetros geotécnicos.
  3. Apresentar resultados para utilização direta no projeto de fundações.
- A seguir serão discutidos estes aspectos separadamente.

#### 2.2.6.1. Identificação dos materiais presentes.

Uma simples observação conjunta das medidas de resistência de ponta, atrito lateral, e poro-pressões geradas durante a cravação, permite identificar com bastante certeza, camadas de subsolo de qualquer consistência e espessura (**DANZIGER 2000, GIACHETI, 2000**). Segundo **DANZIGER et al., (1998)**, a definição do tipo de solo em alguns casos é bastante óbvia e muitas vezes o valor de  $q_t$  é capaz de definir o tipo de solo. **GIACHETI (2000)**, explicou que o comportamento característico em areias é maior resistência de ponta e baixa razão de atrito. No caso de argilas moles, ocorre baixa resistência de ponta e elevada razão de atrito. Quando há presença de argila dura ou rijá, o comportamento é de elevada resistência de

ponta e razão de atrito. Se houver turfas, ocorre baixa resistência de ponta e razão de atrito muito elevada.

Segundo **SCHNAID (2000)**, as camadas de areia são identificadas por valores de  $q_t$  relativamente elevados (entre 10 e 20 MPa) combinadas com valores de  $R_f$  da ordem de 1 %. Segundo **CUNHA (1997)**, as areias quartzosas incompressíveis tem  $R_f$  da ordem de 0,5 % e as carbonatadas podem chegar até 3 %. As camadas de argila, tem baixo valores de  $q_t$  e valores de  $R_f$  acima de 5 %.

O monitoramento da poro-pressão, pode melhorar a identificação da estratigrafia do subsolo. Para medições da poro-pressão atrás da ponta ( $U_2$ ), segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, pode-se tirar a seguinte informação:

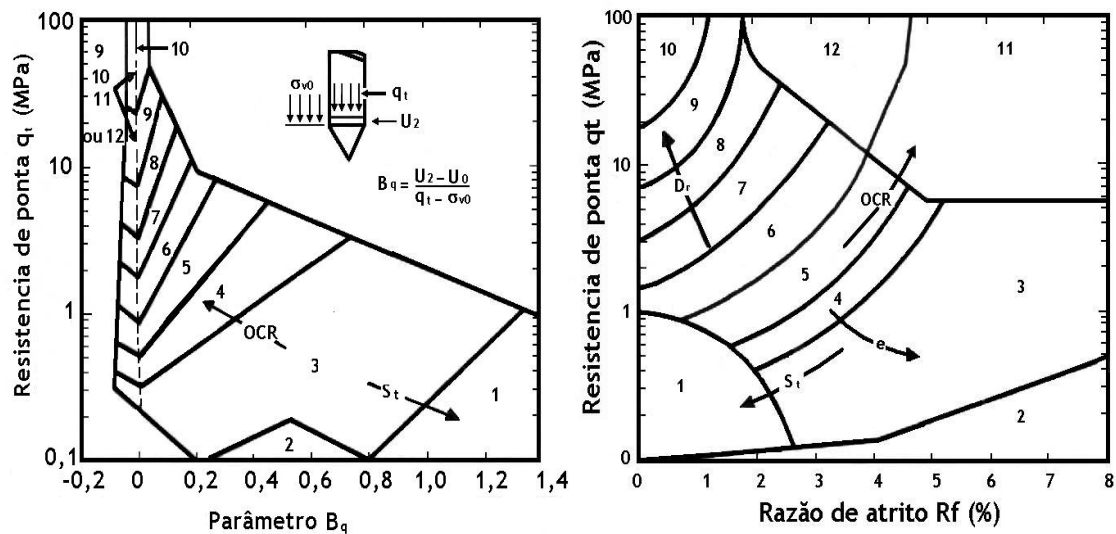
1. Argilas medianamente rijas a mole, tem alta poro-pressão.
2. Argilas muito rijas sobre – adensadas, tem poro-pressão muito baixa ou negativa.
3. Silte muito denso ou areias siltosas tem poro-pressão baixa ou negativa.

Segundo **ROBERTSON (1998)**, em argilas rijas sobre - adensadas, siltes e siltes arenosos, a poro-pressão medida durante a cravação pode ser negativa. Em solos arenosos, durante o ensaio de dissipação da poro-pressão, a dissipação será muito rápida e em argilas é muito lenta.

As características de drenagem de finas capas de solos, é muito importante para identificar pequenas capas de areia, silte ou argila.

#### **2.2.6.2. Classificação de solos.**

Uma das principais aplicações do cone é para a identificação do perfil estratigráfico a partir de cartas de classificação. A experiência, segundo **GIACHETI e QUEIROZ (2000)**, propõem o uso da carta de classificação de **ROBERTSON et al. (1986)**, apresentada na figura 2.11. Esta carta utiliza o valor da resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) e a razão de atrito ( $R_f$ ), e mostra, além disso, a tendência de variação da densidade relativa ( $D_r$ ), do OCR, da sensibilidade ( $S_t$ ) e do índice de vazios. O piezocone permite ainda que se classifique o solo utilizando informações de poro-pressão através do índice  $B_q$  explicado em 2.2.5.2.



Zona	Tipo de comportamento do solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos
3	Argila
4	Argila siltosa a argila
5	Silte argiloso a argila siltosa
6	Silte arenoso a silte argiloso

Zona	Tipo de comportamento do solo
7	Areia siltosa a silte arenoso
8	Areia a areia siltosa
9	Areia
10	Areia pedregulhosa a areia
11	Solo fino muito rijo (*)
12	Areia a areia pedregulhosa (*)

\* Sobre - adensado ou cimentado

Figura 2.11. Carta de classificação de solo utilizando piezocone (Apud Robertson, 1986).

Os comportamentos de solos numerados de 1 até 5, são considerados como não drenado e do 7 até 12, drenado. Caso que a classificação seja a correspondente ao comportamento de solo 6, o projetista devesse definir a condição de drenagem do solo.

Para obter a classificação, tem que se saber, como mínimo o valor de  $q_t$  e de  $R_f$ . Segundo **GIACHETTI (2000)**, para classificar o solo, tem que se analisar a tendência dos valores dos parâmetros necessários, e tomar um valor representativo da camada. **SANDVEN (1990)**, afirma que em argilas é simples obter um valor representativo das medições obtidas, mas em solos arenosos e siltosos, é mais complicado pela dispersão dos resultados. Nesse caso ele recomenda trabalhar com valores médios.

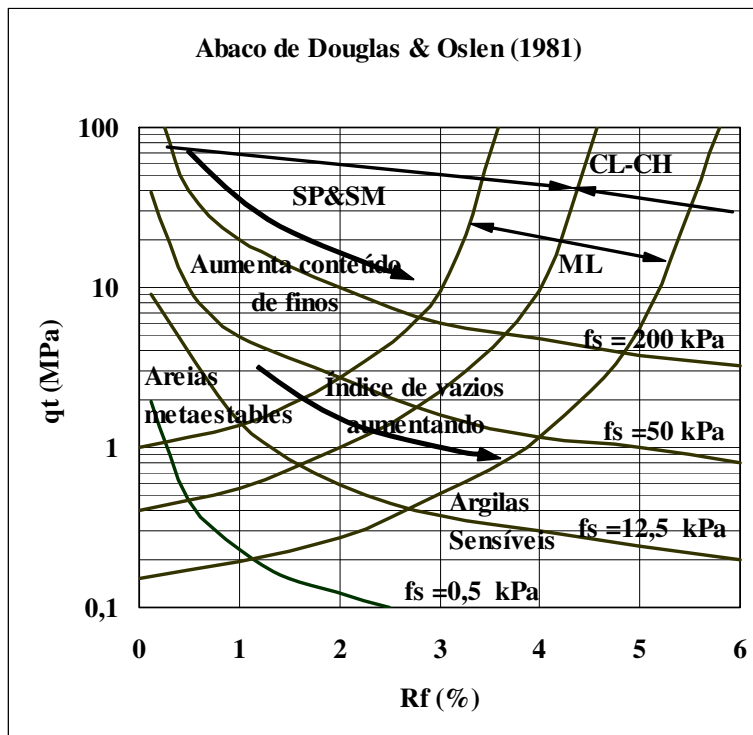
No caso de usar o valor de  $B_q$ , é preciso saber o valor da densidade do solo. Caso não se dispôr do dado, o valor pode ser estimado como uma aproximação preliminar, usando a proposta de **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, apresentada na tabela 2.

*Tabela 2. Estimativa da densidade baseada na classificação. (Apud Robertson et al. 1986).*

Zona	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Peso unitário aproximado ( $\text{kN/m}^3$ )	17,5	12,5	17,5	18	18	18	18,5	19	19,5	20	20,5	19

A utilização da proposta de Robertson conduz a bons resultados para solos sedimentares brasileiros, segundo **DANZIGER et al. (1998)** e **SCHNAID (2000)**.

Outro ábaco de classificação (figura 2.12) foi apresentado por **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, baseada numa correlação de dados obtidos na zona oeste dos Estados Unidos.



*Figura 2.12. Ábaco de classificação de Douglas e Oslen (1981).*

Finalmente, foi usado o ábaco proposto por **ESLAMI e FELLENIUS (1997)**, que apresentam uma proposta de ábaco de classificação de solos usando a resistência de cone ( $q_c$ )

em MPa e o valor de  $f_s$  em kPa. Como detalhe adicional, os autores trabalham com a resistência de ponta efetiva, ou seja  $q_c = q_t - U_2$ .

Os autores usaram 102 ensaios de CPT tomados de 13 países incluindo o Brasil. Os pontos plotados no ábaco definiram, segundo eles, 5 regiões descritas na figura 2.13.

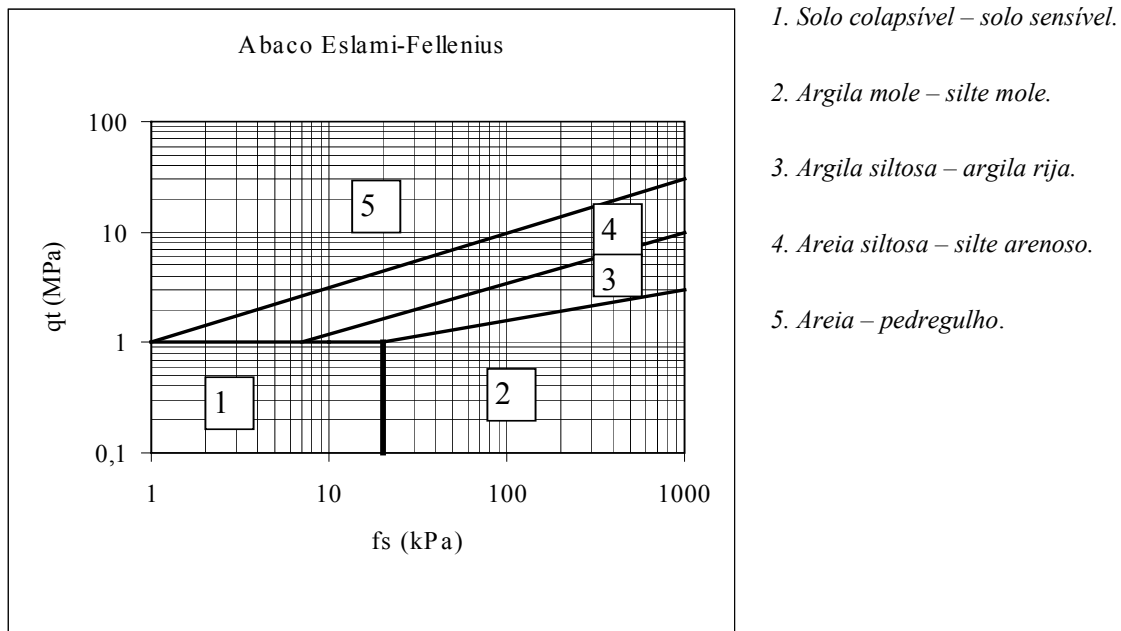


Figura 2.13. Proposta de carta de classificação. (Apud Eslami e Fellenius, 1997).

**SCHAN Aid (2000)** e **DANZIGER (2000)**, confirmam que os sistemas de classificação do solo a partir dos ensaios de cone, são satisfatórias para solo sedimentares brasileiros, mais ainda não foram testadas de forma sistemática em solos residuais e, portanto, nem sempre é possível aplicar estas experiências que acabou-se de comentar. Neste trabalho será abordada esta problemática.

### 2.2.6.3. Comentários finais.

1. Quando os tamanhos de partícula de solo são grandes, comparados com o diâmetro do cone, a resistência de ponta pode ser muito alta, com picos abruptos. A causa está em que o cone tem que tirar a partícula rígida de seu caminho para continuar a cravação.

2. Embora o cone fornece boa informação quanto ao tipo de solo presente no perfil, a transição de uma camada mole a outra rígida, não necessariamente é registrada com uma mudança abrupta. A resistência de ponta, segundo **SCHMERTMANN (1978)**, é

influenciada pelo material existente antes e depois da ponta do cone. Portanto, o cone, começa a “sentir” a mudança de material antes de chegar nele e continuará sentindo a camada anterior, embora já esteja penetrando o outro material. Isto sugere que sempre haverá uma transição entre camadas. O cone pode detectar a presença de camadas de argila mole na ordem de 75 a 100 mm. No caso de argilas rijas a espessura mínima para ser detectada é de 750 mm ou mais.

### **2.2.7. Estimativa de parâmetros geotécnicos.**

São numerosas as propostas existentes na literatura internacional para a estimativa de parâmetros geotécnicos através do ensaio de cone. Serão mostradas a seguir algumas delas, embora na quase totalidade são relativas a solos de clima temperado.

Os parâmetros que serão discutidos a seguir para cada comportamento de solo, foram obtido na grande maioria utilizando-se correlações com resultados de ensaios laboratoriais e outros ensaios de campo. Como consequência, pode-se esperar uma dispersão significativa e devem ser usadas com cuidado. Em caso de solos tropicais a situação é ainda pior, pela pouca experiência disponível no meio técnico nacional relacionado com estes solos sendo este um dos objetivos deste trabalho.

#### **2.2.7.1. Comportamento de areia.**

No caso de areias, podem ser estimados os seguintes parâmetros, usando-se os resultados do ensaio de cone:

1. Densidade relativa, ( $D_r$ ).
2.  $k_0$
3. Ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ).
4. Módulo de Young, ( $E$ ).
5. Módulo oedométrico, ( $M$ ).
6. Módulo cisalhante máximo, ( $G_{máx}$ ).
7. Índice de penetração standard (SPT).

##### **2.2.7.1.1. Estimativa da densidade relativa ( $D_r$ ).**

A densidade relativa é definida como:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad 2.6$$



Onde:

$e_{\max}$  e  $e_{\min}$  : índice de vazios máximo e mínimo obtidos no laboratório.

$e$ : índice de vazios in situ.

Pesquisas recentes em câmara de calibração mostram diferentes correlações entre a resistência de ponta e  $D_r$ , para areias limpas predominantemente quartzosas (**ROBERTSON, 1998**). Os estudos feitos mostram que a resistência de ponta é controlada pela densidade da areia, compressibilidade e tensões efetivas vertical e horizontal in loco

Areias com alta compressibilidade (areias com alto teor de mica e feldspato ou com grãos angulares) mostraram menor resistência de cone que aqueles que tem grãos arredondados ou com baixo conteúdo de mica e feldspato.

A figura 2.14, apresenta a variação da resistência de cone para diferentes tipos de areias (**JAMIOLKOWSKI et al., 1985**).

**LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, apresentam no anexo 3, tabela C3 de seu livro, as características de diferentes tipos de areias, pesquisadas em câmara de calibração, que pode dar idéia da compressibilidade da areia estudada.

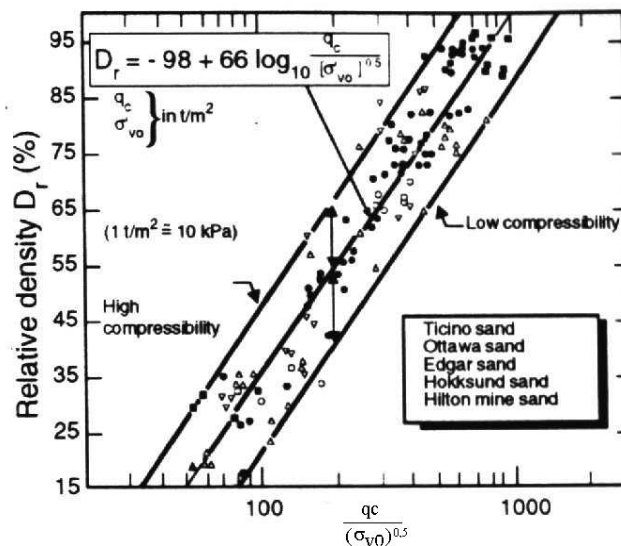


Figura 2.14. Influência da compressibilidade em areias normalmente adensadas, não envelhecidas e predominantemente quartzosas (Apud Jamiolkowski et al., 1985).

Baseado em resultados de câmara de calibração para areia de Ticino, **BALDI et al. (1986)**, recomendaram uma fórmula para a estimativa de  $D_r$  a partir de  $q_c$ .

$$D_r = \left( \frac{1}{C_2} \right) \ln \left( \frac{q_c}{C_0 (\sigma'_{v0})^{C_1}} \right) \quad 2.7$$

$C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  : Constantes do solo

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

$q_c$  = resistência de cone (KPa).

A figura 2.15 pode ser usada para a estimativa do  $D_r$ .

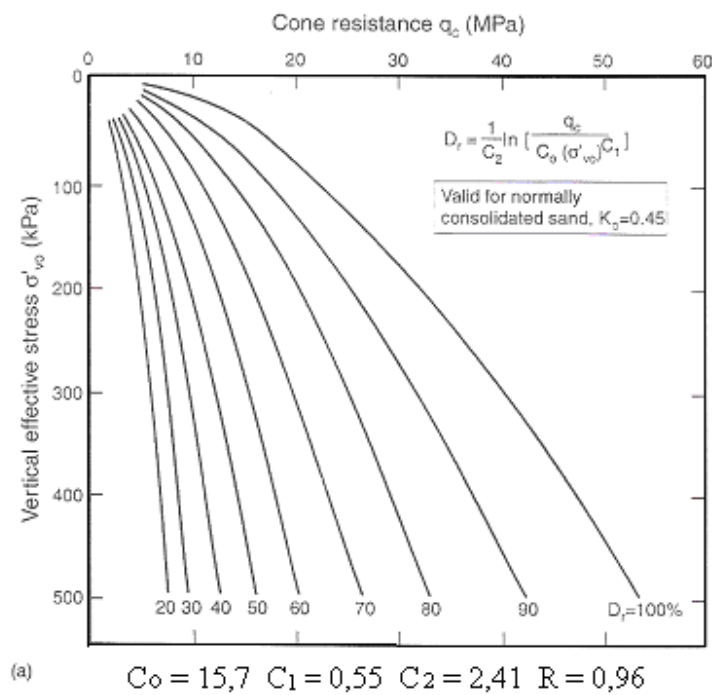


Figura 2.15. Ábaco para estimativa do  $D_r$  em areia Ticino normalmente adensada (Apud Baldi et al., 1986).

**ROBERTSON (1998)**, propõe:

$$D_R = \left( \frac{1}{C_2} \right) \ln \left( \frac{q_{cl}}{C_0} \right) \quad 2.8$$

$C_0$  e  $C_2$  : constantes do solo.

$q_{cl} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0,5}$  é a resistência de cone normalizada e corrigida.

$p_a$ : pressão de referencia de 100 kPa, nas mesmas unidades do  $q_c$  e  $\sigma'_{v0}$

$q_c$ : resistência de cone.

Para areias predominantemente quartzosas, moderadamente compressíveis, normalmente adensada, sem envelhecimento e sem cimentação, as constantes são:  $C_0 = 15,7$  e  $C_2 = 2,41$ .

Para areias normalmente adensadas e sobre adensadas, pode ser usada a figura 2.16.

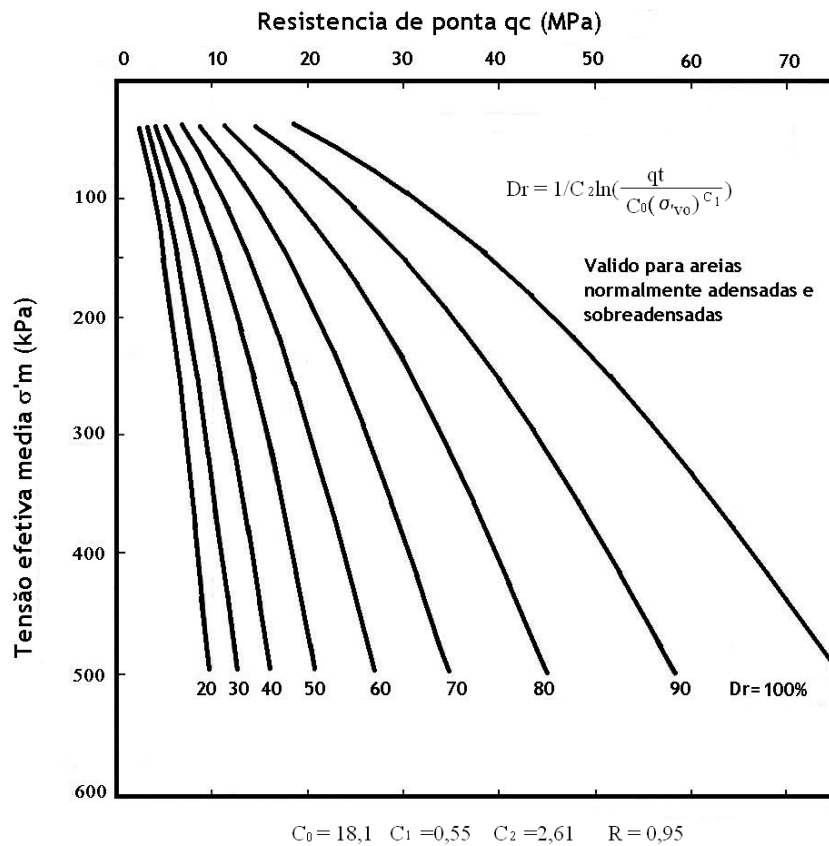


Figura 2.16. Ábaco para estimativa de  $Dr$  em areia Ticino pré – adensada (Apud Baldi et al., 1986).

Segundo CUNHA (1997), a correlação de BALDI et al. (1986), deve ser usada como guia para a estimativa inicial de  $Dr$ , principalmente em areias limpas, moderadamente

compressíveis e de matriz predominantemente quartzosas, e usar a figura 2.14 para ajustar os valores, segundo a compressibilidade da areia.

**SCHMERTMANN (1991)**, recomenda que quando se usar as figuras 2.14, 2.15 e 2.16, para a estimativa,  $D_r$ , deve ser aceita como “nominal”, porque quase todas as areias tem algum grau de envelhecimento, e não existe ainda nenhum método de interpretação que leve em conta este efeito de maneira racional.

#### 2.2.7.1.2. Estimativa de $k_0$ .

Não existe nenhum método confiável até agora, para a estimativa de  $k_0$  em areias partindo-se dos resultados do cone, embora, para se ter uma estimativa aproximada, pode-se usar segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, a correlação empírica:

$$\frac{K_{0(oc)}}{K_{0(nc)}} = OCR^m \quad 2.9$$

$k_0$  (oc): coeficiente de empuxo em repouso do solo normalmente adensado.

$k_0$  (nc): coeficiente de empuxo em repouso do solo pré-adensado.

$m$  : índice que varia de 0,45 até 0,65, tomado valores mínimos para areias fofas e máximos para areias compactas

$k_{0(oc)} = 1 - \sin \phi'$ , segundo Jaky (1944)

**GIACHETI (2000)**, sugere o uso da proposta de Mayne (1992),

$$k_0 = 0,35 OCR^{0,65} \quad 2.10$$

#### 2.2.7.1.3. Ângulo de atrito efetivo.

Os métodos para a estimativa do ângulo de atrito ( $\phi$ ), a partir dos resultados do cone, podem ser divididos naqueles baseados nas correlações empíricas e na teoria de capacidade de carga, **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, **CUNHA (1997)**.

##### 1. Aproximação empírica.

O valor do ângulo de atrito efetivo pico ( $\phi'$ ), pode ser estimado através do valor de Dr. A variação típica de  $\phi'$  com a tensão vertical para diferentes valores de Dr, são mostrados na figura No 2.17.

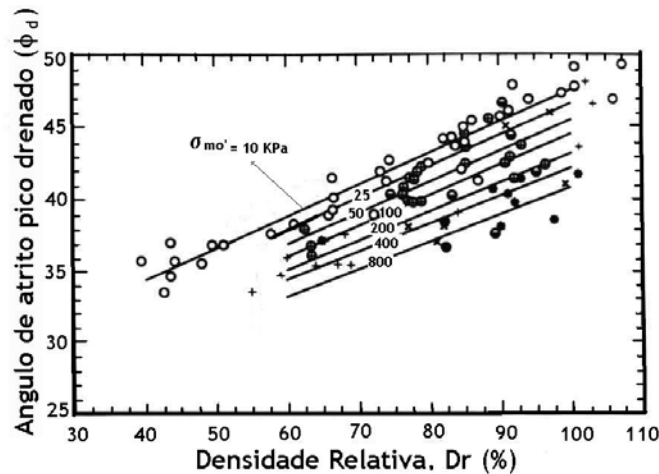


Figura 2.17. Correlação entre  $\phi'$ , Dr e  $\sigma'_{mo}$  para areia sílica uniforme (Apud Kleven et al., 1986).

A correlação sugerida por **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**, para areias quartzosas, moderadamente compressíveis, não cimentadas nem envelhecidas, para obter o ângulo de atrito, é mostrada na figura 2.18.

**SCHNAID (2000)**, sugere que conhecido o valor de Dr, o valor do ângulo de atrito seja estimado pela proposta de **MELLO (1971)**:

$$(1,49 - Dr) \tan \phi' = 0,712$$

## 2. Método de capacidade de carga.

As soluções de capacidade de carga estão baseadas em assumir mecanismos de ruptura. As principais soluções de capacidade de carga, foram desenvolvida por **JANBU e SENNESET (1974)** e **DURGUNOGLU e MITCHELL (1975)**.

A figura 2.19 apresenta ambas soluções, além da proposta de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**.

Resistência de ponta  $q_c$  (MPa)

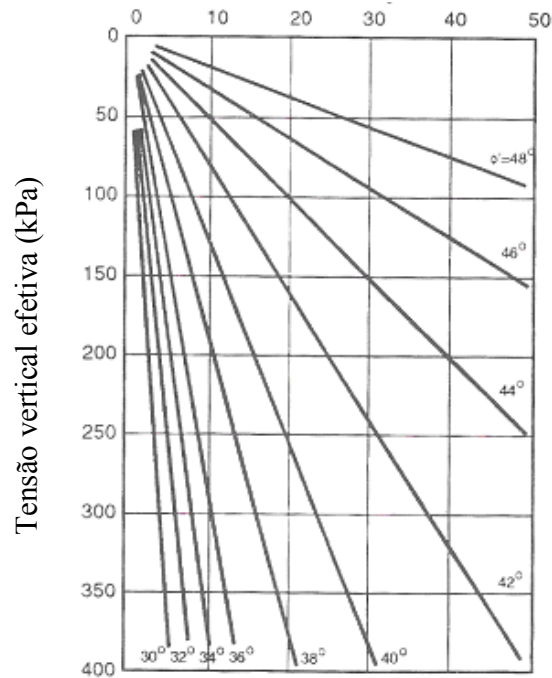


Figura 2.18. Correlação para obter o ângulo de atrito para areia sílica não cimentada, utilizando-se os resultados de resistência de ponta no ensaio de cone (Apud Robertson e Campanella, 1983).

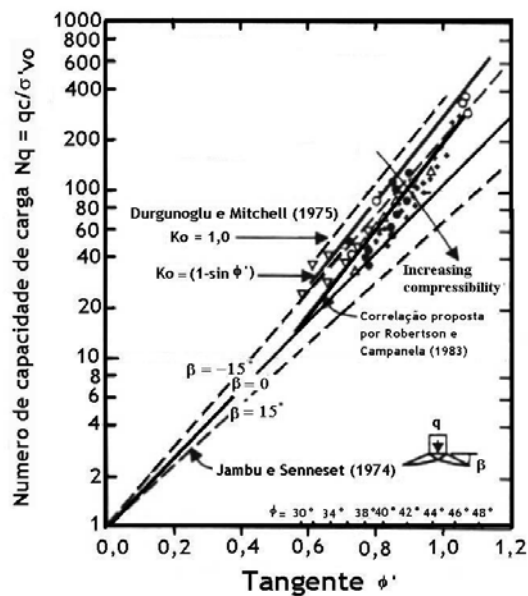


Figura 2.19. Relação entre o número de capacidade de carga e ângulo de atrito obtido de ensaios em câmara de calibração. (Apud Robertson e Campanella 1983).

LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997), recomendam usar as figuras No 2.17, 2.18 e 2.19.

#### 2.2.7.1.4. Módulo de Young (E).

O módulo de Young em areias depende, segundo LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997) e SCHNAID (2000), da densidade relativa ( $D_r$ ), histórico de tensões, e nível médio de tensões.

Se bem que seja pouco provável que o cone possa fornecer medidas precisas de deformabilidade, pela dependência do módulo de Young dos parâmetros anteriores, existem na literatura consultada, algumas correlações que podem ser usadas como estimativa inicial. Por exemplo, a proposta de ROBERTSON e CAMPANELLA (1983), mostrada na figura 2.20.

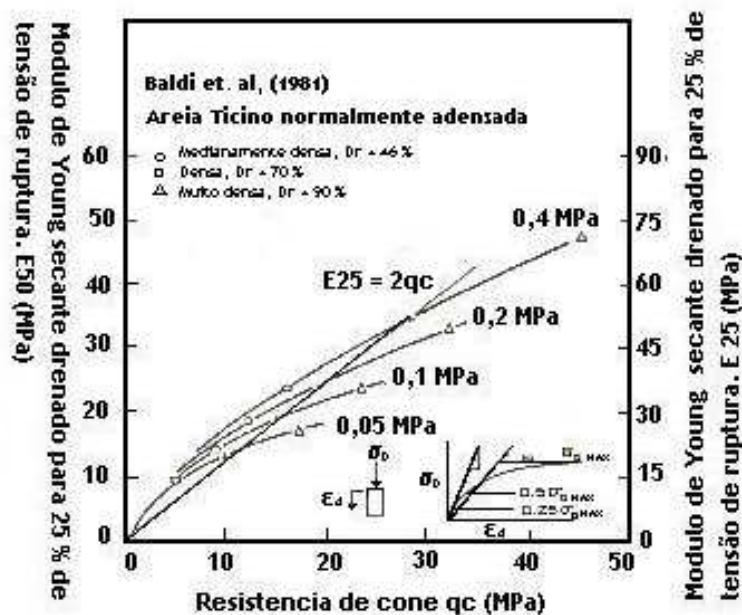


Figura 2.20. Correlação entre a resistência de cone e o módulo de Young para areias quartzosas não cimentadas e normalmente adensadas. (Apud Robertson e Campanella 1983).

SCHNAID (2000), sugere que na ausência de correlações validadas para solos arenosos brasileiros, pode-se usar como primeira estimativa, a proposta de BALDI et al., (1981):

$$E_{25} = 1,5 q_c \quad 2.11$$

$E_{25}$  = Módulo para o 25 % da tensão de ruptura.

**CUNHA (1997)**, partindo das recomendações de Schmertmann, sugere que:

Em areias normalmente adensadas:

$$E_{25} = 2,5 q_c \quad 2.12$$

Em areias pré-adensadas, o valor de  $E_{25}$  é de 3 a 6 vezes maior que aquele obtido para areias normalmente adensadas.

#### 2.2.7.1.5. Módulo oedométrico (M).

Existem algumas correlações abordadas na literatura para a abordagem do módulo oedométrico e o valor de  $q_c$ .

Segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, baseado em ensaios em câmara de calibração para areias sílica normalmente adensadas, não envelhecidas e não cimentadas, recomenda:

$$M_0 = 4 q_c \quad \text{para } q_c < 10 \text{ MPa} \quad 2.13$$

$$M_0 = 2 q_c + 20 \text{ (MPa)} \quad 10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa} \quad 2.14$$

$$M_0 = 120 \text{ MPa} \quad \text{para } q_c > 50 \text{ MPa} \quad 2.15$$

Para areias pré - adensadas, é recomendada usar como tentativa grosseira:

$$M_0 = 5 q_c \quad \text{para } q_c < 50 \text{ MPa} \quad 2.16$$

$$M_0 = 250 \text{ MPa} \quad \text{para } q_c > 50 \text{ MPa} \quad 2.17$$

$M_0$  = Módulo tangente baseado na tensão efetiva antes da cravação.

**CUNHA (1997)** e **GIACHETI (2000)**, sugerem a proposta de **MITCHELL e GARDNER (1975)**.

$$M = 1/ m_v = \alpha q_c \quad 2.18$$

O valor de  $\alpha$  pode tomar valores de 1,5 a 4.



**ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**, propuseram a correlação mostrada na figura 2.21. Neste caso, é necessário se estimar a pressão vertical efetiva média e  $q_c$  medido na camada analisada, e com isso obtêm-se o valor do módulo oedométrico.

Com o valor do módulo obtido da figura 2.21, e com ajuda da expressão 2.18 estima-se o valor de  $\alpha$ . O valor obtido deve ser comparado com os valores típicos já recomendados (entre 1,5 e 4).

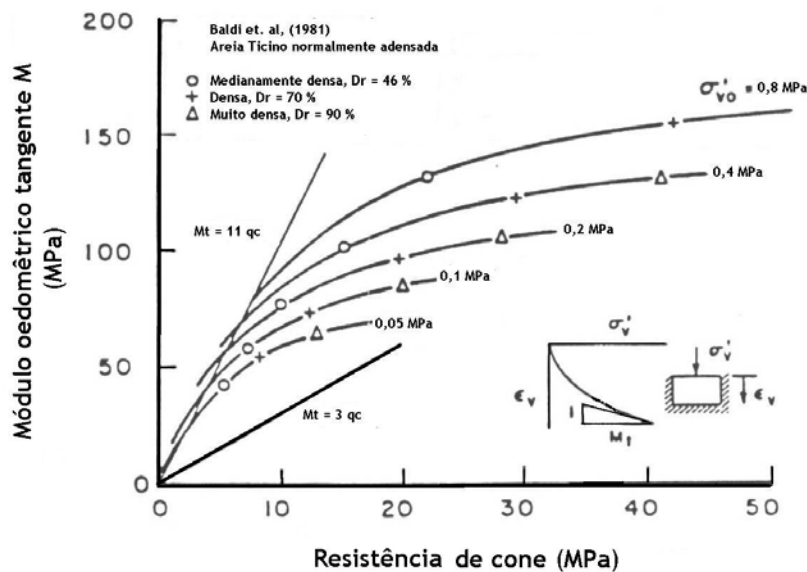


Figura 2.21. Relação entre a resistência de cone e o módulo oedométrico para areias quartzosas não cimentadas e normalmente adensadas (Apud Robertson e Campanella, 1983).

#### 2.2.7.1.6. Módulo cisalhante máximo ( $G_{\max}$ ).

É geralmente aceito que o módulo cisalhante máximo ( $G_{\max}$ ) é constante para baixos níveis de deformação (menos de  $10^{-3}$ ). Seu valor é obtido como:

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad 2.19$$

onde:

$\rho$ : massa específica do solo.

$V$ : velocidade da onda cortante.

**CUNHA (1997)**, sugere usar a proposta de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**, que correlaciona  $G_{\max}$  com  $q_c$  segundo é mostrado na figura 2.22.

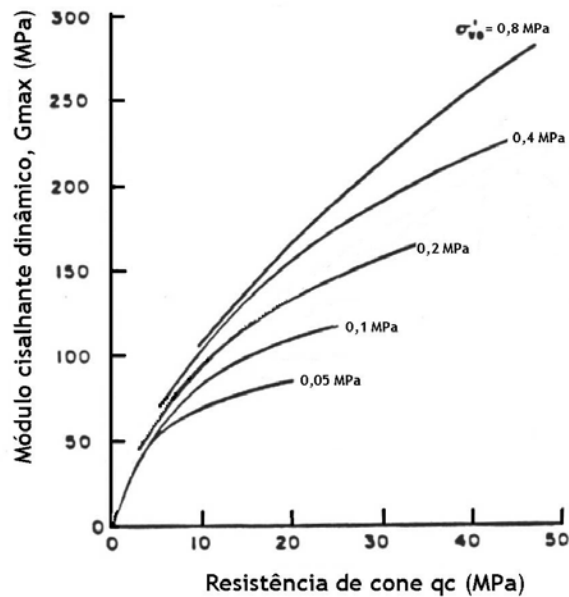


Figura 2.22. Correlação entre  $q_c$  e  $G_{\max}$  para areias quartzosas não cimentadas e normalmente adensadas (Apud Robertson e Campanella, 1983).

#### 2.2.7.1.7. Índice de penetração standard (SPT).

Em alguns países, como o Brasil, o ensaio SPT é ainda bastante utilizado pelo meio técnico. Dessa forma, Robertson et al., (1986), apresentou uma correlação entre o  $N_{spt}$  e  $q_c$ . A figura 2.23 apresenta a correlação explicada.

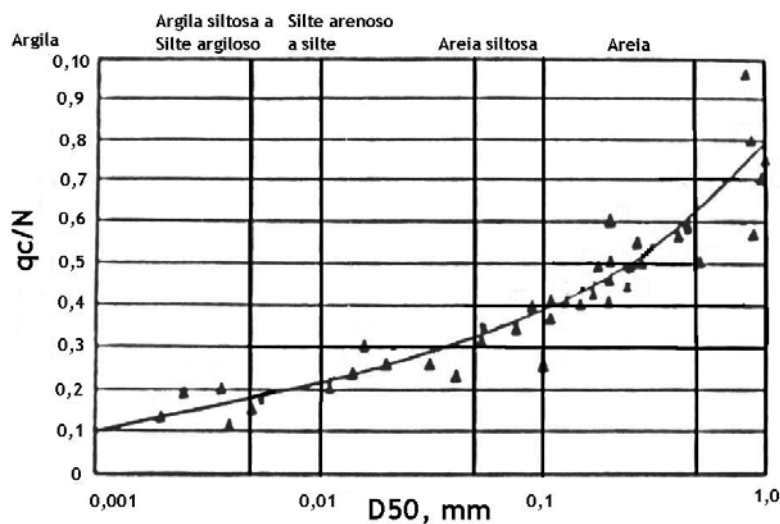


Figura 2.23. Correlação entre  $q_c/N$  com o  $D_{50}$  do solo para energia de 50 – 60 % (Apud Robertson et al., 1986).

### 2.2.7.2. Comportamento de argila (penetração não drenada).

No caso de comportamento de argilas, os parâmetros estimados através do cone, podem ser:

1. Resistência ao cisalhamento não drenada.
2. OCR.
3. Coeficiente de empuxo em repouso.
4. Módulo de deformabilidade confinado.
5. Módulo de Young.
6. Módulo cisalhante máximo  $G_{\max}$ .
7. Coeficiente de adensamento  $C_v$ .
8. Permeabilidade ( $k_h$  e  $k_v$ ).

Embora alguns parâmetros listados acima possam ser interpretados teoricamente, a maioria deles é obtida através de correlações com resultados de ensaios de laboratório e outros ensaios de campo. Pode-se então esperar certa dispersão.

#### 2.2.7.2.1. Resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ).

Muitos são os trabalhos na literatura consultada, relacionado com a estimativa do  $S_u$ , desde as soluções teóricas até as correlações. Como a penetração do cone é um fenômeno complexo, as soluções teóricas tem que fazer muitas simplificações relacionadas com o comportamento do solo e condições de contorno. Por isso as correlações empíricas, são geralmente preferidas.

As estimativas disponíveis na literatura, podem-se agrupar em:

1. Estimativa de  $S_u$  usando-se a resistência de cone.
2. Estimativa de  $S_u$  usando-se medidas da poro-pressão.

##### 2.2.7.2.1.1. Utilizando-se a resistência de cone.

A estimativa a partir da resistência de cone do valor de  $S_u$ , pode ser feita segundo LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997), usando-se a seguinte expressão:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad 2.20$$

onde:

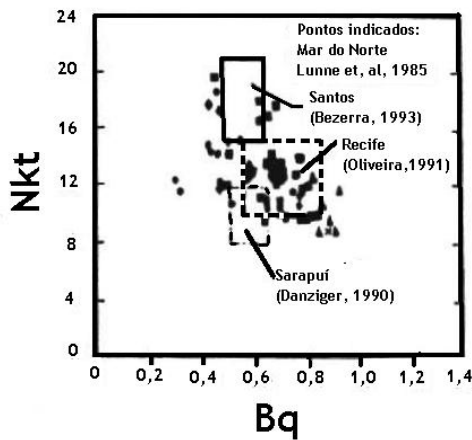
$\sigma_{v0}$ : tensão vertical in loco.

$N_{kt}$ : fator de capacidade de carga.

Muitos estudos tem sido feitos para obter o valor de  $N_{kt}$ . A grande maioria deles, segundo **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, indicam um intervalo entre 15 e 20, embora o método empregado para obter o valor de  $S_u$  varia de um estudo para outro.

**SCHNAID (2000)**, apresenta uma extensa revisão de valores de  $N_{kt}$  obtidas na prática brasileira e internacional (vide tabela 3). Em geral os valores oscilam entre 10 e 20, com valor médio em torno de 15, que poderão ser usados como referência. A melhor alternativa será sempre determinar  $N_{kt}$  localmente.

**CUNHA (1997)** e **SOUZA (1996)**, sugerem as correlações entre  $B_q$  e  $N_{kt}$  proposta por **LUNNE e LACASSE (1985)**, mostrada na figura 2.24.



*Figura 2.24. Valores de  $N_{kt}$  vs  $B_q$  usados para a estimativa de  $S_u$  (Apud Lunne e outros, 1985).*

Nos valores de  $N_{kt}$  tem influência importante o estado de alteração da amostra. Obviamente se a alteração é pequena, maior será a resistência não drenada e menor o valor de  $N_{kt}$ .

Tabela 3. Fatores de cone publicadas na literatura (Apud Schnaid, 2000).

	Autor	Lugar	N <sub>kt</sub>
Nacional	Rocha Filho e Alencar (1985)	RJ	10 - 15
	Danziger (1990)	RJ	8 – 12
	Coutinho e outros (1993)	Recife	10 – 15
	Arabe (1995)	SP	12 – 15
	Soares e outros (1997)	RS	8 – 16
	Sandroni e outros (1997)	-	14 – 18
	Batista e Sayão (1998)	BA	12 – 18
Internacional	Orior Dan e outros (1982)	Irlanda	12 – 18
	Senneset e outros (1982)	Noruega	10 – 20
	Tumay e outros (1982)	EUA	15
	Lunne e Kleven (1981)	-	9 – 19
	Schnaid e outros (1989)	Inglaterra	10 – 25
	Lunne e outros (1976)	Escandinávia	15 – 21
	Tumay e outros (1982)	Canada	11 – 13
	Kjekstad e outros (1978)	-	10 – 20
	Jamiolkowki e outros (1982)	Itália	8 – 14
	Marr (1981)	México	10 – 20
	Lacasse e Lunne (1982)	Noruega	12 – 20

#### 2.2.7.2.1.2. Utilizando-se a estimativa da poro-pressão.

Neste caso, calcula-se a resistência ao cisalhamento não drenada como:

$$S_u = \frac{(U_2 - U_0)}{N_{\Delta U}} \quad 2.21$$

Baseado na teoria da expansão da cavidade o valor teórico de  $N_{\Delta U}$  varia entre 2 e 20. Esta solução é muito útil no caso de argila mole onde a resistência de ponta pode ser muito pequena. Segundo **ROBERTSON (1998)**, o valor de  $N_{\Delta U}$  varia de 7 a 10, recomendando para o caso de estimativa conservadora, tomar valores perto do máximo do intervalo.

**LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)** recomendam, para avaliar  $S_u$  em solos argilosos, usando-se os resultados do piezocone, o seguinte:

1. Para depósitos onde se tenha pouca experiência disponível, recomenda-se usar valor de  $N_{kt}$  entre 15 e 20, usando-se os valores mais altos para estimativas mais conservadoras.
2. Para areias normalmente ou levemente adensadas o valor de  $N_{kt}$  pode ser de até 10.
3. Para argilas muito moles, onde o valor de  $q_c$  pode ser muito pequeno, usar-se o método de estimativa baseado na poro-pressão, usando-se  $N_{\Delta U}$  que pode estimar-se entre 7 e 10. A proposta de **COUTINHO et al., (2000)**, em argilas moles de Recife, já referidos na tabela 3, se aproxima muito bem desta sugestão.
4. Quando se tem experiência no depósito estudado, os valores antes sugeridos podem ser ajustados para ter em conta essa experiência.

#### 2.2.7.2.2. OCR (Razão de pré-adensamento).

O conhecimento do OCR constitui uma informação essencial à análise de comportamento de depósitos de argilas moles. **SCHNAID (2000)**, recomenda para a estimativa de OCR, a abordagem estatística proposta por **CHEN e MAINE (1996)**, embora ainda não tem sido validada para as condições brasileiras.

$$OCR = 0,53 \frac{(q_t - U_2)}{\sigma'_{v0}} \quad 2.22$$

$$OCR = 0,305 \frac{q_t - U_2}{\sigma'_{v0}} \quad 2.23$$

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

O próprio autor considera interessante a proposta de Bjerrum que estabeleceu uma relação entre  $S_u$  e OCR que pode indicar as características geotécnicas do local de estudo.

Para depósito de argila normalmente adensada:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \approx 0,25 \quad 2.24$$

O valor desta relação maior que 0,25, é indicativo de pré-adensamento do solo.

**SCHNAID (2000)**, apresenta um exemplo da sugestão anterior, associada ao índice de plasticidade (vide figura 2.25).

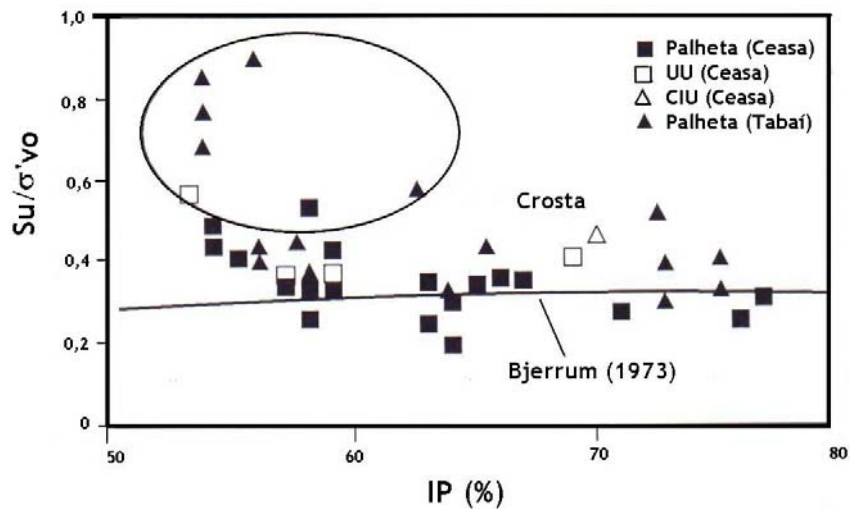


Figura 2.25. Relação  $S_u/\sigma'_{v0}$  e IP para argilas de Porto Alegre (Apud Schnaid, 2000).

**LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, consideram adequado o método proposto inicialmente por **SCHMERTMANN (1974, 1975)**, que indica:

- a) Estimar o valor de  $S_u$  segundo foi apresentado no item anterior.
- b) Estimar a tensão vertical efetiva  $\sigma'_{v0}$  usando, dados de densidade de laboratório, e calcular  $S_u / \sigma'_{v0}$ .
- c) Usando-se a figura 2.26, estimar o valor de OCR.

Outra tentativa pode ser a proposta de **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, baseada em amostras de alta qualidade e apresentada na figura 2.27.

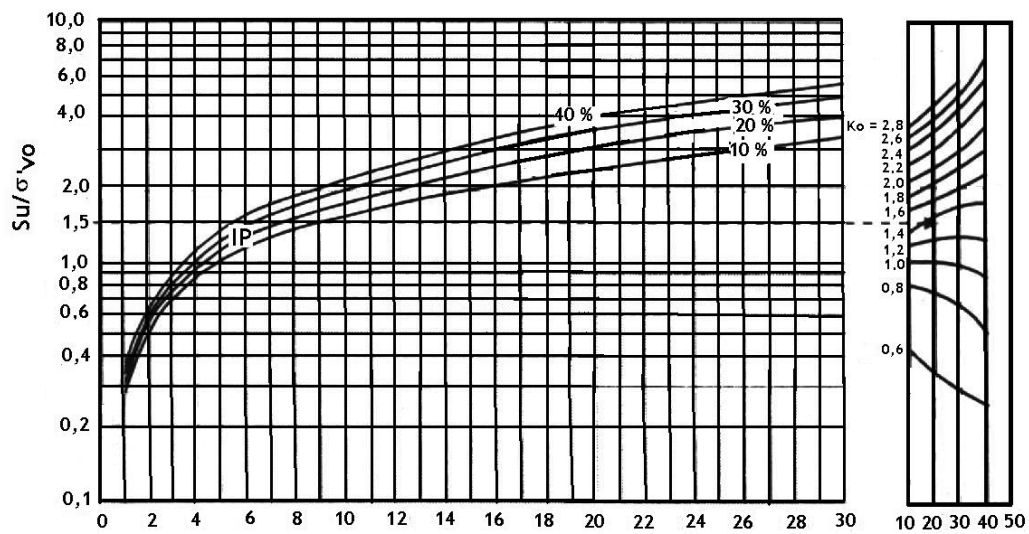


Figura 2.26. Valor estimado de OCR e  $k_0$ , conhecido IP e  $\sigma'_{v0}$ . (Apud Andresen et al., 1979).

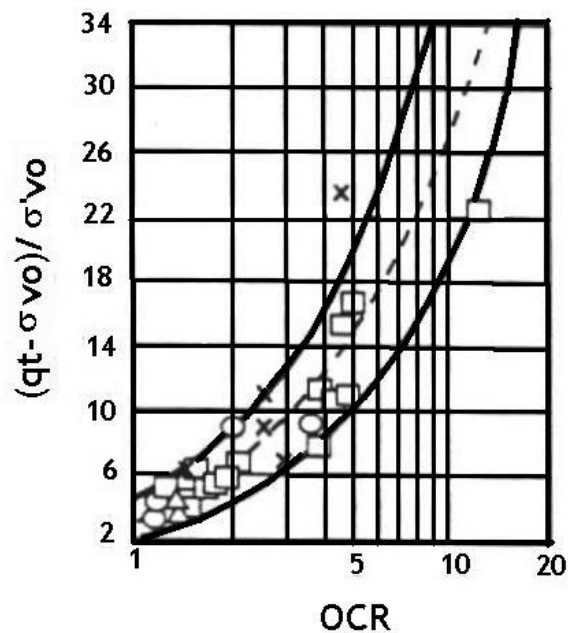


Figura 2.27. Correlação empírica entre OCR e valores normalizados de cone (Apud Lunne, Robertson, e Powell, 1997).

**ROBERTSON e CAMPANELLA (1986)** apresentaram o resultado da medida da poro-pressão em várias posições, o que pode dar idéia do valor do OCR do solo (vide figura 2.28).



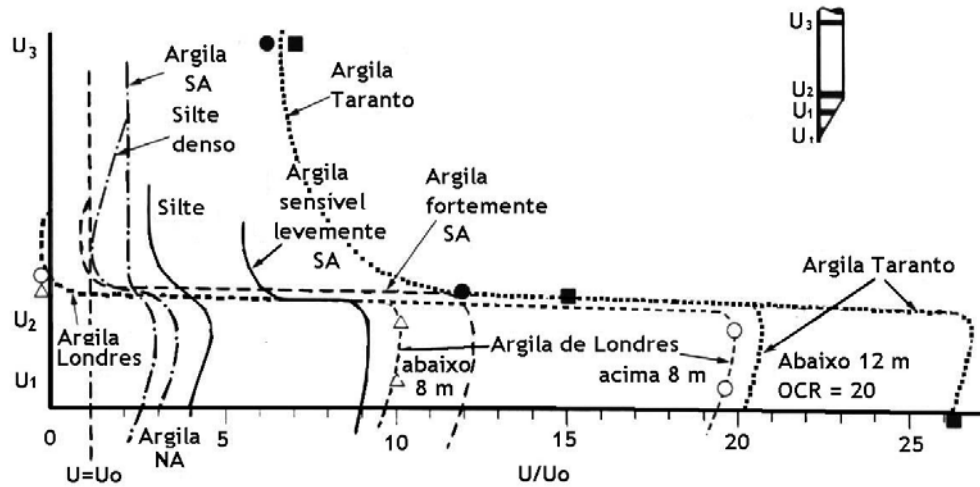


Figura 2.28. Distribuição da medida da poro-pressão. (Apud Sully et al., 1988).

#### 2.2.7.2.3. Coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ).

O valor de  $k_0$  pode ser obtido, para depósitos normalmente adensados, segundo a proposta de **JAKY (1944)**:

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \quad 2.25$$

Para o caso de sobre adensamento, pode usar-se a proposta de **MAYNE e KULHAWY (1982)**:

$$k_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad 2.26$$

Note-se que é necessário o conhecimento de  $\phi'$ . **SCHNAID (2000)**, apresenta a correlação mostrada na figura 2.29, na qual, partindo-se do valor do índice de plasticidade, é possível obter-se o valor procurado, para argila normalmente adensada.

**ROBERTSON (1998)** e **SCHANAID (2000)**, sugerem o uso da proposta de **MAYNE e KULHAWY (1990)**,

$$k_0 = 0,1 \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad 2.27$$

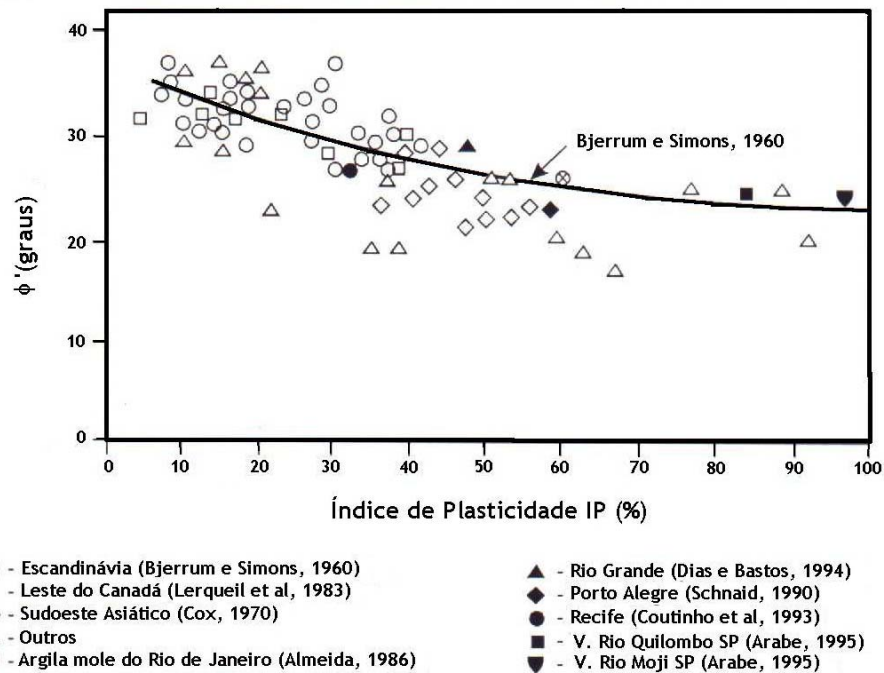


Figura 2.29. Correlação entre IP e  $\phi'$  para argilas normalmente adensadas (Apud Schnaid, 2000).

#### 2.2.7.2.4. Módulo Oedométrico (M).

LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997) e CUNHA (1997), sugerem o cálculo do módulo oedométrico (M) segundo a proposta de SANGLERAT (1972), que é mostrada na tabela 4.

#### 2.2.7.2.5. Módulo de Young.

O módulo de deformabilidade não drenado (módulo de Young) é sensível à história de tensões, nível de deformações cisalhantes e outros (SCHNAID, 2000), e portanto as relações entre resistência de ponta e módulo de deformabilidade devem ser tratadas com prudência.

SCHNAID (2000) e GIACHETI (2000), sugerem a proposta de DUNCAN e BUCHIGNANI (1976), só como referência, conforme discutidos no parágrafo anterior (vide figura 2.30).

Tabela 4. Estimativa do módulo confinado (M) para argilas (Apud Sanglerat, 1972).

$M = \frac{1}{M_v} = \alpha q_c$		
$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$	Argila de baixa plasticidade (CL)
$0.7 < q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$	
$q_c > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2.5$	
$q_c > 2 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$	Silte de baixa plasticidade (ML)
$q_c < 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$	
$q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$	Silte e argila de alta plasticidade (MH, CH)

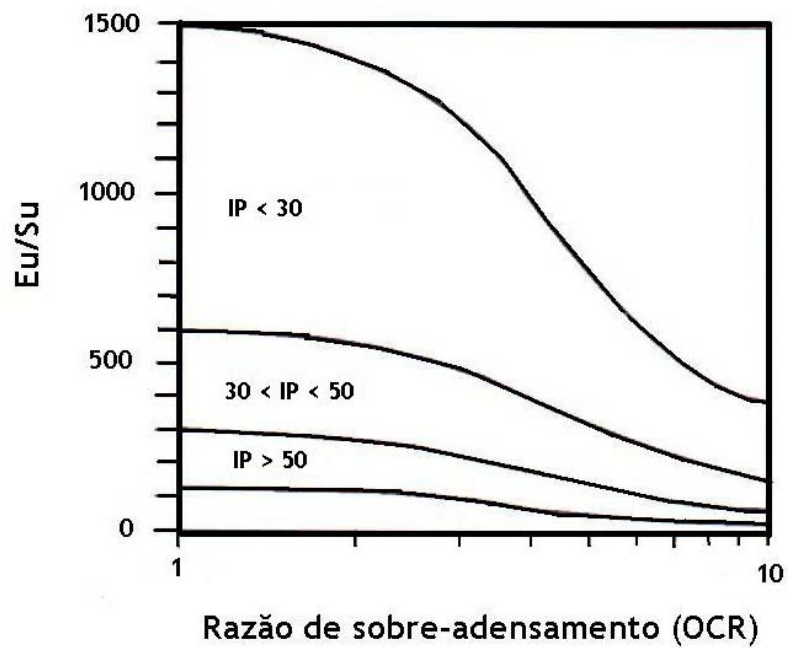


Figura 2.30. Abordagem da estimativa do Módulo de Young (Apud Duncan e Buchignani, 1976).

#### 2.2.7.2.6. Módulo cisalhante máximo ( $G_{\text{máx}}$ ).

Uma correlação aproximada entre  $G_{\max}$  e  $q_c$  para argilas de Vancouver apresentada por **DUNCAN e BUCHIGNANI (1976)** é sugerida por **CUNHA (1997)**, onde é necessário conhecer o valor do IP e OCR (vide figura 2.31).

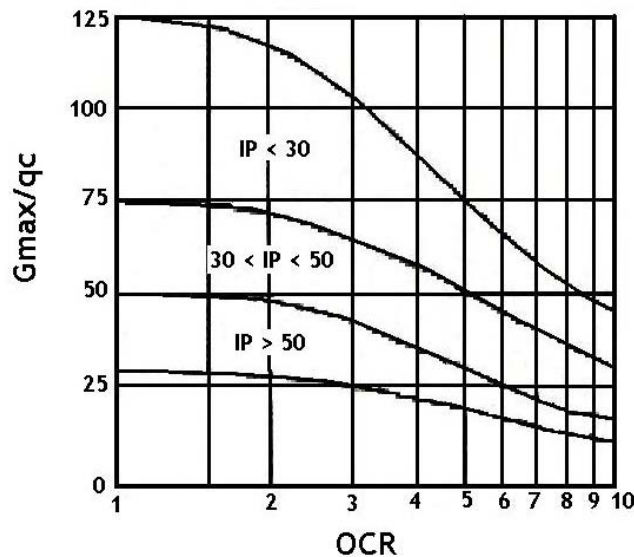


Figura 2.31. Correlação para a estimativa de  $G_{\max}$ . (Apud Duncan e Buchignani 1976).

#### 2.2.7.2.7. Coeficiente de adensamento ( $C_v$ ).

O ensaio de dissipação de excesso de poro-pressões gerados durante a cravação do cone, pode ser interpretado para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal  $Ch$ . O ensaio consiste em interromper a cravação na profundidade desejada, e medir a dissipação da poro-pressão (até atingir pelo menos o 50 %). Esta técnica é de muito interesse técnico segundo **SCHNAID (2000)**, porque se reduzem os custos do programa de investigação geotécnica.

A determinação de  $Ch$  sugerido por **SCHNAID (2000)** é o seguinte:

1. Calcular a distância entre a poro pressão no início da dissipação  $U_1$  e a poro pressão hidrostática  $U_0$ .

2. Calcular a percentagem de dissipação  $U_{50} = \frac{U_1 - U_0}{2}$  e a partir da curva experimental determinar o  $t_{50}$ .

3. Obter o valor do fator tempo T da tabela 5 e calcular Ch usando a expressão:

$$C_h = \frac{T_{50} r^2 \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad 2.28$$

sendo: r : raio do piezocone.

t : tempo de dissipação (t50).

Ir : índice de rigidez (G/Su).

G : módulo de cisalhamento do solo.

Na tabela 5, foram só incluídos os valores para posição do filtro no U<sub>2</sub> pelo fato de que é a mais usada no Brasil e a sugerida pela ISSMFE.

*Tabela 5. Fator tempo T (Apud Houlsby e Teh, 1988).*

(1 – U) (%)	Posição do filtro U <sub>2</sub>
20	0.038
30	0.078
40	0.142
50	0.245
60	0.439
70	0.804
80	1.6

Segundo **DANZIGER e SCHNAID (2000)**, o valor de Ir, pesquisado na área de Porto Alegre e Rio de Janeiro, pode ser adotado para o Brasil na faixa de 80 – 100.

Este valor estimado corresponde ao solo na faixa pré-adensada pelo alto nível de tensões a que é submetido o solo durante a cravação. Uma estimativa de Ch na faixa de comportamento normalmente adensado pode ser feita pela abordagem empírica de **JAMIOLKOWKI et al.(1985)**:

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} C_h(piezocone) \quad 2.29$$

onde RR é razão de recompressão na zona pré-adensada e CR é índice de compressão virgem.

Valores experimentais medidos indicam que RR/CR variam na faixa de 0,13 a 0,15.

Com o coeficiente de adensamento  $C_h$  calculado, calcula-se os fatores tempo (T) para cada instante do ensaio, usando-se a expressão 2.28. As curvas U vs T são plotadas em escala semi log, tanto da teórica como do ensaio, para avaliar segundo a tendência, se o resultado é satisfatório.

O valor de  $C_v$  pode ser estimado como:

$$C_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} C_h(NA) \quad 2.30$$

Os valores de  $k_h/k_v$  são apresentados na tabela 6.

*Tabela 6. Razão de permeabilidade em argila (Jamiolkowki et al., 1985).*

Natureza da argila	$k_h/k_v$
Argilas homogêneas sem macro-estrutura definida	1.0 – 1.5
Macro-estrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2.0 – 4.0
Depósitos com ocorrência de varias camadas de material permeável	3.0 - 15

#### 2.2.7.2.8. Permeabilidade ( $k_h$ e $k_v$ ).

A permeabilidade pode ser estimada, segundo **ROBERTSON (1998)**, a partir da tabela 7 que estima o valor de acordo com a carta de classificação da figura 2.11.

*Tabela 7. Estimativa da permeabilidade (Robertson, 1988).*

Zona	Tipo de comportamento do solo	K (cm/s)
1	Solos finos sensíveis	$3 \times 10^{-9} - 3 \times 10^{-8}$
3	Argila	$1 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-9}$
5	Silte argiloso a argila	$1 \times 10^{-9} - 1 \times 10^{-8}$
4	Argila siltosa a silte argiloso	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-7}$

**ROBERTSON (1998)**, sugere calcular  $k_h$  como:

$$k_h = \left( \frac{\gamma_w}{2.3\sigma'_{v0}} \right) RRC_h \quad 2.31$$

### 2.2.8. Solos intermediários (siltes)

A maior parte das referências disponíveis, para a estimativa de parâmetros geotécnicos usando-se os resultados de cone, estão relacionadas com areias (condição drenada) e argila (condição não drenada). Na prática, é possível encontrar solos siltosos, como ocorre, por exemplo em algumas áreas do Estado de São Paulo, onde segundo **ABMS, 1998** e **CARVALHO et al., 2000**, aparece uma camada de solo com comportamento típico de silte. Neste caso as estimativas seguiram a proposta de **BUGNO e McNEILAN (1984)**, que sugerem que quando a permeabilidade do solo siltoso está entre  $10^{-6}$  e  $10^{-3}$  cm/seg seja considerado parcialmente drenado e as suas estimativas sejam feitas usando as propostas de areia. No caso em que a permeabilidade seja menor que  $10^{-6}$  a resposta será considerada como não drenada.

### 2.2.9. Solos tropicais.

As regiões tropicais são geralmente cobertas por uma camada espessa de solo alterado, que basicamente é formada por dois tipos de matérias: solos lateríticos e solos saprolíticos.

O solo laterítico é considerado como o solo vermelho ou amarelo devido ao teor elevado de ferro sendo resultado da intensa alteração da rocha. Do ponto de vista da engenharia os solos lateríticos são todos aqueles que permanecem na superfície das regiões tropicais.

Os solos saprolíticos são aqueles que conservam a textura e estrutura da rocha mãe e apresentam perda de resistência devido a ação de solução de silicatos.

Em muitos casos pode existir uma descontinuidade entre o solo laterítico e o saprolítico, muitas vezes marcado por uma camada dura. Nestes casos o solo laterítico foi formado por solos transportados que é diferente do solo saprolítico.

O processo de alteração transforma a rocha mãe em um material friável com pouca modificação em volume seguido de modificações na coloração, textura, consistência e forma.

Estas alterações ocorrem devido à transformação total ou parcial de alguns dos minerais que são trocados por outros minerais. Estes materiais preservam parcial ou totalmente alguma composição mineral e características da rocha mãe.

Os solos tropicais residuais se caracterizam por manter peculiaridades estruturais das rochas que lhe deram origem. Esta peculiaridade é um aspecto importante do maciço no que diz respeito a seu comportamento estrutural perante uma obra de engenharia (**SOUZA PINTO, et al. 1993, ABMS, 1998**). A variabilidade das propriedades é muito grande, causada pela rocha que deu origem. Portanto a heterogeneidade é intrínseca ao solo residual, tendo-se que conviver com essa dificuldade.

Existe muito pouca informação na literatura internacional relacionada com o uso do cone em solos tropicais, especialmente relacionadas com a estimativa de parâmetros de solos. No Brasil, já existem diversos trabalhos feitos e apresentados relacionados com solos tropicais que oferecem algumas experiências relacionadas com o comportamento deste tipo de solo.

Até hoje já se tem quatro seminários de Engenharia de Fundações Especiais em Geotécnica, onde, crescentemente aparecem mais trabalhos relacionados com o uso de cone como ferramenta de rotina para engenheiros em fundações. Além disso, os Congressos Brasileiros de Mecânica de Solos e seminários regionais são fontes de informação relacionadas com o tema dos ensaios especiais de campo.

#### **2.2.10. Comparação entre resultados de cone mecânico e elétrico.**

*O uso de ensaios de campo no Brasil vai sendo cada dia maior, especialmente o cone (CPT), que começou com o cone mecânico com luva tipo Begemann na década dos anos 50. Atualmente o cone elétrico está sendo usado com mais frequência pelo fato da sua maior produtividade e quantidade de dados que podem ser obtidos.*

*No entanto, a experiência acumulada no Brasil sobre o uso direto dos resultados de ensaio de cone no projeto de fundações, esta baseada segundo **DANZIGER e SCHNAID (2000)**, exclusivamente no cone mecânico com luva Begemann.*

***DE RUITER (1971)**, publicou as diferenças entre resultados de cone mecânico e elétrico para solos sedimentares em termos de  $f_s$ , indicando algumas diferenças significativas entre eles, o mesmo não ocorrendo para o  $q_c$ . **GIACHETI (2001)**, fez comparação de  $q_c$  e  $f_s$  em alguns campos experimentais no interior do Estado de São Paulo chegando às mesmas conclusões que De Ruiter, mas no caso do campo experimental da USP São*



Carlos, o autor aceita a hipótese de **SCHMERTMANN (1978)**, de que para solos arenosos pode haver diferenças significativas entre valores de  $q_c$ .

**LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, aceitam que em argilas a resistência de ponta obtida pelo cone mecânico é ligeiramente maior das obtidas com cone elétrico e o contrario em areias. **ROL (1982)**, partindo de seus estudos em areias holandesas encontrou que:

$$q_{cm} = 0,85 q_{ce}$$

$q_{cm}$  = resistência de ponta obtida pelo cone mecânico

$q_{ce}$  = resistência de ponta obtida pelo cone elétrico.

**KULHAWY e MAYNE (1990)**, analisando dados de solos arenosos e argilo-siltosos, encontram que:

$$\left( \frac{q_c}{p_a} \right)_e = 0,47 \left( \frac{q_c}{p_a} \right)_m^{1,19}$$

e: elétrico  
m: mecânico  
 $p_a$  : pressão atmosférica

Pelo exposto anteriormente, verifica-se que alguns autores aceitam diferenças entre valores de  $q_c$  entre ambos tipos de cones.

Torna-se importante, portanto, verificar a presença ou não de diferenças significativas entre resultados de  $q_c$  e  $f_s$  de cone mecânico e elétrico, através da análise de resultados de ensaios realizados na mesma área e na mesma época do ano. Esta análise será realizada nesta pesquisa.

### 2.2.11. Aplicações diretas ao projeto de fundações.

Numerosas e crescentes são as aplicações diretas de ensaio de cone ao projeto, ou seja, aplicações nas quais a resistência à penetração é correlacionada diretamente ao desempenho de um elemento de fundação. Serão abordadas aqui, as propostas de **AOKI e VELLOSO (1975)**, **PHILIPPONAT (1978)**, **De RUITER e BERINGEN (1979)**, **P.P. VELLOSO (1981)**, e **BUSTAMANTE e GIASANELLI (1982)**, (1998).

#### 2.2.11.1. Método de AOKI e VELLOSO (1975).

**AOKI e VELLOSO (1975)**, apresentam uma expressão para a previsão da carga de ruptura de estacas, fórmula esta baseada em dados fornecidos por ensaios de penetração contínua (CPT) ou, quando não se dispõe deste valor, em parâmetros correlacionados à resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), obtidos de sondagem à percussão. Os autores consideram o tipo de estaca (Franki, aço, concreto) e se baseiam em dados obtidos de provas de carga em estacas comprimidas para proporem a fórmula. A carga de ruptura é dada pela soma das

parcelas de carga de ruptura lateral e de ponta ( $Q_{total-calc} = Q_{l-calc} + Q_{p-calc}$ ). Ressalta-se ainda que esta fórmula tem sido largamente utilizada em nosso meio técnico.

Carga de atrito lateral na ruptura.

$$Q_{l-calc} = \sum_{i=1}^n U_i \cdot f_{ui} \Delta Z_i \quad (\text{kN}) \quad 2.32$$

Para os autores, existe uma correlação entre o valor da tensão lateral de ruptura ( $f_u$ ) e a resistência lateral local ( $f_c$ ), medida no ensaio de penetração contínua.

$$f_u = \frac{f_c}{F_2} \quad 2.33$$

$F_2$  é fator de carga lateral em função do tipo de estaca, e que relaciona os comportamentos do modelo (cone) e do protótipo (estaca). Quando não se dispõe de medida direta, a resistência lateral local ( $f_c$ ) pode ser estimada a partir da resistência de cone, utilizando-se a relação de atrito ( $\alpha_{av}$ ), que é uma constante para cada tipo de solo.

$$f_c = \alpha_{av} \cdot q_c \quad 2.34$$

$$f_u = \alpha_{av} \cdot \frac{q_c}{F_2} \quad 2.35$$

portanto,

$$Q_{l-calc} = \sum_{i=1}^n \frac{U_i \alpha_{avi} q_c}{F_2} \Delta Z_i \quad (\text{kN}) \quad 2.36$$

Os valores de  $F_1$  e  $F_2$  são apresentados na tabela 8 e o valor do fator  $\alpha_{avi}$  na tabela 9.

A carga de ruptura de ponta pode ser obtida como:

*Tabela 8. Valores de  $F_1$  e  $F_2$  propostos por Aoki-Velloso, (1975).*

Tipo de Estaca		$F_1$	$F_2$
Franki	Fuste apilado*	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
Pré-moldada de concreto	Cravada*	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
Escavada	Pequeno diâmetro	3,00	6,00
	Grande diâmetro	3,50	7,00
	C/lama bentonítica	3,50	4,50

Raiz*	2,20	2,40
Strauss*	4,20	3,90
Hélice Contínua*	3,00	3,80

\*Coeficientes propostos por **MONTEIRO (2000)**.

*Tabela 9. Valores de  $\alpha_{avi} \cdot k_{avi}$  propostos por Aoki & Velloso, (1975).*

Tipo de solo		Notação	k (kPa)	$\alpha$
Areia	pura	100	1000	1,4
	siltosa	120	800	2,0
	silto argilosa	123	700	2,4
	argilosa	130	600	3,0
	argilo siltosa	132	500	2,8
Silte	puro	200	400	3,0
	arenoso	210	650	2,2
	areno argiloso	213	450	2,8
	argiloso	230	230	3,4
	argilo arenoso	231	250	3,0
Argila	pura	300	200	6,0
	arenosa	310	750	2,4
	areno siltosa	312	300	2,8
	siltosa	320	220	4,0
	silto arenosa	321	330	3,0

Na coluna 3 a simbologia é: 1. Areia 2. Silte 3. Argila

$$Q_{p-calc} = q_u \cdot A_p \quad 2.37$$

$q_u$  : resistência de ruptura de ponta (obtida a partir da resistência de cone,  $q_c$ ).

$$q_u = \frac{q_c}{F_1} \quad 2.38$$

O fator de carga de ponta  $F_1$  relaciona o comportamento do modelo (cone) ao protótipo (estaca) e depende do tipo de estaca (tabela 8). Finalmente:

$$Q_{p-calc} = \frac{q_c}{F_1} A_p \quad 2.39$$

A carga total de ruptura pode ser obtida como:

$$Q_{total-calc} = \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n (\alpha_{avi} q_c \Delta Z_i) + \frac{q_c}{F_1} A_p \quad (\text{kN}) \quad 2.40$$

Nas expressões 2.36, 2.37 e 2.40 não está incluída a opção que considera o Nspt, por não ser objetivo deste trabalho.

### 2.2.11.2 Método de PHILIPPONAT (1978).

O método utiliza os resultados obtidos do ensaio CPT. A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de carga de ruptura lateral e de ponta.

Carga de atrito lateral na ruptura

$$Q_{l-calc} = \sum_{i=1}^n U \cdot f_{ui} \cdot \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad 2.41$$

A resistência lateral ( $f_u$ ) pode ser determinada por:

$$f_u = \alpha_f \cdot \frac{q_{ci}}{\alpha_s} \quad 2.42$$

$\alpha_s$  : coeficiente em função do tipo de solo

$\alpha_f$  : coeficiente que leva em conta o tipo de estaca

Os valores para  $\alpha_s$  e  $\alpha_f$  são apresentados nas tabelas 10 e 11.

Tabela 10. Valores de  $\alpha_s$ . (Apud Philipponat, 1978).

Natureza do solo	$\alpha_s$
Argila, argila calcárea	50
Silte, argila arenosa, areia argilosa	60
Areia pouco compacta	100
Areia medianamente compacta	150
Areia compacta, pedregulhos	200

Tabela 11. Valores de  $\alpha_f$ . (Apud Philipponat, 1978).

Interface solo/estaca	Tipo de estaca	$\alpha_f$
Concreto	Pré-moldada	1,25
	Moldada in-loco de revestimento cravado	
	Estacas com revestimento vibro cravado (concreto vibrado)	
	Injetadas	
	Escavadas ( $d < 1,5$ m)	0,85
	Benoto	
	Escavada ( $d > 1,5$ m)	0,75
	Barretes	
	Prensadas	

A carga de ruptura de ponta é obtida como:

$$Q_{p-calc} = A_p \alpha_p q_c \quad (\text{kN}) \quad 2.43$$

Os valores do coeficiente  $\alpha_p$  são apresentados na tabela 12.

Tabela 12. Valores de  $\alpha_p$ . (Apud Philipponat, 1978).

Tipo de solo	$\alpha_p$
Argila	0,50
Silte	0,45
Areia	0,40
Pedregulho	0,35

A resistência de ponta de uma estaca de diâmetro  $d$  é influenciada por uma altura “a” e “c” respectivamente, acima e abaixo da ponta no caso de solo heterogêneo. Assim, na expressão inicial,  $q_c$  é substituído por  $q'_c$ , obtido pela média aritmética das resistências de ponta de cone, nos trechos “a” e “c”.

**Ou seja;  $q'_c = (q_{ac} + q_{cc})/2$  2.44**

onde:  $q_{ac}$  é a resistência média de ponta de cone no trecho de  $3d$  acima da ponta da estaca (kPa).

$q_{cc}$  : resistência média de ponta de cone no trecho  $3d$  abaixo da ponta da estaca (kPa).

A carga total de ruptura será obtida como:

$$Q_{total-calc} = \sum_{i=1}^n U \cdot f_{ui} \Delta z_i + A_p \alpha_p q_c \quad (\text{kN}) \quad 2.45$$

### 2.2.11.3. Método de De RUITER e BERINGEN (1979)

O método de **De RUITER e BERINGEN (1979)**, é resumido na tabela 13.

*Tabela 13. Método de De Ruiter e Beringen (1979).*

	Areia	Argila
Atrito lateral unitário ( $f_p$ )	Mínimo de: $f_1 = 0,12 \text{ MPa}$ $f_2 = \text{atrito lateral do CPT}$ $f_3 = q_c/300 \text{ (compressão)}$ $f_4 = q_c/400 \text{ (tração)}$	$f = \alpha S_u$ onde: $\alpha = 1$ para argila normalmente adensada $\alpha = 0,5$ para argila pré-adensada
Resistência de ponta unitária ( $q_p$ )	Mínimo $q_p$ (equação 2.45)	$q_p = 9S_u$

No caso de argilas, o primeiro passo é estimar o valor da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), usando-se a resistência de cone,  $q_c$ . Com o valor de  $S_u$  e a tabela 13, pode-se estimar a resistência de ponta e atrito lateral.

No caso de areias, os autores encontraram que a resistência de ponta da estaca ( $q_p$ ), é governada pela resistência de ponta do cone em uma zona de 0,7 a 4 vezes o diâmetro da estaca Apud a ponta dela e 8 diâmetros acima dela.

Assim:

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad 2.46$$

onde:  $q_{c1}$  é a média dos valores de  $q_c$  na faixa de 0,7 – 4 vezes o diâmetro da estaca, após a ponta. (vide figura 2.32)

$q_{c2}$ : Média dos valores de  $q_c$  à distancia de 8 vezes o diâmetro da estaca, acima da ponta. (vide figura 2.32)



Figura 2.32. Cálculo médio da resistência de cone (Apud De Ruiter e Beringer, 1979).

Em geral os autores adotam 15 MPa como limite de resistência de ponta da estaca.

#### 2.2.11.4. Método de P. P. VELLOSO (1981)

**P. P. VELLOSO (1981)**, apresenta uma expressão para o cálculo de carga de ruptura de estacas, baseada em dados fornecidos por ensaios de penetração contínua (CPT). O autor considera o tipo de estaca (cravada ou escavada) e o tipo de carregamento (tração ou compressão); a carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de carga de ruptura lateral e de ponta. Este método foi desenvolvido a partir de ensaios de cone executados nos solos do sul do Estado de Minas Gerais e, portanto, pode-se esperar dispersões quando aplicado nas estimativas de carga de ruptura nos solos estudados.

#### Carga de Atrito Lateral na Ruptura

$$Q_{l-calc} = \alpha_{pp} \lambda_p \sum_{i=1}^n U_i f_{ui} \Delta Z_i \quad (\text{kN}) \quad 2.47$$

onde:  $\alpha_{pp}$  é um fator de carga lateral em função do tipo de estaca (1,0 = estaca cravada e 0,5 = estaca escavada).

$\lambda_p$ : fator em função do tipo de carregamento da estaca (1,0 = estaca comprimida e 0,7 = estaca tracionada).

$f_{ui}$ : atrito lateral (CPT) (kPa).

Quando não se dispõe do ensaio CPT pode-se obter  $f_u$  a partir de correlações válidas para o local em estudo.

Carga de ruptura de ponta

$$Q_{p-calc} = \alpha_{pp} \beta q_{cp} A_p \quad (\text{kN}) \quad 2.48$$

onde:  $\beta$  é um fator de carga de ponta em função da dimensão da ponta da estaca que relaciona o comportamento do modelo (cone) ao comportamento do protótipo (estaca).

- estacas comprimidas  $\rightarrow \beta = 1,016 - 0,016 (d/D_c) \geq 0,2$
- estacas tracionadas  $\rightarrow \beta = 0$

$q_{cp}$  = resistência média de cone na região da ponta da estaca =  $(q_{ca} + q_{cb})/2$  em (kPa).

$q_{ca}$  = resistência média de cone, numa faixa de 8 diâmetros acima da cota da ponta da estaca em (kPa).

$q_{cb}$  = resistência média de cone numa faixa de 3,5 diâmetros abaixo da cota da ponta da estaca em (kPa).

Quando não se dispõe do ensaio CPT pode-se obter  $q_c$  a partir de correlações válidas para o local em estudo.

Carga total de ruptura

$$Q_{total-calc} = \alpha_{pp} \lambda_p \sum_{i=1}^n U_i f_{ui} \Delta Z_i + \alpha_{pp} \beta q_{cp} A_p \quad (\text{kN}) \quad 2.49$$

#### 2.2.11.5. Método de BUSTAMANTE e GIASANELLI (1982)

O método considera que a resistência de cone média equivalente ( $q_{ca}$ ) na base da estaca, usada para calcular a capacidade de carga unitária de ponta ( $q_p$ ), é a média do valor de  $q_c$  medido ao longo da distância fixa “a” por cima e por baixo da ponta da estaca (vide figura 2.33). A distância “a” é igual a 1,5 vezes o diâmetro da estaca.



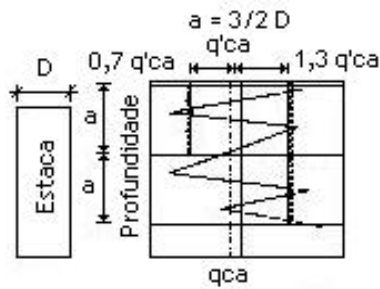


Figura 2.33. Cálculo da resistência de ponta média equivalente. (Apud Bustamante e Giasenelli, 1982).

Os autores propõem calcular  $q_{ca}$  em três estágios:

1. Calcula-se  $q_{ca}$  como a média de  $q_c$  entre  $a$  e  $-a$ .
2. Eliminar os valores de  $q_c$  superiores a  $1,3 q'_ca$  e inferiores a  $0,7 q'_ca$ .
3. Calcula-se a nova média  $q_{ca}$  com os valores definidos no intervalo do item 2, e utiliza-se para calcular o valor de  $q_p$ .

Assim:

$$q_p = k_c \cdot q_{ca} \quad 2.50$$

Os valores de  $k_c$  podem ser obtidos da tabela 14.

O atrito lateral unitário da estaca é calculado como:

$$f_p = q_c / \alpha \quad 2.51$$

Os valores de  $\alpha$  podem ser obtidos da tabela 14.

Tabela 14. Fatores de capacidade de carga ( $k_c$ ) e coeficiente de atrito ( $\alpha$ ) de Bustamante e Giasenelli, 1982.

Natureza do solo	Fatores $k_c$			Coeficiente de atrito ( $\alpha$ )			
	$q_c$ (MPa)	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 1		Grupo 2	
				A	B	A	B
Argilas moles e turfa	< 1	0,4	0,5	30	90	90	30
Argilas moderadamente compactadas	1-5	0,35	0,45	40	80	40	80

Silte e areia fofa	$\leq 5$	0,4	0,5	60	150	60	120
Argila rijas compactas e silte compacto	$> 5$	0,45	0,55	60	120	60	120
Areia medianamente compacta e pedregulho	5-12	0,4	0,5	100	200	100	200
Areia compacta e pedregulho	$> 12$	0,3	0,4	150	300	150	200

*Tabela 14 (cont..). Fatores de capacidade de carga ( $k_c$ ) e coeficiente de atrito ( $\alpha$ ) de Bustamante e Giasenelli, 1982*

Natureza do solo	Limite máximo de $f_p$ (MPa)					
	I		II		III	
	A	B	A	B	A	B
Argilas moles e turfa	0,015	0,015	0,015	0,015	0,035	
Argilas moderadamente compactadas	0,035 0,08	0,035 0,08	0,035 0,08	0,035	0,08	$\geq 12$
Silte e areia fofa	0,035	0,035	0,035	0,035	0,08	-
Argila rijas compactas e silte compacto	0,035 0,08	0,035 0,08	0,035 0,08	0,035	0,08	$\geq 20$
Areia medianamente compacta e pedregulho	0,08	0,035	0,08	0,08	0,12	$\geq 20$
Areia compacta e pedregulho	0,12	0,08	0,12	0,12	0,15	$\geq 20$

Note-se que os autores recomendam na própria tabela 14, os valores máximos de  $f_p$  baseado no tipo de solo e estaca.

#### **2.2.11.5.1. Método de BUSTAMANTE e GIASANELLI (1998)**

Baseados nos resultados de ensaio como o CPT e pressiômetro Menard, os autores apresentam uma formulação para determinar a carga de ruptura de ponta e atrito lateral de estacas ômega.

$$Q_U = Q_{PU} + Q_{LU} \quad 2.52$$

Onde:

$Q_{PU}$  = carga de ponta de ruptura

$Q_{LU}$  = carga lateral de ruptura.

A carga de ponta de ruptura pode ser determinada como:

$$Q_{PU} = k_{BG} \cdot A_P \cdot \alpha \quad 2.53$$

Onde:

$k_{BG}$  : coeficiente adimensional que depende do ensaio executado.

Tipo de solo	k (pressiômetro Menard)	k (cone de penetração)
Argila	1,6 – 1,8	0,55 – 0,65
<b>Areia</b>	3,6 – 4,2	0,50 – 0,75
Pedregulho	$\geq 3,6$	$\geq 0,5$
Calcário argiloso	$\geq 2,6$	$\geq 0,6$
Marga	2 – 2,6	$\geq 0,7$

$A_P$  : área da ponta da estaca ( $m^2$ )

$\alpha$  : valor que caracteriza a resistência do solo da região da ponta da estaca.

O valor de  $\alpha$  é função da pressão limite no caso do pressiômetro Menard e do valor de  $q_c$  no caso de CPT.

No caso do pressiômetro Menard o valor de  $p_{LE}$  é calculado como

$$p_{LE} = \sqrt[3]{p_{L1} \cdot p_{L2} \cdot p_{L3}} \quad (\text{MPa}) \quad 2.54$$

O valor de  $p_L$  deve ser obtido num trecho 0,5 m acima e abaixo da ponta da estaca.

No caso do CPT o valor de  $q_c$  corresponde à média aritmética da resistência de cone ( $q_c$ ) num trecho de dimensão 1,5 vezes o diâmetro acima e abaixo da ponta da estaca.

Para situações onde se tem somente valor de  $q_c$  obtido de ensaios de cone elétrico, deve-se fazer a seguinte correção:

$$q_{c \text{ mecânico}} = \beta_{BG} q_{c \text{ elétrico}} \quad 2.55$$

onde

$$\beta_{BG} = 1,4 - 1,7 \text{ (solos coesivos)}$$

$$\beta_{BG} = 1,3 \text{ (areias saturadas)}$$

A carga lateral de ruptura pode obter-se como

$$Q_{LC} = f_s \cdot A \quad 2.56$$

$A$  : área lateral da estaca

$f_s$ : atrito lateral.

O valor de  $f_s$  pode ser obtido, segundo os autores utilizando a figura 2.34 e a tabela 15.

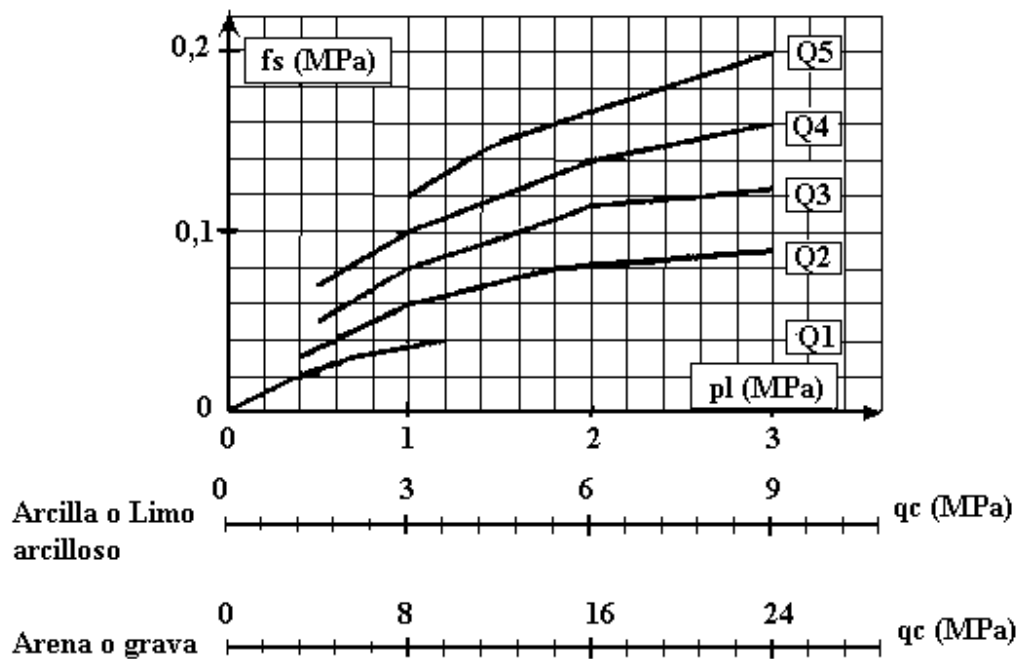


Figura 2.34. Esquema gráfico para a determinação de  $f_s$  em função da forma de execução da estaca e tipo de solo. (Apud Bustamante e Giasenelli, 1998).

Tabela 15. Escolha das curvas a serem utilizadas na figura 2.34. (Apud Bustamante e Giasenelli, 1988).

Solo	Curvas		$P_L$ (MPa)	$q_c$ (MPa)
	$C^{(1)}$	$M^{(2)}$		
Argila ou silte argiloso ou argila siltosa	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>	< 0,3	< 1
	Q <sub>3</sub>	Q <sub>2</sub>	> 0,5	> 1,5
	Q <sub>4</sub>	Q <sub>2</sub>	≥ 1	≥ 3
Areia ou pedregulho	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>	< 0,3	< 1
	Q <sub>4</sub>	Q <sub>2</sub>	> 0,5	> 3,5
	Q <sub>5</sub>	Q <sub>2</sub>	≥ 1,2	> 8

$C^{(1)}$  Estaca perfurada in loco

$M^{(2)}$  Estaca perfurada com revestimento

## 2.3. Pressiômetro Menard.

### 2.3.1. Histórico

Acredita-se que Kloger em 1933 foi quem desenvolveu o primeiro pressiômetro com pré-furo, mas não conseguiu prosseguir com o desenvolvimento do equipamento. Em 1955 na Fraca, Menard desenvolveu o pressiômetro de pré-furo para medir as propriedades de deformação dos solos.

No Japão em 1955 Fukuoka desenvolveu um pressiômetro com pré-furo para obter os valores de módulo lateral dos solos. Em 1963, a partir da experiência adquirida, Menard publica a primeira expressão para calcular recalques de fundações e capacidade de carga.

Em 1965 Jesiquel desenvolve o primeiro pressiômetro auto-perfurante no Laboratório Ponts et Chaussées (LCPC). Em 1966 Suyama, Imai e Ohya desenvolveram o equipamento de carga lateral e posteriormente o Elastómetro 100, ambos pressiômetros de pré-furo.

Em 1971 Wroth e Huges na Inglaterra desenvolveram o pressiômetro auto-perfurante na Universidade de Cambridge que é conhecido como o camkometer.

Em 1978 Briaud e Shields desenvolveram no Canadá um pequeno pressiômetro para projeto de pavimentação conhecido como Pencil. Também em 1978 O instituto Russo de Pesquisas de Fundações desenvolveu um pressiômetro automático conhecido como PA108.

No Brasil seu uso é ainda restrito, embora desde 1975 diversas pesquisas tenham sido efetuadas em varias universidades do país. A sua utilização por empresas brasileiras praticamente não existe, **CAVALCANTE et al.,(2000)**. Segundo **MOTA (2003)**, os primeiros ensaios pressiométricos realizados no Brasil são creditados à Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro e ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo. Na Universidade federal de Rio Grande do Sul, em conjunto com a Fundação de Ciência e Tecnologia, vem-se desenvolvendo estudos com pressiômetros desde o início da década dos 90.

A Universidade Federal da Paraíba tem contribuído com pesquisas em argilas e areias naturais a partir do ano 1997.

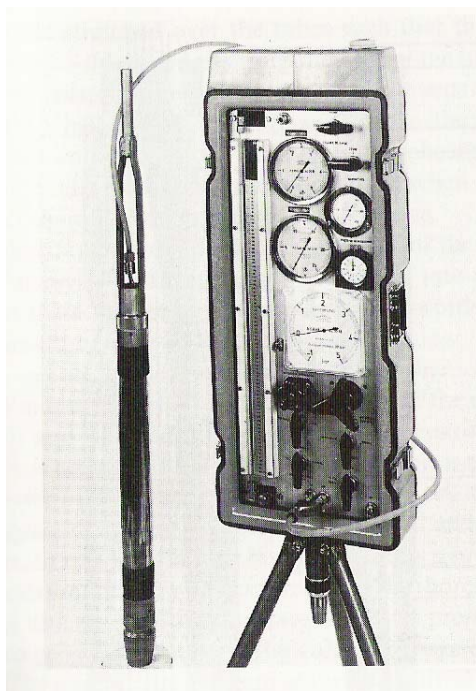
Na Universidade Federal de Brasília durante um programa de investigação geotécnico para o metrô em 1992, foram realizados ensaios pressiométricos tipo Menard, que marcaram o início das pesquisas nesta área e que gerou até hoje inúmeros trabalhos científicos e dissertações de mestrado e doutorado.

### 2.3.2. O ensaio pressiométrico

O ensaio consiste na inserção de uma sonda em um furo de sondagem previamente escavado. A sonda é um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes do furo, através de uma membrana flexível, promovendo expansão na massa de solo.

Os métodos de execução de furos dependem da natureza dos solos, de sua resistência e da ocorrência do lençol freático. Segundo **SCHNAID (2000)**, em solos residuais, a experiência brasileira tem demonstrado que o uso de trado manual para a execução da perfuração é satisfatória.

O equipamento do pressiômetro Menard, é ilustrado na figura 2.35.



*Figura 2.35. Ilustração do pressiômetro Menard. (Apud Clarke 1995).*

A unidade de controle dispõe de componentes necessários para a pressurização incremental da sonda e para o monitoramento da deformação da parede da cavidade, por meio de um volumímetro.

A sonda é constituída de um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes formadas por membranas de borracha. A célula central é preenchida com água procedente de

um volumímetro, enquanto as extremas são preenchidas com gás comprimido, conhecidas como células de guarda.

A execução do ensaio consiste na colocação da sonda dentro de um furo de sondagem na cota desejada, para expandi-la mediante a aplicação de incrementos de pressão da mesma magnitude (pressão controlada). Em cada incremento de pressão, as leituras do nível do volumímetro são registradas aos 15, 30 e 60 segundos. Após 60 segundos, um novo incremento de pressão é aplicado, tendo-se como resultado uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de 60 s é plotado em função da pressão aplicada.

A figura 2.36 apresenta uma curva típica de um ensaio tipo Menard.

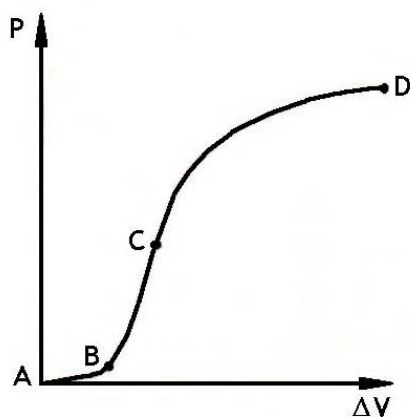


Figura 2.36. Curva típica de ensaio Menard (Apud Schnaid 2000).

Resulta muito útil executar ciclos de carga e descarga logo após do trecho reto da curva de ensaio. A pressão é retirada da sonda até alcançar metade de seu valor no estágio onde foi feito o descarregamento e, posteriormente, a sonda é carregada de novo para assim formar um “loop”.

A experiência assinala que com o pressiómetro Menard resulta complicado fazer o loop, pelo fato de que todo o processo é totalmente manual e portanto, difícil garantir o controle total do processo, assim como o momento mais adequado para começar a fazê-lo. CAVALCANTE (1997), apresenta como exemplos, casos de curvas com o “loop” feito no trecho errado e sugere que seja estudado o instante de fazê-lo, quando seja usado o pressiómetro Menard.

Após completado o carregamento, procede-se ao descarregamento até atingir-se pressão zero. VECCHI et al. (2000), como resultado da experiência na aplicação do ensaio



com o pressômetro Menard em argila porosa de Brasília, sugerem que neste tipo de solo, que ao final do carregamento mantenha-se constante a pressão da cavidade até a estabilização completa das deformações, e logo efetuar o descarregamento.

### 2.3.3. Calibrações.

As calibrações, segundo **SCHNAID (2000)**, devem considerar:

- os sistemas de medição: incluem a calibração de medidores de pressão e deslocamento.
- as variações no sistema: incluem a existência do ar no sistema e perda de pressão no sistema, etc.
- a resistência da sonda: rigidez própria da membrana e diminuição de espessura da membrana causada pela expansão radial.

A calibração é inicialmente realizada pressurizando-se a sonda no interior de um tubo de aço de paredes espessas. A pressão é aumentada em incrementos, sendo cada incremento mantido durante 60s, e monitorando-se o deslocamento para traçar a curva pressão – deslocamento, chamada curva de expansão.

A figura 2.37 apresenta uma calibração de sonda pressiométrica em tubo rígido. No primeiro trecho, a sonda se expande até encostar-se nas paredes do tubo. A declividade do segundo trecho é o coeficiente de expansão da tubulação e do aparelho (a).

O volume corrigido é obtido como:

$$V_{\text{corr}} = V_{\text{lido}} - a (\text{pressão lida})$$

Onde (a) é o coeficiente de expansão da tubulação e do aparelho.

Usualmente o valor de (a) está na ordem de  $0,004 \text{ cm}^3/\text{kPa}$

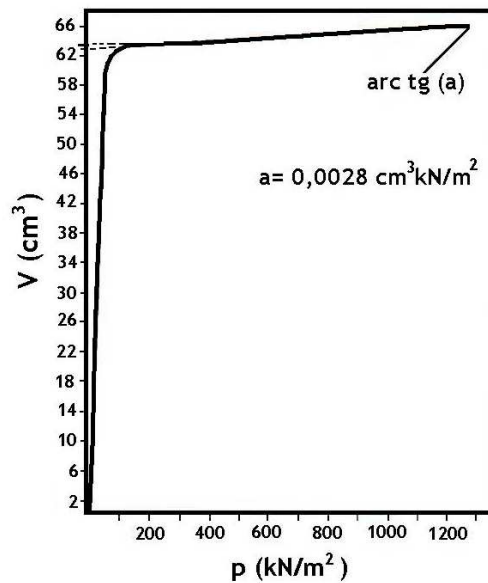


Figura 2.37. Calibração da sonda pressiométrica em tubo rígido (Apud Schnaid 2000).

Uma segunda calibração é realizada com o objetivo de corrigir as pressões em função da resistência própria da sonda. A sonda é expandida ao ar, em posição vertical, fazendo coincidir o centro da célula de medição com o manômetro de pressão. O processo pode ser feito ou para iguais incrementos de pressão ou iguais incrementos de volume.

Se for por incrementos de pressão, cada incremento será de 10 kPa. Se for por incremento de volume, o incremento será de 10 % do volume inicial da sonda. Cada estágio de pressão ou volume, é mantido por um minuto, tomando-se leitura de pressão ou volume em cada estágio.

A curva pressão deformação é apresentada na figura 2.38, conhecida como curva de calibração da membrana. A partir desta figura, para cada volume injetado, é possível saber a correção devida à resistência própria da membrana que deve ser subtraída das leituras feitas durante o ensaio (BRIAUD 1992).

A pressão corrigida pode ser obtida como:

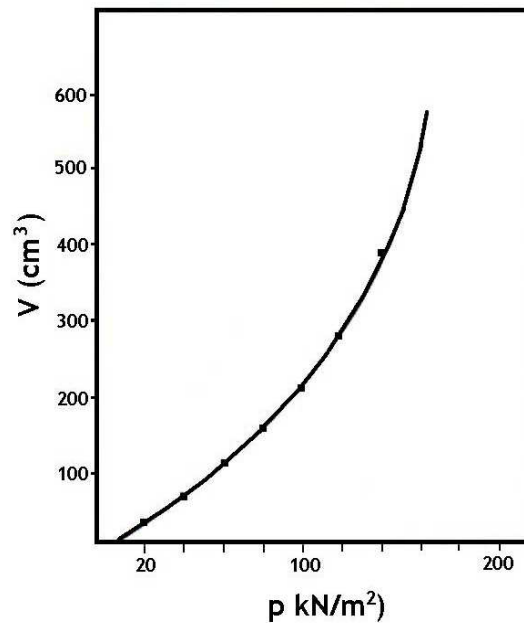


Figura 2.38. Calibração da membrana ao ar (Apud Schnaid, 2000).

$$P_{\text{corr}} = P_{\text{lida}} - P_{\text{corr ao ar}} + P_{\text{coluna d água}} \quad 2.57$$

Para a pressão aplicada, o volume lido é inserido na expressão de ajuste da curva de calibração ao ar, obtendo-se assim a pressão corrigida ao ar.

A pressão da coluna de água é obtida como:

$$P_{\text{coluna de água}} = \gamma_a \cdot (h + 0,74) \quad 2.58$$

Onde:

$h$  = altura desde o nível de terreno até a metade da membrana.

A execução do ensaio, pode ser feito com incrementos de volume ou incrementos de pressão. Se usar incrementos de pressão, os incrementos serão de 1/10 da pressão limite. A pressão limite, segundo (BRIAUD 1992), pode ser estimada segundo a tabela 16.

Cada estágio de pressão demora 1 minuto e para cada um deve ser lido o volume injetado após 15, 30 e 60 min. Teoricamente o ensaio deve ser levado até a pressão limite do solo em 10 estágios de pressão. Uma vez corrigidos os valores de pressão e volume, o gráfico de pressão vs volume para 60 s é plotado.

Tabela 16. Valores estimados da pressão limite do solo (Apud Briaud, 1992).

Tipo de solo		Pressão limite ( $p_L$ ) KPa
Areia	<i>fofa</i>	0 - 500
	<i>media</i>	500 - 1500
	<i>compacta</i>	1500 - 2500
	<i>muito compacta</i>	> 2500
Argila	<i>mole</i>	0 - 200
	<i>média</i>	200 - 400
	<i>rija</i>	400 - 800
	<i>muito rija</i>	800 - 1600
	<i>dura</i>	> 1600

No caso de ensaio com incremento de volume, o volume é incrementado em estágios de 1/40 do volume da sonda. Cada estágio demora 15 segundos, lendo-se para cada incremento o valor de pressão medida.

### 2.3.3.1. Cuidados com o furo

O furo deve ser feito até um pouco mais que a profundidade de execução do ensaio. A tolerância do diâmetro do furo, segundo **BRIAUD (1992)** e **ASTM D 4719**, deve ser:

$$D_2 \leq D_1 \leq 1,03 D_2$$

$$1,03 D_2 \leq D_3 \leq 1,2 D_2$$

onde:

$D_1$ : diâmetro do trado.

$D_2$ : diâmetro da sonda sem inflar.

$D_3$ : Diâmetro do furo.

Segundo a norma **ASTM D 4719/87**, é muito importante garantir que o diâmetro da sonda fique perto do diâmetro do furo porque caso contrario, o ensaio poderia terminar sem alcançar a expansão suficiente da membrana no furo para permitir avaliar a pressão limite.

**MAIR e WOOD (1987)**, apresentam as consequências dos erros na execução do furo e as curvas típicas encontradas quando essa situação acontece.

### 2.3.4. Interpretação dos ensaios.

#### 2.3.4.1. Pressão limite ( $p_L$ ).

Segundo **BRIAUD (1992)**, a pressão limite é praticamente definida como aquela registrada no solo quando a cavidade é inflada até duas vezes sua dimensão inicial. Muitas vezes não é possível atingir esse valor, e será necessário fazer extrapolação. O próprio autor considera adequado estender a curva manualmente e ler o valor de  $p_L$  na curva extrapolada.

A pressão limite líquida é definida como:

$$p_L^* = p_L - \sigma_{OH} \quad 2.59$$

onde,

$\sigma_{OH}$ : tensão total horizontal em repouso.

$p_L^*$ : resistência do solo.

A norma francesa **NF P 94-110 (1991)**, considera como pressão limite, aquela que é suficiente para duplicar o volume central da célula, ou seja, quando se obtiver o volume da célula,  $V = V_s + 2V_1$ , terá atingido-se a pressão limite. Neste caso  $V_s$  é o volume da sonda e  $V_1$ , o volume de início da fase pseudo – elástica (vide figura 2.39).

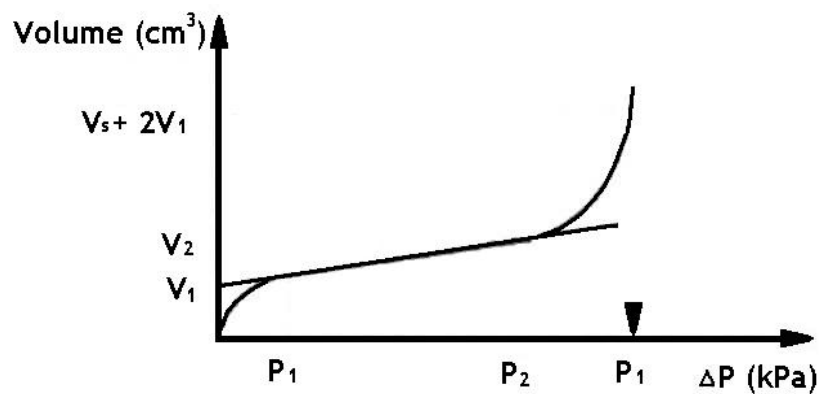


Figura 2.39. Curva pressiométrica corrigida ideal. (Apud Cavalcante et al., 2000).

### 2.3.4.2. Pressão de creep ( $p_f$ ).

É a pressão correspondente ao ponto do final do trecho linear da curva pressiométrica. Sua determinação pode ser obtida mais facilmente pela curva creep (vide figura 2.40).

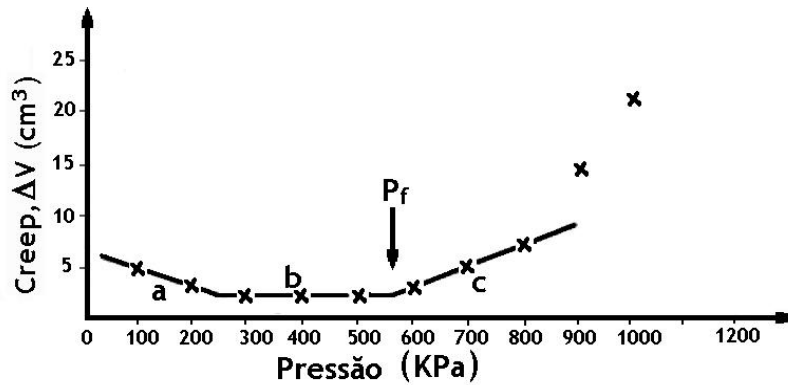


Figura 2.40. Curva creep (Apud NF P 94-110).

Neste gráfico, a variação de volume, é a correspondente com a variação volumétrica ocorrida no intervalo de 30 s e 1 min de ensaio. A pressão creep localiza-se na interseção das linhas b e c.

### 2.3.4.3. Módulo pressiométrico.

Segundo **BAGUELIN et al (1978)**, e aceito pela **ABMS/ ABEF (1996)**, a equação recomendada para o cálculo do módulo de cisalhamento é:

$$G_{pr} = (V_c + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad 2.60$$

onde:

$V_c$ : volume inicial da célula de medida.

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad 2.61$$

$V_0$ : volume da célula de medida no início do trecho reto da curva pressiométrica.

$V_f$ : volume da célula ao final do trecho reto da curva pressiométrica.

$G_{pr}$ : módulo de cisalhamento obtido do ensaio pressiométrico.

$\Delta p/\Delta V$  : inclinação da parte retilínea da curva pressiométrica.

O módulo de elasticidade pressiométrico ( $E_p$ ) é obtido através da teoria da elasticidade.

$$E = 2G(1+\nu) \quad 2.62$$

Admitindo-se  $v = 0,33$ , segundo **BAGUELIN et al (1978)**,

$$E_{pr} = 2,67 G_{pr} \quad 2.63$$

Durante o ensaio, ciclos de carga e descarga são feitos para determinar o módulo de cisalhamento. **MAIR e WOOD (1987)**, consideram que para argilas é mais satisfatório obter o módulo de cisalhamento, no “loop” carga - descarga feito no ensaio. **SCHNAID (2000)**, sugere que o módulo pode ser obtido calculando-se a declividade média do ciclo carga – descarga, pela regressão linear de todos os pontos, ou pela união dos pontos que define os vértices do ciclo.

#### 2.3.4.4. Coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ).

Segundo **BRIAUD (1992)**, o valor de  $k_0$  pode ser obtido da parte inicial da curva de ensaio. O valor de  $\sigma_{OH}$  pode ser encontrado na parte inicial da curva de ensaio no ponto de máxima curvatura (vide figura 2.41).

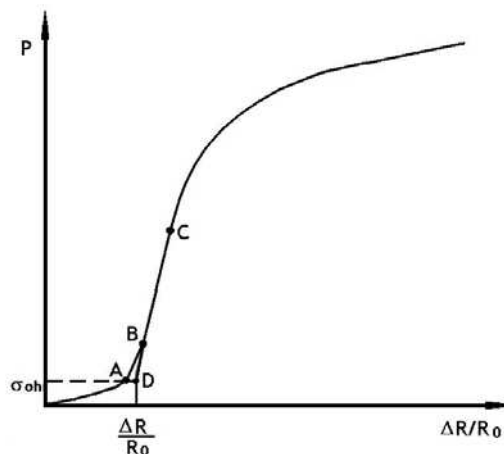


Figura 2.41. Obtenção de  $k_0$  (Apud Briaud, 1992).

Segundo **BRIAUD (1992)**, a determinação do ponto A é relativamente fácil, quando o furo é adequadamente preparado e muito difícil quando o solo fica perturbado.

Quando a preparação do furo é adequada, a transição (trecho BC), é empinada. O autor sugere para acentuar a curvatura, fazer o gráfico  $p$  vs  $\log(\Delta R/R_0)$ .

A pressão correspondente ao ponto A é  $\sigma_{OH}$  (tensão horizontal total de repouso). O coeficiente  $k_0$  pode-se obter como:

$$k_0 = \frac{\sigma_{OH} - u_0}{\sigma_{0V} - u_0} \quad 2.64$$

onde

$\sigma_{0V}$  : tensão vertical total.

$u_0$  : poro pressão hidrostática.

$\sigma_{OH}$  : Valor obtido do gráfico de ensaio.

Segundo **BRIAUD (1992)**, os valores obtidos usando-se a expressão anterior tem sido razoável e consistentes, comparados com resultados de outras medições.

#### 2.3.4.5. Resistência ao cisalhamento.

A resistência ao cisalhamento não drenada, pode ser obtida usando a expressão seguinte:

$$S_u = \frac{p_L^*}{\beta} \quad 2.65$$

Menard em 1970 propôs que  $\beta$ , que é um parâmetro que depende da razão  $G/S_u$ , fosse 5,5. **BRIAUD (1992)**, sugere usar a seguinte expressão:

$$\frac{S_u}{p_a} = 0,21 \left( \frac{p_L^*}{p_a} \right)^{0,75} \quad 2.66$$

sendo  $p_a$  a pressão atmosférica.

**AMAR e JISIQUEL (1972)**, sugerem a expressão a seguir:

$$S_u = \frac{p_L - p_0}{10} + 25 \quad (\text{kPa}) \quad 2.67$$



#### 2.3.4.6. Ângulo de atrito.

**BRIAUD (1992)**, após Menard (1963), apresenta uma correlação empírica mostrada na figura 2.42, onde com o valor de  $p_L^*$ , é possível obter o valor de  $\phi$ .

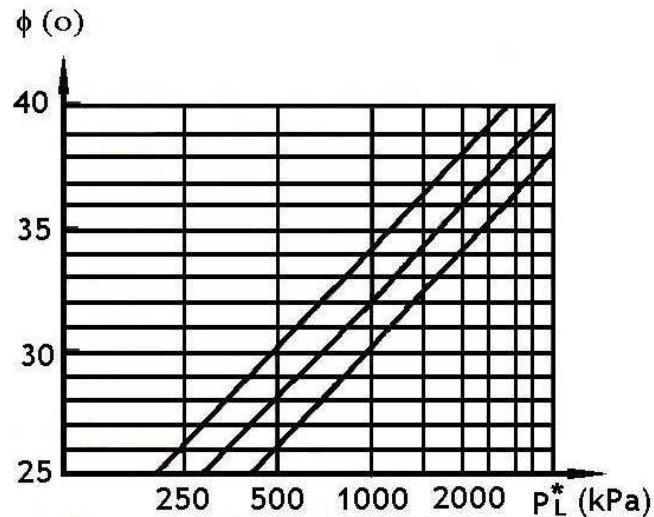


Figura 2.42. Correlação entre  $p_L^*$  e  $\phi$  (Apud Baguelin et al., 1978).

Os resultados obtidos podem ser, segundo **BRIAUD (1992)**, pouco precisos.

#### 2.3.4.7. Outras soluções para a estimativa de parâmetros geotécnicos.

Os resultados de ensaios pressiométricos fornecem uma medida in situ do comportamento tensão-deformação do solo e, portanto a sua interpretação é baseada nos conceitos da expansão da cavidade cilíndrica (SCHNAID, 2000).

Recentemente o conceito de “curva de ajuste” começou a ser usado para interpretar as curvas do ensaio pressiométrico. Segundo **CUNHA et al., (2001)** a curva de ajuste basicamente consiste na comparação da curva de ensaio com uma curva ideal baseada num modelo constitutivo. A curva ideal varia segundo os parâmetros de entrada e são substituídos até que exista correspondência entre o modelo e a curva de ensaio.

O modelo inclui oito variáveis geotécnicas que são: ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), coesão efetiva ( $c'$ ), tensão horizontal ( $\sigma_{h0}$ ), módulo cisalhante na zona elástica ( $G$ ), coeficiente

de Poisson ( $\nu$ ), dilatação ( $\psi$ ), sucção matricial ( $u_a - u_w$ ) e ângulo interno da matrix de sucção ( $\phi^b$ ).

### 2.3.5. Aplicação do pressômetro Menard ao projeto de fundações.

#### 2.3.5.1. Projeto de estacas carregadas verticalmente. Método LCPC-SETRA (1985).

A carga última  $Q_L$  pode ser calculada usando a equação convencional:

$$Q_L = q_L A_p + f_L A_s - W_p \quad 2.68$$

$q_L$ : pressão última na ponta.

$f_L$ : atrito lateral último.

$A_s$ : área perimetral da estaca.

$A_p$ : área da ponta da estaca.

##### 2.3.5.1.1. Cálculo da pressão última na ponta ( $q_L$ ).

Segundo **BRIAUD (1992)**,  $q_L$  pode ser calculada como:

$$q_L = k(p_{Le} - p_{OH}) + q_{ov} \quad 2.69$$

onde:

$k$  : fator de capacidade de carga.

$p_{Le}$  : pressão limite equivalente na camada aonde a ponta é apoiada (obtida do ensaio).

$p_{OH}$  : tensão horizontal total de repouso obtida do ensaio.

$q_{ov}$ : tensão vertical total ao nível da ponta.

A pressão limite equivalente ( $p_{Le}$ ), representa a média da tensão limite na camada homogênea perto da ponta. A camada será considerada homogênea se a pressão limite não é maior que 1,5 vezes a pressão limite mínima.

$$\text{Nesse caso: } p_{Le} = \frac{1}{2a} \int_{-a}^a p_L dz \quad 2.70$$

$a = 0.5$  se  $B \leq 1\text{m}$  e

$B/2$  se  $B > 1\text{m}$

$$B = \frac{4A}{P} \quad 2.71$$

sendo A a área da estaca e P o perímetro da estaca.

O valor de k pode ser tomado da tabela 17

Tabela 17 Valores de k para estacas (Apud Briaud, 1992).

Tipo de solo	Estaca sem deslocamento de solo	Estaca com deslocamento de solo
Argila - silte	1.2	1.8
Areia - brita	1.1	3.2 – 4.1 (1)
Use 3.2 para areia compacta e 4.1 para areia fofa.		

Finalmente:

$$Q_p = p_{L_e} A_p \quad 2.72$$

sendo  $A_p$  a área da estaca na ponta.

### 2.3.5.1.2. Cálculo do atrito lateral último ( $f_L$ ).

O valor de  $f_L$  à profundidade z pode ser obtido usando-se a figura 2.43. Para seleccionar a curva adequada ao desenho, pode usar-se a tabela 18.

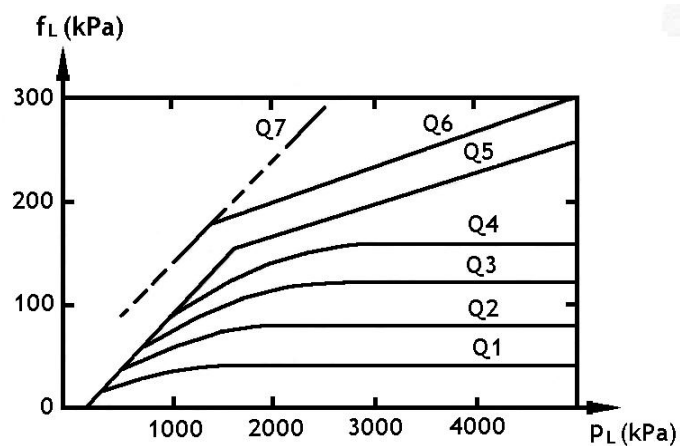


Figura 2.43. Atrito lateral último unitário na estaca. (Apud Briaud, 1992).

Tabela 18. Seleção da curva de desenho para obter  $f_L$ . (Apud Briaud, 1992).

Estaca	argila/silte	areia	pedregulho
Escavada	$Q_1$		
Cravada de metal	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$
Cravada concreto	$Q_2$	$Q_3$	$Q_3$

A capacidade carga por atrito, pode ser obtida como:

$$Q_s = P \int_0^h f_L dz \quad 2.73$$

onde: P é o perímetro da estaca.

A capacidade de carga total ultima pode-se calcular como

$$Q_L = Q_p + Q_s - W_p \quad 2.74$$

onde:  $W_p$  é o peso da estaca.

Detalhes dos métodos abordados e exemplo de aplicação, podem ser estudados em **BRIAUD (1992)**.

### 2.3.6. Comparação dos resultados do pressiómetro com outros ensaios.

**BRIAUD (1992)**, coletou os ensaios de pressiómetro tipo Menard e ensaios de cone elétrico executados desde 1978 até 1985 numa extensa área dos Estados Unidos, em solos areno-siltosos, argila siltosa e siltes. Os ensaios foram executados na mesma área para estabelecer correlações entre eles. Oitenta e dois furos de pressiómetro foram analisados.

Próximo aos furos de pressiómetro, foram tomadas amostras e obtidos os valores da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) e ângulo de atrito interno efetivo ( $\phi'$ ). Apresentam-se a seguir algumas das correlações encontradas.

#### 2.3.6.1. Em argila:

$$P_L = 7,5 S_U$$

$$P_L = 0,2 q_c$$

$$E_0 = 100 S_U$$

$$E_0 = 2,5q_c$$

$$S_u = 0,21p_L^{*0.75}$$

**2.3.6.2. Em areia:**

$$P_L = 0,11q_c$$

$$E_0 = 1,15q_c$$

## CAPITULO III. MATERIAIS E MÉTODOS

---

Apresentam-se a seguir os materiais e métodos utilizados na pesquisa.

### 3.1. Materiais.

Três campos experimentais existentes no interior do Estado de São Paulo foram utilizados para a execução dos ensaios de campo. A planta e perfil de solo de cada um deles, assim como as principais propriedades geotécnicas características de cada camada de solo, são apresentados a seguir.

#### 3.1.1. Campo Experimental da Unicamp

O subsolo da região do Campo Experimental da Unicamp – Campinas é formado por magmatitos básicos da formação Serra Geral. Perfazem 98 km<sup>2</sup> da região de Campinas. O perfil do Campo Experimental é constituído por solo transportado, apresentando uma camada de 6m de espessura, constituída de argila silto-arenosa de alta porosidade, seguida de uma camada de solo residual classificado como silte argilo-arenoso até 20m. O nível de água é encontrado a 18m de profundidade. O solo da primeira camada apresenta valores de índice de resistência a penetração  $N < 5$  e o da segunda variando de 5 a 29. No local já foram realizados ensaios laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas retiradas de um poço com 18 m de profundidade, além de sondagens SPT, SPT-T, ensaio CPT com equipamento mecânico com luva de Begeman, cone Delft, ensaios de cone elétrico, ensaio sísmico cross-hole e sondagem sísmica vertical. Informações detalhadas das características geotécnicas do subsolo encontram-se em **CARVALHO et al. (2000)**. Neste Campo Experimental já foram implantadas e submetidas à provas de carga, estacas pré-moldadas, estacas escavadas convencionais, estacas Hélice Contínua e estacas Omega. As figuras 3.1 e 3.2 apresentam a planta do campo e o perfil com a profundidade.

As propriedades do solo com a profundidade analisada, foram tomadas de **PEIXOTO (2001)**, e são apresentadas nas tabelas 19, 20 e 21.

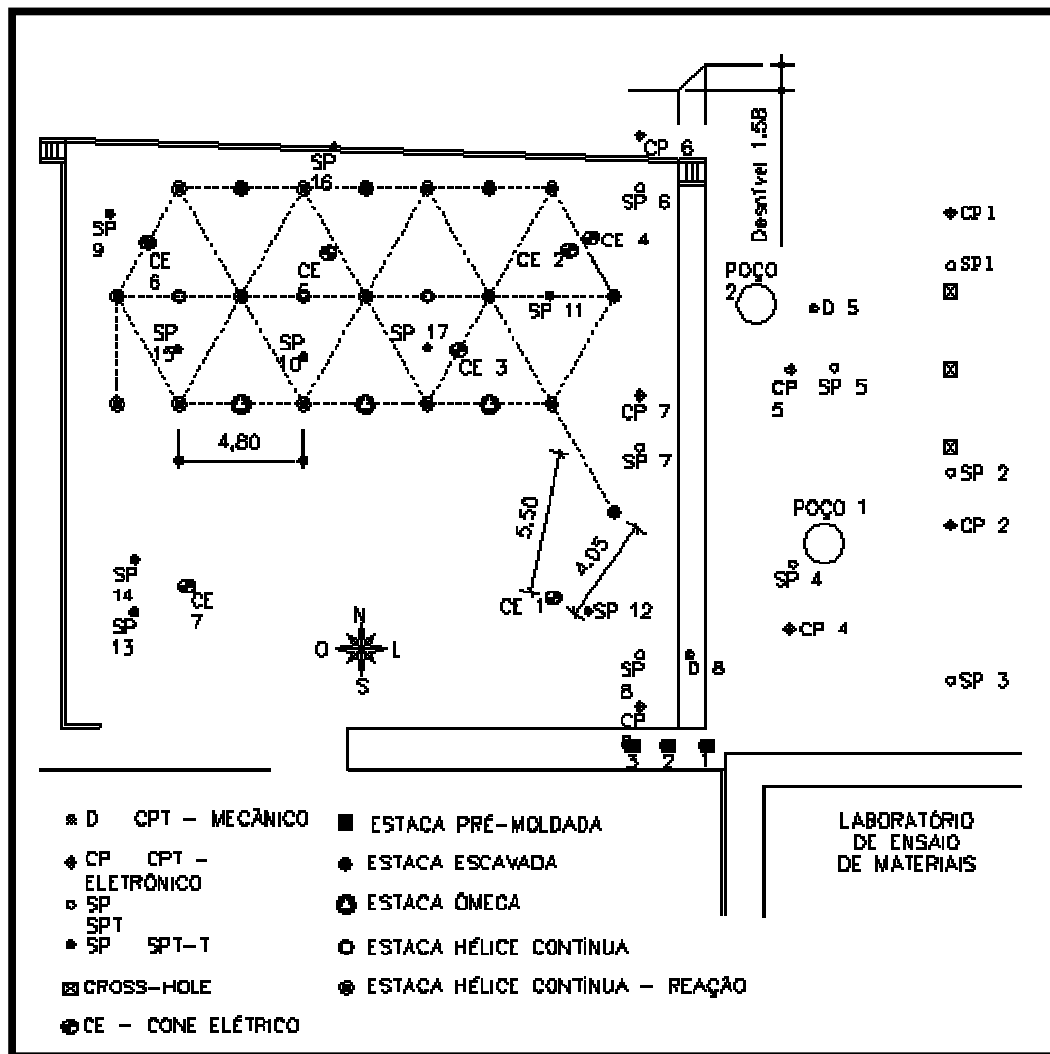


Figura 3.1. Planta do Campo Experimental Unicamp.(Apud Albuquerque 2001).

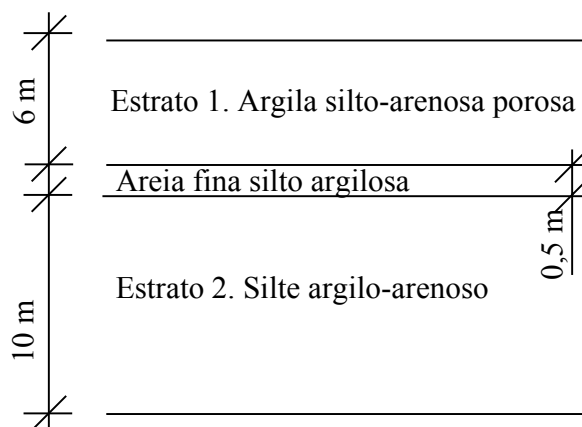


Figura 3.2. Perfil do Campo Experimental Unicamp.

*Tabela 19. Ensaios de caracterização e índices físicos do Campo Experimental da Unicamp. (Apud Peixoto 2001).*

Prof (m)	LL (%)	LP (%)	argila (%)	areia (%)	silte (%)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	S <sub>R</sub> (%)	e	N <sub>spt</sub>
1	52	35	63	27	10	13,4	29,7	24,3	40,8	1,77	4
2	52	38	65	25	10	13	29,1	23,4	38,7	1,76	3
3	51	36	67	26	7	13	29,5	22,8	37,6	1,79	2
4	52	37	61	26	13	13	30,1	23,7	38,4	1,86	4
5	49	37	60	26	14	-	-	-		-	5
6	58	41	44	34	22	15,4	30,1	24,6	51,4	1,44	6
7	62	43	45	25	30	15,4	29,1	26,3	54,7	1,40	6
8	66	47	39	28	33	14,8	29,5	28,1	53,1	1,56	6
9	69	48	36	28	36	15	30,1	29,9	56,2	1,60	7
10	73	49	35	29	36	15,1	30,1	30,5	57,4	1,60	8
12	70	46	29	31	40	16,1	29,6	33,8	68,5	1,46	8
14	64	43	26	34	40	16,4	30,6	32,8	67,8	1,48	10
16	63	39	27	29	44	16,7	30,1	39,2	78,1	1,51	10

*Tabela 20. Parâmetros de compressibilidade do Campo Experimental da Unicamp (Apud Peixoto 2001).*

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



*Tabela 21. Parâmetros de resistência do campo da Unicamp (Apud Peixoto 2001).*

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

### 3.1.2. Campo Experimental da USP-São Carlos.

A região do Campo Experimental da USP-São Carlos esta assentada sobre rochas do Grupo São Bento, constituída de arenitos da Formação Botucatu e magmatitos básicos da formação Serra Geral. Sobre estas rochas ocorrem conglomerados e arenitos do Grupo Bauru e, em seguida, cobrindo toda a região, aparecem os sedimentos cenozóicos. O perfil do Campo Experimental apresenta uma camada de sedimento cenozóico sobreposta ao arenito do Grupo Bauru. A camada do sedimento cenozóico tem cerca de 6m de espessura e é descrita como areia argilosa marrom. A partir desta profundidade, separada por uma linha de seixos, tem-se a camada de arenito que é descrita como areia argilosa vermelha. O nível d'água é encontrado a cerca de 10 m de profundidade. O solo da primeira camada apresenta valores de índice de resistência à penetração  $N < 5$  e o da segunda camada é crescente com a profundidade, não apresentando, no entanto, valores de  $N > 10$  até 10 m de profundidade. No local já foram realizados ensaios laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas retiradas de até 10 m de profundidade, sondagens SPT, SPT-T, ensaios CPT com equipamento mecânico utilizando-se luva de Begeman, cone de Delft, cone elétrico e ensaio sísmico cross-hole. Informações

detalhadas das características geotécnicas do subsolo do Campo Experimental podem ser encontradas em **CINTRA et al. (1991)**. Neste Campo Experimental já foram implantadas e ensaiadas, estacas escavadas convencionais, estacas apiloadas, estacas strauss, estacas pré-moldadas e estacas metálicas. As figura 3.3 e 3.4 apresentam a planta do campo e o perfil com a profundidade.

As propriedades do solo com a profundidade analisada, foram tomadas de **PEIXOTO (2001)**, e são apresentadas nas tabelas 22, 23 e 24.

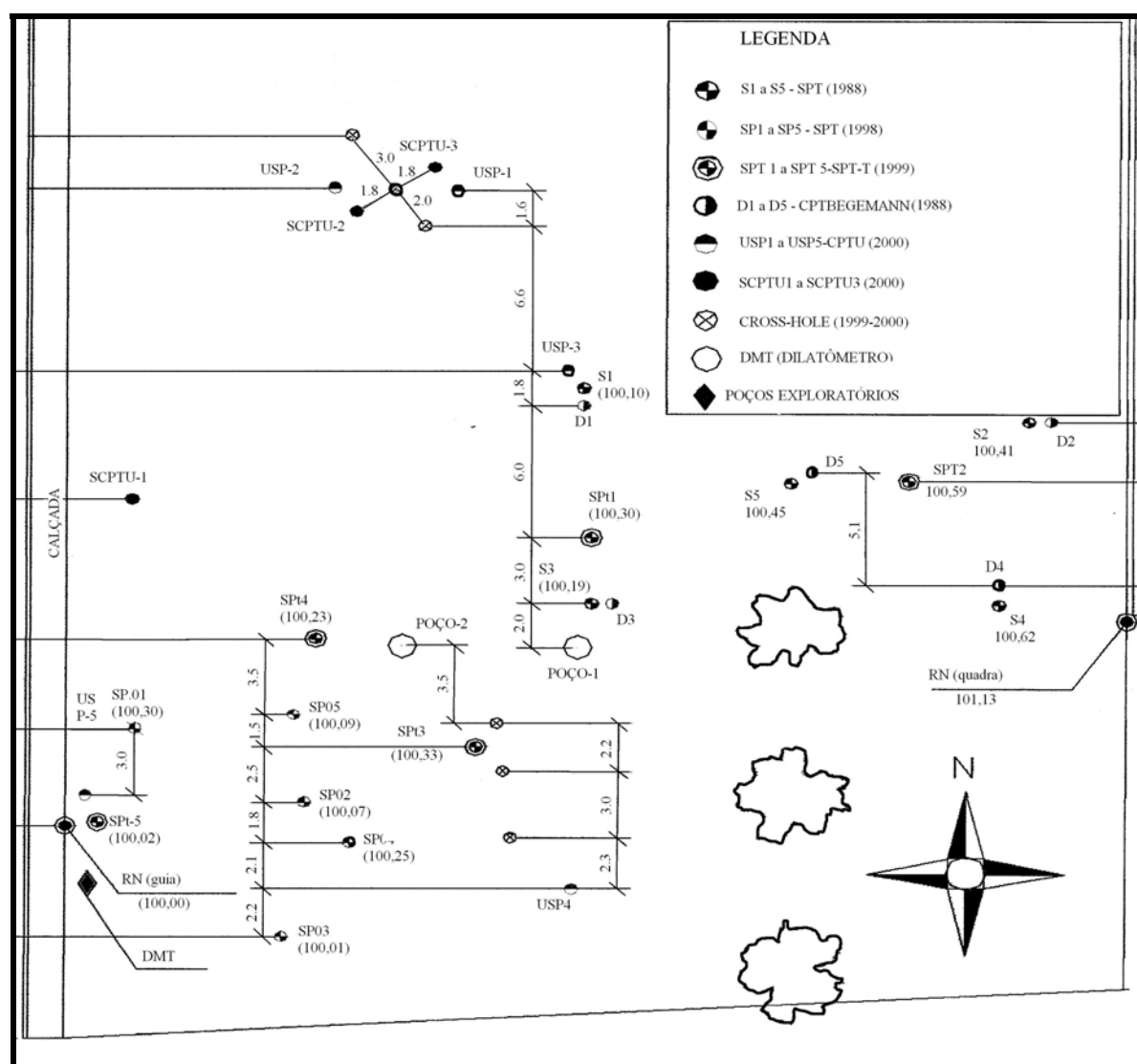


Figura 3.3. Planta do Campo Experimental USP-São Carlos. (Apud Sampaio 2003).

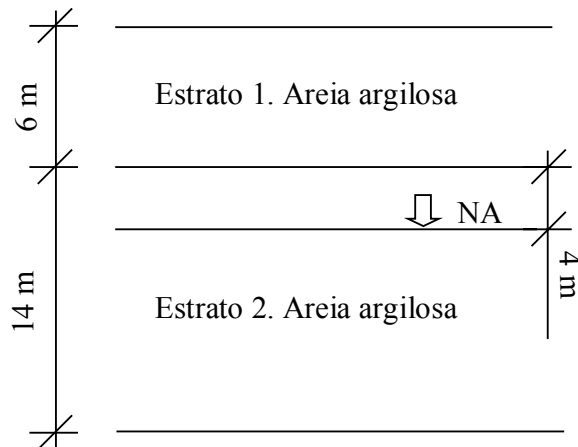


Figura 3.4. Perfil do Campo Experimental USP-São Carlos.

Tabela 22. Ensaios de caracterização e índices físicos do Campo Experimental USP-São Carlos (Apud Peixoto 2001).

Prof (m)	S <sub>R</sub> (%)	LL (%)	LP (%)	argila %	areia %	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	S <sub>r</sub> (%)	e	N <sub>spt</sub>
1,30	37	24	17	26	63	15,5	27,5	13,3	36,9	0,99	2
2,30	43	26	18	21	65	15,5	26,8	16,2	43,0	1,01	2
3,30	45	27	20	31	61	15,8	27	16,6	45,3	0,99	2
4,30	50	28	18	28	61	16,9	27,3	15,9	49,9	0,87	3
5,30	50	30	10	20	63	17,2	27,6	15,5	50,3	0,85	2
6,30	54	31	22	22	62	17	27,5	17,5	53,5	0,90	3
7,30	57	31	22	19	67	18,3	27,3	14,9	56,5	0,72	2
8,30	63	34	20	21	70	19	27,7	15,4	62,7	0,68	4
9,30	60	30	10	17	73	18,4	27,7	16,1	60,3	0,74	5
10,30	67	32	10	20	72	18,9	27,6	17,5	68,0	0,71	6

*Tabela 23. Parâmetros de resistência do Campo Experimental da USP-São Carlos (Apud Peixoto 2001).*

Profundidade (m)	Triaxial adensado rápido		Triaxial drenado		$R_c$ (kPa)
	$c'$ (kPa)	$\phi'$ °	$c'$ (kPa)	$\phi'$ °	
1,30	10	32	6	30,5	39,3
2,30	12,5	26	5	29,5	40,9
3,30	14	24,5	6	30	37,8
4,30	16	27	12,5	29	30
5,30	13	29,5	1	31	65,5
6,30	23	23	25,5	25	41,3
7,30	24	23	4,5	28	69,9
8,30	30,5	20	18	23	60,4
9,30	19	27,5	9	26	42,5
10,30	49,5	13	43	14	34,1

*Tabela 24. Parâmetros de compressibilidade do campo USP-São Carlos (Apud Peixoto 2001).*

Profundidade (m)	$\sigma'_v$ medio (kPa)	$e_0$	$C_c$	$\sigma'_{adens}$ (kPa)	OCR
1,40	21	1,05	0,35	26	1,24
3,05	47	1,02	0,39	50	1,06
4,10	72	0,86	0,31	74	1,03
6,80	111	0,67	0,25	170	1,53
8,85	138	0,58	0,12	190	1,38

### 3.1.3. Campo Experimental da Unesp Bauru.

O Campo Experimental da Unesp – Bauru, está implantado em local cujo subsolo é residual do Grupo Bauru, constituído por areia argilosa vermelha, até 20 m de profundidade com SPT crescente com a profundidade. O nível d'água não foi encontrado até o limite dos furos de sondagens. No local já foram realizados diversos ensaios de campo (SPT, SPT-T,

CPT mecânico com luva de Begeman, cone de Delf, cone elétrico e ensaio sísmico cross-hole). Informações detalhadas sobre as características geotécnicas do Campo Experimental podem ser encontradas em **FERREIRA (1998)**. Provas de carga em estacas apiloadas e placas em diversas profundidades já foram realizadas no local. As figuras 3.5 e 3.6 apresentam a planta do campo e o perfil com a profundidade.

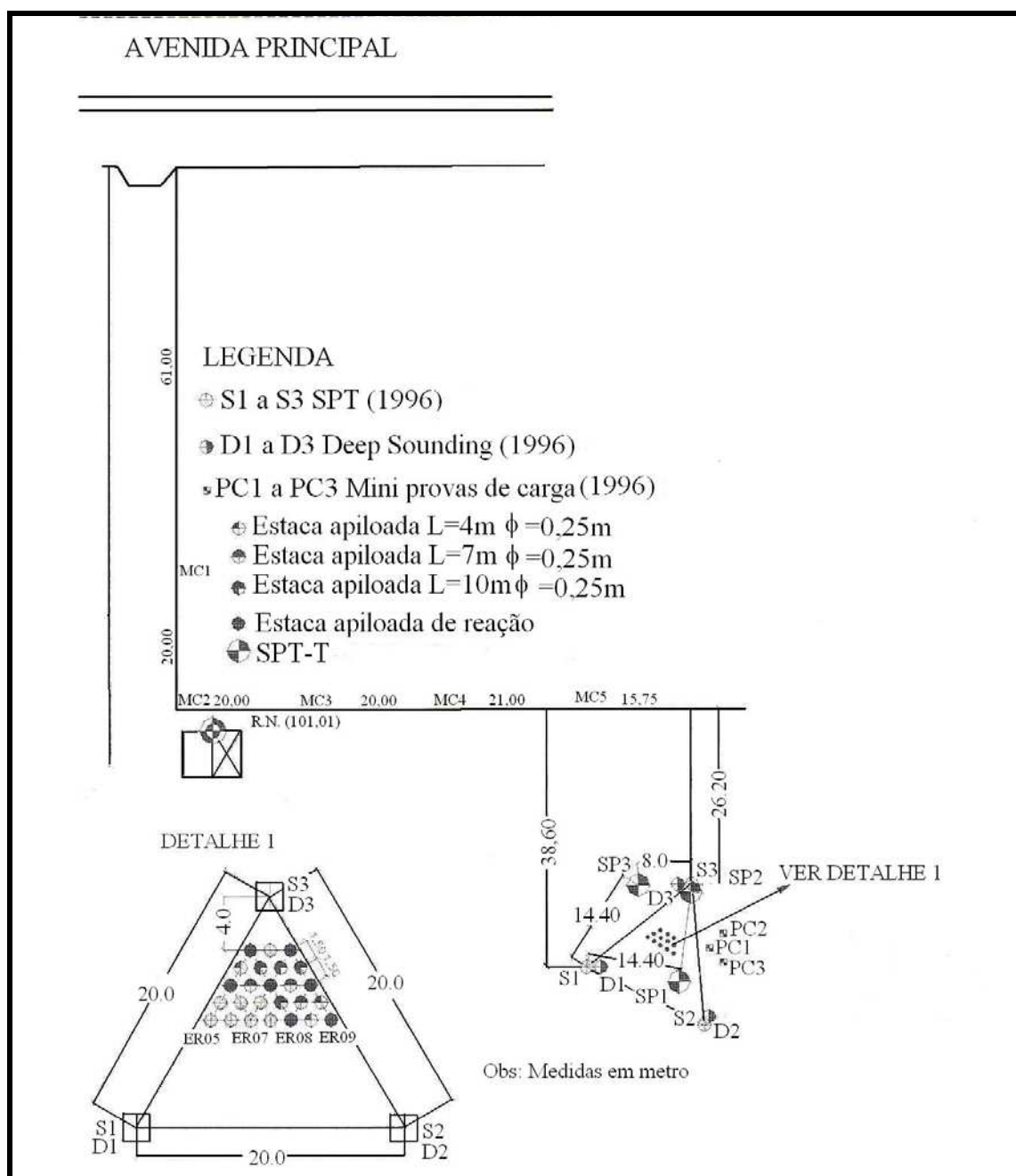


Figura 3.5. Planta do Campo Experimental Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).



Figura 3.6. Perfil do Campo Experimental Unesp Bauru.

As propriedades do solo com a profundidade analisada, foram tomadas de **PEIXOTO (2001)**, e são apresentadas nas tabelas 25, 26 e 27.

Tabela 25. Ensaio de caracterização e índices físicos do Campo Experimental da Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).

Prof (m)	S <sub>R</sub> (%)	LL (%)	LP (%)	argila %	areia (%)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	Sr (%)	e	N <sub>spt</sub>
1	26	17	13	15	81	15	26,6	9,1	25,8	0,94	3
2	30	22	13	18	79	15,4	26,9	10,3	29,8	0,93	2
3	32	22	14	16	80	15,7	26,8	10,4	31,7	0,88	3
4	30	23	13	16	81	16,3	26,5	9	31,0	0,77	4
5	36	24	14	18	78	16,5	26,5	10,7	36,4	0,78	4
6	40	27	15	19	78	16,4	26,6	12,3	39,9	0,82	6
7	38	26	14	19	78	16,5	26,7	11,5	38,4	0,80	7
8	38	27	14	19	78	16,6	26,9	11,3	38,0	0,80	7
9	37	25	13	19	76	16,5	26,9	11,2	37,2	0,81	8
10	36	25	10	20	74	16,6	26,9	10,7	36,4	0,79	8
11	30	25	12	20	76	16,5	26,9	8,6	30,0	0,77	11
12	30	26	12	19	77	16,6	27	8,4	29,8	0,76	13
13	29	26	12	19	77	16,4	26,9	8,4	29,0	0,78	12

*Tabela 25 (cont..). Ensaios de caracterização e índices físicos do campo Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).*

Prof	S <sub>R</sub>	LL	LP	argila	areia	$\gamma_{nat}$	$\gamma_s$	$\omega$	Sr	e	N <sub>spt</sub>
(m)	(%)	(%)	(%)	%	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)		
14	31	26	12	18	78	16,3	26,9	9,1	30,6	0,80	16
15	34	29	14	21	74	16,2	26,5	10,5	34,4	0,81	16
16	34	23	12	16	82	16,5	26,6	9,9	34,2	0,77	16
17	55	34	17	31	52	17,1	27	17,2	54,6	0,85	21
18	87	42	24	36	54	18,6	26,7	26,5	86,3	0,82	23
19	39	27	11	16	78	16,6	26,7	11,8	39,4	0,80	22
20	38	26	11	16	79	16,4	26,7	11,7	38,1	0,82	21

Os ensaios apresentados na tabela 26 referem-se a ensaios executados em três locais de Bauru, o foram considerados representativos do Campo Experimental.

*Tabela 26. Parâmetros de resistência do campo Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).*

Profundidade (m)	c (kPa)	$\phi$ (°)	R <sub>c</sub> (kPa)
1,5	-	32	13
2,5	14	31	23
3,5	22	30	18
4,5	24	28	15
5,5	14	29	48
7,5	20	29	33
7,5	-	32	45
8,5	35	28	84
10,5	16	30	48
10,5	14	29	36
12,5	49	25	54
12,5	26	29	38
13,5	-	32	57
15,5	18	30	61

*Tabela 27. Parâmetros de compressibilidade do Campo Experimental da Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).*

Profundidade (m)	$\sigma'_{v \text{ medio}}$ (KPa)	$\sigma'_{\text{adens}}$ (KPa)	OCR
1	15	41	2,73
2	30	52	1,73
3	46	90	1,96
4	62	105	1,69

### 3.1.4. Estacas utilizadas.

Sete tipos de estacas foram analisadas na pesquisa. No Campo Experimental da Unicamp foram utilizadas as estacas cravadas, escavadas, hélice contínua e ômega. No Campo Experimental da USP-São Carlos foram utilizadas as estacas escavadas, estacas raiz, estacas tipo Strauss e estacas apiloadas. No Campo Experimental da Unesp Bauru foram utilizadas as estacas apiloadas. A tabela 28 apresenta as características geométricas de todas elas.

*Tabela 28. Características das estacas analisadas.*

	Tipo	Comprimento (m)	Diâmetro (m)
Unicamp	Cravada	12,5	0,18
	Escavadas	11,4	0,40
	Hélice contínua	11,4	0,40
	Ômega	11,4	0,39
USP São Carlos	Escavada	9,1	0,35
	Escavada	9,1	0,40
	Escavada	9,1	0,50
	Raiz	15	0,25
	Strauss	9,4	0,38
	Apiloadas	9	0,2
UNESP Bauru	Apiloadas	4	0,25
	Apiloadas	7	0,25
	Apiloadas	10	0,25



### 3.1.5. Provas de cargas

Os resultados das provas de carga executadas em todas as estacas, foram obtidas de pesquisas anteriores (**PEIXOTO, 2001**). Apresentam-se a seguir os resultados dessas provas de carga (vide tabelas 29, 30 e 31).

*Tabela 29. Resultados de prova de cargas lentas. Campo Experimental da Unicamp (Apud Peixoto 2001).*

Tipo de estaca	Diâmetro	Comprimento	Atrito	Ponta	Total
	(m)	(m)	Pl (kN)	Pp (kN)	Pr (kN)
			qs (kPa)	qp(kPa)	qu (kPa)
Premoldada (compressão)	0,18	12,5	219	43	262
			31	1690	1721
Hélice contínua 1 (compressão)	0,4	11,4	864	96	960
			60	764	824
Hélice contínua 2 (compressão)	0,4	11,4	908	67	975
			63	533	596
Hélice contínua 3 (compressão)	0,4	11,4	697	23	720
			49	183	232
Ômega 1 (compressão)	0,39	11,4	1376	169	1545
			99	1415	1514
Ômega 2 (compressão)	0,39	11,4	1130	290	1420
			81	2428	2509
Ômega 3 (compressão)	0,39	11,4	1182	138	1320
			85	1155	1240
Escavada 1 (compressão)	0,45	11,4	714	3	717
			44	19	63
Escavada 2 (compressão)	0,45	11,4	657	13	670
			41	82	123
Escavada 3 (compressão)	0,45	11,4	668	25	693
			41	157	198

*Tabela 30. Resultados de prova de cargas lenta. Campo Experimental da USP-São Carlos. (Apud Peixoto 2001).*

Resultados de prova de carga lenta. USP-São Carlos					
Tipo de estaca	Diâmetro	Comprimento	Atrito	Ponta	Total
			Pl (kN)	Pp (kN)	Pr (kN)
	(m)	(m)	qs (kPa)	qp(kpa)	qu (kPa)
Escavada (compressão)	0,35	9,1	292	92	384
			29	956	985
	0,4	9,1	347	130	477
			30	1035	1065
	0,5	9,1	464	230	694
			33	1171	1204
Raiz (compressão)	0,25	15	935	115	1050
			79	2343	2422
Stratuss (compressão)	0,38	9,4			653
Apiloadada 1A (compressão)	0,2	6			232
Apiloadada 2A (compressão)	0,2	6			200
Apiloadada 3A (compressão)	0,2	6			150
Apiloadada 4A (compressão)	0,2	9			255
Apiloadada 5A (compressão)	0,2	9			312
Apiloadada 6A (compressão)	0,2	9			270

*Tabela 31. Resultados de prova de cargas rápidas. Campo Experimental da Unesp Bauru (Apud Peixoto 2001).*

Resultados de prova de carga rápida. Unesp Bauru					
Tipo de estaca	Diâmetro	Comprimento	Atrito	Ponta	Total
			Pl (kN)	Pp (kN)	Pr (kN)
	(m)	(m)	qs (kPa)	qp(kPa)	qu (kPa)
Apiloadada 2 (compressão)	0,25	4	80	20	97
			28,5	400	436
Apiloadada 13 (compressão)	0,25	4			
					135
Apiloadada 16 (compressão)	0,25	4			
					55
Apiloadada 6 (compressão)	0,25	7	143	88	209
			28	1800	1821
Apiloadada 7 (compressão)	0,25	7			
					285
Apiloadada 12 (compressão)	0,25	7			
					310
Apiloadada 3 (compressão)	0,25	10	234	103	337
			28	210	255
Apiloadada 4 (compressão)	0,25	10	231	11	238
			30,3	220	255
Apiloadada 5 (compressão)	0,25	10			
					652

### **3.2. Equipamentos.**

O equipamento utilizado para a penetração do cone elétrico foi um penetrômetro provido de um sistema hidráulico TG 73200, de fabricação italiana (Pagani Geotechnical Equipment). O cone utilizado apresentava luva de atrito de  $150 \text{ cm}^2$  de área, com 36 mm de diâmetro,  $10 \text{ cm}^2$  de área e ponta de  $60^\circ$ . A emissão de dados é feita por ondas de rádio, que enviam o sinal ao conversor digital que converte os sinais em dados para posteriormente serem enviados para um laptop acoplado ao sistema.

O cone mecânico usado na pesquisa foi o holandês com luva tipo Begemann com ângulo de vértice de  $60^\circ$  com diâmetro 35,7 mm e  $10 \text{ cm}^2$  de área.

Para a execução de ensaios pressiométricos, foi utilizado um pressiômetro tipo Menard, com capacidade para aplicar pressão de até 6 MPa. O pressiômetro foi alimentado por um cilindro de nitrogênio com capacidade para armazenar 20 MPa de pressão de gás. A sonda tinha diâmetro de 57 mm aproximadamente, e comprimento de 450 mm.

Tanto os cones como o pressiômetro, foram adequadamente calibrados antes da execução dos ensaios.

O programa para computador ESTACA feito em Delphi para Windows foi desenvolvido nesta pesquisa para calcular a carga de ruptura de estacas utilizando-se resultados de cone e pressiômetro tipo Menard. As metodologias utilizadas foram descritas no capítulo II.

### **3.3. Métodos**

#### **3.3.1. Ensaios de cone (CPT)**

Os ensaios de cone elétrico foram feitos até profundidades variáveis de um campo experimental para outro. A velocidade cravação foi de 20 mm/s.

No campo experimental da Unicamp foram realizados 3 ensaios de cone elétrico e 2 de cone mecânico. Os ensaios foram até 14 m de profundidade no caso do cone mecânico e 18 m no caso do cone elétrico.

No campo experimental da USP São Carlos foram executados 5 ensaios de cone mecânico e igual quantidade de cones elétricos até a profundidade de 14 m. No campo experimental da Unesp Bauru foram feito 3 ensaios de cone mecânico e 3 ensaios de cone elétrico no local B, ambos até 20 m de profundidade.

Na estimativa de capacidade de carga de estacas usando-se resultados de cone mecânico e elétrico foram usados os seguintes métodos: **AOKI e VELLOSO (1975)**, **PHILIPPONAT (1978)**, **De RUITER e BERINGEN (1979)**, **P.P.VELLOSO (1981)**, e **BUSTAMANTE e GIASANELLI (1982) e (1998)**, todos descritos no capítulo II.

Nas análises de capacidade de carga de estacas utilizaram-se os resultados mínimos, médios e máximos do cone elétrico visando-se avaliar a influência destes valores nas estimativas estudadas. Nas estimativas de propriedades geotécnicas dos solos, foram consideradas as leituras médias de cone elétrico.

Nas estimativas de capacidade de carga a partir de resultados de ensaios de cone elétrico, as estacas apiloadas e ômega foram consideradas como estacas de deslocamento.

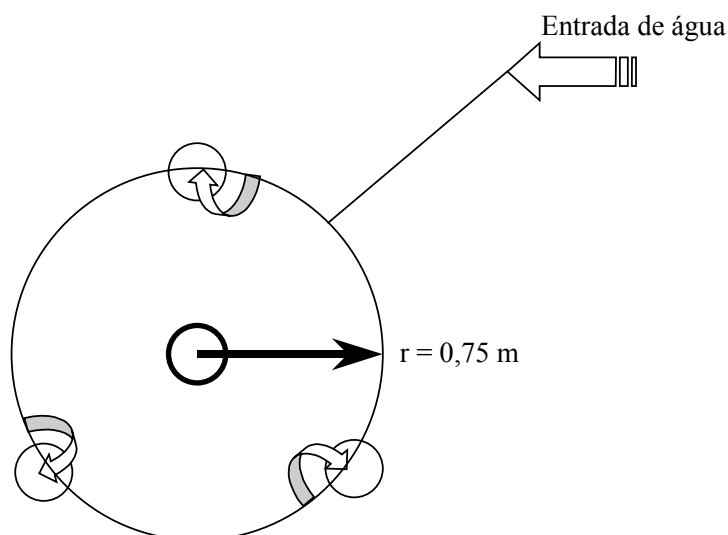
### 3.3.2. Ensaios pressiométricos (PMT)

Os ensaios pressiométricos foram realizados utilizando-se o pressiômetro Menard. Este ensaio foi executado nos campos experimentais da Unicamp e USP-São Carlos. Em ambos casos foram feitos dois furos, um para ensaio do solo na condição de umidade natural e outro para ensaio de solo em condições de inundação.

No caso do campo experimental da Unicamp, o processo para fazer o furo foi o seguinte: até 6 m de profundidade foi utilizado um trado manual de 65 mm. Devido ao pouco avanço do trado com a profundidade foi indicado usar o amostrador do SPT (50,8 mm) até 0,5 m antes da profundidade de ensaio, sendo o furo a partir daí terminado com o uso de trado manual. Os ensaios foram realizados garantindo-se que a relação entre diâmetros de 1.1, segundo as recomendações de **BRIAUD (1992)**.

No caso do ensaio inundado, primeiramente foram executados três furos em forma de triângulo separados a 75 cm do futuro furo de ensaio. A figura 3.7 ilustra o esquema utilizado

para inundar o solo. Uma mangueira foi usada para criar uma conexão em série para fornecer água simultaneamente aos três furos auxiliares de 14 m de profundidade. A água foi aplicada por 12 horas.



*Figura 3.7. Esquema usado para inundar a área do furo inundado.*

A perfuração do furo de ensaio começou a trado até 6m, mas daí pela frente, o furo fechava. Como solução foi para continuar com os ensaios, utilizou-se o trepano de lavagem para atingir profundidade maiores, cuidando que o encamisamento ficasse pelo menos 1 m acima da profundidade de ensaio.

No caso do campo experimental da USP São Carlos foi usado trado manual até 10 m de profundidade e daí pela frente foi usado o trepano com lavagem devido a que o nível d' água estava perto dessa cota.

O sistema ilustrado na figura 3.7 foi usado para tentar inundar a área onde seria ensaiado o furo inundado. O furo seco permitiu fazer ensaios até 14 m de profundidade, mais no caso do furo inundado, só foi possível ensaiar até 8 m de profundidade porque a membrana do pressiómetro estourou.

Na estimativa de carga de ruptura de estacas usando resultado de ensaios pressiométricos Menard o método utilizado foi o procedimento LCPC-SETRA de 1985, sugerido por **BRIAUD (1992)**. As estacas avaliadas foram as mesmas analisadas para

estimativa de capacidade de carga usando resultados de cone elétrico. As estacas ômega e apiloadas foram consideradas como estacas com deslocamento de solo.

### **3.3.3. Tratamento estatístico de dados**

A estratégia usada para o tratamento estatístico dos dados foi a seguinte:

1. Análises dos resíduos para verificar distribuição normal: As decisões e análises de resultados feitos a partir do uso das distribuições F de Snedecor ou t de Student serão confiáveis se as variâncias dos experimentos pertencentes a uma população são homogêneas, existe independência entre as variáveis e os resíduos se distribuem de forma normal.

2. Comparação de duas variâncias: A análise das variâncias de  $q_c$  e  $f_s$  entre cones mecânico com luva Begemann e cone elétrico para cada metro de profundidade foram realizadas visando-se em primeiro lugar, determinar a magnitude dos erros experimentais obtidos para cada método de medição e em segundo lugar definir se as variâncias calculadas para o cone mecânico e elétrico em cada metro de profundidade poderiam ser ponderadas. Esta informação define a expressão matemática a ser usada para calcular t de Student, assim como os graus de liberdade a serem utilizados para determinar o t Student tabulado.

3. Comparação de duas médias usando-se a distribuição t-student: Foram comparadas as médias dos resultados de  $q_c$  e  $f_s$  para cada metro de profundidade visando-se estudar se as diferenças do uso de um método de medição ou outro tem diferenças significativas sobre os valores de  $q_c$  e  $f_s$ .

#### **3.3.3.1. Método para a análise da distribuição normal dos resíduos**

Primeiramente foi verificada se os valores de  $q_t$  e  $f_s$  possuíam distribuição normal. Para isso, foram tomados os valores de leituras de  $q_t$  e  $f_s$  para cada metro de profundidade e cada tipo de ensaio, e foram analisados no programa Estatística versão 5.0.

Basicamente a análise consiste em tomar os valores das réplicas em cada metro de profundidade e construir um gráfico de probabilidade cumulativa. No caso de que a

distribuição seja normal a curva deverá ser monotonamente crescente em forma de  $X^3$  de zero à esquerda para 1 à direita (NETO, SCARMINIO e BRUNS, 2001).

Os valores foram ordenados de maior a menor. Suponha-se que se tomem 5 valores para uma mesma profundidade. Como a amostragem foi aleatória, pode-se imaginar que cada um desses elementos seja representante de uma fatia equivalente a 20 % da área total da distribuição. Sendo assim, se os dados se distribuem de maneira normal, o gráfico de probabilidade acumulada terá uma distribuição como a ilustrada na figura 3.8.

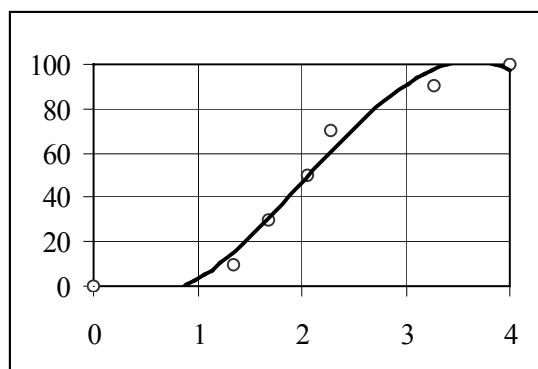


Figura 3.8. Probabilidade acumulada para leituras de cone mecânico e elétrico numa mesma profundidade.

### 3.3.3.2. Comparação de duas variâncias

Segundo COSTA NETO (2002) o teste é adequado para comparar médias de duas amostras com tamanhos diferentes, admitindo-se desvio padrão iguais entre ambas amostras de uma mesma população. Cada amostra irá fornecer uma estimativa para um dado parâmetro e essas estimativas irão diferir entre si, mesmo que as amostras sejam procedentes da mesma população. Entretanto, segundo o autor pode-se em geral combinar esses resultados de modo de obter uma estimativa única para o parâmetro em questão.

Assim é conveniente trabalhar com a média ponderada das variâncias amostrais usando-se como pesos os graus de liberdade de cada uma, ou seja:

$$S_p^2 = \frac{(n_1 - 1)S_1^2 + (n_2 - 1)S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \quad 3.1$$

onde



$S_p^2$  = variância ponderada entre as amostras

$S_1^2$  e  $S_2^2$  são as variâncias das duas amostras disponíveis e  $n_1$  e  $n_2$  são os graus de liberdade de cada amostra. Os termos  $n_1$  e  $n_2$  correspondem aos graus de liberdade de cada ensaio.

Esta ponderação resulta adequada se é admitido que as variâncias das duas amostras são iguais. Para satisfazer esta condição, foi aplicado o teste de hipóteses F de Fisher.

Assumiu-se como hipótese nula ( $H_0$ ) que as variâncias de ambas amostras são iguais e como hipótese alternativa ( $H_1$ ) que a variância de uma amostra é maior que a correspondente à outra amostra, o seja  $S_1^2 > S_2^2$ .

Os valores de  $F_C$  calculados foram obtidos como

$$F_C = \frac{\frac{\sum (\bar{x}_1 - x_i)^2}{n_1 - 1}}{\frac{\sum (\bar{x}_2 - x_i)^2}{n_2 - 1}} \quad 3.2$$

onde:

$\bar{x}_1$  = média das leituras para a amostra 1.

$\bar{x}_2$  = média das leituras para a amostra 2.

$x_i$  = valores observados para cada amostra.

$n$  = graus de liberdade

Para garantir que os valores de t Student tabulados correspondam com aqueles obtidos para um lado na parte direita da curva de distribuição (segundo a hipótese alternativa  $H_1$ ), a variância maior foi mantida para todas as profundidades no numerador.

Os valores tabulados foram obtidos a partir das tabelas estatísticas para um nível de significância  $\alpha = 0,05$ , números de graus de liberdade do numerador ( $n_1 - 1$ ) e denominador ( $n_2 - 1$ ), ou seja  $F_{n_1-1, n_2-1, 0,05}$ .

Se o valor de  $F_{cal} \leq F_{tab}$  aceita-se a hipótese nula, ou seja não há diferenças significativas nas variâncias analisadas.

### 3.3.3.3.Comparação de duas médias utilizando-se a distribuição t-student

O teste “t” de Student então poderá ser usado. O valor de  $t_{CALCULADO}$  pode ser obtido como:

$$t = \frac{\left( \bar{X}_1 - \bar{X}_2 \right)}{Sp \sqrt{1/n_1 + 1/n_2}} \quad 3.3$$

onde:

$\bar{X}_1$  : média dos valores observados na mesma profundidade para cone elétrico.

$\bar{X}_2$  : média dos valores observados na mesma profundidade para cone mecânico.

Sp: Variância experimental ponderada.

$n_1$  e  $n_2$  : Graus de liberdade para o cone elétrico e mecânico respectivamente.

O valor de “t” calculado foi obtido usando as tabelas estatísticas para  $n_1 + n_2 - 2$  graus de liberdade e nível de significância  $\alpha = 0,05$ .

Se  $t_{CALC} \leq t_{TAB}$  considerou-se que não havia diferenças significativas entre leituras de cone elétrico e mecânico.

No caso que o teste F de Fisher indique que há diferenças nas variâncias, não poderá usar-se a variância ponderada. Neste caso, segundo **PLANES (1988)**, o valor de “t” calculado será obtido como:

$$t = \frac{\bar{X}_2 - \bar{X}_1}{\sqrt{\frac{S_1^2}{n_1} + \frac{S_2^2}{n_2}}} \quad 3.4$$

onde  $\bar{X}$ , S e n são as médias, variâncias e graus de liberdade de cada tipo de leitura com cada tipo de cone.

Os graus de liberdade para encontrar a “t” tabulada podem obter-se como:

$$n = \frac{\frac{S_1^2}{n_1} + \frac{S_2^2}{n_2}}{\frac{(S_1^2/n_1)^2}{n_1 - 1} + \frac{(S_2^2/n_2)^2}{n_2 - 1}} - 2 \quad 3.5$$

Se  $t_{\text{CALC}} \leq t_{\text{TAB}}$  considerou-se que não havia diferenças significativas entre leituras de cone elétrico e mecânico.

## CAPITULO IV. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

---

Apresentam-se neste capítulo as discussões dos resultados obtidos nesta pesquisa. Os resultados de ensaios de campo são apresentados no Anexo.

### **4.1. Estimativa de parâmetros geotécnicos a partir do cone elétrico**

Apresentam-se as estimativas de parâmetros geotécnicos a partir dos resultados de ensaios de cone elétrico feitos nos três campos experimentais utilizados nesta pesquisa. As estimativas foram obtidas a partir das propostas apresentadas na revisão bibliográfica. Apresentam-se somente as propriedades geotécnicas estimadas que possam ser comparadas com dados de laboratório disponíveis.

#### **4.1.1. Campo Experimental Unicamp**

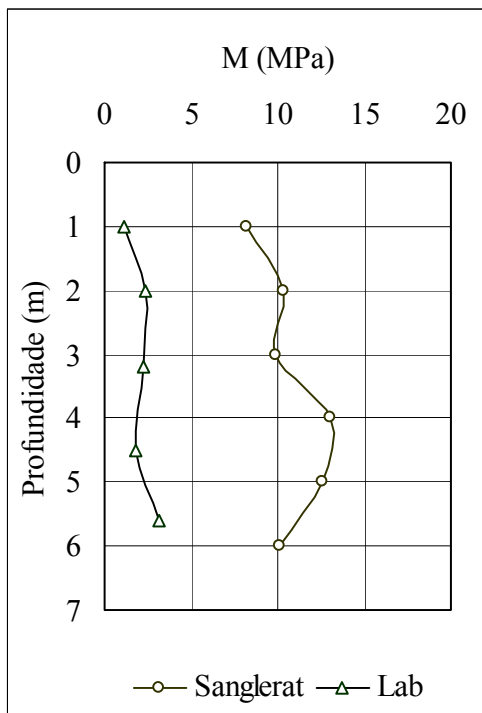
##### **4.1.1.1. Camada de argila**

No caso desta camada, que se encontra de 0 a 6m, foi estimado módulo oedométrico (M).

##### **4.1.1.1.1. Estimativa de M**

Na estimativa do modulo de deformabilidade confinado (M), conhecido como modulo oedométrico, foi utilizada a proposta de **SANGLERAT (1972)** sugerido por **CUNHA (1997)**, utilizando-se valor  $\alpha$  de 4 (media entre 2 e 6) para o caso de argila de alta plasticidade, como é o caso da camada de argila do Campo Experimental da Unicamp. O resultado obtido é apresentado na figura 4.1.

Os valores reais do modulo de deformabilidade foram obtidos de ensaios de adensamentos feitos em amostras indeformadas obtidas de dois poços executados no campo. Em todos os casos o modulo de deformabilidade confinado foi calculado para níveis de tensão entre 25 –100 kN/m<sup>2</sup>.



*Figura 4.1. Estimativa do valor de módulo de deformabilidade confinado (M) na camada de argila do Campo Experimental da Unicamp.*

Os resultados apresentados na figura 4.1 indicam que os valores de M estimados pela proposta de Sanglerat são maiores em até cinco vezes, quando comparados com os de laboratório, indicando que a correlação utilizada não tem validade para obtenção deste valor de módulo no solo estudado.

#### 4.1.1.2. Camada de silte

Na literatura consultada, as correlações apresentadas para a estimativa de parâmetros geotécnicos são referidas a solos argilosos e arenosos, nenhum deles apresentando resultados aplicáveis a solos siltosos. **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, abordam o silte como solo intermediário e sugeriram a abordagem de **BUGNO e MCNEILAN (1984)**, que consideram que quando a permeabilidade do solo esta na ordem de  $10^{-3}$  até  $10^{-6}$  cm/s, a resposta seja considerada parcialmente drenada e a abordagem da estimativa de parâmetros seja feita usando as correlações apresentadas para areias.

Ensaio de permeabilidade in loco na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp indicaram permeabilidade de  $2,06 \times 10^{-5}$  cm/s, portanto a análise foi feita admitindo-se comportamento de solo arenoso.

#### 4.1.1.2.1. Estimativa do ângulo de atrito ( $\phi$ )

Para a estimativa de  $\phi$  foram utilizadas as propostas de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**, e **JANBU e SENNESET (1974)**. Os resultados obtidos são apresentados na figura 4.2. Na própria figura apresentam-se os valores obtidos no laboratório que correspondem aos parâmetros de resistência.

As diferenças encontradas entre as estimativas obtidas e os valores de laboratório podem ser de  $10^\circ$  ou mais. É bom lembrar que estas estimativas foram feitas para solos sedimentares e, portanto, esperavam-se diferenças nas estimativas quando foram aplicadas aos solos em análise.

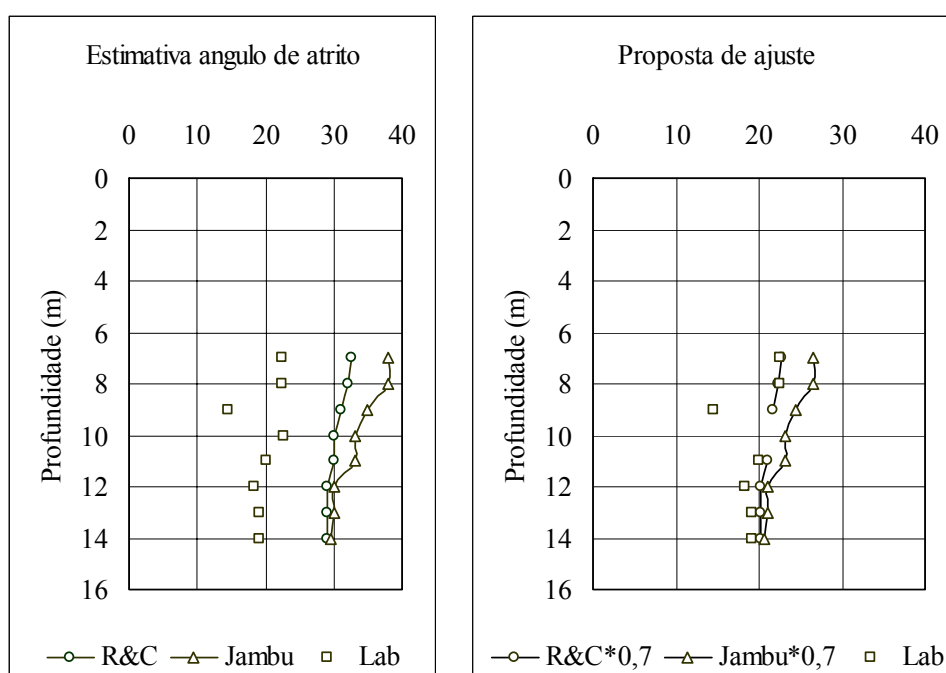
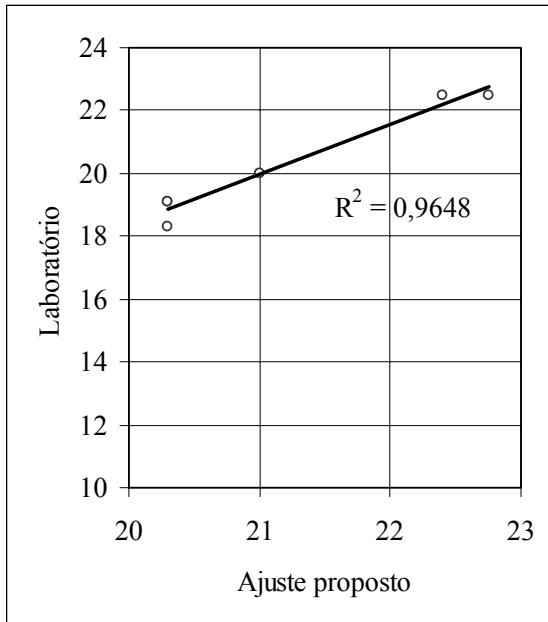


Figura 4.2. Estimativa de  $\phi$  na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp e proposta de ajuste para estimativa a partir de ensaios de cone.

Após várias análises de possíveis correlações, propõe-se um ajuste ( $\phi_{estimado} = 0,7\phi_{R\&C}$ ) entre os valores estimados usando-se a proposta de **ROBERTSON e**

**CAMPANELLA (1983)** e os de laboratório, para assim diminuir o erro das estimativas deste parâmetro. Apresenta-se na figura 4.3 a correlação encontrada.



*Figura 4.3. Correlação encontrada entre as estimativas de  $\phi$  utilizando-se a proposta de Robertson e Campanella (1983) e o valores de laboratório.*

A correlação apresentada na figura 4.4 corresponde a:

$$\phi_{\text{estimado}} = 0,7\phi_{R\&C} \quad 4.1$$

onde:

- $\phi_{\text{estimado}}$ : ângulo de atrito corrigido para solos estudados.
- $\phi_{R\&C}$ : ângulo de atrito obtido graficamente da correlação de **ROBERTSON** e **CAMPANELLA (1983)** a partir de ensaios de cone.

A figura 4.2 (direita), apresenta os resultados na aplicação da expressão 4.1 na camada de silte analisada. Observe-se a mudança na estimativa e a sua menor discrepância com os valores de laboratório.

#### 4.1.1.2.2. Estimativa de M

Neste caso foram usadas as propostas de **LUNNE**, **ROBERTSON** e **POWELL (1997)**, e **ROBERTSON** e **CAMPANELLA (1983)**. Os resultados são apresentados na figura

4.4 e indicam que os resultados das estimativas usadas são maiores que os obtidos de ensaios de adensamento para níveis de tensões entre 25 kPa e 100 kPa.

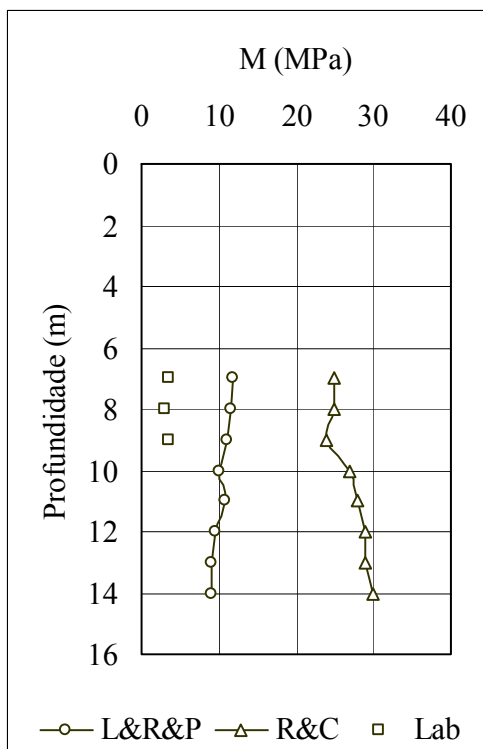


Figura 4.4. Resultados da estimativa de módulo oedométrico na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp.

A proposta de **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, oferece resultados até três vezes maiores que os reais. A proposta de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**, oferece resultados extremamente altos.

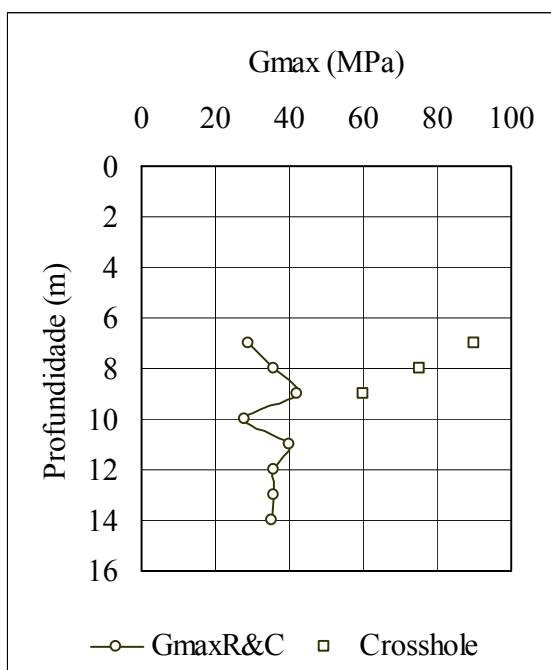
Os resultados apresentados na figura 4.4 sugere que as propostas estudadas não parecem oferecer valores adequados para o parâmetro analisado, pelo menos nos perfis de solo estudados.

#### 4.1.1.2.3. Estimativa de $G_{\text{máx}}$

A estimativa de  $G_{\text{máx}}$  foi feita usando o ábaco de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**.



A figura 4.5 apresenta os resultados obtidos além dos resultados de ensaio de cross-hole feitos no Campo Experimental de Unicamp até a profundidade de 9 m apresentados por **GIACHETI (2001)**.



*Figura 4.5. Estimativa do  $G_{max}$  na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp.*

Pode-se ver que os resultados estimados de  $G_{max}$  a partir de resultados de CPT são bem diferentes dos obtidos com o ensaio de cross-hole. Apesar desta correlação ter como vantagem, segundo explicado por **CUNHA (1997)**, ser pouco influenciada pela história de tensões, não parece oferecer estimativas adequadas pelo menos na camada de solo analisada, o que poderia invalidá-la neste caso.

#### 4.1.2. Campo Experimental USP São Carlos

##### 4.1.2.1. Estimativa de ângulo de atrito ( $\phi$ )

Na estimativa do ângulo de atrito foram utilizadas as propostas de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**, e a de **JANBU e SENNESET (1974)**. Os resultados das estimativas são comparados com os valores de laboratório (vide figura 4.6).

Observe-se que os valores estimados são menores que os reais em até 10 graus. Neste caso, foi aplicado também o mesmo ajuste proposto para o silte do Campo Experimental da Unicamp ( $\phi_{\text{estimado}} = 0,7\phi_{R\&C}$ ), que melhora a relação entre os valores estimados e os de laboratório neste tipo de solo, como pode ser visto figura 4.6. O coeficiente de correlação obtido neste caso foi de 0,81.

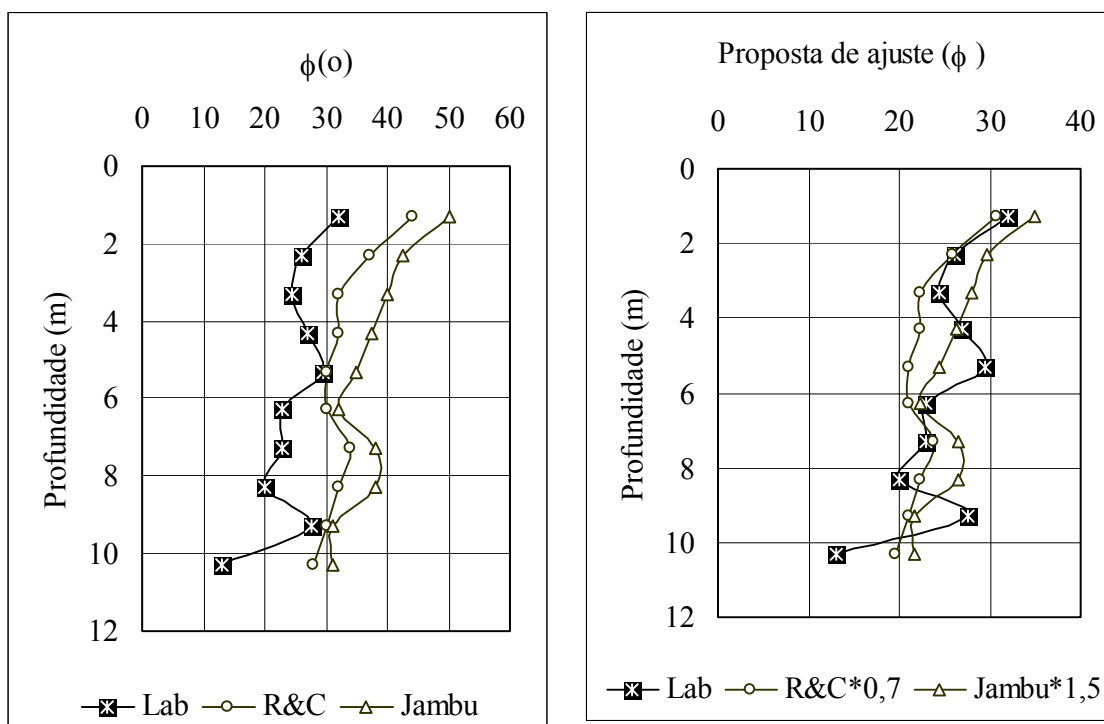


Figura 4.6. Estimativa do ângulo de atrito no Campo Experimental da USP-São Carlos e proposta de estimativa do valor de  $\phi$ .

#### 4.1.2.2. Estimativa de $G_{\max}$

Neste caso foi usado o ábaco de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)** e são incluídos também os resultados obtidos por **GIACHETI (2001)**, utilizando-se o ensaio cross-hole (vide figura 4.7).

Observe-se que as diferenças entre valores estimados usando a proposta anterior e valores obtidos pela técnica de cross-hole são muito diferentes. Na busca de alguma alternativa que oferecesse valores aproximados, encontrou-se a seguinte correlação:

$$G_{\max} = 6.G_{\max} \text{ R\&C} \quad 4.2$$

Esta correlação apresentou um coeficiente de correlação de 93 %. Na figura 4.7, apresenta-se o resultado de seu uso na areia de São Carlos.

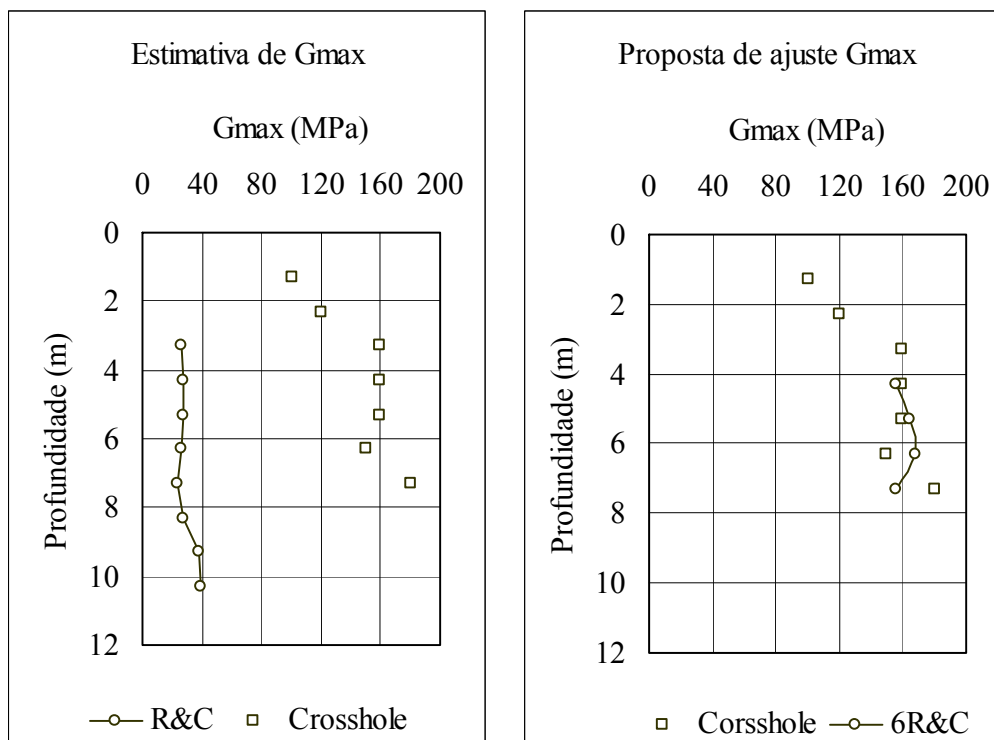


Figura 4.7. Estimativa de  $G_{\max}$  no Campo Experimental da USP São Carlos e proposta de correlação a partir dos resultados das estimativas de Robertson e Campanella (1983).

#### 4.1.2.3. Estimativa de M

A estimativa de M foi feita utilizando-se as propostas de **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, **MITCHELL e GARDNER (1975)** e **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**. No caso de **MITCHELL e GARDNER (1975)** o valor de  $\alpha$  foi obtido como  $\alpha=2(1+Dr^2)$  utilizando-se Dr estimado segundo a proposta de **JAMIOLKOWSKI et al., (1985)**.

Os resultados são apresentados na figura 4.8 e indicam que a proposta de **MITCHELL e GARDNER (1975)** oferece resultados próximos do valor obtido no laboratório, especialmente após 3 m o que poderia ser indicativo de seu possível uso em solos

tropicais para estimativas aproximadas. A grande limitação poderia ser que foram usados valores estimados de  $D_r$  que ainda não são comprovados com resultados obtidos em laboratório.

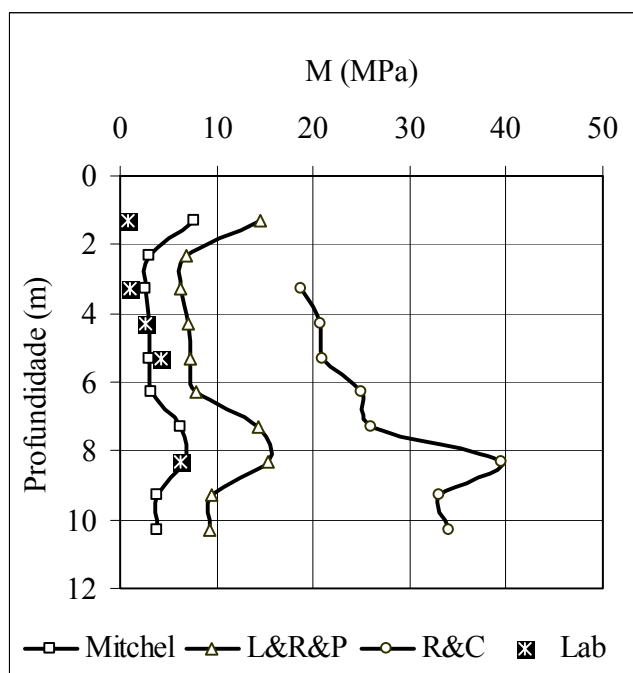


Figura 4.8. Estimativa de  $M$  no Campo Experimental da USP-São Carlos.

#### 4.1.3. Campo Experimental Unesp - Bauru

##### 4.1.3.1. Estimativa de ângulo de atrito ( $\phi$ )

Na estimativa do ângulo de atrito foram utilizadas as propostas de **ROBERTSON** e **CAMPANELLA (1983)**, e **JANBU** e **SENNESET (1974)**.

Os resultados das estimativas encontradas são comparados com os valores de laboratório obtidos de ensaios triaxiais (vide figura 4.9). Em geral, observe-se que as estimativas do ângulo de atrito estudadas são superiores aos valores de laboratório. Neste caso, foi aplicado também o mesmo ajuste proposto para o silte do Campo Experimental da Unicamp ( $\phi_{\text{estimado}} = 0,7\phi_{R\&C}$ ), que melhora a relação entre os valores estimados e os de laboratório neste tipo de solo, como pode ser visto figura 4.9.

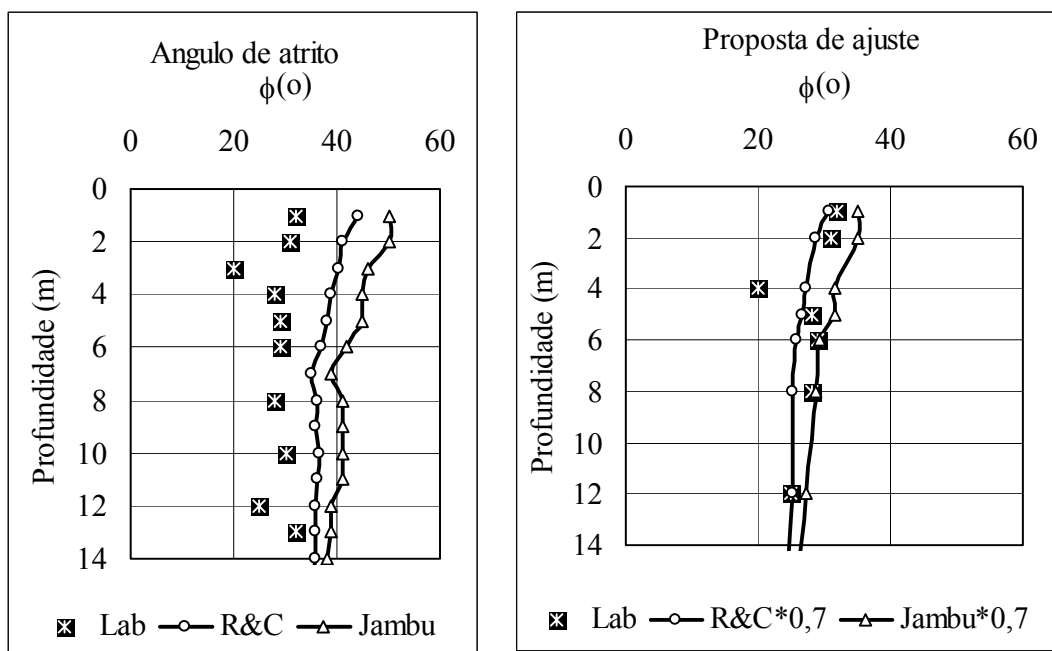


Figura 4.9. Estimativa do ângulo de atrito no Campo Experimental da Unesp Bauru e proposta de estimativa de  $\phi$ .

#### 4.1.3.2. Estimativa de $G_{\max}$

Neste caso foi usado o ábaco de **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**, e são incluídos também os resultados obtidos por **GIACHETI (2001)**, usando-se o ensaio de cross-hole (vide figura 4.10).

Observe-se que as diferenças entre valores estimados usando a proposta anterior e valores obtidos pela técnica de cross-hole são muito diferentes. Na busca de alguma alternativa que oferecesse valores aproximados, encontrou-se a seguinte correlação:

$$G_{\max} = 3.G_{\max} \text{ R\&C} \quad 4.3$$

Na própria figura 4.10 pode ser observada a possibilidade de uso desta proposta que correlaciona com coeficiente de 70 %.

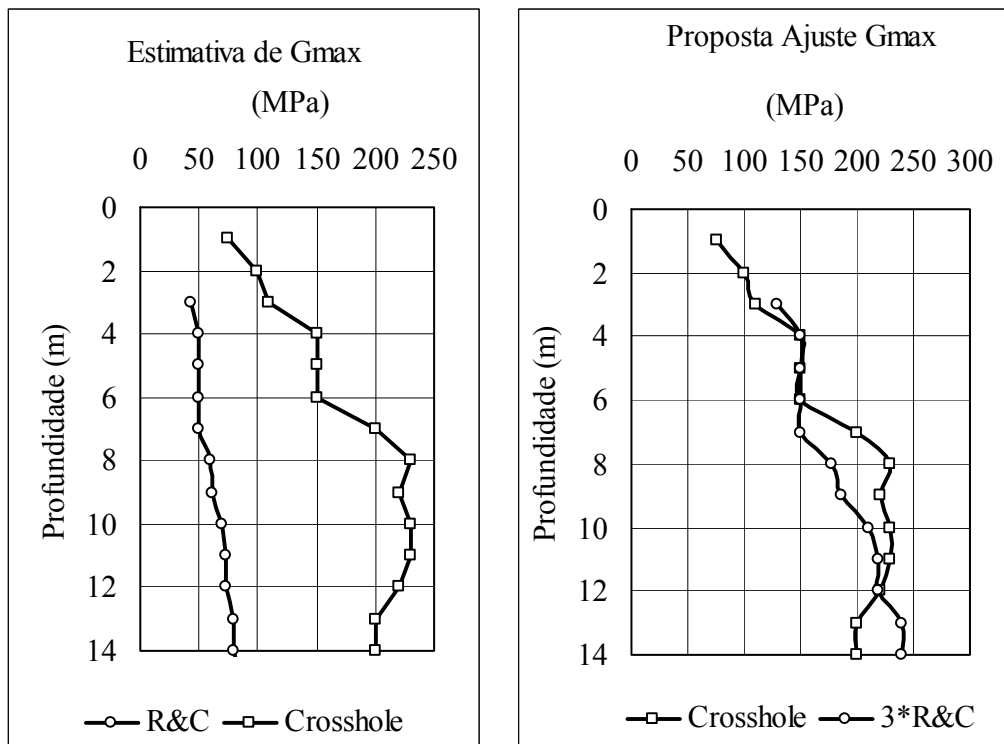


Figura 4.10. Estimativa de  $G_{\max}$  no Campo Experimental da Unesp Bauru e proposta de estimativa a partir da estimativa de Robertson e Campanella (1983).

#### 4.1.3.3. Estimativa de M

A estimativa de M foi feita utilizando-se as propostas de **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, **MITCHELL e GARDNER (1975)** e **ROBERTSON e CAMPANELLA (1983)**. No caso de **MITCHELL e GARDNER (1975)** o valor de  $\alpha$  foi obtido como  $\alpha = 2(1+Dr^2)$  utilizando-se o  $D_r$  estimado segundo a proposta de **JAMIOLKOWSKI et al., (1985)**. Os resultados são apresentados na figura 4.11.

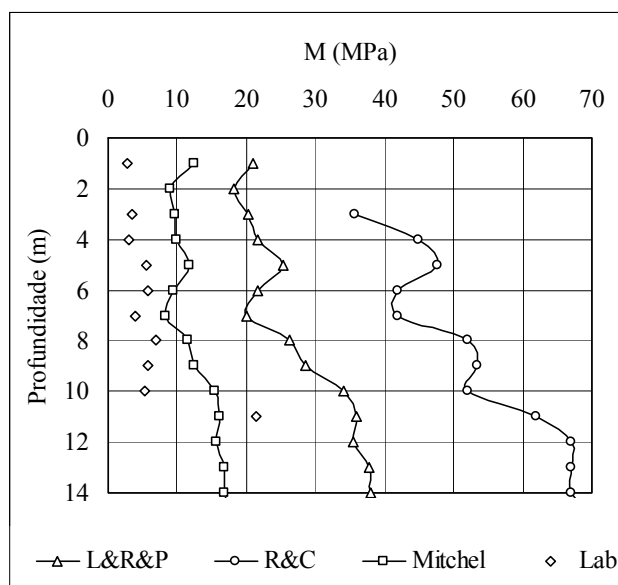


Figura 4.11. Estimativa de  $M$  no Campo Experimental da Unesp Bauru.

Os resultados indicam que a proposta de **MITCHELL e GARDNER (1975)**, oferece os melhores resultados na estimativa deste parâmetro. As outras propostas oferecem valores muito maiores que os de laboratório, o que poderia significar que seu uso estaria limitado aos solos analisados nesta pesquisa.

#### 4.1.4. Considerações finais sobre o ensaio de cone, aplicado a estimativa de parâmetros geotécnicos.

A aplicabilidade do CPT na estimativa de parâmetros geotécnicos segundo **LUNNE ROBERTSON e POWELL (1997)**, é apresentada na tabela 32.

Tabela 32. Aplicabilidade do ensaio CPT na estimativa de parâmetros geotécnicos segundo Lunne, Robertson e Powell (1997).

Tipo de solo	Parâmetros de estado			Parâmetros de resistência		Parâmetros de deformabilidade	
	Dr	$k_0$	OCR	Su	$\phi$	G	M
Argila	3-4	4-5	2-3	1-2	3-4	4-5	4-5
Areia	2-3	4-5	4-5	-	2	2-4	2-4

1. Alta confiabilidade; 2. De alta a moderada confiabilidade; 3. Moderada confiabilidade; 4. De moderada a baixa confiabilidade; 5. Baixa confiabilidade.

Segundo os resultados das estimativas feitas nas propriedades dos solos analisados utilizando-se as propostas da literatura internacional, propõe-se considerar sua aplicabilidade, segundo ilustrado na tabela 33. A confiabilidade foi considerada segundo o coeficiente de correlação ( $R^2$ ) entre as estimativas (ou propostas de ajuste) e os valores obtidos no laboratório.

*Tabela 33. Aplicabilidade do CPT na estimativa de alguns parâmetros geotécnicos em solos tropicais do interior do Estado de SP.*

Tipo de solo	M	$G_{\max}$	$\phi$
Argila	5	-	-
Silte	5	5	3*
Areia	3	3*	3*

1. Alta confiabilidade ( $R^2$  entre 0,9 e 1); 2. De alta a moderada confiabilidade ( $R^2$  entre 0,8 e 0,89); 3. Moderada confiabilidade ( $R^2$  entre 0,7 e 0,79); 4. De moderada a baixa confiabilidade ( $R^2$  entre 0,6 e 0,79); 5. Baixa confiabilidade ( $R^2$  entre 0,5 e 0,59).

\* quando forem usadas as propostas de ajuste.

Observe-se que existem algumas diferenças entre resultados das tabelas 32 e 33, o que é indicativo de que grande parte das propostas encontradas na literatura internacional para a estimativa de parâmetros geotécnicos, não se adaptam aos solos tropicais estudados.

É importante destacar que a estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de resultados de ensaios de cone é de natureza empírica. A experiência disponível para o caso de solos sedimentares é grande, mais ainda a experiência em solos tropicais é pouca. Mesmo assim, neste trabalho, está se tentando avaliar a utilidade das correlações propostas na literatura disponível, partindo-se do conhecimento de algumas das propriedades obtidas no laboratório em amostras indeformadas. Depois de analisados os resultados das estimativas de parâmetros geotécnicos para os diferentes tipos de solos presentes nos Campos Experimentais selecionados, são apresentadas na tabela 34 as propostas para ajuste da estimativa de parâmetros geotécnicos nos solos tropicais analisados, onde foi possível esta obtenção.



*Tabela 34. Propostas de estimativa de alguns parâmetros geotécnicos para solos tropicais.*

Parâmetro	Proposta de estimativa de parâmetros para solos tropicais	
	Tipo de solo	
	Silte	Areia
$\phi$	$0,7*\phi_{est} \text{ R\&C}$	$0,7*\phi_{est} \text{ R\&C}$
$G_{m\acute{a}x}$	x	$G_{m\acute{a}x} = \beta * G_{m\acute{a}x} \text{ R\&C}$

*X significa que não existe correlação adequada*

*R&C significa que o parâmetro é obtido utilizando-se a proposta de Robertson e Campanella*

No caso de  $G_{m\acute{a}x}$  para areias o valor de  $\beta$  pode variar de 3 a 6, sendo os valores mínimos correspondentes a areias com conteúdo de finos menores de 15 %.

As propostas apresentadas na tabela 34, estão baseadas nas estimativas de parâmetros geotécnicos dos solos estudados na pesquisa quando comparadas com as propriedades reais dos solos encontrados nos três campos experimentais utilizados. Estas propostas são totalmente empíricas e, portanto, deverão ser testadas adequadamente antes de serem utilizadas em condições de campo diferentes, porque poderiam oferecer valores errados.

Os resultados apresentados acima evidenciam a dificuldade de se utilizar qualquer das propostas citadas para a estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de resultados do ensaio do cone elétrico e reforçam a necessidade de se desenvolver propostas válidas para os solos tropicais, sendo necessário, para isto, a realização de um maior número de ensaios com este objetivo em diferentes tipos de solos, e que se centralize um banco de dados para que as formulações a serem obtidas para estes solos sejam periodicamente re-analisadas e aprimoradas.

#### **4.2. Classificação de solos a partir dos resultados do ensaio de cone.**

O problema do uso de ábacos de classificação de solos tropicais brasileiros começou desde a própria carta de plasticidade de Casagrande. Ela não tem mostrado ser adequada para estes tipos de solos, pois apresenta discrepância acentuada entre as propriedades dos solos conhecidos e a classificação proposta, devido às características próprias de solos evoluídos em clima tropical.

A classificação de perfis de solos a partir de ensaios de CPT é uma de suas principais vantagens segundo **DANZIGER e SCHNAID (2000)**; **GIACHETI e QUEIROZ (2000)**; **LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**. Todos os autores consultados concordam de dizer que o cone é uma ferramenta poderosa para a identificação de camadas de solos, porém **DANZIGER e SCHNAID (2000)**, assinalam que os sistemas de classificação disponíveis na literatura internacional, funcionam adequadamente em solos sedimentares, mais ainda não foram testados de forma sistemática em solos tropicais brasileiros.

**GIACHETI (2001)**, considera que a identificação de perfil estratigráfico a partir de ensaios de cone baseado no ábaco de classificação de **ROBERTSON et al. (1986)**, apresenta limitações para a classificação dos solos tropicais presentes nos três campos experimentais usados nesta pesquisa.

**ROBERTSON et al., (1986)**, indicaram que o ábaco apresentado foi feito para identificar o tipo de comportamento de solo e não a textura, mas mesmo assim, seu uso em solos sedimentares tem sido empregado de maneira satisfatória o que não acontece em solos tropicais.

#### **4.2.1. Argila porosa do Campo Experimental da Unicamp**

Os resultados obtidos para este tipo de solo são apresentados nas figuras 4.12 e 4.13.

Observe-se que quando os resultados de cone elétrico, são utilizados para classificar este tipo de solo, utilizando-se o ábaco de **ROBERTSON et al., (1986)**, a classificação é totalmente diferente, obtendo-se que a maior quantidade de valores concentra-se na zona 7

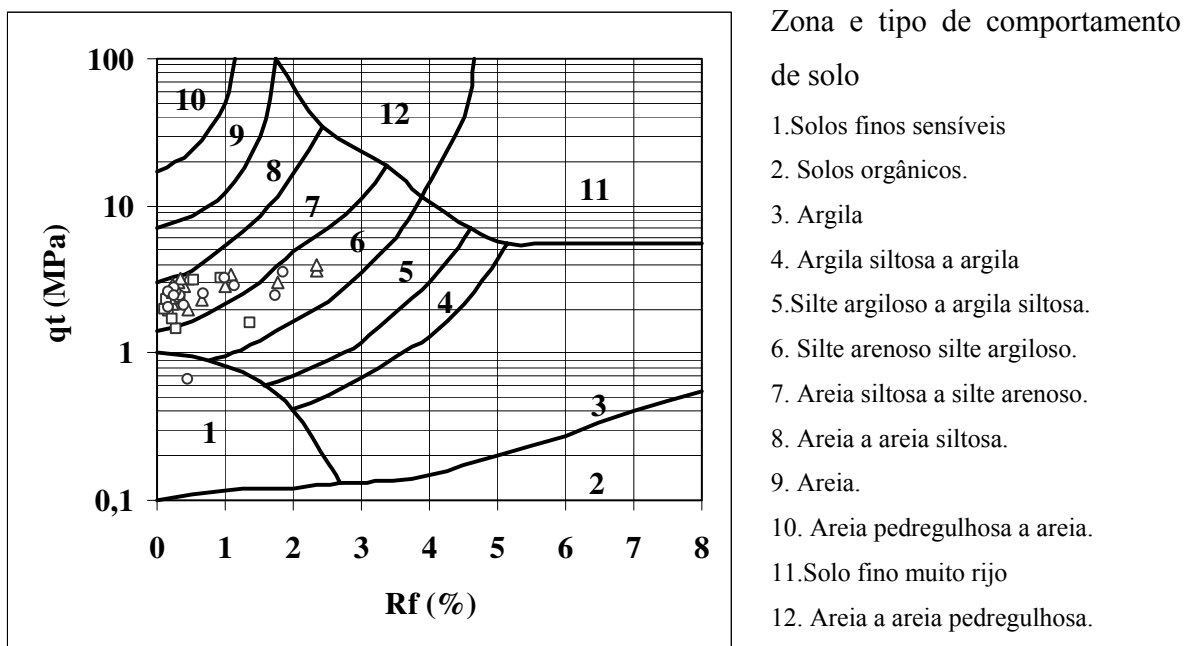


Figura 4.12. Classificação da argila porosa da Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone elétrico no ábaco Robertson et al. (1986).

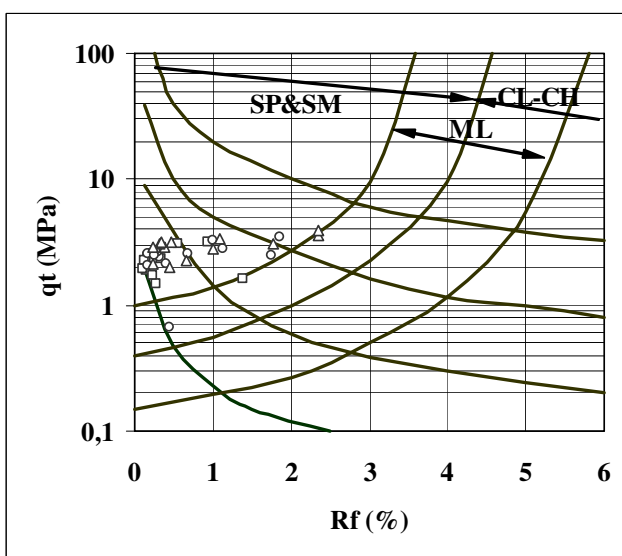


Figura 4.13. Classificação da argila Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone elétrico utilizando-se o ábaco de Douglas e Oslen (1981).

(areia siltosa a silte arenoso). No caso do ábaco de **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, o resultado é de areia a areia siltosa resultado contraditório com a classificação tátil-visual.

Como detalhe interessante, pode-se dizer que o ábaco de **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, identifica a zona da localização dos pontos na figura 4.13 de areias meta-estável. Mesmo quando o solo correspondente à camada de solo argiloso do campo experimental da Unicamp não classifica como areia, o ábaco identifica esta camada como meta-estável o que corresponde com a realidade do solo.

Esta informação pode ser extremamente importante, pois permite identificar camadas de solos meta-estáveis.

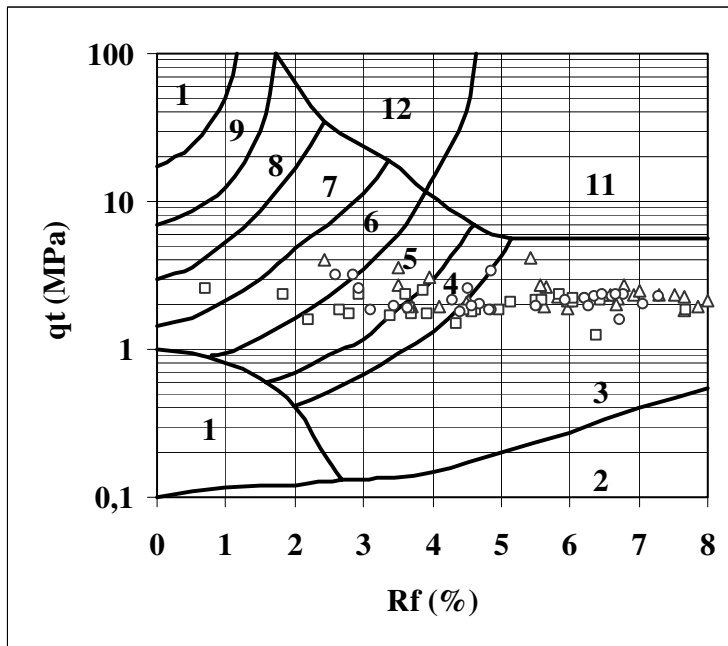
#### **4.2.2. Silte do Campo Experimental da Unicamp**

Os resultados obtidos para este tipo de solo são apresentados nas figuras 4.14 e 4.15. Os resultados da figura 4.14 permitem observar que quando os valores de cone elétrico os resultados permanecem em uma grande área que vai desde argila (3) até areia siltosa – silte arenoso (7). Só uma pequena quantidade de valores de  $q_t$  e  $R_f$ , permanecem na área reservada a solo siltoso.

A distribuição dos valores de  $q_t$  e  $R_f$  no ábaco é indicativo de diminuição do índice de vazios, situação que concorda com a realidade devido a que este parâmetro varia entre 1.40 e 1.60 na camada analisada.

Na figura 4.15 no caso quando são utilizados os resultados de cone elétrico no ábaco de **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, a maior quantidade de pontos permanece na zona de silte o que corresponde neste caso, com a realidade da textura do solo.

Observe-se que neste caso há um ponto na área reservada para solos meta-estáveis. Coincidentemente os dois primeiros metros da camada de silte deste Campo Experimental estão classificados como solo colapsível, situação que o ábaco consegue identificar muito bem.



Zona e tipo de comportamento de solo

1. Solos finos sensíveis
2. Solos orgânicos.
3. Argila
4. Argila siltosa a argila
5. Silte argiloso a argila siltosa.
6. Silte arenoso silte argiloso.
7. Areia siltosa a silte arenoso.
8. Areia a areia siltosa.
9. Areia.
10. Areia pedregulhosa a areia.
11. Solo fino muito rijo
12. Areia a areia pedregulhosa.

Figura 4.14. Classificação do silte do Campo Experimental da Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone elétrico usando-se o ábaco Robertson et al. (1986).

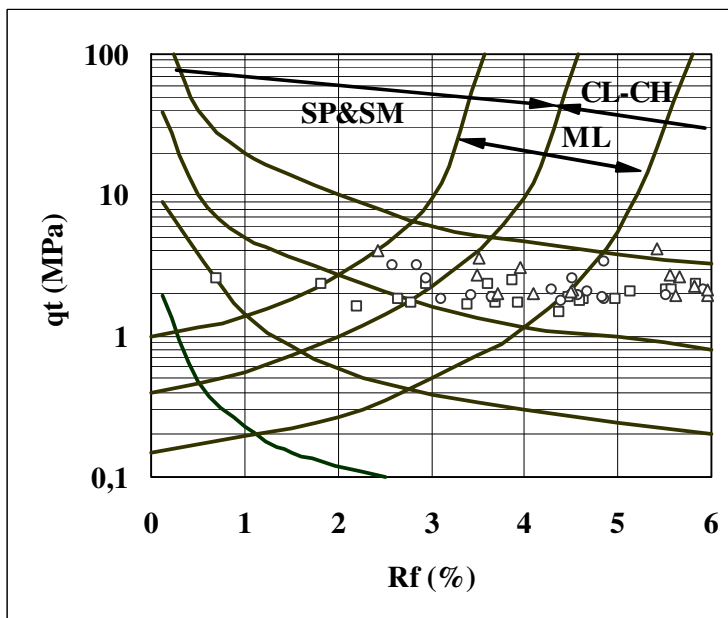
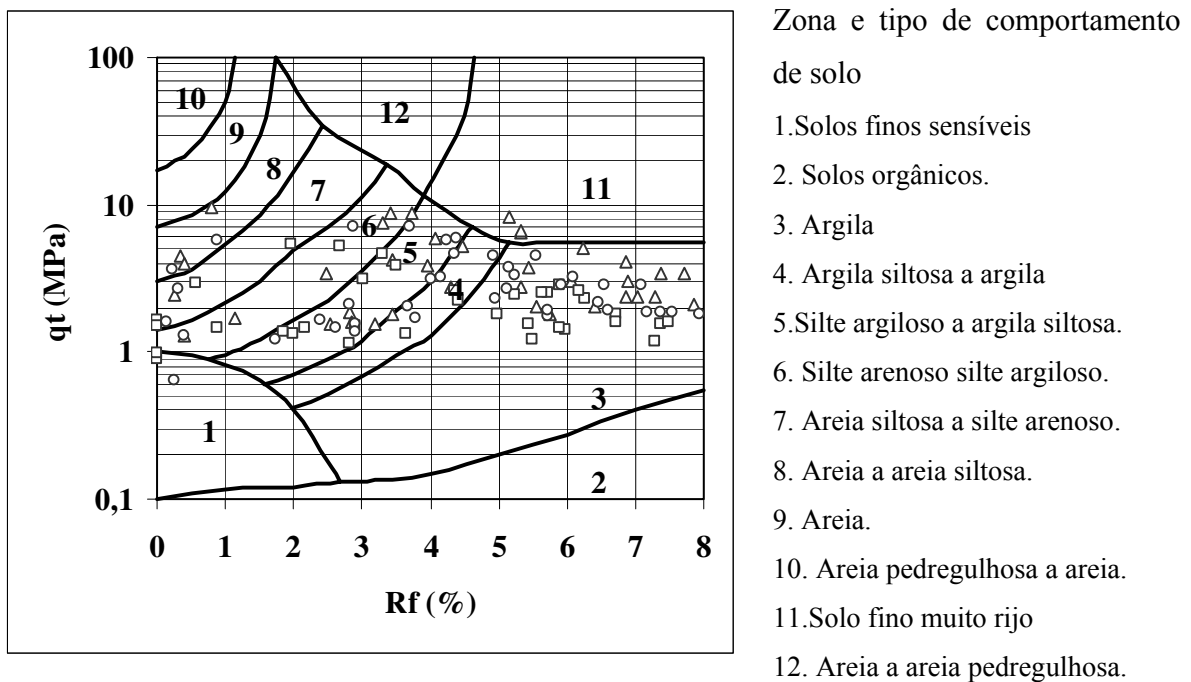


Figura 4.15. Classificação do silte do Campo Experimental da Unicamp utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone elétrico usando-se o ábaco de Douglas e Oslen (1981).

### 4.2.3. Areia argilosa da USP-São Carlos

Os resultados obtidos para este tipo de solo são apresentados nas figuras 4.16 e 4.17. Analisando-se os resultados da figura 4.16 pode-se concluir que, o uso de resultados de cone elétrico para classificar os solos arenosos da USP-São Carlos utilizando-se o ábaco de **ROBERTSON et al. (1986)**, não classifica adequadamente o solo, pois a maior quantidade de permanece entre a zona 3 (argila), 4 (argila siltosa a argila) e 5 (silte argiloso – argila siltosa), porém identifica bem a variação do índice de vazios que neste caso varia de 0.68 a 1.01.

No caso da figura 4.17 quando os resultados de cone elétrico são usados no ábaco de **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, a maior quantidade de valores permanece na área correspondente a silte argilosa a argila, resultado que é diferente a classificação táctil visual do solo analisado.



*Figura 4.16. Classificação do solo arenoso da USP-São Carlos utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone elétrico usando-se o ábaco Robertson et al. (1986).*

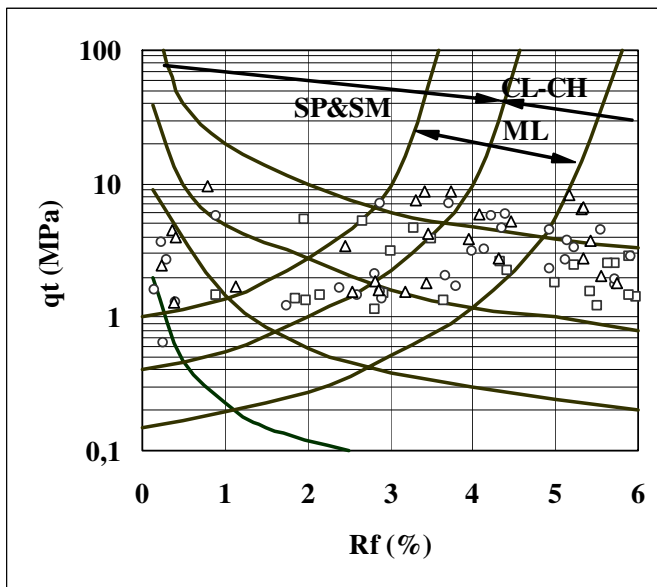


Figura 4.17. Classificação do solo arenoso da USP-São Carlos utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone elétrico usando-se o ábaco de Douglas e Oslen (1981).

Observe-se como o ábaco de **DOUGLAS** e **OSLEN (1981)** identifica o solo como meta-estável, situação que corresponde muito bem com a condição de colapsividade do solo.

#### 4.2.4. Areia argilosa da Unesp Bauru

Os resultados obtidos para este tipo de solo são apresentados nas figuras 4.18 e 4.19.

No caso deste tipo de areia, independentemente do ábaco que seja utilizado, o resultado se aproxima muito bem com a classificação por textura, indicando que ambos ábacos podem ser utilizados para a classificação tátil-visual do solo. (Vide figuras 4.18 e 4.19).

Adicionalmente pode-se observar que o ábaco de **ROBERTSON et al. (1986)** está indicando que a areia tem compacidade relativa ( $D_r$ ) crescente, o que parece ser lógico pelo fato de que neste Campo Experimental o valor do  $N_{spt}$  cresce com a profundidade. No caso do índice de vazios, a distribuição dos pontos indica que este parâmetro tem variação, o que corresponde com a realidade do solo, que apresenta índice de vazios entre 0,77 e 0,94.

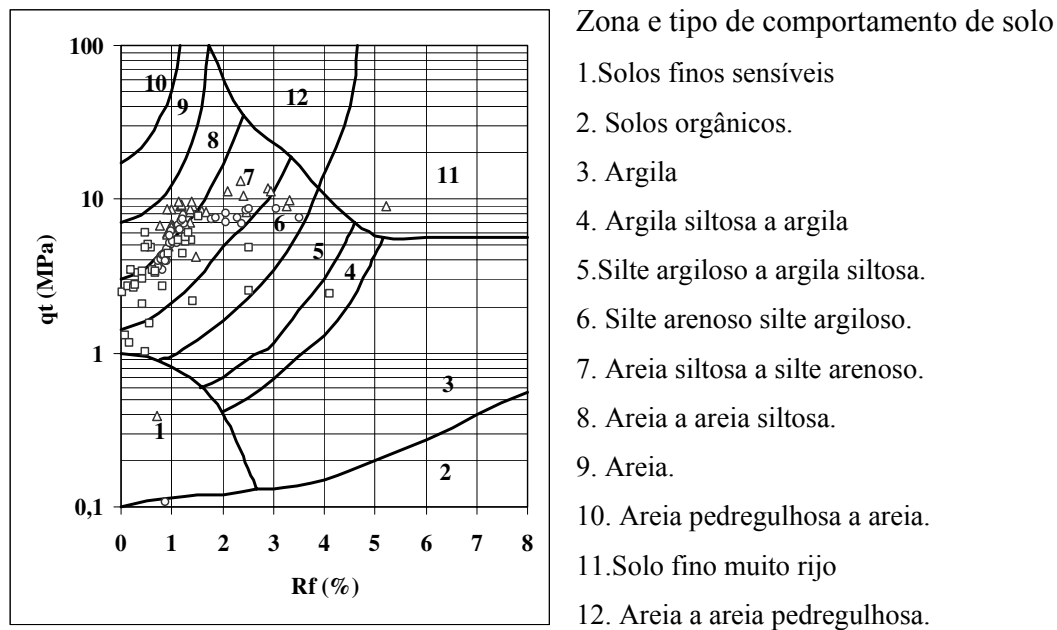


Figura 4.18. Classificação do solo arenoso da Unesp Bauru utilizando-se resultados mínimos, médios e máximos de cone elétrico usando-se o ábaco Robertson et al. (1986).

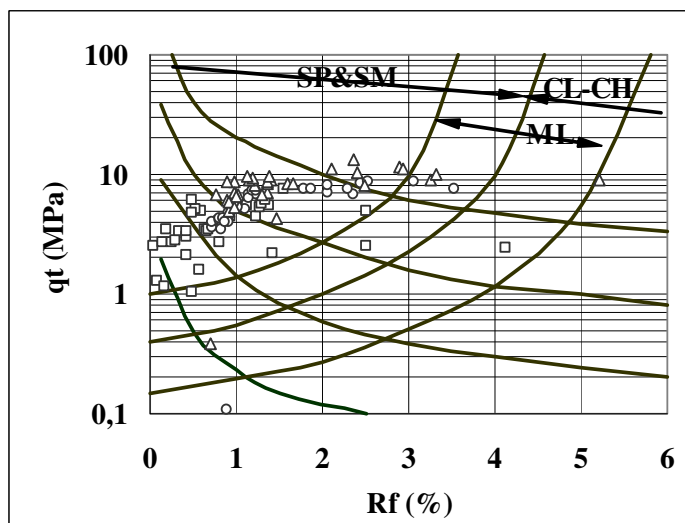


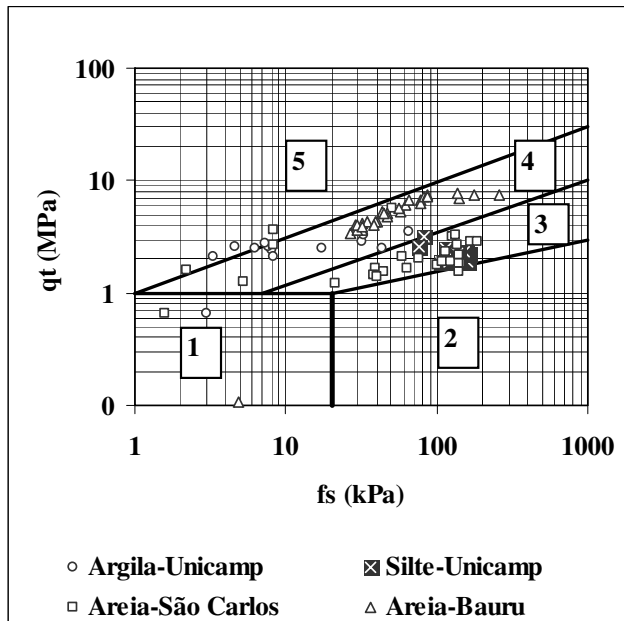
Figura 4.19. Classificação do solo arenoso na Unesp Bauru, resultados mínimos, médios e máximos de cone mecânico e elétrico usando o ábaco de Douglas e Oslen (1981).

O ábaco de **DOUGLAS** e **OSLEN** (1981), identifica o solo com característica meta-estável, o que corresponde com a realidade. Identifica também que o solo tem pouco conteúdo de finos.



#### 4.2.5. Resultados do uso do ábaco proposto por Eslami e Fellenius.

Adicionalmente foi avaliada a proposta de **ESLAMI e FELLENIUS (1997)** para classificar solos a partir de resultados de cone. Os resultados obtidos são apresentados na figura 4.20.



*Figura 4.20. Resultados do uso de ábaco de Eslami-Fellenius (1997), nos solos analisados nesta pesquisa.*

Pode-se observar na figura 4.20, que a proposta analisada não consegue classificar adequadamente os solos encontrados nos campos experimentais analisados. A argila porosa do Campo Experimental da Unicamp, identificada na legenda como argila Unicamp, é classificada como areia siltosa ou silte arenoso. As areias argilosas da USP-São Carlos, identificadas como areia São-Carlos, são classificadas como argila siltosa. A areia argilosa da Unesp-Bauru, identificada como areia Bauru, é classificada como areia siltosa ou silte arenoso. Só no caso do silte do Campo Experimental da Unicamp, a proposta funciona adequadamente.

#### 4.2.6. Comentários

Analisando-se os resultados gerais pode-se concluir que quando o material ensaiado é arenoso, com mais de 70 % deste material na composição, como é o caso da areia do Campo Experimental da Unesp Bauru, os ábacos de **ROBERTSON et al. (1986)** e **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, resultam adequados para a classificação do solo segundo a sua granulometria.

Quando o material é siltoso, argiloso ou até arenoso com conteúdos de argila superiores a 25 %, a classificação obtida utilizando-se o ábaco referenciado, não concorda com a classificação táctil-visual.

Observe-se que estes ábacos não conseguem classificar os solos analisados táctil-visualmente. Porém oferecem informações adicionais interessantes. O ábaco de **ROBERTSON et al. (1986)**, oferece informações da variação do índice de vazios e compacidade relativa ( $D_r$ ) concordantes com a realidade.

No caso do ábaco de **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, o mesmo identifica tipos de solos meta-estável, o que resulta extremamente importante para projetistas de fundações..

No caso da proposta de **ESLAMI e FELLENIUS (1997)**, funciona adequadamente para o caso de camada de silte do campo experimental da Unicamp. Nos outros tipos de solo não oferece resultados coerentes com a classificação táctil-visual. **MOTA (2003)**, conclui que este ábaco apresenta boa acurácia na classificação estratigráfica dos solos do Distrito Federal.

A partir destas análises, propõe-se o gráfico a seguir, como uma tentativa para a classificação destes tipos de solos a partir de resultados de cone elétrico. Na sua elaboração foram incluídos os resultados de cone elétrico executados nos três Campos Experimentais utilizados nesta pesquisa. Foram utilizados valores mínimos, médios e máximos de cone elétrico.

Analisando a distribuição dos valores plotados, foram definidas as áreas marcadas como 1, 2, 3 e 4 (vide figura 4.21).

Na figura 4.21 foram definidas as seguintes áreas:

Área 1: Argila porosa

Área 2: De areia argilosa a silte argiloso

Área 3: Areia argilosa

Área 4: Areia com conteúdos de finos  $\leq 15$  %.

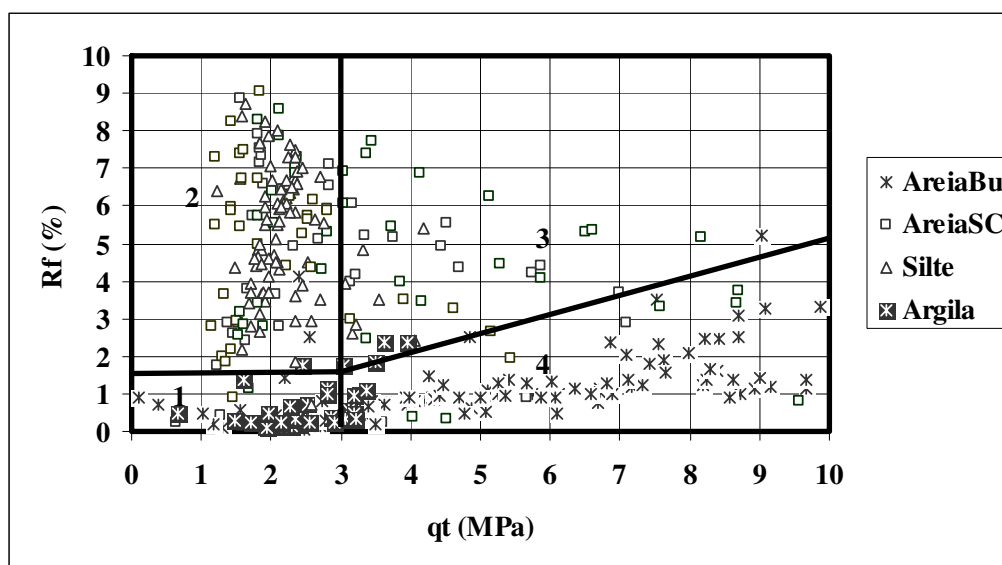


Figura 4.21. Proposta de ábaco de classificação de alguns solos tropicais.

O critério seguido para definir estas áreas foi que no mínimo, 80 % das medições segundo o tipo de solo permaneceram agrupadas em alguma das áreas indicadas na figura 4.21. Na área 1, agruparam-se 70 % das leituras de qt e Rf correspondentes à argila porosa do Campo Experimental da Unicamp. Embora a quantidade de valores dentro da área não foi de 80 %, aceitou-se como válida a distribuição. As áreas 2 e 4 agrupam os valores correspondentes a solos areno-argilosos, a silte argiloso e areias com pouco conteúdo de finos respectivamente, 90 e 82 % das medições.

A área 3 correspondente à areia argilosa, agrupou 31% dos valores correspondente a este tipo de solo, mas há 63 % dos valores deste tipo de solo que migrou para a área 2, e daí a decisão de que a área 2 fosse indicativa de e silte argiloso a areia argilosa.

A zona 3 foi mantida na proposta porque nenhum dos outros tipos de solos utilizados, caem nessa área, unicamente as areias argilosas do campo experimental da USP-São Carlos.

Este ábaco é uma tentativa de conseguir uma classificação de solos tropicais de acordo a sua textura. O fato de usar-se valores de qt e Rf obtidos de ensaios de cone elétricos em perfis de solos previamente identificado em laboratório, ajudou na idéia da proposta deste ábaco.

Como detalhe adicional, partindo-se dos dados de campo, o conhecimento da colapsividade dos solos estudados e a experiência da aplicação do ábaco de **DOUGLAS** e **OSLEN (1981)**, permite estabelecer uma zona de solo meta-estável compreendida entre  $q_t$  de 1 a 4 MPa, com  $R_f$  entre 0 e 2%.

Sabe-se que para pesquisas deste tipo, o ideal seria a realização de um número maior de ensaios para que análises com um maior número de dados, pudessem ser realizadas, devendo esta proposta deverá ser testada e enriquecida com outros resultados de cone elétrico para que possa ser usada como alternativa definitiva.

#### **4.3. Comparação de resultados de cone elétrico e mecânico.**

Os resultados de ensaios de cone mecânico e elétrico em cada campo experimental utilizado nesta pesquisa são apresentados na figuras 4.22 e 4.23.

Para verificar as diferenças entre resultados de resistência de ponta ( $q_t$ ) e atrito lateral utilizando-se cone mecânico com luva Begemann e cone elétrico, foi realizada a análise estatística metro a metro em cada Campo Experimental. O tratamento estatístico completo dos dados é apresentado nas tabelas 35, 36, 37, 38, 39 e 40.

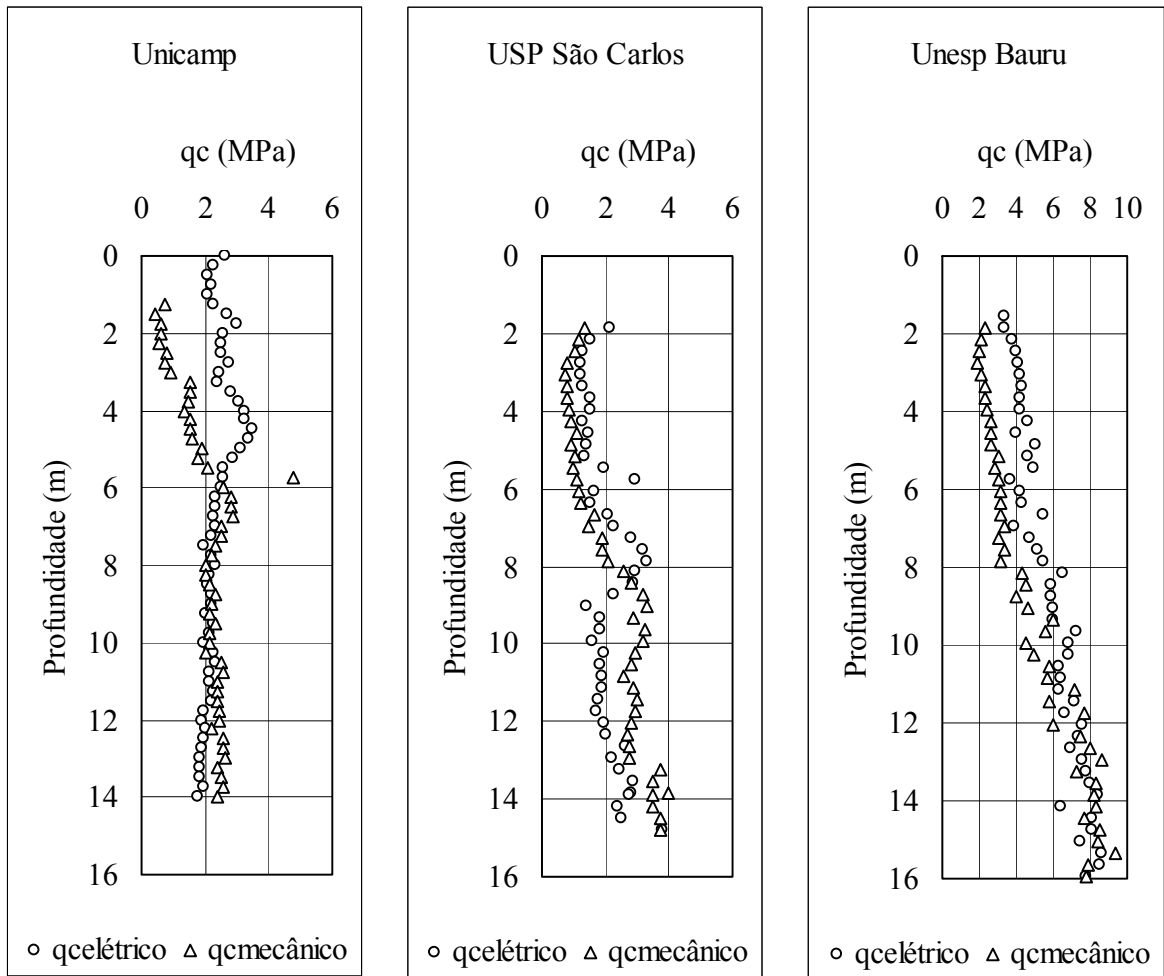


Figura 4.22. Comparação dos resultados de qc nos três campos experimentais.

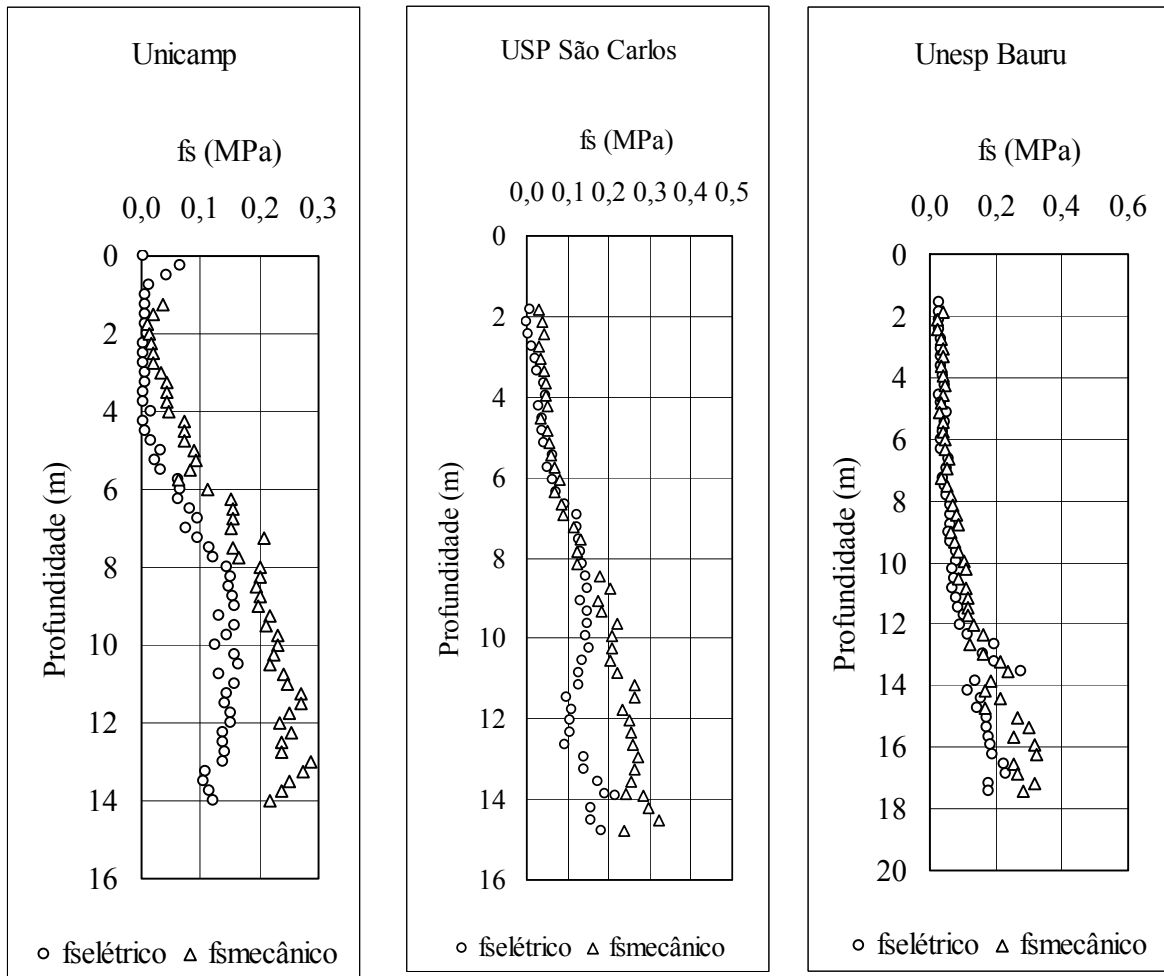


Figura 4.23. Comparação dos resultados de  $f_s$  nos três campos experimentais.

Tabela 35. Resultado do teste F Fisher no Campo Experimental da Unicamp.

Unicamp Teste F Fisher														
Prof (m)	Elétricos				Mecânico				F				Fcal>Ft	Fcal>Ft
	Média		Variância		Média		Variância		calculada	calculada	tab	tab	qc	fs
	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs		
1	2,43	0,008	0,012	4E-05	0,75	0,035	0,005	0,0004	2,400	0,100	199,5	18,51	n	n
2	2,11	0,008	0,097	4E-05	0,6	0,014	0,08	0,00003	1,213	1,333	199,5	18,51	n	n
3	2,72	0,0057	0,563	2E-05	0,9	0,032	1E-05	0,002	56300	0,010	199,5	18,51	s	n
4	2,52	0,017	0,01	0,0001	1,35	0,046	0,005	0,00022	2,000	0,455	199,5	18,51	n	n
5	2,81	0,039	0,268	0,0002	1,9	0,088	0,18	0,00065	1,489	0,277	199,5	18,5	n	n
6	3,48	0,065	0,032	0,0017	2,55	0,114	0,41	0,00036	12,813	4,722	18,51	199,5	n	n
7	2,35	0,076	0,12	0,0008	2,5	0,15	0,02	0,003	6,000	0,267	199,5	18,51	n	n
8	2,27	0,144	0,125	0,0004	2	0,2	0	0,0006	0,000	0,600	199,5	18,51	n	n
9	1,92	0,158	0,006	0,0002	2,2	0,2	0,02	0,0015	3,333	0,120	18,51	18,51	n	n
10	2,13	0,126	0,169	0,0014	2,15	0,23	0,125	0,004	1,352	0,350	199,5	18,51	n	n
11	2,35	0,157	0,004	0,0003	2,4	0,25	0,32	0,0004	0,013	0,800	18,51	18,51	n	n
12	2,33	0,15	0,015	0,0004	2,45	0,23	0,41	0,0009	0,037	0,422	18,51	18,51	n	n
13	2,22	0,14	0,015	0,0003	2,65	0,29	0,045	0,0012	0,333	0,258	18,51	18,51	n	n
14	1,92	0,12	0,024	0,001	2,4	0,22	1E-05	0,0001	2400	9,800	199,5	199,5	s	n

Valores de qc e fs em MPa.

Tabela 36. Resultado do teste *t* Student no Campo Experimental da Unicamp.

Unicamp Teste t Student																
Prof (m)	Elétricos				Mecânico				qt				fs			
	Média		Variância		Média		Variância		Sp	tcalc	Ttab (95%)	Dif	Sp	tcalc	Ttab (95%)	Dif
	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs								
1	2,43	0,008	0,012	4E-05	0,75	0,035	0,005	0,0004	0,010	18,76	3,182	s	0,00016	2,343	3,182	n
2	2,11	0,008	0,097	4E-05	0,6	0,014	0,08	0,00003	0,091	5,48	3,182	s	3,67E-05	1,0876		n
3	2,72	0,0057	0,563	2E-05	0,9	0,032	0,0001	0,002	0,375	4,20	4,3	n	0,00068	1,107		n
4	2,52	0,017	0,01	0,0001	1,35	0,046	0,005	0,00022	0,008	14,07	3,182	s	0,00014	2,6903		n
5	2,81	0,039	0,268	0,0002	1,9	0,088	0,18	0,00065	0,239	2,04	3,182	n	0,000337	2,9313		n
6	3,48	0,065	0,032	0,0017	2,55	0,114	0,41	0,00036	0,158	2,57	3,182	n	0,001253	1,5192		n
7	2,35	0,076	0,12	0,0008	2,5	0,15	0,02	0,003	0,087	0,56	3,182	n	0,001533	2,0743		n
8	2,27	0,144	0,125	0,0004	2	0,2	0	0,0006	0,083	1,03	3,182	n	0,00044	2,9304		n
9	1,92	0,158	0,006	0,0002	2,2	0,2	0,02	0,0015	0,011	2,98	3,182	n	0,00062	1,8515		n
10	2,13	0,126	0,169	0,0014	2,15	0,23	0,125	0,004	0,154	0,06	3,182	n	0,002267	2,3977		n
11	2,35	0,157	0,004	0,0003	2,4	0,25	0,32	0,0004	0,109	0,17	3,182	n	0,000347	5,4826		s
12	2,33	0,15	0,015	0,0004	2,45	0,23	0,41	0,0009	0,147	0,34	3,182	n	0,000553	3,733		s
13	2,22	0,14	0,015	0,0003	2,65	0,29	0,045	0,0012	0,025	2,99	3,182	n	0,000607	6,6846		s
14	1,92	0,12	0,024	0,001	2,4	0,22	0,0001	0,0001	0,016	5,35	4,3	s	0,000687	4,1888		s

Valores de qc e fs em MPa.



Tabela 37. Resultado do teste F Fisher no Campo Experimental da USP-São Carlos.

Prof (m)	Elétricos				Mecânico				F			Diferença	Diferença
	Média		Variância		Média		Variância		calculada	calculada	tab	qc	fs
	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs			
1,85	2,13	0,0076	0,54	0,00002	1,32	0,03	0,39	0,0001	1,38	6	6,39	n	n
2	1,58	0,0022	0,46	0,00001	1,18	0,036	0,31	0,0001	1,48	13		n	s
3	1,23	0,02	0,06	0,0003	0,72	0,03	0,06	0,0003	1	1		n	n
4	1,53	0,044	0,033	0,0002	0,84	0,046	0,038	0,0004	1,15	2		n	n
5	1,39	0,04	0,04	0,00003	1,06	0,06	0,053	0,0003	1,33	10,67		n	s
6	1,67	0,06	0,019	0,0006	1,16	0,08	0,008	0,0009	2,38	1,5		n	n
7	2,33	0,12	0,135	0,0005	1,44	0,09	0,13	0,0009	1,04	1,86		n	n
8	3,22	0,13	0,9	0,0001	2,58	0,12	0,15	0,0017	6,00	17		n	s
9	1,83	0,13	0,262	0,0015	3,3	0,17	1,99	0,0099	7,60	6,6		s	s
10	1,57	0,14	0,11	0,00011	3,16	0,21	0,19	0,0022	1,73	20		n	s
11	1,84	0,14	0,07	0,0007	2,88	0,26	0,17	0,0003	2,43	2,33		n	n
12	1,89	0,11	0,04	0,0003	2,84	0,25	0,49	0,0009	12,25	3		s	n
13	2,17	0,14	0,58	0,005	2,76	0,27	0,09	0,0022	6,44	2,27		s	n
14	2,84	0,19	0,14	0,0023	3,52	0,28	0,21	0,0012	1,5	1,92		n	n
15	3,35	0,18	2,03	0,002	3,76	0,24	0,39	0,013	5,21	6,5		n	s

Valores de qc e fs em MPa.

Tabela 38. Resultado do teste *t* Student no Campo Experimental da USP-São Carlos.

USP-São Carlos teste t student																
Prof (m)	Elétricos				Mecânico				qt				fs			
	Média		Variância		Média		Variância		Sp	tcalc	Ttab (95%)	Dif	Sp	tcalc	Ttab (95%)	Dif
	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs								
1,85	2,13	0,0076	0,54	0,00002	1,32	0,03	0,39	0,0001	0,47	1,88	2,31	n	7E-05	4,23	2,31	s
2	1,58	0,0022	0,46	0,00001	1,18	0,036	0,31	0,0001	0,39	1,02	2,31	n	7E-05	6,39	2,57	s
3	1,23	0,02	0,06	0,0003	0,72	0,03	0,06	0,0003	0,06	3,29	2,31	s	0,0003	0,91	2,31	n
4	1,53	0,044	0,033	0,0002	0,84	0,046	0,038	0,0004	0,04	5,79	2,31	s	0,0003	0,18	2,31	n
5	1,39	0,04	0,04	0,00003	1,06	0,06	0,053	0,0003	0,05	2,42	2,31	s	0,0002	2,39	2,57	n
6	1,67	0,06	0,019	0,0006	1,16	0,08	0,008	0,0009	0,01	6,94	2,31	s	0,0008	1,15	2,31	n
7	2,33	0,12	0,135	0,0005	1,44	0,09	0,13	0,0009	0,13	3,87	2,31	s	0,0007	1,77	2,31	n
8	3,22	0,13	0,9	0,0001	2,58	0,12	0,15	0,0017	0,53	1,40	2,31	n	0,0009	0,53	2,57	n
9	1,83	0,13	0,262	0,0015	3,3	0,17	1,99	0,0099	1,13	2,19	2,45	n	0,0057	0,84	2,45	n
10	1,57	0,14	0,11	0,00011	3,16	0,21	0,19	0,0022	0,15	6,49	2,31	s	0,0012	3,26	2,57	s
11	1,84	0,14	0,07	0,0007	2,88	0,26	0,17	0,0003	0,12	4,75	2,31	s	0,0005	8,49	2,31	s
12	1,89	0,11	0,04	0,0003	2,84	0,25	0,49	0,0009	0,27	2,92	2,57	s	0,0006	9,04	2,31	s
13	2,17	0,14	0,58	0,005	2,76	0,27	0,09	0,0022	0,34	1,61	2,45	n	0,0036	3,43	2,31	s
14	2,84	0,19	0,14	0,0023	3,52	0,28	0,21	0,0012	0,18	2,57	2,31	s	0,0018	3,40	2,26	s
15	3,35	0,18	2,03	0,002	3,76	0,24	0,39	0,013	1,21	0,59	2,31	n	0,0075	1,10	2,31	n

Valores de qc e fs em MPa.

Tabela 39. Resultado do teste F Fisher no Campo Experimental da Unesp Bauru.

Prof (m)	UNESP-Bauru. Teste F Fisher												Fcal>Ft qc	Fcal>Ft fs
	Elétricos				Mecânico				F	F	F	F		
	Média		Variância		Média		Variância		calculada	calculada	tab	tab		
	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs		
1,5	4,18	0,032	2,61	0,00057	2,27	0,04	1,01	0,00026	2,6	2,19	19,25	19,25	n	n
2	3,62	0,03	0,88	0,00072	2	0,023	1,12	0,00007	1,3	10,29	6,94	19,25	n	n
3	4,06	0,03	2,83	0,00061	2,27	0,037	0,49	0,00007	5,8	8,71	19,25	19,25	n	n
4	4,34	0,04	8,33	0,0015	2,6	0,05	0,64	0,00046	13,0	3,26	19,25	19,25	n	n
5	5,08	0,05	7,35	0,0011	2,8	0,042	0,64	0,0002	11,5	5,50	19,25	6,94	n	n
6	4,33	0,04	1,72	0,00041	3,2	0,05	1,12	0,00007	1,5	5,86	19,25	19,25	n	n
7	3,99	0,04	2,05	0,0004	3	0,032	0,28	0,00007	7,3	5,71	19,25	19,25	n	n
8	5,25	0,06	3,5	0,0007	4,5	0,08	0,37	0,00046	9,5	1,52	19,25	19,25	n	n
9	5,73	0,05	6,32	0,0015	6	0,075	0,16	0,0011	39,5	1,36	19,25	19,25	s	n
10	6,82	0,08	2,07	0,0012	4,93	0,11	0,69	0,00007	3	17,14	19,25	19,25	n	n
11	7,18	0,083	2,47	0,0014	5,8	0,12	2,68	0,00046	0,92	3,04	19,25	6,94	n	n
12	7,09	0,087	0,61	0,0013	7,47	0,16	0,21	0,0012	2,90	0,92	19,25	6,94	n	n
13	7,53	0,18	2,01	0,01	7,27	0,21	4,01	0,0018	2,00	5,56	6,94	19,25	n	n
14	7,62	0,137	15,04	0,004	7,7	0,22	1,65	0,0042	9,12	0,95	19,25	19,25	n	n

Valores de qc e fs em MPa.

Tabela 40. Resultado do teste t Student no Campo Experimental da Unesp Bauru.

UNESP Bauru. Teste t student																
Prof (m)	Elétricos				Mecânico											
	Média		Variância		Média		Variância		Sp	tcalc	Ttab (95%)	Dif	Sp	tcalc	Ttab (95%)	Dif
	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc	fs	qc				fs			
1,5	4,18	0,032	2,61	0,0006	2,27	0,04	1,01	0,00026	2,077	1,8206	2,44	n	0,00047	0,51	2,44	n
2	3,62	0,03	0,88	0,0007	2	0,023	1,12	0,00007	0,960	2,2711	2,44	n	0,00050	0,43	2,44	n
3	4,06	0,03	2,83	0,0006	2,27	0,037	0,49	0,00007	2,050	1,7173	2,44	n	0,00043	0,46	2,44	n
4	4,34	0,04	8,33	0,0015	2,6	0,05	0,64	0,00046	5,767	0,9953	2,44	n	0,00115	0,40	2,44	n
5	5,08	0,05	7,35	0,0011	2,8	0,042	0,64	0,0002	5,113	1,3850	2,44	n	0,00080	1,26	2,45	n
6	4,33	0,04	1,72	0,0004	3,2	0,05	1,12	0,00007	1,520	1,2590	2,44	n	0,00030	0,80	2,44	n
7	3,99	0,04	2,05	0,0004	3	0,032	0,28	0,00007	1,460	1,1254	2,44	n	0,00029	0,65	2,44	n
8	5,25	0,06	3,5	0,0007	4,5	0,08	0,37	0,00046	2,457	0,6573	2,44	n	0,00062	1,10	2,44	n
9	5,73	0,05	6,32	0,0015	6	0,075	0,16	0,0011	4,267	0,2400	2,77	n	0,00137	0,93	2,44	n
10	6,82	0,08	2,07	0,0012	4,93	0,11	0,69	0,00007	1,610	2,0460	2,44	n	0,00082	1,44	2,44	n
11	7,18	0,083	2,47	0,0014	5,8	0,12	2,68	0,00046	2,540	1,1894	2,44	n	0,00109	1,69	2,57	n
12	7,09	0,087	0,61	0,0013	7,47	0,16	0,21	0,0012	0,477	0,7560	2,44	n	0,00127	2,82	2,44	s
13	7,53	0,18	2,01	0,01	7,27	0,21	4,01	0,0018	2,677	0,2183	2,44	n	0,00727	0,48	2,44	n
14	7,62	0,137	15,04	0,004	7,7	0,22	1,65	0,0042	10,577	0,0338	2,44	n	0,00407	1,79	2,44	n

Valores de qc e fs em MPa.

Os resultados obtidos da aplicação do teste “t” de Student aos dados analisados indica nos casos identificados com diferença “Sim” nas tabelas 36, 38 e 40, que há diferenças significativas entre as leituras de qt ou fs de cone mecânico e elétrico para o 95 % de probabilidade. Caso contrario, aceita-se a hipótese nula, ou seja não há evidência de diferenças significativas entre leituras de ambos tipos de cone.

A tabela 41 apresenta uma versão resumida dos resultados da aplicação do teste de hipótese “t” de Student nos três campos experimentais usados na pesquisa.

*Tabela 41. Resultados resumidos das análises estatísticas dos parâmetros qc e fs com cone elétrico e mecânico nos três campos experimentais estudados baseado no teste t de Student para o 95 % de probabilidade.*

Campo Experimental	Camada	Diferenças significativas?	
		qt	fs
Unicamp	Argila porosa	Sim*	Não
	Silte argiloso	Não	Sim*
USP-São Carlos	Areia argilosa	Sim*	Não*
	Areia argilosa	Sim*	Sim*
Unesp Bauru	Areia	Não	Não

*Não\* prevalece a resposta “não” no teste aplicado*

*Sim\* prevalece a resposta “sim” no teste aplicado.*

Apresenta-se na tabela 42 a relação numérica entre leituras de qc e fs. Os valores dos parâmetros apresentados por camada, correspondem à média calculada. A relação M/E corresponde como a razão entre leituras de cone mecânico com luva Begemann e as leituras de cone elétrico.

*Tabela 42. Relação numérica entre valores das leituras médias de qt e fs de cone mecânico com luva Begemann (M) e cone elétrico (E) utilizados nas análises estatística.*

Campo Experimental	Parâmetro	Profundidade (m)	Equipo	Média (MPa)	M/E
Unicamp	qt	1 - 6	Elétrico Mecânico	2,67 1,34	0,5
		6 - 14	Elétrico Mecânico	2,07 2,34	1,13
	fs	1 - 6	Elétrico Mecânico	0,02 0,05	2,5
		6 - 14	Elétrico Mecânico	0,13 0,22	1,69
USP-São Carlos	qt	1,85-6	Elétrico Mecânico	1,88 1,29	0,68
		6-15	Elétrico Mecânico	2,21 3,17	1,43
	fs	1,85-6	Elétrico Mecânico	0,05 0,06	1,2
		6-15	Elétrico Mecânico	0,14 0,24	1,71
Unesp-Bauru	qt	1,5-14	Elétrico Mecânico	5,75 5,22	0,91
	fs	1,5-14	Elétrico Mecânico	0,106 0,153	1,44

Dos resultados obtidos no caso da aplicação do teste “t” de Student aos dados, pode-se concluir o seguinte:

Relacionado com qt:

1. Na camada de argila porosa do Campo Experimental da Unicamp e nas duas camadas de areia argilosa do Campo Experimental da USP-São Carlos, encontrou-se diferenças significativas entre valores de qt de ambos cones para o nível de confiança de 95 %.

Este resultado parece concordar bem com os resultados de **ROL (1982)**, que partindo de seus estudos em areias holandesas encontrou que a resistência de ponta obtida com cone mecânico é igual a 0,85 vezes a resistência de ponta com cone elétrico.

**LUNNE, ROBERTSON e POWELL (1997)**, aceitam que em argilas a resistência de ponta obtida pelo cone mecânico é ligeiramente maior das obtidas com cone elétrico, mas

nos solos analisados a resposta é diferente, mostrando resultados contrários, ou seja, leituras de cone elétrico superiores às de cone mecânico.

2. Na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp, e no Campo Experimental da Unesp Bauru, não foi encontrada diferença significativa nos valores de qt com ambos tipos de cone para nível de confiança de 95 %. Estes resultados parecem indicar que as diferenças nas leituras de qt usando cone mecânico com luva Begemann e cone elétrico não são afetadas em materiais arenosos com menos de 15 % de finos e nos siltes argilo-arenoso.

Relacionado com fs:

1. Na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp e na segunda camada (solo residual) do Campo Experimental da USP-São Carlos, foram encontradas diferenças significativas entre os valores de fs de cone mecânico e elétrico. No caso da camada de argila porosa de Unicamp, e no perfil do Campo Experimental da Unesp Bauru, não foram encontradas diferenças significativas nos valores de fs utilizando-se cone mecânico e elétrico.

2. Na camada superior do Campo Experimental da USP São Carlos, predomina a resposta de não diferenças significativas entre leituras de cone mecânico e elétrico e portanto aceitou-se a hipótese de não diferenças entre esses valores.

3. Os resultados são indicativos de que em solos arenosos com menos de 15 % de finos e na argila porosa da Unicamp, o valor de fs não é influenciado pelo uso de um ou outro tipo de cone. No caso do silte e areia argilosa, as respostas podem ser afetadas significativamente.

Estes resultados estão de acordo com a tendência indicada na literatura nacional e internacional **GIACHETI (2001)** e **De RUTIER (1971)**, onde geralmente é aceito que há diferenças nas leituras de fs usando ambos tipos de cone.

#### 4.4. Variação de umidade com a profundidade

A variação da umidade com a profundidade em diferentes épocas do ano foi verificada no Campo Experimental da Unicamp para avaliar as mudanças neste importante parâmetro ao longo do ano. A avaliação das mudanças de umidade foram feitas até 6 m de profundidade.

Os registros de precipitações desde 1997 até 2003 são apresentados na figura 4.24.

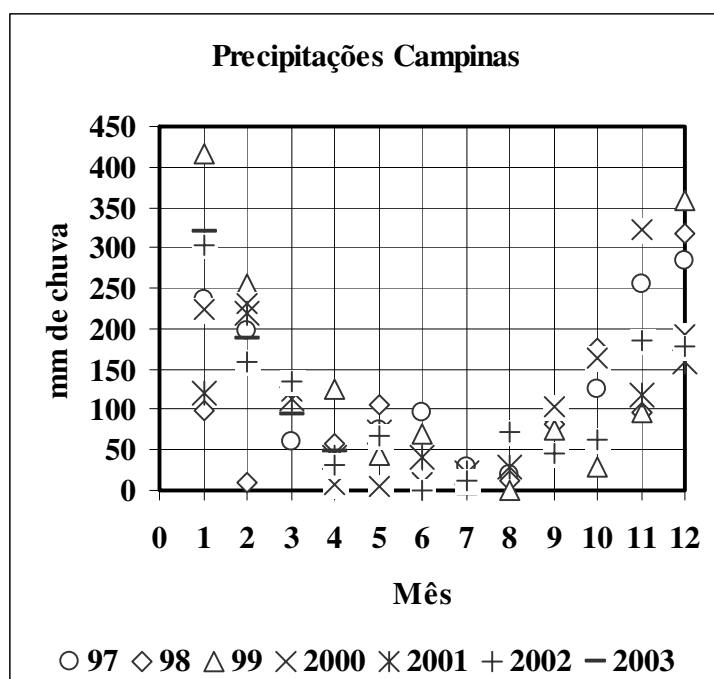


Figura 4.24. Regime de precipitações na cidade de Campinas desde 1997 até 2003.

Observe-se na figura 4.24 que dos meses de março a outubro, a média mensal de precipitações durante 6 anos não ultrapassa 150 mm/mês, sendo os mais críticos os meses de julho e agosto.

As amostras para a obtenção do teor de umidade foram obtidas usando o SPT metro a metro. Os resultados obtidos são apresentados na figura 4.25.

Observe-se na figura 4.25 que as mudanças no teor de umidade do perfil de solo até 6 m de profundidade não é muito grande, variando aproximadamente em 5%, o que parece indicar que esse parâmetro grandes mudanças no período do ano estudado.



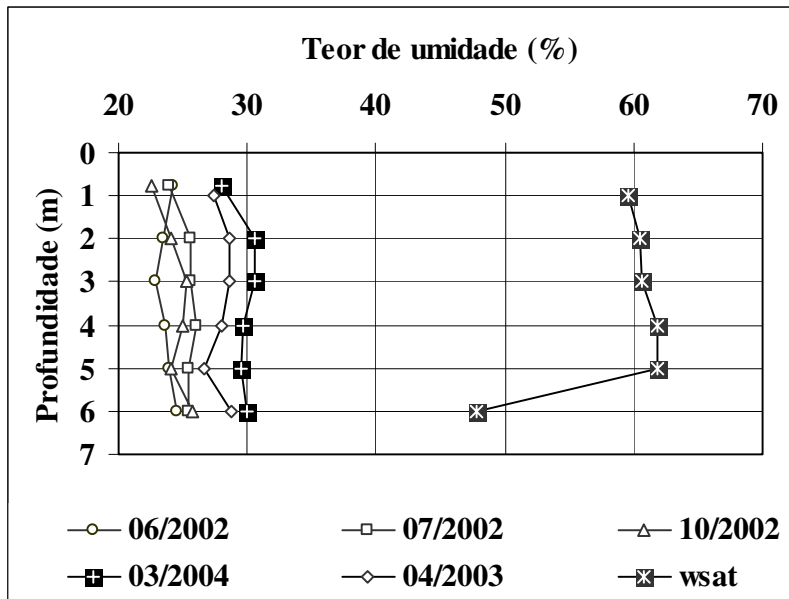


Figura 4.25. Variação da umidade ao longo do ano até 6 m de profundidade no Campo Experimental da Unicamp.

A figura 4.26 apresenta os valores do grau de saturação do perfil de solo para os conteúdos de umidade apresentados na figura 4.25. O valor foi obtido utilizando-se a relação  $\omega G_s = Se$ , aonde  $\omega$  é a umidade do solo,  $G_s$  é a peso específico relativo dos sólidos, e  $e$  é o índice de vazios e  $S$  é o grau de saturação.

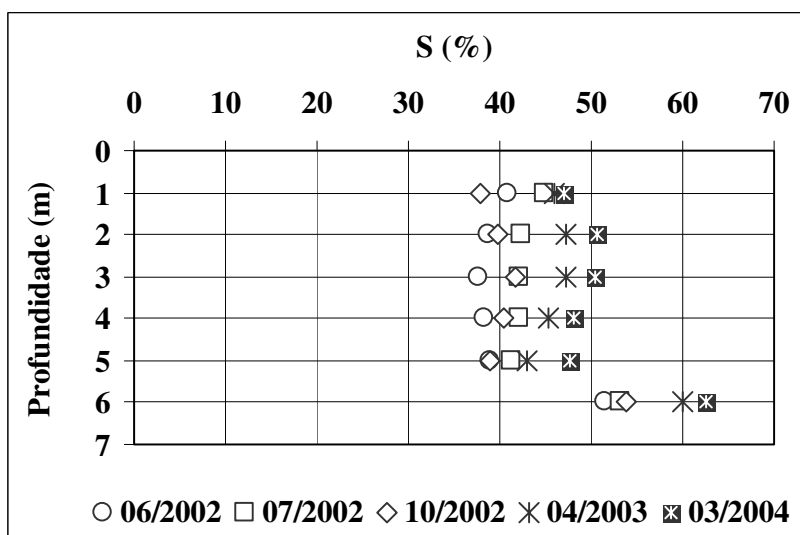


Figura 4.26. Variação do grau de saturação até 6 m de profundidade no Campo Experimental da Unicamp.

Os valores do índice de vazios e massa específica dos sólidos foram tomadas de **PEIXOTO (2001)**, para cada metros de profundidade analisado.

Note-se na figura 4.26 que a variação da saturação do solo nos períodos analisados ao longo do ano, até 6 m de profundidade, não sofre grandes alterações pois seus valores variam aproximadamente em 10 %. Os valores obtidos indicam a condição de não saturação permanente do perfil estudado.

#### **4.5. Estimativa de carga de ruptura utilizando resultados de cone de penetração estática**

Partindo-se dos resultados de provas de cargas lentas disponíveis nos três campos experimentais utilizados na pesquisa, executados em diferentes tipos de estacas, foram avaliados os métodos de Aoki e Velloso (1975), Philipponat (1978), De Ruiter e Beringen (1979), P. P. Velloso (1981) e Bustamente e Giasenelli (1982) na estimativa de capacidade de carga destas estacas. Adicionalmente é usado o método de Bustamente e Giasenelli (1998), desenvolvido especialmente para o projeto de estacas ômega a partir de resultados de cone elétrico e pressiômetro.

Os cálculos foram feitos utilizando-se os resultados de cone elétrico e cone mecânico com luva Begemann disponíveis para os três campos experimentais, para avaliar seu uso nos métodos escolhidos.

Aplicaram-se os métodos para todos os tipos de estacas, mesmo não sendo estes desenvolvidos para alguns tipos instaladas nos campos experimentais utilizados, para assim avaliar seu possível uso para tal fim.

Adotou-se as seguintes considerações:

- Método de Aoki-Velloso.

As cargas de ruptura das estacas hélice contínua, Strauss e raiz, foram calculadas usando-se os coeficientes propostos por **MONTEIRO, 2000**. As estacas apiloadas e ômega foram consideradas como estaca com deslocamento.

- Método de Philipponat.

As estacas hélice contínua foram consideradas como escavadas de pequeno diâmetro e as ômega como prensadas. As estacas raiz e Strauss foram consideradas como escavadas. As estacas apiloadas foram consideradas como deslocamento.

- Método de P.P. Velloso.

As estacas ômega e apiloadas foram consideradas como cravadas à compressão.

- Método de Bustamante e Giasenelli.

As estacas apiloadas foram consideradas como cravadas.

As estacas ômega foram calculadas utilizando-se a metodologia de **BUSTAMANTE e GIASANELLI (1998)**.

Apesar do cone mecânico com luva Begemann estar praticamente em desuso, seus resultados foram utilizados porque vários métodos foram desenvolvidos utilizando-se de seus resultados.

#### **4.5.1. Campo Experimental da Unicamp**

As diferenças observadas entre os valores reais e as estimativas de carga de ruptura para cada tipo de cone e cada tipo de estaca são apresentadas na tabela 43, como porcentagem a mais ou a menos do valor estimado médio com relação valor de carga de ruptura obtido na prova de carga lenta. Quando em um Campo Experimental houve mais de um tipo de estaca com as mesmas características, adotou-se o valor médio dos resultados obtidos nas provas de carga.

A tabela 43 indica que só o método de De Ruiter e Beringen é pouco afetado pelo uso de um tipo de cone ou outro. O método de Philipponat é ligeiramente afetado e os métodos de Aoki e Velloso, P.P.Velloso e Bustamante e Giasenelli são geralmente afetados. A causa destas diferenças pode estar nas diferenças já discutidas entre os valores de  $q_c$  e  $f_s$  obtidas por um tipo de cone ou outro.

A figura 4.27 apresenta graficamente as estimativas de carga de ruptura obtidas para cada tipo de estaca analisada no Campo Experimental da Unicamp. A tabela 44 apresenta os valores numéricos das estimativas de carga de ruptura utilizando todos os métodos escolhidos e todas as leituras de cone.

Tabela 43. Diferenças em % entre estimativas de capacidade de carga utilizando-se cone mecânico e elétrico com valores de provas de carga lenta no Campo Experimental da Unicamp.

Tipo de estaca	Cone mecânico					Cone elétrico				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Cravada	+15	+27	-33	+289	-33	-34	+56	-39	+121	-28
Escavada	-30	+5	-5	+76	+7	-55	+13	-12	+4	+43
H. Contínua	-34	-40	-41	+19	-29	-60	-26	-45	-30	-4
Ômega	-28	-65	-64	+43	-30	-54	-59	-66	-16	-15

1. Aoki – Velloso, 2. Philipponat, 3. De Ruiter e Beringen, 4. P.P. Velloso, 5. Bustamante e Giasenelli.

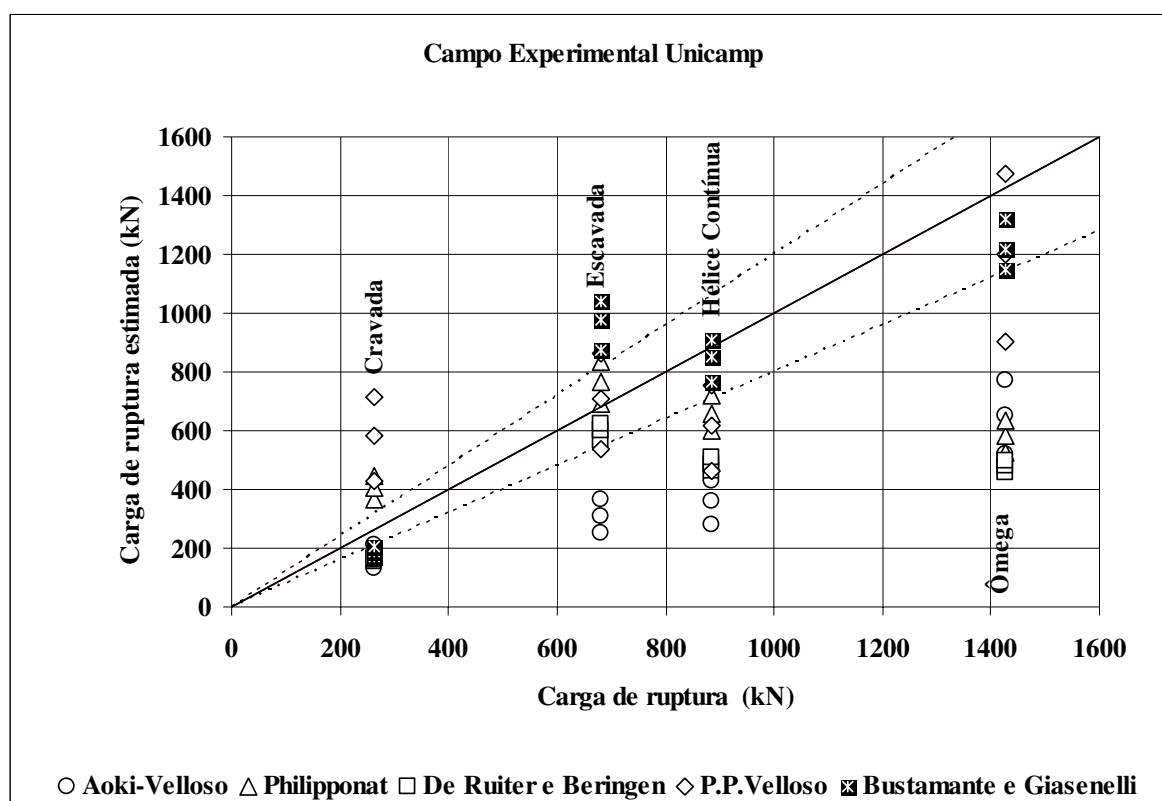


Figura 4.27. Resultados de estimativa de carga de ruptura em estacas usando resultados de ensaios de cone elétrico. Campo Experimental Unicamp.

Tabela 44. Resultados das estimativas de carga de ruptura. Campo Unicamp.

Método	Tipo de estaca	Carga de ruptura estimada						Desvio padrão elétricos	Prova de carga
		Cone mecânico			Cone elétrico				
		Min	Med	Max	Min	Med	Max		
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		
1	Cravada	267,24	300,7	335,16	129,83	172,1	211,06	41	262
	Escavada	417,12	475,14	534,6	250,1	308,75	363,1	57	681
	H.Cont	514,52	585,8	659,08	277,8	357,4	431,21	77	885
	Ômega	898,72	1023,6	1151,6	521,08	651,55	772,63	126	1428
2	Cravada	291,97	331,65	371,34	365,62	407,88	445,23	40	262
	Escavada	559,47	639,96	706,06	691,54	767,36	833,17	71	681
	H.Cont	478,05	547,01	602,2	597,45	654,84	721,6	62	885
	Ômega	425,08	486,25	536,63	526,02	583,8	634	54	1428
3	Cravada	168,35	175,92	183,51	154,27	159,15	163,58	5	262
	Escavada	602,95	647,2	691,57	568,3	600,15	624,54	28	681
	H.Cont	490,6	524,52	558,4	463,56	488,16	507,1	22	885
	Ômega	483,06	516,8	550,6	456,18	480,65	499,45	22	1428
4	Cravada	901,66	1020,4	1142,4	430,92	580,11	716,93	143	262
	Escavada	1052,2	1195,4	1340,9	534,9	707,32	865,7	165	681
	H.Cont	923,36	1049,3	1177,4	462,52	615,29	755,8	147	885
	Ômega	1795,9	2040,7	2289,8	902,83	1199,3	1471,9	285	1428
5	Cravada	131,9	150,24	169,1	169,94	188,9	205,56	18	262
	Escavada	648,16	727,56	806,24	876,46	974,49	1039,1	82	681
	H.Cont	560,45	627,99	565,11	764,54	851,03	907,88	72	885
	Ômega	845,7	1007,7	1156	1148	1219	1318	85	1428

1. Aoki – Velloso, 2. Philipponat, 3. De Ruiter e Beringen, 4. P.P. Velloso, 5. Bustamante e Giasenelli.

Admitindo-se uma desvio entre valores estimados (atrito lateral + ponta) e os obtidos nas provas de carga de  $\pm 20\%$ , (ESLAMI e FELLENIUS, 1997), pode-se verificar o seguinte:

1. Em estacas cravadas nenhum dos métodos oferece estimativas de carga de ruptura adequadas dentro do intervalo de variação aceito ( $\pm 20\%$ ).
2. Em estacas escavadas os métodos de Philipponat, De Ruiter e Beringen e P.P.Velloso, são os que oferecem os melhores resultados de estimativas de carga de ruptura.
3. Em estacas hélice contínua o método de Bustamante e Giasenelli oferece os melhores resultados de estimativa de carga de ruptura..
4. Em estacas ômega o método de Bustamante e Giasenelli (1998) oferece os melhores resultados. O método P.P. Velloso oferece resultados aceitáveis; porém a variabilidade das estimativas é grande, sendo que, a estimativa com valores mínimos permanece fora da faixa de erro considerada de  $\pm 20\%$ .
5. A variabilidade das estimativas de carga de ruptura considerando leituras mínimas e máximas para cada tipo de estaca analisada na pesquisa indica que, em termos de desvio padrão, independentemente do método utilizado o valor é aproximadamente igual. Porém no caso do método de P.P. Velloso, observam-se variabilidades consideráveis. A causa pode estar em que este método foi elaborado a partir de ensaios de cone executados na zona sul do Estado de Minas Gerais, que podem ter comportamento diferentes aos solo estudados nesta pesquisa.

#### **4.5.2. Campo Experimental da USP São Carlos**

As diferenças observadas entre os valores reais e as estimativas para cada tipo de cone e cada tipo de estaca são apresentadas na tabela 45, como porcentagem a mais ou a menos do valor estimado médio com relação valor de carga de ruptura obtido na prova de carga. Observe-se que todos os métodos analisados são afetados. A causa destas diferenças pode estar nas diferenças já discutidas entre os valores de  $q_c$  e  $f_s$  obtidas por um tipo de cone ou outro.

*Tabela 45. Diferenças em % entre estimativas de capacidade de carga utilizando-se cone mecânico e elétrico com valores de provas de carga lentas no Campo Experimental da USP-São Carlos.*

Tipo de estaca	Cone mecânico					Cone elétrico				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Escavadas 0,35 m	-29	-11	-20	+59	-26	-57	+4	-27	+7	-22
Escavadas 0,40 m	-30	-13	-18	+51	-27	-58	-1	-26	+1	-25
Escavadas 0,50 m	-34	-19	-14	+34	-36	-61	-10	-24	-11	-31
Raiz	-25	-59	-75	-12	-69	-50	-59	-77	-42	-29
Strauss	-41	-39	-44	+9	-50	-63	-32	-51	-27	-49
Apiloadada	-28	-17	-57	+134	-66	-55	+3	-60	+54	-66

*1. Aoki – Velloso, 2. Philipponat, 3. De Ruiter e Beringen, 4. P.P. Velloso, 5. Bustamante e Giasenelli.*

Os resultados obtidos nas estimativas de capacidade de carga de ruptura utilizando-se resultados de cone mecânico e elétrico nos métodos referenciados anteriormente, são apresentados na tabela 46. A figura 4.28 apresenta graficamente as estimativas de capacidade de carga de ruptura obtidas para cada tipo de estaca analisada no Campo Experimental da USP São Carlos.

*Tabela 46. Resultados das estimativas de carga de ruptura. Campo USP-São Carlos.*

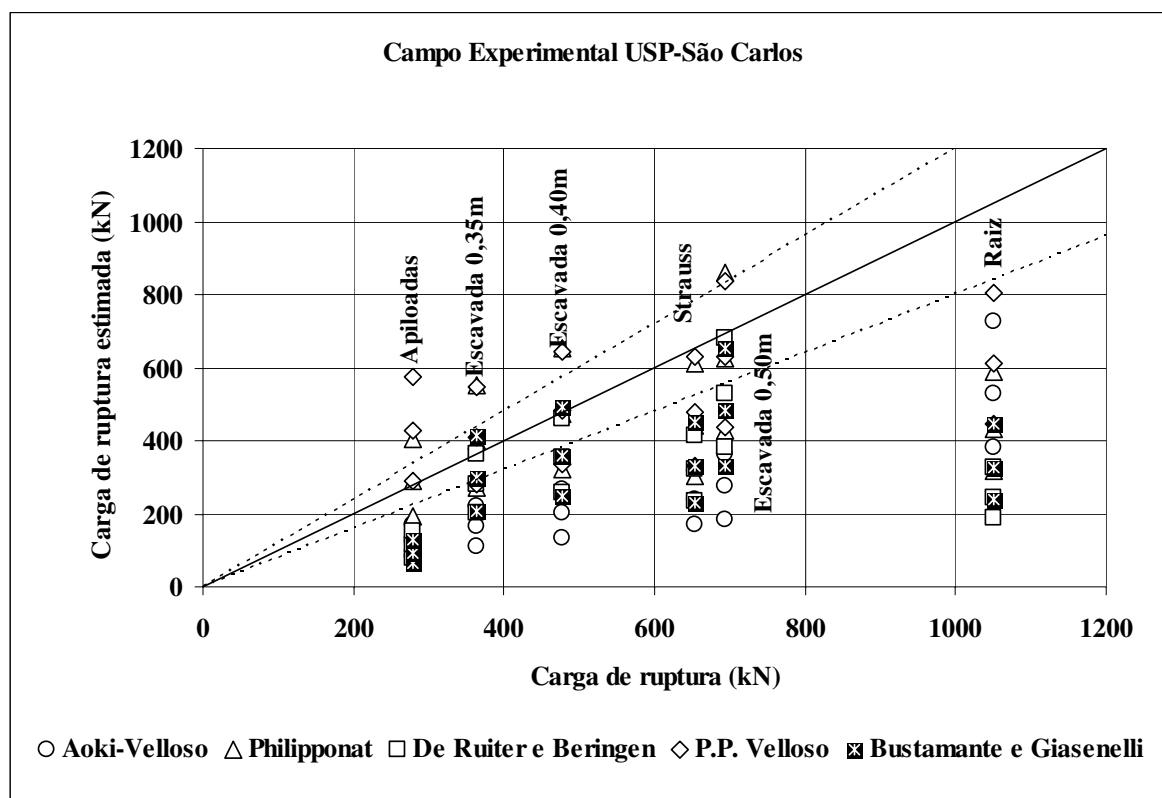
Método	Tipo de estaca	Carga de ruptura estimada						Desvio padrão elétricos	Prova de carga
		Cone mecânico			Cone elétrico				
		Min	Med	Max	Min	Med	Max		
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		
1	Escav (0,35)	170,77	273,44	394,2	110,26	165,67	220,4	55,1	384
	Escav (0,40)	206,75	331,52	481,85	133,02	200,1	265,8	66,4	477
	Escav (0,50)	284,45	457,35	675,5	181,71	273,9	362,8	90,5	694
	Raiz	545,6	786,4	976,2	382,53	528,54	726,4	172,6	1050
	Strauss	247,8	386,42	504,8	171,51	239,76	315,1	71,8	653
	Apiloadada	127,14	202,14	268,4	83,94	125,64	168,7	42,4	279

*Tabela 46 (Cont.). Resultados das estimativas de carga de ruptura. Campo USP-São Carlos.*

Método	Tipo de estaca	Carga de ruptura estimada						Desvio padrão elétricos	Prova de carga
		Cone mecânico			Cone elétrico				
		Min (kN)	Med (kN)	Max (kN)	Min (kN)	Med (kN)	Max (kN)	(kN)	(kN)
2	Escav (0,35)	241,27	343,31	461,26	271,11	400,33	550,9	140,0	384
	Escav (0,40)	290,89	413,09	555,57	322,42	473,19	652,8	165,4	477
	Escav (0,50)	396,87	561,28	756,45	427,68	625,87	859,1	216,0	694
	Raiz	323,98	427,72	546,46	315,39	432,39	5875	136,3	1050
	Strauss	284,03	401,39	534	303,56	443,38	611,1	154,0	653
	Apiloadada	157,24	231,69	315,32	193,61	287,96	405,1	106,0	279
3	Escav (0,35)	213,86	307,03	417,05	202,48	280,22	363,3	80,4	384
	Escav (0,40)	272,99	391,79	532,44	256,45	354,15	457,9	100,7	477
	Escav (0,50)	414,1	593,99	807,88	383,77	527,99	679,3	147,8	694
	Raiz	214,8	260,45	321,87	186,6	245,38	326,2	70,1	1050
	Strauss	270,35	365,61	420,3	235,32	321,75	413,9	89,3	653
	Apiloadada	81,92	120,01	173,51	77,24	112,87	150,2	36,5	279
4	Escav (0,35)	396,19	612,11	793,18	282,59	410,17	545,9	131,7	384
	Escav (0,40)	466,52	719,79	933,57	334,1	484,14	643,5	154,7	477
	Escav (0,50)	604,28	929,77	1208,2	436,31	630,16	835,5	199,7	694
	Raiz	636,67	921,54	1145,1	447,75	613,4	804	178,3	1050
	Strauss	468,68	712,43	914,04	330,68	476,26	631,3	150,3	653
	Apiloadada	417,3	651,6	852,3	289,99	428,6	574,9	142,5	279
5	Escav (0,35)	192,05	285,66	403,75	205,5	300,2	412,5	103,6	384
	Escav (0,40)	233,64	348	493,93	245,99	358,72	491,5	122,9	477
	Escav (0,50)	324,53	445,7	693,53	330,71	480,52	654,7	162,1	694
	Raiz	250,46	323,84	411,62	237,26	328,73	447,3	105,3	1050
	Strauss	226,08	328,6	445,4	229,35	331,79	451,8	111,4	653
	Apiloadada	62,89	94,03	134,5	63,33	94,08	129	32,9	279

1. Aoki – Velloso, 2. Philipponat, 3. De Ruiter e Beringen, 4. P.P. Velloso, 5. Bustamante e Giasenelli.





*Figura 4.28. Resultados de estimativa de carga de ruptura em estacas usando resultados de ensaios de cone elétrico. Campo Experimental USP-São Carlos.*

Admitindo-se uma desvio de  $\pm 20\%$  como já foi explicado anteriormente, pode-se verificar a seguinte:

1. Em estacas escavadas, independentemente do diâmetro, os métodos de Philipponat e P.P.Velloso oferecem resultados próximos aos reais quando os valores médios de leituras de cone são utilizados nas estimativas. Porém a variabilidade é alta e, portanto, alguns valores estimados não permanecem dentro do intervalo de erro aceito. Este detalhe deve ser considerado quando da utilização destas propostas.
2. Em estacas raiz e Strauss nenhum dos métodos oferece estimativas adequadas no intervalo aceito ( $\pm 20\%$ ).
3. Em estacas apiloadas, o método de Philipponat oferece resultados fora do intervalo de erro aceito.

### 4.5.3. Campo Experimental da Unesp Bauru

As diferenças observadas entre os valores reais e as estimativas para cada tipo de cone e cada tipo de estaca são apresentadas na tabela 47, como porcentagem a mais ou a menos do valor estimado médio, com relação valor de carga de ruptura obtido na prova de carga. Observe-se que todos os métodos analisados são afetados. A causa destas diferenças pode estar nas diferenças já discutidas entre os valores de  $q_c$  e  $f_s$  obtidas por um tipo de cone ou outro.

*Tabela 47. Diferenças em % entre estimativas de capacidade de carga utilizando-se cone mecânico e elétrico com valores de provas de carga rápida no Campo Experimental da Unesp Bauru.*

	Cone mecânico					Cone elétrico				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Apiloadada 4m	+9	+109	+68	+198	+32	+14	+134	+144	+186	+65
Apiloadada 7m	+5	+82	+76	+170	+29	-44	+59	+36	+73	+1
Apiloadada 10m	+28	+109	+81	+252	+39	-27	+71	+31	+102	+3

*1. Aoki – Velloso, 2. Philipponat, 3. De Ruiter e Beringen, 4. P.P. Velloso, 5. Bustamante e Giasenelli.*

Os resultados obtidos nas estimativas de carga de ruptura utilizando-se resultados de cone mecânico e elétrico usando os métodos referenciados são apresentados na tabela 48. A figura 4.29 apresenta graficamente as estimativas de carga de ruptura obtidas para cada tipo de estaca analisada no Campo Experimental da Unesp Bauru.

Tabela 48. Resultados das estimativas de carga de ruptura. Campo Unesp Bauru.

Método	Tipo de estaca	Carga de ruptura estimada						Desvio padrão elétricos	Prova de carga
		Cone mecânico			Cone elétrico				
		Min	Med	Max	Min	Med	Max		
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		
1	Apil 4m	49,69	108,63	167,59	33,48	113,81	217	92,0	100
	Apil 7m	120,94	243,3	348,2	72,44	151,8	257,9	93,1	231
	Apil 10m	229,13	431,6	656,4	125,6	245,5	368,6	121,5	337
2	Apil 4m	112,74	208,63	313,5	111,61	233,75	399,4	144,4	100
	Apil 7m	230,03	420,4	608,3	199,51	367,8	585,2	193,4	231
	Apil 10m	417	706	1015,9	330,2	575,8	868,8	269,6	337
3	Apil 4m	90,92	168,2	260,3	107,7	244	431,6	162,6	100
	Apil 7m	234,2	405,73	575,6	179	313,78	486,2	154,0	231
	Apil 10m	359,56	610,58	872,2	286,2	441,91	613,58	163,8	337
4	Apil 4m	141,9	298	455,7	104,6	286,4	515,5	205,9	100
	Apil 7m	320,5	623,8	913	174,7	400,1	677	251,6	231
	Apil 10m	599	1185,3	1806	324,81	681,72	1065	370,2	337
5	Apil 4m	66,84	132,21	200,1	63,92	165,28	300,5	118,7	100
	Apil 7m	154,94	297,47	419,5	131,53	232,53	376,8	123,3	231
	Apil 10m	278,1	467,19	677,7	210,23	346,1	496,1	143,0	337

1. Aoki – Velloso, 2. Philipponat, 3. De Ruiter e Beringen, 4. P.P. Velloso, 5. Bustamante e Giasenelli.

Apil: Estaca apiloada.

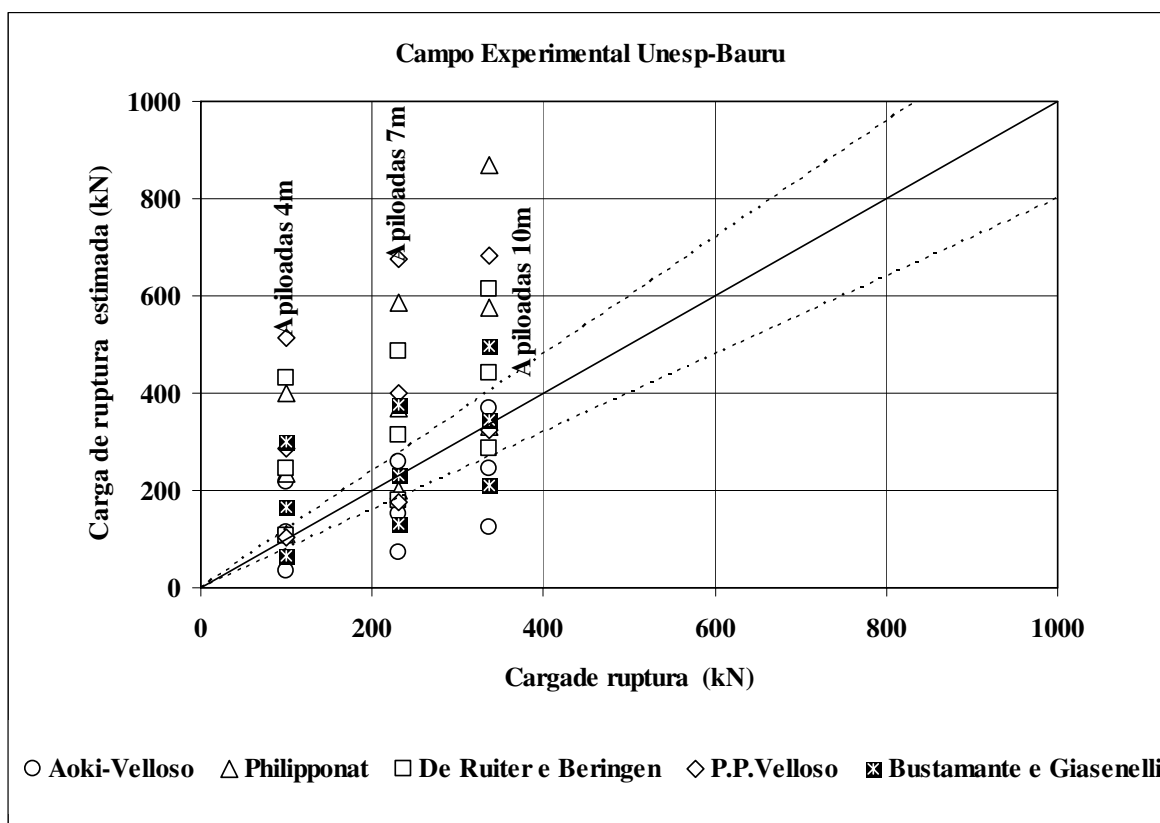


Figura 4.29. Resultados de estimativa de carga de ruptura em estacas usando resultados de ensaios de cone elétrico. Campo Experimental Unesp Bauru.

Admitindo-se uma desvio de  $\pm 20\%$  como já foi explicado anteriormente, pode-se verificar a seguinte:

1. Em estacas apiloadas de 4 m de comprimento nenhum dos métodos oferece resultados com variabilidade dentro do intervalo considerado.
2. Em estacas apiloadas de 7 e 10 m de comprimento o método de Bustamante e Giasenelli oferece resultados próximos aos de provas de carga quando são utilizados valores de leituras de cone médios. Observe-se que a variabilidade permanece ligeiramente fora da faixa de erro considerada, aspecto que deve ser considerado em projetos com este método e tipo de estaca.

#### 4.5.4. Comentários

Partindo-se da análise dos resultados obtidos nos três campos experimentais estudados e as estacas analisadas, pode-se dizer que:

1. Quando o método de Philipponat é utilizado na estimativa de carga de ruptura nas estacas instaladas nos perfis de solos escolhidos nesta pesquisa, oferece resultados próximos aos obtidos na provas de carga nas estacas escavadas, independentemente de seu diâmetro e comprimento, e nas estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro. O desvio padrão pode variar de 70 a 210 kN em estacas escavadas, e no caso da apiloada de 20 cm de diâmetro é de 154 kN.

2. Quando o método de De Ruiter e Beringen é utilizado na estimativa de carga de ruptura das estacas instaladas nos perfis de solos escolhidos nesta pesquisa, oferece resultados favoráveis nas estacas escavadas do Campo Experimental da Unicamp. O desvio padrão é de 28 kN.

3. Quando o método de P.P. Velloso é usado na estimativa de capacidade de carga de estacas instaladas nos perfis de solos escolhidos, oferece resultados adequados para as estacas escavadas independentemente de seu diâmetro e comprimento. O desvio padrão pode variar de 130 a 200kN. No caso das estacas ômega o método pode oferecer resultados próximos as provas de carga, mas a variabilidade é grande, encontrando-se desvios padrão de ate 285 kN.

4. Quando o método de Bustamante e Giasenelli é utilizado na estimativa de carga de ruptura em estacas instaladas nos perfis de solos escolhidos, oferece bons resultados nas estacas hélice contínua, ômega e apiloadas (de 25 cm de diâmetro e comprimento de 7 e 10m). A variabilidade no caso das estacas hélice contínua foi de 72 kN, nas ômega de 85 kN e nas apiloadas entre 125 e 145 kN.

5. Nenhum dos métodos incluídos na pesquisa oferece valores de estimativa de capacidade de carga adequadas nos casos das estacas cravadas, Strauss e raiz para as dimensões indicadas e perfis de solos encontrados nos campos experimentais utilizados na pesquisa. Mesmo quando um método oferece valores de estimativas próximo aos resultados de provas de carga para um tipo de estaca utilizando-se valores médios de leituras de cone, não oferece os mesmos resultados para outros tipos, indicando que não pode ser generalizado.

Apresenta-se a seguir os métodos que oferecem os melhores resultados de estimativa de carga de ruptura para algumas das estaca analisadas.

Tipo de estaca	Método de estimativa mais apropriado
Escavadas	Philipponat, P.P. Velloso
Hélice contínua	Bustamante e Giasenelli
Ômega	Bustamante e Gisenelli
Apiloadas	Diâmetro = 0,2 m L = 9m Philipponat
	Diâmetro = 0,25 m, L $\geq$ 7m Bustamante e Giasenelli

#### 4.6. Análise da relação $q_t$ e $f_s$ de cone elétrico com a resistência de ponta e atrito lateral obtido de estacas instrumentadas.

A situação discutida no item anterior é indicativa de que nenhum dos métodos de estimativa de carga de ruptura de estacas utilizados na pesquisa pode ser generalizado para todas elas porque os resultados caem fora da margem de erro aceitável entre valores estimados e valores medidos.

Talvez a maior dificuldade esteja nos coeficientes de atrito lateral e ponta propostos, que poderiam não ser adequados para os tipos de solos presentes no perfil dos campos analisados.

Partindo-se desta situação e baseando-se na disponibilidade de leituras de  $q_t$  e  $f_s$  de cone elétrico nos três campos experimentais utilizados na pesquisa e dos valores de leituras de carga de ruptura na ponta e por atrito lateral das estacas instrumentadas, decidiu-se analisar a relação entre estes valores para os perfis de solos e tipos de estacas utilizados no trabalho. Os valores de carga de ruptura de ponta e atrito lateral das estacas foram tomadas de **ALBUQUERQUE (2001)** e **PEIXOTO (2001)**.

Apresenta-se a seguir os valores utilizados nas análises (vide figuras 4.30, 4.31 e 4.32).

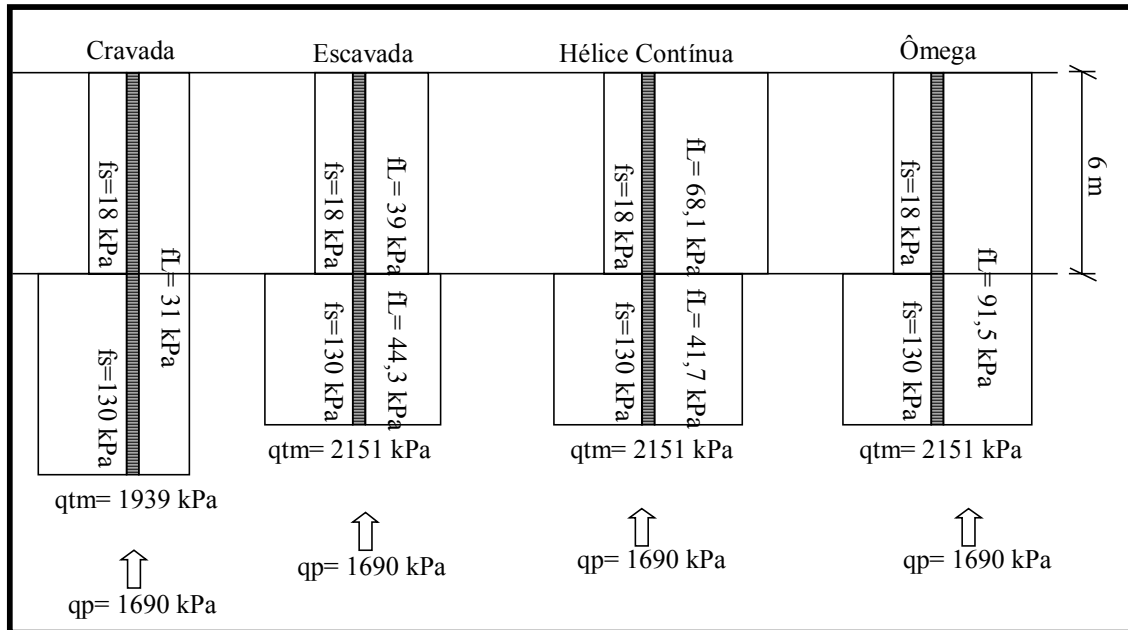


Figura 4.30. Valores correlacionados. Campo Experimental Unicamp.

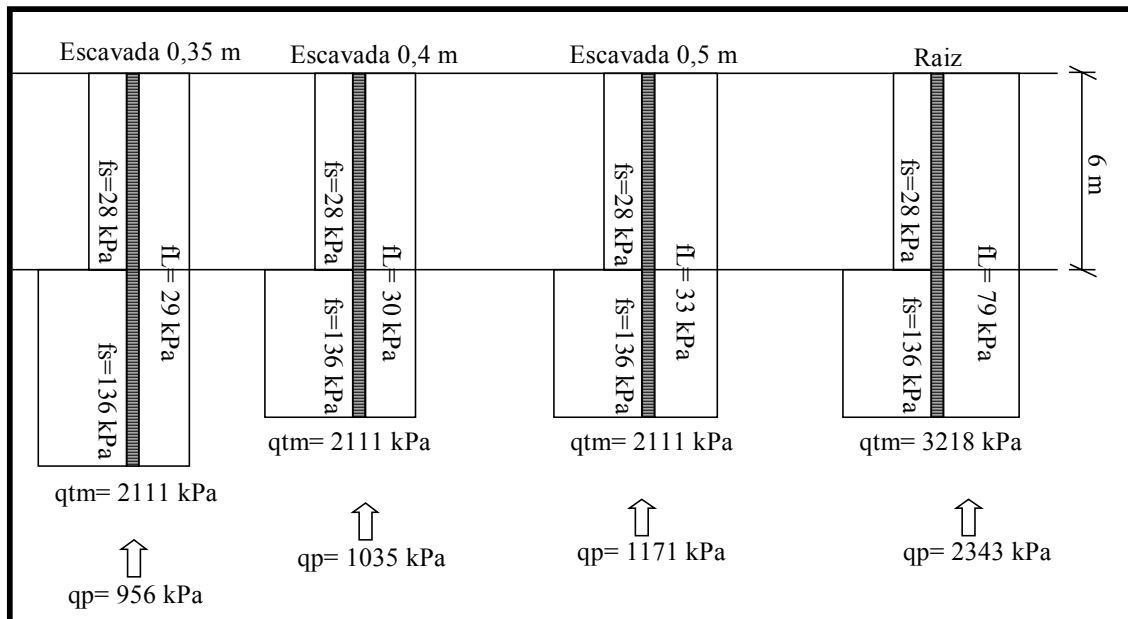


Figura 4.31. Valores correlacionados. Campo Experimental USP-São Carlos.

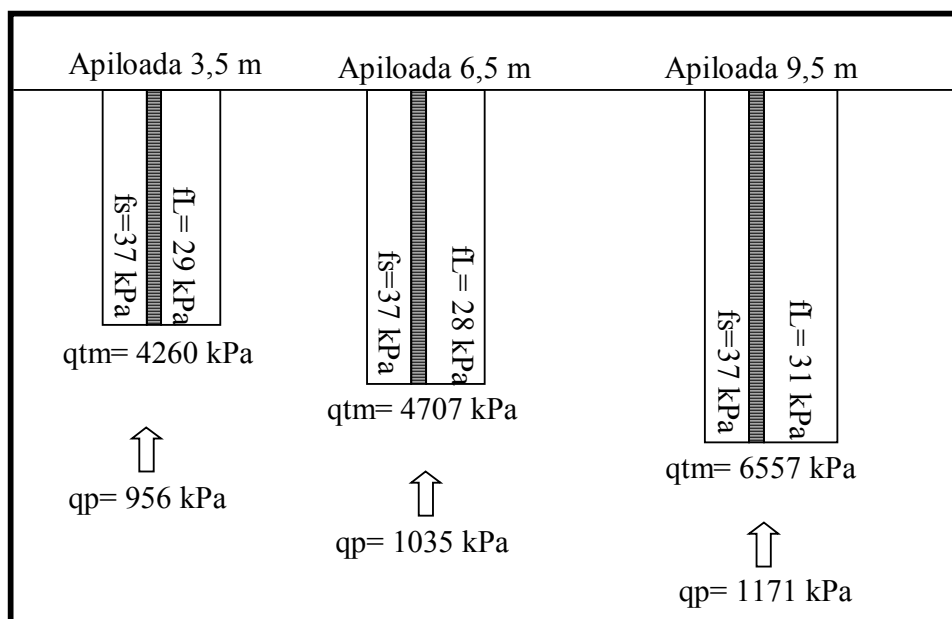


Figura 4.32. Valores correlacionados. Campo Experimental Unesp Bauru.

Partindo-se destes dados, para cada tipo de estaca e camada de solo, foram relacionadas as medições carga de ruptura no atrito lateral ( $f_l$ ) e a carga de ruptura na ponta ( $q_p$ ) obtidas das provas de carga, com as leituras de atrito lateral ( $f_s$ ) e resistência de ponta ( $q_t$ ) obtidas de ensaios de cone elétrico.

No caso dos valores de  $f_s$  de cone elétrico, tomou-se como valor representativo para os cálculos, a média dos valores de  $f_s$  ao longo da camada analisada considerando-a como constante na camada.

No caso de  $q_t$  decidiu-se tomar o valor médio das leituras em uma distância de  $\pm 3$  vezes o diâmetro da estaca analisada. Esta decisão partiu das pesquisas desenvolvidas por **ESLAMI e FELLENIUS (1997)**, que estudaram a influência da superfície de ruptura de estacas na decisão dos valores médios de  $q_t$  a serem usados em projeto.

Os resultados obtidos são apresentados nas tabelas 49, 50 e 51.



*Tabela 49. Relação de parâmetros de cone elétrico com valores de resistência última obtida de provas de carga lenta. Campo Experimental Unicamp.*

Unicamp							
Estaca	Tipo de solo	Carga de ruptura		Parâmetros de cone		Rponta/qt	Ratrito/fs
		Ponta	Atrito	qt Média	fs Média		
		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
Cravada	Argila porosa		31		18		1,72
	Silte argiloso	1690	31	1939	130	0,87	0,24
Escavada	Argila porosa		39		18		2,17
	Silte argiloso	21,2	44,3	2151	130	0,01	0,34
Hcontínua	Argila porosa		68,1		18		3,78
	Silte argiloso	560	41,7	2151	130	0,26	0,32
Ômega	Argila porosa		91,5		18		5,08
	Silte argiloso	2420	91,5	2151	130	1,13	0,70

*Tabela 50. Relação de parâmetros de cone elétrico com valores de resistência última obtida de provas de carga lenta. Campo Experimental USP-São Carlos.*

USP-São Carlos							
Estaca	Tipo de solo	Carga de ruptura		Parâmetros de cone		Rponta/qt	Ratrito/fs
		Ponta	Atrito	qt Média	fs Média		
		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
Escavada 0,35m	Areia argilosa		29		28		1,04
	Areia argilosa	956	29	2111	136	0,45	0,21
Escavada 0,40m	Areia argilosa		30		28		1,07
	Areia argilosa	1035	30	2111	136	0,49	0,22
Escavada 0,50m	Areia argilosa		33		28		1,18
	Areia argilosa	1171	33	2111	136	0,55	0,24
Raiz	Areia argilosa		79		28		2,82
	Areia argilosa	2343	79	3218	136	0,73	0,58

*Tabela 51. Relação de parâmetros de cone elétrico com valores de resistência última obtida de provas de carga rápida. Campo Experimental Unesp Bauru.*

Unesp Bauru							
Estaca	Tipo de solo	Carga de ruptura		Parâmetros de cone		Rponta/qt	Ratrito/fs
		Ponta	Atrito	qt Média	fs Média		
		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
Apiloadada 4m	Areia fina argilosa	407	29	4260	37	0,10	0,78
Apiloadada 7m	Areia fina argilosa	1793	28	4707	37	0,38	0,76
Apiloadada 10m	Areia fina argilosa	224	31	6557	53,75	0,03	0,58

Apresenta-se resumidamente na tabela 52 e 53 os resultados obtidos nas tabelas 49, 50 e 51.

*Tabela 52. Relação entre a resistência última de atrito lateral e fs de cone elétrico.*

Tipo de solo	Resistência de atrito lateral vs fs médio de cone elétrico										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Argila porosa	1,72	2,17	3,78	5,08							
Silte argiloso	0,24	0,34	0,32	0,70							
Areia argilosa					1,04	1,07	1,18	2,82			
Areia argilosa					0,21	0,22	0,24	0,58			
Areia fina									0,78	0,76	0,58

1. Estaca cravada, 2. Estaca escavada, 3. Estaca Hélice Contínua, 4. Estaca Ômega, 5. Estaca escavada de 0,35m, 6. Estaca escavada de 0,40m, 7. Estaca escavada de 0,5m, 8. Estaca raiz, 9. Estaca apiloadada de 4 m, 10. Estaca apiloadada de 7 m, Estaca apiloadada de 10 m.

Tabela 53. Relação entre a resistência última de ponta e  $q_t$  médio de cone elétrico.

Tipo de solo	Resistência de ponta vs $q_t$ médio de cone elétrico:										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Silte argiloso	0,87	0,01	0,26	1,13							
Areia argilosa					0,45	0,49	0,55	0,73			
Areia fina									0,10	0,38	0,03

1. Estaca cravada, 2. Estaca escavada, 3. Estaca Hélice Contínua, 4. Estaca Ômega, 5. Estaca escavada de 0,35m, 6. Estaca escavada de 0,40m, 7. Estaca escavada de 0,5m, 8. Estaca raiz, 9. Estaca apiloada de 3,5m, 10. Estaca apiloada de 6,5m, Estaca apiloada de 9,5m

Observe-se que os valores do coeficiente de atrito lateral apresentado na tabela 52 variam segundo o tipo de solo e o tipo de estaca. Curiosamente nas camadas de solo residual (camada de silte do Campo Experimental da Unicamp, segunda camada do Campo Experimental da USP-São Carlos e camada de areia fina do Campo Experimental da Unesp Bauru) os valores dos coeficientes obtidos são menores que 1.

A tabela 53 apresenta as mudanças no coeficiente de ponta segundo o tipo de solo e tipo de estaca. Observe-se a grande variabilidade nos valores obtidos de um tipo de estaca para outro mesmo no mesmo tipo de solo, excetuando na camada de solo residual de areia argilosa do Campo Experimental da USP-São Carlos aonde os valores oscilam aproximadamente nas mesmas grandezas.

Os valores apresentados nas tabelas 52 e 53 na maioria dos casos não tem similitude alguma com os coeficientes propostos por vários dos autores dos métodos de estimativas de carga de ruptura de estacas utilizados no trabalho. Esta poderia ser a causa dos erros encontrados nas estimativas já apresentadas.

Obviamente a quantidade de dados disponíveis não é adequada para propor valores definitivos. Estas propostas são fruto de correlações locais que sempre funcionam bem quando aplicadas às mesmas condições de campo e poderiam ajudar nestes caso a obter valores mais perto dos reais. Mesmo assim, deverão ser testadas adequadamente em obra para avaliar sua utilidade fora dos campos experimentais porque são correlações totalmente empíricas com muitas variáveis envolvidas.

Um banco de dados de todo o Brasil com provas de cone elétrico lado a lado de provas de carga, poderia oferecer um excelente material para definir coeficientes com maior rigor estatístico aplicáveis para todo o país.

#### 4.7. Resultados de ensaios pressiométricos tipo Menard.

##### 4.7.1. Pressão limite ( $P_L$ ) e Módulo pressiométrico Menard ( $E_{PM}$ ).

Os resultados das campanhas de ensaios com pressiômetro Menard executadas nos campos experimentais de Unicamp e USP-São Carlos, são apresentados no Anexo. Apresenta-se nas figuras 4.33 e 4.34 os resultados de pressão limite ( $p_L$ ), e módulo pressiométrico Menard ( $E_{PM}$ ) com a profundidade em ambos campos.

Observe-se que os valores de  $P_L$  aumentam com a profundidade até 12m e logo diminui levemente até 16m. O valor de  $E_{PM}$  apresenta aproximadamente a mesma tendência.

No caso na USP-São Carlos o valor de  $P_L$  aumenta com a profundidade e o valor de  $E_{PM}$  apresenta variações sinuosas.

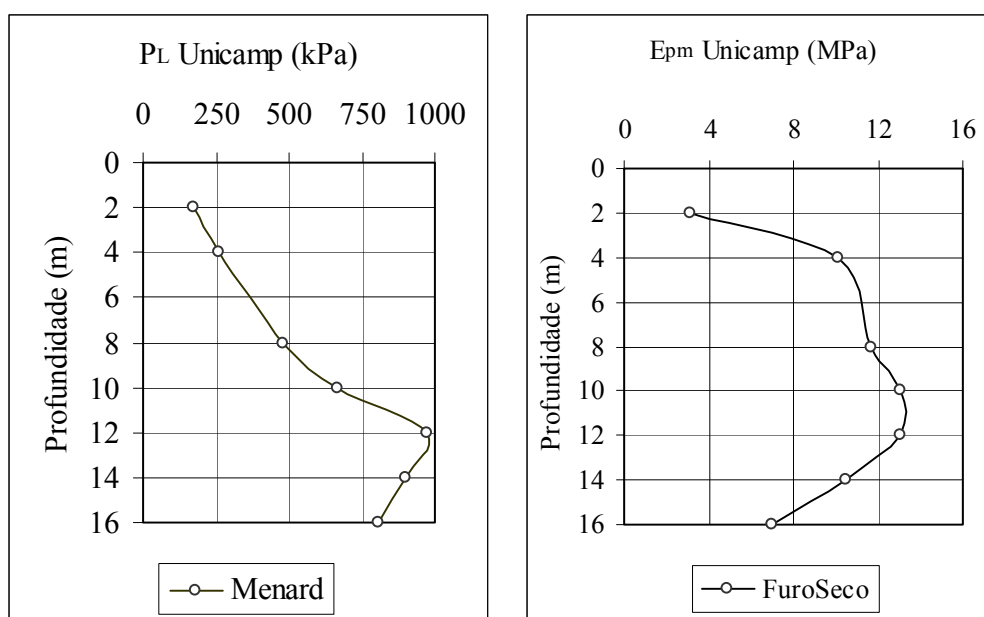


Figura 4.33. Resultados de  $P_L$  e  $E_{PM}$  no Campo Experimental da Unicamp.

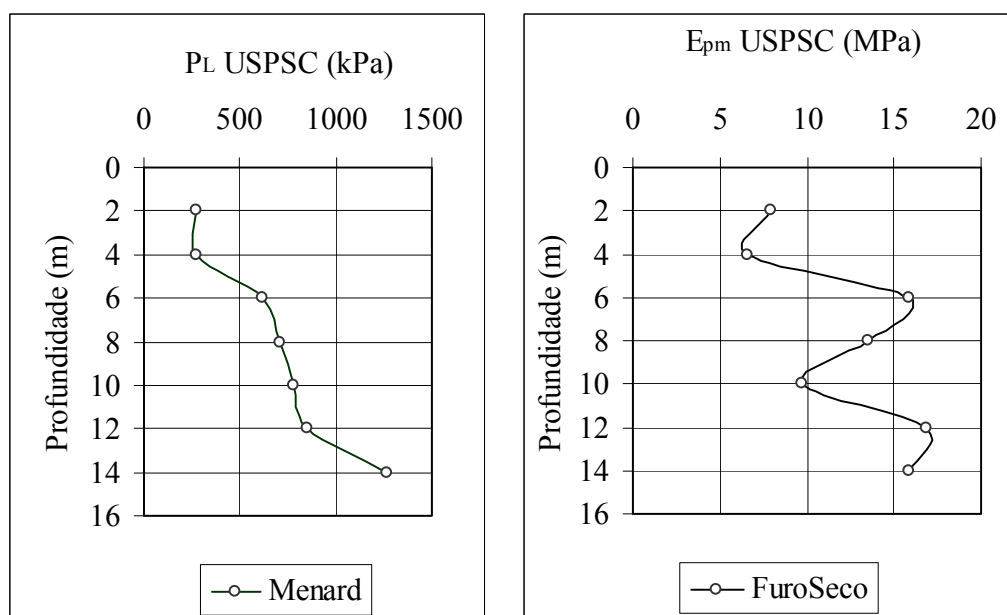


Figura 4.34. Resultados de  $P_L$  e  $E_{PM}$  no Campo Experimental da USP-São Carlos.

Apresenta-se na tabela 54 os valores de módulo pressiométrico Menard e pressão limite nos principais tipos de solos encontrados por **MENARD (1975)**.

Tabela 54. Valores comuns de módulo pressiométrico Menard e pressão limite para os principais tipos de solos (Apud Menard, 1975).

Tipo de solo	Módulo pressiométrico ( $E_{PM}$ )	Pressão limite ( $P_L$ )
	(MPa)	(kPa)
Argila mole	0,5 - 3	50 – 300
Argila média	3 - 8	300 – 800
Argila rija	8 - 40	600 – 2000
Silte arenoso	0,5 - 2	100 – 500
Silte	2 – 10	200 – 1500
Areai e pedregulhos	8 – 40	1200 – 5000
Areias sedimentares	7,5 - 40	1000 - 5000

Comparando-se os resultados apresentados nas figuras 4.33 e 4.34 com os apresentados na tabela 54, observa-se que não há coincidência nos 100 % dos casos. No caso da argila porosa há concordância em termos de pressão limite mas não há em termos de

módulo pressiométrico. No caso do silte os valores reais ficam mais o menos no intervalo encontrado por Menard. No caso das areias do Campo Experimental da USP-São Carlos, há concordância em termos de módulo pressiométrico, mas no caso de pressão limite os valores reais encaixam melhor com as propostas para silte.

Esta situação indica que para solos tropicais, estes valores de módulo pressiométrico e pressão limite sugeridos por **MENARD (1975)**, não parecem funcionar adequadamente.

#### **4.7.2. Tensão horizontal total em repouso ( $P_{OH}$ ).**

Os valores de  $P_{OH}$  não são apresentados devido ao fatores já explicadas no capítulo II. Mesmo assim seu valor foi estimado a partir da conversão da curva de ensaio corrigida pressão vs volume, em pressão vs  $\Delta r/r$  e comprovado com a curva  $V_{60} - V_{30}$  vs pressão, pois era preciso obter o valor da pressão limite corrigida ( $p_L^*$ ) para cálculos posteriores.

Mesmo quando a perturbação do furo poderia invalidar a estimativa exata de  $P_{OH}$ , pelos menos seu valor estimado faz mais real o valor de  $P_L$ , que de não ser corrigido usando este parâmetro, tenderia a ser maior que o valor utilizado.

#### **4.7.3. Comparação de resultados de pressiômetro Menard com resultados de pressiômetro auto-perfurante Camkometer.**

Os resultados apresentados no item anterior foram comparados com os trabalhos de **SOUZA PINTO et al (2001)**, que utilizou o pressiômetro do tipo auto-perfurante de Cambridge (Camkometer), SBP-MPX, tipo VIII D, fabricado pela Cambridge In situ, Cambridge, England.

A instalação (cravação) do pressiômetro foi feita sem a utilização de água. Para isso utilizou-se dois amostradores do tipo “Shelby” de 76 e de 64 mm de diâmetro externo, para fazer um pré-furo antes da cravação do equipamento. Foi feita inicialmente a cravação do shelby de 64 mm até a profundidade do ensaio e depois cravava-se o de 76 mm até a mesma profundidade, sobrando assim um anel de solo que seria retirado pela sapata cortante do pressiômetro.

Os ensaios foram realizados de acordo com a metodologia adotada universalmente, com as pressões internas crescentes e velocidade controlada, registrando-se os deslocamentos dos três braços de referência, por meio de transdutores, e as pressões neutras, detectadas por dois transdutores de pressão, próximos à posição média da membrana expandida.

Os dados foram analisados de acordo com metodologias propostas por diversos pesquisadores, referidos na seqüência, empregando-se programa de microcomputador desenvolvido pelo fabricante do equipamento que fornece a curva pressão vs deslocamento da membrana. Os resultados da pressão limite são apresentados na figura 4.35 e são comparados com os valores de pressão limite obtida em cada Campo Experimental usando o pressômetro Menard.

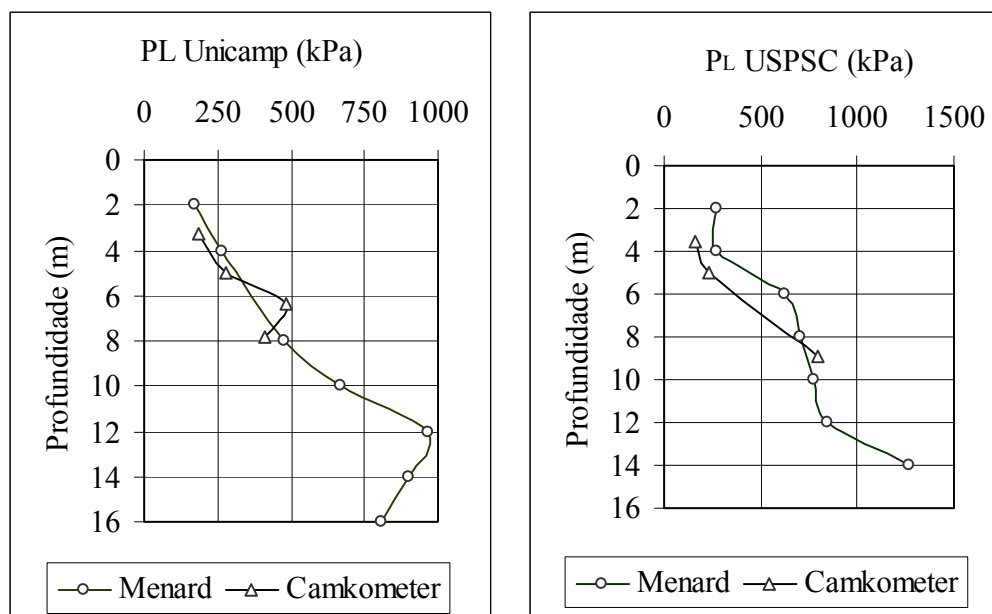


Figura 4.35. Comparação da pressão limite utilizando-se pressômetro Menard e auto-perfurante Camkometer nos campos experimentais da Unicamp e USP-São Carlos.

Observe-se na figura 4.35 que as diferenças entre resultados de pressão limites em ambos campos experimentais entre um equipamento e o outro, não é grande, o que dá uma medida da qualidade dos dados obtidos com o ensaio pressiométrico Menard, mesmo com as diferenças na forma de execução do furo.

#### 4.8. Estimativa de propriedades geotécnicas utilizando-se resultados de pressômetro tipo Menard.

No capítulo II, foram abordadas as propostas de estimativas de propriedades de solos, entre elas o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), o valor da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) e o valor do coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ). Neste trabalho só será estimado o

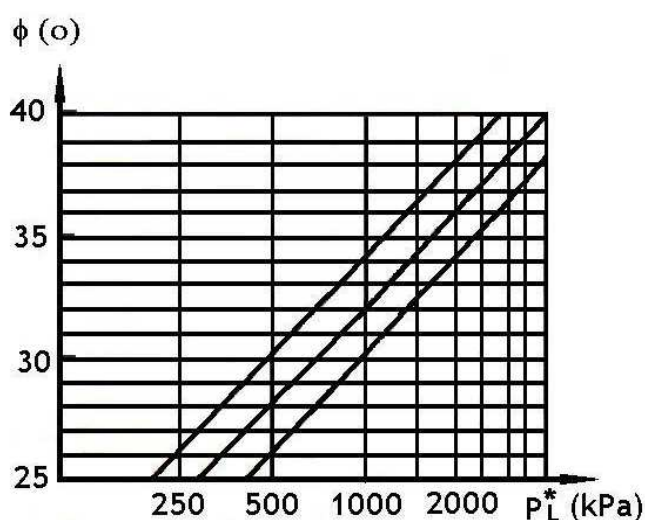
valor de ângulo de atrito interno devido a que não faz sentido estimar  $S_u$  na camada de argila porosa do Campo Experimental da Unicamp porque o solo não está na condição de saturado.

Inicialmente pensou-se na possibilidade de aplicar a metodologia proposta por **CUNHA et al., (2001)**, porém os parâmetros de solos não saturados necessários para a sua aplicação não estavam disponíveis até o momento. Devido a isso os parâmetros aqui apresentados foram obtidos empiricamente, seguindo as recomendações apresentadas no capítulo II.

No caso de  $k_0$ , a sua estimativa usando resultados de pressiômetro Menard é muito questionada pelo fato de que  $P_{OM}$  é função da forma de execução do furo e também devido a resistência da membrana pode ser relevante e afetar os resultados (**BAGUELIN et al., 1978, SAMPAIO, 2003**).

Devido a que nos cálculos posteriores precisava-se do valor da pressão limite corrigida ( $p_L^*$ ) o valor de  $P_{OM}$  foi estimado segundo a proposta de **BRIAUD (1992)**, que considera que é possível obter esse valor do resultado de ensaio pressiométrico desde que a qualidade do furo seja adequada, como já foi explicado no capítulo II.

O ângulo de atrito foi estimado a partir dos ensaios pressiométricos Menard, usando para isso o ábaco de Menard, sugerido por **BRIAUD (1992)**, partindo dos valores da pressão limite corrigida (vide figura 4.36).



$$p_L^* = b \cdot 2^{\frac{\phi' - 24}{4}}$$

onde:  $b$  é um coeficiente de ajuste que varia entre 1,8 e 3,5. Recomenda-se usar a média de 2,5.

Figura 4.36. Ábaco para a estimativa de  $\phi$  (Apud Baguelin et al., 1978).



#### 4.8.1 Campo Experimental da Unicamp.

Os resultados são apresentados na figura 4.37 e na tabela 55. Os valores de laboratório foram obtidos de amostras indeformadas.

Pode-se observar na tabela 55 que as estimativas de ângulo de atrito não oferece valores coerentes com os obtidos em laboratório, oferecendo resultados menores no caso da argila porosa e maiores no caso do silte.

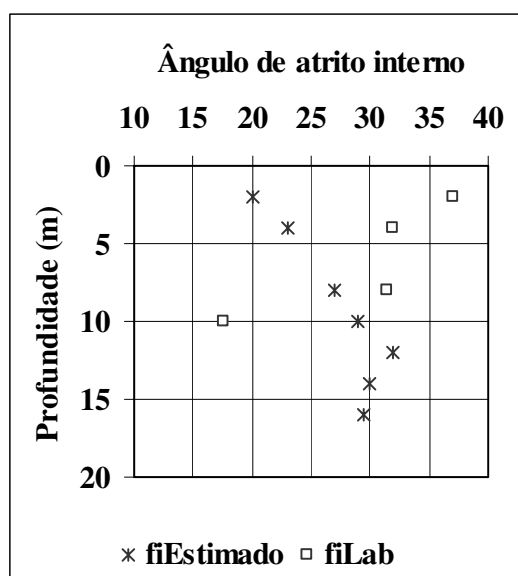


Figura 4.37. Resultados de estimativa de  $\phi$  no Campo Experimental da Unicamp utilizando-se resultados de pressômetro Menard.

Tabela 55. Valores de ângulo de atrito interno estimados a partir de ensaios pressiométricos Menard e de laboratório no campo Unicamp.

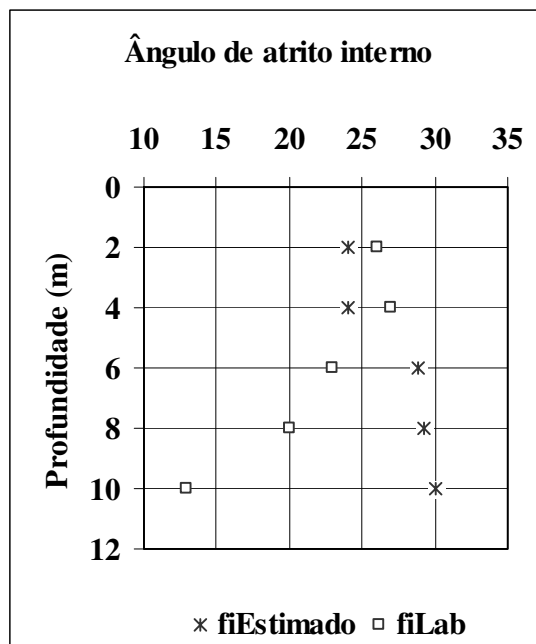
Profundidade	$\phi$ estimado	$\phi$ laboratório
2	20,0	37
4	23,0	32
6	27,0	34
8	29,0	31,5
10	32,0	17,5
12	30,0	-
14	29,5	-

#### 4.8.2. Campo Experimental da USP- São Carlos

Na tabela 56 e na figura 4.38 apresentam-se os resultados das estimativas para o perfil do Campo Experimental da USP-São Carlos.

*Tabela 56. Valores de ângulo de atrito interno estimados a partir de ensaios pressiométricos Menard e de laboratório no campo USP-São Carlos.*

Profundidade	$\phi$ estimado	$\phi'$ laboratório
2	24,0	26
4	24,0	27
6	28,8	23
8	29,2	20
10	30,0	13
12	30,0	
14	32,2	



*Figura 4.38. Resultado de estimativa de  $\phi$  no Campo Experimental da USP-São Carlos utilizando-se resultados de pressiômetro Menard.*

Pode-se observar na figura 4.38 que na primeira camada de solo a estimativa é muito próxima ao valor de laboratório. Na segunda camada as estimativas são superiores aos valores obtidos em laboratório.

Estes resultados variáveis de um tipo de solo para outro sugerem que as estimativas de ângulo de atrito interno, para os solos usados nesta pesquisa, o ensaio pressiométrico Menard, não oferece valores coerentes com os obtidos em laboratório. Obviamente a quantidade de dados disponíveis é baixa e não pode-se dar uma sugestão definitiva para outros tipos de solos, mas para os solo avaliados, as propostas parecem não funcionar adequadamente.

#### **4.9. Estimativa de capacidade de carga de estacas utilizando-se resultados de pressiômetro Menard.**

Apresenta-se a seguir os resultados das estimativas de capacidade de carga em estacas usando-se os resultados de pressiômetro Menard, utilizando-se a metodologia LCPC-SETRA, explicada no capítulo II e sugerida por **BRIAUD (1992)**.

##### **4.9.1. Campo Experimental da Unicamp**

Os resultados obtidos são apresentados na tabela 57.

*Tabela 57. Resultados da estimativa de carga de ruptura. Campo Unicamp.*

Estaca	P <sub>oh</sub> usado (kPa)	P <sub>L</sub> na ponta (kPa)	F <sub>L</sub> de ábaco	Capacidade de carga estimada (kN)	Resultado prova de carga (kN)	Estim/Prova de carga
Cravada	161,4	970	6	209,91	262	0,8
			43			
Escavada	116,25		6	433,1	681	0,63
			31			
H.contínua			6	364,3	885	0,41
			31			
Omega			6	498,4	1428	0,35
			43			

O valor de  $F_L$  de ábaco refere-se ao valor do atrito lateral da estaca a partir do tipo de estaca, do tipo de solo e do valor da pressão limite.

A figura 4.39 apresenta os resultados obtidos de estimativa de carga de ruptura utilizando-se resultados de pressiômetro Menard.

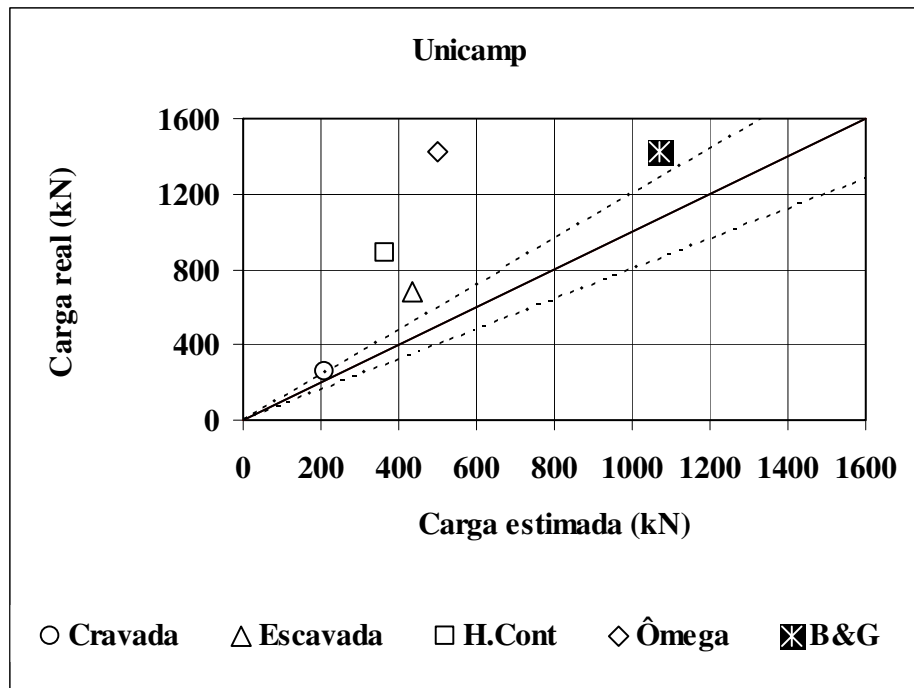


Figura 4.39. Resultados da estimativa de carga de ruptura. Campo Experimental Unicamp.

Observe-se na figura 4.39 que no caso da estaca cravada, o resultado de carga de ruptura estimado permanece dentro no intervalo de erro assumido nas comparações ( $\pm 20\%$ ) indicando que a metodologia LCPC-SETRA, funciona para este tipo de estaca quando instaladas nestes perfis de solo.

Nas outras estacas analisadas, os valores de carga de ruptura estimados são menores que os obtidos pelas provas de carga, o que limitaria o uso desta metodologia para estes tipos de estacas quando instaladas nestes perfis de solo.

#### 4.9.1.1. Método de BUSTAMANTE e GIASANELLI (1998) para estacas ômega.

Apresenta-se na figura 4.40 os resultados das estimativas de carga de ruptura nas estacas estudadas utilizando-se a metodologia proposta por **BUSTAMANTE e GIASANELLI (1998)**, para estacas ômega a partir de ensaios pressiométricos Menard.

Os resultados obtidos foram:  $Q_p = 454 \text{ kN}$ ,  $Q_L = 615 \text{ kN}$  e  $Q_U = 1069 \text{ kN}$

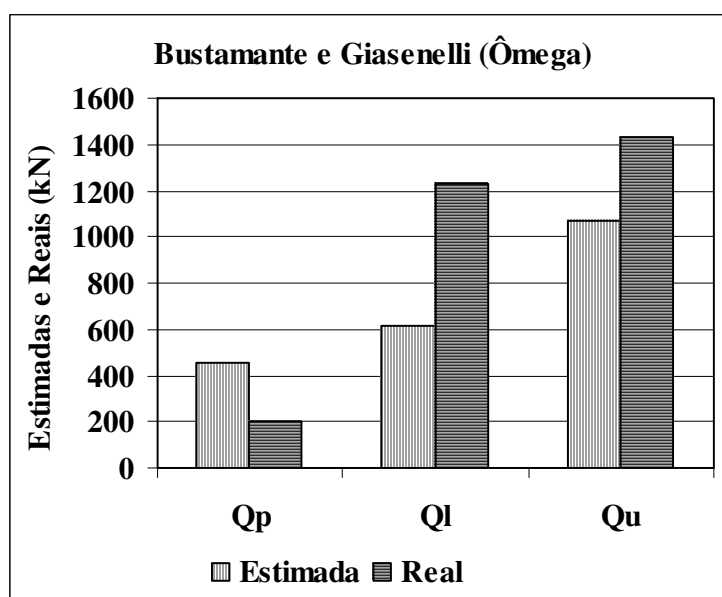


Figura 4.40. Comparação de estimativas de carga ultima utilizando-se o método de Bustamante e Giasenelli (1998). Campo Experimental Unicamp.

Comparando-se a estimativa de carga de ruptura com o valor médio obtido nas provas de carga (1428 kN), obtêm-se uma diferença de 26 % maior que a real (vide figura 4.40). Esta diferença indica que a metodologia de **BUSTAMANTE e GIASANELLI (1998)**, a partir de resultados de pressiômetro Menard, não oferece resultados adequados em estacas ômega instaladas nos perfis de solos estudados, para o erro de 20 %.

#### 4.9.2. Campo Experimental da USP São Carlos

Os resultados obtidos são apresentados na tabela 58.

*Tabela 58. Resultados das estimativas de carga de ruptura nas estacas instaladas no Campo Experimental da USP-São Carlos.*

Estaca	P <sub>oh</sub> usado (kPa)	P <sub>L</sub> na ponta (kPa)	F <sub>L</sub> de ábaco	Capacidade de carga estimada (kN)	Resultado prova de carga (kN)	Est/real
Escavada (0,35 m)	80	777	15,4	320,29	384	0,83
			45			
Escavada (0,40 m)	80		15,4	380,03	477	0,79
			45			
Escavada (0,50 m)	80		15,4	501,95	694	0,72
			45			
Raiz	192	1268	15,4	896,95	1050	0,50
			110			
Strauss	80	777	15,4	368,6	653	0,56
			45			
Apiloadada	80		15,4	253,53	279	0,90
			58			

A figura 4.41 apresenta os resultados obtidos de estimativa de carga de ruptura utilizando-se resultados de pressiômetro Menard, indicando que os valores permanecem dentro dos 20 % de erro considerado, para o caso das estacas escavadas de 0,35 m de diâmetro e para as estacas apiloadas.

No caso das estacas escavadas de 0,40 e 0,50 de diâmetro, as estimativas apresentam 21 e 28 % de erro respectivamente, o que indica que poderiam ser utilizadas como estimativa aproximada. No caso das estacas Strauss e raiz as estimativas ficam fora do intervalo considerado.

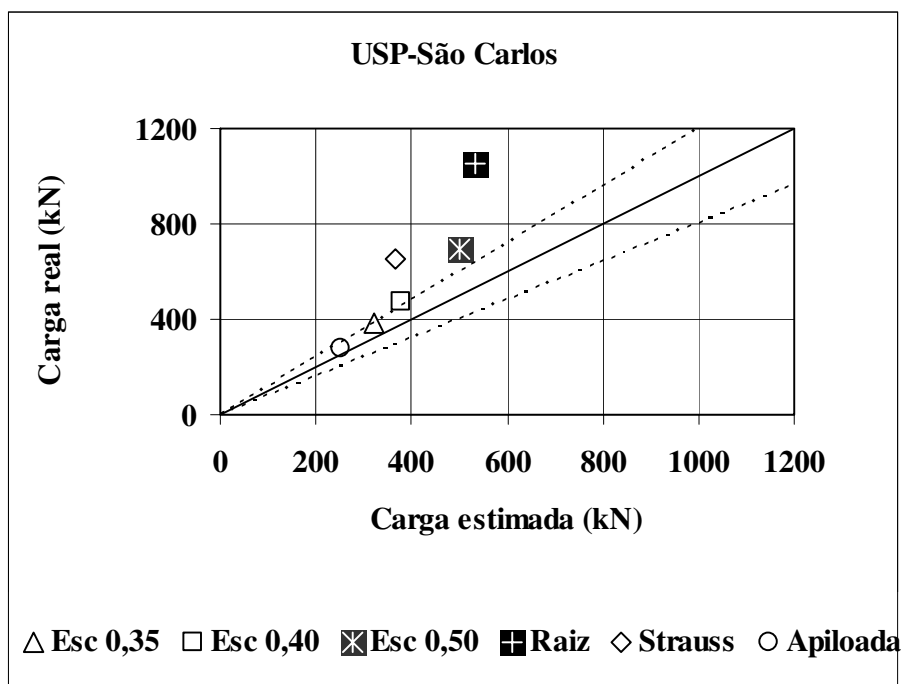


Figura 4.41. Resultados das estimativas de carga de ruptura utilizando pressiômetro Menard. Campo Experimental USP-São Carlos.

#### 4.10. Análise da relação da pressão limite do ensaio pressiométrico Menard com a resistência de ponta e atrito lateral obtido de estacas instrumentadas.

Como já foi discutido no item anterior, as estimativas de carga de ruptura de estacas utilizando-se resultados de ensaios pressiométricos tipo Menard, não oferece resultados confiáveis na maioria das estacas estudadas nesta pesquisa. A causa provável poderia ser os coeficientes que governam o cálculo de carga de ruptura de atrito lateral e de ponta obtidos para condições diferentes às encontradas no Brasil.

Por isso, decidiu-se estudar a relação existente entre a pressão limite obtida do ensaio pressiométrico Menard com as leituras de carga de ruptura por atrito lateral e ponta obtidas da instrumentação feita para a execução das provas de carga lentas utilizadas nas comparações com as estimativas.

#### 4.10.1. Análise do atrito lateral.

##### 4.10.1.1 Campo Experimental da Unicamp.

Apresenta-se na figura 4.42 os valores usados nas estacas do Campo Experimental da Unicamp.

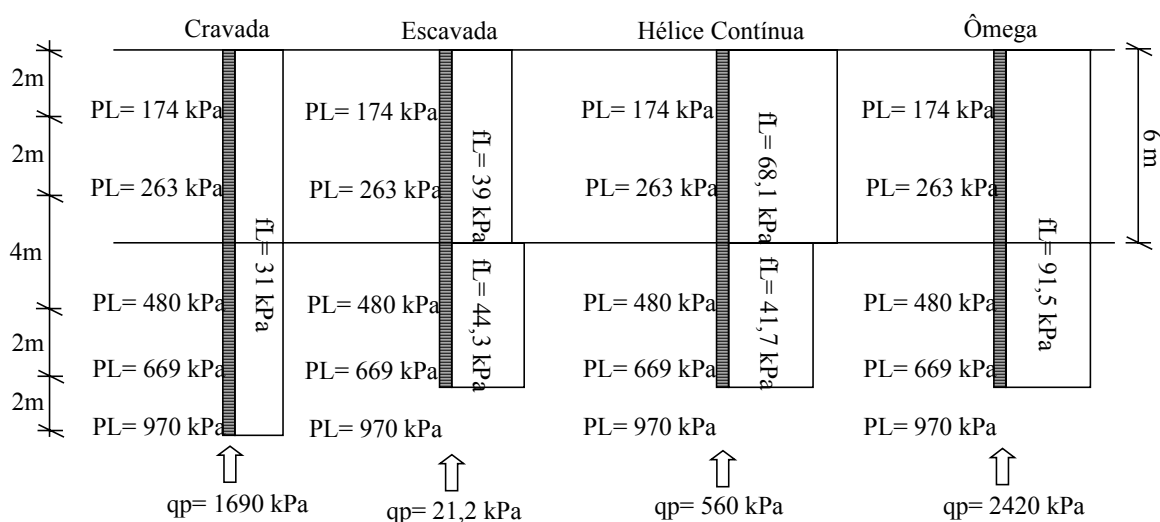


Figura 4.42. Valores adotados no Campo Experimental da Unicamp.

Partindo-se destes dados, para cada tipo de estaca e camada de solo, foram relacionadas as medições carga de ruptura por atrito lateral ( $f_l$ ) e a carga de ruptura na ponta ( $q_p$ ) obtidas das provas de carga lenta, com os valores de pressão limite obtidas no ensaio pressiométrico Menard ao longo da profundidade.

Para correlacionar a carga de ruptura na ponta com o valor de  $P_L$ , decidiu-se tomar o valor obtido na cota da ponta da estaca. **BUSTAMANTE e GIASANELLI (1998)**, recomendam na sua proposta de método para a estimativa de carga de ruptura em estacas ômega utilizando-se ensaios pressiométrico, tomar a média dos valores de  $P_L$  como 0,5 m acima e abaixo da ponta da estaca. Nesta pesquisa, devido a que as cotas de ensaios estavam separadas a 2m, decidiu-se tomar o valor de  $P_L$  encontrado na cota da ponta da estaca ou aquele mais perto desse valor.

No caso do atrito lateral, relacionou-se a pressão limite ( $P_L$ ) para cada cota de ensaio, com a relação pressão limite vs atrito lateral medido nas provas de carga ( $P_L/f_s$ ). Os resultados obtidos são apresentados na figura 4.44.



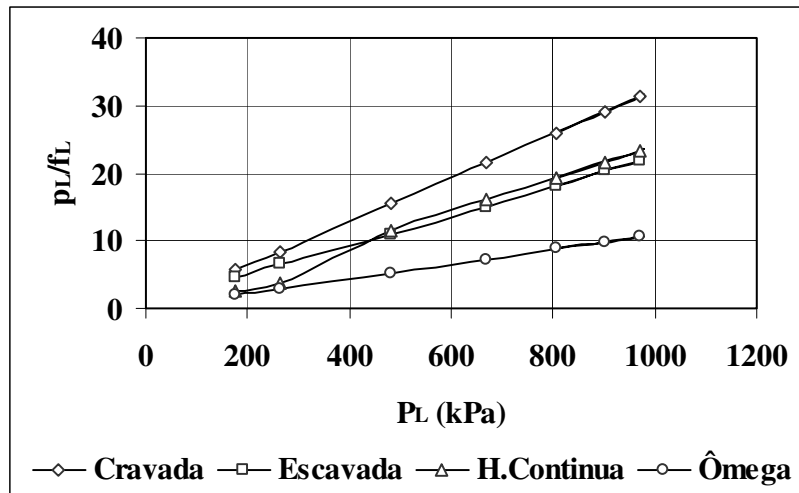


Figura 4.43. Relação  $P_L$  vs  $P_L/f_L$  nas estacas do Campo Experimental da Unicamp.

Observe-se na figura 4.43 que o comportamento de todas as estacas tem a mesma tendência, aproximadamente linear, aumentando segundo aumenta o valor da pressão limite ( $P_L$ ). As estacas escavadas e hélice contínua oferecem resultados similares de  $P_L/f_L$  especialmente na camada de silte argiloso.

#### 4.10.1.2. Campo Experimental da USP-São Carlos

Os valores usados nas correlações de  $P_L/f_L$  vs  $P_L$  no campo experimental da USP-São Carlos são apresentados na figura 4.44.

Na obtenção da correlação para resistência de ponta e atrito lateral, foram utilizadas as mesmas considerações explicadas no item anterior.

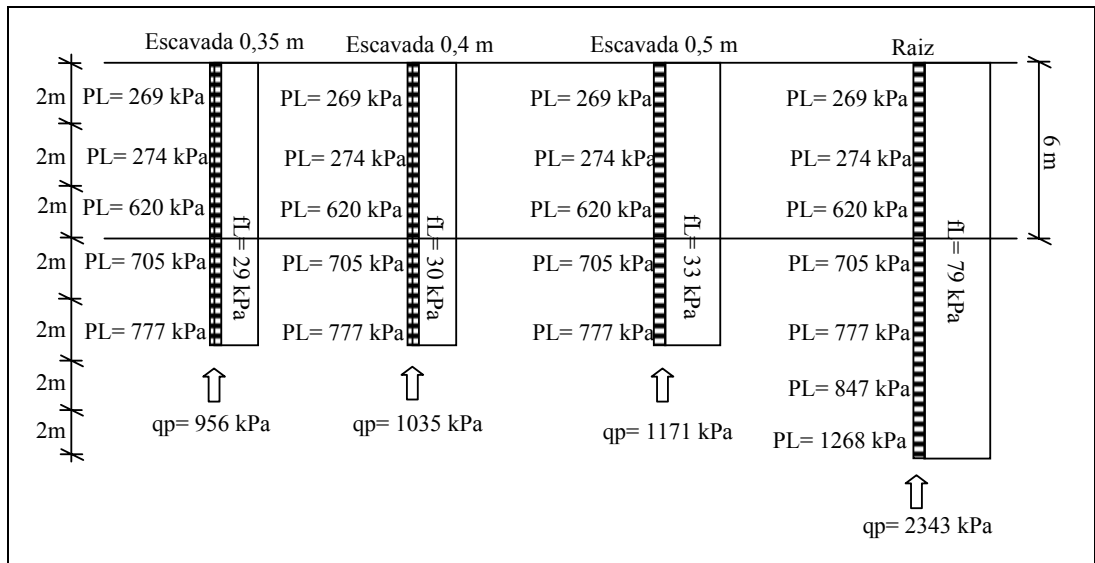


Figura 4.44. Valores adotados no Campo Experimental da USP-São Carlos.

Apresenta-se na figura 4.45 os resultados das correlações obtidas.

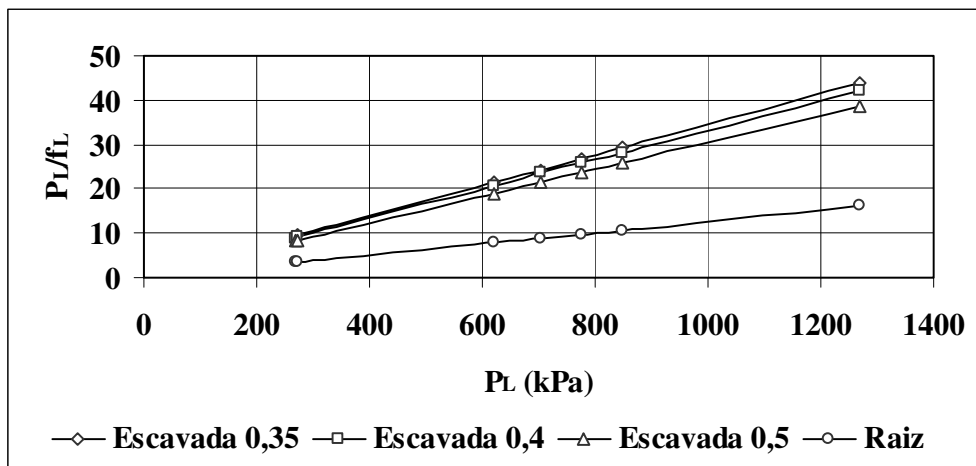


Figura 4.45. Relação  $P_L$  vs  $P_L/f_L$  nas estacas do Campo Experimental da USP-São Carlos.

Na figura 4.45 as estacas escavadas apresentam comportamento muito similar marcando a mesma tendência. A estaca raiz apresenta valores de  $P_L/f_L$  bem menores que os da escavada, resultado que parecem ser totalmente lógicos.

A figura 4.46 apresenta os resultados combinados para todos os tipos de estacas analisadas.

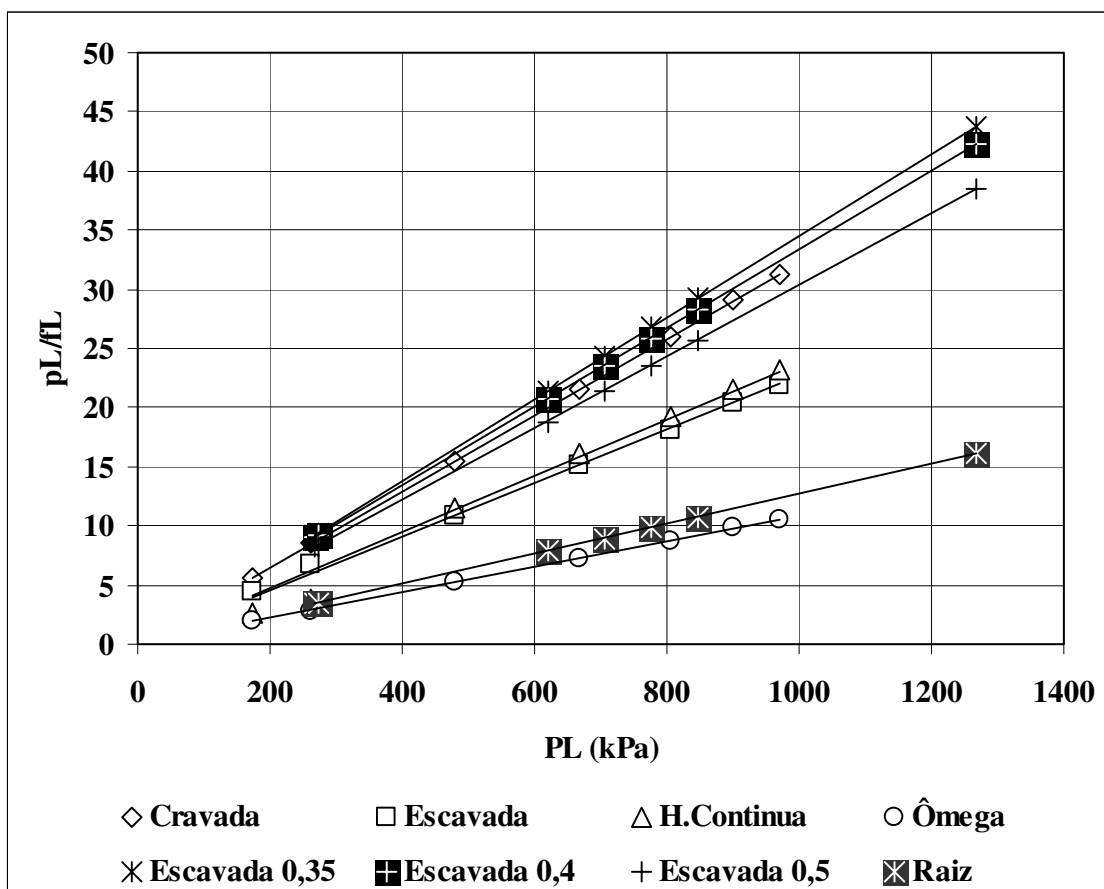


Figura 4.46. Relação  $P_L$  vs  $P_L/f_L$  em todas as estacas analisadas.

Observe-se na figura 4.46 como as estacas se agrupam segundo o tipo. As estacas escavadas permanecem aproximadamente na mesma área do gráfico e com a mesma tendência, independentemente do tipo de solo onde estão instaladas. As estacas ômega e raiz, que oferecem cargas de ruptura maiores, mantém a mesma tendência com valores aproximadamente similares da relação  $P_L/f_L$ .

No caso das estacas cravadas no perfil do campo experimental da Unicamp, a sua tendência é similar às escavadas da USP-São Carlos em termos de  $P_L/f_L$ . Esta situação pode ter como causa que os valores de atrito lateral das estacas escavadas foram considerados constantes por não se dispor dos dados de atrito lateral das estacas instrumentadas para as duas camadas de solo desse campo experimental.

Conhecido o valor de  $P_L$  pode-se obter o valor de  $f_L$  necessário para o cálculo de atrito lateral para a estaca desejada. Como já foi comentado em itens anteriores, estes resultados aqui

apresentados são empíricos, e seu uso está limitado a condições similares às de ensaio de campo. Novamente seria interessante dispor de um banco de dados de provas de carga e ensaios pressiométricos o que forneceria correlações estatísticas com maior quantidade de dados para oferecer aos técnicos envolvidos com projeto de estacas, de valores mais adequados à condição de solos do Brasil.

#### 4.10.2. Análise da resistência de ponta

Enquanto à relação carga de ruptura na ponta e  $P_L$ , a análise é apresentada na tabela 59 e 60 para os campos experimentais da Unicamp e USP-São Carlos respectivamente.

*Tabela 59. Relação entre a pressão limite ( $P_L$ ) e carga de ruptura por ponta nas estacas analisadas no Campo Experimental de Unicamp.*

Unicamp			
Estaca	$P_L$ na ponta	$R_{ponta}$	$R_p/P_L$
Cravada	970	1690	1,74
Escavada	970	21,2	0,02
Hcontínua	970	560	0,58
Ômega	970	2420	2,49

*Tabela 60. Relação entre a pressão limite ( $P_L$ ) e carga de ruptura por ponta nas estacas analisadas no Campo Experimental de USP-São Carlos.*

USP-São Carlos			
Estaca	$P_L$ na ponta	$R_{ponta}$	$R_p/P_L$
Escav0,35m	777	956	1,23
Escav0,40m	777	1035	1,33
Escav0,50m	777	1171	1,51
Raiz	1268	2343	1,85

Como já foi apresentado no capítulo II, o procedimento LCPC-SETRA para a estimativa de carga de ruptura na ponta, utilizando-se resultados de pressiômetro Menard, sugere o uso do coeficiente  $k$  para argilas e siltes para estacas sem deslocamento de solo na ordem de 1,2, e 1,8 para estacas com deslocamento de solo. No caso de areias, o método

sugere usar valor de  $k$  de 1,1 para estacas sem deslocamento e de 3,2 a 4,2 para estacas de deslocamento.

Nas tabelas 59 e 60 os valores de  $R_p/P_L$  apresentados indicam que para estacas sem deslocamento, instaladas em silte, o valor encontrado é de 0,58. Em caso de estacas com deslocamento de solo o valor varia de 1,74 a 2,49. No caso de areias argilosas em estacas sem deslocamento de solo, o valor varia de 1,23 a 1,85.

Comparando-se as recomendações de  $k$  do método LCPC-SETRA com os valores de  $R_p/P_L$  encontrados nas estacas estudadas, observa-se que na maioria dos casos não existe coincidência alguma entre eles o que poderia ser a causa das diferenças encontradas entre as estimativas de carga de ruptura e os valores obtidos das provas de carga lenta.

Obviamente a quantidade de dados disponíveis é pouca e não permite obter conclusão definitiva enquanto aos coeficientes para estimar nem o atrito lateral nem a carga na ponta, mas estes resultados são indicativos da necessidade de se acumular maior quantidade de dados de todo o país para serem analisados e se definir os coeficientes mais adequados para as nossas condições.

## CONCLUSÕES

---

Dos resultados obtidos através dos ensaios realizados e suas análises durante o desenvolvimento desta pesquisa, juntamente com a experiência adquirida tanto a nível técnico como com o contato com profissionais geotécnicos durante o trabalho, pode-se concluir:

1. Devido à qualidade das informações fornecidas, à sua produtividade e seu custo, os ensaios de campo se tornam cada vez mais, uma importante ferramenta em projetos geotécnicos no Brasil. Porém, devido ainda a pouca experiência acumulada em solos tropicais, pode-se dizer que ainda há dúvidas de como utilizar os resultados de alguns ensaios em projetos geotécnicos nestes solos. Portanto, torna-se importante o desenvolvimento de pesquisas que tragam informações dos resultados destes ensaios, correlacionadas com o comportamento geotécnico da obra.

2. A bibliografia internacional disponível relacionada com ensaios especiais de campo em solos tropicais é pouca. No Brasil, observa-se através de trabalhos publicados em Seminários e Congressos mais recentes, além das pesquisas em desenvolvimento em Universidades e Institutos de Pesquisa, que há uma quantidade cada vez maior de trabalhos relacionados com ensaios de campo e seu uso na engenharia geotécnica, os quais apresentam valiosas experiências nestes tipos de solos.

3. A experiência nos Campos Experimentais com a realização do ensaio de cone elétrico mostrou sua alta produtividade nestes locais, chegando-se a executar até 100m de furos em um período de 8 horas.

4. Com relação a custo do ensaio de cone elétrico, o mesmo chegou a ser 3 vezes superior ao custo de um ensaio SPT. Porém, conclui-se que pela rapidez na execução do ensaio de cone elétrico, pela quantidade de informações fornecidas, pela excelente qualidade de dados e pouca influência de fatores humanos na coleta, esta diferença em relação ao custo do ensaio SPT, é relativamente baixa.

5. Quanto à estimativa de parâmetros geotécnicos a partir dos resultados do ensaio de cone elétrico, para a pesquisa realizada, pode-se dizer que não foi possível a obtenção de estimativas com coeficientes de correlação superiores a 90 %, para os solos estudados. As

propostas de correlação utilizadas neste trabalho são disponíveis na literatura internacional, não tendo sido desenvolvidas para solos tropicais. A quantidade de dados levantados nesta pesquisa não permitiu a proposta de novas correlações para os solos estudados. Foi possível apenas a proposta de alguns ajustes, para algumas correlações existentes.

6. Quanto à classificação de solos a partir de resultados de cone elétrico, nenhuma das propostas disponíveis na literatura consultada mostrou-se aplicável a todos os solos estudados.

O uso dos ábacos de **ROBERTSON et al. (1986)** e **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, para a classificação de solos tropicais segundo a sua textura, só resultam adequados quando o material é arenoso, com mais de 70 % deste material na composição do solo, como é o caso de areia do Campo Experimental na Unesp Bauru. Mesmo com esta desvantagem os métodos oferecem informações adicionais muito interessantes, especialmente o de **DOUGLAS e OSLEN (1981)**, que identifica camadas de solo meta-estável.

No caso do ábaco de **ESLAMI-FELLENIOUS (1997)**, seu uso só ofereceu resultados razoáveis para a camada de silte do Campo Experimental da Unicamp.

A partir dos dados de cone elétrico, obtidos nos três campos experimentais e da caracterização geotécnica das camadas de solo presentes, conseguiu-se agrupar as leituras de  $q_t$  e  $R_f$  em forma de ábaco. Esta proposta foi baseada nos dados disponíveis nesta pesquisa e, portanto precisa ainda ser aprimorada e testada com uma maior quantidade de dados antes que possa ser uma proposta definitiva.

7. A comparação entre resultados obtidos através de cone elétrico e cone mecânico com luva de Begemann indica que pode haver diferenças significativas entre eles, dependendo do tipo de solo. Portanto, correlações entre parâmetros desenvolvidas para um tipo de cone, não devem ser utilizadas quando se dispor de resultados de um outro tipo de cone, a não ser que se conheça a relação entre eles para o local estudado.

Na camada de argila porosa do Campo Experimental da Unicamp encontrou-se que a relação mecânico/elétrico entre leituras de  $f_s$  foi de 2,5. No caso de  $q_c$  a relação foi de 0,5, considerando-se em ambos casos o valor médio da camada.

Na camada de silte do Campo Experimental da Unicamp encontrou-se que, a relação mecânico/elétrico entre leituras de  $f_s$  foi de 1,69. No caso de  $q_c$  a relação foi de 1,13, considerando-se em ambos casos o valor médio da camada.

Na primeira camada do Campo Experimental da USP-São Carlos encontrou-se que a relação mecânico/elétrico entre leituras de  $f_s$  foi de 1,2. No caso de  $q_c$  a relação foi de 0,68, considerando-se em ambos casos o valor médio da camada.

Na segunda camada do Campo Experimental da USP-São Carlos encontrou-se que a relação mecânico/elétrico entre leituras de  $f_s$  foi de 1,71. No caso de  $q_c$  a relação foi de 1,43, considerando-se em ambos casos o valor médio da camada.

No caso do Campo Experimental da Unesp Bauru encontrou-se que a relação mecânico/elétrico entre leituras de  $f_s$  foi de 1,44. No caso de  $q_c$  a relação foi de 0,91, considerando-se valores médios de  $f_s$  e  $q_t$  até 20 m.

8. No caso das estimativas de carga de ruptura em estacas utilizando-se resultados de cone elétrico, nenhum dos métodos utilizados na pesquisa pode ser generalizado para todos os tipos de estacas estudadas. Alguns dos métodos disponíveis na literatura consultada utilizam parâmetros estabelecidos com a utilização de cone mecânico e também não incluem determinados tipos de estaca, exigindo adaptações para sua utilização.

Os coeficientes relacionando dados do ensaio de cone elétrico ( $f_s$  e  $q_t$ ) com o atrito lateral e reação de ponta das estacas instrumentadas analisadas, diferem dos disponíveis na literatura, indicando a necessidade propostas válidas para solos tropicais. Também, verificou-se que a quantidade de dados disponíveis nesta pesquisa não é suficiente para a proposta de um novo método, ou coeficientes válidos para solos tropicais, indicando a necessidade da produção de uma quantidade maior de dados de cone, relacionados com provas de carga.

9. Verificou-se que o uso do pressiómetro tipo Menard no Brasil é ainda restrito, tendo sido utilizado em pesquisas e em apenas algumas obras maiores. Mesmo para obras maiores, como escavações subterrâneas, sua baixa utilização contraria a tendência internacional.

Sua utilização em projetos de fundações é praticamente inexistente no Brasil, também contrariando o que acontece em alguns países.

10. Considerando-se as características de execução do ensaio com o pressiómetro tipo Menard, que incluem abertura de furo, instalação do pressiómetro e execução do ensaio com



incrementos sucessivos de carga, pode-se dizer que foi boa sua produtividade nos campos experimentais estudados, obtendo-se uma média de 5 ensaios por dia.

11. Com o solo em seu estado natural de umidade foi possível a abertura do furo a trado para instalação do pressiômetro tipo Menard, produzindo-se resultados dentro do padrão esperado para este tipo de ensaio. Abaixo do nível d'água também foi possível a abertura do furo, contando-se neste caso com revestimento e abertura com lavagem até 1m antes da cota do ensaio, seguindo-se procedimentos do ensaio SPT. Foi possível a realização do ensaio com pré-inundação do solo não saturado, porém os resultados obtidos não puderam ser analisados, pois aparentemente indicam a perturbação do furo, provavelmente causado pelo colapso da estrutura do solo na posição do ensaio.

12. Quanto à utilização do pressiômetro tipo Menard para estimativa de propriedades geotécnicas, utilizando-se a proposta de **MENARD (1975)**, os resultados das análises indicam a sua não funcionalidade para os solos estudados. Métodos numéricos que utilizam parâmetros de solos não saturados, como o de **CUNHA et al., (2001)**, podem vir a fornecer parâmetros mais confiáveis, ficando como proposta a sua utilização em pesquisas futuras.

13. Quanto à utilização do pressiômetro tipo Menard para estimativa de carga de ruptura de estacas, utilizando-se a proposta LCPC-SETRA, os resultados das análises indicam a sua não funcionalidade para os solos estudados, mostrando a inadequação dos coeficientes propostos para os solos e estacas analisadas.

Verificou-se a existência de uma boa correlação entre  $P_L$  e  $P_L / fL$ . Obteve-se um gráfico que relaciona à pressão limite ( $P_L$ ), com a relação  $P_L/fL$  para cada tipo de estaca. Observou-se um comportamento linear que permite, conhecida a pressão limite do solo, obter-se o valor de atrito lateral estimado segundo o tipo de estaca.

14- Os resultados de  $P_L$  obtidos com o pressiômetro Menard, são semelhantes aos valores de  $P_L$  obtidos como Camkometer, realizados nos mesmos locais, por **SAMPAIO (2003)**, com metodologia de execução proposta para estes solos.

15- Pela experiência adquirida nesta pesquisa, conclui-se que os ensaios especiais analisados, cone elétrico e pressiômetro, pelos parâmetros fornecidos, sua confiabilidade e produtividade são ferramenta fundamental para a otimização e desenvolvimento de bons projetos em determinadas áreas da geotécnica. Porém, a falta de experiência de sua utilização em solos tropicais e particularmente em solos brasileiros, faz com que haja dificuldade de se

utilizar fatores que os correlacionam com o comportamento real de obras. Desta maneira, conclui-se ser de fundamental importância que se caminhe nesta direção, sendo necessário que a nível nacional, ou pelos menos nos centros mais desenvolvidos haja uma união entre Universidades, Centros de Pesquisa, Empresas de Ensaio de Campo, Empresas de Fundação e Entidades Financiadoras de Pesquisa, no sentido de que se inicie um programa em que sempre que houver uma prova de carga em fundação, procure-se realizar também o ensaio de cone elétrico e ensaio pressiométrico, objetivando-se a formação de um banco de dados relacionando estes ensaios com o tipo de solo, propriedades geotécnicas e comportamento real de obra.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. ABMS. **Fundações. Teoria e Prática.** Editora Pini. São Paulo. 1998.
2. ABMS / ABEF. **Fundações, Teoria e Prática.** Editora Pini 1. Brasil. 1996.
3. ABNT: MB 3406. **Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Método de ensaio.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1991.
4. Albuquerque, P. J. R., Massad, F., Carvalho, D., Ferreira, M. **Comportamento a compressão de estacas escavadas, hélice contínua e hélice tipo ômega, em solo residual de diabásico.** São Paulo. 2001.
5. Albuquerque, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio.** Tese de Doutorado. São Paulo. 2001.
6. Amar, S E Jeséquel, J.F. **Essais en place et en laboratoire sur sols cohérentes. Comparaisons des resultats.** Bulletin de Liason des Laboratoires des Ponts et Chaussees. No 58. Mars. Pp 97-108. 1972.
7. Andresen, A., Berre, T., Kleven, A. e Lunne, T. **Procedure used to obtain soil parameter for foundation engineering in the North sea.** Marine geotechnology. 1979.
8. Aoki, N. e Velloso D. A **Un método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas.** Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 1. Pag 377 – 386. Argentina. 1975.
9. ASTM D 4719. **Standard test method for pressuremeter testing in soil.** USA. 1987.
10. Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., e Pasqualini, E. **Interpretation of CPTs and CPTUs. 2<sup>nd</sup> part: Drained penetration of sand.** Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Geotechnical Seminar. Singapore. Pag 143 – 156. 1986.
11. Baldi, G. **Stiffness of sand form CPT, SPT and DMT.** ICE, Proc. Penetration test in UK. University of Birmingham. Paper No 42. 1988.
12. Baguelin, F., Jézéquel, J.F e Shields, D. H. **The pressuremeter and foundation engineering.** Trans Tech Publications. Germany. 1978.

13. Baligh, M. M., Azzous, A. S., Wissa, A. Z. E., Matyin, R. T., e Morrison, M. H. **The piezocone penetrometer. Cone penetration testing and experience.** Proceeding of the Session ASCE National Convention. St Louis. Pag 247 – 263. 1981.
14. Battaglio, M., Lancellotta, R., Maniscalco, R. **Piezometer probe test in cohesive deposits.** Proc. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience. ASCE. St Louis. USA. 1981
15. Begemann, H. K. S. **The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile.** Proceeding of the 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering. Montreal. Vol 1. Pag 17-20. 1965.
16. Bjerrum, L. **Embankments on soft ground. State of the art.** Proc. Conference performance earth and earth supported structures. Georgia. NY. ASCE. USA. 1973.
17. Briaud, J. L. **The pressuremeter.** Ed A.A. Balkema. Rotterdam. 322 pp. 1992.
18. Bugno, W.T. and McNeilan, T.W. **Cone penetration test results in offshore California silts. Strength Testing of Marine Sediments.** Laboratory and in situ measurement. Symposium San Diego. ASTM. Special technical publication. SPT 883, 55 – 71. 1984.
19. Bustamante, M. e Giasenelli, L. **Pile bearing capacity prediction by means of the static penetrometer CPT.** Proceeding of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing.. ESOPT-II. Amsterdam. 1982.
20. Campanella, R. G., Gillespie, D. e Robertson, P. K. **Pore pressure during cone penetration testing.** II SPOT. Amsterdam. Vol II. Pag 507 – 512. 1982.
21. Campanella R. G., e Robertson, P. K. **Applied cone research. Cone penetration testing and experience.** . Proceeding of the Session ASCE National Convention. St Louis. Pag 343 – 362. 1981.
22. Cavalcante et al., **Experiência com o pressômetro Menard em solos no nordeste brasileiro.** Sefe IV. São Paulo. 2000.

23. Carvalho, D., Albuquerque, P. Giacheti, H. **Campo experimental para estudos de Mecânica de Solos e Fundações em Campinas-SP**. SEFE IV. São Paulo. 2000.
24. Clarke, B., G. **Pressuremeter in geotechnical design**. First edition. England.1995.
25. Chen, B. S. e Mayne, P. W. **Statistical relationship between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical Journal No 33. Pag 488 – 498. 1996.
26. Cintra, J. C. A., Carvalho, D., Giacheti, H., Bortolucci, A. A. **Campo Experimental de Fundações em São Carlos**. SEFE II. São Paulo. 1991.
27. Costa Neto, P.L.O. **Estatística**. Editora Edgar Blucher Ltda. SP. Brasil. 2002
28. Coutinho, R., Oliveira, J.T.R. e Danziger, F.A.B. **Ensaio de piezocone na argila mole de Ibura –Recife-PE**. Solos e Rochas. São Paulo. 1993.
29. Cunha R. **Apostila do curso de CPT**. Tradução do manual de curso de posgraduação de ensaios in situ do Campanella Research Student. Capítulo III. UnB. Brasília. 1997.
30. Cunha, R.P., Pereira, J. H. F. e Vecchi, P.P.L. **The use of Menard pressuremeter test to obtain geotechnical parameters in the unsaturated and tropical Brasilia clay**. International Conference on In situ Measurement of Soil Properties and Case Histories. Bali. 2001.
31. Danziger, F. A. B. e Schnaid, F. **Ensaio de piezocone: Procedimentos, recomendações e interpretação**. SEFE IV. São Paulo. 2000.
32. Danziger, F. A. B., Marcio, S. S. Paiva, E., et al.: **O piezocone como ferramenta de determinação de estratigrafia e classificação de solos**. XI Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica. Brasília. Vol II. Pag 917 – 926. 1998.
33. de Mello, V. **The standard penetration test**. Proc., 4<sup>to</sup> PCSMFE. San Juan. Puerto Rico. 1971.
34. De Ruiter, J. **Electronic penetrometer for site investigations**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol 97, pp 457-462. USA. 1971.

35. De Ruiter, J. e Beringen, F.L. **Pile foundations for large North Sea structures**. Marine Geotechnology, 3 (3).1979.
36. Duncan, J.M. e Buchignani. **An engineering manual for settlement studies**. Department of Civil Engineering. University of California. USA. 1976.
37. Durgunoglu, H. T. e Mitchell, J. K. **Static penetration resistance of soils I-II**. Proceedings of the ASCE Specially Conference on In situ measurement of soil properties. North Carolina. P 151 – 189. 1975.
38. Douglas, B.J. e Oslen R.S. **Soil classification using electric cone penetrometer. Cone penetration testing and experience**. Proceeding of the ASCE National Convention. St Louis. Pp 209-227.ASCE.USA.1981.
39. Eslami, A, e Fellenius, B.H. **Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 cases histories**. Canadian Geotechnical Journal. No 34. 1997.
40. Ferreira, V, C. **Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas em Campo Experimental de Bauru-SP**. Tese de Doutorado. USP-São Carlos. 1998.
41. Giacheti, H. L. e Queiroz, C. R. **O piezocone e algumas aplicações recentes em engenharia**. SEFE IV. São Paulo. 2000.
42. Giacheti, H. L. **Notas do curso Ensaaios in situ e Instrumentação de Fundações**. São Carlos. 2000.
43. Giacheti, H.L. **Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudos e considerações quanto a aplicação em solos tropicais**. Tese de Livre Docente. Unesp. Bauru. 2001.
44. Houlsby, G.T. e Tech, C.I. **Analysis of the piezocone in clay**. Proceeding of the International Symposium on Penetration Testing. ISOPT-1. Orlando. USA.1988.
45. ISSMFE. Appendices A. **International reference test procedure for cone penetration test (CPT)**. Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soil – TC 16 with reference to Test Procedure, Swedish Geotechnical Institute. 1989.
46. Jaky, J. **The coefficient of the earth pressure at rest**. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers. Hungary. 1944.

47. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., e Lancellotta, R. **New developments in field and laboratory testing of soils. State of the art report.** Proceedings of the XI International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering. San Francisco. Vol I. Pag 57 – 153. Balkema Publication. Rotterdam. 1985.
48. Janbu, N. e Senneset. K. **Effective stress interpretation of in situ penetration test.** Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing. ESOPT. Stockholm. 2,2. 181 – 193. 1974.
49. Johnston, I. W. **Why in situ testing?.** In situ testing for geotechnical investigation. Ed A.A. Balkema. The Netherlands. 1983.
50. Kleven, A., Lacasse S. e Andersen, K. H. **Soil parameter for offshore foundation design.** N 61 report No 40013-34. 1986
51. Kulhawy, F.H., Mayne, P.H. **Manual on estimating soil properties for foundation design.** Electric Power Research Institute. 1990.
52. Larsson, R. **Use a thin slot as a filter in piezocone test.** Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Test. CPT'95. Linköping. Sweden. Vol 2. Pag 35 – 40. 1995.
53. Lunne, T e Lacasse S. **Use of in situ test in North Sea soil investigation.** Proceeding of the Symposium: From Theory to Practice in Deep Foundations. Porto Alegre. Brasil. 1985.
54. Lunne, T. Robertson, P. K. e Powell, J. J. M. **Cone Penetration Testing.** Blackie Academic & Professional. London. UK. 1997.
55. Lunne, T. Lacasse, S. E Rad, N. S. **General report SPT, CPT, pressuremeter testing and recent development in situ testing.** Part I. Proceeding of XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Volume 4. Pag 2339-93. Rio de Janeiro. Brazil. 1989.
56. Mair, R. J. e Wood, D.M. **Pressuremeter testing. Methods and interpretations.** CIRIA Ground Engineering Report: In situ testing. London. UK. 157p. 1987.
57. Mayne, P.W. e Kulhawy, F.H. **k<sub>0</sub>-OCR relationships in soils.** Journal of Geotechnical Engineering 108 (6). 1982.

58. Mayne, P.W. e Kulhawy, F.H. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Report EL-6800 Electric Power Research Institute. Palo Alto. 1990.
59. Menard, L. **The Menard Pressuremeter. Interpretation and Application of pressuremeter test results to foundation design**. General memorandum. Sols Soils No 26. 1975.
60. Mitchell, J. K. e Gardner, W. S. **In situ measurement of volume change characteristics**. Proceeding of ASCE. Specialty Conference on In Situ measurement of Soil Properties. Raleigh. NC. USA. 1975.
61. Montero, P.F.F. **A estaca ômegafranki – capacidade de carga**. Seminario de Engenharia de Fundações Especiais. SEFE IV. Volume 2. São Paulo. 2000
62. Mota, B. N. **Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília. Interpretação e aplicação em projetos de fundação**. Tese de doutorado. 2003. UnB. Brasília.
63. Neto, B.B., Scarminio, I.E. e Bruns, R.E. **Como fazer experimentos. Pesquisa e desenvolvimento na ciência e na indústria**. Editora Unicamp. 2001.
64. Muhs, H. **50 years of deep sounding with static penetrometers**. Berlin Universität. Deutsche Forschungsgesellschaft für Boden-Mechanik (Degebo). Mitteilungen (34). Germany, 1978.
65. NF P 94-110 **Essai Pressiometrique Ménard**. Norma Française. França. 1991.
66. Philipponat, G. **Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique**. Informations Techniques Bulletin. Paris. France. 1978.
67. Planes, R.L. **Diseño estadístico de experimentos**. Editoras Científico-Técnica. Cuba. 1988.
68. Peixoto, P. A. **Estudo do ensaio SPT – T e sua aplicação na pratica de engenharia de fundações**. Teses Doutoral. UNICAMP. Campinas. SP. 2001.
69. Poulos, H.G. e Davies, E.H. **Pile foundation analysis and design**. Robert E. Krieger Publishing Company. Florida. USA. 1980.
70. Robertson, P. K. e Campanella, R. G, Gillespie, D. e Greig, J. **Use of piezometer cone data**. Proceeding of the ASCE Specialty Conference In situ



86. Use of in situ test in geotechnical engineering. Blacksburg. ASCE. Pag 1263 -1280. 1986.
71. Robertson, P. K. e Campanella ,R. G. **Interpretation of cone penetrometer test. Part I, Sand.** Canadian Geotechnical Journal. 20(4). Pag 718 – 733. 1983.
72. Robertson, P. K. **Cone Penetration Testing. Geotechnical Applications Guide.** First Edition. Canada. 1998.
73. Robertson, P. K. e Campanella R.G. **Design manual for use of CPT and CPTU.** University of British Columbia. Vancouver. 1989.
74. Rol, A . H. **Comparative study on resistance measured with three types of CPT tips.** Proceedings of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing. ESOPT II. Amsterdam 2. Balkema Publication. The Netherlands. 1982.
75. Sampaio, J.L.C. **Parâmetros geotécnicos das regiões sul e sudeste do Brasil, obtidos por meio de pressômetros auto-perforantes.** Tese de Doutorado. USP São Paulo. 2003.
76. Sandven, R. **Strength and deformation properties of fine grain soil obtained from piezocone test.** Thesis for Doctor of Engineering. Norwegian Institute of Technology. 1990.
77. Sanglerat, G. **The penetrometer and soil exploration.** Elsevier. Amsterdam. Holland. 1972.
78. Schemertmann, J. H. **Penetration pore pressure effects on quasi-statics cone bearing, qc.** Proceeding of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT. Stockholm. 1974. Sweden.
79. Schemertmann, J. H. **Measurement of in situ shear strength.** Proceeding of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties. Raleigh. NC. USA.1975.
80. Schemertmann, J. H. **Guidelines for cone penetration test, performance and design.** US Federal Highway Administration. Washington, D.C. Report FHWA-TS-78-209. U.S.A. 1978.
81. Schmertmann J.H.S. **Measurement of in situ shear strength.** Proc of the ASCE Specially Conference on in situ measurement of soil properties. Raleigh. North Carolina, 2. ASCE. USA. 1975

82. Schnaid, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. Oficina de textos. São Paulo. Pp 189. 2000.
83. Sousa Pinto, C. Gabara, W. Escudeiro, P. J. E. e Nader, J. J. **Propriedades de solos residuais. Solos do interior do Estado de São Paulo**. ABMS. Produtores Associados. São Paulo. 1993.
84. Sousa Pinto, C et al. **Apresentação dos resultados dos ensaios pressiométricos realizados no campo experimental da Unicamp, em Campinas**. Relatório Técnico. USP São Paulo. 2001.
85. Souza, M. **Aterros sobre solos moles**. Editora UFRJ. Brasil. 216 p. 1996.
86. Sully, J.P. e Echezuria, H.J. **In situ density measurements with nuclear cone penetrometer**. Proceeding of the International Sympisium on Penetration Testing. ISOPT 1 Orlando. USA. 1988.
87. Tech, C.I. and Houlsby, G.T. **An analytical study of the cone penetration test in clay**. Geotechnique 41(1), 17 – 34. 1991.
88. Totani G. et al. **Field studies of an instrumented full scale pile driven in clay**. Proc XIII ICSMFE. New Delhi. Vol II 695-698. 1994.
89. Vecchi, P. P. L, Cunha, R. P., Pereira, J. H. F., Schnaid, F., E Kratz De Oliveira, L.A. **Aplicação do ensaio pressiométrico tipo Menard na previsão de parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília**. SEFE IV. São Paulo. 2000.
90. Velloso, P.P. **Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solos**. Publicações – Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília. 1981

**ANEXO**

---

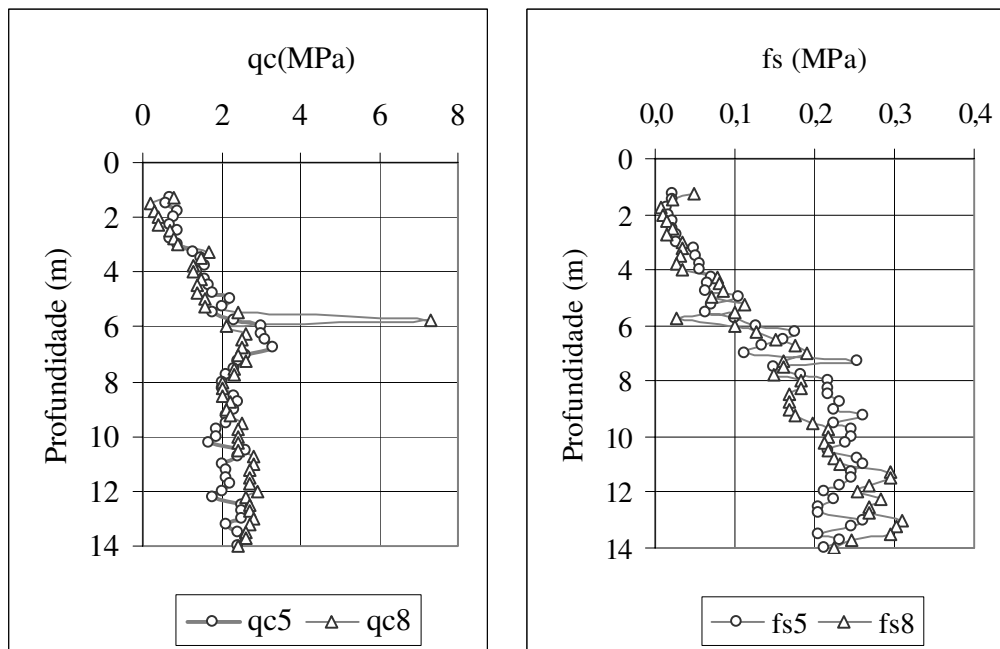
## ANEXO

---

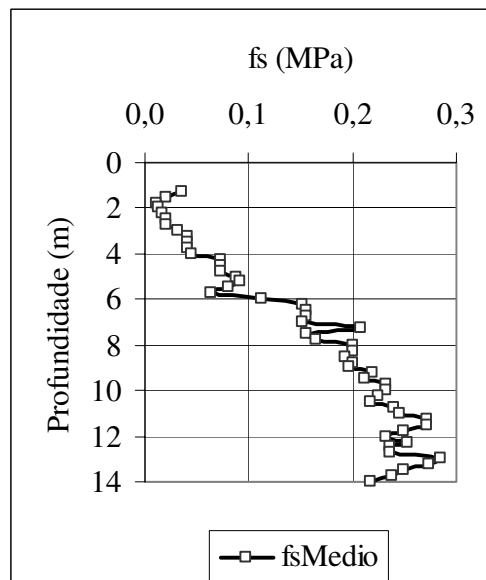
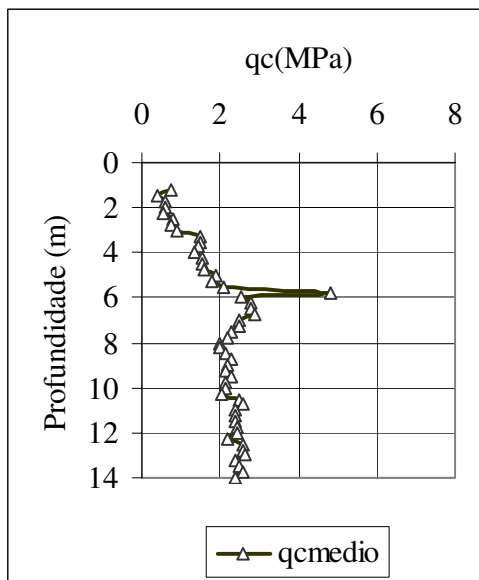
Apresentam-se neste anexo os resultados dos ensaios de cone e pressiômetro realizados nos Campos Experimentais.

### **Campo Experimental da Unicamp.**

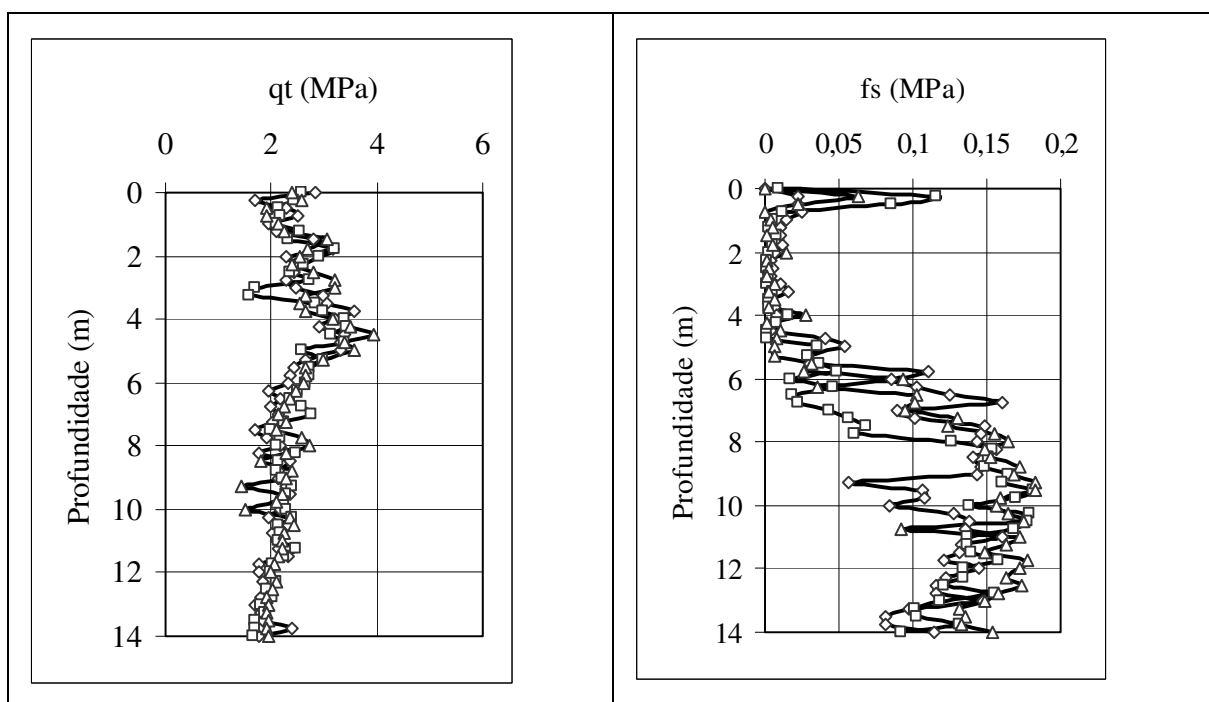
#### **Resultados de ensaios de cone.**



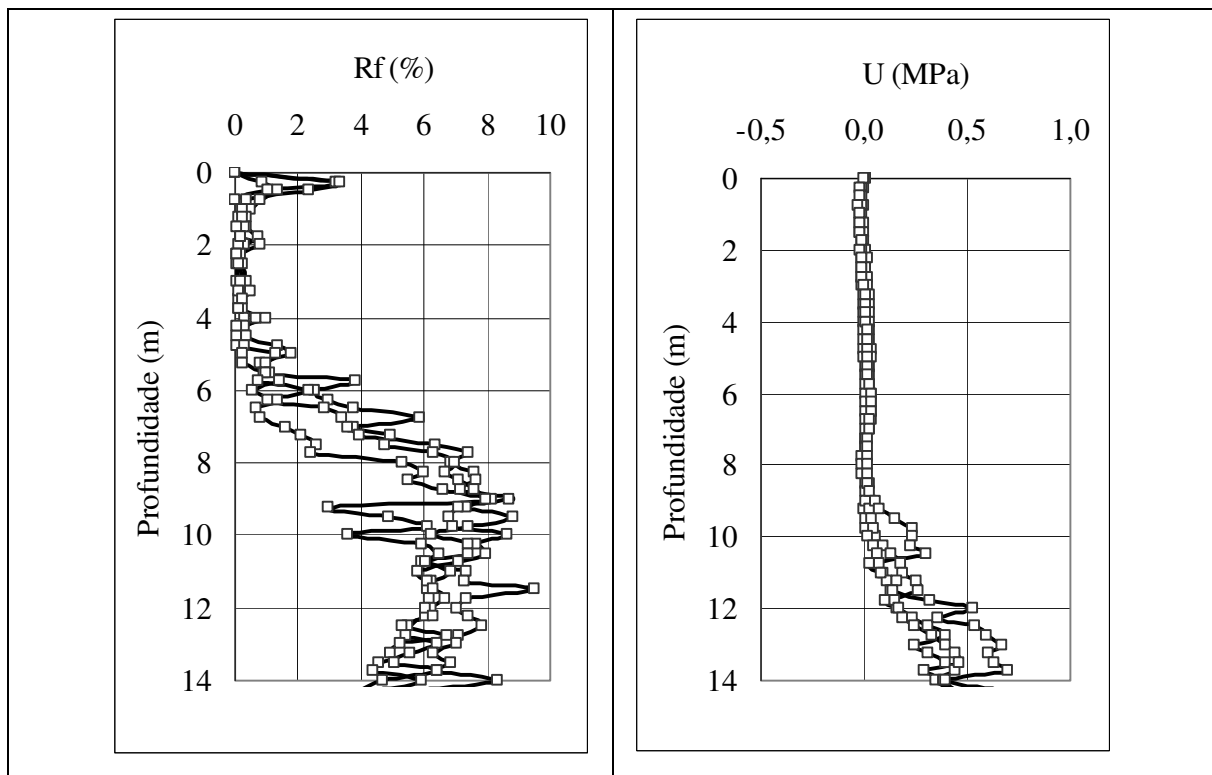
*Resultados de cone mecânico com luva Begemann. Unicamp.*



*Resultados médios de cone mecânico com luva Begemann. Unicamp.*



*Resultados de qt e fs. Cone elétrico. Unicamp.*

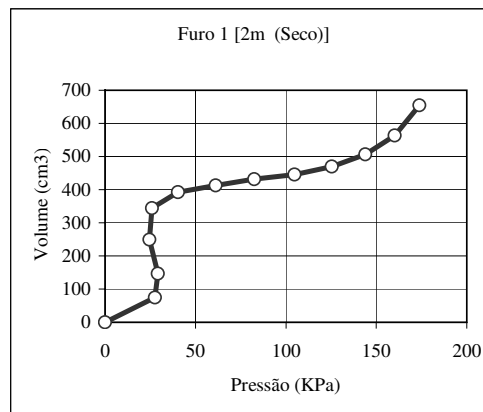


*Resultados de  $R_f$  e  $U$ . Cone elétrico. Unicamp.*

## Resultados de ensaios pressiométricos tipo Menard.

NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental UNICAMP		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO Nº: 01	TIPO: Procedimento A-Método Incrementos de Pressão		
DATA: 24/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da UNICAMP		
Umidade: 23,1 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_s =$		2 m	
Altura do Manômetro: $Z_c(25 \text{ bar}) =$		0,9 m	
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )		$P_h =$	29 kN/m <sup>2</sup>
$P = P_{lida} + P_h - P_c$		Calibração =	15 -0,0002 0,3678
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$		a =	0,004 cm <sup>3</sup> /kPa

Nº	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	0	0	0	0	0
2	25	26,46	27,54	75	74,9
3	50	49,74	29,2552	147	146,8
4	75	79,45	24,55	250	249,7
5	100	103,1	25,914	345	344,6
6	125	113,7	40,3444	393	392,5
7	150	117,8	61,2124	413	412,4
8	175	121,6	82,4352	432	431,3
9	200	124,3	104,744	446	445,2
10	225	128,7	125,314	470	469,1
11	250	135,1	143,935	507	506
12	275	144	160,038	565	563,9
13	300	155,1	173,896	655	653,8



$V_s =$	452,135	$\text{cm}^3$		
$V_m =$	880,935	$\text{cm}^3$		
$E =$	3,11	$\text{Mpa}$		
$P_l =$	174	$\text{kPa}$	$PI^* =$	113 $\text{kPa}$
$P_f =$	104,8	$\text{kPa}$		
$G_p =$	1,17	$\text{MPa}$		
$P_{oh} =$	61,21	$\text{kPa}$		

Cálculos

$P_{om}$  = pressão inicial

$V_o = (p \cdot l_s \cdot d_i^2) / 4 - V_c$

$V_o$  = volume inicial

$d_i$  = diâmetro interno do tubo de calibração

$l_s$  = comprimento da célula de medição

$V_c$  = volume do líquido injetado para colocar a célula em contato com o tubo de calibração

$P = P_{lida} + P_h - P_c$

$P$  (kPa) = pressão exercida pela sonda no solo corrigida

$P_{lida}$  (kPa) = pressão aplicada, lida no manômetro da CPV referente à célula central

$P_h$  (kPa) = pressão hidrostática no circuito entre a sonda e a CPV

$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$

$h_w$  = altura entre o meio da parte expansiva e o meio do manômetro da célula central, m

$Z_c$  (m) = meio do manômetro da célula central até o nível de terreno

$Z_s$  (m) = cota de ensaio : nível de terreno até meio da sonda.

$g_w$  ( $\text{kN/m}^3$ ) = peso específico da água

$P_c$  (kPa) = correção de pressão devido à rigidez da membrana

$V = V_{lido} - V_c = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$

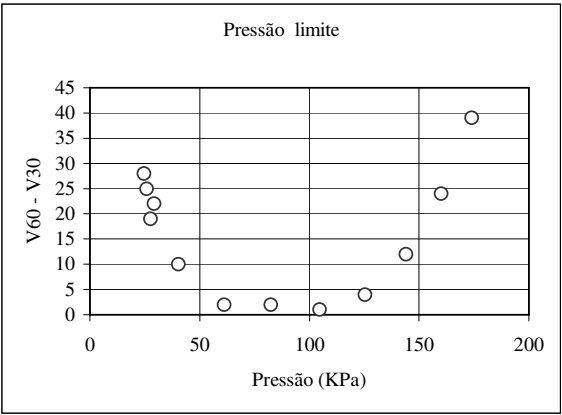
$V$  ( $\text{cm}^3$ ) = incremento de volume corrigido

$V_{lido}$  ( $\text{cm}^3$ ) = volume lido no volumímetro da CPV

$V_c$  ( $\text{cm}^3$ ) =  $a \cdot P_{lida}$

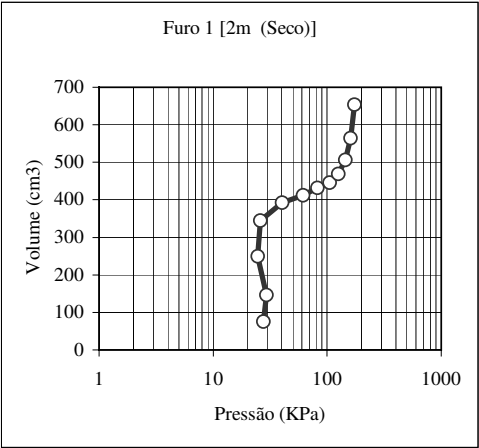
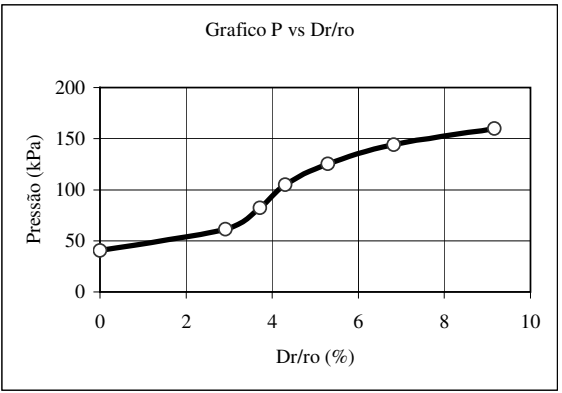
$a$  ( $\text{cm}^3/\text{kPa}$ ) = coeficiente de dilatação da tubulação e do aparelho

Pressão	V30	V60	V60 - V30
27,54	56	75	19
29,26	125	147	22
24,55	222	250	28
25,91	320	345	25
40,34	383	393	10
61,21	411	413	2
82,44	430	432	2
104,74	445	446	1
125,31	466	470	4
143,94	495	507	12
160,04	541	565	24
173,90	616	655	39



V0 =	344,60	V0 =	1144,60	cm3
Vi =	392,50	Vreserv=	800,00	cm3

V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r0$
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
344,60	25,91	0,00	40,34	0
392,50	40,34	67,80	61,21	2,92
412,40	61,21	86,70	82,44	3,72
431,30	82,44	100,60	104,74	4,30
445,20	104,74	124,50	125,31	5,30
469,10	125,31	161,40	143,94	6,82
506,00	143,94	219,30	160,04	9,16
563,90	160,04	309,20		
653,8	173,9			



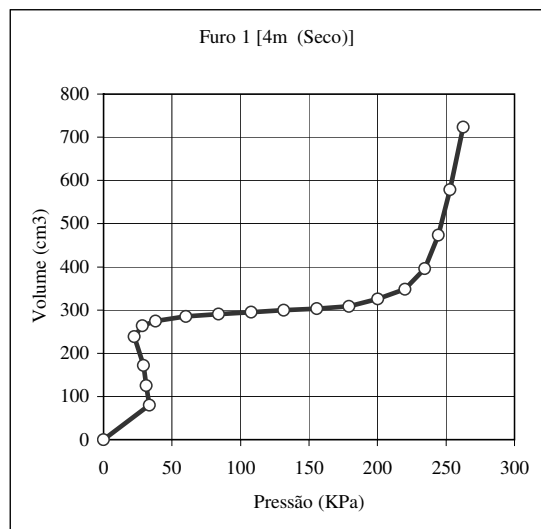


NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental UNICAMP		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO Nº: 02	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 24/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da UNICAMP		
Umidade: 24,94%	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_S =$	4 m		
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$	0,9 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$P_h =$	49	kN/m <sup>2</sup>
$P = P_{lida} + P_h - P_c$	Calibração =	15 -0,0002	0,3678
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$	a =	0,004	cm <sup>3</sup> /kPa

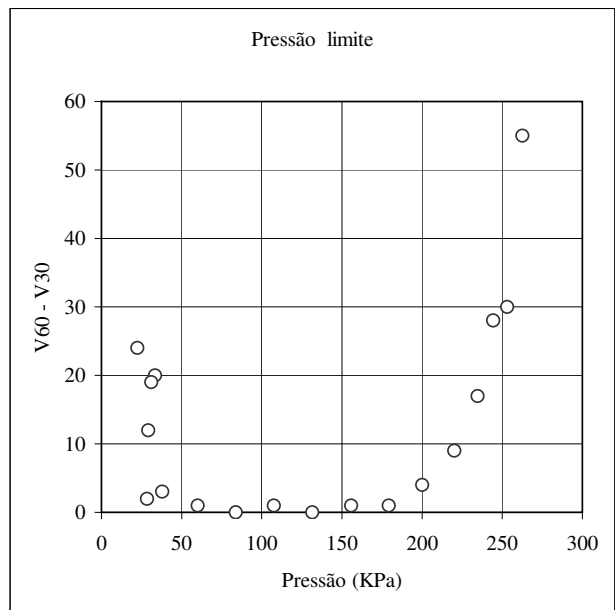
Nº	$P_{lida}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{corr}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_{lido}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{corr}$ (cm <sup>3</sup> )
1	0	0	0	0	0
2	12,5	28,14	33,36	80	79,95
3	25	42,85	31,15	125	124,9
4	37,5	57,34	29,16	172	171,85
5	50	76,48	22,52	239	238,8
6	62,5	83,16	28,34	264	263,75
7	75	86,02	37,98	275	274,7
8	100	88,83	60,17	286	285,6
9	125	90,09	83,91	291	290,5
10	150	91,35	107,65	296	295,4
11	175	92,34	131,66	300	299,3
12	200	93,33	155,67	304	303,2
13	225	94,80	179,20	310	309,1
14	250	98,88	200,12	327	326
15	275	104,00	220,00	349	347,9
16	300	114,49	234,51	397	395,8
17	325	129,58	244,42	475	473,7
18	350	146,04	252,96	580	578,6
19	375	161,53	262,47	725	723,5

$V_s = 452,14 \text{ cm}^3$   
 $V_m = 749,49 \text{ cm}^3$   
 $E = 10,10 \text{ MPa}$   
 $P_l = 262,47 \text{ kPa}$   
 $P_f = 179 \text{ kPa}$   
 $G_p = 3,80 \text{ MPa}$   
 $P_{oh} = 60,17 \text{ kPa}$

$P_l^* = 202,30 \text{ kPa}$



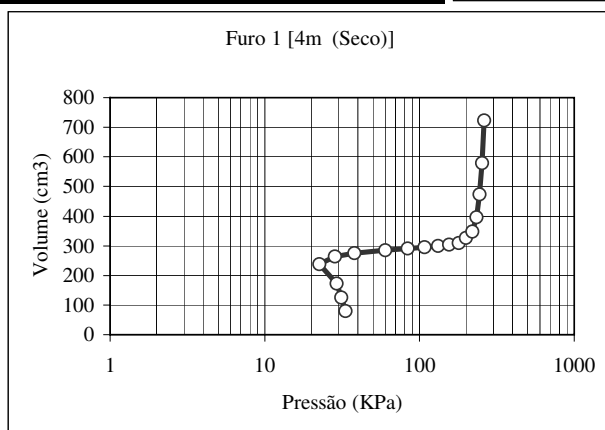
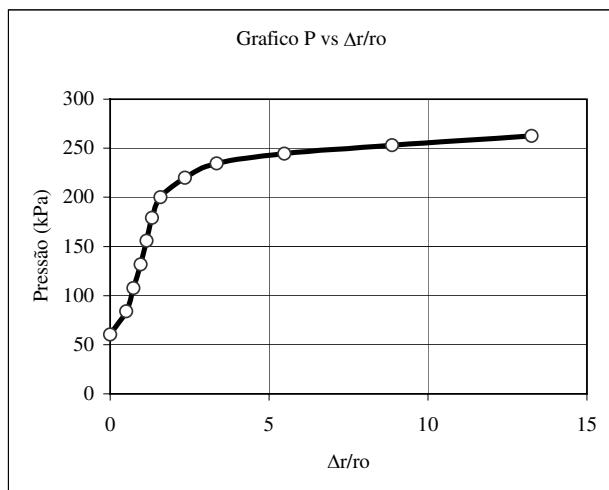
Pressão Limite			
Pressão	V30	V60	V6 - V30
	0	0	0
33,36	60	80	20
31,15	106	125	19
29,16	160	172	12
22,52	215	239	24
28,34	262	264	2
37,98	272	275	3
60,17	285	286	1
83,91	291	291	0
107,65	295	296	1
131,66	300	300	0
155,67	303	304	1
179,20	309	310	1
200,12	319	323	4
220,00	340	349	9
234,51	380	397	17
244,42	447	475	28
252,96	550	580	30
262,47	670	725	55



V0 =	274,7	V0 =	1074,7	cm3
Vi =	290,5	Vreserv=	800	cm3

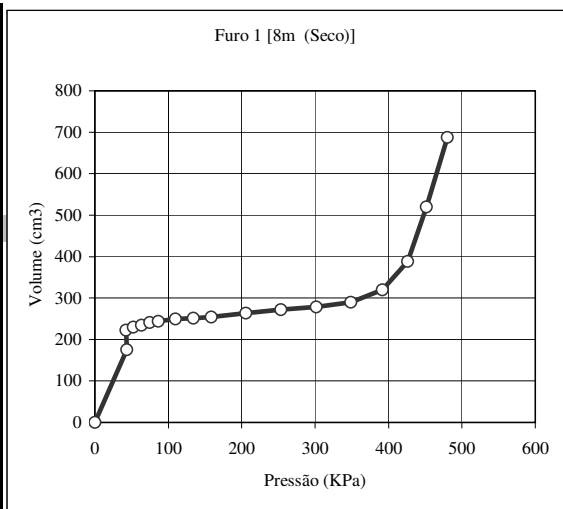
  

V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r0$
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
274,7	37,98	0	60,17	0
285,6	60,17	15,8	83,91	0,51
290,5	83,91	20,7	107,65	0,73
295,4	107,65	24,6	131,66	0,96
299,3	131,66	28,5	155,67	1,14
303,2	155,67	34,4	179,20	1,32
309,1	179,20	51,3	200,12	1,59
326	200,12	73,2	220,00	2,36
347,9	220,00	121,1	234,51	3,35
395,8	234,51	199	244,42	5,48
473,7	244,42	303,9	252,96	8,87
578,6	252,96	448,8	262,47	13,26
723,5	262,47			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental UNICAMP		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO Nº: 03	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 24/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da UNICAMP		
Umidade: 29,62 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_S =$	8 m		
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$	0,9 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$P_h =$	89	$\text{kN/m}^2$
$P = P_{lida} + P_h - P_c$	Calibração =	15 -0,0002	0,3678
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$	a =	0,004	$\text{cm}^3/\text{kPa}$

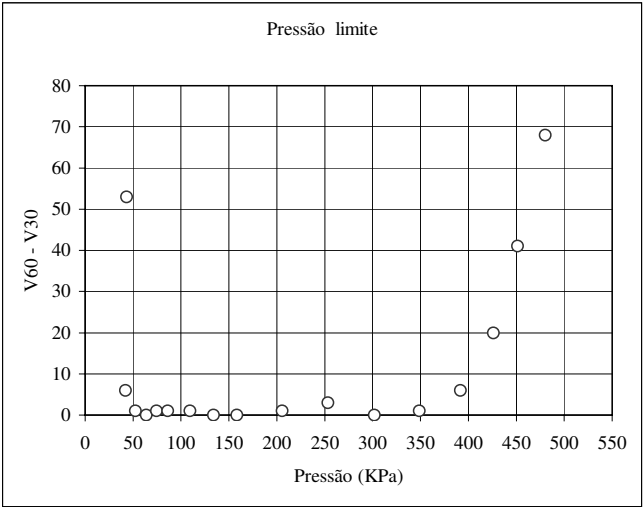
Nº	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	0	0	0	0	0
2	12,5	58,24	43,26	175	174,95
3	25	71,79	42,21	222	221,9
4	37,5	74,01	52,49	230	229,85
5	50	75,39	63,61	235	234,8
6	62,5	77,02	74,48	241	240,75
7	75	77,84	86,16	244	243,7
8	100	79,45	109,55	250	249,6
9	125	79,98	134,02	252	251,5
10	150	80,78	158,22	255	254,4
11	200	83,16	205,84	264	263,2
12	250	85,50	253,50	273	272
13	300	87,30	301,70	280	278,8
14	350	90,09	348,91	291	289,6
15	400	97,46	391,54	321	319,4
16	450	113,02	425,98	390	388,2
17	500	137,49	451,51	522	520
18	550	158,56	480,44	690	687,8



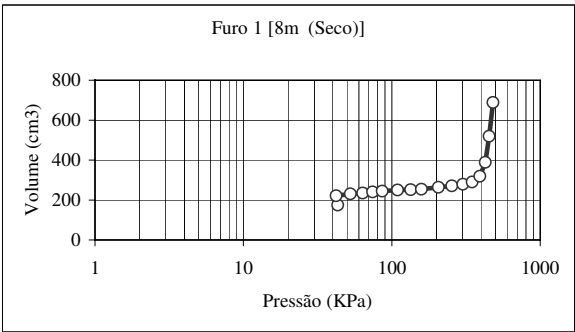
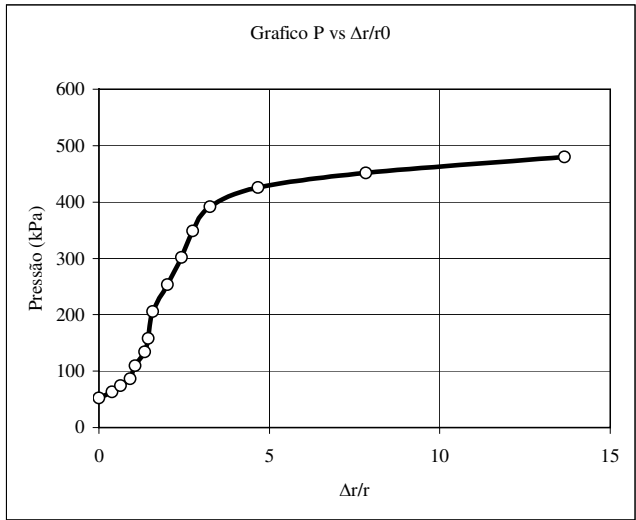
$V_s =$	452,14	$\text{cm}^3$
$V_m =$	713,39	$\text{cm}^3$
$E =$	11,65	$\text{MPa}$
$Pl =$	480,44	$\text{kPa}$
$Pf =$	348	$\text{kPa}$
$Gp =$	4,38	$\text{MPa}$
$Poh =$	63,61	$\text{kPa}$

$Pl^* = 416,83 \text{ kPa}$

Pressão limite			
Pressão	V30	V60	V60 - V30
43,26	122	175	53
42,21	216	222	6
52,49	229	230	1
63,61	235	235	0
74,48	240	241	1
86,16	243	244	1
109,55	249	250	1
134,02	252	252	0
158,22	255	255	0
205,84	263	264	1
253,50	270	273	3
301,70	280	280	0
348,91	290	291	1
391,54	315	321	6
425,98	370	390	20
451,51	481	522	41
480,44	622	690	68

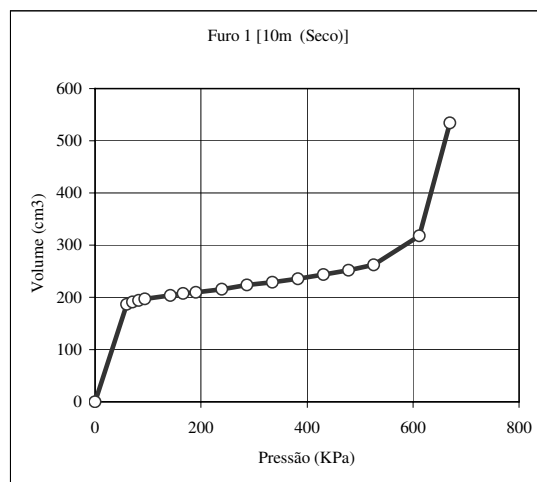


V0 =	221,9	V0 =	1021,9	cm3
Vi =	243,8	Vreserv=	800	cm3
V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r0$
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
221,9	42,21	0	52,49	0,00
229,85	52,49	12,9	63,61	0,39
234,8	63,61	18,85	74,48	0,63
240,75	74,48	21,8	86,16	0,92
243,7	86,16	27,7	109,55	1,06
249,6	109,55	29,6	134,02	1,35
251,5	134,02	32,5	158,22	1,44
254,4	158,22	41,3	205,84	1,58
263,2	205,84	50,1	253,50	2,00
272	253,50	56,9	301,70	2,42
278,8	301,70	67,7	348,91	2,75
289,6	348,91	97,5	391,54	3,26
319,4	391,54	166,3	425,98	4,66
388,2	425,98	298,1	451,51	7,83
520	451,51	465,9	480,44	13,65
687,8	480,44			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental UNICAMP		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO Nº: 04	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 24/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da UNICAMP		
Umidade: 26,45 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_s =$	10 m		
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$	0,9 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$P_h =$	109	$\text{kN/m}^2$
$P = P_{lida} + P_h - P_c$	Calibração =	15 -0,0002	0,3678
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$	a =	0,004	$\text{cm}^3/\text{kPa}$

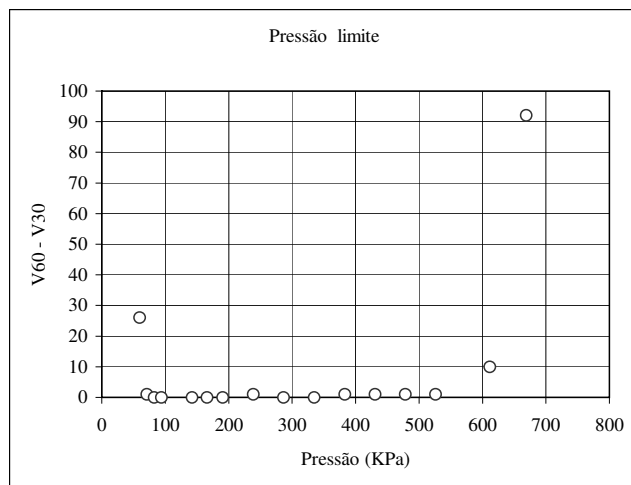
N°	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	0	0	0	0	0
2	12,5	61,78	59,72	187	186,95
3	25	62,95	71,05	191	190,9
4	37,5	63,83	82,67	194	193,85
5	50	64,69	94,31	197	196,8
6	100	66,71	142,29	204	203,6
7	125	67,85	166,15	208	207,5
8	150	68,42	190,58	210	209,4
9	200	70,11	238,89	216	215,2
10	250	72,63	286,37	225	224
11	300	74,01	334,99	230	228,8
12	350	75,93	383,07	237	235,6
13	400	78,11	430,89	245	243,4
14	450	80,52	478,48	254	252,2
15	500	83,16	525,84	264	262
16	600	97,22	611,78	320	317,6
17	700	139,83	669,17	537	534,2



$V_s =$	452,14	$\text{cm}^3$
$V_m =$	675,64	$\text{cm}^3$
$E =$	13,03	$\text{MPa}$
$Pl =$	669,17	$\text{kPa}$
$Pf =$	525,84	$\text{kPa}$
$Gp =$	4,90	$\text{MPa}$
$Poh =$	71,05	$\text{kPa}$

$Pl^* = 598,12 \text{ kPa}$

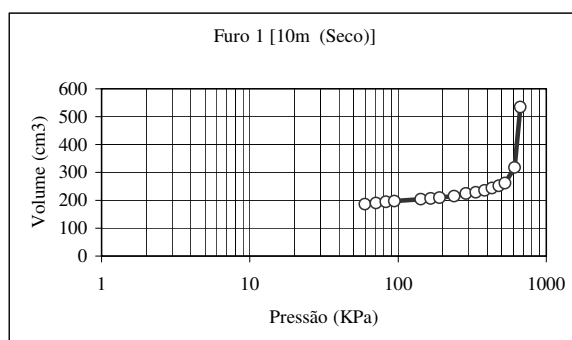
Pressão limite			
Pressão	V30	V60	V60 - V30
59,72	161	187	26
71,05	190	191	1
82,67	194	194	0
94,31	197	197	0
142,29	204	204	0
166,15	208	208	0
190,58	210	210	0
238,89	215	216	1
286,37	225	225	0
334,99	230	230	0
383,07	236	237	1
430,89	244	245	1
478,48	253	254	1
525,84	263	264	1
611,78	310	320	10
669,17	445	537	92



V0 =	186,95	V0 =	986,95	cm3
Vi =	193,85	Vreserv=	800	cm3

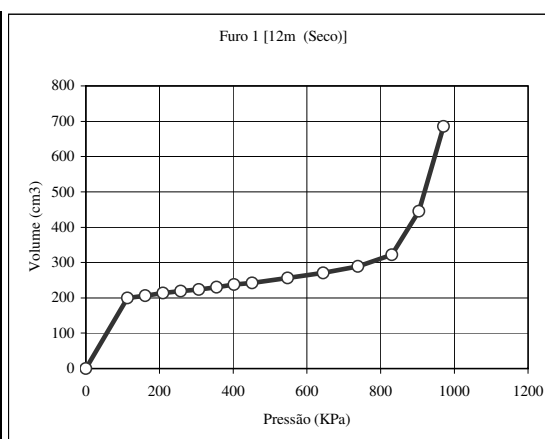
  

V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r0$
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
186,95	59,72	0	71,05	0
190,9	71,05	6,9	82,67	0,20
193,85	82,67	9,85	94,31	0,35
196,8	94,31	16,65	142,29	0,50
203,6	142,29	20,55	166,15	0,84
207,5	166,15	22,45	190,58	1,04
209,4	190,58	28,25	238,89	1,13
215,2	238,89	37,05	286,37	1,42
224	286,37	41,85	334,99	1,86
228,8	334,99	48,65	383,07	2,10
235,6	383,07	56,45	430,89	2,44
243,4	430,89	65,25	478,48	2,82
252,2	478,48	75,05	525,84	3,25
262	525,84	130,65	611,78	3,73
317,6	611,78	347,25	669,17	6,41
534,2	669,17			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental UNICAMP		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO Nº: 05	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 25/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da UNICAMP		
Umidade: 32,19 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_s =$	12 m		
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$	0,9 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$P_h =$	129	$\text{kN/m}^2$
$P = P_{lida} + P_h - P_c$	Calibração =	15 -0,0002	0,3678
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$	a =	0,004	$\text{cm}^3/\text{kPa}$

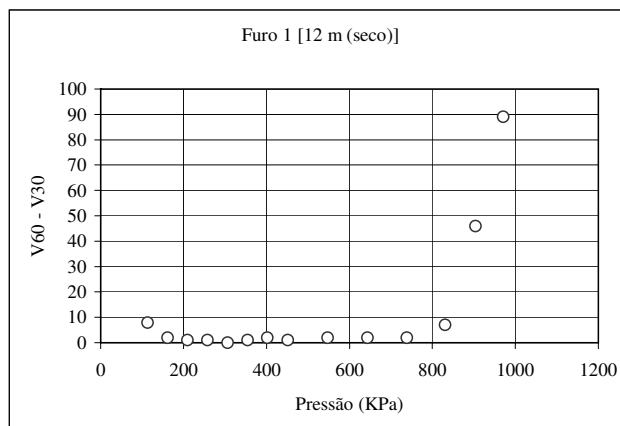
Nº	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	0	0	0	0	0
2	50	65,56	113,44	200	199,8
3	100	67,56	161,44	207	206,6
4	150	69,55	209,45	214	213,4
5	200	71,24	257,76	220	219,2
6	250	72,63	306,37	225	224
7	300	74,29	354,71	231	229,8
8	350	76,48	402,52	239	237,6
9	400	77,84	451,16	244	242,4
10	500	81,58	547,42	258	256
11	600	85,50	643,50	273	270,6
12	700	90,34	738,66	292	289,2
13	800	98,41	830,59	325	321,8
14	900	124,82	904,18	449	445,4
15	1000	158,47	970,53	689	685



$V_s =$	452,14	$\text{cm}^3$
$V_m =$	703,44	$\text{cm}^3$
$E =$	13,06	MPa
$P_l =$	970,53	kPa
$P_f =$	738,66	kPa
$G_p =$	4,91	MPa
$P_{oh} =$	161,4	kPa

$P_l^* = 809,13 \text{ kPa}$

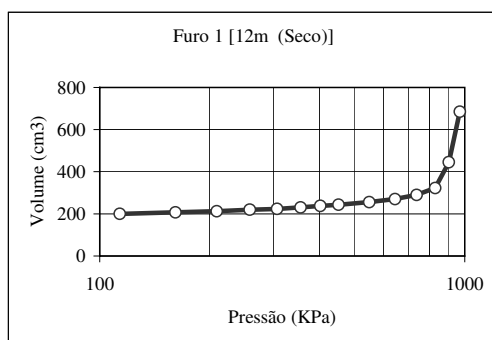
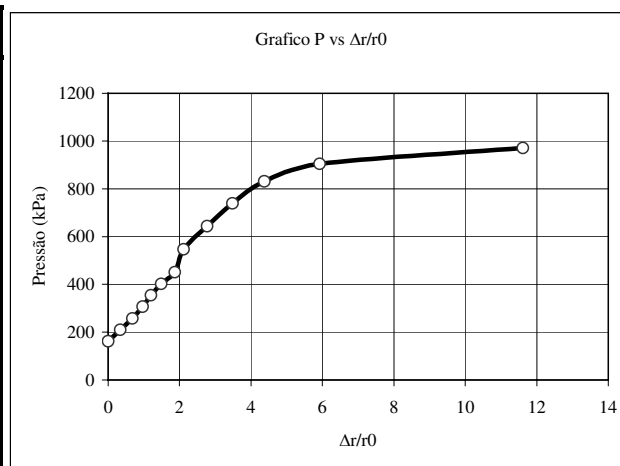
Pressão limite			
Pressão	V30	V60	V60 - V30
113,44	192	200	8
161,44	205	207	2
209,45	213	214	1
257,76	219	220	1
306,37	225	225	0
354,71	230	231	1
402,52	237	239	2
451,16	243	244	1
547,42	256	258	2
643,50	271	273	2
738,66	290	292	2
830,59	318	325	7
904,18	403	449	46
970,53	600	689	89



V0 =	199,8	V0 =	999,8	cm3
Vi =	213,4	Vreserv=	800	cm3

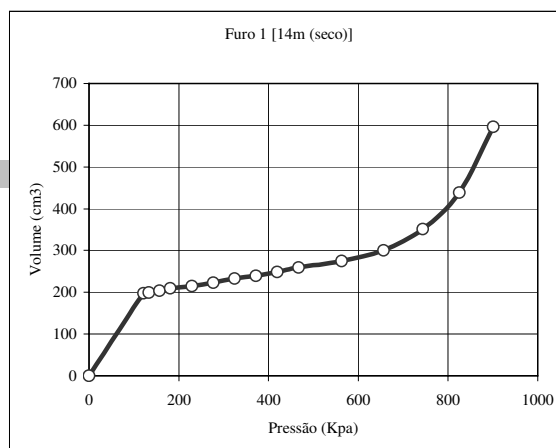
V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r0$
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
199,8	113,4	0	161,44	0
206,6	161,4	13,6	209,45	0,3
213,4	209,5	19,4	257,76	0,7
219,2	257,8	24,2	306,37	1,0
224	306,4	30	354,71	1,2
229,8	354,7	37,8	402,52	1,5
237,6	402,5	42,6	451,16	1,9
242,4	451,2	56,2	547,42	2,1
256	547,4	70,8	643,50	2,8
270,6	643,5	89,4	738,66	3,5
289,2	738,7	122	830,59	4,4
321,8	830,6	245,6	904,18	5,9
445,4	904,2	485,2	970,53	11,6
685	970,5			





NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental UNICAMP		
FURO N°: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO No: 06	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 25/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da UNICAMP		
Umidade: 30,66 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: Z <sub>S</sub> =	14 m		
Altura do Manômetro: Z <sub>c(25 bar)</sub> =	0,9 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
P <sub>h</sub> = h <sub>w</sub> · g <sub>w</sub> = (Z <sub>c</sub> + Z <sub>s</sub> ) · g <sub>w</sub> (g <sub>w</sub> = 10 kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>h</sub> =	149	kN/m <sup>2</sup>
P = P <sub>lida</sub> + P <sub>h</sub> - P <sub>c</sub>	Calibração =	15 -0,0002	0,3678
V = V <sub>lido</sub> - a · P <sub>lida</sub>	a =	0,004	cm <sup>3</sup> /kPa

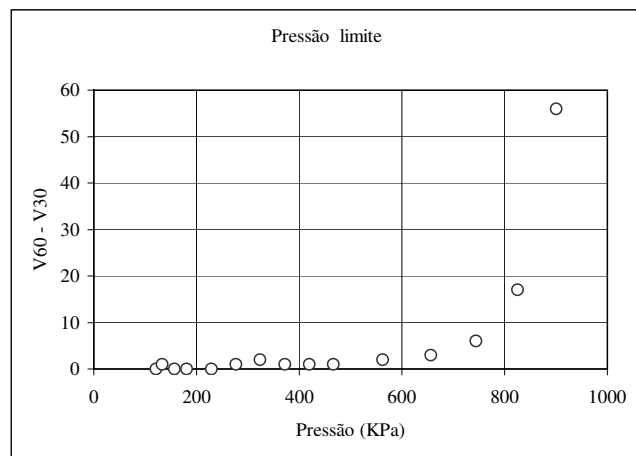
Nº	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	0	0	0	0	0
2	37,5	64,98	121,52	198	197,85
3	50	65,56	133,44	200	199,8
4	75	66,71	157,29	204	203,7
5	100	68,42	180,58	210	209,6
6	150	69,83	229,17	215	214,4
7	200	72,35	276,65	224	223,2
8	250	75,11	323,89	234	233
9	300	77,02	371,98	241	239,8
10	350	79,45	419,55	250	248,6
11	400	82,37	466,63	261	259,4
12	500	86,53	562,47	277	275
13	600	93,08	655,92	303	300,6
14	700	105,14	743,86	354	351,2
15	800	123,49	825,51	442	438,8
16	900	148,68	900,32	600	596,4



$V_s =$	452,14	$\text{cm}^3$
$V_m =$	686,64	$\text{cm}^3$
$E =$	10,49	$\text{MPa}$
$P_l =$	900,32	$\text{kPa}$
$P_f =$	466,63	$\text{kPa}$
$G_p =$	3,94	$\text{MPa}$
$P_{oh} =$	157,29	$\text{kPa}$

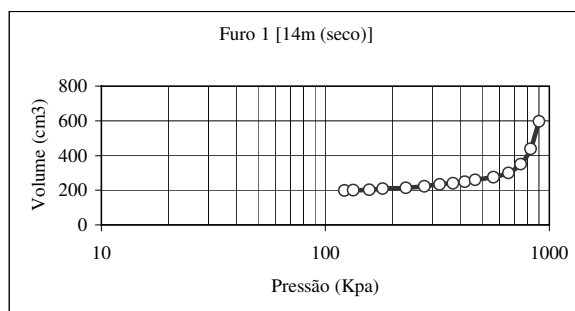
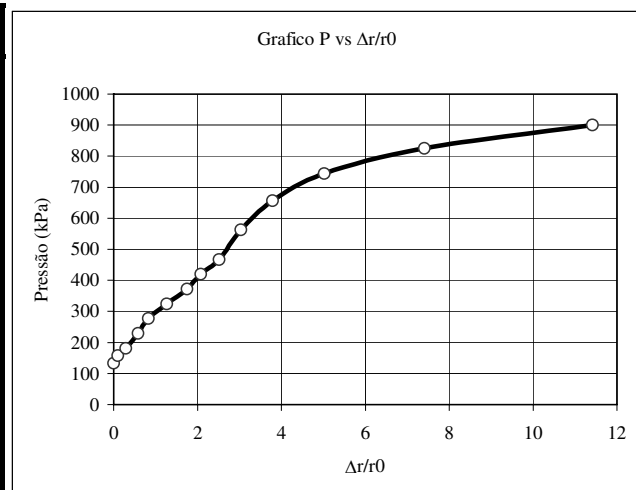
$P_l^* = 743,03 \text{ kPa}$

Pressão limite			
Pressão	V30	V60	V60 - V30
121,52	198	198	0
133,44	199	200	1
157,29	204	204	0
180,58	210	210	0
229,17	215	215	0
276,65	223	224	1
323,89	232	234	2
371,98	240	241	1
419,55	249	250	1
466,63	260	261	1
562,47	275	277	2
655,92	300	303	3
743,86	348	354	6
825,51	425	442	17
900,32	544	600	56



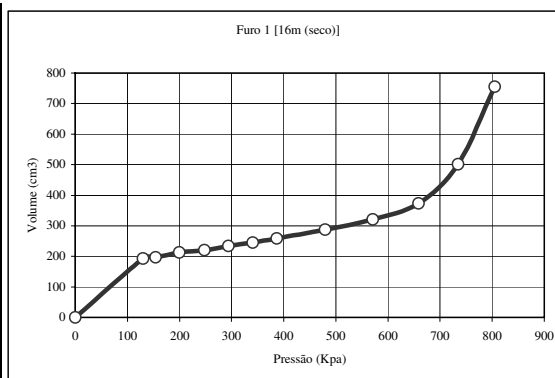
V0 =	197,85	V0 =	997,85	cm3
Vi =	209,6	Vreserv=	800	cm3

V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r0$
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
197,85	121,52	0	133,44	0
199,8	133,44	5,85	157,29	0,10
203,7	157,29	11,75	180,58	0,29
209,6	180,58	16,55	229,17	0,59
214,4	229,17	25,35	276,65	0,83
223,2	276,65	35,15	323,89	1,26
233	323,89	41,95	371,98	1,75
239,8	371,98	50,75	419,55	2,08
248,6	419,55	61,55	466,63	2,51
259,4	466,63	77,15	562,47	3,04
275	562,47	102,75	655,92	3,79
300,6	655,92	153,35	743,86	5,02
351,2	743,86	240,95	825,51	7,41
438,8	825,51	398,55	900,32	11,42
596,4	900,32			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental UNICAMP		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO No: 07	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 25/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da UNICAMP		
Umidade: 42,87 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: Z <sub>S</sub> =	16 m		
Altura do Manômetro: Z <sub>c(25 bar)</sub> =	0,9 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
P <sub>h</sub> = h <sub>w</sub> .g <sub>w</sub> = (Z <sub>c</sub> + Z <sub>s</sub> ).g <sub>w</sub> (g <sub>w</sub> = 10 kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>h</sub> =	169	kN/m <sup>2</sup>
P = P <sub>lida</sub> + P <sub>h</sub> - P <sub>c</sub>	Calibração =	15 -0,0002	0,3678
V = V <sub>lido</sub> - a.P <sub>lida</sub>	a =	0,004	cm <sup>3</sup> /kPa

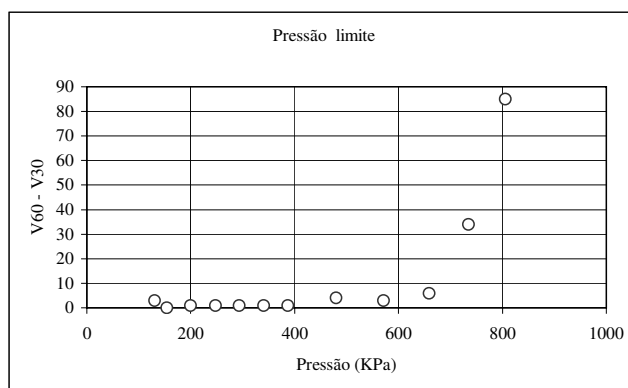
N <sup>o</sup>	P <sub>lida</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>corr</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>lido</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>corr</sub> (cm <sup>3</sup> )
1	0	0	0	0	0
2	25	63,54	130,46	193	192,9
3	50	64,69	154,31	197	196,8
4	100	69,27	199,73	213	212,6
5	150	71,52	247,48	221	220,4
6	200	75,39	293,61	235	234,2
7	250	78,38	340,62	246	245
8	300	82,11	386,89	260	258,8
9	400	89,59	479,41	289	287,4
10	500	97,93	571,07	323	321
11	600	110,02	658,98	376	373,6
12	700	134,57	734,43	504	501,2
13	800	163,88	805,12	758	754,8



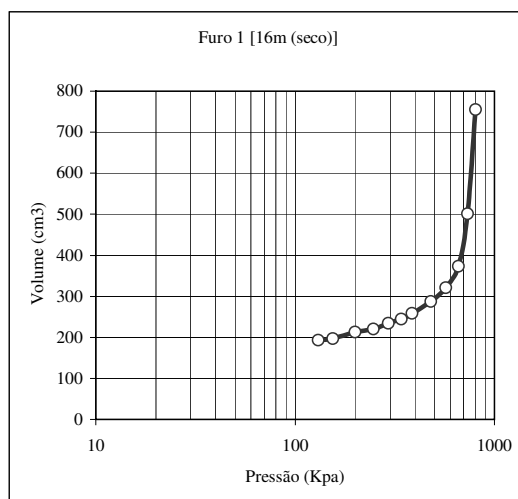
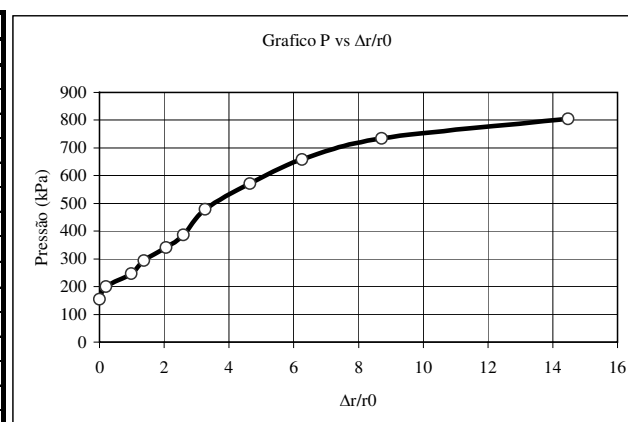
Vs =	452,14	cm <sup>3</sup>
Vm =	702,14	cm <sup>3</sup>
E =	6,98	MPa
Pl =	805,12	kPa
Pf =	571,07	kPa
Gp =	2,63	MPa
Poh =	154,31	kPa

$$PI^* = 650,81 \text{ kPa}$$

Pressão limite			
Pressão	V30	V60	V60 - V30
130,46	190	193	3
154,31	197	197	0
199,73	212	213	1
247,48	220	221	1
293,61	234	235	1
340,62	245	246	1
386,89	259	260	1
479,41	285	289	4
571,07	320	323	3
658,98	370	376	6
734,43	470	504	34
805,12	673	758	85

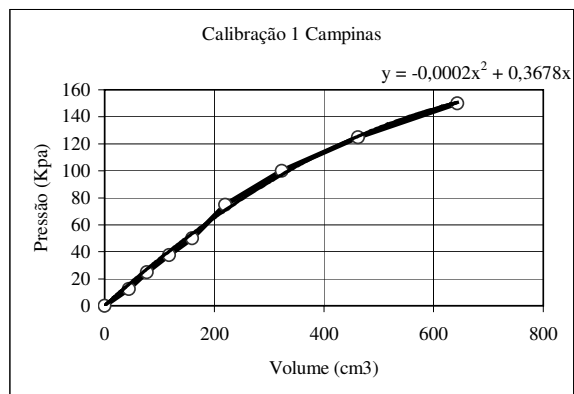


V0 =	192,9	V0 =	992,9	cm3
Vi =	212,6	Vreserv=	800	cm3
V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r0$
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
192,9	130,46	0	154,31	0
196,8	154,31	19,7	199,73	0,20
212,6	199,73	27,5	247,48	0,99
220,4	247,48	41,3	293,61	1,38
234,2	293,61	52,1	340,62	2,06
245	340,62	65,9	386,89	2,59
258,8	386,89	94,5	479,41	3,27
287,4	479,41	128,1	571,07	4,65
321	571,07	180,7	658,98	6,26
373,6	658,98	308,3	734,43	8,72
501,2	734,43	561,9	805,12	14,48
754,8	805,12			

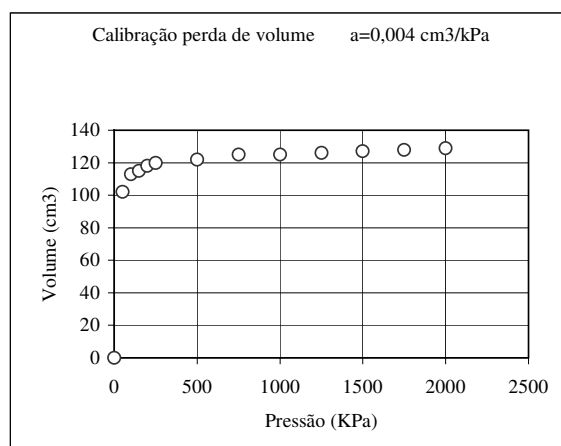


Calibração Perda de pressão. Campinas	
Pressão	Volume
Kpa	(cm3)
0	0
12,5	44
25	77
37,5	118
50	160
75	220
100	323
125	462
150	643

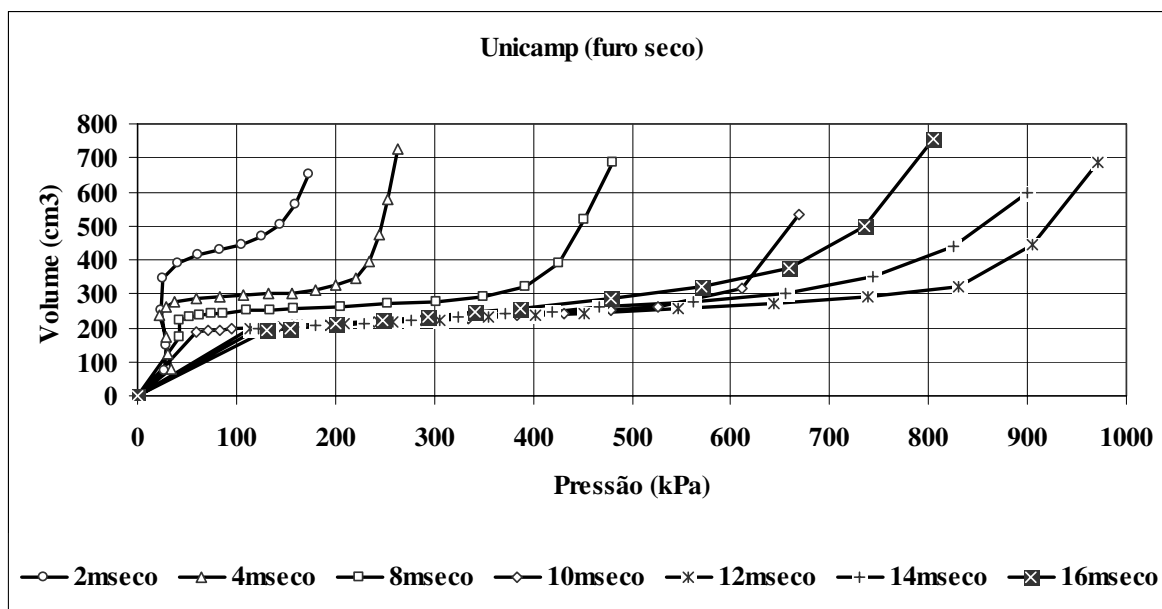
$a = 0,004 \text{ (cm}^3/\text{kPa)}$



Calibração perda de volume	
Pressão	Volume
Kpa	(cm3)
0	0
50	102
100	113
150	115
200	118
250	120
500	122
750	125
1000	125
1250	126
1500	127
1750	128
2000	129
2250	129



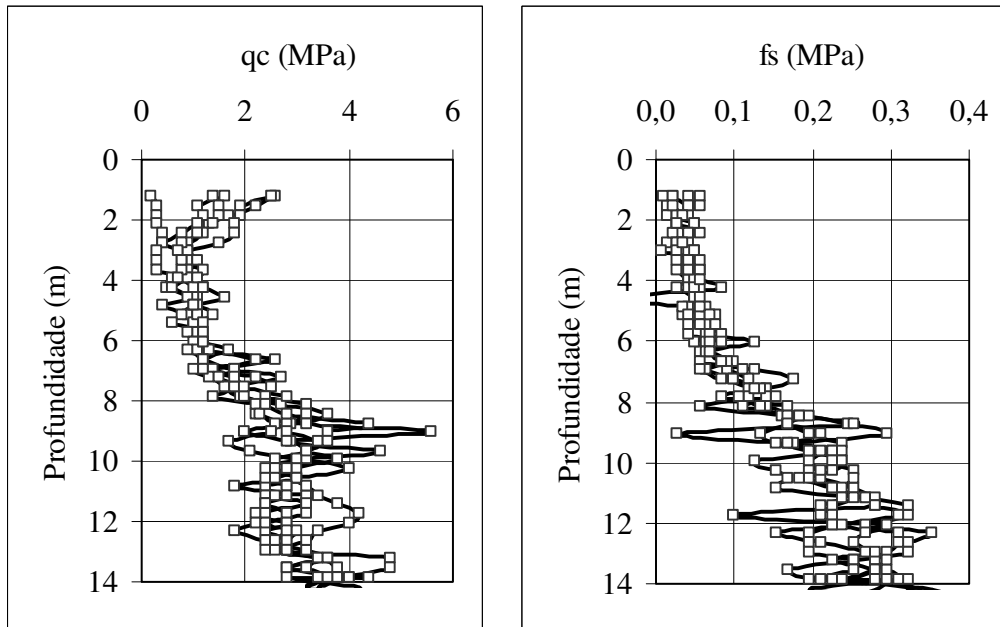
Calibração da membrana por perda de volume e pressão.



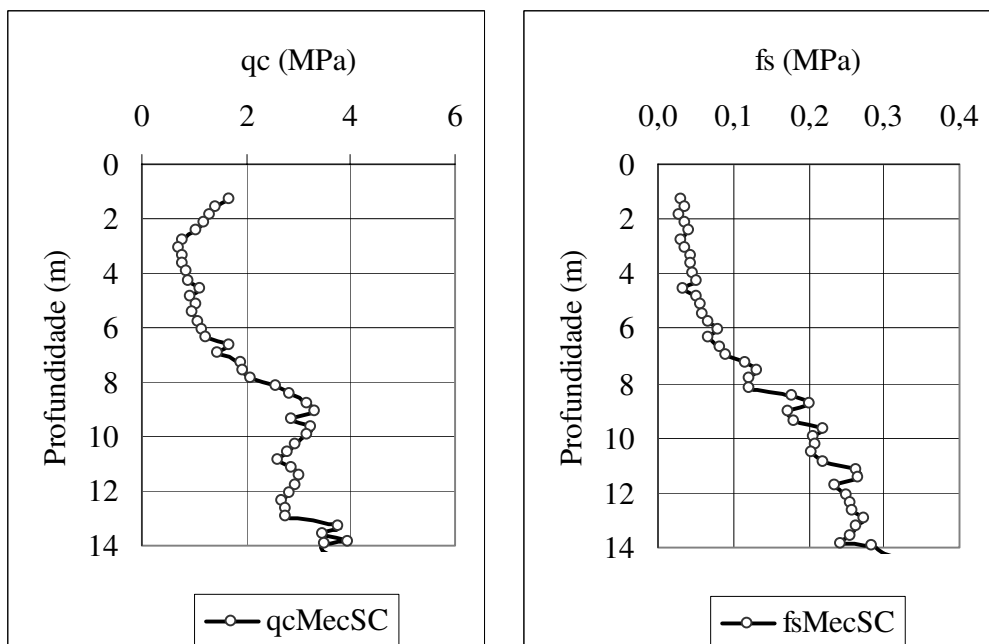
Resultados conjuntos de ensaios pressiométricos tipo Menard. Unicamp.

## Campo Experimental da USP-São Carlos.

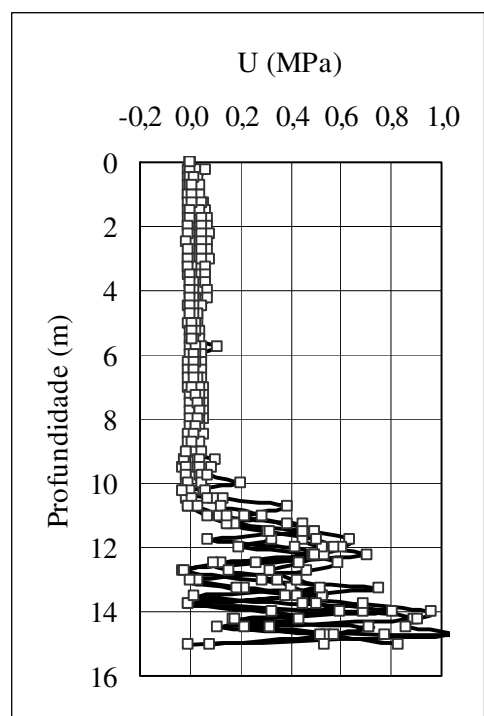
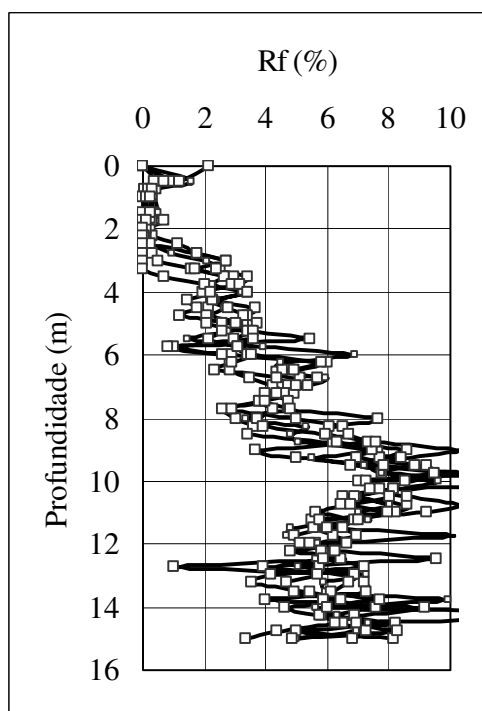
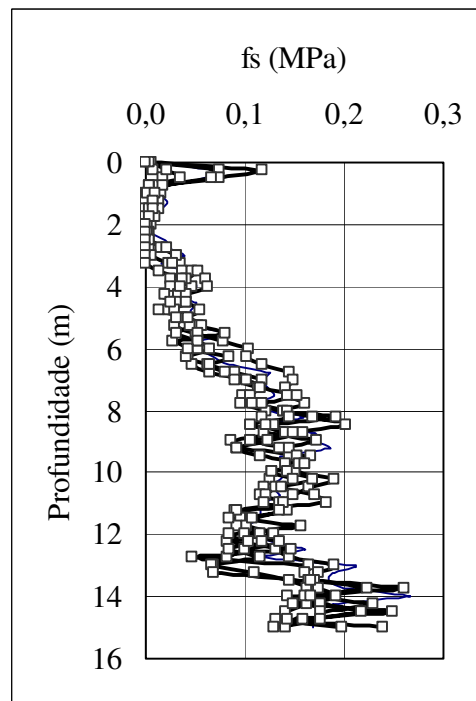
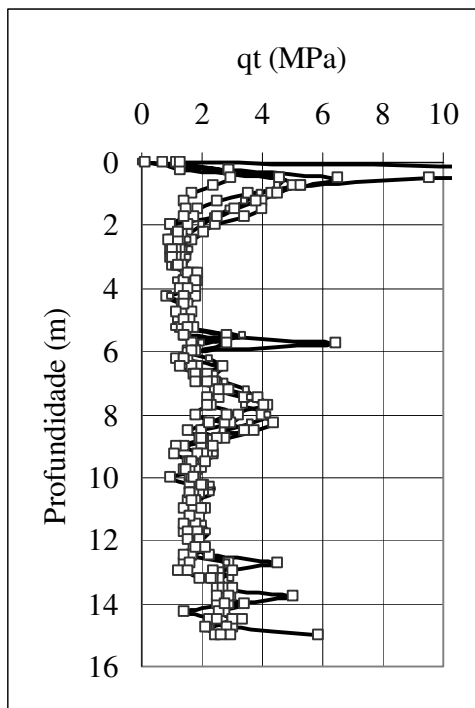
### Resultados de ensaios de cone.



### Resultados de cone mecânico com luva Begemann. USP-São Carlos.



### Resultados médios de cone mecânico com luva Begemann. USP-São Carlos.

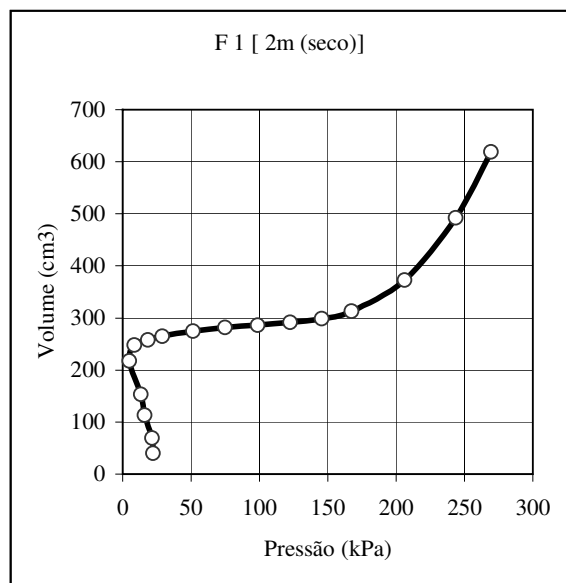


*Resultados de cone elétrico. USP-São Carlos.*

## Resultados de ensaios pressiométricos tipo Menard. USP-São Carlos.

NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental USP São Carlos		
FURO N°: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO N°: 01	TIPO: Procedimento A-Método Incrementos de Pressão		
DATA: 23/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da USP São Carlos		
Umidade: 13,6 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_s =$	2 m		
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$	0,89 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$P_h =$	28,9	$\text{kN/m}^2$
$P = P_{lida} + P_h - P_c$	Calibração =	15 -0,00045	0,4962
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$	a =	0,004	$\text{cm}^3/\text{kPa}$

N°	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	12,5	19,13	22,27	40	39,95
2	25	32,53	21,37	70	69,90
3	37,5	50,32	16,08	113	112,85
4	50	65,74	13,16	154	153,80
5	62,5	86,79	4,61	218	217,75
6	75	95,38	8,52	248	247,70
7	87,5	98,07	18,33	258	257,65
8	100	99,89	29,01	265	264,60
9	125	102,42	51,48	275	274,50
10	150	104,14	74,76	282	281,40
11	175	105,34	98,56	287	286,30
12	200	106,52	122,38	292	291,20
13	225	108,36	145,54	300	299,10
14	250	111,44	167,46	314	313,00
15	300	122,63	206,27	374	372,80
16	350	135,31	243,59	494	492,60
17	375	134,66	269,24	620	618,50

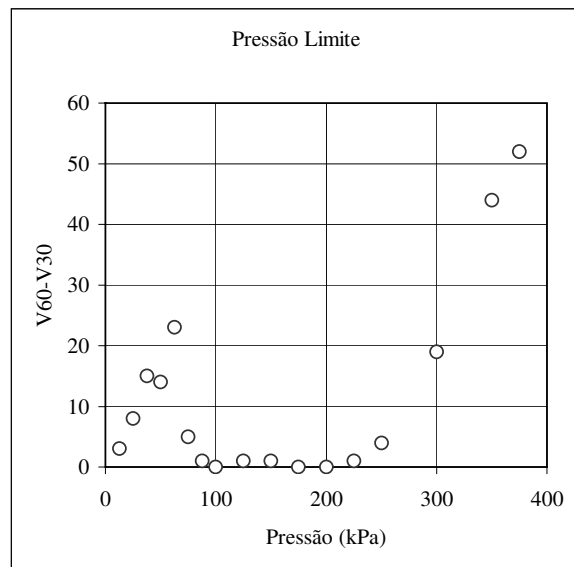


$V_s =$	452,14	$\text{cm}^3$
$V_m =$	742,39	$\text{cm}^3$
$E =$	7,90	Mpa
$P_l =$	269,24	kPa
$P_f =$	167,46	kPa
$G_p =$	2,97	MPa

$P_{oh} =$  não definido

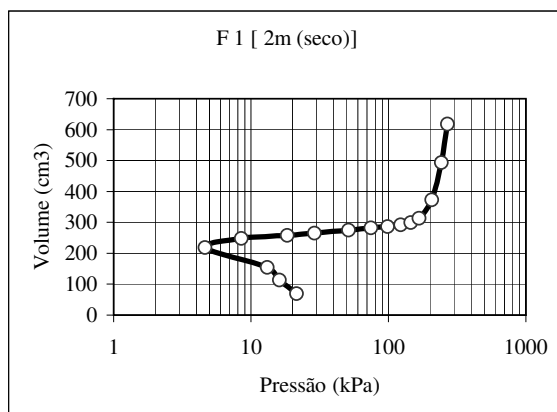
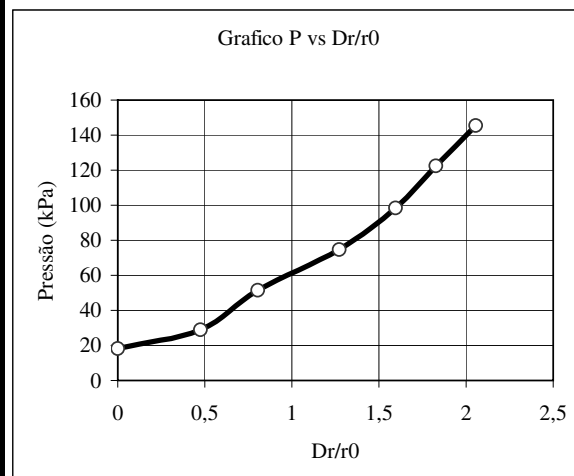


P <sub>lída</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>60</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>30</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>60</sub> -V <sub>30</sub>
12,5	40	37	3
25	70	62	8
37,5	113	98	15
50	154	140	14
62,5	218	195	23
75	248	243	5
87,5	258	257	1
100	265	265	0
125	275	274	1
150	282	281	1
175	287	287	0
200	292	292	0
225	300	299	1
250	314	310	4
300	374	355	19
350	494	450	44
375	620	568	52



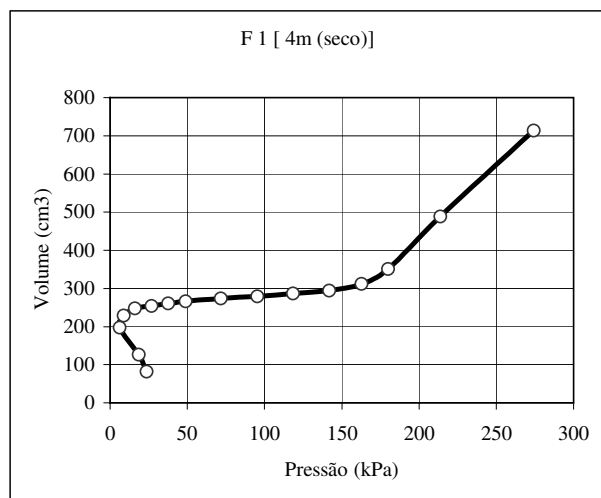
V <sub>0</sub> =	247,7	V <sub>0</sub> =	1047,7	cm <sup>3</sup>
V <sub>i</sub> =	264,6	V <sub>reserv</sub> =	800	cm <sup>3</sup>

V	P	V <sub>corr</sub>	P	Δr/r <sub>0</sub>
(cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)
247,7	8,5	0	18,3	0
257,65	18,3	16,9	29,0	0,47
264,6	29,0	26,8	51,5	0,80
274,5	51,5	33,7	74,8	1,27
281,4	74,8	38,6	98,6	1,60
286,3	98,6	43,5	122,4	1,83
291,2	122,4	51,4	145,5	2,05
299,1	145,5	65,3	167,5	2,42
313	167,5	125,1	206,3	3,07
372,8	206,3	244,9	243,6	5,80
492,6	243,6	370,8	269,2	11,07
618,5	269,2			



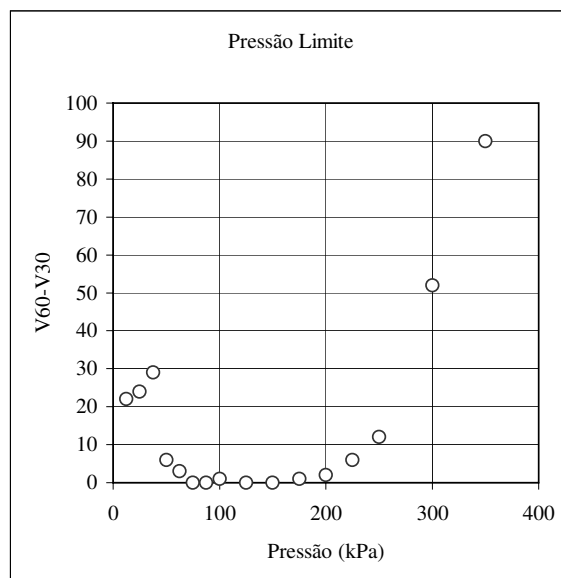
NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental USP São Carlos		
FURO N°: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO N°: 01	TIPO: Procedimento A-Método de Incrementos de Pressão		
DATA: 23/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da USP São Carlos		
Umidade: 14,95 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_s =$ 4 m			
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$ 0,89 m			
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )		$P_h =$	48,9 kN/m <sup>2</sup>
$P = P_{lida} + P_h - P_c$		Calibração =	15 -0,00045 0,4962
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$		a =	0,004 cm <sup>3</sup> /kPa

N°	$P_{lida}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{corr}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_{lido}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{corr}$ (cm <sup>3</sup> )
1	12,5	37,66	23,74	82	81,95
2	25	55,38	18,52	126	125,90
3	37,5	80,29	6,11	197	196,85
4	50	90,03	8,87	229	228,80
5	62,5	95,38	16,02	248	247,75
6	75	97,00	26,90	254	253,70
7	87,5	98,85	37,55	261	260,65
8	100	100,15	48,75	266	265,60
9	125	102,17	71,73	274	273,50
10	150	103,66	95,24	280	279,40
11	175	105,34	118,56	287	286,30
12	200	107,22	141,68	295	294,20
13	225	111,22	162,68	313	312,10
14	250	118,91	179,99	352	351,00
15	300	135,09	213,81	490	488,80
16	350	124,73	274,17	715	713,60



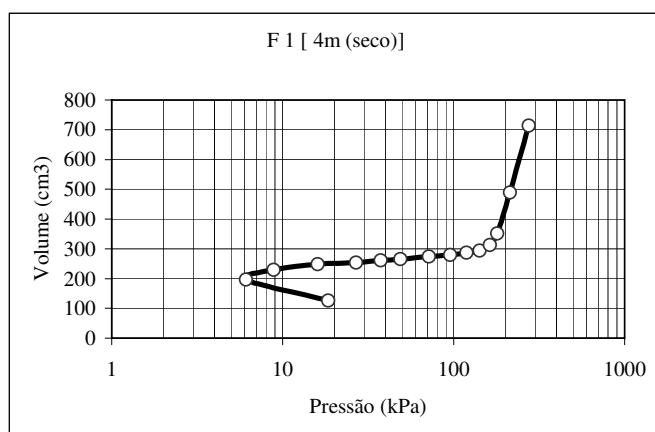
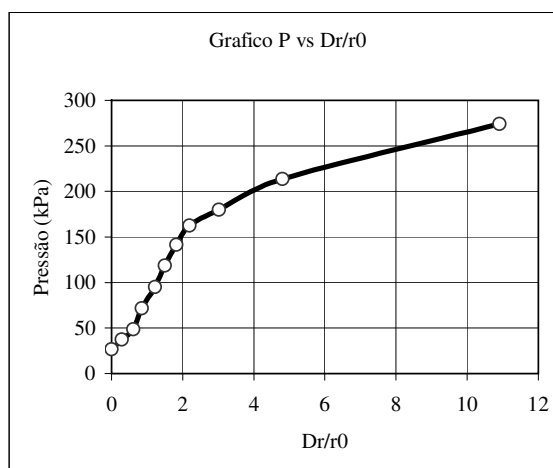
$V_s = 452,1 \text{ cm}^3$	
$V_m = 736 \text{ cm}^3$	
$E = 6,616 \text{ Mpa}$	
$P_l = 274,2 \text{ kPa}$	$P_l^* = 247 \text{ kPa}$
$P_f = 162,7 \text{ kPa}$	
$G_p = 2,49 \text{ MPa}$	
$P_{oh} = 26,89 \text{ kPa}$	

$P_{\text{lida}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_{60}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{30}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{60}-V_{30}$
12,5	82	60	22
25	126	102	24
37,5	197	168	29
50	229	223	6
62,5	248	245	3
75	254	254	0
87,5	261	261	0
100	266	265	1
125	274	274	0
150	280	280	0
175	287	286	1
200	295	293	2
225	313	307	6
250	352	340	12
300	490	438	52
350	715	625	90



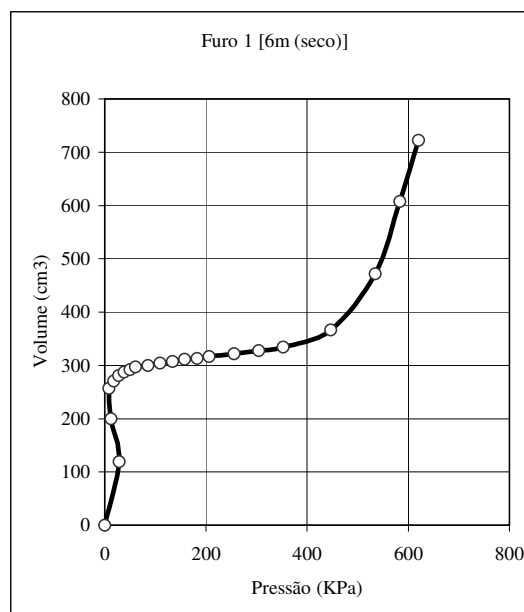
$V_0 =$	247,75	$V_0 =$	1047,75	cm <sup>3</sup>
$V_i =$	260,65	$V_{\text{reserv}} =$	800	cm <sup>3</sup>

V	P	Vcorr	P	$\Delta r/r_0$
(cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)
247,75	16,02	0	26,8974	0
253,7	26,90	12,9	37,54625	0,28
260,65	37,55	17,85	48,751	0,61
265,6	48,75	25,75	71,7254	0,85
273,5	71,73	31,65	95,244	1,22
279,4	95,24	38,55	118,5567	1,50
286,3	118,56	46,45	141,6823	1,82
294,2	141,68	64,35	162,6755	2,19
312,1	162,68	103,25	179,9944	3,03
351	179,99	241,05	213,807	4,81
488,8	213,81	465,85	274,1683	10,91
713,6	274,17			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental USP São Carlos		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO Nº: 01	TIPO: Procedimento A-Método Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 23/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da USP São Carlos		
Umidade: 15,5 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_s =$	6 m		
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$	0,89 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$P_h =$	68,9	$\text{kN/m}^2$
$P = P_{lida} + P_h - P_c$	Calibração =	15 -0,00045	0,4962
$V = V_{ido} - a \cdot P_{lida}$	a =	0,004	$\text{cm}^3/\text{kPa}$

Nº	$P_{lido}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
	0	0,00	0,00	0	0,00
1	12,5	52,68	28,72	119	118,95
2	25	81,24	12,66	200	199,90
3	37,5	97,80	8,60	257	256,85
4	50	101,42	17,48	271	270,80
5	62,5	103,90	27,50	281	280,75
6	75	105,58	38,32	288	287,70
7	87,5	106,52	49,88	292	291,65
8	100	107,68	61,22	297	296,60
9	125	108,36	85,54	300	299,50
10	150	109,48	109,42	305	304,40
11	175	110,14	133,76	308	307,30
12	200	111,01	157,89	312	311,20
13	225	111,44	182,46	314	313,10
14	250	112,29	206,61	318	317,00
15	300	113,32	255,58	323	321,80
16	350	114,54	304,36	329	327,60
17	400	115,92	352,98	336	334,40
18	500	121,66	447,24	368	366,00
19	600	134,09	534,81	474	471,60
20	650	135,24	583,66	610	607,40
21	675	123,21	620,69	725	722,30

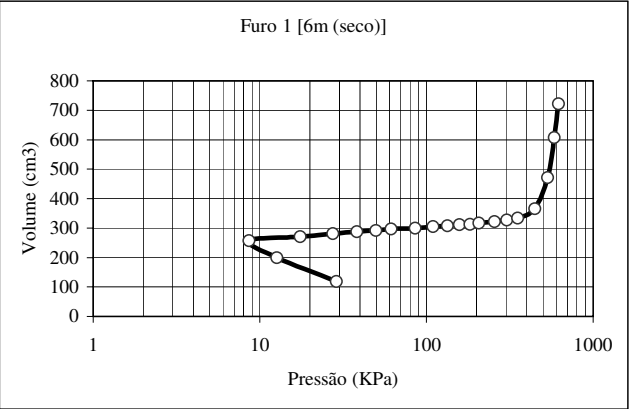
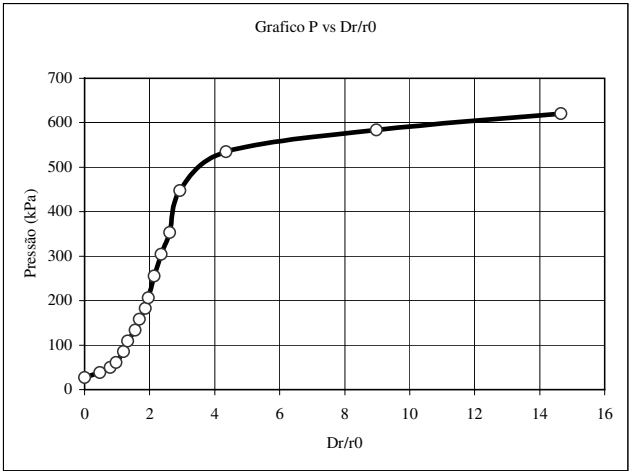
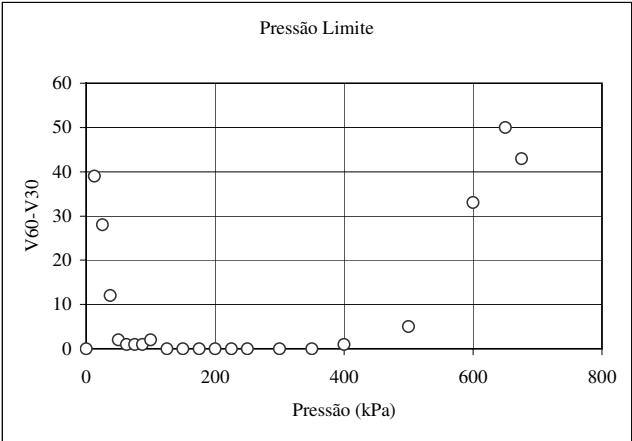


$V_s = 452,14$	$\text{cm}^3$
$V_m = 765,69$	$\text{cm}^3$
$E = 15,86$	$\text{Mpa}$
$P_l = 620,70$	$\text{kPa}$
$P_f = 352,98$	$\text{kPa}$
$G_p = 5,96$	$\text{MPa}$
$P_{oh} = 61,2$	$\text{kPa}$

$P_l^* = 559,50 \text{ kPa}$

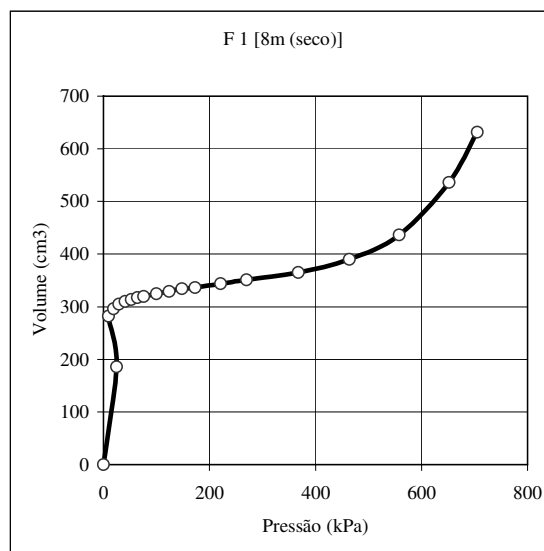
P <sub>lida</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>60</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>30</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>60-V30</sub> (cm <sup>3</sup> )
0	0	0	0
12,5	119	80	39
25	200	172	28
37,5	257	245	12
50	271	269	2
62,5	281	280	1
75	288	287	1
87,5	292	291	1
100	297	295	2
125	300	300	0
150	305	305	0
175	308	308	0
200	312	312	0
225	314	314	0
250	318	318	0
300	323	323	0
350	329	329	0
400	336	335	1
500	368	363	5
600	474	441	33
650	610	560	50
675	725	682	43

V0 =	270,8	V0 =	1070,8	cm3
Vi =	287,7	Vreserv=	800	cm3
V	P	Vcorr	P	Δr/r0
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
270,8	17,48	0	27,50	0,00
280,75	27,50	16,9	38,32	0,46
287,7	38,32	20,85	49,88	0,79
291,65	49,88	25,8	61,22	0,97
296,6	61,22	28,7	85,54	1,20
299,5	85,54	33,6	109,42	1,33
304,4	109,42	36,5	133,76	1,56
307,3	133,76	40,4	157,89	1,69
311,2	157,89	42,3	182,46	1,87
313,1	182,46	46,2	206,61	1,96
317	206,61	51	255,58	2,13
321,8	255,58	56,8	304,36	2,35
327,6	304,36	63,6	352,98	2,62
334,4	352,98	95,2	447,24	2,93
366	447,24	200,8	534,81	4,35
471,6	534,81	336,6	583,66	8,97
607,4	583,66	451,5	620,69	14,64
722,3	620,69			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental USP São Carlos		
FURO N°: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO N°: 01	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 23/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da USP São Carlos		
Umidade: 14,6 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: $Z_s =$	8 m		
Altura do Manômetro: $Z_{c(25 \text{ bar})} =$	0,89 m		
Carga Hidráulica no Circuito:			
$P_h = h_w \cdot g_w = (Z_c + Z_s) \cdot g_w$ ( $g_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$P_h =$	88,9	$\text{kN/m}^2$
$P = P_{lida} + P_h - P_c$	Calibração =	15 -0,00045	0,4962
$V = V_{lido} - a \cdot P_{lida}$	a =	0,004	$\text{cm}^3/\text{kPa}$

Nº	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	0	0,00	0,00	0	0
2	12,5	76,73	24,68	186	185,95
3	25	104,14	9,76	282	281,90
4	37,5	107,45	18,95	296	295,85
5	50	109,48	29,42	305	304,80
6	62,5	110,58	40,82	310	309,75
7	75	111,44	52,46	314	313,70
8	87,5	112,29	64,11	318	317,65
9	100	112,70	76,20	320	319,60
10	125	113,73	100,17	325	324,50
11	150	114,74	124,16	330	329,40
12	175	115,73	148,17	335	334,30
13	200	116,11	172,79	337	336,20
14	250	117,63	221,27	345	344,00
15	300	118,91	269,99	352	350,80
16	400	121,50	367,40	367	365,40
17	500	125,36	463,54	392	390,00
18	600	131,11	557,79	439	436,60
19	700	136,72	652,18	539	536,20
20	750	133,64	705,26	635	632,00

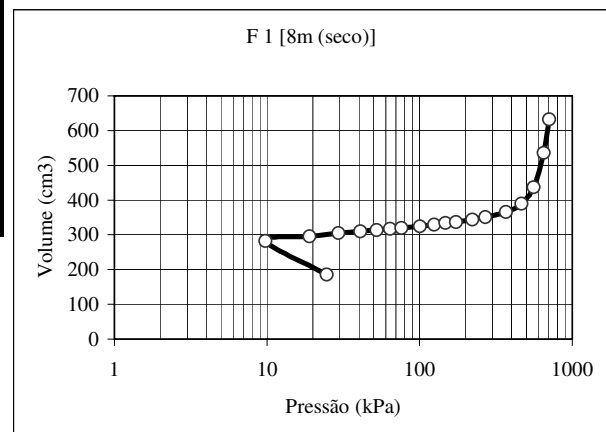
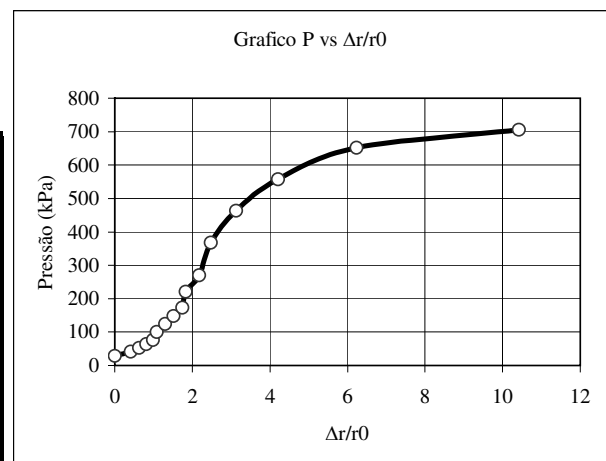
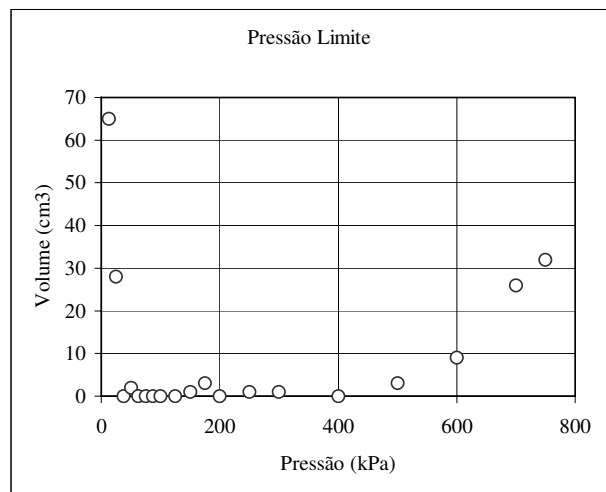


$V_s = 452,14$	$\text{cm}^3$
$V_m = 789,79$	$\text{cm}^3$
$E = 13,57$	$\text{Mpa}$
$P_l = 705,26$	$\text{kPa}$
$P_f = 463,54$	$\text{kPa}$
$G_p = 5,10$	$\text{MPa}$
$P_{oh} = 76,2$	$\text{kPa}$

$$P_l^* = 629,06 \quad \text{kPa}$$

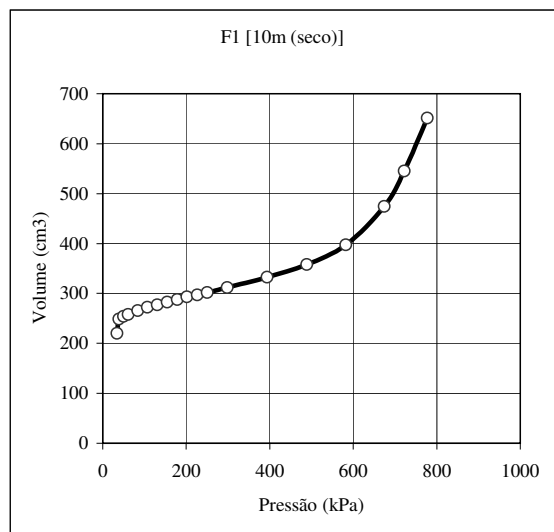
P <sub>lída</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>60</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>30</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>60-V30</sub> (cm <sup>3</sup> )
0	0	0	0
12,5	186	121	65
25	282	254	28
37,5	296	296	0
50	305	303	2
62,5	310	310	0
75	314	314	0
87,5	318	318	0
100	320	320	0
125	325	325	0
150	330	329	1
175	335	332	3
200	337	337	0
250	345	344	1
300	352	351	1
400	367	367	0
500	392	389	3
600	439	430	9
700	539	513	26
750	635	603	32

V <sub>0</sub> = 295,85 V <sub>0</sub> = 1095,85 cm <sup>3</sup>				
V <sub>i</sub> = 309,75 V <sub>reserv</sub> = 800 cm <sup>3</sup>				
V	P	V <sub>corr</sub>	P	Δr/r <sub>0</sub>
(cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)
295,85	18,95	0	29,42	0
304,8	29,42	13,90	40,82	0,41
309,75	40,82	17,85	52,46	0,63
313,7	52,46	21,80	64,11	0,81
317,65	64,11	23,75	76,20	0,99
319,6	76,20	28,65	100,17	1,08
324,5	100,17	33,55	124,16	1,30
329,4	124,16	38,45	148,17	1,52
334,3	148,17	40,35	172,79	1,74
336,2	172,79	48,15	221,27	1,82
344	221,27	54,95	269,99	2,17
350,8	269,99	69,55	367,40	2,48
365,4	367,40	94,15	463,54	3,12
390	463,54	140,75	557,79	4,21
436,6	557,79	240,35	652,18	6,23
536,2	652,18	336,15	705,26	10,42
632	705,26			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental USP São Carlos		
FURO N°: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO N°: 01	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 23/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da USP São Carlos		
Umidade: 15,45 %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: Z <sub>s</sub> =		10 m	
Altura do Manômetro: Z <sub>c(25 bar)</sub> =		0,89 m	
Carga Hidráulica no Circuito:			
P <sub>h</sub> = h <sub>w</sub> .g <sub>w</sub> = (Z <sub>c</sub> + Z <sub>s</sub> ).g <sub>w</sub> (g <sub>w</sub> = 10 kN/m <sup>3</sup> )		P <sub>h</sub> =	108,9 kN/m <sup>2</sup>
P = P <sub>lida</sub> + P <sub>h</sub> - P <sub>c</sub>		Calibração =	15 -0,00045 0,4962
V = V <sub>lido</sub> - a.P <sub>lida</sub>		a =	0,004 cm <sup>3</sup> /kPa

Nº	$P_{lida}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{corr}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_{lido}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{corr}$ (cm <sup>3</sup> )
1	12,5	87,38	34,02	220	219,95
2	25	95,65	38,25	249	248,9
3	37,5	97,00	49,40	254	253,85
4	50	98,07	60,83	258	257,8
5	75	100,15	83,75	266	265,7
6	100	101,92	106,98	273	272,6
7	125	103,17	130,73	278	277,5
8	150	104,38	154,52	283	282,4
9	175	105,82	178,08	289	288,3
10	200	106,99	201,91	294	293,2
11	225	107,91	225,99	298	297,1
12	250	109,03	249,87	303	302
13	300	111,22	297,68	313	311,8
14	400	115,53	393,37	334	332,4
15	500	120,31	488,59	360	358
16	600	126,48	582,42	400	397,6
17	700	134,30	674,60	477	474,2
18	750	136,78	722,12	548	545
19	800	131,95	776,95	655	651,8



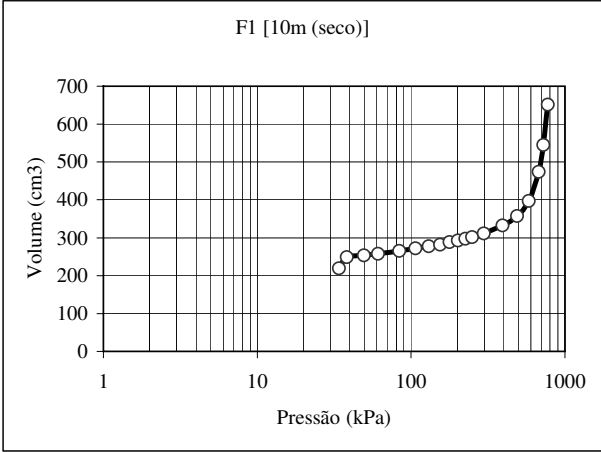
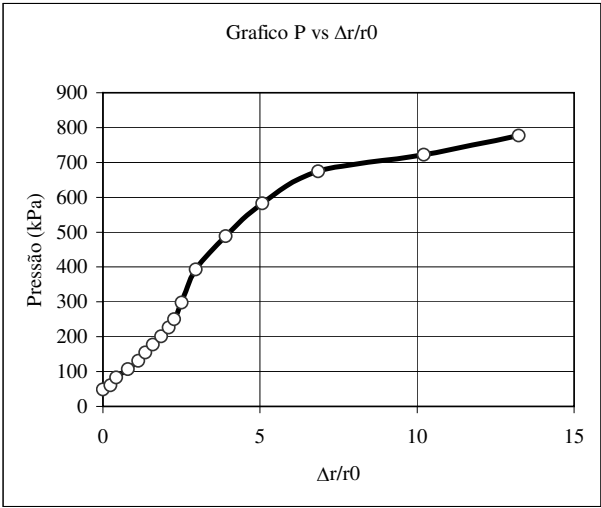
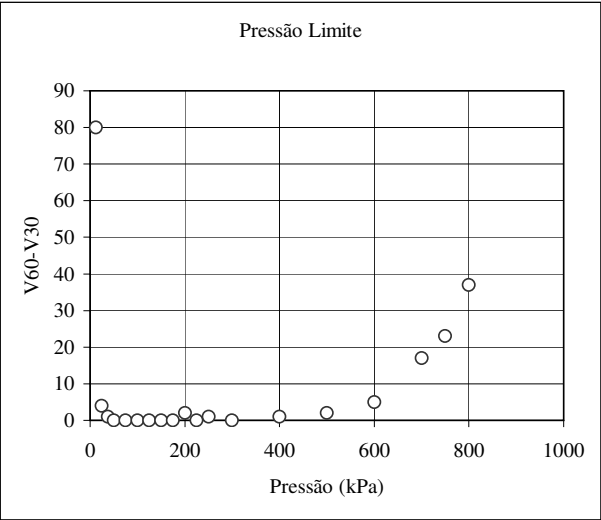
$V_s =$	452,14 cm <sup>3</sup>
$V_m =$	746,79 cm <sup>3</sup>
$E =$	9,67 Mpa
$P_l =$	777 kPa
$P_f =$	488,59 kPa
$G_p =$	3,63 MPa
$P_{oh} =$	83,75 kPa

$P_l^* = 693$  kPa



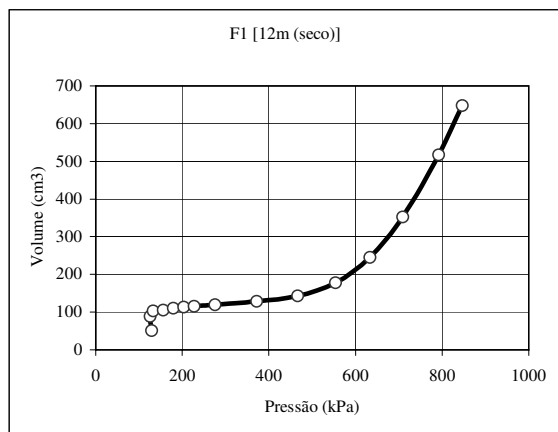
P <sub>lída</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>60</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>30</sub> (cm <sup>3</sup> )	V60-V30 (cm <sup>3</sup> )
12,5	220	140	80
25	249	245	4
37,5	254	253	1
50	258	258	0
75	266	266	0
100	273	273	0
125	278	278	0
150	283	283	0
175	289	289	0
200	294	292	2
225	298	298	0
250	303	302	1
300	313	313	0
400	334	333	1
500	360	358	2
600	400	395	5
700	477	460	17
750	548	525	23
800	655	618	37

V0 =	248,9	V0 =	1048,9	cm3
Vi =	257,8	Vreserv=	800	cm3
V	P	Vcorr	P	Δr/r0
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
248,9	38,25	0	49,40	0
253,85	49,40	8,9	60,83	0,24
257,8	60,83	16,8	83,75	0,42
265,7	83,75	23,7	106,98	0,80
272,6	106,98	28,6	130,73	1,12
277,5	130,73	33,5	154,52	1,35
282,4	154,52	39,4	178,08	1,58
288,3	178,08	44,3	201,91	1,86
293,2	201,91	48,2	225,99	2,09
297,1	225,99	53,1	249,87	2,27
302	249,87	62,9	297,68	2,50
311,8	297,68	83,5	393,37	2,95
332,4	393,37	109,1	488,59	3,90
358	488,59	148,7	582,42	5,07
397,6	582,42	225,3	674,60	6,85
474,2	674,60	296,1	722,12	10,22
545	722,12	402,9	776,95	13,24
651,8	776,95			



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental USP São Carlos		
FURO N°: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO N°: 01	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 23/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da USP São Carlos		
Umidade: %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: Z <sub>s</sub> =		12 m	
Altura do Manômetro: Z <sub>c(25 bar)</sub> =		0,89 m	
Carga Hidráulica no Circuito:			
P <sub>h</sub> = h <sub>w</sub> .g <sub>w</sub> = (Z <sub>c</sub> + Z <sub>s</sub> ).g <sub>w</sub> (g <sub>w</sub> = 10 kN/m³)		P <sub>h</sub> =	128,9 kN/m²
P = P <sub>lida</sub> + P <sub>h</sub> - P <sub>c</sub>		Calibração =	15 -0,00045 0,4962
V = V <sub>lido</sub> - a.P <sub>lida</sub>		a =	0,004 cm³/kPa

Nº	$P_{lida}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{corr}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$V_{lido}$ ( $\text{cm}^3$ )	$V_{corr}$ ( $\text{cm}^3$ )
1	25	24,14	129,76	51	50,9
2	37,5	40,60	125,80	89	88,85
3	50	46,33	132,57	103	102,8
4	75	47,54	156,36	106	105,7
5	100	49,53	179,37	111	110,6
6	125	50,72	203,18	114	113,5
7	150	51,50	227,40	116	115,4
8	200	53,06	275,84	120	119,2
9	300	56,90	372,00	130	128,8
10	400	62,49	466,41	145	143,4
11	500	74,74	554,16	180	178
12	600	95,38	633,52	248	245,6
13	700	119,44	709,46	355	352,2
14	800	136,34	792,56	520	516,8
15	850	132,32	846,58	651	647,6



$V_s =$	452,14 $\text{cm}^3$
$V_m =$	567,04 $\text{cm}^3$
$E =$	16,92 MPa
$Pl =$	847 kPa
$Pf =$	466,41 KPa
$Gp =$	6,36 MPa
$Poh =$	156,36 kPa

$Pl^* = 691 \text{ kPa}$

Pressão Limite

Pressão (kPa)	V60-V30
20	15
30	12
40	5
60	1
70	1
80	2
100	1
120	1
150	0
200	0
300	0
400	1
500	5
600	14
700	25
800	70
850	44

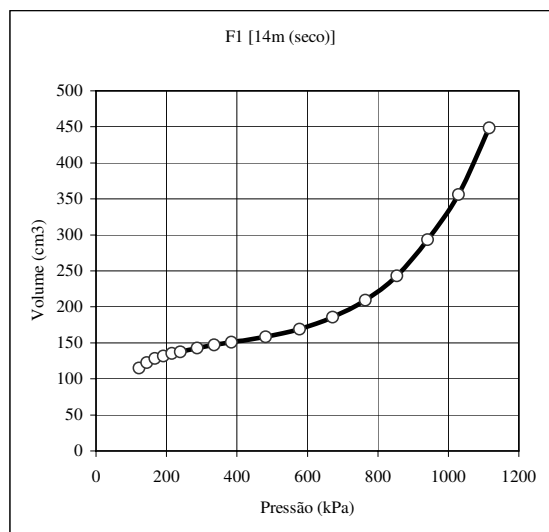
Gráfico P vs  $Dr/r_0$

$Dr/r_0$	Pressão (kPa)
0.0	150
0.5	180
1.0	220
1.5	280
2.0	380
2.5	450
3.0	550
4.0	630
7.5	710
13.0	790
21.0	850



NORMA: ASTM D 4719-87	Campo Experimental USP São Carlos		
FURO Nº: 01	ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD		
ENSAIO Nº: 01	TIPO: Procedimento A-Método de Aplicação de Incrementos de Pressão		
DATA: 23/10/2002	LOCAL: Campo Experimental da USP São Carlos		
Umidade: %	EQUIPAMENTO DE PERFURAÇÃO: Trado Manual		
Profundidade de Ensaio: Z <sub>S</sub> =		14 m	
Altura do Manômetro: Z <sub>c(25 bar)</sub> =		0,89 m	
Carga Hidráulica no Circuito:			
P <sub>h</sub> = h <sub>w</sub> .g <sub>w</sub> = (Z <sub>c</sub> + Z <sub>s</sub> ).g <sub>w</sub> (g <sub>w</sub> = 10 kN/m <sup>3</sup> )		P <sub>h</sub> =	148,9 kN/m <sup>2</sup>
P = P <sub>lida</sub> + P <sub>h</sub> - P <sub>c</sub>		Calibração =	15 -0,00045 0,4962
V = V <sub>lido</sub> - a.P <sub>lida</sub>		a =	0,004 cm <sup>3</sup> /kPa

Nº	$P_{lida}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{corr}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_{lido}$ (cm <sup>3</sup> )	$V_{corr}$ (cm <sup>3</sup> )
1	25	51,11	122,79	115	114,9
2	50	54,22	144,68	123	122,8
3	75	56,52	167,38	129	128,7
4	100	57,66	191,24	132	131,6
5	125	59,16	214,74	136	135,5
6	150	59,91	238,99	138	137,4
7	200	62,12	286,78	144	143,2
8	250	63,58	335,32	148	147
9	300	65,03	383,87	152	150,8
10	400	67,87	481,03	160	158,4
11	500	71,69	577,21	171	169
12	600	77,38	671,52	188	185,6
13	700	84,97	763,93	212	209,2
14	800	94,83	854,07	246	242,8
15	900	107,68	941,22	297	293,4
16	1000	120,31	1028,59	360	356
17	1100	132,43	1116,47	453	448,6
18	1200	136,42	1212,48	580	575,2
19	1250	130,97	1267,93	665	660

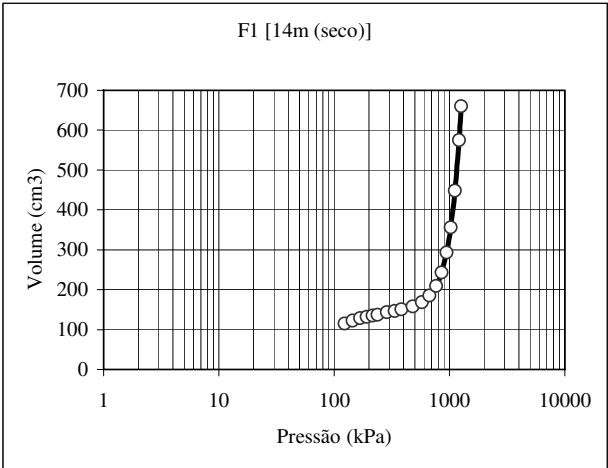
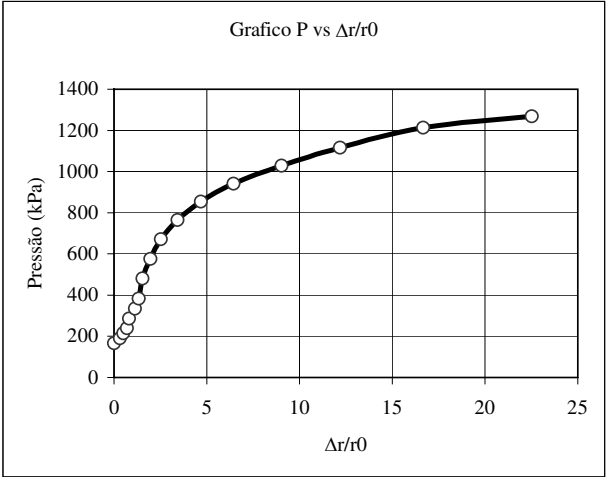
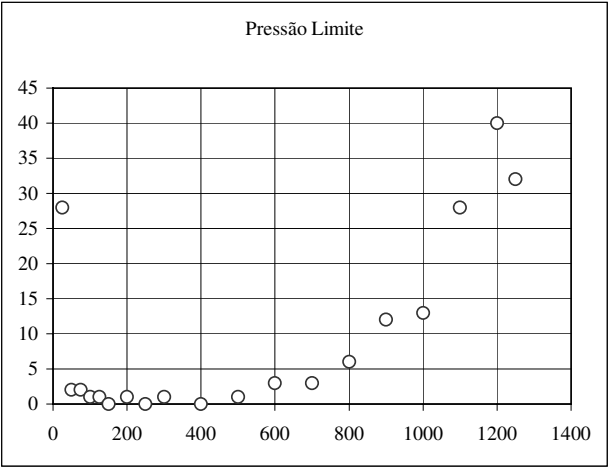


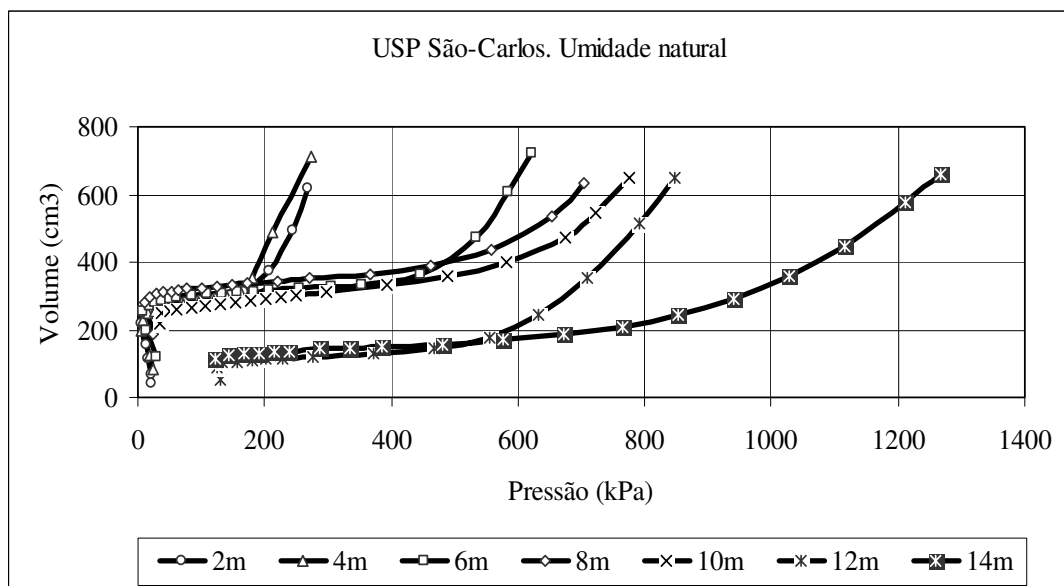
$V_s =$	452,14 cm <sup>3</sup>
$V_m =$	593,34 cm <sup>3</sup>
$E =$	15,83 Mpa
$Pl =$	1268 kPa
$Pf =$	671,52 kPa
$Gp =$	5,95 MPa
$Poh =$	191,24 kPa

$Pl^* = 1077 \text{ kPa}$

P <sub>lida</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>60</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>30</sub> (cm <sup>3</sup> )	V60-V30 (cm <sup>3</sup> )
25	115	87	28
50	123	121	2
75	129	127	2
100	132	131	1
125	136	135	1
150	138	138	0
200	144	143	1
250	148	148	0
300	152	151	1
400	160	160	0
500	171	170	1
600	188	185	3
700	212	209	3
800	246	240	6
900	297	285	12
1000	360	347	13
1100	453	425	28
1200	580	540	40
1250	665	633	32

V0 = 122,8		V0 = 902,8		cm3
Vi = 131,6		Vreserv=		800 cm3
V	P	Vcorr	P	Δr/r0
(cm3)	(kN/m2)	(cm3)	(kN/m2)	(%)
122,8	144,68	0	167,38	0
128,7	167,38	8,8	191,24	0,33
131,6	191,24	12,7	214,74	0,49
135,5	214,74	14,6	238,99	0,70
137,4	238,99	20,4	286,78	0,81
143,2	286,78	24,2	335,32	1,12
147	335,32	28	383,87	1,33
150,8	383,87	35,6	481,03	1,54
158,4	481,03	46,2	577,21	1,95
169	577,21	62,8	671,52	2,53
185,6	671,52	86,4	763,93	3,42
209,2	763,93	120	854,07	4,68
242,8	854,07	170,6	941,22	6,44
293,4	941,22	233,2	1028,59	9,04
356	1028,59	325,8	1116,47	12,17
448,6	1116,47	452,4	1212,48	16,66
575,2	1212,48	537,2	1267,93	22,52
660	1267,93			

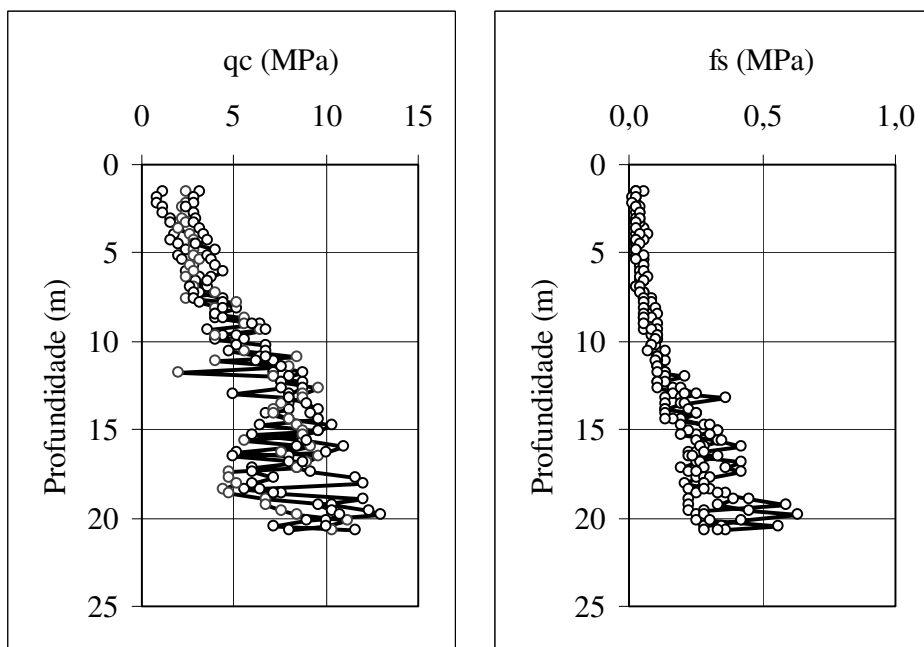




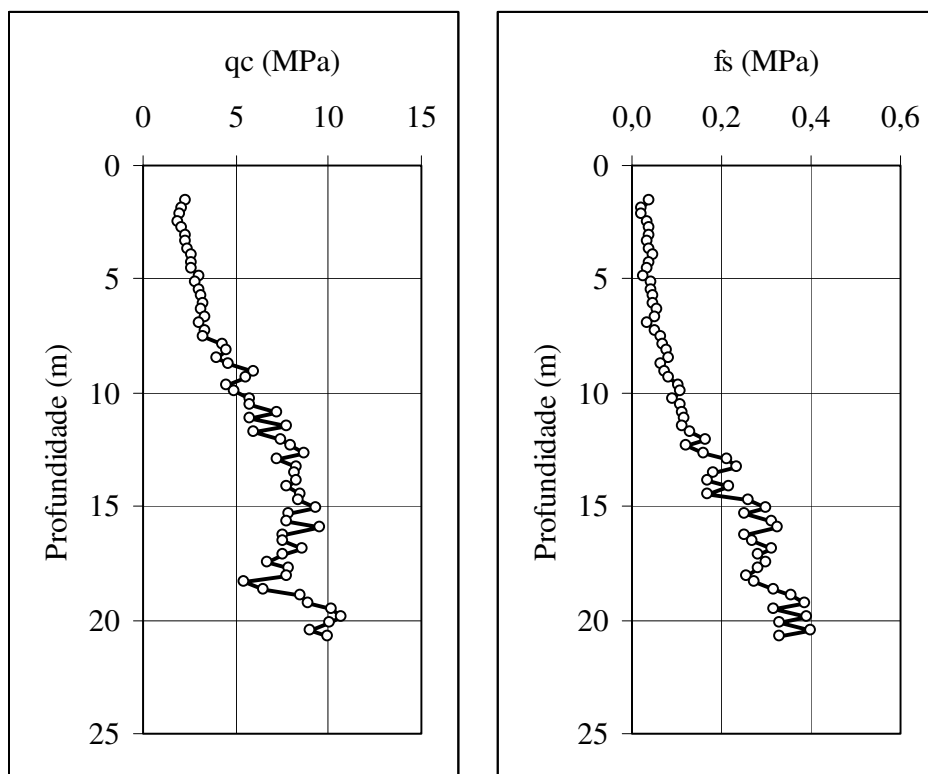
*Resultados conjuntos de ensaios pressiométricos tipo Menard no Campo Experimental da USP-São Carlos.*

**Campo Experimental da Unesp - Bauru.**

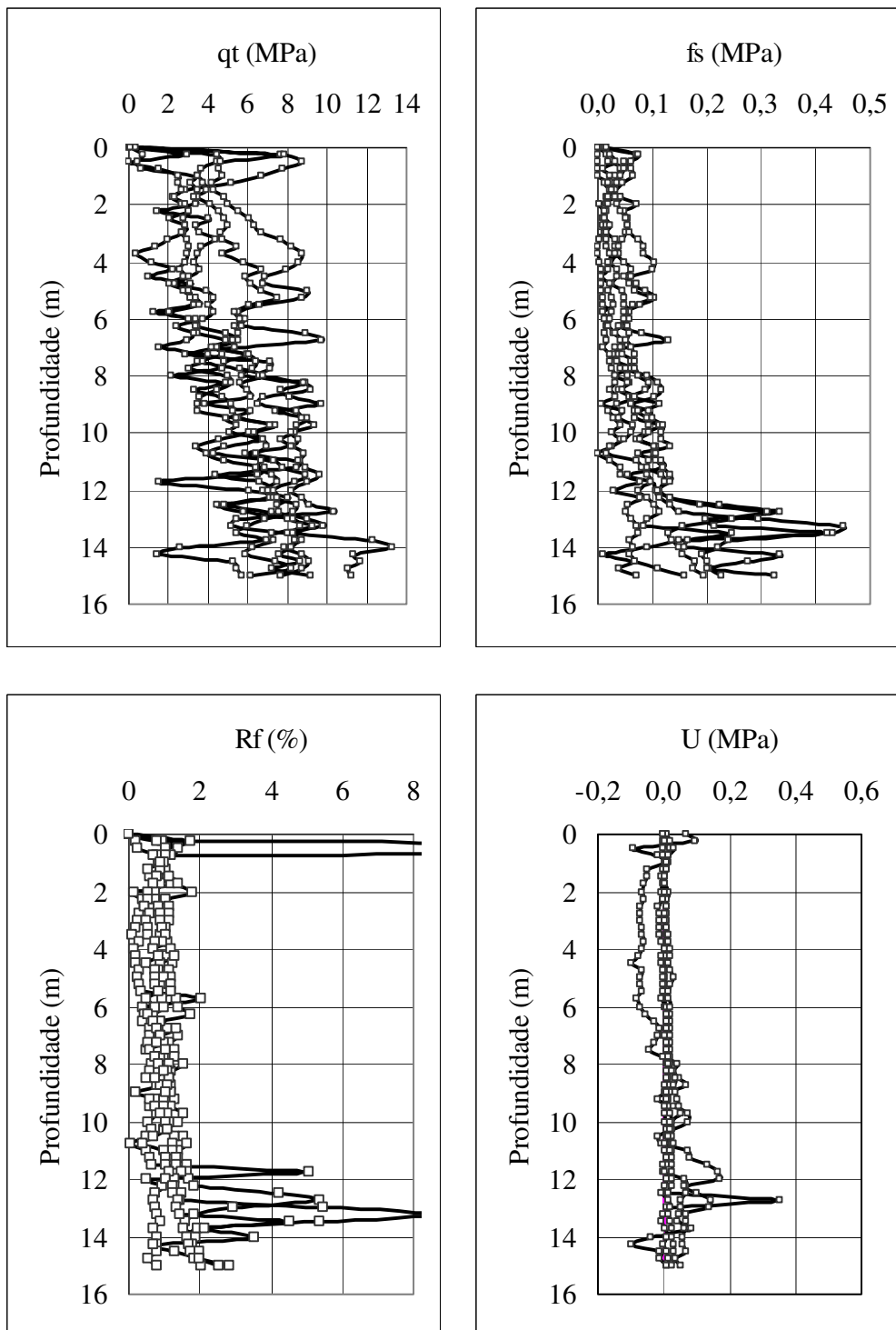
**Resultados de ensaio de cone.**



*Resultados de ensaios de cone mecânico com luva Begemann. Unesp Bauru.*



*Valores médios de leituras de qc e fs de cone mecânico com luva Begemann. Unesp Bauru.*



*Valores obtidos de qt, fs, Rf e U utilizando cone elétrico. Unesp Bauru.*