

ALESSANDER C. MORALES KORMANN

COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO
DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA:
ESTUDOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Tese apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para
obtenção do Título de Doutor em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Solos

Orientador:
Prof. Titular Faiçal Massad

São Paulo
2002

FICHA CATALOGRÁFICA

Kormann, Alessander Christopher Morales

**Comportamento geomecânico da Formação Guabirota:
estudos de campo e laboratório / Alessander Christopher Morales
Kormann. -- São Paulo, 2002.**

429p.

**Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.**

**1.Formação Guabirota 2.Argilas rijas fraturadas 3.Ensaio
geotécnicos de campo 4.Ensaio geotécnicos de laboratório
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de
Engenharia de Estruturas e Fundações II.t.**

*Este trabalho é dedicado a todos
aqueles que possuem ideais.*

AGRADECIMENTOS

A pesquisa descrita ao longo desta tese tornou-se possível graças à colaboração de estudantes, profissionais, instituições e empresas. Os agradecimentos que se seguem são um justo registro de seu empenho.

Na Escola Politécnica da USP, o autor pôde contar com o entusiasmo e a cooperação de docentes e colegas de pós-graduação. Ao Prof. Faiçal Massad, pela orientação e apoio recebidos, que em muito acrescentaram ao trabalho. Ao Prof. Carlos de Sousa Pinto, por ter viabilizado a execução de ensaios com o pressiômetro autoperfurante. Ao colega João Luiz Sampaio Jr, que executou e analisou as investigações pressiométricas. Ao Prof. Fernando Marinho, pelas sugestões e discussões referentes às medições de sucção.

Em Curitiba, a disposição e vontade de colegas permitiram o desenvolvimento de um amplo trabalho experimental. Ao Prof. Paulo Chamecki, cuja iniciativa e determinação foram decisivas na implantação do Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR e na execução do programa de ensaios da pesquisa. Ao Laboratório de Materiais e Estruturas – LAME, inicialmente convênio entre a UFPR e a COPEL, e posteriormente unidade integrante do Instituto para Tecnologia e Desenvolvimento – LACTEC, pelo suporte fundamental dado ao estudo. Na pessoa do Eng. Ruy Dikran Steffen, o autor estende seu agradecimento a todos os integrantes do LAME.

Ao Prof. Ney Nascimento, pelo fornecimento de dados da Formação Guabirota. À Profa. Jocely Loyola, pela colaboração no mapeamento georreferenciado das informações. Aos Profs. Carlos Parchen e José de Almendra Freitas Neto, pelo auxílio nas obras de fundações do Sítio Experimental. Às empresas Calmix e Polimix, pelo fornecimento de concreto para estacas escavadas.

Aos Profs. Eduardo Salamuni e Alberto Fiori, pela interação em visitas ao campo e na troca de idéias sobre a geologia da Formação Guabirota. Ao LAMIR/UFPR, pela realização de análises com difratometria de raios-X. À Área de Materiais do LACTEC, pela colaboração nos estudos com microscopia eletrônica de varredura.

Aos colegas da In Situ Geotecnia, engenheiros Luiz Antoniutti Neto, Luiz Russo Neto e Luis Fernando Debas, pelo apoio na execução de provas de carga dinâmicas e ensaios de integridade nas estacas do Sítio Experimental.

Aos geólogos Giuliano De Mio e Jeferson Guimarães, da Solum, pela realização de ensaios de cone e dilatômetro. Aos engenheiros Samuel Lopes e Oziel Lopes (Fundestac), James Barossi (Sondar) e Ivo Rigler (Solotécnica), pela execução de sondagens a percussão. Ao Geól. Jorge Jacob (Datageo), pela participação nas investigações geotécnicas do Sítio Experimental.

Aos engenheiros Roberto Gazda e José Mário Olavo, da Ensolo, pela colaboração na execução de estacas escavadas. Ao Eng. Florio Fontolan Filho, da Engefe, pelo fornecimento do sistema de cravação das provas de carga dinâmicas em estacas escavadas. Ao Eng. Alexandre Chwist, da Premold, pela cooperação nas pesquisas. Ao importante apoio das empresas Geofix, Tecnosolo, PTS e Sondagel nos trabalhos de fundações e investigações geotécnicas do Sítio Experimental.

Citando Laryssa Ligocki, Alex Bueno, André Nagalli, Caroline Santos, Fernando Myamoto, Silvia Levis e Paulo Fornari, que participaram das etapas decisivas do programa experimental, o autor estende seu agradecimento a todos os valorosos estudantes que acompanharam a pesquisa.

A Roberta Boszczowski, sempre presente e disposta a ajudar.

A Judit, Rosendo, Aline e Adrian, minha família.

RESUMO

Os solos sobre-adensados da Formação Guabirota – principal unidade geológica de Curitiba e região metropolitana – são estudados, buscando-se alcançar um melhor entendimento de seu comportamento geomecânico. Uma revisão de aspectos geológicos é realizada, caracterizando-se o contexto regional, a gênese e os tipos de sedimentos da Formação Guabirota. Os dados disponíveis e informações referentes a argilas rijas e duras são analisados, no intuito de se identificar possíveis causas de problemas em obras geotécnicas. Ênfase é dada ao papel que as fraturas exercem no comportamento do material. Um amplo trabalho experimental é conduzido no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR, através de ensaios de campo e laboratório. As investigações geotécnicas envolvem desde o tradicional *SPT* e abertura de poços até ensaios de cone, dilatômetro e pressiômetro autopercussor. Os trabalhos de campo contemplam o estudo de efeitos de escala na resistência ao cisalhamento do terreno, conduzindo-se ensaios de carregamento dinâmico em estacas escavadas com diferentes diâmetros. No laboratório, a composição e a estrutura do solo são analisadas com técnicas de difratometria de raios-X e microscopia eletrônica. Ensaios de caracterização permitem delinear propriedades índice do Sítio Experimental. Curvas características e ensaios de adensamento de solo indeformado e remoldado fornecem dados que auxiliam no entendimento da história de tensões. Os efeitos de escala, que se devem ao fraturamento do material, são avaliados também com ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, utilizando-se amostras de diferentes dimensões. As conclusões da pesquisa permitem identificar possíveis agentes de sobre-adensamento, efeitos do intemperismo químico, fatores que interferem no estado de tensões de campo e mecanismos associados à resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT

The overconsolidated soils of the Guabirotuba Geological Formation are studied in order to achieve a better understanding of its geotechnical behavior. These soils are the main occurrence in the Curitiba Metropolitan Area. A revision of its geology is provided. The genesis and the sediments are described. The available data of the soils and published information about stiff and hard clays are analyzed in order to understand the unexpected behavior of foundations, excavations and slopes. It is given emphasis to the role of the fissures in the material behavior. A comprehensive experimental work is carried out at the Geotechnical Experimentation Site of the UFPR including field and laboratory studies. The geotechnical investigation comprises *SPT*, exploratory trenches, cone penetration, dilatometer and self boring pressuremeter tests. Scale effects in bored piles are assessed with high strain dynamic tests performed in elements with different cross sections. In the laboratory the composition and the microfabric are analyzed with X-ray diffraction and electron microscopy. Laboratory index soil tests are presented. Consolidation tests and characteristic curves of undisturbed and remolded samples provide information related with the stress history. The scale effects due to the fissures are assessed with direct shear and triaxial testing of specimens with different sizes. The conclusions indicate possible overconsolidation factors, chemical weathering effects and mechanisms affecting the in situ stress state and the shear strength.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

LISTA DE SÍMBOLOS

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	ASPECTOS GEOLÓGICOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA	7
2.1	Introdução e Contexto Regional	7
2.2	A Bacia de Curitiba	9
2.3	Gênese e Evolução Geológica da Bacia de Curitiba.....	16
2.4	A Formação Guabirota	21
2.5	Comparação com Outras Unidades Sedimentares do <i>RCSB</i>	26
3	ASPECTOS GEOTÉCNICOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA	31
3.1	Introdução.....	31
3.2	Composição Mineralógica e Propriedades Índice.....	37
3.3	Expansibilidade	43
3.4	Sobre-adensamento.....	46
3.5	Resistência de Pico e Residual	55
3.6	Formação Guabirota: Um Meio Fraturado	61
3.7	Deformabilidade	75
3.8	Indícios de Tensões Horizontais Elevadas.....	76
3.9	Fundações na Formação Guabirota	83
4	O SÍTIO EXPERIMENTAL DE GEOTECNIA DA UFPR – IMPLANTAÇÃO E ESTUDOS DE CAMPO.....	95
4.1	Introdução.....	95
4.2	Poços de Coleta de Amostras	100
4.3	Sondagens <i>SPT</i> e <i>SPT-T</i>	109
4.4	Piezômetros	123
4.5	Ensaio de Cone	125
4.6	Ensaio Dilatométrico	145
4.7	Ensaio com Pressiômetro Autoperfurante.....	150
4.8	Ensaio de Carregamento Dinâmico em Estacas Escavadas Mecanicamente	170
4.8.1	Introdução e Objetivos.....	170
4.8.2	Características das Estacas	174
4.8.3	Estimativas de Capacidade de Suporte	177
4.8.4	Ensaio e Análises Preliminares	180
4.8.5	Execução das Estacas	184
4.8.6	Ensaio de Carregamento Dinâmico.....	193
4.8.7	Análises <i>CAPWAP</i>	208

5	ENSAIOS DE LABORATÓRIO COM AMOSTRAS DO SÍTIO EXPERIMENTAL.....	217
5.1	Amostras Utilizadas e Programa de Ensaios	217
5.2	Análises de Composição e Micro-estrutura	221
5.2.1	Difratometria de Raios-X.....	221
5.2.2	Microscopia Eletrônica de Varredura.....	223
5.3	Ensaio de Caracterização	235
5.4	Ensaio de Adensamento.....	245
5.5	Obtenção de Relações de Sucção com Papel Filtro	258
5.6	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	280
5.7	Ensaio Triaxiais <i>CIU</i>	296
6	INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS: DISCUSSÃO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO	315
6.1	Introdução.....	315
6.2	Investigações de Campo: Tendências Gerais	316
6.3	Investigações de Campo: Análises e Correlações	320
6.3.1	Comparação entre as Sondagens <i>SPT</i> , <i>SPT-T</i> e <i>CPT</i>	320
6.3.2	Classificação do Solo	323
6.3.3	Resistência Não-Drenada	329
6.3.4	Pressão de Pré-adensamento e Razão de Sobre-adensamento.....	338
6.3.5	Parâmetros de Deformabilidade	340
6.3.6	Tensões Horizontais – Coeficiente de Empuxo no Repouso.....	342
6.4	Efeitos de Escala no Campo: Provas de Carga Dinâmicas em Estacas Escavadas.....	346
6.5	Ensaio de Laboratório: Propriedades Índice no Perfil em Estudo.....	359
6.6	Ensaio de Adensamento x Curvas Características: Compressibilidade e História de Tensões	365
6.7	Resistência ao Cisalhamento: Efeitos de Escala em Laboratório	380
7	CONCLUSÕES.....	393
7.1	Evolução Geológica	393
7.2	O Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR - Caracterização dos Perfis	396
7.3	Investigações Geotécnicas de Campo.....	398
7.4	Fatores Intervenientes na Compressibilidade e Sucção Matricial	399
7.5	Efeitos de Escala no Campo e em Laboratório – Influências das Fraturas	401
7.6	Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba – Possíveis Mecanismos Intervenientes	404
7.7	Considerações Finais.....	408
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	411

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).	10
Figura 2.2. Algumas bacias do <i>Rift</i> Continental do Sudeste do Brasil (Salamuni, 1998).....	10
Figura 2.3. Mapa geológico de Curitiba e arredores (Salamuni, 1998).....	11
Figura 2.4. Mapa morfoestrutural do embasamento da Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998).....	13
Figura 2.5. Mapa de tendência da superfície da Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998).....	14
Figura 2.6. Mapa de isopropfundidades do nível do terreno em relação ao embasamento na Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998).	15
Figura 2.7. Superfícies de aplainamento na região de Curitiba (Bigarella et al., 1961 apud Salamuni, 1998).	17
Figura 2.8. Distribuição de fácies na Bacia de Curitiba (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).	21
Figura 2.9. Argila da Formação Guabirota exibindo um plano de falha (Salamuni, 1998).....	22
Figura 2.10. Perfil da Formação Guabirota (Felipe, 1999).....	25
Figura 3.1. Perfis geotécnicos da Formação Guabirota.	33
Figura 3.2. Umidade versus profundidade na Formação Guabirota.	39
Figura 3.3. Curvas granulométricas de sedimentos da Bacia de Curitiba (Duarte, 1986).	39
Figura 3.4. Posição dos sedimentos no Gráfico de Plasticidade.....	40
Figura 3.5. Atividade dos sedimentos.	41
Figura 3.6. Aspecto do “empastilhamento” em uma superfície ressecada de argila – Formação Guabirota (Felipe, 1999).	46
Figura 3.7. Exemplos de processos erosivos na Formação Guabirota, causados pela exposição de materiais expansivos (Mineropar, 1994 apud Felipe, 1999).....	46
Figura 3.8. Curva índice de vazios <i>versus log</i> pressão efetiva – argila siltosa da Formação Guabirota (Duarte, 1986).	47
Figura 3.9. Variação do <i>OCR</i> com a profundidade (dados da Tabela 3.1).	51
Figura 3.10. Relações entre a cota do terreno e dados de ensaios de adensamento.....	53
Figura 3.11. Correlação entre o índice de vazios e a pressão de pré-adensamento.	54
Figura 3.12. Relação entre o peso específico natural, pressão de pré-adensamento e cota.	54
Figura 3.13. Curvas tensão cisalhante \times deslocamento horizontal (Kormann et al., 1999d).....	57
Figura 3.14. Tensão cisalhante máxima \times tensão normal (Kormann et al., 1999d).	58
Figura 3.15. Envoltórias de resistência residual – Formação Guabirota (Duarte, 1986).....	61
Figura 3.16. Influência das dimensões do corpo de prova na resistência (apud Lo, 1970).	66
Figura 3.17. Mobilização da resistência não-drenada em função do diâmetro da estaca (de Beer, 1977 apud Terzaghi et al., 1996).....	67
Figura 3.18. Resistência da argila de Londres (Marsland, 1972).	71
Figura 3.19. Redução da resistência devido ao “amolecimento” (apud Morgenstern, 1977 e Skempton, 1977).	73
Figura 3.20. Evolução de K_0 com o sobre-adensamento.	77
Figura 3.21. Curva $e \times \log$ pressão efetiva da amostra 10 – Tabela 3.1 (dados de Nascimento, 1992).81	
Figura 3.22. Fundações em Curitiba (Chamecki et al., 2001).	85
Figura 3.23. Comparações entre resultados de provas de carga de estacas cravadas e previsões de métodos semi-empíricos (Vianna, 2000).	88
Figura 3.24. Perfil geotécnico e arranjo das estacas hélice-contínua por ocasião dos ensaios dinâmicos – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR – Área 1 (Kormann et al., 2000b).	91
Figura 3.25. Resultados de provas de carga estáticas nas estacas CFA-1 e CFA-2 (Kormann et al., 1999a).	91
Figura 3.26. Comparações entre resultados de provas de carga de estacas hélice contínua e previsões de métodos semi-empíricos (Kormann et al., 1999a).....	92

Figura 3.27. Inspeção do fuste e extração de estacas hélice-contínua – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.	93
Figura 3.28. Resultados das provas de carga estáticas e das simulações do programa CAPWAP, para as estacas CFA-1 (a) e CFA-2 (b) (Kormann et al., 2000b; 2000c).....	94
Figura 4.1. Implantação do Centro Politécnico da UFPR, Jardim das Américas, Curitiba.	97
Figura 4.2. Planta da Área 1 – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.	98
Figura 4.3. Planta da Área 2 – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.	99
Figura 4.4. Etapas dos trabalhos nos poços da Área 1.	106
Figura 4.5. Detalhes do terreno e coleta de blocos indeformados em poços da Área 1.	107
Figura 4.6. Características do terreno no Poço 4 da Área 1.	108
Figura 4.7. Feições do terreno em escavações do Sítio Experimental.....	109
Figura 4.8. Execução de sondagens <i>SPT</i> e <i>SPTT</i> no Sítio Experimental.	112
Figura 4.9. Dados das sondagens <i>SPT</i> e <i>SPTT</i> da Área 1.....	113
Figura 4.10. Perfil simplificado da Área 1 do Sítio Experimental.	114
Figura 4.11. Dados das sondagens <i>SPT</i> e <i>SPTT</i> da Área 2.....	120
Figura 4.12. Perfil simplificado da Área 2 do Sítio Experimental.	122
Figura 4.13. Profundidades do nível da coluna d’água nos piezômetros do Sítio Experimental.	125
Figura 4.14. Execução de ensaios de cone no Sítio Experimental.	127
Figura 4.15. Dados da sondagem CPTu-1 – Área 1.....	131
Figura 4.16. Dados da sondagem CPT-2 – Área 1.....	131
Figura 4.17. Dados da sondagem CPTu-3 – Área 1.....	132
Figura 4.18. Dados da sondagem CPTu-4 – Área 1.....	132
Figura 4.19. Dados da sondagem CPTu-5 – Área 1.....	133
Figura 4.20. Dados da sondagem CPTu-6 – Área 1.....	133
Figura 4.21. Dados da sondagem CPTu-7 – Área 1.....	134
Figura 4.22. Dados da sondagem CPTu-1 – Área 2.....	135
Figura 4.23. Dados da sondagem CPTu-2 – Área 2.....	135
Figura 4.24. Dados da sondagem CPTu-3 – Área 2.....	136
Figura 4.25. Dados da sondagem CPTu-4 – Área 2.....	136
Figura 4.26. Dados da sondagem CPTu-5 – Área 2.....	137
Figura 4.27. Dados da sondagem CPT-6 – Área 2.....	137
Figura 4.28. Dados da sondagem CPTu-7 – Área 2.....	138
Figura 4.29. Dados da sondagem CPTu-8 – Área 2.....	138
Figura 4.30. Medições de poro-pressão problemáticas em ensaios de piezocone.....	139
Figura 4.31. Relação entre a poro-pressão do <i>slot-filter</i> e q_c – sondagem CPTu-4 – Área 1.	139
Figura 4.32. Dados de resistência de ponta das sondagens <i>CPT</i> da Área 1.	141
Figura 4.33. Dados de resistência de ponta das sondagens <i>CPT</i> da Área 2.	142
Figura 4.34. Dados da razão de atrito – Área 2.....	144
Figura 4.35. Detalhe do equipamento e da execução de sondagem <i>DMT</i> na Área 1.	147
Figura 4.36. Pressões corrigidas P_0 e P_1 das sondagens <i>DMT</i> -1 e <i>DMT</i> -2 – Área 1.....	148
Figura 4.37. Resultados das sondagens <i>DMT</i> -1 e <i>DMT</i> -2 – Área 1.	148
Figura 4.38. Execução de ensaios com pressômetro autoperfurante no Sítio Experimental.	152
Figura 4.39. Pressão × deslocamento – ensaio a 3,6 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 1.....	161
Figura 4.40. Pressão × deslocamento – ensaio a 8,0 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 1.....	161
Figura 4.41. Pressão × deslocamento – ensaio a 11,0 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 1.....	162
Figura 4.42. Pressão × deslocamento – ensaio a 2,0 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.....	162
Figura 4.43. Pressão × deslocamento – ensaio a 3,5 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.....	163
Figura 4.44. Pressão × deslocamento – ensaio a 7,5 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.....	163
Figura 4.45. Pressão × deslocamento – ensaio a 9,5 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.....	164
Figura 4.46. Pressão × deslocamento – ensaio a 3,5 m de profundidade – furo SBP-2 da Área 2.....	164
Figura 4.47. Pressão × deslocamento – ensaio a 7,5 m de profundidade – furo SBP-2 da Área 2.....	165
Figura 4.48. Pressão × deslocamento – ensaio a 9,5 m de profundidade – furo SBP-2 da Área 2.....	165
Figura 4.49. Variação da poro-pressão nos ensaios com pressômetro autoperfurante.....	166
Figura 4.50. Variação do módulo cisalhante com a deformação de cavidade – furo SBP-1 da Área 1 (Sampaio Jr, 2002).....	167
Figura 4.51. Variação do módulo cisalhante com a deformação de cavidade – furo SBP-1 da Área 2 (Sampaio Jr, 2002).....	168

Figura 4.52. Variação do módulo cisalhante com a deformação de cavidade – furo SBP-2 da Área 2 (Sampaio Jr, 2002).....	169
Figura 4.53. Detalhe da implantação das estacas escavadas mecanicamente – Área 1.....	174
Figura 4.54. Curvas tensão × deformação de isopor classe P2, confinado por contorno metálico.....	182
Figura 4.55. Curvas tensão × deformação de cepo composto por pranchas de peroba (três ciclos)...	183
Figura 4.56. Perfuração e inspeção do fuste das estacas.....	186
Figura 4.57. Etapas da execução das estacas.....	190
Figura 4.58. Etapas complementares dos trabalhos no estaqueamento.....	193
Figura 4.59. Detalhes das provas de carga dinâmicas.....	196
Figura 4.60. Sinais de força e velocidade problemáticos – estaca BP-1B, golpe 7.....	200
Figura 4.61. Sinais de força e velocidade de estacas com 25 e 40 cm de diâmetro nominal.....	204
Figura 4.62. Sinais de força e velocidade de estacas com 40 cm de diâmetro nominal.....	205
Figura 4.63. Sinais de força e velocidade de estacas com 40 e 60 cm de diâmetro nominal.....	206
Figura 4.64. Sinais de força e velocidade de estacas com 60 cm de diâmetro nominal.....	207
Figura 4.65. Simulações estáticas do programa CAPWAP – estacas BP-1A, BP-1B e BP-1C.....	214
Figura 4.66. Simulações estáticas do programa CAPWAP – estaca BP-2A.....	214
Figura 4.67. Simulações estáticas do programa CAPWAP – estaca BP-2C.....	214
Figura 4.68. Simulações estáticas do programa CAPWAP – estacas BP-2B e BP-2D.....	214
Figura 4.69. Simulações estáticas do programa CAPWAP – estaca BP-3B.....	215
Figura 4.70. Simulações estáticas do programa CAPWAP – estaca BP-3C.....	215
Figura 4.71. Simulações estáticas do programa CAPWAP – estaca BP-3D.....	215
Figura 5.1. Difratoograma da matriz argilosa do bloco 2.0042.97.....	223
Figura 5.2. Difratoograma do material escuro raspado de fraturas do bloco 2.0042.97.....	223
Figura 5.3. Imagem (MEV) da matriz argilosa, ampliação 1000 × - amostra 2.0034.99.....	229
Figura 5.4. Imagem (MEV) da matriz argilosa, ampliação 4000 × - amostra 2.0034.99.....	229
Figura 5.5. Imagem (MEV) da matriz argilosa, ampliação 1000 × - amostra 2.0041.97.....	230
Figura 5.6. Imagem (MEV) da matriz argilosa, ampliação 4000 × - amostra 2.0041.97.....	230
Figura 5.7. Imagem (MEV) da matriz argilosa, ampliação 10000 × - amostra 2.0041.97.....	231
Figura 5.8. Imagem (MEV) de uma superfície polida, ampliação 100 × - amostra 2.0041.97.....	231
Figura 5.9. Imagem (MEV) da região assinalada na Figura 5.8, superfície polida, ampliação 1000 × - amostra 2.0041.97.....	232
Figura 5.10. Imagem (MEV) de uma superfície polida, ampliação 4000 × - amostra 2.0041.97.....	232
Figura 5.11. Imagem (MEV) de uma superfície polida coberta integralmente por manchas escuras, ampliação 40 × - amostra 2.0034.99.....	233
Figura 5.12. Imagem (MEV) de uma superfície polida coberta integralmente por manchas escuras, ampliação 40 × - amostra 2.0034.99.....	233
Figura 5.13. Análises de raio-X no microscópio eletrônico.....	234
Figura 5.14. Curvas granulométricas das amostras do Sítio Experimental.....	238
Figura 5.15. Posição dos solos do Sítio Experimental na Carta de Plasticidade.....	240
Figura 5.16. Influência do processo de secagem nas curvas granulométricas de solos da Área 1.....	244
Figura 5.17. Prensa utilizadas nos ensaios de adensamento: (a) <i>Contenco</i> ; (b) <i>Controls</i>	248
Figura 5.18. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0040.00 (indeformada).....	251
Figura 5.19. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0047.00 (indeformada).....	251
Figura 5.20. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0061.01 (indeformada).....	251
Figura 5.21. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0039.00 (indef., sentido vertical).....	252
Figura 5.22. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0039.00 (indef., sentido horiz. N-S).....	252
Figura 5.23. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0039.00 (indef., sentido horiz. E-W).....	252
Figura 5.24. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0050.00 (indeformada).....	253
Figura 5.25. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0040.00 (remoldada).....	253
Figura 5.26. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0050.00 (remoldada).....	253
Figura 5.27. Exemplos de curvas de adensamento de corpos de prova indeformados.....	256
Figura 5.28. Detalhes das determinações de sucção com papel filtro.....	262
Figura 5.29. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0040.00.....	269
Figura 5.30. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0047.00.....	270
Figura 5.31. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0050.00.....	271
Figura 5.32. Relações de sucção (matricial e total) da amostra indeformada 4.0050.00.....	272
Figura 5.33. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0050.01.....	273

Figura 5.34. Curva característica da amostra indeformada 4.0061.01.	274
Figura 5.35. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0037.00.	275
Figura 5.36. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0039.00.	276
Figura 5.37. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0043.00.	277
Figura 5.38. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0049.00.	278
Figura 5.39. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0058.00.	279
Figura 5.40. Prensa de cisalhamento direto (<i>Contenco</i>) utilizada nos ensaios.	283
Figura 5.41. Evolução dos deslocamentos com o tempo nos ensaios de cisalhamento direto – amostra 4.0049.00.	286
Figura 5.42. Curvas tensão cisalhante × deslocamento – corpos de prova 50 x 50 mm – amostra 4.0049.00.	289
Figura 5.43. Variação de altura durante o ensaio – corpos de prova 50 x 50 mm – amostra 4.0049.00.	289
Figura 5.44. Curvas tensão cisalhante × deslocamento – corpos de prova 100 x 100 mm – amostra 4.0049.00.	290
Figura 5.45. Variação de altura durante o ensaio – corpos de prova 100 x 100 mm – amostra 4.0049.00.	290
Figura 5.46. Curvas tensão cisalhante × deslocamento – corpos de prova 50 x 50 mm – amostra 4.0061.01.	291
Figura 5.47. Variação de altura durante o ensaio – corpos de prova 50 x 50 mm – amostra 4.0061.01.	291
Figura 5.48. Curvas tensão cisalhante × deslocamento – corpos de prova 100 x 100 mm – amostra 4.0061.01.	292
Figura 5.49. Variação de altura durante o ensaio – corpos de prova 100 x 100 mm – amostra 4.0061.01.	292
Figura 5.50. Curvas tensão cisalhante × deslocamento – amostra reconstituída 4.0043.00.	293
Figura 5.51. Variação de altura durante o ensaio – amostra reconstituída 4.0043.00.	293
Figura 5.52. Corpo de prova 50 × 50 mm da amostra 4.0049.00, após o cisalhamento.	294
Figura 5.53. Envoltórias de resistência – amostra indeformada 4.0049.00.	294
Figura 5.54. Envoltórias de resistência – amostra indeformada 4.0061.01.	295
Figura 5.55. Envoltória de resistência de solo remoldado – amostra 4.0043.00.	295
Figura 5.56. Sistema <i>GDS</i> utilizado nos ensaios triaxiais.	298
Figura 5.57. Evolução da poro-pressão e da pressão de câmara durante a saturação.	306
Figura 5.58. Curvas de adensamento isotrópico.	307
Figura 5.59. Curvas tensão desviadora × deformação axial – ensaios <i>CIU</i>	308
Figura 5.60. Variação da poro-pressão com a deformação axial.	309
Figura 5.61. Trajetórias de tensão efetiva – ensaios <i>CIU</i>	310
Figura 5.62. Envoltórias de resistência dos ensaios <i>CIU</i>	311
Figura 5.63. Detalhe do aspecto de corpos de prova de 38 e 50 mm após os ensaios.	313
Figura 5.64. Detalhe do aspecto de corpos de prova de 50 e 70 mm após os ensaios.	314
Figura 6.1. Comparação entre as resistências de ponta (<i>CPT</i>) das duas áreas investigadas.	318
Figura 6.2. Relação entre q_c e N_{SPT} – argila siltosa do Sítio Experimental.	322
Figura 6.3. Relação entre q_c e N_{60} corrigido em função do comprimento das hastes (Skempton, 1986) – argila siltosa do Sítio Experimental.	322
Figura 6.4. Dados dos ensaios de cone da Área 1 no diagrama de Robertson et al. (1986).	326
Figura 6.5. Dados dos ensaios de cone da Área 1 agrupados por faixas de altitude.	326
Figura 6.6. Dados dos ensaios de cone da Área 2 no diagrama de Robertson et al. (1986).	327
Figura 6.7. Dados dos ensaios de cone da Área 2 agrupados por faixas de profundidade.	327
Figura 6.8. Relação $E_D \times I_D$ dos ensaios <i>DMT</i> da Área 1 (diagrama baseado em Marchetti e Crapps, 1981).	329
Figura 6.9. Variação de S_u no Sítio Experimental - pressômetro autoperfurante (dados de Sampaio Jr, 2002).	330
Figura 6.10. Relação entre S_u (pressômetro autoperfurante) e N_{SPT} – Áreas 1 e 2.	332
Figura 6.11. Relação entre S_u/N_{60} e <i>IP</i> para dados da literatura e do Sítio Experimental.	333
Figura 6.12. Relação entre $q_c - \sigma_v$ dos ensaios de cone e avaliações de S_u – Áreas 1 e 2.	335
Figura 6.13. Variação de N_K com a profundidade no Sítio Experimental (avaliações de S_u baseadas no método de Gibson e Anderson, 1961).	336

Figura 6.14. Relação entre N_K e IP para dados da literatura e do Sítio Experimental.	337
Figura 6.15. Variação da pressão de pré-adensamento e da razão de sobre-adensamento na Área 1 (método de Pacheco Silva).....	338
Figura 6.16. Parâmetros de deformabilidade (pressiômetro autoperfurante) para 0,1 % de deformação de cavidade (dados de Sampaio Jr, 2002).	341
Figura 6.17. Variação de K_0 com a profundidade no Sítio Experimental (dados de Sampaio Jr, 2002).	343
Figura 6.18. Relação entre o <i>quake</i> de ponta e a nega – estacas escavadas – Área 1.....	349
Figura 6.19. Parcelas de resistência das análises <i>CAPWAP</i> em função das negas.	351
Figura 6.20. Comparação dos resultados das provas de carga dinâmicas com estimativas de capacidade de suporte.	354
Figura 6.21. Parcelas de resistência unitárias – análises <i>CAPWAP</i>	357
Figura 6.22. Distribuição de propriedades índice no perfil da Área 1.....	360
Figura 6.23. Relação entre os limites de liquidez e plasticidade e o teor de argila – Área 1.....	362
Figura 6.24. Atividade dos solos do Sítio Experimental.	362
Figura 6.25. Variação do índice de atividade A com a profundidade – Área 1.	363
Figura 6.26. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – amostras indeformadas.....	366
Figura 6.27. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva da amostra 4.0039.00, com diferentes sentidos de moldagem.....	366
Figura 6.28. Curvas características – amostras indeformadas da Área 1.	369
Figura 6.29. Relação entre grau de saturação e umidade, obtidas nas determinações de sucção dos corpos de prova indeformados.	370
Figura 6.30. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva de solo remoldado – literatura e Sítio Experimental.	371
Figura 6.31. Comparação entre as curvas $e \times \log$ pressão efetiva e $e \times$ sucção – solo remoldado.	373
Figura 6.32. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – solo indeformado e remoldado.....	374
Figura 6.33. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – solo remoldado \times dados da literatura.	377
Figura 6.34. Relação entre LL e o índice de vazios na Formação Guabirota.	377
Figura 6.35. Relações entre I_v e a pressão efetiva - Formação Guabirota.	379
Figura 6.36. Relação entre cota e o parâmetro I_v , na Formação Guabirota.	379
Figura 6.37. Ensaios de cisalhamento direto - curvas tensão tangencial \times deslocamento.....	381
Figura 6.38. Curvas tensão desviadora \times deformação dos ensaios triaxiais <i>CIU</i>	382
Figura 6.39. Variação de poro-pressão normalizada \times deformação axial.....	384
Figura 6.40. Variação do parâmetro A_f com a tensão efetiva inicial e o <i>OCR</i>	384
Figura 6.41. Trajetórias de tensão – ensaios triaxiais <i>CIU</i>	385
Figura 6.42. Curvas tensão desviadora normalizada \times deformação axial – ensaios triaxiais <i>CIU</i>	386
Figura 6.43. Relação entre a resistência não-drenada e a tensão efetiva inicial – ensaios triaxiais <i>CIU</i>	388
Figura 6.44. Relações entre S_u , tensão efetiva e <i>OCR</i> – ensaios triaxiais <i>CIU</i>	388
Figura 6.45. Envoltórias de resistência - ensaios triaxiais <i>CIU</i> com amostras de diferentes diâmetros – Área 1 do Sítio Experimental.....	388
Figura 6.46. Envoltórias de resistência – argilas da Formação Guabirota.	390

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Propriedades de sedimentos não intemperizados da Formação Guabirota.	35
Tabela 3.2. Propriedades de sedimentos intemperizados da Bacia Sedimentar de Curitiba.....	36
Tabela 3.3. Índices físicos e ensaios de expansão (Pereira, 1999).	42
Tabela 3.4. Comparação entre propriedades do <i>sabão de caboclo</i> e da argila de Londres.	69
Tabela 3.5. Estatística das soluções de fundação (Chamecki et al., 2001).....	86
Tabela 4.1. Dados dos poços de coleta de amostras do Sítio Experimental.	101
Tabela 4.2. Dados das sondagens <i>SPT</i> – Área 1.	112
Tabela 4.3. Dados das sondagens <i>SPTT</i> – Área 1.	113
Tabela 4.4. Dados das sondagens <i>SPT</i> – Área 2.	116
Tabela 4.5. Dados das sondagens <i>SPTT</i> – Área 2.	120
Tabela 4.6. Dados de instalação dos piezômetros do Sítio Experimental.	124
Tabela 4.7. Dados das sondagens <i>CPT</i> e <i>CPTU</i> – Área 1 e Área 2.	128
Tabela 4.8. Índices do ensaio dilatométrico.	145
Tabela 4.9. Informações dos ensaios dilatométricos da Área 1 do Sítio Experimental.....	147
Tabela 4.10. Dados dos ensaios com pressiómetro autoperfurante.	154
Tabela 4.11. Avaliação de K_0 com pressiómetro autoperfurante.	157
Tabela 4.12. Avaliações da resistência não-drenada dos ensaios com pressiómetro autoperfurante (Sampaio Jr, 2002).	159
Tabela 4.13. Características das estacas escavadas.	176
Tabela 4.14. Estimativas da capacidade de suporte das estacas.	179
Tabela 4.15. Dados da perfuração das estacas.	187
Tabela 4.16. Dados do concreto utilizado nas estacas.	191
Tabela 4.17. Informações da concretagem das estacas.	191
Tabela 4.18. Dados da geometria das estacas e posição da instrumentação.....	194
Tabela 4.19. Programa de ensaios dinâmicos.....	198
Tabela 4.20. Dados dos golpes das provas de carga dinâmicas.	201
Tabela 4.21. Determinações de peso específico das estacas.	203
Tabela 4.22. Resultados das análises <i>CAPWAP</i>	212
Tabela 5.1. Resumo das amostras e do programa de ensaios de laboratório.....	220
Tabela 5.2. Programa de ensaios de caracterização.	236
Tabela 5.3. Resultados dos ensaios de caracterização de amostras do Sítio Experimental.	237

Tabela 5.4. Dados estatísticos dos ensaios de caracterização da Área 1 (Poços 1, 2, 3, 4 e 5).....	239
Tabela 5.5. Influência do processo de secagem no limite de liquidez de solos da Formação Guabirota.....	241
Tabela 5.6. Influência do processo de secagem nos limites de consistência de amostras da Área 1..	242
Tabela 5.7. Resumo do programa de ensaios de adensamento com amostras da Área 1.	246
Tabela 5.8. Dados dos corpos de prova dos ensaios de adensamento.	250
Tabela 5.9. Resultados dos ensaios de adensamento.....	254
Tabela 5.10. Valores do coeficiente de adensamento – processo de Taylor – amostras indeformadas.	257
Tabela 5.11. Valores do coeficiente de adensamento – processo de Casagrande – amostras remoldadas.	257
Tabela 5.12. Resumo do programa de determinações de sucção com papel filtro.	260
Tabela 5.13. Dados dos corpos de prova utilizados nas medições de sucção.....	266
Tabela 5.14. Resumo do programa de ensaios de cisalhamento direto com amostras da Área 1.....	281
Tabela 5.15. Dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.	284
Tabela 5.16. Resumo do programa de ensaios triaxiais <i>CIU</i> com amostras do Poço 5 - Área 1.....	297
Tabela 5.17. Dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais.	301
Tabela 5.18. Resultados dos ensaios triaxiais <i>CIU</i>	312
Tabela 6.1. Regiões do diagrama $q_c \times FR$ para classificação do tipo de solo (Robertson et al., 1986).	324
Tabela 6.2. Resultados das provas de carga dinâmicas - parcelas de resistência interpretadas.....	352
Tabela 6.3. Comparação entre propriedades índice médias da literatura e da Área 1 do Sítio Experimental.	364

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	– Associação Brasileira de Normas Técnicas
BP	– Estaca escavada mecanicamente
CAPWAP	– <i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
CFA	– Estaca hélice-contínua
CIU	– Ensaio triaxial adensado isotropicamente não-drenado
CPT	– Ensaio de cone
CPTU	– Ensaio de cone com medida de poro-pressão
CRS	– Ensaio de adensamento com taxa de deformação constante
CSI	– Tensão de compressão individual dos sensores na estaca
CSX	– Tensão de compressão média na estaca no nível dos sensores
CTC	– Capacidade de troca catiônica
DMT	– Dilatômetro de Marchetti
DMX	– Deslocamento máximo da estaca no nível dos sensores
EM	– Módulo de elasticidade dinâmico
EMX	– Energia líquida transferida à estaca em um golpe
FR	– Razão de atrito no ensaio de cone
ICL	– Linha de compressão intrínseca
ISSMFE	– <i>Int. Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering</i>
JC	– Fator de amortecimento no método <i>CASE</i>
JS	– <i>Damping</i> de Smith no fuste da estaca
JT	– <i>Damping</i> de Smith na ponta da estaca
LAME	– Laboratório de Materiais e Estruturas
log	– Logaritmo decimal
MBA	– <i>Multiple Blow Analysis</i>
MEV	– Microscopia eletrônica de varredura
MQno	– <i>Match quality</i> da análise <i>CAPWAP</i>
NBR	– Norma Brasileira
OCR	– Razão de sobre-adensamento ou de cedência
PDA	– <i>Pile Driving Analyzer</i> (Analisador da cravação de estacas)
PIEZ	– Piezômetro
PIT	– Ensaio de Integridade de Estacas
PL	– <i>Soil plug</i> do solo na ponta da estaca
QS	– <i>Quake</i> médio de fuste
QT	– <i>Quake</i> de ponta
RCSB	– <i>Rift Continental do Sudeste do Brasil</i>
RMX	– Resistência máxima mobilizada no método <i>CASE</i>
SBP	– Pressiômetro autoperfurante
SPT	– Sondagem a percussão
SPTT	– Sondagem a percussão com medida de torque
TG	– <i>Toe gap</i> da estaca
TSX	– Tensão de tração
UFPR	– Universidade Federal do Paraná
USP	– Universidade de São Paulo
UU	– Ensaio triaxial não-adensado e não-drenado
WS	– Velocidade de propagação de onda na estaca

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Índice de atividade
A_0	Dimensão de corpo de prova relacionada com efeitos de escala
A_f	Parâmetro de poro-pressão na ruptura
α	Relação entre o atrito lateral unitário e a resistência não-drenada
B	Parâmetro de poro-pressão – fase de saturação de ensaio triaxial
B_q	Parâmetro de poro-pressão no ensaio <i>CPTU</i>
C	Capacidade de sucção
c'	Intercepto coesivo da envoltória de resistência
C_c	Índice de compressão
C_c^*	C_c do solo remoldado, entre 100 e 1000 kPa tensão efetiva
C_r	Índice de recompressão
C_s	Índice de expansão
c_v	Coefficiente de adensamento
D_{50}	Diâmetro médio das partículas do solo
δ	Peso específico real dos grãos
E	Módulo de elasticidade
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial ou natural
e_{100}^*	Índice de vazios de solo remoldado sob 100 kPa de tensão efetiva
e_{1000}^*	Índice de vazios de solo remoldado sob 1000 kPa de tensão efetiva
E_D	Módulo dilatométrico
E_U	Módulo de elasticidade não-drenado
ε_c	Deformação de cavidade no ensaio pressiométrico
ε_f	Deformação correspondente à tensão cisalhante máxima no ensaio triaxial
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_s	Atrito lateral unitário de uma estaca
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ'_{00}	Ângulo de atrito efetivo interno mobilizado
ϕ_{res}	Ângulo de atrito residual
G	Módulo de cisalhamento
$G_{0,1}$	Módulo de cisalhamento corresponde a 0,1 % de deformação de cavidade
γ	Peso específico natural
γ_d	Peso específico seco
I_C	Índice de contração
I_D	Índice de material - dilatômetro de Marchetti
IP	Índice de plasticidade
I_V	Parâmetro <i>void index</i>
k	Coefficiente de permeabilidade
K	Fator de correlação entre os ensaios de cone e <i>SPT</i>
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso

K_A	Coefficiente de empuxo ativo
K_D	Índice de tensão horizontal - dilatômetro de Marchetti
K_P	Coefficiente de empuxo passivo
L/c	Tempo de propagação da onda ao longo do comprimento de uma estaca
LC	Limite de contração
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
N_{60}	Número de golpes do <i>SPT</i> correspondente à eficiência de 60 %
N_c	Fator de capacidade de suporte na ponta de uma estaca
N_K	Fator de capacidade de suporte no ensaio de cone
N_{SPT}	Número de golpes na sondagem <i>SPT</i>
OCR	Razão de cedência
p'	Semi-soma das tensões efetivas principais
p_k	Sucção matricial em uma amostra indeformada
P_l	Pressão limite no ensaio pressiométrico
q	Semi-diferença das tensões principais
q_b	Resistência de ponta unitária de uma estaca
q_c	Resistência de ponta do cone
q_T	Resistência de ponta corrigida do cone
R^2	Coefficiente de determinação
ρ	Massa específica do material de uma estaca
S	Grau de saturação
S_u	Resistência não-drenada
σ	Tensão total
σ'	Tensão efetiva
σ'_H	Tensão horizontal efetiva
σ_v	Tensão vertical total
σ'_V	Tensão vertical efetiva
σ'_{vm}	Tensão de cedência ou de pré-adensamento
σ'_0	Tensão efetiva inicial na fase de cisalhamento do ensaio triaxial
σ'_{1f}	Tensão efetiva axial na ruptura
σ'_{3f}	Tensão efetiva confinante na ruptura
T	Medida de torque no ensaio <i>SPTT</i>
t_{100}	Tempo correspondente ao término do adensamento primário
t_f	Tempo correspondente à ruptura em um ensaio de cisalhamento
τ	Tensão cisalhante
u	Poropressão
u_2	Poropressão medida na base do cone
u_f	Excesso de poropressão na ruptura
w	Teor de umidade gravimétrico
Z	Impedância de uma estaca

INTRODUÇÃO

A região metropolitana de Curitiba situa-se sobre uma bacia sedimentar, que é em sua maior parte preenchida pela unidade geológica denominada *Formação Guabirota*.

Os sedimentos da Formação Guabirota repousam sobre rochas do Complexo Cristalino, e se constituem principalmente em argilas siltosas ou siltes argilosos. Materiais granulares também se fazem presentes, fato que confere uma razoável diversidade aos solos da Bacia de Curitiba. Nas argilas, são típicas as cores cinza – com tonalidade às vezes esverdeada ou azulada – e marrom. Quando os sedimentos sofreram uma ação mais intensa de intemperismo químico, tons vermelhos e amarelos aparecem. A deposição dos terrenos da Formação Guabirota iniciou-se no Terciário (Salamuni, 1998).

Em geral, os solos argilosos da Formação Guabirota possuem como característica marcante uma consistência elevada (rija a dura). Frequentemente, números de golpes do *SPT* na faixa de 15 - 30 são encontrados logo nos primeiros metros de sondagem. Os sedimentos argilosos apresentam superfícies polidas (*slickensides*), que seguem um padrão de difícil identificação. Quando se manuseia o solo, essas feições constituem planos de fraqueza que dividem o material em fragmentos centimétricos a decimétricos. Fraturamentos tectônicos também se fazem presentes.

A consistência elevada das argilas de Curitiba é compatível com o sobre-adensamento exibido pelo material. Valores típicos da pressão de pré-adensamento desses solos situam-se na faixa de 400 a 1000 kPa (Nascimento et al., 1994). Estudos efetuados por Duarte (1986, 1999) apontam para razões de sobre-adensamento da ordem de 17. Há hipóteses que associam o sobre-adensamento da Formação Guabirota a ressecamento (e.g. Duarte, 1986 e Nascimento, 1992) e também à remoção de camadas de solo. Boszczowski (2001) discute uma possível ação de agentes cimentantes.

Entretanto, apesar da compressibilidade reduzida, as argilas rijas e duras de Curitiba possuem características que tornam freqüente a ocorrência de acidentes em obras. Comportamentos inesperados envolvem fundações, escavações e taludes (e.g. Massad et al., 1981).

Quando escavado, o solo em questão pode se tornar potencialmente instável. Não são incomuns acidentes em escavações, envolvendo perdas humanas e materiais. Em obras subterrâneas, cuidados especiais fazem-se necessários para evitar desmoronamentos. Taludes de corte mostram-se instáveis, mesmo com inclinações reduzidas como 1:3 ou 1:4. Em Curitiba e região, estacas escavadas e tubulões aparecem como soluções usuais de fundações. Porém, é comum o desprendimento de blocos de solo, fato que traz sérios riscos à implantação desses elementos. Para reduzir os problemas, na prática local se procede a uma concretagem rápida, tão logo sejam escavados os fustes das fundações.

Resultados de provas de carga sugerem que o desempenho de fundações na Formação Guabirota é disperso – elementos semelhantes podem apresentar comportamentos distintos (e.g. Kormann et al., 1999a; Antoniutti Neto et al., 1999; Russo Neto et al., 1999a).

Entretanto, os problemas não surgem de uma forma generalizada. Há obras que transcorrem normalmente, sem imprevistos. Ainda não se dispõe de informações suficientes para definir se existem áreas específicas, nas quais os riscos – particularmente os relacionados à instabilidade do solo quando escavado – seriam maiores.

As argilas rijas e duras da Formação Guabirota são conhecidas popularmente como “sabão de caboclo”. Tal designação deve-se ao fato do material – que é

bastante duro em seu estado natural – tornar-se liso e escorregadio quando umedecido. Se o solo é escavado e exposto à atmosfera, um processo de ressecamento se manifesta, com a conseqüente redução volumétrica conferindo ao material um aspecto “empastilhado”. O reumedecimento do solo ressecado provoca a sua rápida desagregação, o que favorece o aparecimento de processos erosivos.

Nunes (1979) apontou a ocorrência de solos expansivos na Formação Guabirota. Dados de análises mineralógicas (e.g. Massad et al., 1981; Duarte, 1986 e Mineropar, 1994) permitem caracterizar como sendo predominante um argilo-mineral do grupo das esmectitas, provavelmente a montmorilonita. Na prática regional, atribui-se ao comportamento expansivo da esmectita os problemas verificados nas obras. No entanto, conforme será exposto neste trabalho, mecanismos adicionais estão envolvidos.

Um comportamento do tipo *strain-softening* é condizente com o elevado sobre-adensamento do solo. Adicionalmente, a presença de montmorilonita conduz a uma resistência residual reduzida (Massad et al., 1981, Duarte, 1986). Ensaio de cisalhamento direto com reversão múltipla apontam para ângulos de atrito residuais da ordem de 10° , que contrastam com a condição de pico, na qual o ângulo de atrito resulta aproximadamente 25° (Duarte, 1986).

Apesar da problemática exposta nos parágrafos precedentes, as argilas rijas da Formação Guabirota encontram-se relativamente pouco estudadas. A Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Núcleo PR/SC) e a Universidade Federal do Paraná promoveram uma Mesa Redonda, procurando estimular publicações sobre o assunto (Kormann et al., 1999b). Uma revisão do material dos anais do encontro sugere que, embora pesquisas estejam em evolução, uma caracterização aprofundada dos solos da Formação Guabirota ainda se faz necessária.

A população atual da região metropolitana de Curitiba situa-se em torno de 2,5 milhões de habitantes. Projeções populacionais para o ano de 2020 apontam um crescimento que resultará em 5,2 milhões de habitantes. O incremento demográfico acentuado está determinando uma intensa ocupação dos espaços, inclusive subterrâneos. Esse quadro mostra a importância de uma melhor compreensão do

comportamento geotécnico dos solos da Formação Guabirota, particularmente das argilas rijas e duras.

Conforme será exposto nos próximos capítulos, os solos da Formação Guabirota possuem características que permitem correlacioná-los com terrenos encontrados em outras bacias sedimentares brasileiras, tais como as de São Paulo (SP), Taubaté (SP), Resende (RJ) e Volta Redonda (RJ). Assim, o estudo da Formação Guabirota deixa de possuir um interesse apenas regional, podendo ser útil também para ampliar o entendimento das propriedades geotécnicas de sedimentos terciários que ocorrem em outros centros urbanos e industriais.

Os objetivos do presente trabalho podem ser resumidos da seguinte forma:

- revisar o estado atual do conhecimento a respeito dos solos da Formação Guabirota, buscando-se entender sua gênese e os aspectos essenciais do comportamento (composição, propriedades índice, história e estado de tensões, resistência ao cisalhamento), no intuito de se identificar as possíveis causas dos problemas geotécnicos e os mecanismos que precisam ser melhor compreendidos;
- dada a disponibilidade de um Sítio Experimental para pesquisa, executar um conjunto de ensaios no campo e em laboratório, tentando-se esclarecer as principais questões levantadas na revisão bibliográfica (origem do sobre-adensamento, possíveis tensões horizontais elevadas, efeitos de escala na resistência ao cisalhamento causados pelo fraturamento do material);
- analisar as informações obtidas experimentalmente, no intuito de se avançar na caracterização do comportamento geomecânico do solo, delineando-se alguns rumos para a continuidade das pesquisas.

O estudo inicia-se com uma revisão dos aspectos geológicos da Formação Guabirota (Capítulo 2). No Capítulo 3, os dados existentes sobre o comportamento geotécnico dos sedimentos são reunidos e discutidos. Uma análise crítica das informações referentes a argilas rijas e duras, disponíveis em publicações internacionais, busca alcançar um melhor entendimento das causas dos problemas associados aos solos da Formação Guabirota. Ênfase é dada ao papel que as tensões horizontais e fraturas podem exercer no comportamento do material.

No Capítulo 4, são apresentados os estudos de campo de uma área experimental com perfil típico da Formação Guabirota, localizada no Centro Politécnico da

Universidade Federal do Paraná, em Curitiba. O Sítio Experimental é investigado com as mais variadas ferramentas, envolvendo-se desde o tradicional *SPT* e abertura de poços até ensaios de cone, dilatômetro e pressiômetro autoperfurante. Os trabalhos de campo avançam no sentido de se estudar efeitos de escala na resistência ao cisalhamento do terreno, conduzindo-se ensaios de carregamento dinâmico em estacas escavadas com diferentes diâmetros.

No Capítulo 5, descreve-se o programa de ensaios de laboratório. A composição e a estrutura do solo são analisadas com técnicas de difratometria de raios-X e microscopia eletrônica de varredura. Ensaios de caracterização permitem delinear as propriedades índice do Sítio Experimental, ao longo da profundidade dos poços em que as amostras foram coletadas. Ensaios de adensamento com solo indeformado e remoldado objetivam reunir dados que auxiliem no entendimento da história de tensões do material. Curvas características obtidas com a técnica do papel filtro complementam esse estudo. Os efeitos de escala avaliados no campo são analisados também em laboratório, executando-se ensaios de cisalhamento direto e triaxiais com amostras de diferentes dimensões.

No Capítulo 6, o universo de informações obtidas experimentalmente é analisado, discutido e comparado com dados da literatura. As principais conclusões, apresentadas no Capítulo 7, permitem avançar no entendimento de alguns aspectos essenciais dos solos argilosos da Formação Guabirotuba: possíveis agentes de sobre-adensamento, efeitos do intemperismo químico, fatores que interferem no estado de tensões de campo e mecanismos associados à resistência ao cisalhamento. O trabalho conduzido evidencia a necessidade da continuidade das pesquisas, abrindo-se uma ampla gama de possibilidades para novos estudos.

O SÍTIO EXPERIMENTAL DE GEOTECNIA DA UFPR: IMPLANTAÇÃO E ESTUDOS DE CAMPO

4.1 Introdução

Os aspectos discutidos no Capítulo 3 tornam clara a importância de um estudo experimental dos sedimentos sobre-adensados que predominam em Curitiba e região. No intuito de se definir um plano de pesquisa, a necessidade de obter dados que permitam avançar no entendimento do comportamento geotécnico da Formação Guabirotuba assumiu um papel determinante.

No Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná, localizado no bairro Jardim das Américas, em Curitiba, duas áreas disponíveis para pesquisa constituem o *Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR*. A apresentação e informações preliminares dessa iniciativa podem ser encontradas no trabalho de Chamecki et al. (1998). Com o apoio de empresas e instituições, diversos métodos de prospecção estão sendo utilizados para estudar o terreno, que é típico da Formação Guabirotuba. Ensaios especiais encontram-se em andamento no Laboratório de Materiais e

Estruturas – LAME/LACTEC. Também com o apoio de empresas, fundações estão sendo implantadas e submetidas a provas de carga. A execução dos trabalhos no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR e a interpretação dos dados obtidos se constituíram na melhor alternativa para o desenvolvimento de um programa experimental para a presente tese.

A Figura 4.1 mostra a implantação do Centro Politécnico e a localização da Área 1 e da Área 2 do Sítio Experimental. A distância entre os dois campos de pesquisa é de aproximadamente 350 m. A região do Centro Politécnico apresenta um declive suave. A leste do campus, a altitude do terreno situa-se em torno de 920 m; rumando-se para oeste, em direção à BR-116, as cotas se reduzem até 895 m. Próximo à BR-116, existe um pequeno córrego, que segue quase que paralelamente à rodovia. No âmbito da presente pesquisa, foi efetuado um levantamento da documentação referente à construção do campus, que teve início no final da década de 1960, buscando-se reunir sondagens e também cartas plani-altimétricas. Embora existam pontos que estiveram sujeitos a cortes ou aterros durante a construção do Centro Politécnico, não foi encontrada nenhuma evidência de que as Áreas 1 e 2 tenham sofrido modificações em sua conformação natural. Quanto ao subsolo, as sondagens analisadas – distribuídas em diferentes pontos do campus – revelam a presença constante de sedimentos da Formação Guabirotuba.

A Área 1, que é razoavelmente plana, possui uma altitude média de 907 m. A Área 2 situa-se em uma posição mais elevada, entre as cotas 917 e 921 m, sendo seu relevo mais irregular que o da Área 1. As Figuras 4.2 e 4.3 mostram, respectivamente, a implantação das Áreas 1 e 2 do Sítio Experimental. As superfícies da Área 1 e da Área 2 totalizam respectivamente 1300 e 2300 m². Os trabalhos desenvolvidos, indicados nas figuras, podem ser divididos em três grupos:

- poços para a retirada de amostras deformadas e indeformadas, ensaiadas em laboratório;
- investigações geotécnicas de campo;
- execução de fundações profundas, submetidas a provas de carga.

O presente capítulo abordará os poços de coleta de amostras e os estudos conduzidos no campo, que incluem as diversas sondagens e provas de carga dinâmicas em

estacas escavadas. Os ensaios realizados em laboratório serão apresentados no Capítulo 5.

Os estudos do Sítio Experimental foram desenvolvidos principalmente na Área 1. Entretanto, tendo-se em vista a relativa escassez de informações dos solos da Formação Guabirota, considerou-se importante disponibilizar também alguns dados levantados na Área 2. Conforme será discutido adiante, os perfis geotécnicos das duas áreas apresentam diferenças, oriundas de distintos graus de alteração dos sedimentos. Ao passo que o terreno da Área 1 mostra-se pouco intemperizado, nos sedimentos mais superficiais da Área 2 há intensos processos de plintificação e laterização. O estudo dessas condições é importante para o entendimento da diversidade que caracteriza os solos da Formação Guabirota.

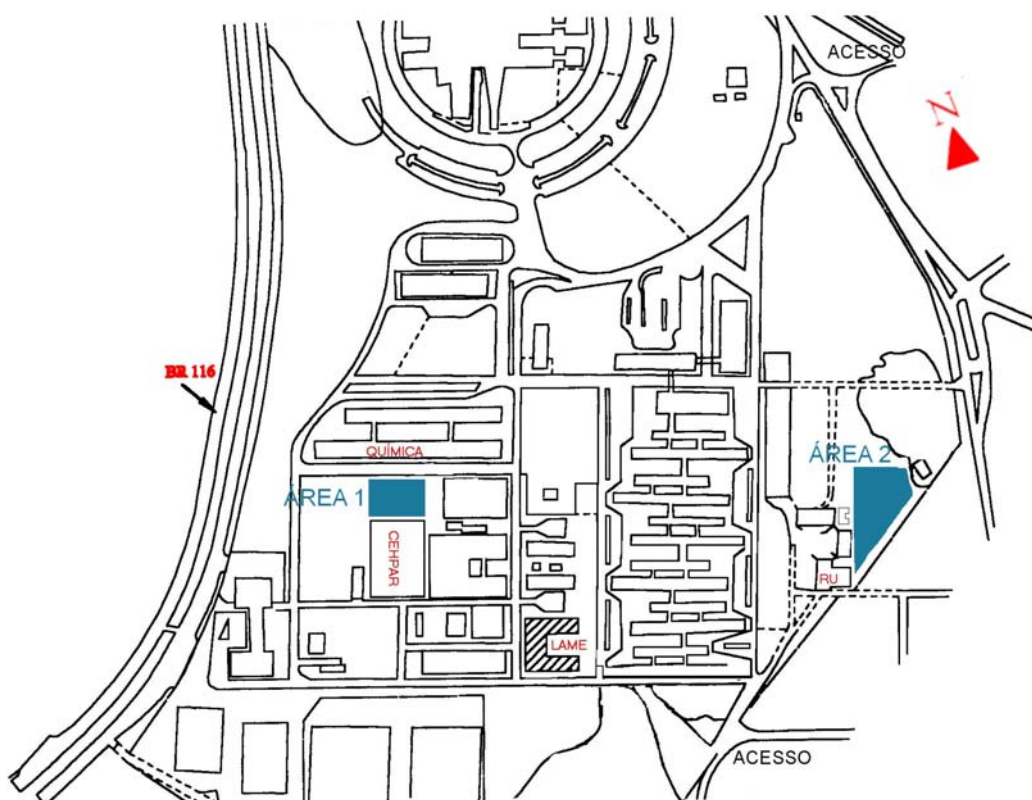
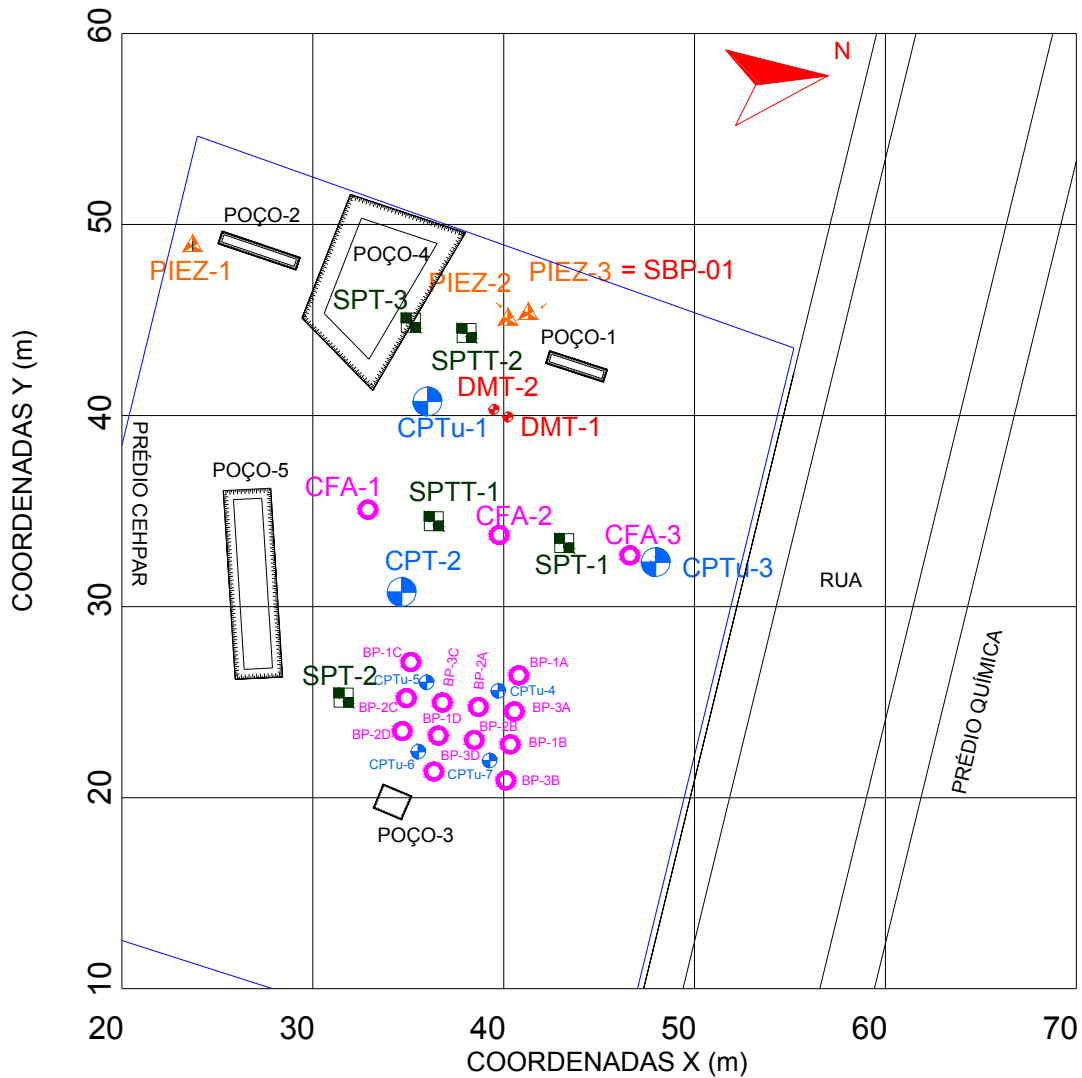


Figura 4.1. Implantação do Centro Politécnico da UFPR, Jardim das Américas, Curitiba.



- CPT – ensaio de cone
- CPTu – ensaio de cone com medida de poro-pressão
- DMT – dilatômetro de Marchetti
- SBP – pressiômetro autoperfurante
- SPT – sondagem a percussão
- SPTT – sondagem a percussão com medida de torque
- PIEZ – piezômetro
- BP – estaca escavada mecanicamente
- CFA – estaca hélice-contínua

Figura 4.2. Planta da Área 1 – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.

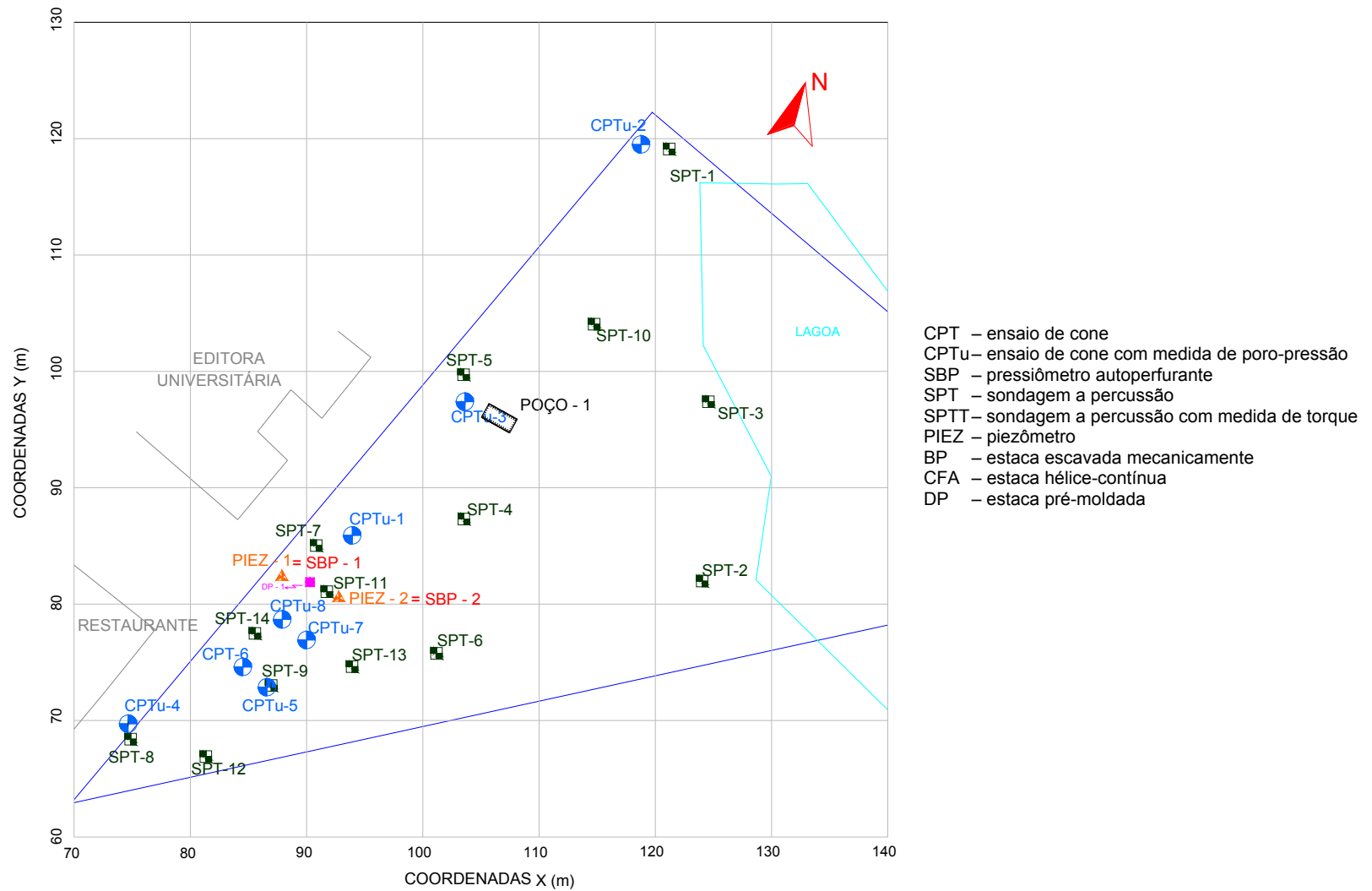


Figura 4.3. Planta da Área 2 – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.

A seleção do tipo e quantidade das investigações buscou atender aos objetivos da pesquisa. Na medida do possível, procurou-se distribuir as diferentes sondagens de modo a se caracterizar adequadamente o perfil de cada área. Algumas investigações específicas se concentraram em regiões nas quais fundações foram ou serão implantadas. Entretanto, deve-se observar que o universo de informações que pôde ser reunido encontrou limitações, uma vez que a execução do programa experimental somente foi possível mediante a colaboração de diversas empresas e instituições.

As investigações de campo, via de regra, seguiram os procedimentos rotineiramente empregados pelas empresas executoras em serviços de engenharia. Ou seja, apesar do programa de sondagens possuir claramente um caráter de pesquisa, procurou-se preservar a forma como as informações são usualmente geradas nas obras, no intuito de não se perder de vista a aplicabilidade prática do estudo.

Nos demais itens deste capítulo, as investigações indicadas nas Figuras 4.2 e 4.3 serão apresentadas, discutidas com respeito a aspectos executivos e analisadas no intuito de se entender os perfis geotécnicos das áreas em estudo. A discussão dos dados das sondagens será aprofundada no Capítulo 6, buscando-se correlacionar os resultados das diferentes investigações e associar as informações de campo com propriedades de resistência e compressibilidade dos perfis investigados.

4.2 Poços de Coleta de Amostras

Com a finalidade de permitir a coleta de amostras deformadas e indeformadas, os trabalhos desenvolvidos no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR envolveram a abertura de poços. A Tabela 4.1 resume informações das escavações executadas. O trabalho concentrou-se principalmente na Área 1, onde 5 poços foram abertos. Na Área 2, um poço foi escavado para a extração de amostras. Além de atenderem à finalidade de prover material para ensaios de laboratório, que serão descritos no Capítulo 5, as escavações constituíram-se em uma ótima oportunidade para a observação direta de feições do terreno. Os poços da Área 1 foram distribuídos de modo a se obter amostras de diferentes pontos, identificando-se eventuais

heterogeneidades do terreno, e se observando que não deveriam ocorrer interferências com os trabalhos de fundações e provas de carga.

No início dos trabalhos, o que ocorreu em dezembro de 1997 na Área 1, procurou-se proceder a uma escavação manual dos poços. Entretanto, logo se percebeu que a elevada resistência do solo tornava essa forma de execução extremamente improdutiva. O trabalho manual de escavação tendia a se prolongar por vários dias, consumindo uma grande quantidade de mão de obra. O fato da abertura dos poços ser demorada acarretava problemas adicionais, pois a interferência de chuvas prejudicava substancialmente o processo de escavação. Na ausência de precipitações, quando o terreno ficava exposto ao ar por vários dias, feições de ressecamento se desenvolviam, ocorrendo o empastilhamento das superfícies desprotegidas.

Tabela 4.1. Dados dos poços de coleta de amostras do Sítio Experimental.

ÁREA	IDENTIFICAÇÃO DO POÇO	PROFUNDIDADE MÁXIMA (m)	DATA DE EXECUÇÃO
Área 1	1	2,4	dez./1997
	2	1,2	dez./1997
	3	1,7	jun./1999
	4	4,6	mar./2000
	5	3,2	abr./2001 e dez./2001
Área 2	1	1,5	jul./1999

No intuito de se reduzir as dificuldades associadas à abertura dos poços, optou-se por escavar mecanicamente o terreno, usando-se uma retroescavadeira (Figura 4.4a). A combinação desse procedimento com a remoção manual de solo solto, contaminado ou ressecado mostrou-se a forma mais eficaz de trabalho. Assim, à exceção do Poço 3 da Área 1 e do Poço 1 da Área 2, as demais escavações envolveram uma abertura mecânica.

Para melhorar a estabilidade das paredes das escavações na Área 1, procurou-se conferir às mesmas uma pequena inclinação, evitando-se paramentos verticais. Quando a profundidade dos poços excedia 2 m, banquetas foram executadas para dividir o desnível gerado pela escavação (Figura 4.4b). Deve-se ressaltar que essas precauções são imprescindíveis para reduzir os riscos de desmoronamentos de blocos de solo, que aumentam quando ocorre a infiltração de água de chuva no terreno. As escavações revelaram a presença de uma série de fraturas no solo.

Ocasionalmente, essas feições apareciam orientadas criticamente em relação à escavação (Figura 4.4c), exigindo todos o cuidado para se evitar acidentes.

Imediatamente após a execução e limpeza dos poços, iniciavam-se os serviços de moldagem de amostras. Deve-se observar que a elevada consistência da argila tornava a talhagem de blocos indeformados uma tarefa árdua e morosa. Problemas adicionais ocorriam devido à presença das fraturas no solo. Com grande frequência, os blocos esculpido se dividiam ao longo de superfícies pré-existentes, que na maioria das vezes mostravam um aspecto liso e brilhante (Figura 4.4d). Para reduzir esse problema, fazia-se necessário moldar blocos com dimensões relativamente grandes (por exemplo, 40 cm de lado) e formato irregular, condicionado pelas fraturas encontradas. Contudo, aumentando-se o tamanho das amostras, maiores eram as dificuldades de manuseio e retirada da escavação (Figura 4.5d). Ocasionalmente, blocos eram danificados durante a movimentação, devido à abertura de fraturas. Para reduzir as perdas e melhorar a qualidade das amostras extraídas, percebeu-se que a aplicação de parafina e bandagem se fazia necessária durante a talhagem (Figura 4.4e). Com isso, evitava-se também o ressecamento das amostras ou o umedecimento excessivo quando da ocorrência de chuvas. Esse cuidado mostrou-se importante, pois não era raro que a moldagem de um bloco viesse a se prolongar por até três dias.

Ao final de um dia de trabalho, a superfície da escavação era protegida com lona plástica. Na retomada dos serviços na manhã seguinte, frequentemente se constatava a formação de uma pequena lâmina de água no fundo da escavação, que se originava de infiltrações nas inúmeras fraturas do terreno. Usualmente, a remoção de água e lama era efetuada manualmente. Contudo, caso ocorressem chuvas, um esgotamento com bomba podia se fazer necessário. As infiltrações de água nas paredes dos poços eram comuns, somente deixando de se manifestar na ausência prolongada de precipitação pluviométrica. Por ocasião dos trabalhos no Poço 4, constatou-se que a água ocorria a partir de 1,6 m de profundidade.

A inspeção das paredes dos poços, particularmente na Área 1, revelou um universo considerável de feições do terreno investigado. Mais superficialmente, um horizonte orgânico escuro com espessura de 5 a 20 cm se faz presente (Figura 4.5a). Logo em seguida, uma gama de colorações avermelhadas e amareladas mistura-se aos tons

cinzas e marrons típicos das argilas da Formação Guabirota, evidenciando uma ação de intemperismo químico. Essa característica possui intensidade variável dentro da área e é marcante até profundidades da ordem de 1,5 e 2,0 m (Figura 4.5b). Logo abaixo do horizonte orgânico, o solo pode exibir nítidos sinais de laterização. À medida que aumenta a profundidade, o solo passa a adquirir uma coloração que gradua entre o cinza e marrom, ocasionalmente com manchas que sugerem algum intemperismo químico localizado. Deve-se observar que é difícil precisar claramente uma transição entre o material mais alterado e o inalterado. No entanto, pode-se identificar a tendência do solo mostrar uma coloração menos heterogênea à medida que a profundidade da escavação aumenta.

Deve-se notar que, apesar das diferenças de cor, uma inspeção tátil do solo revela uma consistência elevada. Em geral, essa condição se verifica logo abaixo do horizonte orgânico ou, eventualmente, após regiões superficiais mais laterizadas (cerca de 1,0 m no Poço 2; 0,5 m nos Poços 4 e 5).

O material encontrado nas escavações é predominantemente argiloso, possuindo grãos de areia de quartzo e de feldspato. Muitas vezes, os grãos de feldspato estão intemperizados, adquirindo uma coloração esbranquiçada e se desmanchando com facilidade ao manuseio. Esporadicamente, podem ser observadas lentes delgadas de solo com um maior teor de areia. Nos poços escavados na Área 1, essas pequenas lentes possuíam espessuras da ordem de poucos centímetros.

Outro aspecto diz respeito à presença quase constante de manchas escuras, usualmente identificadas como deposições de manganês (item 3.6). Essas feições ocorrem sobretudo em fraturas com aspecto polido (Figura 4.6d). Um exame cuidadoso mostra que as concentrações de manganês podem aparecer como pontos arredondados ou, em alguns casos, ligeiramente estriadas. Isso sugere que movimentações ao longo das fraturas podem ter provocado deformações no material previamente depositado nas discontinuidades.

Concreções de carbonato de cálcio também foram encontradas com relativa facilidade (Figura 4.6a). Esse material apresenta-se bastante duro, com aspecto irregular que pode tender a feições cilíndricas ou esféricas. Sua coloração em geral é esbranquiçada (Figura 4.6b). No entanto, conforme apontado por Boszczowski (2001), eventualmente as concreções aparecem recobertas por uma película escura,

que seria manganês (Figura 4.6c). Pode-se identificar a presença de carbonato pela efervescência que ocorre quando o material é posto em contato com ácido clorídrico (HCl) diluído; o manganês reage com água oxigenada.

No Poço 4 da Área 1, em torno de 2,5 m de profundidade, foram encontradas concentrações de carbonato verticais e praticamente contínuas (Figura 4.6a). A partir desses veios, ramificações esbranquiçadas seguiam também em outras direções. Isso sugere que as soluções com carbonatos se infiltraram em fraturas pré-existentes no terreno. As discontinuidades verticais poderiam estar associadas a trincas de ressecamento, originadas em condições climáticas pretéritas de pouca precipitação pluviométrica. Os fragmentos de carbonato recolhidos no Poço 4 da Área 1 possuem superfícies rugosas, sendo possível discernir protuberâncias com arestas razoavelmente bem definidas. É interessante observar que, se as concreções resultaram de material que endureceu em vazios existentes no terreno, a superfície das mesmas poderia guardar vestígios da textura do solo que, em um passado remoto, teria servido como “molde” para as substâncias infiltradas.

Conforme já mencionado, o terreno possui uma grande quantidade de fraturas. Nos poços da Área 1, as discontinuidades do terreno se fazem presentes ao longo de toda a profundidade das escavações. Superfícies polidas ocorrem em direções variadas, sendo difícil definir uma direção predominante. Muitas vezes, elas são identificadas apenas quando se manuseia o solo, provocando o “destacamento” de fragmentos, que se dá ao longo das discontinuidades. Fraturas sem aspecto polido também podem ser observadas. A ocorrência pseudo-aleatória dessas feições torna difícil estabelecer um espaçamento típico para as mesmas. De qualquer forma, o manuseio do material tende a dividi-lo em fragmentos com dimensões da ordem de poucos centímetros.

Além dessas discontinuidades, o exame cuidadoso das paredes dos poços mostrou que há alguns grupos de fraturas orientadas, com espaçamentos decimétricos (Figura 4.4c e Figura 4.7a). Entretanto, não foi possível definir uma tendência clara. As pequenas famílias de fraturas encontradas seguem orientações que mudam conforme a parede analisada, não se conseguindo estabelecer um padrão para cada poço ou para a área como um todo. Usualmente, esse tipo de feição apresenta um aspecto liso

e brilhante e ocasionalmente pode-se discernir algum estriamento. De acordo com Salamuni^{*}, tais fraturas apresentam indícios de uma origem tectônica.

Escavações efetuadas para a inspeção do fuste de uma estaca hélice contínua (CFA-2) revelaram ainda a presença de um arcósio superficial, com cerca de dois metros de espessura (Figura 4.7b). Esse corpo, com formato tabular, aparentemente possui uma ocorrência restrita, pois não foi identificado nos poços para coleta de amostras. Sua resistência é elevada, estando os grãos arenosos unidos por cimentação.

Na Área 2, a inspeção do poço escavado revelou intensos sinais de alteração química, o que confere ao material propriedades sensivelmente diferentes das observadas no solo da Área 1. Ao passo que o terreno da Área 1 tendia a apresentar elevada consistência e uma coloração cinza ou marrom, no poço da Área 2 o solo mostrava-se mole (facilitando a escavação manual e a talhagem de blocos indeformados) e com uma coloração avermelhada ou amarelada (Figura 4.7c).

Superficialmente, no poço da Área 2 pode-se observar uma camada de solo orgânico, com espessura da ordem de 30 cm. Logo abaixo, o solo de textura argilosa apresenta fortes sinais de laterização. Esporadicamente, manchas cinzas podem ser discernidas em meio ao material predominantemente avermelhado ou amarelado.

Os fraturamentos típicos da argila menos alterada tendem a se tornar pouco perceptíveis no poço da Área 2. Examinando-se cuidadosamente o solo, pode-se perceber que existem resquícios de superfícies polidas mas, à medida que aumenta a ação do intemperismo químico, o material tende a se tornar mais contínuo e homogêneo. É importante observar que a presença de traços tênues de superfícies polidas, bem como de manchas esporádicas de argila cinza, não deixam dúvida de que o material inspecionado na Área 2 provém da ação de intemperismo químico em solo da Formação Guabirota.

* SALAMUNI, E. (Universidade Federal do Paraná). Comunicação pessoal, 2000.



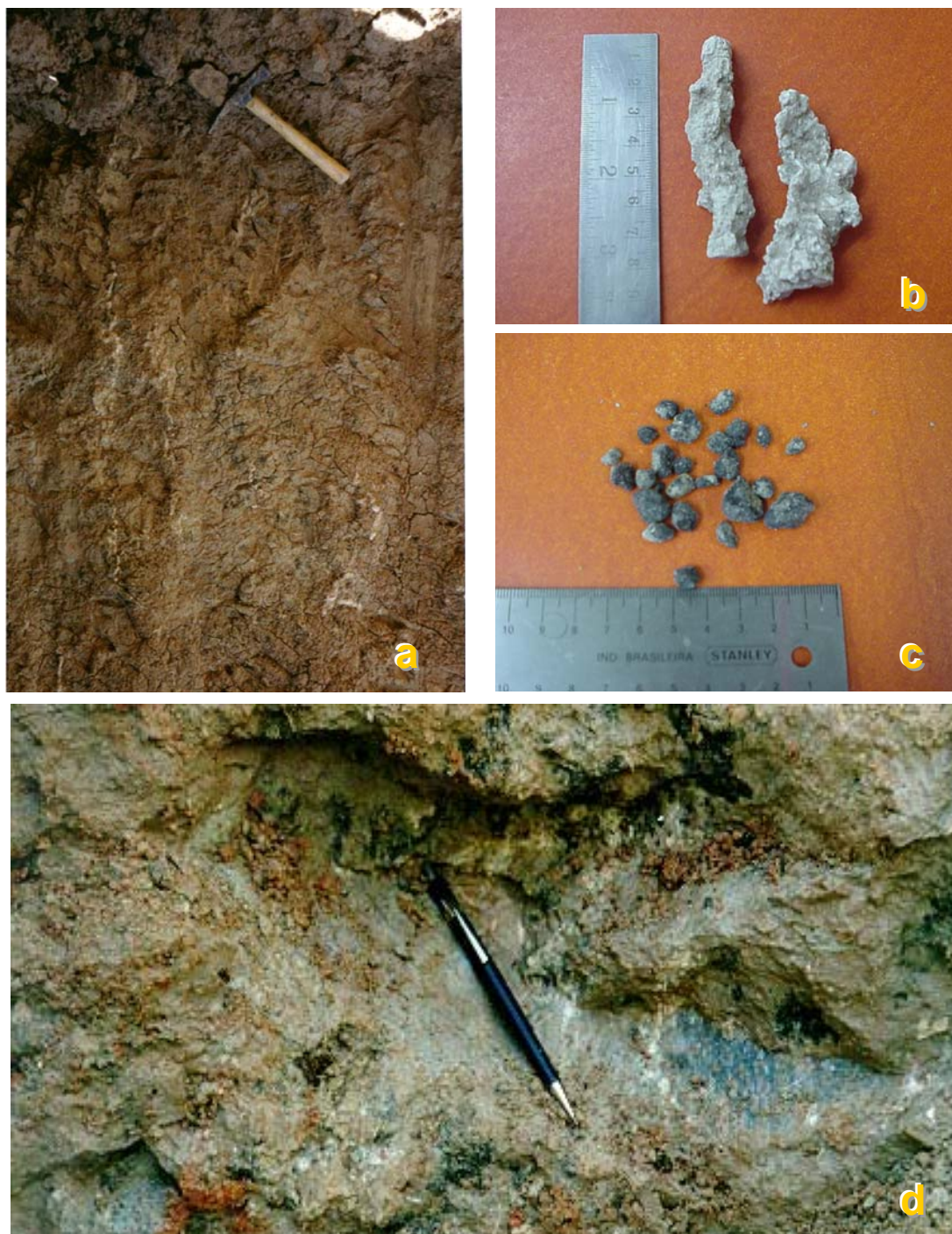
- a. Abertura do Poço 5 usando-se retroescavadeira.
- b. Vista geral dos trabalhos no Poço 4 (4,6 m de profundidade).
- c. Fraturas orientadas criticamente em relação à escavação.
- d. Bloco rompido ao longo de superfície polida com formato conchoidal – Poço 1.
- e. Bloco indeformado sendo talhado no Poço 4.

Figura 4.4. Etapas dos trabalhos nos poços da Área 1.



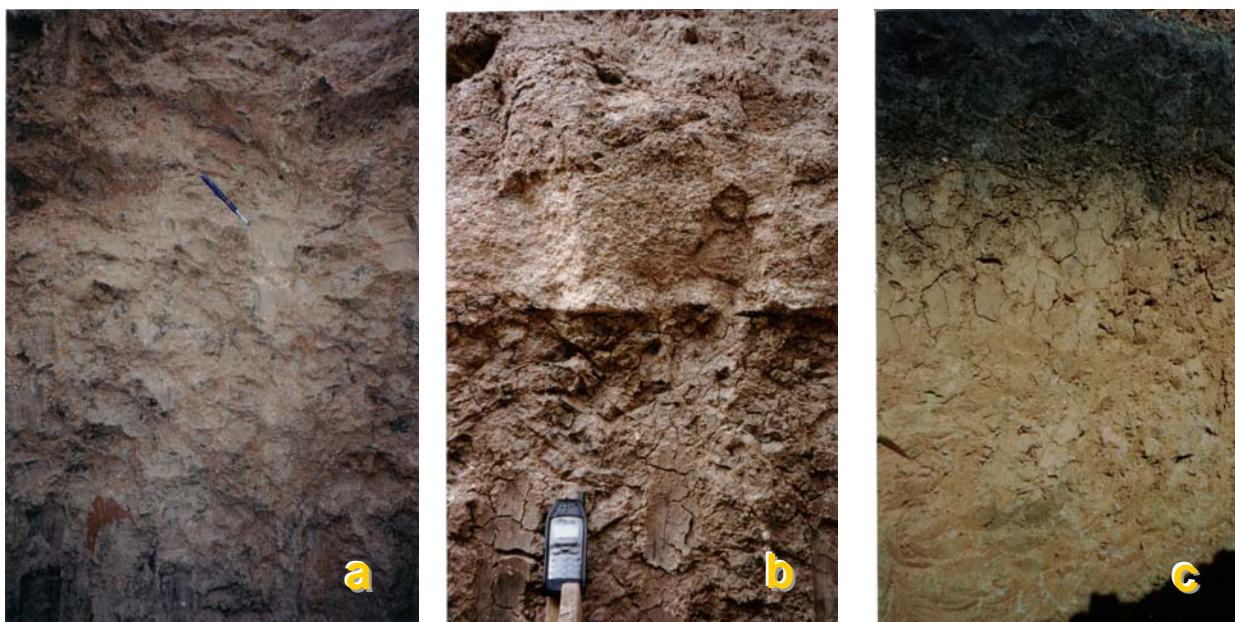
- a. Detalhe dos horizontes superficiais no Poço 5, podendo-se observar solo com sinais de intemperismo químico subjacente à camada orgânica.
- b. Vista do Poço 1, destacando-se o perfil de intemperismo, que mostra material menos alterado a partir de 2 m de profundidade.
- c. Talhagem de bloco indeformado no Poço 5.
- d. Operação de transporte para o laboratório de bloco indeformado com peso aproximado de 3 kN (300 kgf), usando-se empilhadeira.

Figura 4.5. Detalhes do terreno e coleta de blocos indeformados em poços da Área 1.



- a. Veios esbranquiçados de concreções carbonáticas em parede do Poço 4.
b. Concreções de carbonato de cálcio, identificadas no Poço 4 por Boszczowski (2001).
c. Concreções de carbonato de cálcio envoltas por manganês, identificadas no Poço 4 por Boszczowski (2001).
d. Fratura com aspecto polido, apresentando manchas escuras de manganês em parede do Poço 4.

Figura 4.6. Características do terreno no Poço 4 da Área 1.



- a. Grupo de fraturas orientadas em parede de escavação na Área 1.
- b. Arcócio com grãos de areia cimentados sobrejacente a argila siltosa, em escavação da Área 1. Note-se o empastilhamento causado pelo ressecamento na argila.
- c. Camada de solo orgânico com cerca de 40 cm de espessura, seguida de argila intemperizada da Formação Guabirota – Poço 1 – Área 2.

Figura 4.7. Feições do terreno em escavações do Sítio Experimental.

4.3 Sondagens *SPT* e *SPT-T*

Devido à sua simplicidade e baixo custo, o *Standard Penetration Test (SPT)* é a ferramenta de investigação mais empregada, tanto no Brasil como em boa parte do mundo. A grande experiência acumulada concorre para tornar as informações do *SPT* a base para uma série de métodos semi-empíricos de dimensionamento de fundações, que são bastante populares no Brasil.

Apesar de recomendações internacionais serem disponíveis (e.g. ISSMFE, 1988), o ensaio *SPT* caracteriza-se pela diversidade de procedimentos, sendo freqüente o emprego de métodos e equipamentos não padronizados. Schnaid (2000) aponta uma série de variantes: forma de perfuração, fluido estabilizante, diâmetro do furo, mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, rigidez das hastes,

método de cravação e geometria do amostrador. Embora a prática brasileira seja guiada pela NBR 6484 (ABNT, 2001), observa-se com frequência no meio técnico situações diversas das prescritas pela norma, tais como variantes de martelo, coxim, cabeça de bater e emprego de cabo de aço ao invés de corda de sisal.

Como consequência da diversidade de procedimentos, tem-se que a energia efetivamente transferida para o sistema não é constante, fato que tende a influenciar o N_{SPT} obtido em cada situação. No Brasil, a eficiência do sistema é da ordem de 72 % (Décourt et al., 1989). Na prática européia, a eficiência situa-se em torno de 60 %; os equipamentos americanos podem ter uma eficiência variável. Por esse motivo, cuidados devem ser tomados na extrapolação de experiências. A prática internacional recomenda proceder a medições de energia e à normalização dos resultados com base no número de golpes que corresponderiam a 60% de eficiência – N_{60} (e.g. Décourt, 1989).

Além de correlações diretas entre o número de golpes e capacidade de suporte de fundações (e.g. Aoki e Velloso, 1975; Décourt e Quarema, 1978), diversos autores (e.g. de Mello, 1971; Stroud, 1989) têm relacionado empiricamente o número de golpes do *SPT* a propriedades de solos granulares (densidade relativa e ângulo de atrito) e argilosos (resistência não-drenada, módulo de elasticidade drenado e não-drenado). Correlações desse tipo estão evidentemente sujeitas a questionamentos, sendo necessário verificar a validade de sua extrapolação a condições distintas daquelas que as originaram.

Sondagens a percussão de simples reconhecimento foram executadas nas duas áreas do Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR. Na Figura 4.8 podem ser observados detalhes dos equipamentos e da execução dos ensaios. Não foi possível proceder a medidas de energia nas sondagens *SPT*. À exceção do uso de cabo de aço em lugar de corda de sisal, o que ocorreu em alguns casos, os dispositivos e procedimentos empregados nas investigações atenderam às prescrições da NBR 6484 (ABNT, 2001). Na definição da profundidade máxima das sondagens, buscou-se uma adequada caracterização dos perfis. Embora em alguns furos tenha-se observado os critérios de interrupção da perfuração da NBR 6484 (ABNT, 2001), isso não foi necessariamente uma premissa para as investigações. Caso o avanço da sondagem se

tornasse difícil, passando a consumir um tempo excessivo, a perfuração poderia ser interrompida.

Na Área 1 do Sítio Experimental, as sondagens foram conduzidas em duas etapas. Inicialmente, o programa de prospecção compreendeu os furos SPT-1, SPT-2 e SPT-3. Entretanto, devido à elevada resistência do terreno, a profundidade alcançada nas perfurações ficou limitada a 5,0 - 7,0 m. No intuito de se obter informações mais completas, uma segunda campanha de ensaios foi programada. Nessa ocasião, foi possível efetuar medidas de torque (Ranzini, 1988), tendo-se executado os furos SPTT-1 e SPTT-2. O torquímetro empregado pode ser observado na Figura 4.8c. Uma maior profundidade foi alcançada com o furo SPTT-1, tendo-se chegado a 15,0 m. Os dados do conjunto de sondagens *SPT* e *SPTT* da Área 1 estão resumidos na Tabela 4.2 e Tabela 4.3 respectivamente.

As sondagens *SPT* da Área 1 mostram que o terreno é predominantemente constituído por argila siltosa, bastante consistente. Uma lente de areia siltosa se faz presente entre 6 e 7 m abaixo do nível do terreno. Na Figura 4.9 os resultados estão agrupados em forma gráfica, de acordo com as cotas do topo de cada perfuração. O N_{SPT} é elevado, excedendo a 20 golpes a partir do segundo metro de profundidade. A resistência à penetração da lente arenosa limitou a profundidade dos furos SPT-1, SPT-2, SPT-3 e SPTT-2. Após esse material, no furo SPTT-1 o número de golpes se reduz para 22, e cresce gradualmente até o limite da sondagem, que ocorreu a 15,2 m de profundidade. As medições de torque nos furos SPTT-1 e SPTT-2 mostram valores elevados, na faixa de 22 a 60 kgf·m.

O nível d'água observado nas perfurações da Área 1 é variável. Ao passo que nos furos SPT-1, SPT-2 e SPT-3 o nível d'água foi encontrado muito próximo à superfície do terreno, no furo SPTT-1 o mesmo posicionou-se a 8,75 m de profundidade. No furo SPTT-2, que ficou limitado a 6,2 m, não foi constatada a presença de nível d'água.



- a. Ensaio *SPT* na Área 2.
 b. Detalhe do amostrador bipartido, contendo solo intemperizado quimicamente da Área 2.
 c. Detalhe do torquímetro empregado nas sondagens *SPTT*.
 d. Ensaio *SPTT* na Área 1.

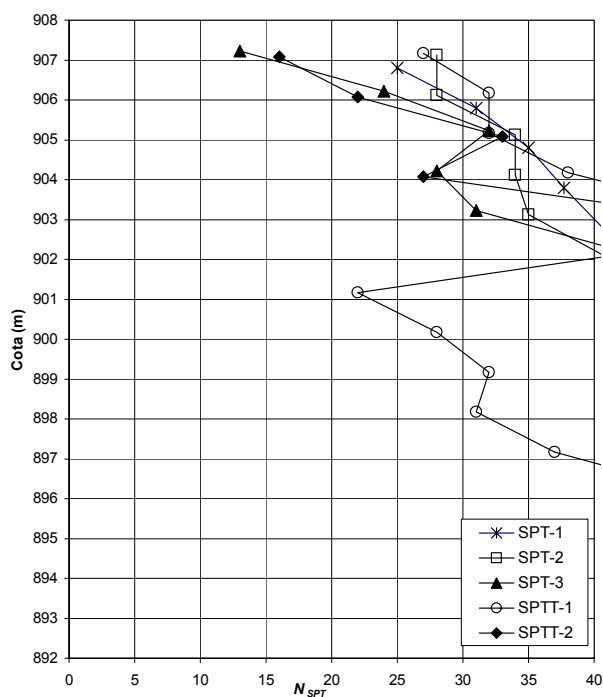
Figura 4.8. Execução de sondagens *SPT* e *SPTT* no Sítio Experimental.

Tabela 4.2. Dados das sondagens *SPT* – Área 1.

FURO / INFORMAÇÕES	PROF. (m)	GOLPES / 30 cm		CLASSIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO TÁTIL-VISUAL
		1° e 2°	2° e 3°	
SPT-1	1	18	25	Argila siltosa cinza
Data: 02/12/97	2	23	31	Argila siltosa cinza
Cota: 907,80 m	3	25	35	Argila siltosa cinza
Nível d'água: 0,20 m	4	26	33/21	Argila siltosa cinza
Revestimento: 2,0 m	5	28	32/20	Areia siltosa cinza
SPT-2	1	20	28	Argila siltosa cinza
Data: 02/12/97	2	22	28	Argila siltosa cinza
Cota: 908,12 m	3	28	34	Argila siltosa cinza
Nível d'água: 0,30 m	4	27	34	Argila siltosa cinza
Revestimento: 2,0 m	5	28	35	Argila siltosa cinza
	6	28	35/25	Areia siltosa cinza
	7	31	30/27	Areia siltosa cinza
SPT-3	1	7	13	Argila siltosa cinza
Data: 03/12/97	2	20	24	Argila siltosa cinza
Cota: 908,22 m	3	26	32	Argila siltosa cinza
Nível d'água: 0,30 m	4	26	28	Argila siltosa cinza
Revestimento: 2,0 m	5	29	31	Argila siltosa cinza
	6	29	31/26	Areia siltosa cinza

Tabela 4.3. Dados das sondagens *SPTT* – Área 1.

FURO / INFORMAÇÕES	PROF. (m)	GOLPES / 30 cm		TORQUE (kgf m)		CLASSIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO TÁTIL-VISUAL
		1º e 2º	2º e 3º	Total	Residual	
SPTT-1	1	19	27	40	40	Argila siltosa cinza
Data: 16 e 17/07/98	2	24	32	40	38	Argila siltosa cinza
Cota: 908,17 m	3	21	32	38	38	Argila siltosa cinza
Nível d'água: 8,75 m	4	26	38	44	42	Argila siltosa cinza
Revestimento: 1,25 m	5	34	-	30	28	Argila siltosa cinza
	6	30	-	34	26	Areia siltosa cinza
	7	17	22	26	22	Argila siltosa cinza
	8	21	28	32	28	Argila siltosa cinza
	9	21	32	32	28	Argila siltosa cinza
	10	23	31	40	36	Argila siltosa cinza
	11	25	37	36	28	Argila siltosa cinza
	12	33	-	34	32	Argila siltosa cinza, presença de areia
	13	39	-	36	30	Argila siltosa cinza
	14	37	-	36	28	Argila siltosa cinza
	15	38/20	-	44	38	Argila siltosa cinza
SPTT-2	1	12	16	24	24	Argila siltosa cinza
Data: 17/07/98	2	18	22	28	24	Argila siltosa cinza
Cota: 908,08 m	3	23	33	42	36	Argila siltosa cinza
Nível d'água: não encontrado	4	22	27	40	34	Argila siltosa cinza
Revestimento: 1,25 m	5	32	-	30	28	Argila siltosa cinza
	6	37/25	-	60	48	Areia siltosa cinza

Figura 4.9. Dados das sondagens *SPT* e *SPTT* da Área 1.

A posição do lençol d'água inferida em sondagens de simples reconhecimento está sujeita a uma série de imprecisões, inerentes ao processo executivo do ensaio. Outro fator que pode gerar dispersão na posição do nível d'água é a variabilidade do perfil, com a baixa permeabilidade da matriz argilosa sendo influenciada por intercalações granulares e pelas diferentes formas de fraturamento que ocorrem nos sedimentos da Formação Guabirotuba. Na tentativa de se definir a posição de um nível d'água, a influência de possíveis lençóis “empoleirados” também deve ser considerada. Apesar dos diversos fatores intervenientes, pode-se notar que os ensaios em que o nível d'água se mostrou mais próximo à superfície foram executados no mês de dezembro. Por sua vez, as sondagens SPTT-1 e SPTT-2 aconteceram no mês de julho – época em que a precipitação pluviométrica é menos intensa na região.

Os dados das sondagens a percussão foram combinados com as observações efetuadas nos poços, de modo a se esboçar um perfil simplificado da Área 1, apresentado na Figura 4.10.

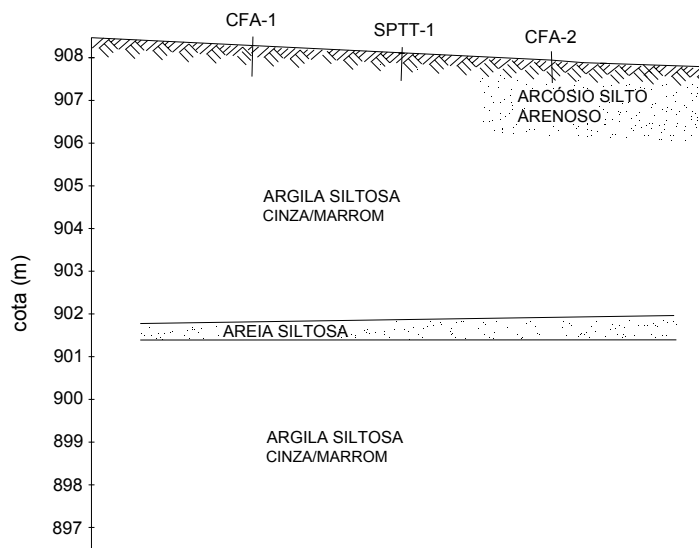


Figura 4.10. Perfil simplificado da Área 1 do Sítio Experimental.

Na Área 2 do Sítio Experimental foram executados 15 furos de sondagem *SPT*, sendo um deles com medida de torque. Os dados dessas sondagens encontram-se nas Tabelas 4.4 e 4.5. A profundidade das perfurações variou entre 10,25 e 13,40 m. À exceção dos furos SPT-7 e SPT-8, o material coletado com o amostrador da sondagem a percussão foi cuidadosamente embalado e, posteriormente, submetido a

uma descrição geológica (Fiori*), no intuito de se obter uma classificação mais acurada.

Em linhas gerais, a Área 2 do Sítio Experimental exhibe um horizonte orgânico na superfície do terreno. Em alguns pontos, a presença de material orgânico chega à profundidade aproximada de 1,5 m (furos SPT-2, SPT-8 e SPT-12). A ocorrência desse solo praticamente descarta a possibilidade de que cortes tenham sido efetuados na área.

Imediatamente abaixo do horizonte orgânico, pode-se identificar a presença de materiais argilosos e siltosos, com tons vermelhos, amarelos e marrons (Figura 4.8b). Conforme discutido no Capítulo 2, tais colorações estão usualmente associadas a processos de laterização. A profundidade até onde esse fenômeno pode ser observado se situa tipicamente entre 2 e 5 m, chegando a cerca de 7,5 m no furo SPT-7. O número de golpes na região de solo alterado varia entre 2 e 18, e o torque medido no furo SPTT-1 mostrou-se inferior a 20 kgf·m.

Abaixo dos materiais alterados surgem argilas rijas a duras, com colorações cinza e marrom. O N_{SPT} desses materiais é elevado, facilmente excedendo a 20 golpes. O torque situa-se na faixa de 30 a 45 kgf·m (SPTT-1). Deve-se observar que a transição dos materiais laterizados para as argilas menos alteradas não é claramente identificável. A mudança no estado do solo ocorre gradualmente. Mesmo em amostras extraídas de maiores profundidades, indícios ocasionais de alteração foram observados.

Além dos solos argilosos, o perfil da Área 2 exhibe lentes arenosas, característica típica da Formação Guabirotuba. As amostras coletadas nos furos SPT-2, SPT-4, SPT-5, SPT-6 e SPT-10 permitem identificar um pacote de areia fina, rica em feldspato, com cerca de 2 - 3 m de espessura. Essa lente arenosa, que se encontra inserida nos estratos argilosos, fica evidenciada na superposição dos dados das sondagens em forma gráfica, de acordo com as cotas do topo de cada perfuração (Figura 4.11). Nos furos em que a presença de areia é identificada, um pico no número de golpes ocorre entre as cotas 913,0 e 916,4 m, que correspondem às

* FIORI, A. P. (Universidade Federal do Paraná). Comunicação pessoal, 1998.

amostras arenosas. De acordo com os dados da Tabela 4.4, deposições localizadas de areia foram observadas nos furos SPT-11, SPT-12 e SPT-14, entre 6,0 e 8,0 m de profundidade.

Tabela 4.4. Dados das sondagens *SPT* – Área 2.

FURO / INFORMAÇÕES	PROF. (m)	GOLPES / 30 cm		CLASSIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO TÁTIL-VISUAL
		1 ^o e 2 ^o	2 ^o e 3 ^o	
continua				
SPT-1	1	2	2	Argila siltosa cinza com manchas marrons
Data: 09/12/97	2	6	6	Silte arenoso marrom-alaranjado
Cota: 917,50 m	3	7	9	Silte argiloso amarelado
Nível d'água: 0,60 m	4	10	10	Argila cinza e silte argiloso amarelado, intercalados em pequenas lâminas de até 5 mm (ritmito)
Revestimento: 2,00 m	5	12	15	Argila cinza
	6	13	17	Argila cinza
	7	19	24	Argila marrom
	8	21	27	Argila marrom
	9	22	29	Argila marrom com manchas cinzas
	10	24	31	Argila marrom
	11	30	30	Argila marrom-avermelhada
	12	29	32/25	Argila marrom-avermelhada
SPT-2	1	2	2	Argila orgânica
Data: 11/12/97	2	4	5	Areia siltosa cinza
Cota: 917,86 m	3	7	10	Areia siltosa cinza
Nível d'água: 0,20 m	4	10	14	Areia siltosa cinza
Revestimento: 2,00 m	5	14	19	Argila marrom-avermelhada, com poucas manchas cinzas
	6	16	21	Argila marrom-avermelhada, com poucas manchas cinzas
	7	18	25	Argila marrom-avermelhada, com poucas manchas cinzas, sinais de manganês
	8	18	27	Argila marrom-avermelhada, com poucas manchas cinzas, sinais de manganês
	9	28	34	Argila marrom-avermelhada, com poucas manchas cinzas, sinais de manganês
	10	28	33	Argila marrom-avermelhada, com poucas manchas cinzas, sinais de manganês
	11	29	32/22	Argila marrom-avermelhada, com poucas manchas cinzas, sinais de manganês
SPT-3	1	2	2	Argila marrom claro
Data: 10/12/97	2	4	5	Silte argiloso marrom claro e cinza
Cota: 917,37 m	3	12	17	Argila marrom claro
Nível d'água: 0,15 m	4	13	19	Argila siltosa cinza com manchas marrom- avermelhadas
Revestimento: 2,00 m	5	15	21	Silte argiloso cinza com manchas marrons
	6	17	23	Argila siltosa cinza com manchas marrons
	7	21	26	Argila marrom com poucas manchas cinzas
	8	26	30	Argila marrom
	9	30	30	Argila marrom
	10	27	34	Argila marrom
	11	26	35/28	Argila marrom

Tabela 4.4. Dados das sondagens *SPT* – Área 2.

FURO / INFORMAÇÕES	PROF. (m)	GOLPES / 30 cm		CLASSIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO TÁTIL-VISUAL
		1 ^o e 2 ^o	2 ^o e 3 ^o	
SPT-4	1	3	3	Silte argiloso marrom-avermelhado com manchas cinzas
Data: 12/12/97	2	7	10	Argila marrom-avermelhada com manchas cinzas
Cota: 919,96 m	3	16	18	Silte argiloso marrom claro
Nível d'água: 2,20 m	4	13	15	Argila cinza com manchas marrons
Revestimento: 2,00 m	5	10	12	Argila cinza com manchas marrons
	6	17	22	Areia fina silto-argilosa cinza claro com manchas amarelas
	7	21	28	Areia fina silto-argilosa cinza claro
	8	17	22	Argila siltosa cinza com manchas marrons
	9	19	26	Argila siltosa marrom com manchas cinzas
	10	22	26	Argila siltosa marrom com manchas cinzas
	11	30	30/26	Argila siltosa marrom com manchas cinzas
SPT-5	1	2	2	Argila vermelha
Data: 09/12/97	2	3	4	Silte argiloso marrom-alaranjado
Cota: 920,14 m	3	5	6	Argila siltosa vermelha com manchas cinzas
Nível d'água: 2,10 m	4	12	12	Argila siltosa cinza com manchas marrons
Revestimento: 2,00 m	5	11	11	Areia fina siltosa cinza
	6	23	33	Areia fina a média siltosa, marrom avermelhada (arcósio)
	7	18	20	Argila cinza
	8	12	16	Argila cinza
	9	17	25	Argila marrom com manchas cinzas
	10	19	28	Argila marrom com manchas cinzas
	11	28	34	Argila marrom
	12	30	32/26	Argila marrom
SPT-6	1	3	3	Argila siltosa variegada
Data: 12/12/97	2	5	8	Argila siltosa variegada
Cota: 920,04 m	3	16	21	Argila siltosa variegada
Nível d'água: 2,50 m	4	11	12	Argila siltosa marrom clara
Revestimento: 2,00 m	5	13	15	Argila siltosa marrom clara
	6	20	27	Areia média cinza
	7	22	29	Areia média cinza
	8	18	25	Argila cinza
	9	23	31	Argila marrom com manchas cinzas e brancas
	10	27	30	Argila marrom com manchas cinzas e brancas
	11	30	30	Argila marrom com manchas cinzas e brancas
	12	33	29/19	Argila marrom com manchas cinzas e brancas
SPT-7	1	2	2	Silte arenoso vermelho
Data: 08/12/97	2	3	3	Silte arenoso vermelho
Cota: 920,77 m	3	7	9	Silte arenoso vermelho
Nível d'água: 2,50 m	4	11	11	Silte arenoso vermelho
Revestimento: 2,00 m	5	9	17	Silte arenoso amarelo
	6	11	18	Silte arenoso amarelo
	7	9	13	Silte arenoso amarelo
	8	12	19	Argila cinza
	9	21	26	Argila marrom e cinza
	10	27	35	Argila marrom e cinza
	11	28	33	Argila marrom e cinza
	12	28	33	Argila marrom e cinza
	13	28	33/21	Argila marrom e cinza

Tabela 4.4. Dados das sondagens *SPT* – Área 2.

FURO / INFORMAÇÕES	PROF. (m)	GOLPES / 30 cm		CLASSIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO TÁTIL-VISUAL
		1º e 2º	2º e 3º	
SPT-8	1	5	6	Argila orgânica
Data: 05/12/97	2	4	6	Argila vermelha e amarela
Cota: 921,15 m	3	5	8	Silte arenoso vermelho e amarelo
Nível d'água: 2,00 m	4	13	17	Silte arenoso vermelho e amarelo
Revestimento: 2,00 m	5	13	18	Argila cinza com manchas amarelas
	6	19	25	Argila cinza
	7	21	28	Argila cinza
	8	23	33	Argila cinza
	9	24	32	Argila cinza
	10	26	35	Argila marrom com grãos de areia
	11	26	34	Argila marrom com grãos de areia
	12	30	30/20	Argila marrom com grãos de areia
	13	32	29/23	Argila marrom com grãos de areia
SPT-9	1	4	6	Silte argiloso vermelho com manchas marrons
Data: 15/12/97	2	7	10	Silte argiloso vermelho
Cota: 920,78 m	3	11	15	Silte argiloso vermelho
Nível d'água: 2,60 m	4	16	17	Argila siltosa cinza com manchas marrons
Revestimento: 2,00 m	5	19	22	Argila siltosa cinza com manchas marrons
	6	16	19	Argila siltosa cinza
	7	19	25	Argila siltosa cinza
	8	18	30	Silte arenoso cinza e amarelo
	9	30	30	Argila siltosa cinza
	10	27	29	Argila siltosa cinza com manchas amarelas
	11	26	31	Silte argiloso cinza claro
	12	30	31	Argila siltosa cinza com manchas marrons
	13	28	33/21	Argila siltosa marrom com manchas brancas
SPT-10	1	7	8	Argila siltosa marrom e cinza, com lente arenosa
Data: 16/12/97	2	10	14	Areia siltosa fina marrom claro
Cota: 918,43 m	3	27	30	Areia fina a média cinza claro, com grãos de feldspato alterados
Nível d'água: 1,00 m	4	14	19	Silte arenoso amarelo
Revestimento: 2,00 m	5	16	21	Argila siltosa cinza e marrom com grãos de feldspato alterados (arcósio alterado)
	6	11	16	Argila cinza
	7	15	20	Argila cinza
	8	17	23	Argila marrom
	9	20	26	Argila marrom
	10	29	31	Argila marrom
	11	26	33	Argila marrom
	12	31	31/25	Argila marrom
SPT-11	1	*	*	Argila siltosa vermelha
Data: 21/03/00	2	4	5	Argila siltosa vermelha
Cota: 920,75 m	3	6	7	Argila siltosa avermelhada com manchas cinzas e amarelas
Nível d'água: 1,80 m	4	11	13	Argila siltosa avermelhada com manchas cinzas e amarelas
Revestimento: 1,00 m	5	5	7	Argila siltosa cinza com manchas amarelas
	6	18	22	Argila siltosa cinza com manchas marrons, presença de lente arenosa
	7	23	30	Argila siltosa cinza com grãos de areia
	8	9	20	Argila siltosa cinza
	9	20	27	Argila siltosa cinza com manchas marrons
	10	25	30/25	Argila siltosa cinza com manchas marrons

continuação

Tabela 4.4. Dados das sondagens *SPT* – Área 2.

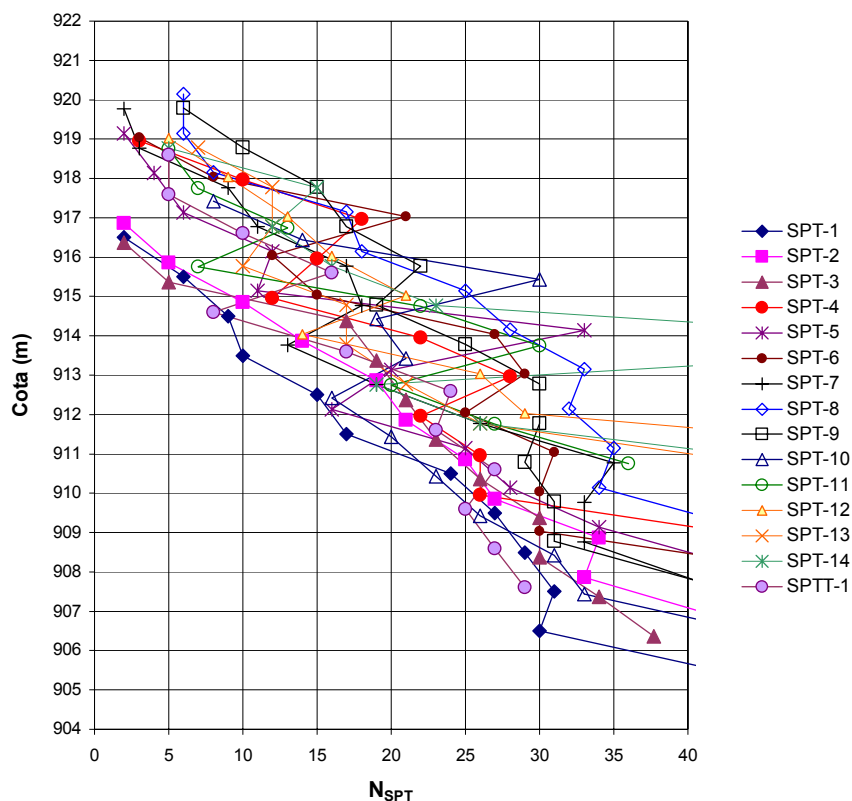
FURO / INFORMAÇÕES	PROF. (m)	GOLPES / 30 cm		CLASSIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO TÁTIL-VISUAL	conclusão
		1 ^o e 2 ^o	2 ^o e 3 ^o		
SPT-12	1	*	*	Argila orgânica marrom escura	
Data: 22/03/00	2	3	5	Argila siltosa vermelha	
Cota: 921,03 m	3	7	9	Argila siltosa vermelha	
Nível d'água: 2,00 m	4	11	13	Silte arenoso amarelo com manchas vermelhas	
Revestimento: 1,00 m	5	13	16	Argila siltosa cinza com manchas vermelhas e amarelas	
	6	14	21	Argila siltosa cinza com manchas marrons e amarelas	
	7	11	14	Argila siltosa cinza	
	8	22	26	Argila siltosa cinza com manchas marrons, presença de lente de areia	
	9	19	29	Argila siltosa cinza com manchas marrons	
	10	30/25	-	Argila siltosa marrom	
SPT-13	1	*	*	Argila siltosa vermelha	
Data: 22/03/00	2	4	7	Argila siltosa vermelha	
Cota: 920,78 m	3	12	12	Argila siltosa vermelha	
Nível d'água: 1,70 m	4	11	12	Argila siltosa vermelha	
Revestimento: 1,00 m	5	10	10	Argila siltosa cinza	
	6	15	17	Silte argiloso cinza com manchas amarelas	
	7	14	17	Argila siltosa cinza com manchas marrons e amarelas	
	8	18	21	Argila siltosa cinza com manchas marrons	
	9	19	26	Argila siltosa marrom	
	10	29	30/22	Argila siltosa marrom	
SPT-14	1	*	*	Argila vermelha com manchas marrons	
Data: 24/03/00	2	3	5	Argila siltosa vermelha com manchas cinzas	
Cota: 920,77 m	3	12	15	Argila siltosa vermelha	
Nível d'água: 1,60 m	4	12	12	Silte argiloso amarelo, cinza e vermelho	
Revestimento: 1,00 m	5	14	16	Argila siltosa cinza claro	
	6	18	23	Silte argilo-arenoso cinza claro	
	7	32	29/17	Areia siltosa cinza c/ manchas amarelas e marrons	
	8	15	19	Argila siltosa cinza	
	9	18	26	Argila siltosa cinza com manchas marrons	
	10	33	35/24	Argila siltosa marrom com manchas brancas	

Nota:

* não disponível

Tabela 4.5. Dados das sondagens *SPTT* – Área 2.

FURO / INFORMAÇÕES	PROF. (m)	GOLPES / 30 cm		TORQUE (kgf m)		CLASSIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO TÁTIL-VISUAL
		1° e 2°	2° e 3°	Total	Residual	
SPTT-1	1	3	5	< 20	-	Argila siltosa amarela (1,20 a 1,45 m), com concreções ferruginosas (0,43 a 1,2 m)
Data: 04/03/99	2	3	5	< 20	-	Argila siltosa amarela
Cota: 919,60 m	3	4	10	< 20	-	Argila siltosa amarela
Nível d'água: 1,86 m	4	11	16	32	22	Argila siltosa amarela com manchas cinzas
Revestimento: 4,0 m	5	5	8	< 20	-	Argila siltosa amarela com manchas cinzas
	6	10	17	30	26	Argila siltosa cinza
	7	16	24	44	38	Argila siltosa cinza
	8	17	23	42	34	Argila siltosa marrom
	9	18	27	40	36	Argila siltosa marrom
	10	16	25	38	36	Argila siltosa marrom
	11	20	27	45	42	Argila siltosa marrom
	12	21	29	45	30	Argila siltosa marrom

Figura 4.11. Dados das sondagens *SPT* e *SPTT* da Área 2.

É interessante observar que, à exceção da maior resistência à penetração dos estratos arenosos, os dados agrupados na Figura 4.11 mostram uma tendência de crescimento gradual do número de golpes com a profundidade.

Além do material granular coletado nos amostradores, a água de circulação ocasionalmente trazia uma maior quantidade de areia em suspensão. Tal fato indica que pequenas lentes de areia podem ter sido atravessadas no processo de perfuração. Deve-se notar que a identificação desses estratos granulares com a água de circulação é pouco precisa.

O nível d'água observado nas sondagens a percussão da Área 2 segue uma tendência clara. Nos furos situados nos pontos mais altos do terreno, com cotas entre 919,6 e 921,2 m, a profundidade do nível d'água varia de 1,9 e 2,6 m. À medida que as perfurações localizam-se em pontos mais baixos da área, o nível d'água tendeu a se posicionar mais próximo à superfície. Nos furos SPT-1, SPT-2 e SPT-3, cujas cotas estão compreendidas entre 917,4 e 917,9 m, a profundidade do nível d'água situa-se entre 0,15 e 0,60 m. Possivelmente, o nível d'água medido nas sondagens está associado à superfície de um pequeno lago, cujos limites estão indicados na Figura 4.3.

As informações das sondagens a percussão foram utilizadas para esboçar um perfil geotécnico simplificado da Área 2 (Figura 4.12). Para tanto, foi adotado um alinhamento aproximado, dado pelos furos SPT-1, SPT-10, SPT-5, SPT-4, SPT-11, SPT-14 e SPT-9. Deve-se observar que, devido à heterogeneidade do terreno, o perfil da Figura 4.12 tem apenas a finalidade de resumir as informações das sondagens, fornecendo uma idéia da distribuição dos principais estratos.

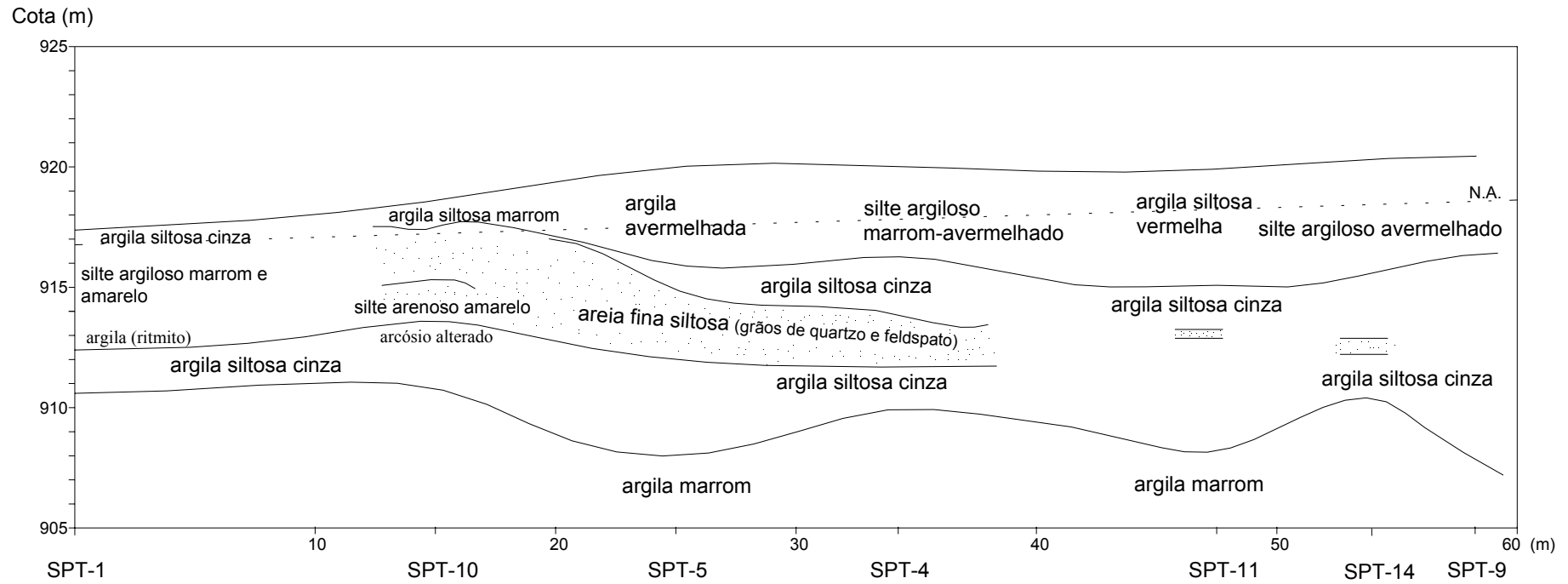


Figura 4.12. Perfil simplificado da Área 2 do Sítio Experimental.

4.4 Piezômetros

Com a intenção de melhorar o entendimento das condições hidrogeológicas dos terrenos investigados, foram instalados três piezômetros na Área 1 e dois piezômetros na Área 2. Particularmente na Área 1, conforme descrito anteriormente, nos poços abertos para a retirada de amostras podia-se perceber a presença de água, a qual se infiltrava lentamente nas escavações através das fraturas do terreno. Entretanto, não era possível precisar claramente a posição de um nível d'água. As observações efetuadas nos furos de sondagem *SPT* da Área 1 também não se mostraram conclusivas.

A Tabela 4.6 apresenta dados dos cinco piezômetros executados no Sítio Experimental, os quais são do tipo Casagrande. Instalados em perfurações com profundidades variáveis, os piezômetros constituem-se por tubos de PVC, com diâmetros internos de 20 e 37 mm. Previamente à instalação, nos 20 cm finais dos tubos foram executados orifícios, tendo-se protegido os mesmos com geotêxtil. Uma camada de areia com aproximadamente 10 cm foi disposta no fundo das perfurações, sobre a qual se apoiou a extremidade perfurada dos tubos de PVC. Em seguida, a ponta dos tubos foi envolta por um filtro de areia, com aproximadamente 40 cm de altura. Sobre esse filtro, lançou-se bentonita, até se formar um selo com pelo menos 100 cm de altura. O espaço restante foi completado com solo, preenchendo-se totalmente a perfuração.

Na Área 1, em uma primeira etapa procedeu-se à instalação dos piezômetros PIEZ-1 e PIEZ-2. Esses dois sistemas de medição tinham a finalidade de fornecer dados das poro-pressões para a interpretação de ensaios de laboratório, realizados com amostras do Poço 4. As leituras efetuadas sugeriam que o lençol freático seria superficial, pois a profundidade da lâmina d'água em ambos os piezômetros mostrava-se reduzida, não excedendo 1,0 m. Entretanto, esse fato não estava em acordo com as observações do nível d'água efetuadas nas sondagens SPTT-1 e SPTT-2 (item 4.3), que apontavam para um lençol mais profundo. Assim, considerou-se oportuno instalar piezômetros adicionais (PIEZ-3 da Área 1 e PIEZ-1 e PIEZ-2 da Área 2), utilizando-se para tanto as perfurações dos ensaios pressiométricos (item 4.7). Além de

melhorar a compreensão do padrão de poro-pressões na Área 1, os dados seriam importantes para a interpretação dos resultados dos ensaios com o pressiómetro autoperfurante.

A Figura 4.13 apresenta as medições das profundidades do nível da coluna d'água dos piezômetros. Na Área 1, enquanto que nos piezômetros PIEZ-1 e PIEZ-2 o nível da coluna é encontrado a, no máximo, 1,0 m da superfície, as leituras do PIEZ-3 indicam aproximadamente 2,5 m de profundidade. Deve-se notar que os trechos permeáveis dos piezômetros PIEZ-1 e PIEZ-2 situam-se a cerca de 3,0 m de profundidade; por sua vez, o piezômetro PIEZ-3 foi instalado a 10,5 m abaixo do nível do terreno. Os dados sugerem que, mais superficialmente, a poro-pressão seria controlada por condições hidrogeológicas distintas das que se verificam em maior profundidade. A ocorrência de um lençol empoleirado poderia justificar as diferenças observadas nas leituras dos piezômetros. Entretanto, as informações disponíveis não permitem estabelecer claramente o regime de poro-pressões, o qual pode se tornar complexo devido à existência de inúmeros caminhos para a água, representados pelas fraturas do terreno.

Na Área 2, as leituras mostram que o nível da coluna d'água dos piezômetros oscila em torno de 2,0 m de profundidade. Esses dados são compatíveis com as observações do nível d'água realizadas nos furos de sondagem *SPT*, as quais estariam relacionadas com a superfície do pequeno lago existente no local (item 4.3). Tais informações indicam que na Área 2 prevaleceriam condições aproximadamente hidrostáticas, ao menos ao longo da profundidade em que foram instalados os piezômetros (8,5-8,9 m).

Tabela 4.6. Dados de instalação dos piezômetros do Sítio Experimental.

ÁREA	PIEZÔMETRO	COTA (m)	PROFUNDIDADE MÉDIA DO TRECHO PERMEÁVEL (m)	DATA DA INSTALAÇÃO
Área 1	1	908,73	2,9	jan./2001
	2	907,97	3,1	jan./2001
	3	907,91	10,5	dez./2001
Área 2	1	920,70	8,5	dez./2001
	2	920,75	8,9	dez./2001

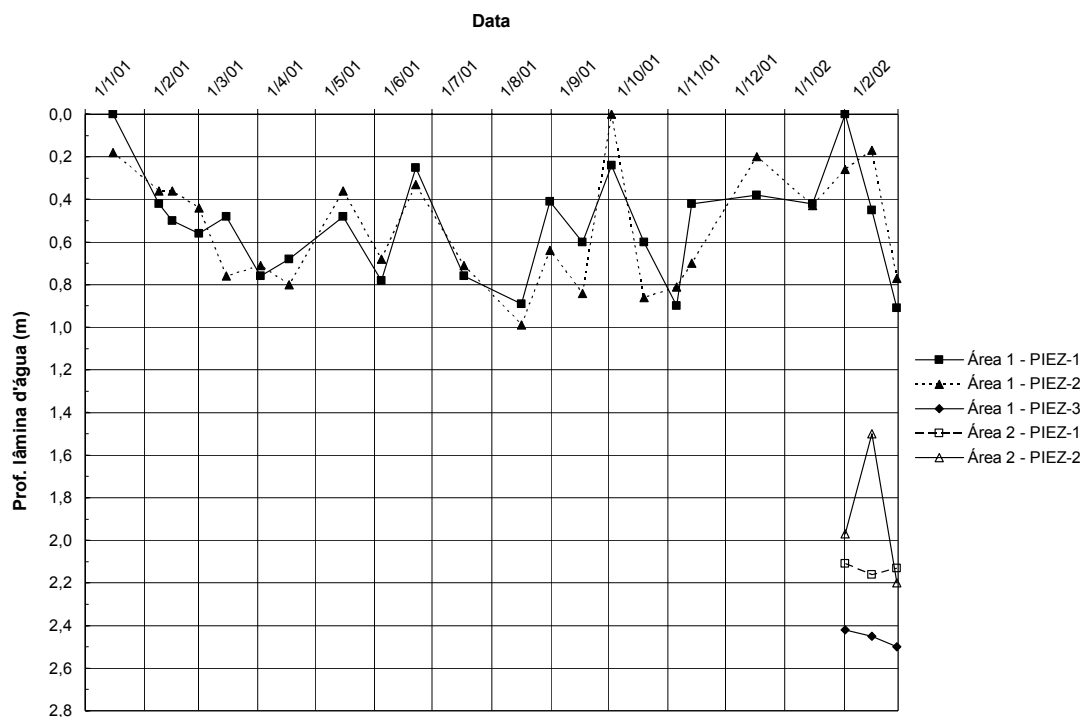


Figura 4.13. Profundidades do nível da coluna d'água nos piezômetros do Sítio Experimental.

4.5 Ensaios de Cone

O ensaio de cone ou *Cone Penetration Test* – *CPT*, ferramenta já razoavelmente difundida internacionalmente, tem encontrado crescente aplicação na prática da geotecnia nacional. Dentre outros fatores, concorrem para essa tendência a disponibilidade de equipamentos versáteis, que empregam nas medições dispositivos eletrônicos cada vez mais confiáveis e acessíveis economicamente.

Campanella (1995) destaca que os principais objetivos do ensaio de cone são a obtenção da estratigrafia de um terreno e a avaliação preliminar de parâmetros geotécnicos. Como vantagens da ferramenta – particularmente se cones elétricos são empregados – pode-se citar a precisão com que informações praticamente contínuas do subsolo podem ser obtidas. Entretanto, deve-se observar que, devido à

complexidade das condições de contorno do ensaio e do comportamento do solo, as abordagens de interpretação dos dados não deixam de ser semi-empíricas.

Apesar da existência de equipamentos e procedimentos diversos, a prática internacional tem consagrado o uso de ponteiras cônicas com 10 cm^2 de seção transversal e vértice com ângulo de 60° , que são cravadas estaticamente a uma velocidade de $20 \pm 5 \text{ mm/s}$. As medições de atrito lateral local geralmente estão associadas a luvas com 150 cm^2 de superfície. A monitoração das poro-pressões geradas durante o processo de cravação do cone também vem se tornando comum, constituindo o ensaio denominado piezocone ou *CPTU*. A padronização do *CPT* e do *CPTU* é objeto de recomendações como a da ISSMFE (1989) ou, no Brasil, da norma NBR 12069 (ABNT, 1991). Informações mais completas sobre a execução e interpretação do ensaio podem ser encontradas nos trabalhos de Lunne et al. (1997) e Danziger e Schnaid (2000).

Os ensaios de cone executados no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR empregaram os penetrômetros estáticos *TG 63 100* e *TG 73 200* da *Pagani Geotechnical Equipment*, que são providos com ponteiras e dispositivos eletrônicos da *Geotech AB*. O sistema hidráulico é acionado por um motor a gasolina, obtendo-se a reação através de ancoragens helicoidais, que alcançam até 3 m de profundidade. Na Figura 4.14 podem ser observados detalhes dos equipamentos e da execução dos ensaios.

As dimensões dos elementos empregados atenderam à padronização internacional, tendo-se utilizado ponteiras com 10 cm^2 de área. Nos ensaios de piezocone, procedeu-se à medição de poro-pressões na base do cone (na literatura, essa posição é denominada u_2). A cravação do cone, conduzida a uma velocidade de 20 mm/s , foi efetuada mediante o acionamento hidráulico do conjunto de hastes, adicionando-se sucessivamente segmentos com 1 m de comprimento, até a penetração final. Os dados de resistência de ponta, atrito lateral, poro-pressão e inclinação das hastes foram monitorados a cada 2,5 cm de profundidade.

A Tabela 4.7 resume informações dos ensaios de cone realizados nas Áreas 1 e 2 do Sítio Experimental da UFPR. Os dados das sondagens estão apresentados nas Figuras 4.15 a 4.29, através de gráficos que mostram a variação da resistência de ponta, atrito lateral, poro-pressão e razão de atrito, ao longo da profundidade. Deve-se observar

que, na execução do ensaio, a adição de um novo segmento ao conjunto de hastes eventualmente provoca o aparecimento de “picos” e “vales” nos registros. Outro aspecto a ressaltar refere-se à representação do atrito lateral e cálculo da razão de atrito, nos quais se considerou a distância que existe entre a ponteira cônica e o centro da luva de atrito, igual a 10 cm.



- a. Ensaio de cone na Área 1 – penetrômetro *TG 63 100*.
- b. Operação do penetrômetro *TG 63 200* na Área 2.
- c. Ensaio de cone na Área 1 – penetrômetro *TG 63 200*.
- d. Aplicação de graxa no sistema de medição de poro-pressão – *slot-filter*.

Figura 4.14. Execução de ensaios de cone no Sítio Experimental.

Pode-se verificar nas informações da Tabela 4.7, que nos furos CPTu-1 e CPT-2 da Área 1 e nos furos CPTu-1, CPTu-2, CPTu-3 e CPTu-4 da Área 2 foi utilizado o modelo *TG 63 100*. A capacidade associada ao sistema hidráulico desse equipamento, que é de 100 kN, mostrou-se insuficiente para cravar o cone a maiores profundidades na argila dura da Formação Guabirotuba. Na Área 1, as sondagens

ficaram limitadas a 5,4-6,1 m de profundidade, e na Área 2 as perfurações situaram-se entre 9,6 e 11,3 m. Entretanto, melhores resultados foram obtidos com o modelo *TG 73 200*, que possui uma capacidade de 200 kN. Na Área 1, os furos CPTu-3, CPTu-4, CPTu-5, CPTu-6 e CPTu-7 foram conduzidos a profundidades entre 14,0 e 16,2 m. Na Área 2, as penetrações finais dos furos CPTu-5, CPT-6, CPTu-7 e CPTu-8 situaram-se na faixa de 15,2 a 17,7 m.

Tabela 4.7. Dados das sondagens *CPT* e *CPTU* – Área 1 e Área 2.

ÁREA / FURO	COTA (m)	MODELO	PORO-PRESSÃO	PROF. (m)	DATA DE EXECUÇÃO
Área 1	CPTu-1	908,20	<i>TG 63 100</i> Elemento metálico	6,125	18/02/98
	CPT-2	908,20	<i>TG 63 100</i> -	5,450	25/11/98
	CPTu-3	907,55	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	14,850	02/06/00
	CPTu-4	907,80	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	14,000	02/03/01
	CPTu-5	907,97	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	16,225	02/03/01
	CPTu-6	907,85	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	15,925	02/03/01
	CPTu-7	907,70	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	16,150	02/03/01
Área 2	CPTu-1	920,75	<i>TG 63 100</i> Elemento metálico	11,300	18/02/98
	CPTu-2	917,40	<i>TG 63 100</i> Elemento metálico	9,600	16/03/98
	CPTu-3	920,30	<i>TG 63 100</i> Elemento metálico	10,625	13/03/98
	CPTu-4	921,25	<i>TG 63 100</i> Elemento metálico	9,800	16/03/98
	CPTu-5	920,78	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	17,725	02/06/00
	CPT-6	920,81	<i>TG 73 200</i> -	15,175	02/06/00
	CPTu-7	920,77	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	15,200	02/06/00
	CPTu-8	920,76	<i>TG 73 200</i> <i>Slot-filter</i>	15,200	02/06/00

Os primeiros ensaios executados no Sítio Experimental (furo CPTu-1 da Área 1 e furos CPTu-1, CPTu-2, CPTu-3 e CPTu-4 da Área 2) envolveram o uso de elementos porosos metálicos, saturados com glicerina. Apesar dos cuidados inerentes a um ensaio de piezocone terem sido seguidos, as poro-pressões medidas nessas sondagens mostraram-se inconsistentes (Figura 4.30). No perfil em questão, não se pode descartar que os problemas estejam associados à dificuldade de se manter a saturação do elemento poroso. Nas sondagens conduzidas posteriormente, foi empregada a técnica conhecida como *slot-filter* (Solum, 2000), mediante a qual suprime-se o elemento poroso e a linha do transdutor de poro-pressão é saturada com graxa. De acordo com a Solum (2000), esse procedimento evita problemas de perda de saturação, sem prejuízo à classificação estratigráfica.

Deve-se observar que, nos ensaios com o *slot-filter*, as poro-pressões tenderam a apresentar valores elevados. Não é incomum o registro se posicionar acima de 1 MPa, podendo exceder até mesmo 3 MPa. Adicionalmente, tem-se que a comparação visual dos gráficos de resistência de ponta e de poro-pressão sugere a existência de alguma relação entre as duas variáveis. Esse aspecto pode ser analisado na Figura 4.31, onde estão representados, como exemplo, os dados de q_c e de poro-pressão medidos no furo CPTu-4 da Área 1. O aspecto da nuvem de pontos, particularmente após 4 MPa de resistência de ponta, sugere que efetivamente pode haver uma relação entre a poro-pressão medida no *slot-filter* e a resistência de ponta. Os dados das demais sondagens do Sítio Experimental apresentam tendências semelhantes.

Na tentativa de se interpretar esse comportamento, uma discussão dos mecanismos do ensaio efetuada por Campanela (1995) pode ser útil. O autor menciona que, no caso de solos duros, os elevados esforços de compressão tendem a provocar deformações em elementos porosos pouco rígidos. Se o solo em questão possuir uma baixa permeabilidade, a deformação do elemento poroso poderá gerar poro-pressões elevadas. No caso do presente estudo, uma vez que a técnica do *slot-filter* suprime o elemento poroso, sendo o vazio restante preenchido com graxa, tem-se evidentemente uma rigidez inferior à que seria obtida com o uso de um filtro metálico ou cerâmico. Argumenta-se que a elevada resistência da argila sobre-adensada em questão possa provocar deformações, que levariam à compressão do fluido que satura a linha do transdutor de pressão. Devido à reduzida permeabilidade da argila, os conseqüentes acréscimos de poro-pressão não seriam dissipados com facilidade, o que explicaria a magnitude dos valores medidos. Uma vez que a poro-pressão seria influenciada pelas deformações do sistema, a mesma dependeria, dentro de certos limites, da resistência encontrada pela ponteira.

Em alguns casos, a poro-pressão tendeu a apresentar valores em torno de zero ou ligeiramente negativos. Sucções de pequena magnitude, que alcançaram no máximo 57 kPa, ocorreram em trechos reduzidos dos furos CPTu-4, CPTu-5, CPTu-6 e CPTu-7 da Área 1, e nos furos CPTu-7 e CPTu-8 da Área 2. Deve-se observar que essas poro-pressões negativas não são discerníveis nas figuras apresentadas devido à sua ordem de grandeza, que é significativamente inferior à das poro-pressões

positivas geradas nos ensaios. No caso de trechos argilosos, as sucções podem estar associadas à tendência de aumento de volume da argila sobre-adensada, dentro de um processo de cisalhamento não-drenado. Quando lentes arenosas são atravessadas, as poro-pressões reduzidas podem resultar da maior permeabilidade do solo e, ocasionalmente, de efeitos da dilatação de um material em estado compacto. Eventuais sucções do terreno também poderiam exercer influência, particularmente próximo à superfície.

É consenso na literatura que, devido à ação da poro-pressão em áreas desiguais da geometria do cone, a resistência de ponta q_c do cone deve ser corrigida, de modo a se obter a resistência real mobilizada q_T :

$$q_T = q_c + (1 - a) u_2, \quad (\text{Equação 4.1})$$

sendo a a razão entre a área da ponteira na base do cone (posição aonde a poro-pressão u_2 é medida) e a área total (calculada com o diâmetro do cone). As ponteiros utilizadas nos ensaios possuíam relações de áreas a entre 0,58 e 0,64.

Nos resultados dos furos CPTu-1 da Área 1 e CPTu-1 a CPTu-4 da Área 2, a resistência de ponta não foi corrigida, devido à inconsistência das poro-pressões destes ensaios. Por sua vez, nos gráficos referentes aos furos CPTu-3 a CPTu-7 da Área 1 e CPTu-5 a CPTu-8 da Área 2, apesar das questões levantadas quanto ao *slot-filter*, optou-se por calcular os valores da resistência corrigida q_T a partir das poro-pressões medidas. Assim, são apresentados tanto os valores de q_c como os de q_T . Devido à elevada resistência do terreno, de um modo geral não são notadas diferenças significativas entre os gráficos de q_c e q_T . Conforme discutido por Campanella (1995), a correção da resistência de ponta – que é fundamental em solos moles – tende a se tornar menos importante à medida que aumenta a consistência do terreno.

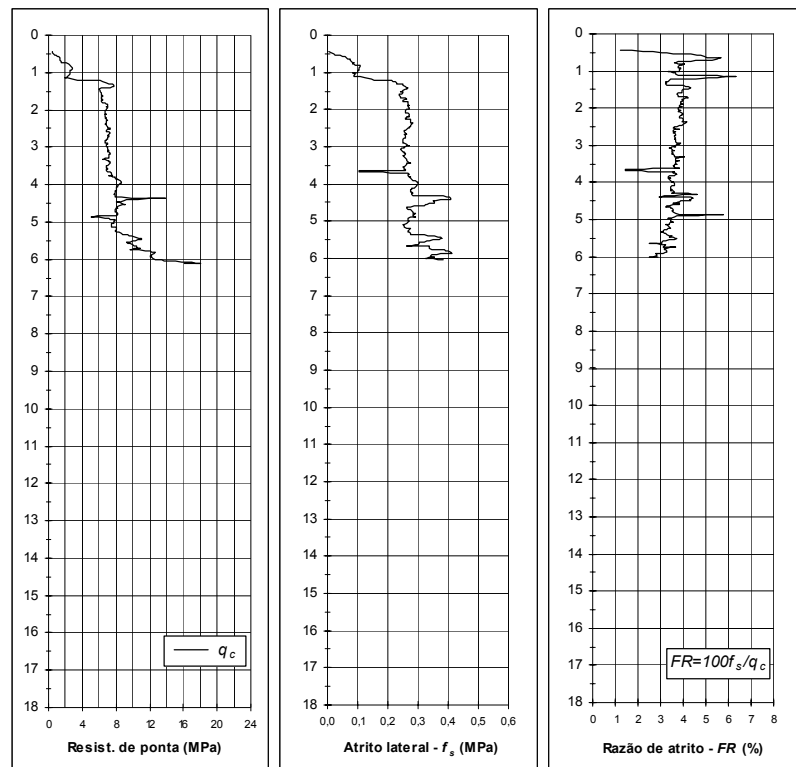


Figura 4.15. Dados da sondagem CPTu-1 – Área 1.

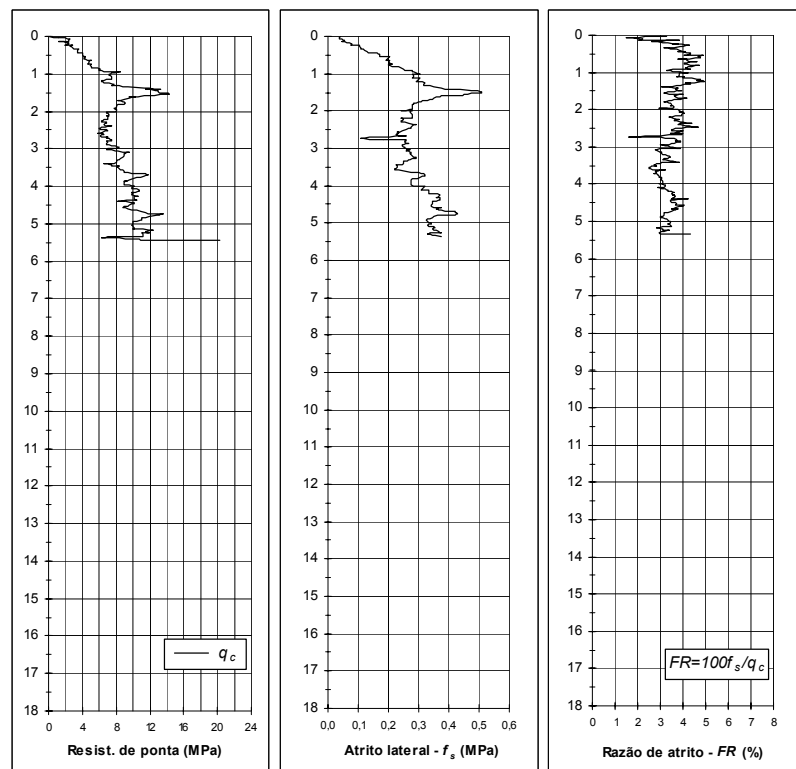


Figura 4.16. Dados da sondagem CPT-2 – Área 1.

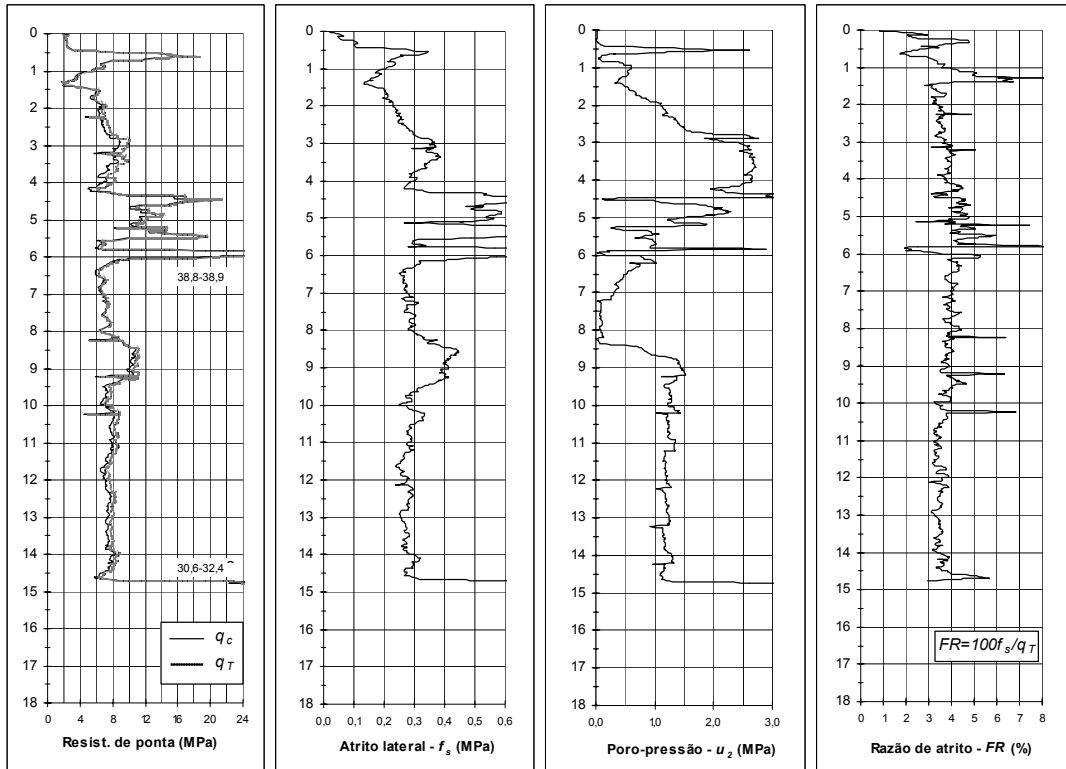


Figura 4.17. Dados da sondagem CPTu-3 – Área 1.

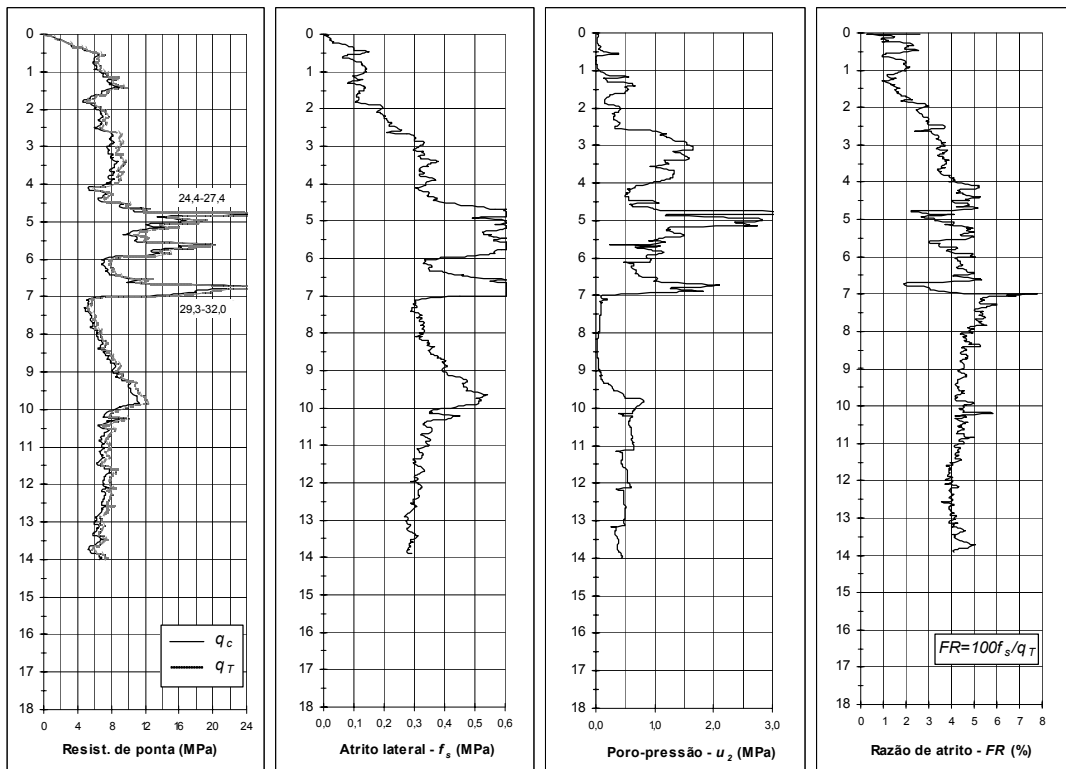


Figura 4.18. Dados da sondagem CPTu-4 – Área 1.

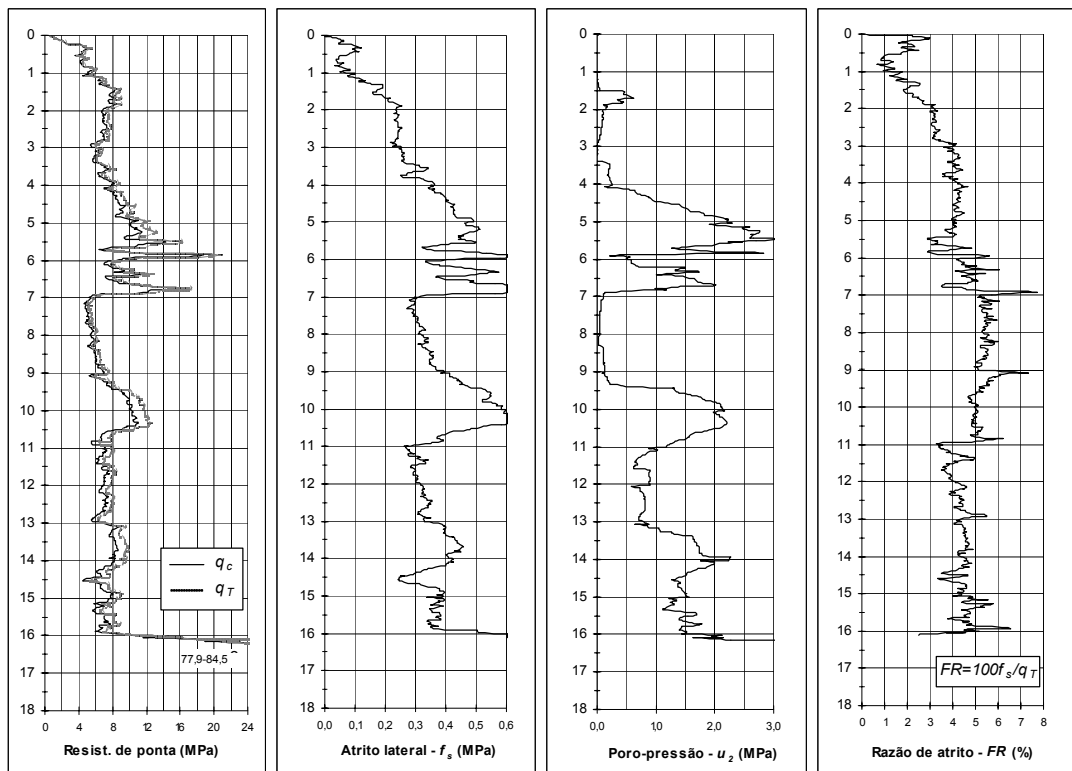


Figura 4.19. Dados da sondagem CPTu-5 – Área 1.

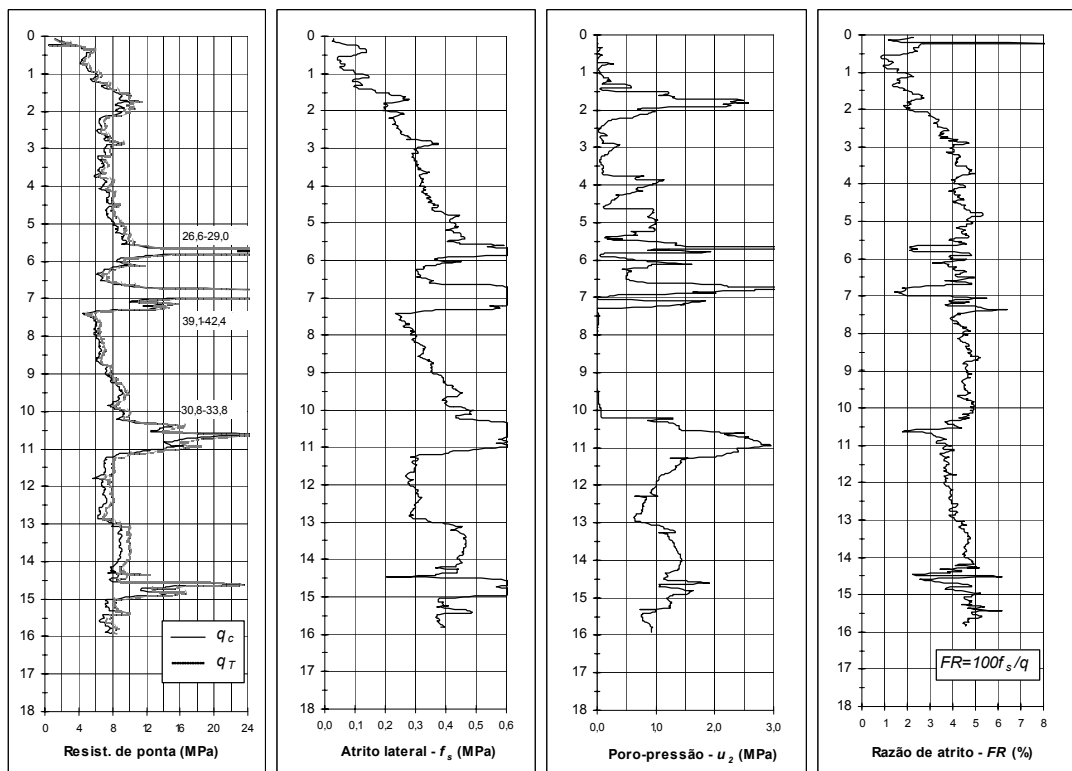


Figura 4.20. Dados da sondagem CPTu-6 – Área 1.

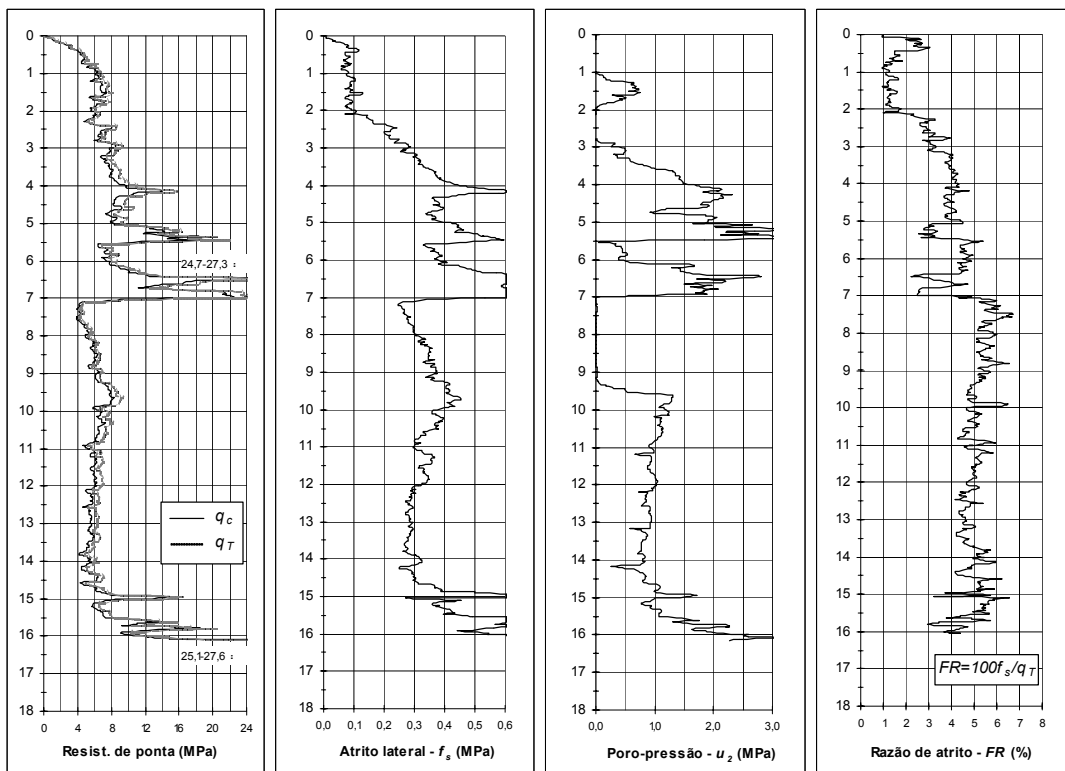


Figura 4.21. Dados da sondagem CPTu-7 – Área 1.

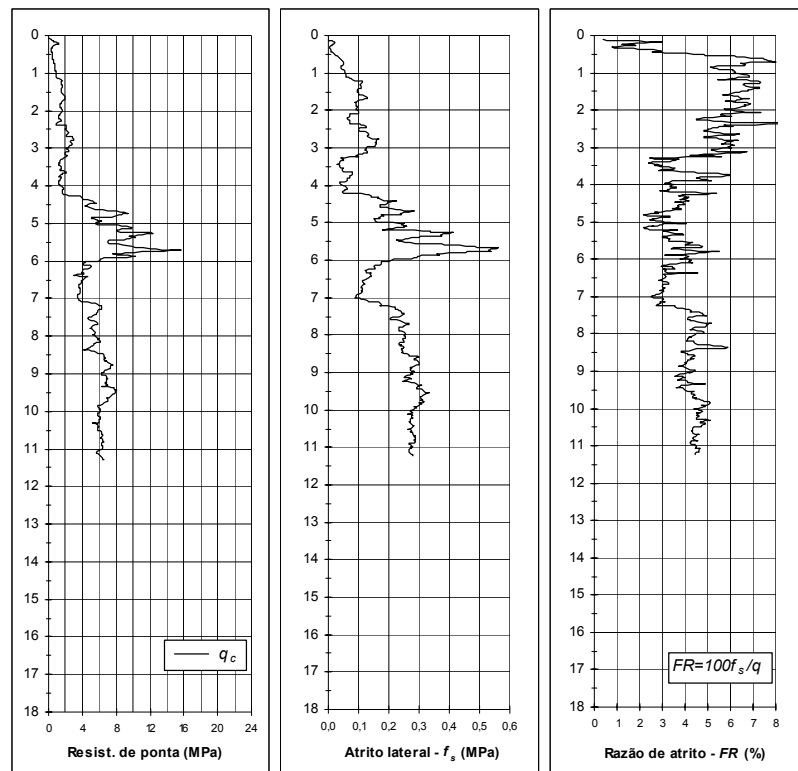


Figura 4.22. Dados da sondagem CPTu-1 – Área 2.

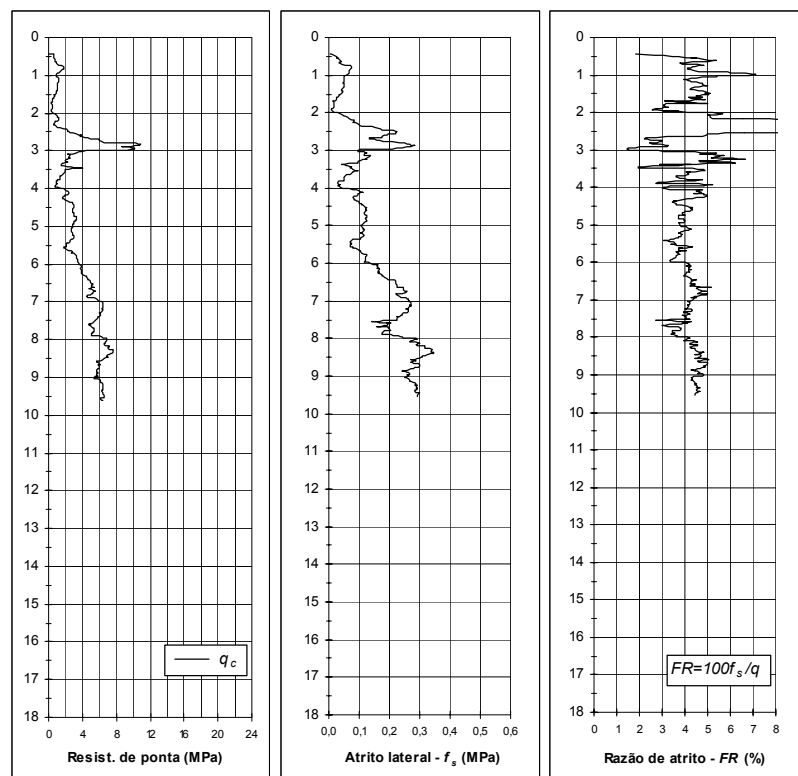


Figura 4.23. Dados da sondagem CPTu-2 – Área 2.

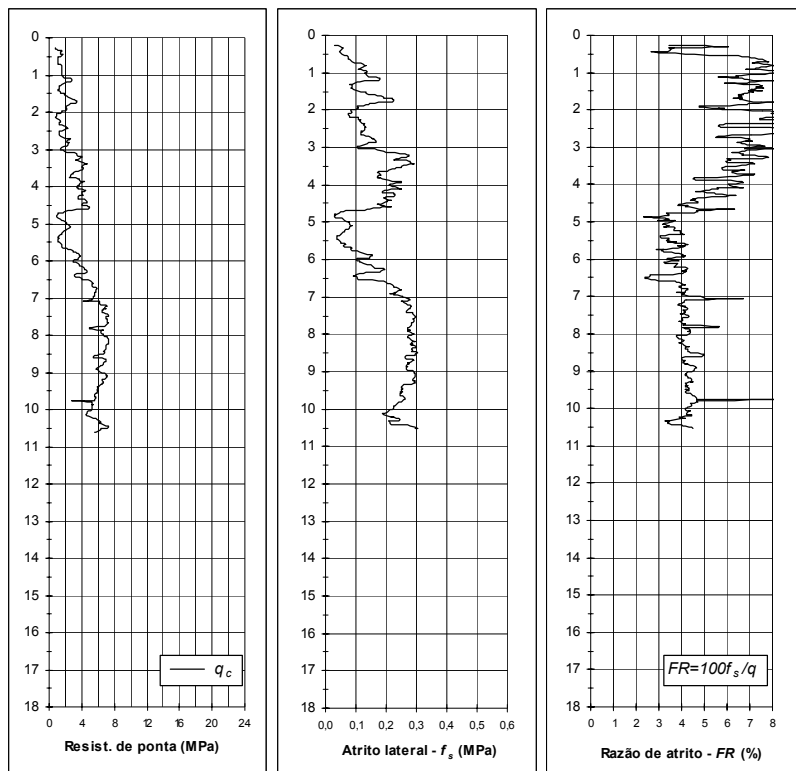


Figura 4.24. Dados da sondagem CPTu-3 – Área 2.

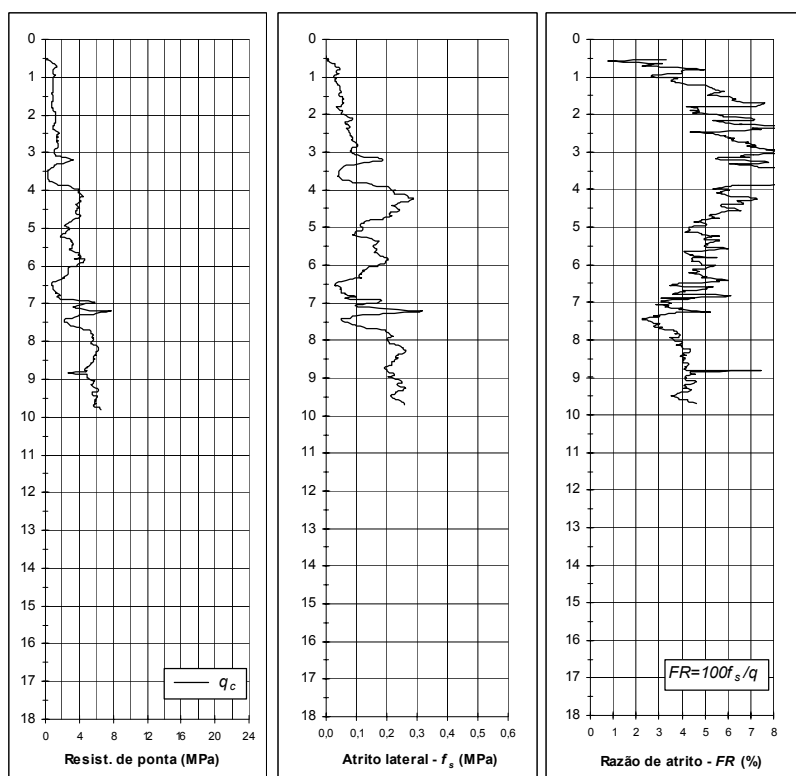


Figura 4.25. Dados da sondagem CPTu-4 – Área 2.

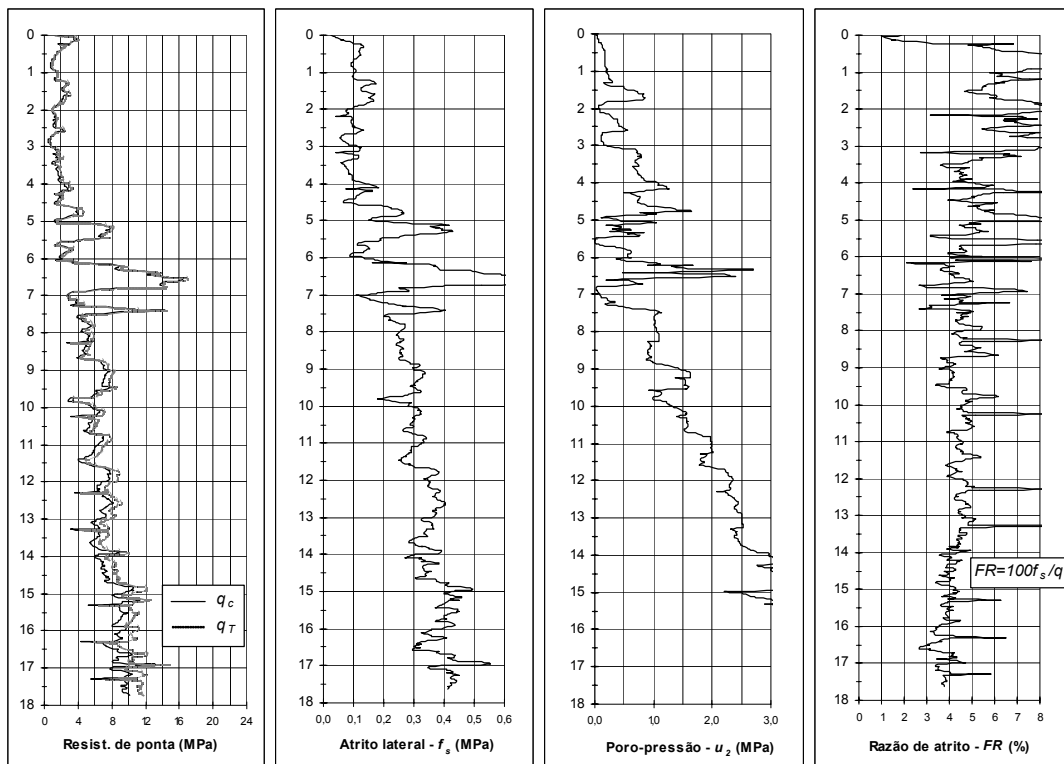


Figura 4.26. Dados da sondagem CPTu-5 – Área 2.

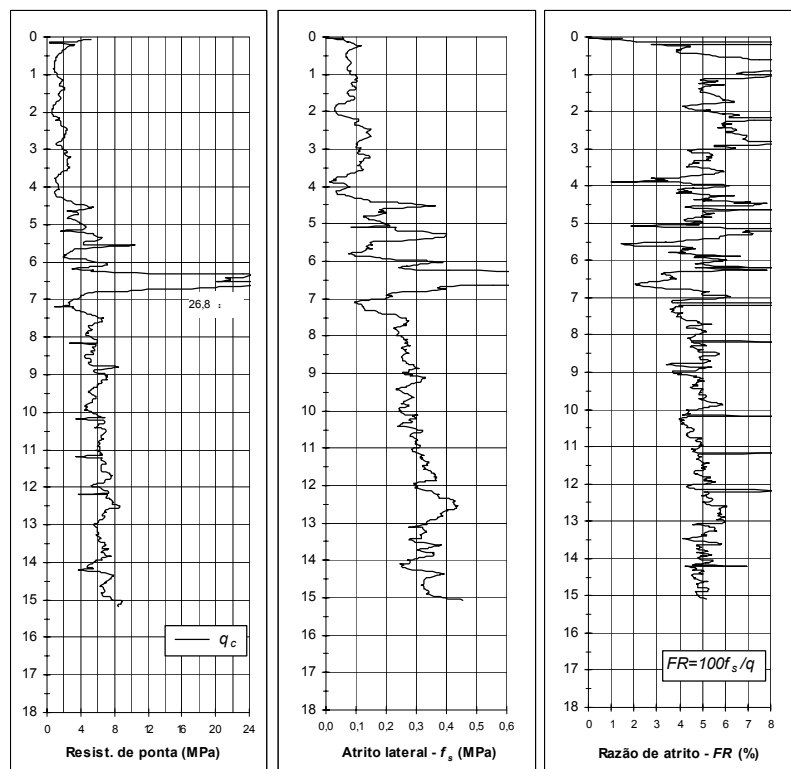


Figura 4.27. Dados da sondagem CPT-6 – Área 2.

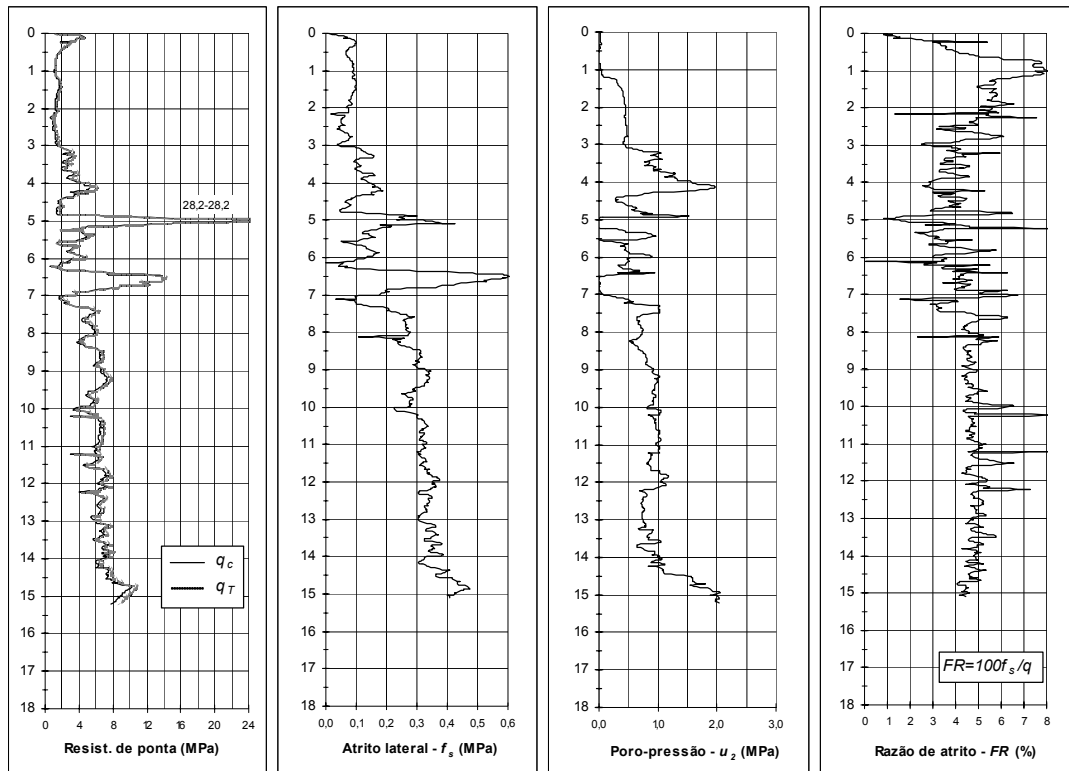


Figura 4.28. Dados da sondagem CPTu-7 – Área 2.

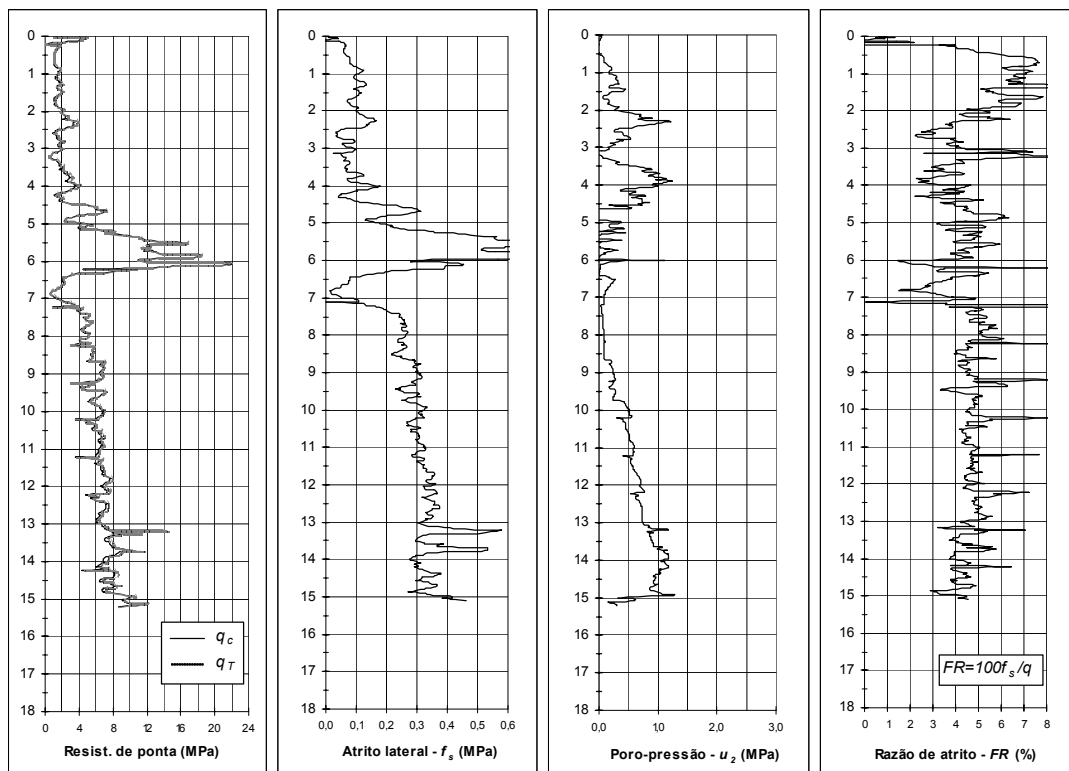


Figura 4.29. Dados da sondagem CPTu-8 – Área 2.

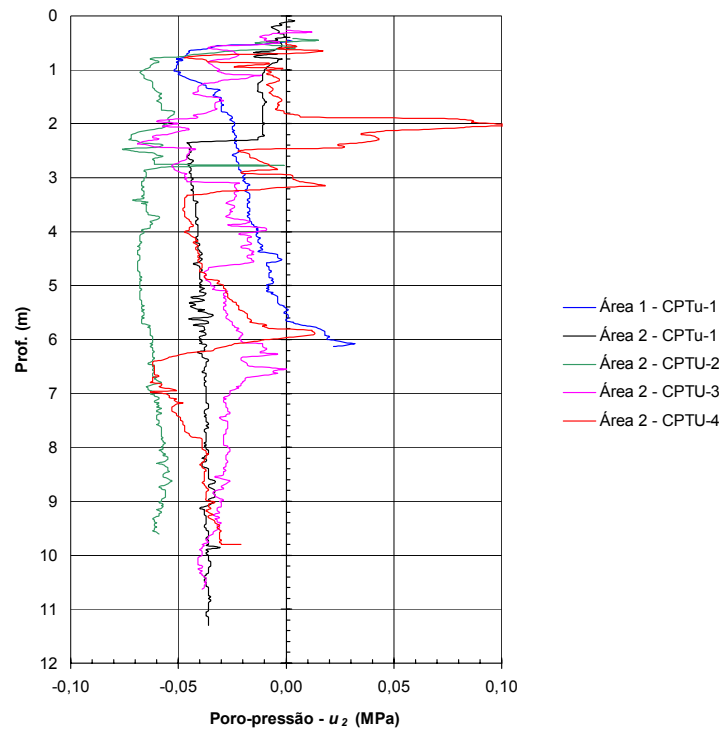


Figura 4.30. Medições de poro-pressão problemáticas em ensaios de piezocone.

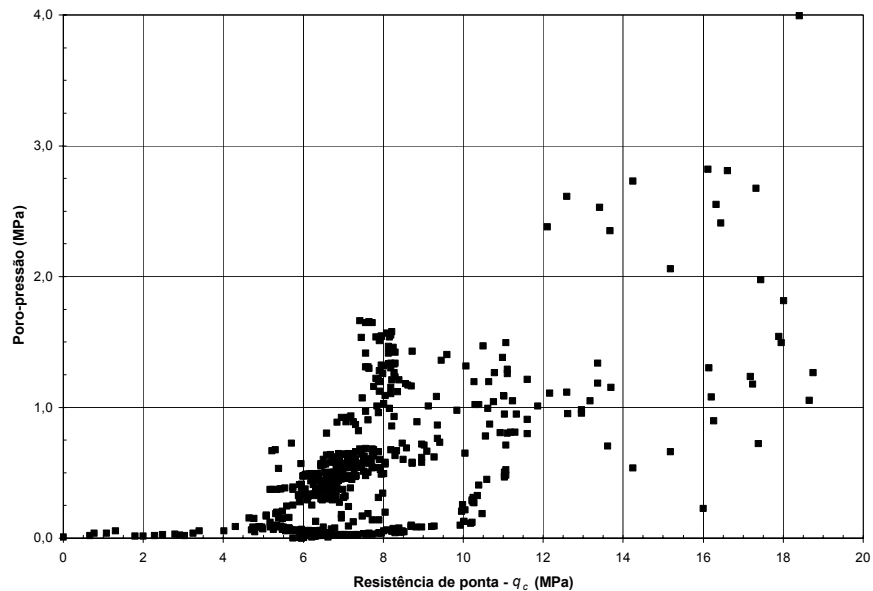


Figura 4.31. Relação entre a poro-pressão do *slot-filter* e q_c – sondagem CPTu-4 – Área 1.

Na Figura 4.32, os dados da resistência de ponta (q_c ou q_T) dos ensaios da Área 1 estão agrupados, de acordo com as cotas de cada furo. A análise dessas informações evidencia a elevada consistência do terreno. Em linhas gerais, a partir de 2,0 m de profundidade a resistência de ponta do cone situa-se na faixa de 6 a 10 MPa. O atrito lateral f_s , após um crescimento gradual nos primeiros metros das sondagens, tende a oscilar em torno de 0,3 MPa. A razão de atrito (FR) situa-se tipicamente na faixa de 3,5 a 5,5 %.

Nos trechos superficiais, ocorrências ocasionais de material ainda mais duro podem ser notadas próximo à superfície (até 2 m de profundidade) e, particularmente, entre 4,0 e 7,0 m de profundidade. Nessas regiões, em que a resistência de ponta exhibe “picos” que podem chegar a 40 MPa, normalmente há presença de materiais granulares. Sustentam essa afirmação, além das evidências encontradas na inspeção dos poços e amostras de sondagens *SPT*, reduções localizadas da poro-pressão e da razão de atrito (e.g. furos CPTu-3, CPTu-5 e CPTu-6 entre 5,8 e 6,0 m; furo CPTu-6 entre 6,8 e 7,0 m). Acréscimos localizados de resistência também ocorrem entre 8,0 e 11,0 m de profundidade, sendo que sua posição e intensidade são variáveis conforme a sondagem. Esses trechos aparentemente não estão associados a material granular. Deve-se observar que, em determinados pontos, o atrito lateral f_s alcançou 0,6 MPa, que representa o limite superior da faixa de trabalho da célula de carga utilizada. Uma vez que nesses casos localizados não é possível medir toda a intensidade do atrito lateral – o registro de f_s torna-se constante e igual a 0,6 MPa –, a razão de atrito FR é, na realidade, superior ao indicado nos gráficos.

À exceção dos furos CPTu-1 e CPT-2 – limitados prematuramente pela capacidade do equipamento – os demais ensaios da Área 1 foram interrompidos devido à presença de um estrato resistente, que se inicia entre 14,7 m (CPTu-3) e 16,0 m (CPTu-5) de profundidade. No ensaio CPTu-5, a resistência corrigida q_T dessa camada chegou a 84,5 MPa.

Na Figura 4.33, os dados de resistência de ponta dos ensaios da Área 2 estão agrupados. Para permitir uma melhor identificação dos estratos, as informações foram representadas de acordo com a cota de cada furo. Em linhas gerais, os diferentes furos mostram tendências semelhantes, destacando-se um crescimento contínuo da resistência de ponta.

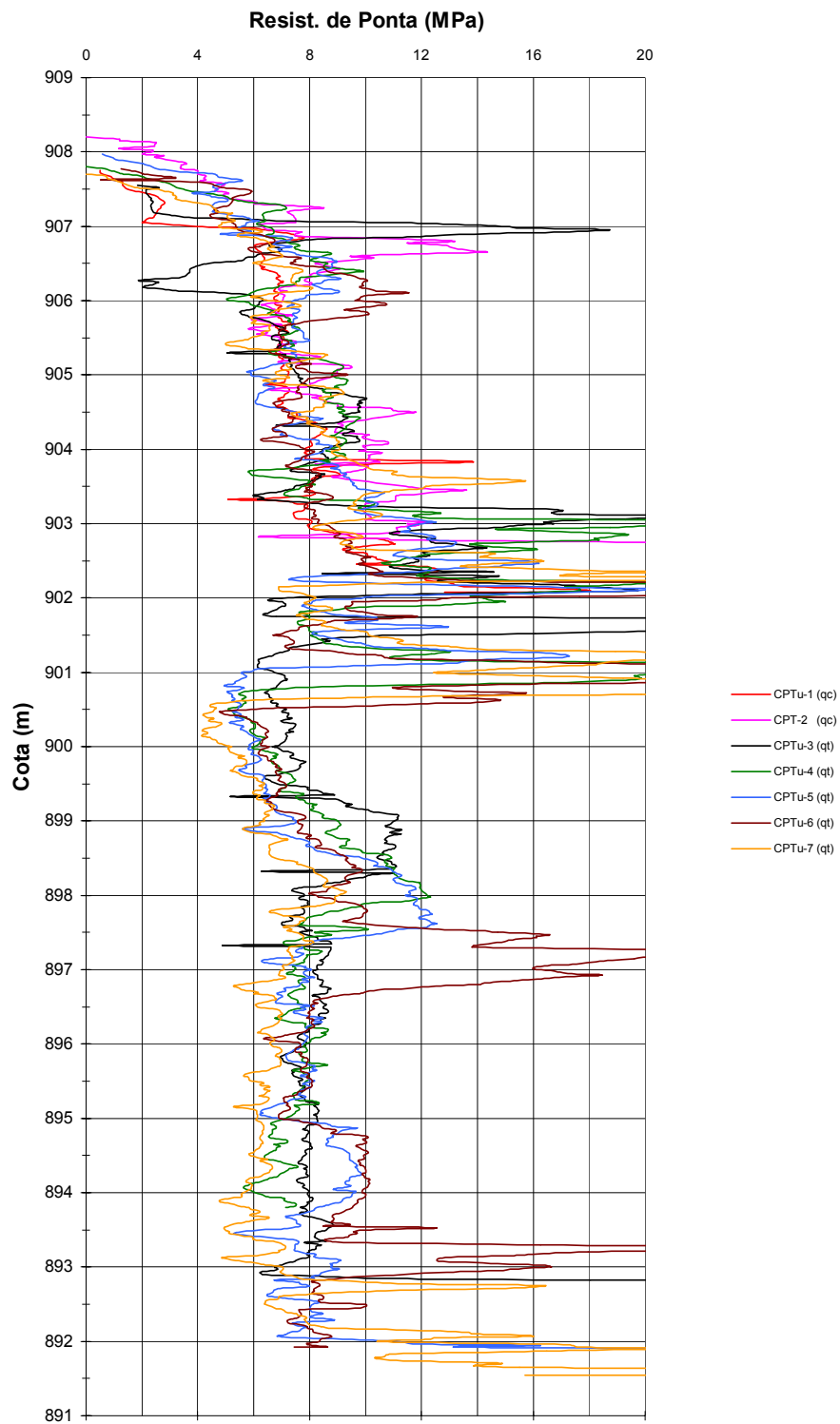
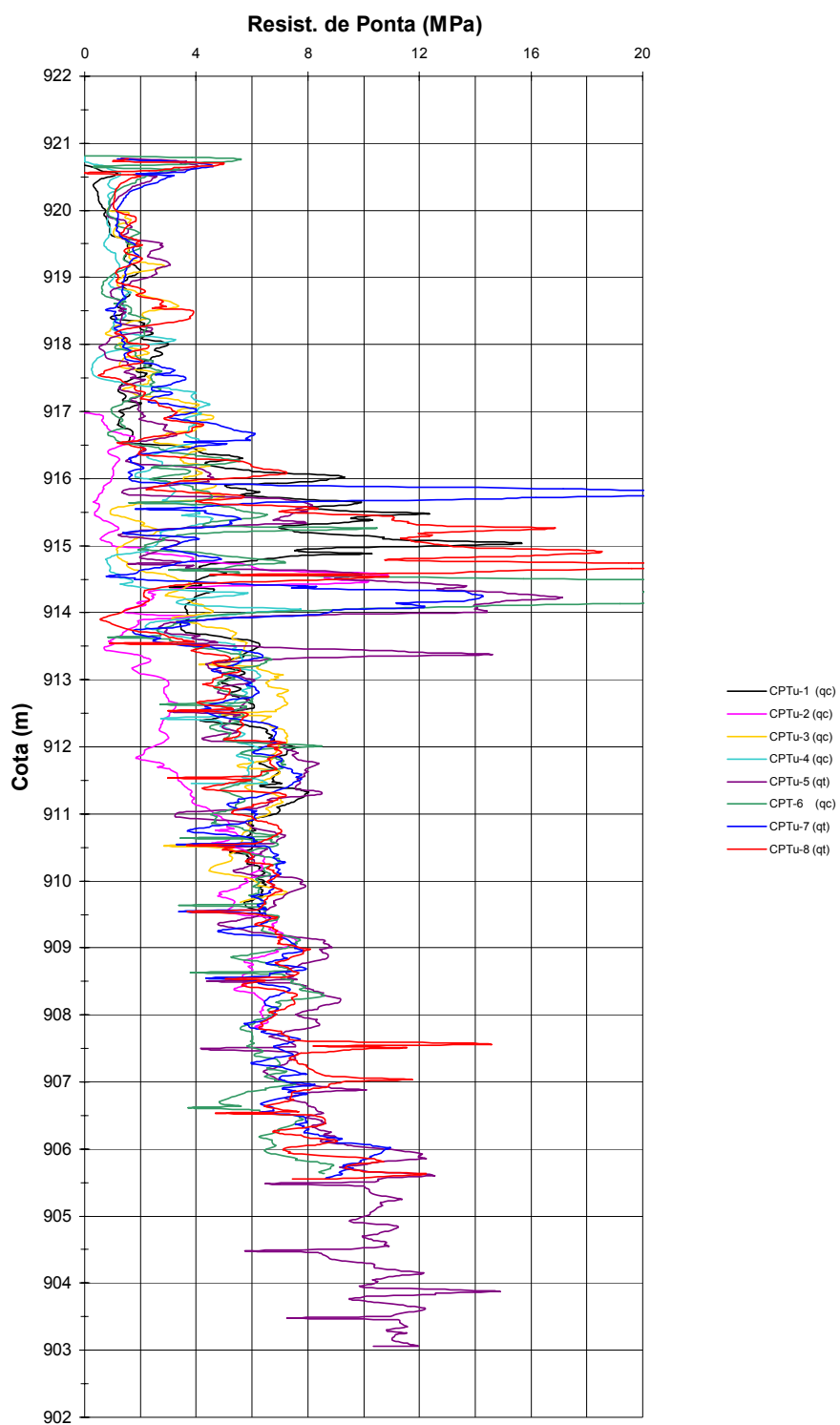


Figura 4.32. Dados de resistência de ponta das sondagens *CPT* da Área 1.

Figura 4.33. Dados de resistência de ponta das sondagens *CPT* da Área 2.

É interessante observar que nos furos CPTu-5, CPT-6, CPTu-7 e CPTu-8 da Área 2, logo no início da prospecção, ocorre um “pico” de resistência que alcança 5 MPa, evidenciando a presença de um estrato rígido de pequena espessura. Em geral, os sedimentos mais superficiais que, conforme descrito anteriormente, exibem sinais de plintificação ou laterização, possuem resistências de ponta inferiores a 6,0 MPa. À medida que a profundidade aumenta (e a cota diminui), ocorre um incremento nas resistências, tendo-se alcançado 8 a 12 MPa nas prospecções mais profundas.

Na Figura 4.33, pode-se perceber claramente uma região entre as cotas 913,5 e 916,5 m, na qual os valores de q_c ou q_T acusam “picos”, que podem chegar a 28,2 MPa (furo CPTu-7). Conforme constatado nas amostras das sondagens *SPT*, nesse trecho do perfil tem-se a presença de material granular.

Nas camadas superficiais, de material mais intemperizado, nota-se uma razão de atrito *FR* entre 5,0 e 8,0 % (Figura 4.34). Uma redução ocorre na região de intercalações granulares, tendo-se uma *FR* média de 4,0 %. Nesse trecho, ocasionalmente ocorrem “vales”, nos quais a razão de atrito decresce até cerca de 1,0 %, fato que parece condizente com a presença de um maior teor de areia. Nos sedimentos argilosos mais profundos, nos quais diminuem os traços de alteração química, *FR* mostra-se entre 3,5 e 5,5 %. A dispersão da razão de atrito nas camadas menos alteradas é inferior à dos sedimentos intemperizados superficiais.

Na Área 2, as poro-pressões medidas no *slot-filter* tendem a exibir valores elevados, particularmente no furo CPTu-5. Esse comportamento é similar ao dos ensaios da Área 1. Entre 4,8 e 7,0 m de profundidade, as poro-pressões se reduzem sensivelmente, tendendo a zero ou a valores ligeiramente negativos (furos CPTu-5, CPTu-7 e CPTu-8). A maior sucção ocorreu no furo CPTu-8, tendo-se registrado -47 kPa a 4,9 m de profundidade. As reduções localizadas da poro-pressão nos furos CPTu-5, CPTu-7 e CPTu-8 podem estar associadas a pequenas lentes arenosas.

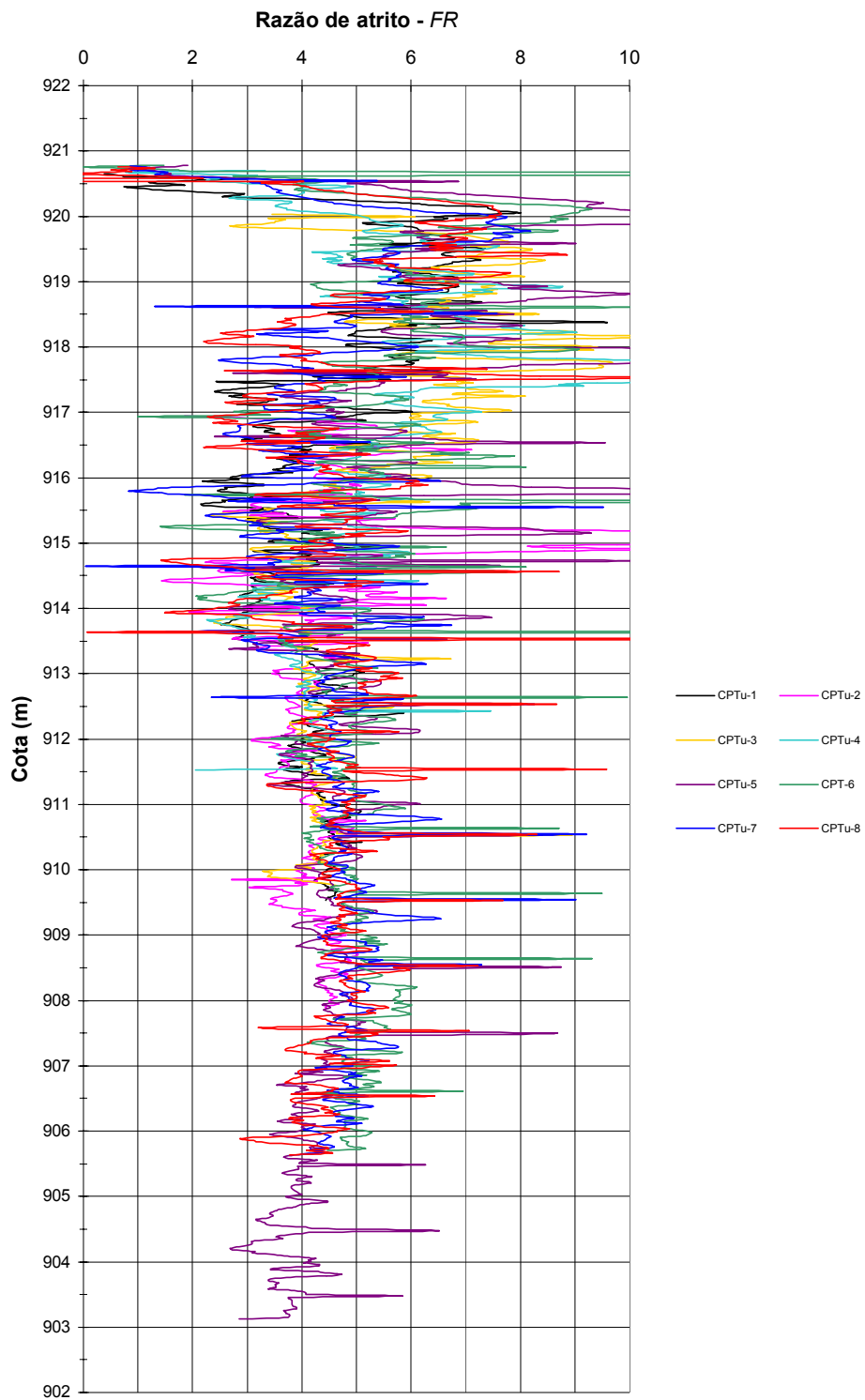


Figura 4.34. Dados da razão de atrito – Área 2.

4.6 Ensaio Dilatométricos

Concebido na Itália em meados da década de 1970, o dilatômetro de Marchetti (*DMT*) é uma ferramenta relativamente simples, que se constitui em uma alternativa para a estimativa de parâmetros geotécnicos. Informações sobre esse tipo de investigação de campo podem ser encontradas nos trabalhos do criador do método (Marchetti, 1975; 1980; 1997) ou de Schnaid (2000).

O ensaio consiste na cravação de uma lâmina metálica esbelta no terreno, a qual é provida de uma membrana circular flexível com 60 mm de diâmetro. O dilatômetro possui comprimento de 220 mm e largura de 95 mm, sendo sua espessura igual a 14 mm. A velocidade com que a lâmina é introduzida no terreno usualmente se situa entre 20 mm/s e 40 mm/s. Procedese à execução do ensaio propriamente dito a cada 20 cm de penetração, aplicando-se uma pressão de gás que expande a membrana flexível contra o maciço. São efetuadas medições de pressões, correspondentes aos seguintes deslocamentos do centro da membrana:

- $0,05 \pm 0,02$ mm (pressão *A*);
- $1,10 \pm 0,03$ mm (pressão *B*);
- descarregamento até a posição associada à pressão *A* (pressão *C*).

Devido à rigidez da membrana e imprecisões inerentes ao sistema de medições, os valores de pressão *A*, *B* e *C* devem ser corrigidos, de modo a se obter as pressões P_0 , P_1 e P_2 . Os valores corrigidos dão origem a alguns índices, que são associados a propriedades do material e ao estado de tensões do maciço. A Tabela 4.8 apresenta uma breve descrição e a forma de cálculo de cada um dos índices dilatométricos.

Tabela 4.8. Índices do ensaio dilatométrico.

ÍNDICE	APLICAÇÃO	FORMULAÇÃO
Índice de material – I_D	Indicador da granulometria do material	$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0}$
Índice de tensão horizontal – K_D	Avaliação da pressão horizontal <i>in situ</i>	$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_V}$
Módulo dilatométrico – E_D	Determinação do módulo de elasticidade	$E_D = 34,7(P_1 - P_0)$

Uma das vantagens do ensaio *DMT*, além da sua simplicidade, diz respeito à perturbação do terreno, que é relativamente pequena quando comparada com outras técnicas. O fato das medidas serem tomadas para pequenos deslocamentos da membrana flexível permite que a interpretação esteja associada a uma fase “elástica” do comportamento do solo. Os índices descritos na Tabela 4.8 são o ponto de partida para várias correlações disponíveis na literatura (e.g. Marchetti, 1980; Schmertmann, 1983), que buscam descrever parâmetros básicos de projeto (estado de tensões em repouso, deformabilidade e resistência). Entretanto, assim como em outros tipos de ensaios *in situ*, a interpretação do ensaio está associada a abordagens semi-empíricas, devido à complexidade das condições de contorno envolvidas. As correlações existentes aplicam-se sobretudo a solos sedimentares argilosos, e podem levar a desvios significativos no caso de materiais estruturados, envelhecidos ou cimentados (e.g. Tanaka e Bauer, 1998).

A Tabela 4.9 traz dados dos ensaios *DMT* executados no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR, os quais ficaram restritos à Área 1. Embora uma campanha mais abrangente de sondagens dilatométricas esteja prevista, até o momento seu escopo limita-se a dois furos, que não puderam ser levados a maiores profundidades devido à elevada resistência do terreno (furo *DMT-1*) e a dificuldades operacionais (furo *DMT-2*). Apesar dessas restrições, os dados disponíveis tornam-se importantes à medida que abrangem a profundidade ao longo da qual amostras indeformadas foram coletadas e ensaiadas, conforme será descrito no Capítulo 5.

A cravação do dilatômetro foi conduzida com o penetrômetro *TG 63 100* da *Pagani*, empregado também em ensaios de cone no Sítio Experimental. Na Figura 4.35, podem ser observadas etapas da execução das sondagens *DMT* na Área 1.

No item 3.8, discutiu-se que as ações de esforços tectônicos – que estariam comprimindo o terreno entre as direções E-W e WNW-ESE (Salamuni, 1998) – poderiam gerar uma anisotropia no coeficiente de empuxo no repouso (Kormann, 1999). Em uma tentativa de se avaliar esse aspecto, os dois furos foram executados com uma diferença de 90° na orientação da lâmina, a qual foi alinhada nas direções E-W e N-S, respectivamente nos furos *DMT-1* e *DMT-2*. Para reduzir variações decorrentes de heterogeneidades, procedeu-se às perfurações com uma pequena distância entre si (cerca de 50 cm).

A Figura 4.36 traz os valores das pressões corrigidas P_0 e P_1 , que são utilizadas no cálculo dos índices dilatométricos. Na determinação de I_D e K_D foram adotadas pressões totais e poro-pressões, baseadas respectivamente nos ensaios de laboratório e leituras dos piezômetros. A variação de I_D , K_D e E_D com a profundidade está representada na Figura 4.37.

Tabela 4.9. Informações dos ensaios dilatométricos da Área 1 do Sítio Experimental.

FURO	DMT-1	DMT-2
Cota (m)	907,99	908,02
Data de execução	25/11/98	25/11/98
Orientação da lâmina	aprox. E-W	aprox. N-S
Profundidade (m)	4,60	2,60

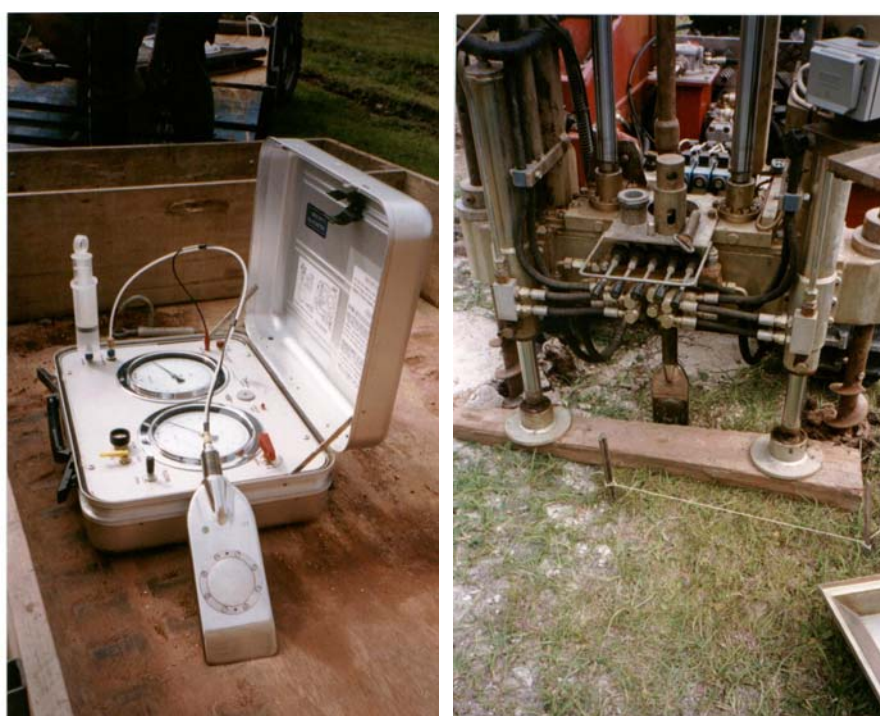


Figura 4.35. Detalhe do equipamento e da execução de sondagem *DMT* na Área 1.

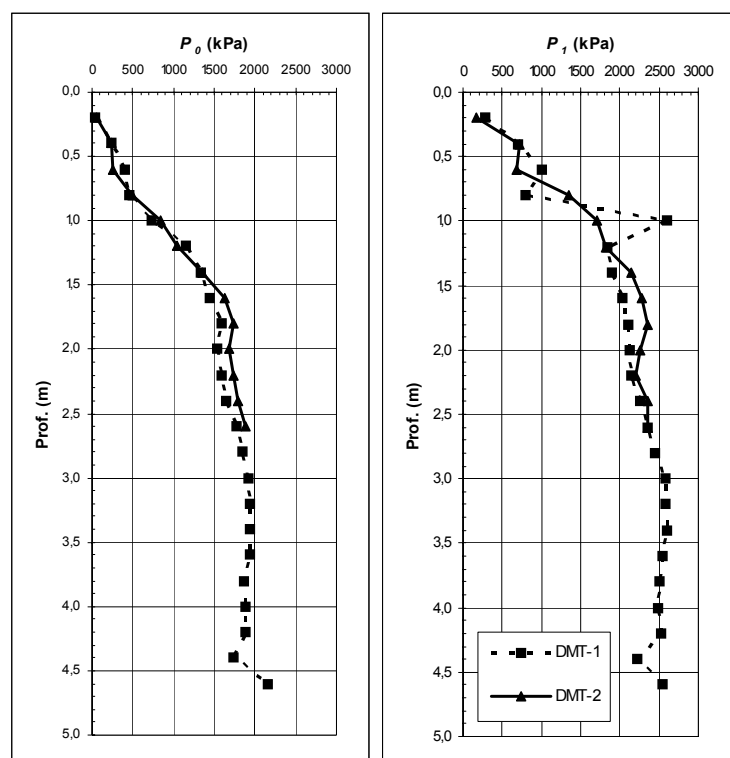


Figura 4.36. Pressões corrigidas P_0 e P_1 das sondagens DMT-1 e DMT-2 – Área 1.

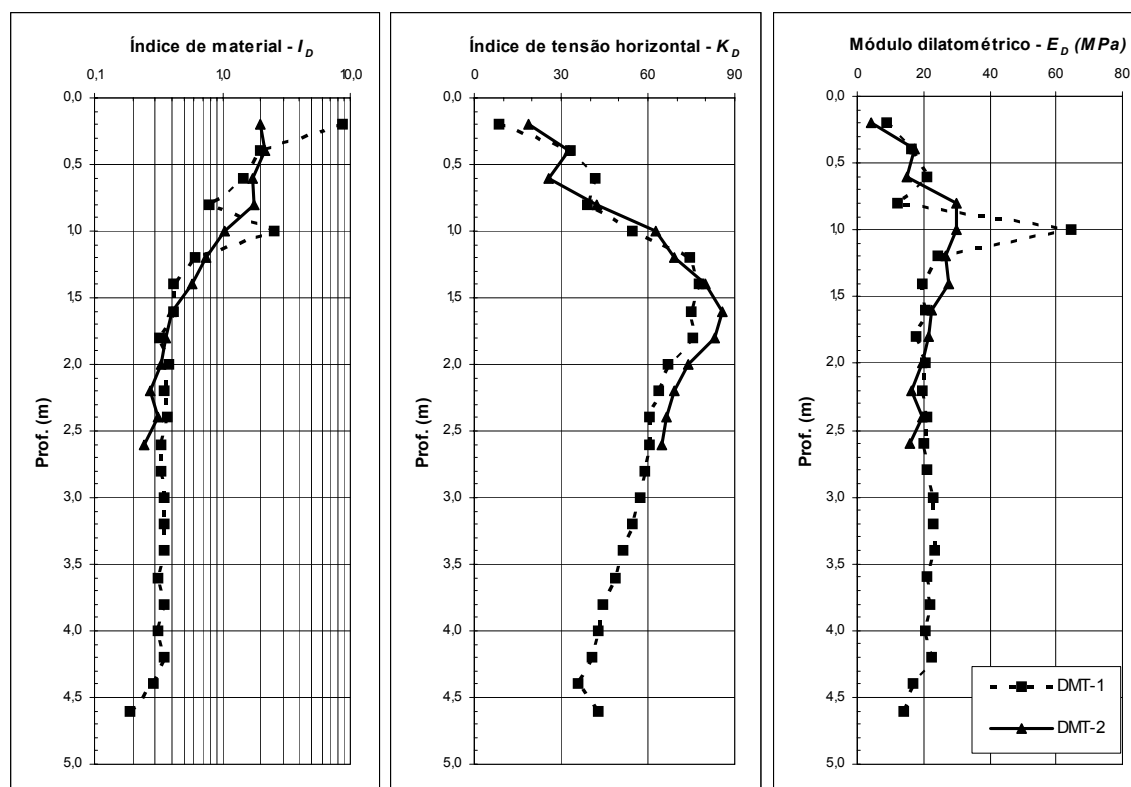


Figura 4.37. Resultados das sondagens DMT-1 e DMT-2 – Área 1.

A análise dos dados do índice de material I_D mostra que à medida que aumenta a penetração ocorre uma tendência de decréscimo de I_D , o qual se situa entre 8,7 e 0,2. De acordo com Marchetti e Crapps (1981), valores de I_D entre 0,6 e 2,0 sugerem um material com um comportamento silteoso, e índices de material acima de 2,0 referem-se a solos com tendência arenosa. É possível que o comportamento observado no solo superficial da Área 1 (até cerca de 1,4 m de profundidade) esteja associado a lentes granulares ou a um eventual ressecamento. À medida que aumenta a profundidade das investigações, I_D tende a valores na faixa de 0,3-0,4. Esse comportamento é compatível com solos de tendência argilosa, os quais exibem índices de material inferiores a 0,6 (Marchetti e Crapps, 1981).

O índice de tensão horizontal K_D cresce acentuadamente até cerca de 1,5 m de profundidade, passando então a experimentar uma redução contínua. Os valores de K_D são bastante altos, fato que pode estar relacionado à presença de tensões horizontais elevadas. O módulo dilatométrico E_D mostra-se variável, com acréscimos e decréscimos localizados até aproximadamente 1,4 m de penetração. A partir de 1,7 m de profundidade, E_D apresenta-se quase constante, oscilando em torno de 21 MPa.

A avaliação dos aspectos de anisotropia, conforme programado inicialmente, torna-se impossível face o pequeno universo de dados que pôde ser obtido com o dilatômetro. De qualquer forma, um indício de comportamento distinto entre os dois furos, com respeito ao índice de tensão horizontal, ocorreu entre as profundidades de 1,4 e 2,6 m. Nesse trecho, o ensaio DMT-2, que teve a lâmina orientada no sentido N-S, mostrou valores de K_D cerca de 9 % acima dos índices de tensão horizontal medidos no furo DMT-1. Curiosamente, esse fato seria compatível com as direções dos esforços tectônicos sugeridas por Salamuni (1998). Entretanto, antes de se levantar qualquer conclusão, deve-se encarar a tentativa aqui conduzida apenas como uma sugestão, que pode vir a ser incorporada em futuros trabalhos de pesquisa. (Uma série de outras formas de investigações também poderia ser utilizada para avaliar anisotropias na direção horizontal, tais como ensaios sísmicos, *cross-hole* e ensaios de placa.)

4.7 Ensaios com Pressiômetro Autoperfurante

Popularizados na França a partir da década de 1950, os primeiros modelos de pressiômetro utilizavam água sob pressão para provocar a expansão de uma membrana cilíndrica flexível, a qual reagia contra as paredes de um furo de sondagem. O equipamento – atualmente conhecido como pressiômetro de Ménard – é inserido em uma perfuração executada previamente no terreno. O ensaio consiste na aplicação de incrementos de pressão, monitorando-se as conseqüentes variações de volume do cilindro. Esse tipo de investigação é empregado sobretudo na determinação *in situ* do comportamento tensão-deformação de solos.

O fato do pressiômetro de Ménard requerer a abertura de um pré-furo – o que modifica sensivelmente o estado natural do maciço investigado – levou pesquisadores a desenvolverem na década de 1970 equipamentos autoperfurantes. São exemplos desses dispositivos o *Camkometer*, de procedência inglesa, e o *PAF (Probe Autoforeur)*, de fabricação francesa. Os pressiômetros autoperfurantes são providos de uma sapata cortante em sua extremidade inferior. O solo é desagregado pela ação de lâminas, e os fragmentos resultantes são levados até a superfície mediante a circulação de água. À medida que o solo é removido, um esforço vertical é aplicado, de modo a inserir gradualmente o pressiômetro na perfuração.

Em uma instalação ideal – que se dá quando o amolgamento radial pode ser considerado desprezível –, a pressão a partir da qual a membrana começa a se expandir corresponde à tensão horizontal de campo. O ensaio com o pressiômetro autoperfurante é reconhecido como técnica de referência para a avaliação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

Além desse aspecto importante, tem-se que o uso de teorias baseadas na expansão e contração de uma cavidade cilíndrica permite que os dados sejam interpretados de uma forma racional. O comportamento do solo no ensaio pode ser descrito através de parâmetros, tais como módulo de cisalhamento (G), ângulo de atrito (ϕ'), ângulo de dilatação (ψ) e resistência não-drenada (S_u), que são passíveis de uma determinação teórica, dispensando-se a necessidade de correlações. Evidentemente, tais abordagens encontram limitações, decorrentes da própria dificuldade de se idealizar o

comportamento do material. A expansão gradual do cilindro no interior de um maciço tende a gerar diferentes níveis de sollicitação, pois ao mesmo tempo podem ocorrer regiões que já alcançaram a plastificação e outras ainda sendo carregadas em uma fase pseudo-elástica. A interpretação de ensaios pressiométricos evidencia aspectos dos solos relacionados à não-linearidade do comportamento tensão-deformação, à histerese em ciclos de carga-descarga, à variação da rigidez com o nível de carregamento e à anisotropia. Informações detalhadas sobre a execução e interpretação de ensaios pressiométricos, particularmente os autoperfurantes, podem ser obtidas em trabalhos como os de Briaud (1992), Clarke (1995), Pinto e Abramento (1995) e Schnaid (2000).

Os ensaios conduzidos no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR envolveram o uso de um pressiômetro autoperfurante de Cambridge (*camkometer*), pertencente à Escola Politécnica da USP. Essa campanha de investigações é descrita e analisada em relatório de Sampaio Jr (2002), sendo parte de sua pesquisa de doutorado, que é orientada por C. S. Pinto. O projeto em questão está contemplando a execução de ensaios com o pressiômetro autoperfurante em vários campos experimentais de universidades brasileiras, contando com financiamento da FAPESP. O principal objetivo da realização dos ensaios pressiométricos no Sítio Experimental da UFPR foi a avaliação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e a complementação das informações obtidas em laboratório, com dados de módulo cisalhante (G) e resistência não-drenada (S_u). A importância de se conhecer a magnitude de K_0 nos maciços da Formação Guabirota foi discutida no Capítulo 3.

O equipamento autoperfurante utilizado nos ensaios denomina-se *Cambridge Self Boring Expansion Pressuremeter Mark VIII-d*, sendo fornecido pela *Cambridge In Situ*. A Figura 4.38 mostra o pressiômetro e detalhes da execução das investigações no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR. Informações sobre esse equipamento podem ser encontradas no trabalho de Pinto e Abramento (1995). O *camkometer* possui 8,3 cm de diâmetro e 120 cm de comprimento; um trecho de 50 cm é expandido através da aplicação de pressão de nitrogênio.



- a. Detalhe da unidade de controle do *Camkometer*.
- b. Vista geral da execução de ensaio pressiométrico na Área 1.
- c. Detalhe do pressiômetro autoperfurante, podendo-se observar a haste que movimenta as lâminas.
- d. Detalhe do *Camkometer* sendo fixado à haste, antes de ser introduzido na perfuração executada com o sistema de trados ociosos.

Figura 4.38. Execução de ensaios com pressiômetro autoperfurante no Sítio Experimental.

Os deslocamentos da membrana são monitorados por três sensores, dispostos ao longo da seção cilíndrica em ângulos de 120°. Duas células porosas permitem a medição das poro-pressões. Procedeu-se à aplicação de pressão no nitrogênio por meio de uma unidade controladora, sendo possível conduzir ensaios com deformação ou tensão controlada.

A Tabela 4.10 resume dados dos ensaios pressiométricos realizados no Sítio Experimental. Na Área 1 foi executado um furo, tendo-se ensaiado o terreno em três profundidades diferentes. Na Área 2 puderam ser executados dois furos, tendo-se procedido a quatro ensaios na primeira perfuração e a três ensaios na segunda.

As investigações envolveram a abertura de um pré-furo, revestindo-se a perfuração acima da região ensaiada com o intuito de proteger o *camkometer*. Para tanto, foi utilizado o equipamento *CME 75*, fabricado pela *Central Mine Equipment Co.* Informações dessa sonda podem ser encontradas no trabalho de Quaresma Filho (1999). Trados ocos com 10,8 cm de diâmetro interno foram introduzidos gradualmente no solo, em segmentos de 150 cm. Deve-se notar que, além de ferramenta de perfuração, o sistema de trados ocos constituiu-se no revestimento das paredes do furo. A abertura do pré-furo era interrompida 50 cm antes da profundidade de interesse para o ensaio. Na seleção das profundidades, foram evitadas regiões em que pudessem ocorrer lentes granulares.

O pressômetro era então posicionado no fundo do furo, iniciando-se o processo de “autoperfuração”, mediante o acionamento das lâminas do *camkometer* e a aplicação de uma força vertical. No primeiro furo executado (SBP-1, Área 1), percebeu-se que a remoção dos fragmentos pela água em circulação somente era possível com um avanço maior da lâmina, a qual teve de ser posicionada próxima à extremidade da sapata cortante. Caso contrário, fragmentos do solo tendiam a se acumular no interior da sapata, impedindo a passagem da água e, conseqüentemente, inviabilizando a instalação. Durante a inserção do *camkometer*, o material trazido pela água de circulação era constantemente inspecionado com o uso de peneiras, com o intuito de se identificar claramente a natureza do solo atravessado. O processo de “autoperfuração” se prolongava até que o *camkometer* ficasse inteiramente inserido no solo, observando-se que o plano médio do trecho expansível deveria coincidir com a profundidade de ensaio.

Tabela 4.10. Dados dos ensaios com pressiómetro autoperfurante.

ÁREA	FURO	COTA (m)	DATA	PROFUNDIDADES ENSAIADAS (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO NA REGIÃO ENSAIADA	INTERVALO ENTRE O FINAL DA INSTALAÇÃO E O INÍCIO DO ENSAIO (min)	NÚMERO DE CICLOS DE CARGA- DESCARGA	PRESSÃO MÁXIMA (kPa)	DESLOCAMENTO RADIAL MÁXIMO (mm)
Área 1	SBP-1	907,91	20/11/01	3,60	Argila siltosa cinza	15	3	1275	4,17
				8,00	Argila siltosa cinza	5	3	2386	4,22
				11,00	Argila siltosa cinza	10	3	2773	4,19
Área 2	SBP-1	920,70	21/11/01	2,00	Argila siltosa vermelha, amarela e cinza	5	4	356	4,17
				3,50	Argila siltosa cinza e amarela	5	1	983	1,38
				7,50	Argila siltosa cinza e marrom	5	3	1169	4,22
				9,50	Argila siltosa marrom, com poucas manchas cinzas	5	3	2020	3,88
	SBP-2	920,75	22/11/01	3,50	Argila siltosa vermelha, cinza e amarela	5	3	626	4,13
				7,50	Argila siltosa cinza, com poucas manchas marrons	5	3	1472	4,03
				9,50	Argila siltosa marrom com manchas cinzas	5	3	1355	4,21

Previamente à aplicação de pressões no nitrogênio, procurou-se aguardar a estabilização das poro-pressões, pois as mesmas usualmente são modificadas pelo processo de instalação do equipamento. Entretanto, os primeiros ensaios mostraram que a variação das poro-pressões durante o período de estabilização era mínima. Aparentemente, um tempo excessivo seria necessário para que alguma tendência se tornasse perceptível. Por esse motivo, os intervalos adotados entre a instalação e o início do ensaio foram reduzidos, tendo variado de 5 a 15 minutos.

No início do ensaio propriamente dito, as pressões de gás foram aplicadas em taxas que variaram entre 40 e 100 kPa/min. Uma vez definido o ponto de “descolamento” da membrana, que caracteriza a tensão horizontal *in situ*, as taxas de deformação da cavidade foram aumentadas, tendo-se utilizado valores na faixa de 100 a 200 kPa/min.

Com o intuito de avaliar o módulo cisalhante do solo, ciclos de descarregamento-carregamento foram realizados em diferentes estágios dos ensaios. A amplitude adotada nesses ciclos buscou permitir a determinação dos módulos de cisalhamento para 0,1% de deformação. O descarregamento foi conduzido de modo a se preservar um comportamento elástico, evitando-se reduzir a pressão em mais que duas vezes a resistência não-drenada. Diferentes taxas de aplicação de pressão (aproximadamente na faixa de 200 a 400 kPa/min) foram utilizadas em cada ciclo, procurando-se identificar um possível efeito de velocidade de deformação nos módulos cisalhantes. Entretanto, a variação da taxa de pressão não produziu efeitos perceptíveis.

Nos ensaios do furo SBP-1 da Área 1, previamente ao terceiro ciclo de descarregamento-carregamento foram aguardados intervalos de 2 minutos, durante os quais se manteve a pressão constante. Na Área 2, o mesmo procedimento foi adotado no segundo ciclo dos ensaios com profundidades de 2,0 e 7,5 m do furo SBP-1 e 7,5 m do furo SBP-2. No ensaio realizado a 9,5 m de profundidade no furo SBP-2, previamente ao terceiro ciclo procurou-se monitorar a dissipação de poro-pressões. Entretanto, a sua variação foi mínima, tendo-se interrompido o ensaio de dissipação após 15 minutos.

A expansão do pressiômetro foi conduzida até deslocamentos radiais médios situados entre 3,9 e 4,2 mm. Uma única exceção refere-se a um ensaio da Área 2, realizado a 3,5 m de profundidade no furo SBP-1. Nesse caso, devido a problemas operacionais,

não são disponíveis os dados após o primeiro ciclo de descarregamento-carregamento.

Uma vez concluído cada ensaio, removia-se o pressiômetro da perfuração. Em seguida, prosseguia o processo de abertura do furo com o sistema de trados ociosos, até a próxima profundidade de interesse. A campanha de investigações envolveu ainda procedimentos rotineiros para a correção das leituras de pressão, determinando-se os efeitos da rigidez da membrana.

Nas Figuras 4.39 a 4.48 são apresentadas as curvas pressão *versus* deslocamento radial da cavidade. Nesses gráficos, estão incluídas a média e as leituras individuais de cada um dos três sensores de deslocamento. Apesar da diferença considerável entre os deslocamentos de cada braço – o que, dentre outros fatores, pode evidenciar a anisotropia e heterogeneidade do terreno, bem como efeitos da instalação – considera-se a média como sendo representativa do ensaio.

As curvas pressão *versus* deslocamento da cavidade, em sua maioria, apresentam um trecho inicial no qual a pressão cresce sem que ocorram deformações radiais. A pressão associada ao “descolamento” da membrana (*lift-off*), que se dá quando os deslocamentos radiais tornam-se perceptíveis, é usualmente associada à tensão horizontal de campo. Ou seja, nesses casos a observação direta da curva pressão \times deslocamento permite obter a tensão lateral *in situ*.

Ao final dos ensaios, nos estratos menos consistentes da Área 2, a pressão máxima dos ensaios situou-se entre 356 e 626 kPa. Nas camadas mais rígidas, encontradas na Área 1 e em maiores profundidades na Área 2, a pressão aplicada excedeu 2000 kPa.

As pressões correspondentes ao *lift-off* não ficaram bem definidas nos ensaios mais superficiais das três perfurações (3,6 m no furo SBP-1 da Área 1; 2,0 m no furo SBP-1 da Área 2; 3,5 m no furo SBP-2 da Área 2). Nesses casos, as curvas pressão *versus* deslocamento sugerem que a média foi influenciada pelo deslocamento excessivo de um dos braços, o que poderia ser decorrente de efeitos de amolgamento durante a instalação. Em tais situações, a pressão horizontal de campo pode ser avaliada com o método proposto por Marsland e Randolph (1977). Esse procedimento pressupõe que a relação tensão \times deformação é linear para carregamentos próximos às condições de campo, e que isso deixa de ocorrer quando se inicia um processo de cisalhamento.

Na Tabela 4.11 são apresentadas as estimativas da tensão horizontal de campo, usando-se o método do *lift-off* ou a proposição de Marsland e Randolph (1977). Esses resultados foram obtidos por Sampaio Jr (2002) com o *software* de análise fornecido pela *Cambridge In Situ*.

Tabela 4.11. Avaliação de K_0 com pressiômetro autoperfurante.

ÁREA	FURO	PROF. (m)	TENSÃO HORIZ. TOTAL (kPa)	$\gamma_{MÉDIO}$ (kN/m ³)	TENSÃO VERTICAL TOTAL (kPa)	PORO- PRESSÃO (kPa)	TENSÃO HORIZ. EFETIVA (kPa)	TENSÃO VERTICAL EFETIVA (kPa)	K_0
1	SBP-1	3,60	137 ⁺	19,50	70,2	25,5	111,5	44,7	2,5
		8,00	480*	19,78	158,2	53,0	427,0	105,2	4,1
		11,00	895*	19,84	218,2	82,4	812,6	135,8	6,0
2	SBP-1	2,00	56 ⁺	17,00	34,0	0,0	56,0	34,0	1,6
		3,50	208*	17,43	61,0	14,7	193,3	46,3	4,2
		7,50	241*	18,23	136,8	54,0	187,0	82,8	2,3
	SBP-2	9,50	755*	18,56	176,4	73,6	681,4	102,8	6,6
		3,50	173 ⁺	17,43	61,0	14,7	158,3	46,3	3,4
		7,50	441*	18,23	136,8	54,0	387,0	82,8	4,7
		9,50	414*	18,56	176,4	73,6	340,4	102,8	3,3

Notas:

⁺ Marsland e Randolph (1977)

* Método do *lift-off*

Estão indicadas também na Tabela 4.11 estimativas das poro-pressões de campo, baseadas em medidas do nível d'água efetuadas nos três furos dos ensaios pressiométricos, logo após sua conclusão, e nas informações dos piezômetros PIEZ-1 e PIEZ-2 (Área 1). Conforme exposto no item 4.4, as perfurações das investigações com o *camkometer* foram aproveitadas para a instalação de novos piezômetros (PIEZ-3 da Área 1, PIEZ-1 e PIEZ-2 da Área 2). As leituras posteriormente efetuadas nesses dispositivos (Figura 4.13) levam à confirmação das medições do nível d'água realizadas por ocasião dos ensaios pressiométricos. Uma única exceção diz respeito à poro-pressão do ensaio realizado a 3,6 m de profundidade, no furo SBP-1 da Área 1. De acordo com as informações do item 4.4, a poro-pressão nessa profundidade possivelmente é controlada por condições hidrogeológicas distintas das que se verificam em maior profundidade.

A Tabela 4.11 inclui também estimativas do peso específico natural do solo, necessárias para o cálculo da tensão vertical. Os valores de peso específico $\gamma_{MÉDIO}$,

adotados com base nos ensaios de laboratório de amostras indeformadas (Capítulo 5), referem-se a uma média das camadas compreendidas entre a superfície e a profundidade de ensaio. Deve-se observar que, devido ao fato dos ensaios de laboratório terem se concentrado na Área 1, as estimativas de peso específico para esse perfil são mais precisas que as da Área 2.

Uma vez avaliadas as tensões horizontais e verticais, bem como as poro-pressões envolvidas, o coeficiente de empuxo no repouso pode ser calculado. Os valores de K_0 dos ensaios, indicados na Tabela 4.11, mostram-se elevados. À exceção do ensaio realizado a 2,0 m de profundidade na Área 2 ($K_0 = 1,6$), os demais dados apresentam valores que excedem 2,3.

Para a avaliação da resistência não-drenada (S_u), são usuais análises baseadas em procedimentos como os de Gibson e Anderson (1961) ou de Palmer (1972). O método de Gibson e Anderson (1961) considera um comportamento perfeitamente elasto-plástico, interpretando-se os resultados em um diagrama pressão *versus* logaritmo neperiano da deformação volumétrica. Desse modo, tem-se como resultado teórico uma reta, cujo coeficiente angular corresponde a S_u . Adicionalmente, os dados podem ser extrapolados para se obter a pressão limite P_l , que é geralmente associada a uma deformação volumétrica unitária. O método de Palmer (1972) baseia-se no conceito de que, para pequenas deformações, a tensão cisalhante τ na parede da cavidade é função da deformação ε_c e da derivada da pressão em relação a ε_c . Na curva do ensaio, a tangente a um ponto indica o valor da derivada, que multiplicada pela deformação correspondente, fornece a tensão cisalhante. Aplicando-se esse procedimento ao longo da curva pressão $\times \varepsilon_c$, pode-se determinar a resistência de pico e também uma resistência residual.

A Tabela 4.12 traz avaliações da resistência não-drenada realizadas por Sampaio Jr (2002), que utilizou o *software* da *Cambridge In Situ* para aplicar os métodos de Gibson e Anderson (1961) e de Palmer (1972). Para os sedimentos menos alterados, os valores de S_u , em geral, excedem 200 kPa. Na Área 1, a resistência não-drenada de pico avaliada com o método de Palmer (1972) alcançou 523 kPa (ensaio a 11,0 m de profundidade). O solo intemperizado da Área 2 (ensaios a 2,0 e 3,5 m de profundidade) mostrou resistências sensivelmente menores, na faixa de 40 a 128 kPa.

As informações da Tabela 4.12 sugerem um crescimento gradual de S_u com a profundidade, particularmente na Área 2.

A Figura 4.49 resume os dados da variação de poro-pressão durante os ensaios pressiométricos. Analisando-se cada furo individualmente, pode-se perceber uma tendência da geração de poro-pressão aumentar com a profundidade dos ensaios. Entretanto, apesar das elevadas pressões aplicadas no terreno, as poro-pressões desenvolvidas durante o carregamento foram muito pequenas. Tal fato não parece compatível com o nível de tensões de cavidade aplicadas no maciço argiloso. Uma saturação incompleta do sistema de medida de poro-pressões poderia tornar as leituras inconsistentes. Caso contrário, algumas hipóteses poderiam ser formuladas. Previamente ao início do ensaio, poro-pressões negativas teriam se desenvolvido devido a um eventual alívio das tensões totais no processo de perfuração e inserção da sonda, a um comportamento dilatante no cisalhamento do solo durante a “autofuração” ou a níveis de sucção muito altos no terreno. Nessas situações, a redução das poro-pressões durante o ensaio poderia ser consequência de um período de equilíbrio insuficiente após a instalação do *camkometer*.

Tabela 4.12. Avaliações da resistência não-drenada dos ensaios com pressiômetro autoperfurante (Sampaio Jr, 2002).

ÁREA	FURO	PROF. (m)	MÉTODO DE GIBSON E ANDERSON (1961)		MÉTODO DE PALMER (1972)	
			Pressão limite P_l (kPa)	S_u (kPa)	S_u pico (kPa)	S_u residual (kPa)
1	SBP-1	3,60	1766	265	326	257
		8,00	2940	307	458	287
		11,00	3302	297	523	322
2	SBP-1	2,00	440	44	+	40
		3,50	*	*	*	*
		7,50	1467	172	255	174
		9,50	2618	299	383	294
	SBP-2	3,50	768	77	128	75
		7,50	1747	153	278	159
		9,50	1758	215	+	275

Nota:

+ Não houve pico de resistência

* Não disponível devido a problemas operacionais

Nas Figuras 4.50 a 4.52 são apresentados valores dos módulos cisalhantes G , obtidos por Sampaio Jr (2002) a partir da análise dos ciclos (*loops*) de descarregamento-carregamento dos ensaios. Conforme apontado por Pinto e Abramento (1995), a amplitude do ciclo influencia o valor do módulo, o qual se reduz à medida que aumenta a variação de tensão no *loop*. Uma vez que o comportamento “elástico” do solo é nitidamente não linear, é mais conveniente expressar os módulos cisalhantes em função do nível de deformação. Em cada ciclo, módulos de cisalhamento secantes foram determinados para as diversas deformações de cavidade, considerando-se o trecho de recarregamento das curvas. Além do valor do módulo secante G_{sec} em função da deformação, as Figuras 4.50 a 4.52 trazem também os dados normalizados em função do módulo cisalhante secante correspondente a 0,1 % de deformação de cavidade ($G_{0,1}$).

Para uma deformação de 0,1 %, na Área 1 o módulo cisalhante situou-se entre 100 e 220 MPa. Na Área 2, os valores de $G_{0,1}$ variaram de aproximadamente 30 a 150 MPa, havendo a tendência de um crescimento dos módulos com a profundidade. Dependendo do nível de deformação dos ciclos, a relação $G/G_{0,1}$ oscilou entre 0,5 e 2,5, evidenciando um comportamento altamente não linear dos solos investigados.

No Capítulo 6, a análise e discussão dos ensaios com o pressiômetro autoperfurante abordarão os principais aspectos do comportamento do solo do Sítio Experimental. Um aprofundamento da interpretação dos dados de Sampaio Jr (2002) poderá ser encontrado em sua tese de doutorado.

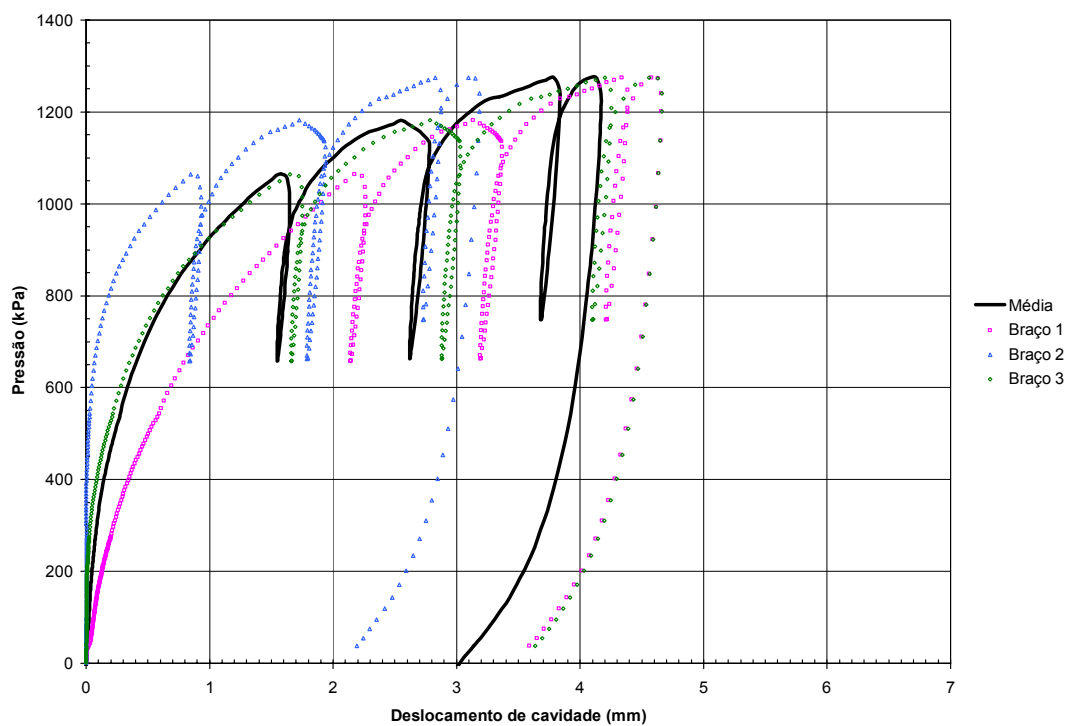


Figura 4.39. Pressão \times deslocamento – ensaio a 3,6 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 1.

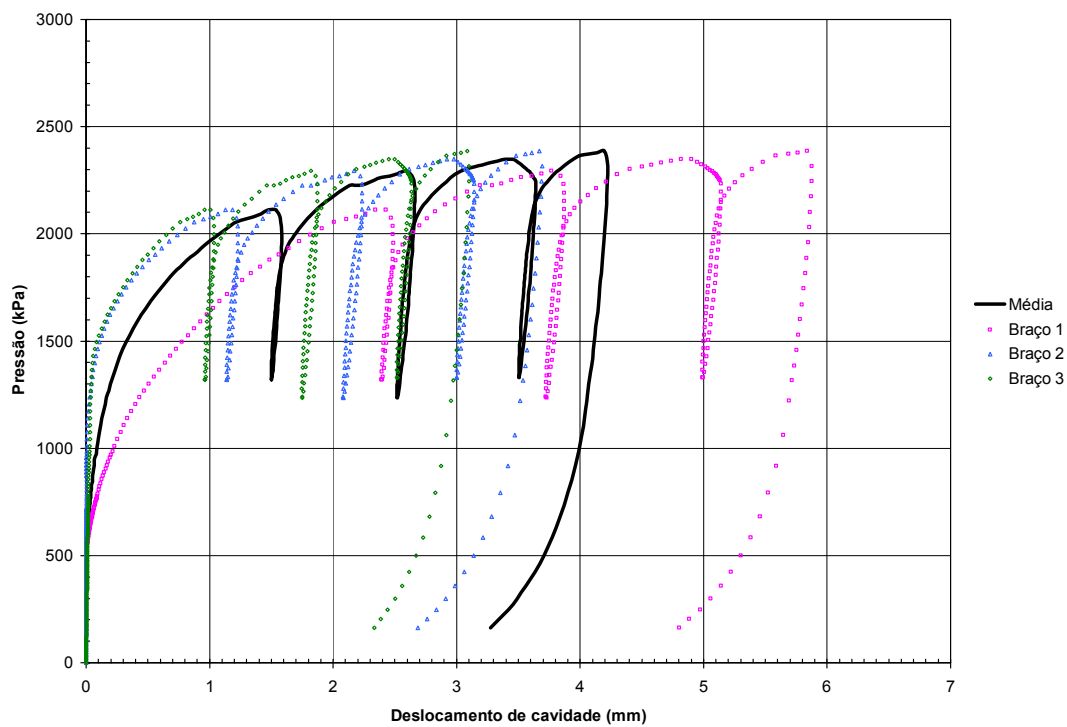


Figura 4.40. Pressão \times deslocamento – ensaio a 8,0 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 1.

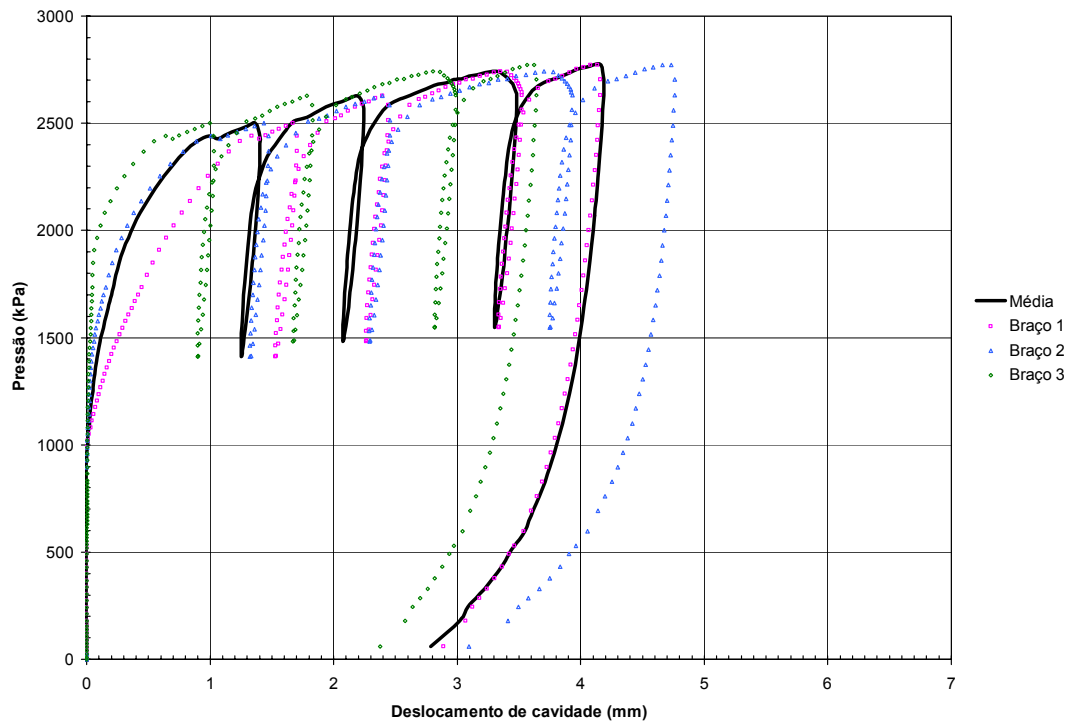


Figura 4.41. Pressão \times deslocamento – ensaio a 11,0 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 1.

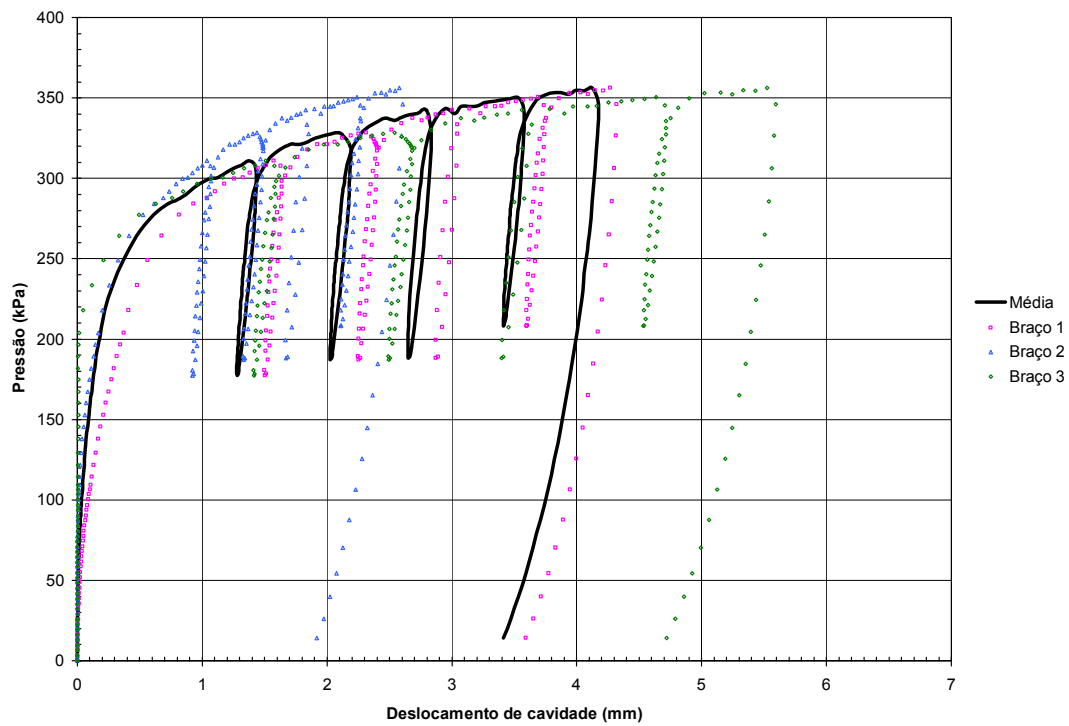


Figura 4.42. Pressão \times deslocamento – ensaio a 2,0 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.

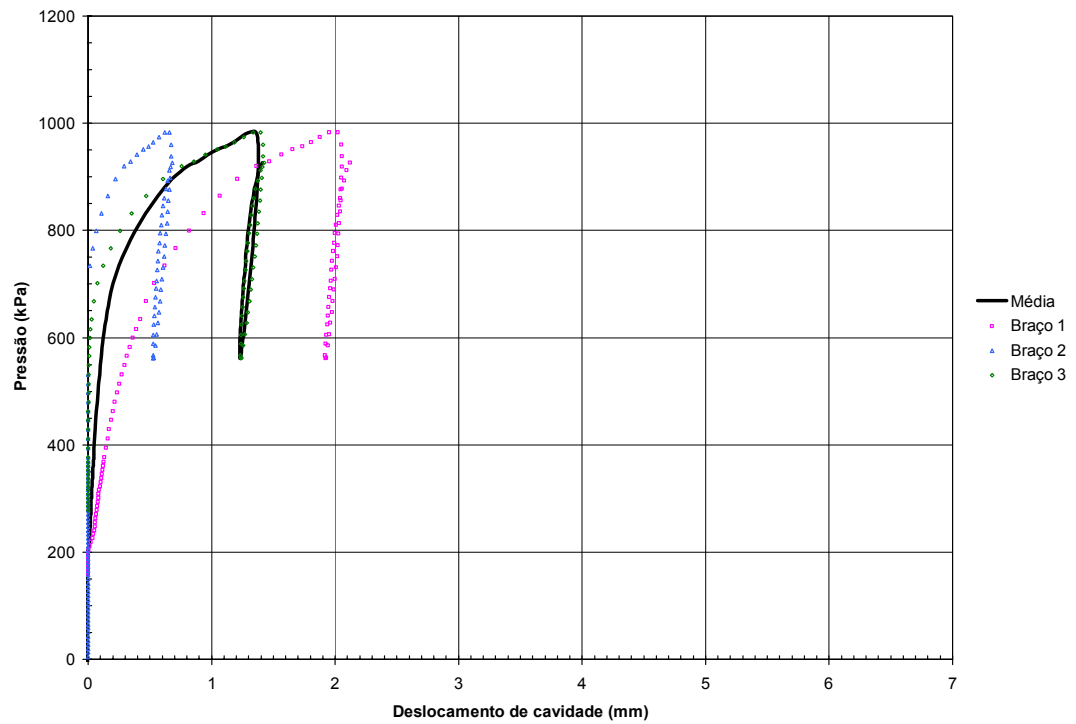


Figura 4.43. Pressão \times deslocamento – ensaio a 3,5 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.

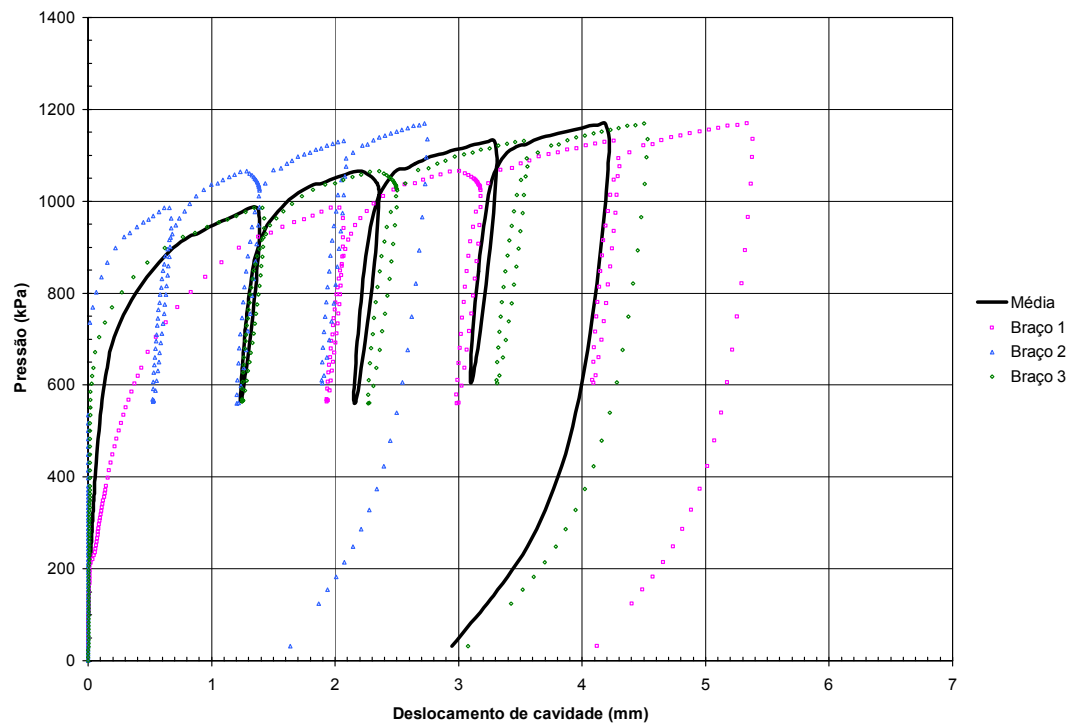


Figura 4.44. Pressão \times deslocamento – ensaio a 7,5 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.

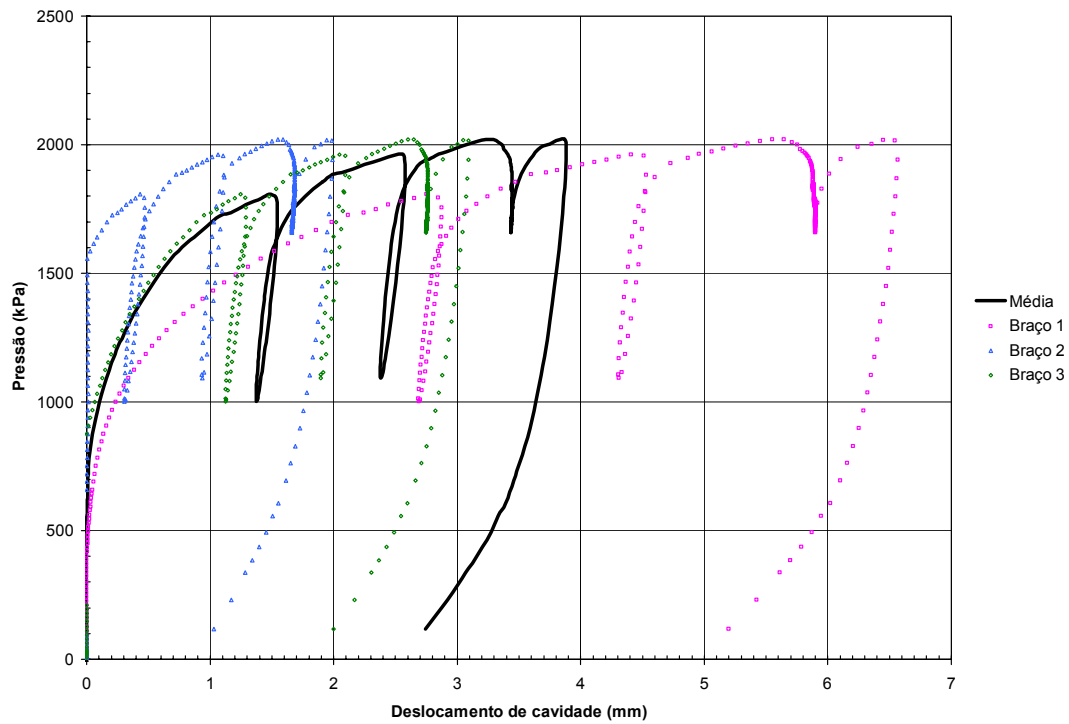


Figura 4.45. Pressão × deslocamento – ensaio a 9,5 m de profundidade – furo SBP-1 da Área 2.

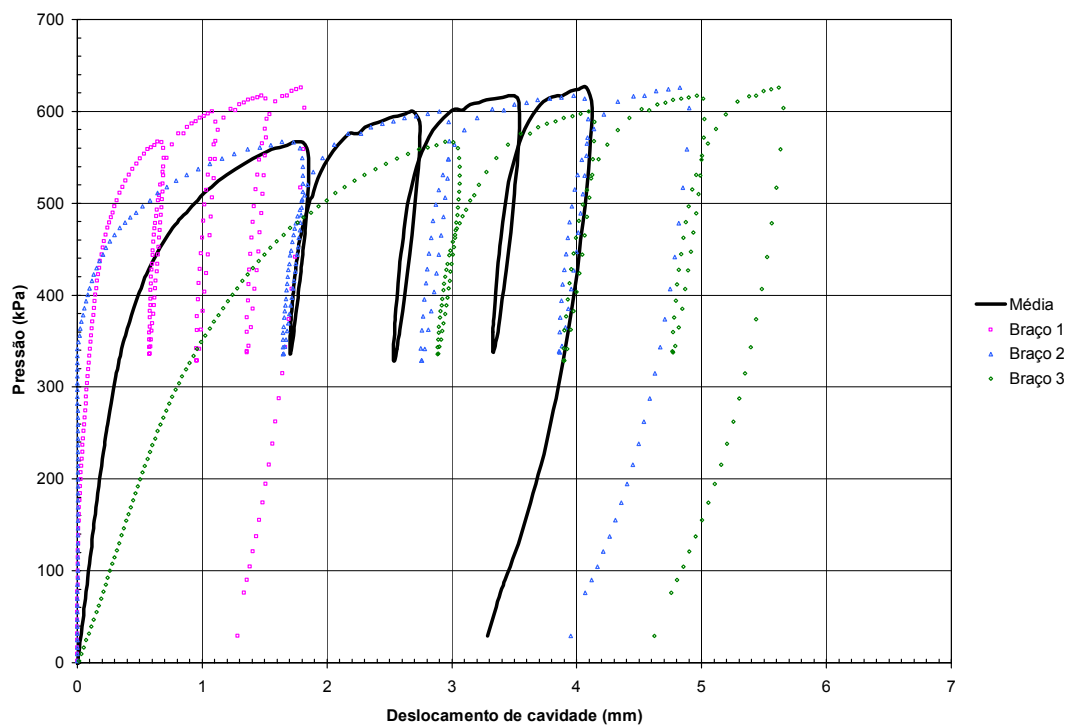


Figura 4.46. Pressão × deslocamento – ensaio a 3,5 m de profundidade – furo SBP-2 da Área 2.

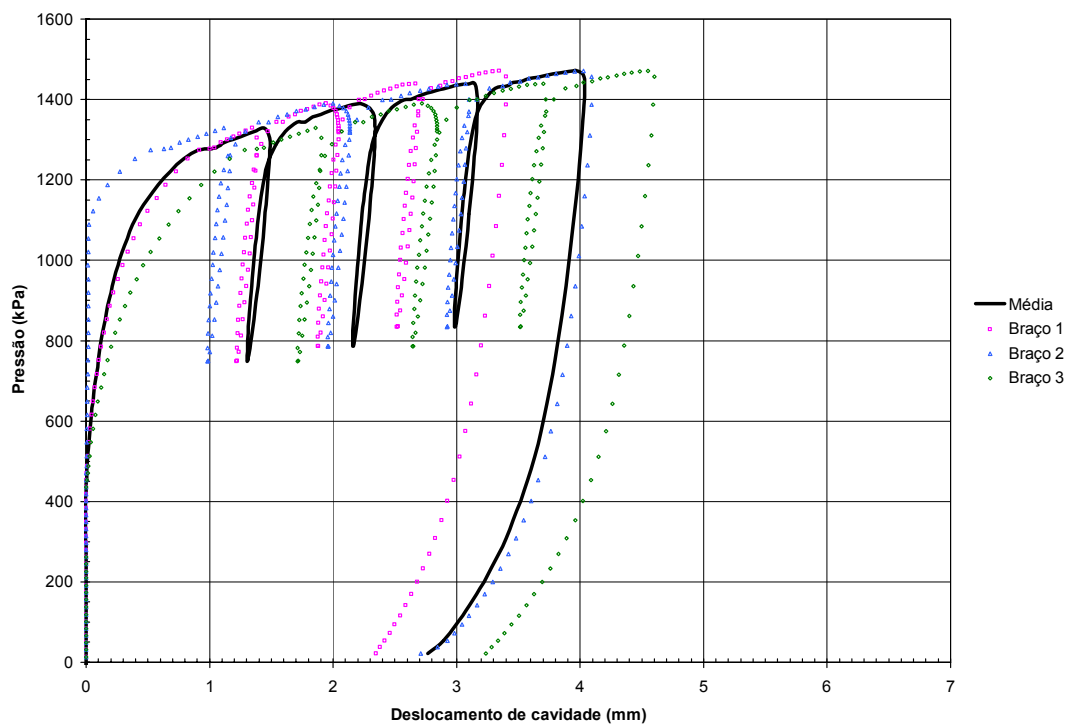


Figura 4.47. Pressão × deslocamento – ensaio a 7,5 m de profundidade – furo SBP-2 da Área 2.

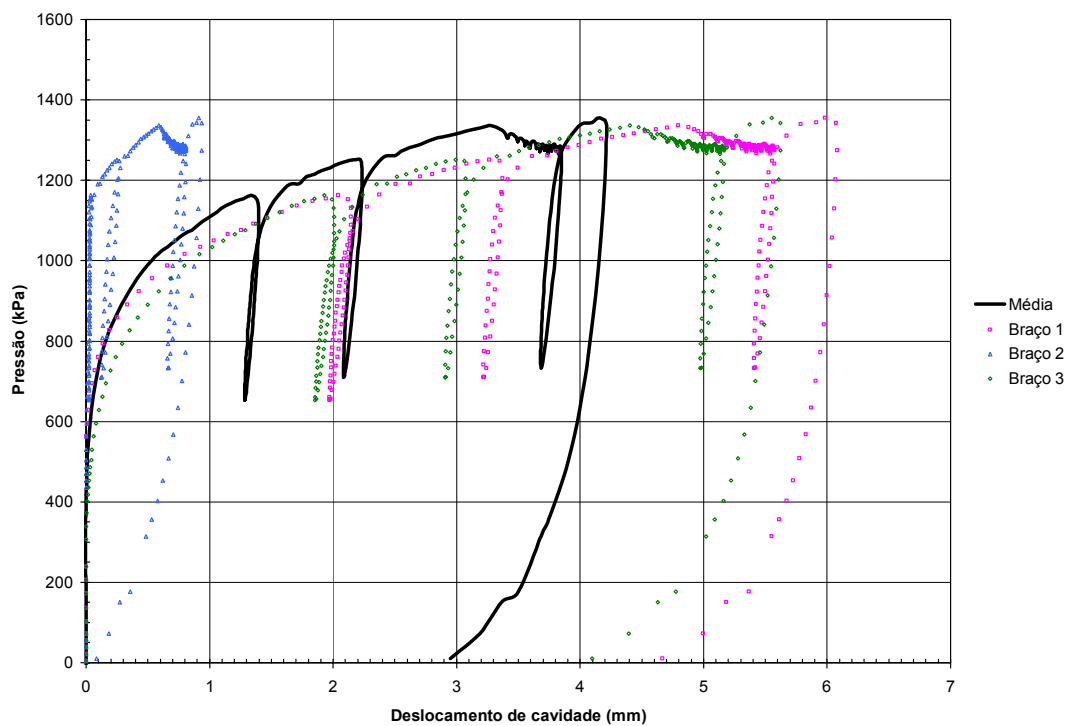
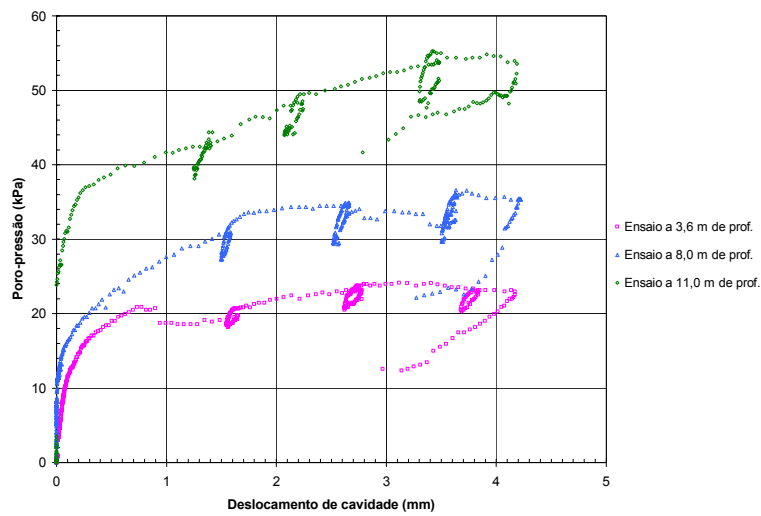
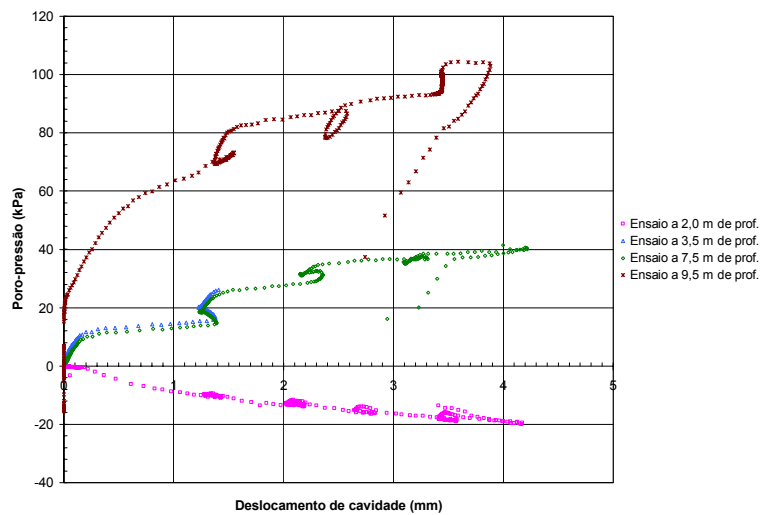


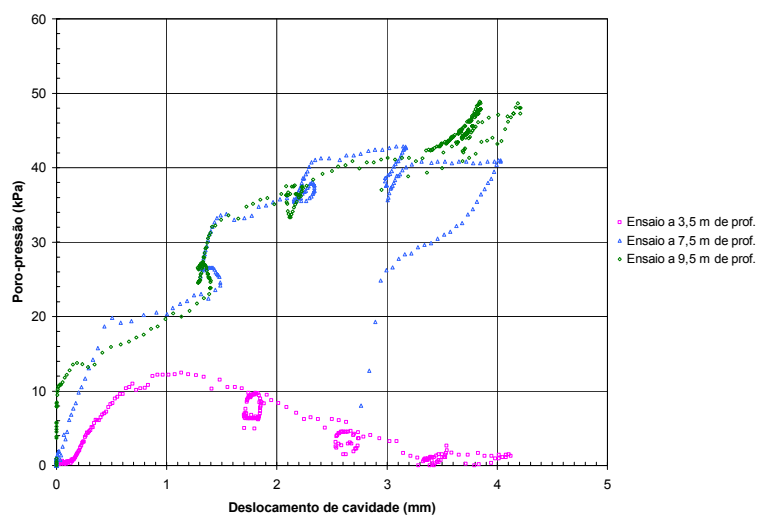
Figura 4.48. Pressão × deslocamento – ensaio a 9,5 m de profundidade – furo SBP-2 da Área 2.



(a) SBP-1 – Área 1.

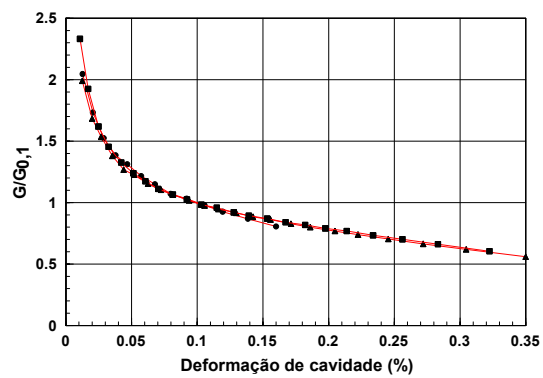
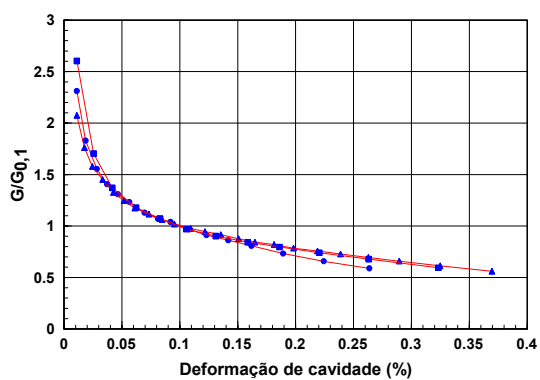
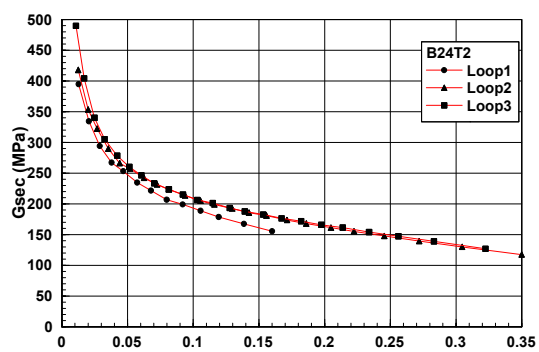
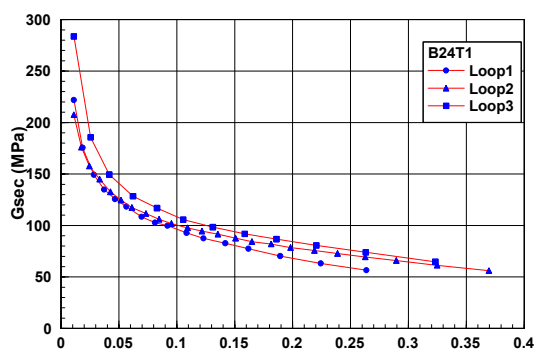


(b) SBP-1 – Área 2.



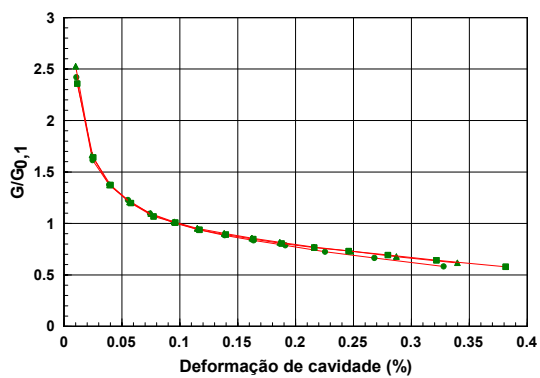
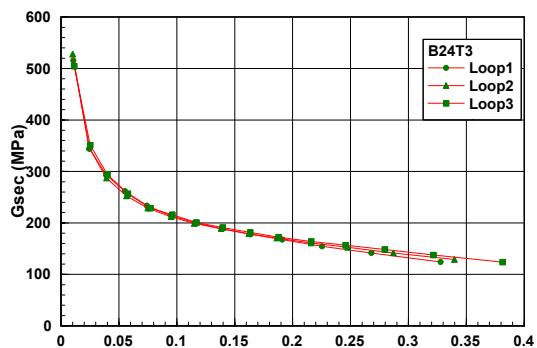
(c) SBP-2 – Área 2.

Figura 4.49. Variação da poro-pressão nos ensaios com pressiómetro autopercussor.



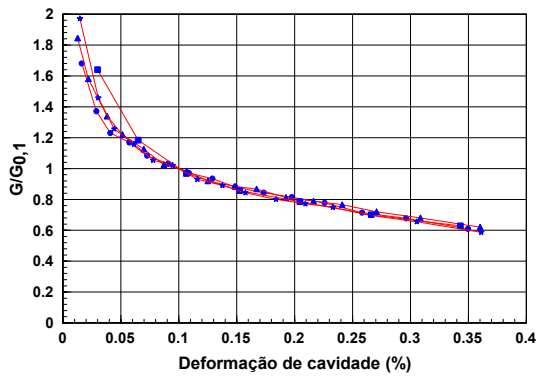
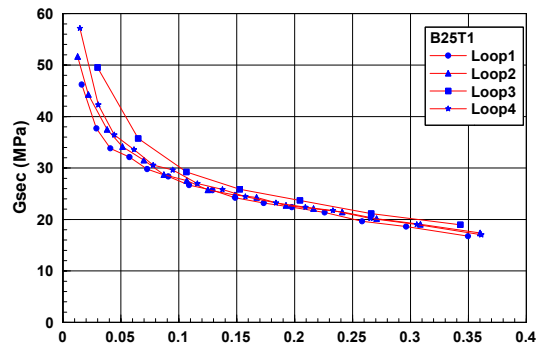
(a) Ensaio a 3,6 m de profundidade

(b) Ensaio a 8,0 m de profundidade

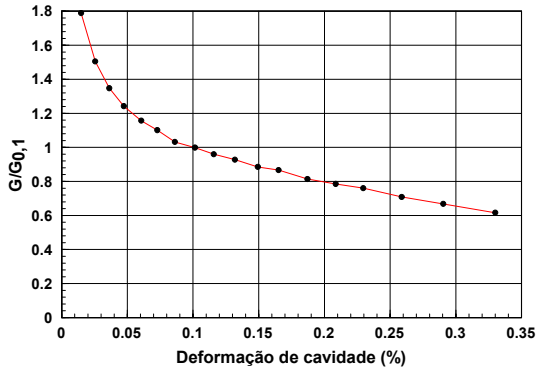
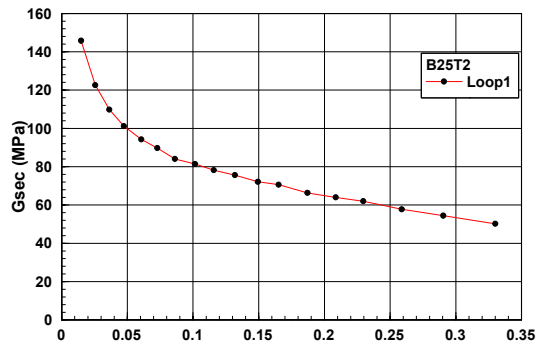


(c) Ensaio a 11,0 m de profundidade

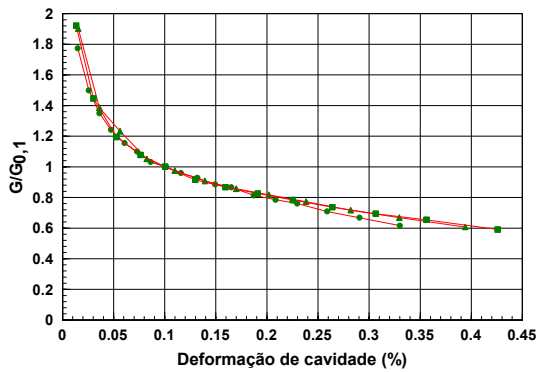
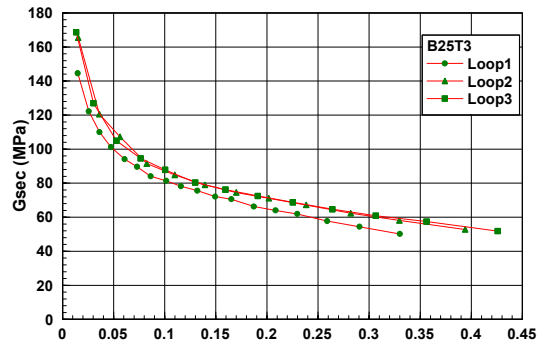
Figura 4.50. Variação do módulo cisalhante com a deformação de cavidade – furo SBP-1 da Área 1 (Sampaio Jr, 2002).



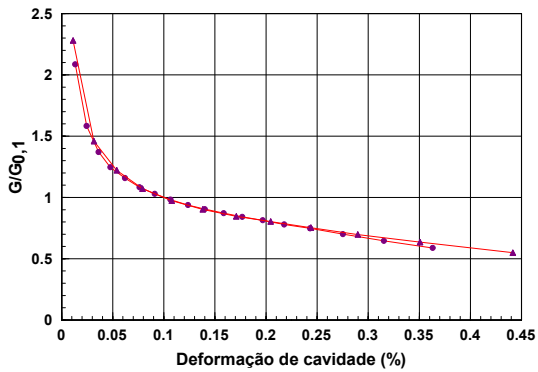
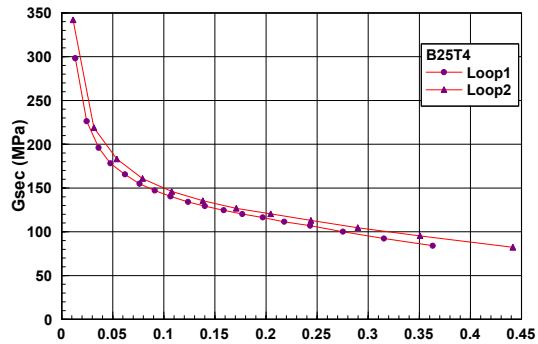
(a) Ensaio a 2,0 m de profundidade



(b) Ensaio a 3,5 m de profundidade

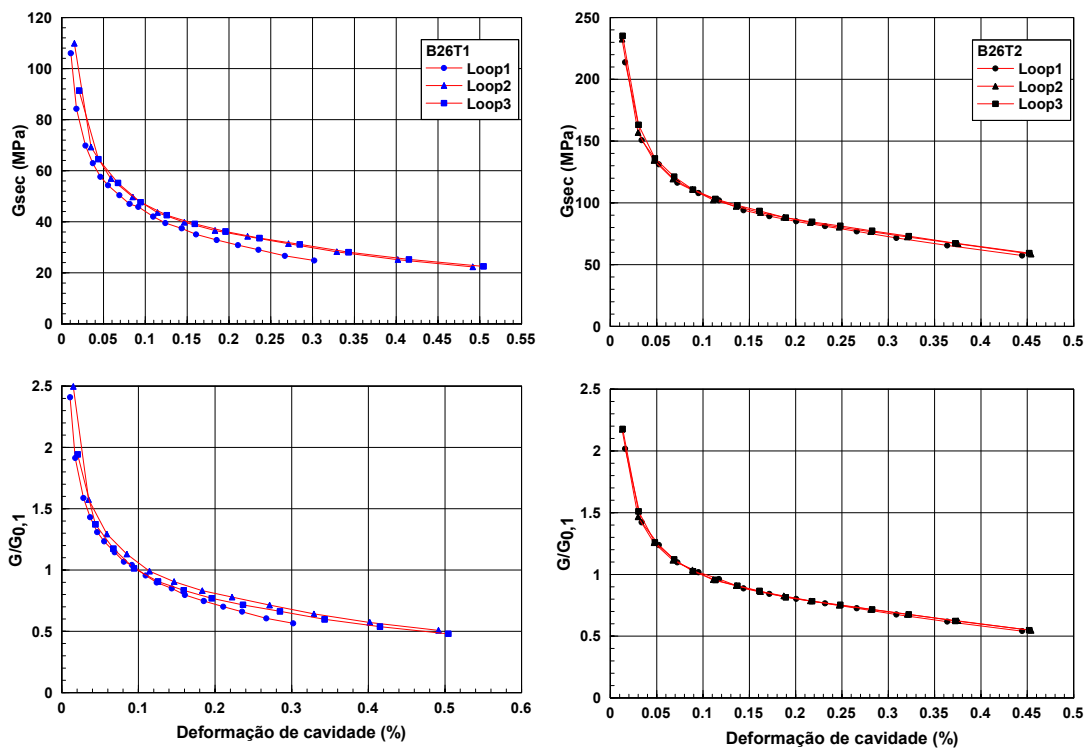


(c) Ensaio a 7,5 m de profundidade



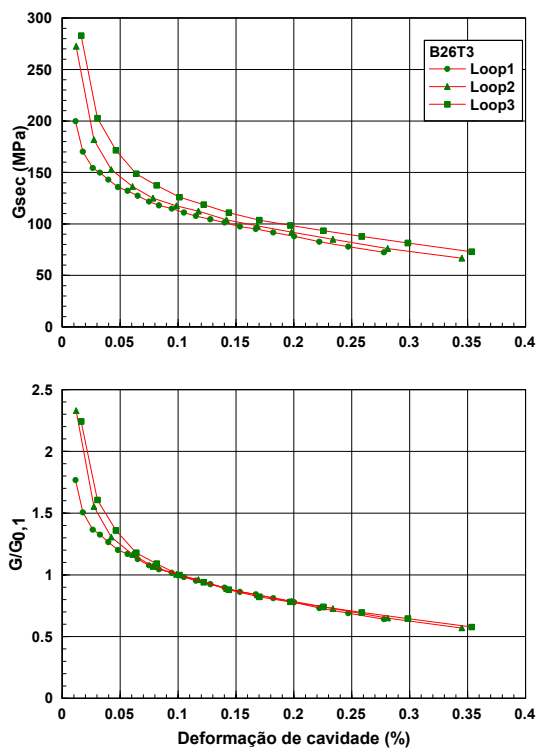
(d) Ensaio a 9,5 m de profundidade

Figura 4.51. Variação do módulo cisalhante com a deformação de cavidade – furo SBP-1 da Área 2 (Sampaio Jr, 2002).



(a) Ensaio a 3,5 m de profundidade

(b) Ensaio a 7,5 m de profundidade



(c) Ensaio a 9,5 m de profundidade

Figura 4.52. Variação do módulo cisalhante com a deformação de cavidade – furo SBP-2 da Área 2 (Sampaio Jr, 2002).

4.8 Ensaios de Carregamento Dinâmico em Estacas Escavadas Mecanicamente

4.8.1 Introdução e Objetivos

No item 3.6, foram apresentadas evidências de efeitos de escala em argilas sobre-adensadas, tendo-se discutido o papel decisivo que as fraturas podem exercer no comportamento do material. Face as informações levantadas, considerou-se importante incluir no presente trabalho um estudo de campo que contemplasse efeitos de escala na Formação Guabirota.

O desenvolvimento das atividades no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR mostrou a viabilidade da execução e ensaio de fundações. Estacas escavadas mecanicamente, sem revestimento ou lama bentonítica, constituem-se na solução mais utilizada na região de Curitiba (item 3.9). No âmbito da revisão bibliográfica efetuada, não foram encontrados dados sobre o desempenho desse tipo de fundação em perfis geotécnicos da Formação Guabirota. A execução de estacas escavadas no Sítio Experimental, para a realização de provas de carga, seria interessante à medida que informações úteis à prática local se tornariam disponíveis. Adicionalmente, um programa de ensaios que buscasse a identificação de possíveis efeitos de escala poderia ser delineado. Para tanto, elementos com diferentes diâmetros deveriam ser executados e ensaiados sob condições apropriadas. As informações do item 4.2 sugerem que o perfil da Área 1 seria interessante para esse estudo, devido ao fraturamento do terreno.

Dados de estacas cravadas e escavadas, instaladas em perfis de argila fraturada (de Beer et al., 1977 *apud* Terzaghi et al., 1996; Meyerhof, 1983), mostram a ocorrência de efeitos de escala na resistência de ponta (item 3.6). A literatura não registra evidências desse fenômeno no atrito lateral. Meyerhof (1983) atribui tal fato à perturbação do terreno causada pela execução da fundação, que tornaria o solo em contato com o fuste remoldado e, conseqüentemente, não fraturado. Na opinião do autor do presente trabalho, essa hipótese é aplicável a estacas cravadas, que efetivamente introduzem modificações significativas na estrutura do terreno. Entretanto, no caso de estacas escavadas, pode ser questionável considerar que o

atrito lateral seria controlado pelo material em um estado “remoldado” – a intensidade da perturbação depende de fatores associados ao processo executivo e ao tipo de solo. Esse cenário motivou, na presente pesquisa, uma investigação de possíveis efeitos de escala no atrito lateral.

A experiência prévia no Sítio Experimental, com provas de carga em estacas hélice-contínua (item 3.9), mostrou que uma dispersão significativa pode ocorrer no desempenho de fundações. Analisando-se os dados das investigações geotécnicas das Áreas 1 e 2 do Sítio Experimental, constata-se a dificuldade de identificar nos perfis condições que permitam considerá-los como “homogêneos”. Conseqüentemente, teve-se como premissa que uma possível dispersão nos resultados de provas de carga tornaria difícil a interpretação do conjunto de ensaios, mascarando-se eventuais efeitos de escala. Uma maneira de contornar esse problema seria ensaiar a maior quantidade possível de estacas – o que evidentemente acarretaria dificuldades de ordem prática.

O estudo do comportamento de fundações é usualmente efetuado a partir das informações de provas de carga estáticas. Existem diferentes procedimentos para a execução desses ensaios, envolvendo taxas de aplicação de deslocamentos ou cargas bastante variáveis. As curvas carga \times recalque e as resistências do solo obtidas com provas de carga estáticas de carregamento lento (e.g. ABNT, 1991) são normalmente tomadas como referência, ou seja, consideradas representativas de condições reais de trabalho das fundações. A execução de provas de carga estáticas demanda sistemas de reação e operações de montagem e ensaio trabalhosas. No âmbito da presente pesquisa, em que se tornava importante ensaiar uma quantidade razoável de elementos, a execução de provas de carga estáticas não seria viável.

Como alternativa a um programa de ensaios estáticos, optou-se por basear os estudos de efeitos de escala nos dados de provas de carga dinâmicas – o uso desta ferramenta permitiria ensaiar sistematicamente um maior universo de estacas. No Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR, os ensaios dinâmicos das estacas hélice-contínua produziram bons resultados (item 3.9), os quais se mostraram coerentes com o comportamento em provas de carga estáticas (Kormann et al., 2000b; 2000c).

No Brasil, o ensaio de carregamento dinâmico é utilizado desde a década de 1980, sendo normalizado pela NBR 13208 (ABNT, 1994). Essa técnica envolve a

instrumentação de estacas e análises baseadas no Método da Equação da Onda (Smith, 1960). Informações detalhadas sobre o ensaio de carregamento dinâmico, incluindo os modelos utilizados e sua interpretação, podem ser encontradas em trabalhos como os de Rausche et al. (1971, 1972), Goble et al. (1975), Rausche et al. (1985), Gonçalves et al. (1996) e *Pile Dynamics* (2000a, 2000b).

Quando uma estaca recebe um golpe de martelo, o impacto gera uma onda de compressão. A onda decorrente do choque do martelo, que inicialmente comprime a cabeça da estaca, em frações de segundo se propaga até a ponta, retornando em seguida ao topo e assim sucessivamente.

À medida que as ondas se deslocam do topo até a ponta da estaca, a sua intensidade tende a se modificar. Para que a estaca supere a resistência oferecida pelo solo e penetre no terreno, a energia transferida pelo martelo é consumida gradualmente. Durante esse processo, a onda do impacto produz reflexões compressivas sempre que aparecem “barreiras” em seu caminho, tais como atrito lateral e resistência de ponta. Por outro lado, caso a onda encontre regiões de pouca mobilização de atrito lateral e resistência de ponta, ou até mesmo danos na estaca, uma resposta distinta ocorre. Nessas situações, as reflexões compressivas diminuem, podendo inclusive aparecer ondas de tração.

Utilizando-se transdutores de deformação e acelerômetros posicionados próximo ao topo da estaca, pode-se medir a intensidade da onda causada pelo impacto do martelo, e as alterações que a mesma sofre à medida que encontra as resistências do solo. Os dados que os sensores fornecem são monitorados por um equipamento específico.

De modo a se obter uma estimativa da capacidade de carga da estaca, os sinais de força e velocidade obtidos com a instrumentação podem ser processados com técnicas numéricas, dentre as quais a mais conhecida é a análise *CAPWAP*. Desenvolvido inicialmente por Rausche et al. (1972), o método envolve ajustes sucessivos de um sinal calculado numericamente, de modo a se reproduzir, da melhor forma possível, o sinal dinâmico medido em campo. Atendendo-se essa condição, infere-se uma série de parâmetros que descrevem o comportamento do sistema estaca-solo. Um dos resultados consiste na capacidade de carga estática mobilizada pela energia do golpe.

Apesar do ensaio de carregamento dinâmico ter sido concebido originalmente para uso em estacas cravadas, a ferramenta vem encontrando aplicação em tubulões e estacas do tipo escavadas. Para tanto, faz-se necessário um sistema que permita aplicar golpes na fundação, a qual deve estar apta a suportar as tensões decorrentes do impacto. Na literatura, existe uma grande quantidade de trabalhos relacionados com o uso de ensaios de carregamento dinâmico na avaliação do desempenho de estacas moldadas *in loco* (e.g. Seitz, 1984; Seidel e Rausche, 1984; Likins e Hussein, 1995; Hussein et al. 1996; Liu et al., 1996; de Mello e Paraíso, 1998; Cannon, 2000; Klingberg e Mackenzie, 2000; Niyama et al., 2000a; Niyama et al.; 2000b, Paraíso et al., 2000).

Deve-se observar que a identificação de efeitos de escala requer a separação das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta. As análises *CAPWAP* usualmente empregadas na interpretação dos ensaios dinâmicos permitem que se proceda à modelagem da transferência de carga na estaca. Entretanto, esse recurso possui limitações, particularmente com respeito à distribuição do atrito lateral. A presença de tensões residuais pode gerar distorções no resultado da análise, aumentando o atrito lateral nas camadas mais próximas ao topo e reduzindo seu valor em direção à ponta da estaca (Pile Dynamics, 2000b). Nas porções inferiores da estaca, as ondas reflexivas do atrito lateral podem ainda ser mascaradas pelas reflexões da ponta. Como consequência desse fenômeno, a resistência lateral das camadas adjacentes à ponta tende a ser subestimada.

Face o exposto, além de se executar fundações convencionais, considerou-se que seria interessante tentar criar condições de contorno específicas na ponta de algumas estacas, buscando-se aprofundar a interpretação das parcelas de resistência. Para tanto, optou-se por posicionar isopor sob a ponta de parte dos elementos. A rigidez do isopor poderia ser estudada previamente, em laboratório. A análise dos dados das provas de carga permitiria avaliar a resposta do isopor nas condições de campo, em que o material estaria sujeito a tensões decorrentes do peso próprio da estaca e a solicitações de natureza dinâmica.

Assim, o programa de ensaios incluiria dois conjuntos de estacas. O primeiro grupo seria composto por fundações convencionais, semelhantes às usualmente executadas nas obras regionais. Análises *CAPWAP* das provas de carga dinâmicas dessas estacas

forneceriam estimativas do atrito lateral e da resistência de ponta. O segundo conjunto incluiria estacas executadas com isopor na ponta. Nesse caso, as análises *CAPWAP* permitiriam que o atrito lateral fosse analisado de uma forma alternativa, complementando-se o universo de informações disponíveis.

4.8.2 Características das Estacas

O arranjo das estacas escavadas executadas para o estudo de efeitos de escala pode ser observado na Figura 4.2, dentro da implantação geral da Área 1 do Sítio Experimental. Na Figura 4.53 é apresentado um detalhe, com a posição das estacas e de alguns ensaios de cone (furos CPTu-4, CPTu-5, CPTu-6 e CPTu-7). Essas sondagens foram executadas com a finalidade específica de prover informações do terreno na região do estudo, tendo balizado a definição do comprimento dos elementos.

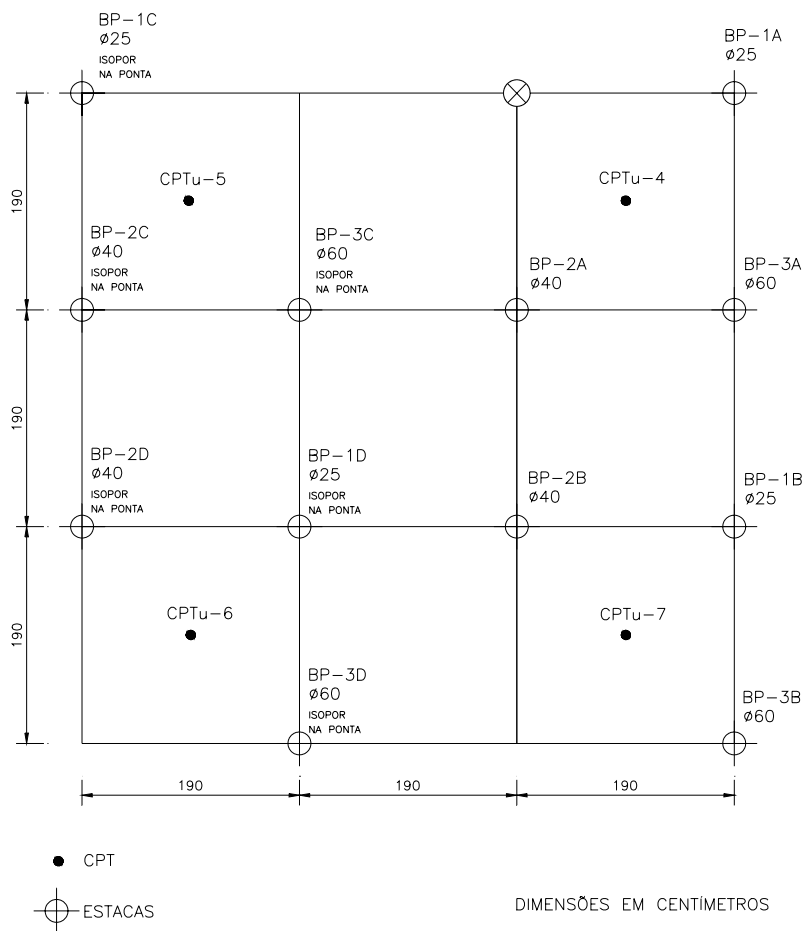


Figura 4.53. Detalhe da implantação das estacas escavadas mecanicamente – Área 1.

A resistência de ponta dos ensaios de cone (Figuras 4.18 a 4.21) mostra, entre 4,0 e 7,0 m de profundidade, “picos” decorrentes da presença de lentes granulares (item 4.5). Após essa região, a resistência aumenta gradualmente até cerca de 10,0 - 10,5 m de penetração, onde se situa na faixa de 7,0 - 11,0 MPa. Deve-se notar que um acréscimo localizado de resistência ocorre no furo CPTu-6, com o valor de q_c chegando a 31 MPa (10,6 m de profundidade). Nas quatro sondagens, entre 11,0 e 13,0 m pode-se perceber uma tendência da resistência de ponta se manter constante, na faixa de 5,0 a 8,0 MPa. Entendendo-se que essa condição contribuiria para evitar influências de heterogeneidade do terreno na resistência de ponta das estacas, optou-se por fixar seu comprimento em 11,0 m. Na região do furo CPTu-6, foi programada a execução de estacas com isopor na ponta, de modo a se restringir ao atrito lateral a influência do acréscimo localizado de resistência que ocorre entre 10,2 e 11,2 m de profundidade.

Na seleção das dimensões das estacas, procurou-se adotar diâmetros que conduzissem a cargas de ruptura do solo passíveis de mobilização com o martelo disponível para as provas de carga dinâmicas.

Para o ensaio de estacas escavadas, Hussein et al. (1996) sugerem o emprego de pesos da ordem de 1,5 % da resistência estática a ser mobilizada. Tendo-se em vista que seria viável o uso de um bate-estaca com até 49 kN (5 tf) de peso do pilão, tornava-se recomendável limitar a carga de ruptura das estacas a 3270 kN. Por outro lado, as dimensões das estacas deveriam estar distribuídas dentro de uma faixa tão ampla quanto possível, de modo a se potencializar a ocorrência de possíveis efeitos de escala.

Com base nessas condições, três diâmetros de estaca mostraram-se exequíveis: 25, 40 e 60 cm. Comparando-se os perímetros de estacas com 60 e 25 cm de diâmetros, tem-se uma relação de 2,4. A razão entre as áreas de ponta é igual a 5,76. Em uma primeira análise, esses números pareceram adequados – seria possível comparar o atrito lateral e a resistência de ponta unitários mobilizados em superfícies com dimensões razoavelmente distintas.

Com respeito à quantidade de estacas, considerou-se que pelo menos dois elementos de cada diâmetro seriam necessários, de modo a se identificar eventuais tendências em dados que poderiam resultar dispersos. Assim, o conjunto de estacas

convencionais envolveu 6 elementos. Uma mesma quantidade foi programada para os elementos com isopor sob a ponta, de modo que todo o estudo compreendeu 12 estacas.

A Tabela 4.13 resume informações da geometria e condições da ponta das estacas. Devido à declividade exibida pelo terreno, procurou-se manter a ponta dos elementos em uma mesma cota. Por esse motivo, para as estacas com isopor sob a ponta – que estão situadas um pouco acima das demais – foi previsto um comprimento 35 cm superior ao dos elementos convencionais.

Tabela 4.13. Características das estacas escavadas.

ESTACA	DIÂMETRO NOMINAL (cm)	COMPRIMENTO PREVISTO (cm)	OBSERVAÇÕES
BP-1A	25	1100	Convencional (sem isopor)
BP-2A	40	1100	Convencional (sem isopor)
BP-3A	60	1100	Convencional (sem isopor)
BP-1B	25	1100	Convencional (sem isopor)
BP-2B	40	1100	Convencional (sem isopor)
BP-3B	60	1100	Convencional (sem isopor)
BP-1C	25	1135	Com isopor sob a ponta
BP-2C	40	1135	Com isopor sob a ponta
BP-3C	60	1135	Com isopor sob a ponta
BP-1D	25	1135	Com isopor sob a ponta
BP-2D	40	1135	Com isopor sob a ponta
BP-3D	60	1135	Com isopor sob a ponta

Para o espaçamento entre as estacas, buscou-se evitar distâncias excessivas, que potencializariam variações de comportamento associadas a heterogeneidades do terreno. Por outro lado, o espaçamento não deveria ser reduzido demasiadamente, pois poderia ocorrer uma superposição entre regiões do solo plastificadas nos ensaios. No presente estudo, ponderou-se que as perturbações do terreno decorrentes da aplicação dos golpes se limitariam a volumes restritos, tendo-se em vista os deslocamentos permanentes que seriam impostos nos ensaios.

Deve-se observar que o espaçamento adotado mostra-se compatível com informações referentes à extensão do amolgamento em solos argilosos, que em um processo de cravação seria inferior a duas vezes o diâmetro da estaca (Lo e Stermac, 1965 apud Poulos e Davis, 1980; Mello, 1969 e Zeevaert, 1972 apud Velloso, 1982). Por outro

lado, a distância de 190 cm entre os eixos das estacas permitiria que uma futura prova de carga estática viesse a utilizar como reação alguns dos elementos ensaiados. Para o concreto das estacas, uma resistência à compressão característica (f_{ck}) de 25 MPa foi prescrita. Nos ensaios, a reflexão da onda de impacto poderia gerar tensões de tração, principalmente no caso de alturas de queda elevadas. Conseqüentemente, uma armadura longitudinal foi dimensionada, tendo-se considerado tensões de tração máximas de 4 MPa e 70 % da tensão de escoamento do aço CA-50. As seções transversais de aço resultaram iguais a 6, 14 e 32 cm², respectivamente para as estacas de 25, 45 e 60 cm de diâmetro nominal.

4.8.3 Estimativas de Capacidade de Suporte

Tendo-se em vista a quantidade razoável de informações das sondagens descritas em itens precedentes, algumas estimativas da capacidade de suporte estática das estacas puderam ser efetuadas. Essas avaliações, que se encontram resumidas na Tabela 4.14, basearam-se nas seguintes informações:

- resistência não-drenada S_u , obtida das análises dos ensaios com o pressiômetro autoperfurante;
- dados dos ensaios de cone, analisados com o procedimento semi-empírico de Bustamante e Gianeselli (1982);
- dados de sondagens *SPT*, analisados com o método de Décourt e Quaresma (1978) e os coeficientes apropriados a estacas escavadas, sugeridos por Décourt (1996).

Em argilas, o atrito lateral unitário f_s (ou, mais especificamente, adesão solo-estaca) pode ser relacionado com a resistência não-drenada S_u através de um coeficiente empírico α :

$$f_s = \alpha S_u. \quad (\text{Equação 4.2})$$

Essa abordagem é usualmente conhecida como “método α ” (e.g. Tomlinson, 1970; Reese e O’Neill, 1988). O coeficiente α incorpora uma série de efeitos, incluindo o tipo de estaca, a perturbação gerada pelo processo de instalação e a influência da natureza do solo. A literatura registra uma grande dispersão nos valores de α , o qual

é encontrado na faixa de 0,3 a 1,5 (Burland, 1973). Em geral, esse parâmetro tende a se reduzir com o aumento da resistência do solo. No caso de estacas escavadas na argila de Londres, Poulos e Davis (1980) observaram um valor médio de 0,45. Reese e O'Neill (1988) sugerem, para estacas escavadas em argila rija, um α igual a 0,55. Com base nesses dados, para a estimativa simplificada do presente trabalho adotou-se um coeficiente de 0,50.

Dispondo-se da resistência não-drenada, pode-se avaliar também a resistência de ponta unitária q_b em argilas, a partir das teorias clássicas de capacidade de suporte:

$$q_b = S_u N_c \quad , \quad \text{(Equação 4.3)}$$

sendo o fator de capacidade de carga N_c freqüentemente considerado igual a 9 (Skempton, 1951 apud Poulos e Davis, 1980).

Para efeito do presente estudo, a resistência não-drenada foi avaliada com os resultados dos ensaios pressiométricos (item 4.7), tendo-se utilizado os dados do furo SBP-1 da Área 1 (Tabela 4.10). Deve-se notar que a distância entre essa sondagem e a região das estacas é de aproximadamente 20 m, o que evidentemente confere às avaliações um caráter aproximado. A resistência não-drenada ao longo do fuste foi obtida efetuando-se uma média entre os métodos de Gibson e Anderson (1961) e o $S_{u \text{ pico}}$ de Palmer (1972). Considerando-se as diferentes profundidades ensaiadas (3,6, 8,0 e 11,0 m), a resistência não-drenada média resultou igual a 360 kPa. Para a ponta, o cálculo baseou-se no ensaio realizado a 11,0 m de profundidade, tendo-se adotado um S_u de 410 kPa. Esses valores elevados de resistência não-drenada mostram-se compatíveis com informações da literatura referentes a argilas duras (e.g. Terzaghi et al., 1996).

As informações dos ensaios de cone foram analisadas com o método semi-empírico proposto por Bustamante e Gianceselli (1982), considerando-se os furos CPTu-4, CPTu-5, CPTu-6 e CPTu-7. O atrito lateral ficou condicionado pelo limite superior do procedimento para estacas escavadas, tendo-se adotado 80 kPa. Para o cálculo da resistência de ponta unitária das estacas em questão, o método prescreve um fator k_c igual a 0,45, o qual é multiplicado pelo q_c representativo da região da ponta da fundação. As estimativas das resistências de ponta das estacas BP-1A, BP-2A e BP-3A foram baseadas no furo CPTu-4; o cálculo das estacas BP-1B, BP-2B e BP-3B envolveu os dados do furo CPTu-7.

Tabela 4.14. Estimativas da capacidade de suporte das estacas.

ESTACA	DIÂMETRO NOMINAL (cm)	COMPRIMENTO PREVISTO (cm)	TIPO	SBP - RESISTÊNCIA NÃO- DRENADA (MÉTODO α)			CPT - MÉTODO DE BUSTAMANTE E GIANESELLI (1982)			SPT - MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978), DÉCOURT (1996)		
				ATRITO LATERAL (kN)	RESIST. DE PONTA (kN)	RESIST. TOTAL (kN)	ATRITO LATERAL (kN)	RESIST. DE PONTA (kN)	RESIST. TOTAL (kN)	ATRITO LATERAL (kN)	RESIST. DE PONTA (kN)	RESIST. TOTAL (kN)
BP-1A	25	1100	Convencional (sem isopor)	1550	180	1730	690	150	840	850	180	1030
BP-2A	40	1100	Convencional (sem isopor)	2490	460	2950	1100	390	1490	1360	470	1890
BP-3A	60	1100	Convencional (sem isopor)	3730	1040	4770	1660	910	2570	2040	1050	3200
BP-1B	25	1100	Convencional (sem isopor)	1550	180	1730	690	130	820	850	180	1030
BP-2B	40	1100	Convencional (sem isopor)	2490	460	2950	1100	340	1440	1360	470	1890
BP-3B	60	1100	Convencional (sem isopor)	3730	1040	4770	1660	780	2440	2040	1050	3200
BP-1C	25	1135	Com isopor sob a ponta	1600	*	*	720	*	*	865	*	*
BP-2C	40	1135	Com isopor sob a ponta	2570	*	*	1160	*	*	1390	*	*
BP-3C	60	1135	Com isopor sob a ponta	3850	*	*	1730	*	*	2080	*	*
BP-1D	25	1135	Com isopor sob a ponta	1600	*	*	720	*	*	865	*	*
BP-2D	40	1135	Com isopor sob a ponta	2570	*	*	1160	*	*	1390	*	*
BP-3D	60	1135	Com isopor sob a ponta	3850	*	*	1730	*	*	2080	*	*

Nota:

* Indeterminada devido ao isopor sob a ponta

Complementando as avaliações de capacidade de suporte, procedeu-se à análise das informações da sondagem SPTT-1 da Área 1 (Tabela 4.3), a qual dista cerca de 10 m da região das estacas escavadas. Deve-se notar que os dados desse furo mostram-se bastante semelhantes ao do furo SPT-2 (Tabela 4.2) que, embora seja mais próximo às estacas, possui uma profundidade limitada a 7,0 m. Na estimativa, empregou-se o método inicialmente proposto por Décourt e Quaresma (1978), considerando-se os coeficientes de minoração para estacas escavadas recomendados por Décourt (1996): 0,8 para a resistência de ponta e 0,85 para o atrito lateral. No cálculo da resistência de ponta, o coeficiente K do método foi tomado igual a 120 kPa. Quando necessário, o número de golpes foi extrapolado conforme a sugestão de Décourt (1989), tendo-se limitando o N_{SPT} a um máximo de 50.

Os resultados da aplicação das diferentes metodologias (Tabela 4.14) mostram uma variação considerável. A capacidade de suporte prevista para as estacas de 25 cm de diâmetro situa-se entre 820 e 1730 kN; para as estacas de 40 cm e 60 cm as faixas de resistência são respectivamente 1440-2950 kN e 2440-4770 kN. De um modo geral, o método de Bustamante e Gianceselli (1982) prevê capacidades inferiores à dos demais procedimentos. Os cálculos baseados no *SPT* assumem valores intermediários, que são em média 28 % superiores às estimativas com o ensaio de cone. As avaliações baseadas na resistência não-drenada conduzem às maiores capacidades de suporte. É interessante notar que as resistências de ponta das três metodologias, para cada diâmetro, apresentam uma mesma ordem de grandeza. A dispersão verificada no atrito lateral determina as grandes variações na resistência total.

4.8.4 Ensaio e Análises Preliminares

Previamente à execução dos ensaios dinâmicos, procedeu-se a determinações em laboratório do comportamento tensão \times deformação:

- do isopor a ser posicionado sob a ponta das estacas;
- da madeira que seria empregada para amortecer o impacto dos golpes do martelo.

O isopor (ou *EPS* - poliestireno expandido) selecionado para os ensaios pertence à classe P, tipo 2, da NBR-11752 (ABNT, 1993). Seu peso específico é da ordem de 1,6 a 2,0 kN/m³.

Os ensaios do isopor tiveram duas finalidades. Inicialmente, fazia-se necessário avaliar as deformações a que o material estaria sujeito, como consequência da pressão decorrente do peso próprio das estacas. Por ocasião dos ensaios dinâmicos, seria importante estimar as tensões adicionais que se desenvolveriam no isopor, à medida que deslocamentos permanentes se acumulassem na ponta das estacas.

Tendo-se em vista que os discos de isopor teriam diâmetros coincidentes com as dimensões nominais das perfurações, uma vez posicionados no fundo da escavação os mesmos ficariam “confinados” pelo solo adjacente. Na concretagem dos fustes, eventuais espaços entre o disco de isopor e o terreno poderiam ser ocupados por calda de cimento. Conseqüentemente, considerou-se que o comportamento tensão × deformação do isopor resultaria mais representativo ensaiando-se as amostras em uma condição “confinada”. Para tanto, corpos de prova com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura foram ajustados no interior de um cilindro metálico, o qual teve as paredes lubrificadas.

Os resultados de 5 ensaios com o isopor são apresentados na Figura 4.54. A velocidade de deformação utilizada foi igual a 0,8 mm/s. Pode-se observar nas curvas que, devido ao confinamento, a rigidez do material aumenta com o nível de carregamento.

Imediatamente após a execução das estacas, uma vez que o concreto se apresentaria ainda em um estado fluido, pode-se considerar atuante na base do elemento uma pressão associada ao peso da coluna de material. Para um peso específico médio do concreto armado de 22 kN/m³, resultaria sobre o isopor uma pressão de aproximadamente 240 kPa. A esse nível de tensão, com base das curvas da Figura 4.54, correspondem deformações de 60 %, sendo o módulo tangente igual a 750 kPa.

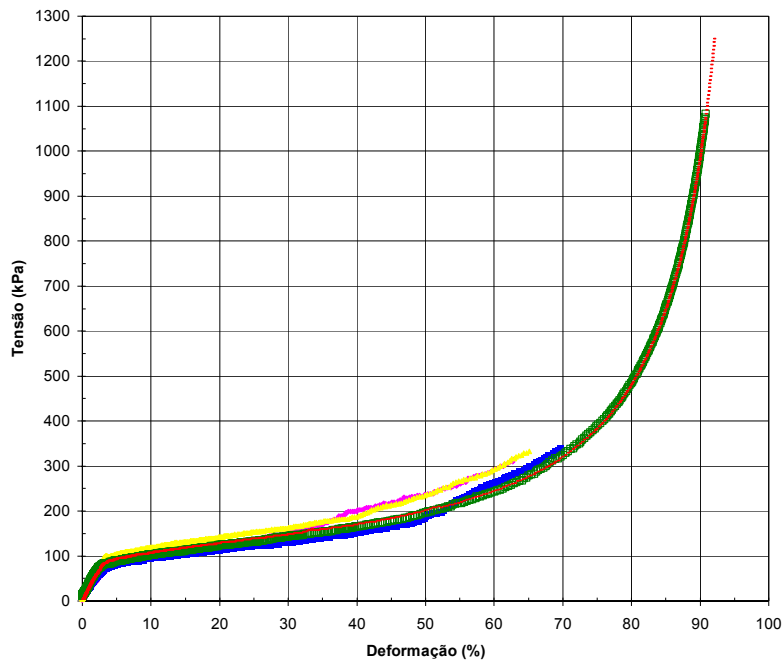


Figura 4.54. Curvas tensão \times deformação de isopor classe P2, confinado por contorno metálico.

Para o amortecimento dos golpes do martelo, foram confeccionados discos de madeira dura (peroba) e placas quadradas de madeira compensada. O uso de peroba – material mais rígido que o compensado muitas vezes empregado em sistemas de cravação – foi programado na tentativa de se obter ondas de impacto melhor definidas. Como vantagem, tem-se que as reflexões das tensões na ponta da estaca podem se tornar mais nítidas, permitindo que a velocidade de propagação da onda seja estabelecida com uma maior precisão.

Parâmetros do material de amortecimento, tais como módulo de elasticidade e coeficiente de restituição, são utilizados em análises com o método da equação da onda, que simulam o processo de aplicação de golpes na estaca. Esse tipo de análise destina-se a dimensionar o sistema de cravação e a estimar as tensões dinâmicas que se desenvolverão na estaca, como consequência dos golpes do martelo. A madeira compensada possui um módulo de elasticidade da ordem de 200 kPa e coeficiente de restituição de 0,5 (GRL, 1998). No caso do cepo/coxim de peroba, optou-se por ensaiar o material previamente, com a finalidade de obter o seu comportamento tensão \times deformação.

A Figura 4.55 apresenta os resultados dos ensaios realizados em um disco de peroba com 395 mm de diâmetro e 179 mm de altura. O elemento foi obtido a partir da superposição de quatro placas com espessuras de 44 mm, unidas por meio de pregos. As curvas da Figura 4.55 referem-se a três ciclos de carga-descarga. É interessante observar que após o primeiro ciclo – no qual ocorrem deformações permanentes significativas – o comportamento do material tende a encontrar um equilíbrio. Com base no segundo e terceiro ciclos, pode-se estimar módulos de elasticidade de 1000 e 1300 MPa, respectivamente para carregamento e descarregamento. O coeficiente de restituição resulta aproximadamente 0,85. Esses valores são compatíveis com dados disponíveis na literatura, referentes a madeiras duras (e.g. Soares et al., 1984; GRL, 1998).

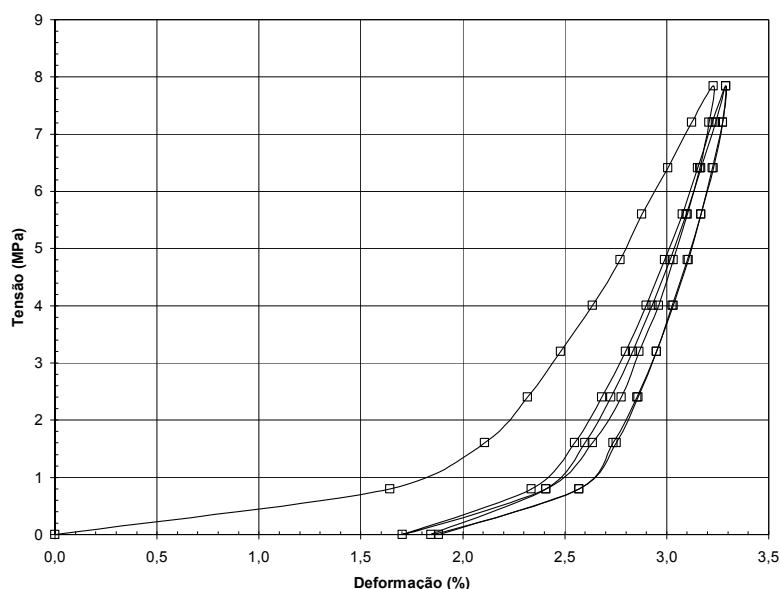


Figura 4.55. Curvas tensão \times deformação de cepto composto por pranchas de peroba (três ciclos).

Os parâmetros dos amortecedores de madeira, bem como dados do sistema martelo-estaca-solo, foram utilizados em estudos com o programa *GRLWEAP* (GRL, 1998), que se baseia no método da equação da onda. As simulações sugeriram a viabilidade do uso de um bate-estacas de 49 kN (5 tf) nos ensaios, tendo as tensões dinâmicas nas estacas se mantido em níveis aceitáveis. As alturas de queda do martelo foram definidas a partir dessas análises.

4.8.5 Execução das Estacas

O estaqueamento projetado para o estudo possui algumas características distintas das normalmente encontradas na prática. Pode-se citar o comprimento superior ao que seria adotado em um perfil semelhante, a presença de uma armadura longitudinal dimensionada para esforços de tração e o uso de isopor sob a ponta de alguns elementos. Entretanto, apesar da finalidade de pesquisa, na medida do possível procurou-se não descaracterizar os procedimentos de execução das fundações correntes na prática regional.

Existe consenso na literatura de que o processo de instalação de uma estaca tem grande influência no seu desempenho (e.g. Tomlinson, 1970; Poulos e Davis, 1980; Reese e O'Neill, 1988; Terzaghi et al., 1996). Durante a execução das estacas do presente estudo, procurou-se documentar cuidadosamente as várias etapas dos trabalhos realizados.

A instalação das estacas envolveu o uso de uma sonda *Poclain* (Figura 4.56a), rotineiramente utilizada em obras na região de Curitiba. Os trados empregados possuíam diâmetros semelhantes aos diâmetros nominais das estacas. O comprimento do trecho helicoidal do trado de 25 cm era igual a 650 cm (Figura 4.56a). Por sua vez, os trados de 40 e 60 cm possuíam comprimentos de 120 cm (Figura 4.56b). Deve-se notar que esse fato torna-se importante à medida que a perfuração dos fustes de 25 cm de diâmetro nominal requer um menor número de operações de subida e descida do trado.

A Tabela 4.15 resume uma série de informações referentes à escavação e inspeção dos furos das estacas. A perfuração dos elementos envolveu manobras sucessivas de descida do trado e retirada de solo, não sendo utilizado fluido estabilizante nem revestimento. Ocasionalmente, os operadores lançavam água no furo em execução para facilitar a perfuração. A escavação das estacas com 25 cm de diâmetro nominal consumiu um tempo médio de 20 minutos. Os serviços de perfuração das estacas com 40 e 60 cm de diâmetro duraram cerca de 40 minutos. Em alguns casos, conforme indicado na tabela, ocorreram interrupções nas perfurações, as quais se deram em função de problemas operacionais – particularmente para se aguardar a

disponibilidade de concreto. As condições atmosféricas mostraram-se favoráveis, não tendo chovido durante os trabalhos.

Os comprimentos perfurados das estacas foram cuidadosamente medidos, tendo na maioria dos casos atendido aos inicialmente previstos (Tabela 4.13). São exceções as estacas BP-1B, BP-2B e BP-3B, cujo comprimento final resultou 50 cm superior ao projetado. A estaca BP-1C, perfurada 30 cm além do previsto, teve um disco de isopor adicional colocado na ponta, de modo a reduzir a diferença no comprimento.

Imediatamente após a conclusão dos furos, os mesmos foram inspecionados com o auxílio de uma lâmpada, que era descida até o fundo da escavação (Figura 4.56c). Esse recurso mostrou-se bastante útil para uma avaliação qualitativa das condições das perfurações. De um modo geral, constatou-se a presença de alargamentos no topo dos furos, que tendiam a se reduzir à medida que aumentava a profundidade. A seção transversal do topo da perfuração possuía um aspecto oval, com seu maior eixo coincidindo com o eixo longitudinal da lança da sonda. As paredes dos furos apresentavam-se razoavelmente lisas, com poucas irregularidades.

Em alguns casos, indicados na Tabela 4.15, foram observadas infiltrações moderadas de água. A entrada de água nas perfurações ocorreu principalmente na região de material granular, que havia sido identificada nas sondagens entre 6,0 e 7,0 m de profundidade. Uma situação crítica ocorreu no ponto assinalado na Figura 4.53 com o símbolo “ ⊗ ”. Nessa posição, em que inicialmente estava prevista a perfuração da estaca BP-1A, a intensidade do fluxo de água impediu o prosseguimento dos trabalhos. Um novo furo foi então executado à direita do ponto indicado na figura, não tendo desta vez ocorrido infiltrações. A perfuração parcialmente aberta foi aproveitada para a instalação de um tirante, com vistas à realização de uma futura prova de carga estática na estaca BP-2A.

Ocasionalmente, blocos de solo se desprenderam das paredes dos furos, conforme indicações da Tabela 4.15. Na maioria dos casos em que isso ocorreu, infiltrações de água foram observadas.



- a. Sonda utilizada na perfuração das estacas operando trado de 25 cm de diâmetro.
- b. Sonda utilizada na perfuração das estacas operando trado de 60 cm de diâmetro.
- c. Inspeção de furo com o auxílio de lâmpada.

Figura 4.56. Perfuração e inspeção do fuste das estacas.

Tabela 4.15. Dados da perfuração das estacas.

ESTACA	DIÂMETRO NOMINAL (cm)	DATA DA EXECUÇÃO	PERFURAÇÃO HORA DE INÍCIO- TÉRMINO	TRECHO PERFURADO (cm)	ALTURA DE ISOPOR (cm)	OBSERVAÇÕES	INSPEÇÃO AO TÉRMINO DA PERFURAÇÃO			
							QUEDA DE DETRITOS	ASPECTO GERAL DO FUSTE	VERTICALIDADE	INFILTRAÇÃO DE ÁGUA
BP-1A	25	03/07/01	12:40-13:05	1100	0 -	Não se observou desprendimento de solo das paredes da escavação	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa, exceto por pequeno deslocamento da perfuração a 2,0 m do topo	Não foram observadas infiltrações de água	
BP-2A	40	05/07/01	10:45-11:40	1100	0	Concreções carbonáticas a 8,0 m dificultaram a perfuração	Não se observou desprendimento de solo das paredes da escavação	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Pequeno desvio da vertical a partir de 8,0 m, onde foi encontrada maior resistência	Infiltrações a cerca de 7,0 m do topo, acúmulo de água no fundo da perfuração
BP-3A	60	05/07/01	8:20-8:35 8:50-9:10	1100	0	Interrompida a perfuração a 7,0 m, durante 15 min	Queda de blocos de solo, acúmulo de detritos no fundo da perfuração	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa	Infiltrações a cerca de 7,0 m do topo, acúmulo de água no fundo da perfuração
BP-1B	25	03/07/01	10:30-10:40 11:40-11:50	1150	0	Perfuração interrompida a 10,4 m, durante 60 min, para aguardar a chegada de concreto	Não se observou desprendimento de solo das paredes da escavação	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa	Não foram observadas infiltrações de água
BP-2B	40	04/07/01	15:50-16:20	1150	0 -	Não se observou desprendimento de solo das paredes da escavação	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa	Não foram observadas infiltrações de água	
BP-3B	60	05/07/01	13:30-13:55 14:30-14:40	1150	0	Perfuração interrompida a 9,0 m, durante 35 min, para aguardar a chegada de concreto	Não foi possível inspecionar esta estaca			

continua

Tabela 4.15. Dados da perfuração das estacas.

ESTACA	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	DATA DA EXECUÇÃO	PERFURAÇÃO HORA DE INÍCIO- TÉRMINO	TRECHO PERFURADO (cm)	ALTURA DE ISOPOR (cm)	OBSERVAÇÕES	conclusão			
							INSPEÇÃO AO TÉRMINO DA PERFURAÇÃO			
							QUEDA DE DETRITOS	ASPECTO GERAL DO FUSTE	VERTICALIDADE	INFILTRAÇÃO DE ÁGUA
BP-1C	25	03/07/01	7:45-8:55	1180	50	-	Não se observou desprendimento de solo das paredes da escavação	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa	Não foram observadas infiltrações de água
BP-2C	40	04/07/01	14:20-15:00	1150	25	-	Não se observou desprendimento de solo das paredes da escavação	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Desvio da vertical a partir de 9,0-10,0 m	Não foram observadas infiltrações de água
BP-3C	60	05/07/01	8:00-8:20 9:30-9:50	1150	25	Interrompida a perfuração a 7,0 m, durante 70 min	Queda de blocos de solo, acúmulo de detritos no fundo da perfuração	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa	Infiltrações a cerca de 7,0 m do topo, acúmulo de água no fundo da perfuração
BP-1D	25	03/07/01	9:40-10:25	1150	25	-	Queda de blocos de solo, acúmulo de detritos no fundo da perfuração	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa	Observado o acúmulo de água no fundo da perfuração
BP-2D	40	04/07/01	15:00-15:40	1150	25	-	Acúmulo de detritos no fundo da perfuração	Alargamento oval na região do topo, estreitamento a 3,60 m, paredes lisas	Boa	Não foram observadas infiltrações de água
BP-3D	60	05/07/01	8:40-8:50 10:20-10:45	1150	25	Interrompida a perfuração a 6,5 m, durante 30 min	Não se observou desprendimento de solo das paredes da escavação	Alargamento com aspecto oval na região do topo, paredes lisas	Boa	Não foram observadas infiltrações de água

A verticalidade das perfurações, de um modo geral, mostrou-se adequada. Pequenos desvios ocorreram nas estacas BP-2A e BP-2C, que podem estar associados a ocorrências localizadas de material mais duro. Na estaca BP-2A, uma quantidade apreciável de solo concrecionado por carbonatos foi encontrada a 8,0 m de profundidade.

Uma vez concluídos os trabalhos de perfuração, procedia-se ao posicionamento do isopor (quando aplicável) e da armadura. Os discos de isopor, que possuíam 25 cm de altura, foram protegidos com lona, para evitar que durante sua descida ocorressem danos causados pelo atrito com as paredes dos furos (Figura 4.57a). Para posicionar o isopor no fundo das perfurações, utilizou-se o trado da sonda. Após a descida, inspeções com auxílio da lâmpada confirmaram a adequação do estado dos discos de isopor. As armaduras também foram instaladas nas perfurações com o apoio da sonda (Figura 4.57b). Em alguns casos, pôde-se verificar que após a descida da armadura ocorreu o acúmulo de solo sobre os discos de isopor.

O concreto utilizado nas estacas possui um f_{ck} de 25 MPa, tendo-se prescrito brita número 1 como agregado graúdo. O consumo de cimento, do tipo alta resistência inicial, foi igual a 3,82 kN (389 kgf) por metro cúbico de concreto. Na Tabela 4.16 são apresentados dados das cargas de concreto. Algumas amostras do material foram ensaiadas, obtendo-se o abatimento e, posteriormente, a resistência à compressão com diferentes idades. Esses ensaios foram realizados independentemente do controle de qualidade do fornecedor de concreto.

Após a abertura dos furos, procurou-se iniciar a concretagem das estacas com a maior brevidade possível. A Tabela 4.17 resume informações das operações de lançamento do concreto. As estacas BP-1A, BP-2A, BP-3A, BP-1B, BP-3B e BP-3C começaram a ser concretadas em, no máximo, 20 minutos após a escavação. Entretanto, em alguns elementos o intervalo não pôde ser tão reduzido. Nas estacas BP-1C e BP-2C ocorreu uma maior demora – respectivamente 185 e 115 minutos. Em média, o tempo transcorrido entre o término da perfuração e o início da concretagem foi de 60 minutos.

A concretagem das estacas envolveu o lançamento do material nas perfurações a partir do nível do terreno. Deve-se observar que esse procedimento, embora seja prática rotineira em obras na região, favorece a segregação do concreto. Os trabalhos

das estacas BP-1A, BP-1B, BP-1C e BP-1D contaram com o apoio de uma bomba (Figura 4.57c). Em outras situações, em que não havia bombeamento, o concreto foi lançado a partir do sistema de calhas dos caminhões-betoneira (Figura 4.57d). Para melhorar as condições da concretagem, em algumas estacas foi utilizado um funil. Na maioria dos casos, as operações de lançamento de concreto se deram de uma forma bastante rápida, conforme pode-se verificar nas informações da Tabela 4.17.



- a. Preparo dos discos de isopor: proteção com lona.
- b. Instalação da armadura com auxílio da sonda.
- c. Vista dos trabalhos de execução do estaqueamento.
- d. Concretagem a partir do sistema de calhas do caminhão-betoneira, com o uso de funil.

Figura 4.57. Etapas da execução das estacas.

Tabela 4.16. Dados do concreto utilizado nas estacas.

NÚMERO DA CARGA	DATA	HORA DE CHEGADA	VOLUME (m ³)	SLUMP (cm)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)		
					2-4 DIAS	7 DIAS	28 DIAS
1	03/07/01	10:40	2,5	9,0	19,4	27,8	31,8
2	03/07/01	12:30	1,5	-	-	-	-
3	04/07/01	15:55	4,5	15,0	17,3	26,4	-
4	05/07/01	8:50	3,5	9,5	27,8	31,7	31,1
5	05/07/01	9:25	3,5	-	-	-	-
6	05/07/01	10:15	5,0	8,0	-	-	-
7	05/07/01	14:30	3,5	8,5	-	-	-

Tabela 4.17. Informações da concretagem das estacas.

ESTACA	NÚMERO DA CARGA DE CONCRETO	DATA	HORA DE INÍCIO-TÉRMINO DA CONCRETAGEM	OBSERVAÇÕES
BP-1A	2	03/07/01	13:10 - 13:12	Utilizado bombeamento, com funil
BP-1B	1/2	03/07/01	12:13 - 12:15 12:38 - 12:40	Utilizado bombeamento, com funil. Interrupção da concretagem a meia altura, durante 33 min
BP-1C	1	03/07/01	12:00 - 12:05	Utilizado bombeamento, sem funil
BP-1D	1	03/07/01	12:02 - 12:10	Utilizado bombeamento, com funil
BP-2A	6	05/07/01	12:00 - 12:06	Concreto lançado diretamente na perfuração, sem funil
BP-2B	3	04/07/01	17:15 - 17:20	Concreto lançado diretamente na perfuração, com funil
BP-2C	3	04/07/01	16:55 - 16:58	Concreto lançado diretamente na perfuração, com funil
BP-2D	3	04/07/01	16:59 - 17:02	Concreto lançado diretamente na perfuração, com funil
BP-3A	4	05/07/01	9:20 - 9:25	Concreto lançado diretamente na perfuração, com funil
BP-3B	7	05/07/01	15:00 - 15:05	Concreto lançado diretamente na perfuração, sem funil
BP-3C	5	05/07/01	10:07 - 10:17	Concreto lançado diretamente na perfuração, inicialmente com funil. Após a concretagem de cerca de 2,0 m ocorreu o entupimento do funil, que foi retirado.
BP-3D	6	05/07/01	12:06 - 12:11	Concreto lançado diretamente na perfuração, sem funil

Posteriormente aos trabalhos de concretagem, procedeu-se a um arrasamento preliminar do topo das estacas, utilizando-se um martelo elétrico leve (Figura 4.58a). Em seguida, o arrasamento foi concluído manualmente, tendo-se removido no total cerca de 40 cm de material. Cuidados foram tomados no sentido de se evitar que fissuras decorrentes do arrasamento ficassem incorporadas ao concreto remanescente.

Após o arrasamento, o topo das estacas foi preparado com o uso de uma lixadeira elétrica, com vistas à realização de ensaios de integridade – *PIT*, do inglês *Pile Integrity Test* (Figura 4.58b). Informações sobre essa técnica podem ser encontradas, por exemplo, nos trabalhos da Pile Dynamics (1998) e de Gonçalves et al. (2000). O ensaio baseia-se no fato de que variações de impedância presentes ao longo da estaca produzem reflexões de tração ou compressão, que podem ser captadas no topo através de um acelerômetro de alta sensibilidade. A impedância Z é definida como:

$$Z = \frac{EM \cdot S}{WS}, \quad (\text{Equação 4.4})$$

sendo EM o módulo de elasticidade dinâmico do material, S a área transversal da estaca e WS a velocidade de propagação de onda.

Os ensaios de integridade tiveram por objetivo avaliar a uniformidade da concretagem das estacas e obter dados da velocidade de propagação das ondas nos diferentes elementos. Um aprofundamento dos resultados e interpretação dos sinais dinâmicos obtidos com o *PIT* não está no escopo do presente trabalho. A análise dos ensaios permitiu confirmar a integridade das estacas, não se encontrando indícios de danos estruturais. Ocasionalmente, aumentos ou reduções de impedância foram observados, que nas fundações em questão podem estar associados a pequenas variações de seção ou propriedades do concreto. O ensaio mostrou-se particularmente útil na avaliação das condições do material das estacas após o arrasamento – em alguns casos foram observados sinais de fissuramento no topo, tendo-se retomado a remoção de concreto até que boas condições prevalecessem. A velocidade de propagação da onda das estacas situou-se entre 3700 e 4400 m/s.

Para a aplicação dos golpes do martelo das provas de carga dinâmicas, previu-se a execução de blocos de concreto armado fretados, os quais utilizaram uma camisa metálica como forma (Figura 4.58c). A altura adotada para esses reforços foi de

aproximadamente 120 cm. Os diâmetros dos blocos (35, 45 e 70 cm) variaram de acordo com a dimensão nominal das estacas. Para o concreto dos reforços foi prescrita uma resistência característica de 25 MPa. Na Figura 4.58 pode-se observar uma vista da região do estaqueamento após sua implantação.



- a. Arrasamento de estacas com martetele elétrico leve.
- b. Execução de ensaio de integridade (*PIT*).
- c. Detalhe da forma metálica e armadura de bloco de reforço das estacas.
- d. Vista do estaqueamento após a concretagem dos blocos.

Figura 4.58. Etapas complementares dos trabalhos no estaqueamento.

4.8.6 Ensaio de Carregamento Dinâmico

Após a execução dos reforços de concreto, procedeu-se a pequenas escavações do terreno, com vistas à instalação da instrumentação dos ensaios dinâmicos.

Usualmente, os sensores são posicionados a, pelo menos, um diâmetro e meio do topo da estaca (e.g. Pile Dynamics, 2000a). Quando há transições de seção, é recomendável observar uma distância (por exemplo, um diâmetro) que permita evitar

interferências de possíveis concentrações de tensões. No caso do presente estudo, em que blocos de reforço com 120 cm de comprimento haviam sido executados sobre as estacas, a instrumentação foi instalada a uma distância de 30 cm da transição bloco/estaca. Deve-se notar que um maior afastamento acarretaria dificuldades de ordem prática, pois seria necessário aprofundar as escavações.

A Tabela 4.18 traz dados da posição dos sensores, juntamente com informações da geometria das estacas, necessárias para o processamento dos sinais monitorados nos ensaios dinâmicos. Os perímetros dos elementos – medidos por ocasião dos ensaios de integridade – foram utilizados para a obtenção de diâmetros equivalentes. Esses dados permitiram o cálculo da seção transversal real das estacas. As alturas de isopor indicadas na tabela foram estimadas considerando-se as deformações decorrentes do peso próprio do concreto, conforme discutido no item 4.8.4. Subtraindo-se do comprimento perfurado as distâncias referentes à posição dos sensores e à altura de isopor, pôde-se calcular o comprimento das estacas abaixo dos sensores. Por sua vez, o comprimento embutido refere-se à extensão das estacas efetivamente em contato com o solo por ocasião dos ensaios – de um modo geral, abaixo dos sensores foi deixado um trecho livre de 25 cm.

Tabela 4.18. Dados da geometria das estacas e posição da instrumentação.

ESTACA	DIÂMETRO NOMINAL (cm)	POSIÇÃO DOS SENSORES* (cm)	PERÍMETRO NO TOPO (cm)	ÁREA NO TOPO (cm)	COMPR. PERFURADO (cm)	ALTURA DO ISOPOR (cm)	COMPR. ABAIXO DOS SENSORES (cm)	COMPR. EMBUTIDO (cm)
BP-1A	25	85	109	945	1100	0	1015	990
BP-1B	25	85	102	828	1150	0	1065	1040
BP-1C	25	90	111	980	1180	20	1070	1045
BP-1D	25	75	112	998	1150	10	1065	1040
BP-2A	40	95	148	1743	1100	0	1005	980
BP-2B	40	130	133	1408	1150	0	1020	995
BP-2C	40	90	151	1814	1150	10	1050	1025
BP-2D	40	85	137	1494	1150	10	1055	1030
BP-3A	60	85	202	3247	1100	0	1015	990
BP-3B	60	130	197	3088	1150	0	1020	995
BP-3C	60	140	200	3247	1150	10	1000	975
BP-3D	60	85	206	3377	1150	10	1055	1030

Nota:

* Distância entre os sensores e o nível do terreno

As escavações realizadas para a instalação dos sensores permitiram que os fustes das estacas fossem inspecionados, ainda que ao longo de uma extensão limitada. Em geral, a superfície dos elementos apresentou-se relativamente lisa e regular, com a presença ocasional de pequenas depressões, as quais se devem a vazios no concreto (Figura 4.59a). Entretanto, na estaca BP-3C o material resultou excessivamente poroso, com características distintas dos demais elementos. Para que uma região mais uniforme – apropriada à fixação da instrumentação – fosse encontrada nessa estaca, foi necessário aprofundar a escavação até cerca de 150 cm abaixo do nível do terreno.

As inspeções revelaram também que nas estacas BP-1A e BP-2D os blocos de reforço não ficaram centrados sobre as mesmas, tendo ocorrido deslocamentos de até 3 cm entre eixos. Deve-se notar que esse fato tende a potencializar excentricidades na aplicação dos golpes do martelo.

Previamente aos ensaios, a superfície das estacas na região dos sensores foi regularizada com uma lixadeira elétrica, procedendo-se à instalação de chumbadores destinados à fixação dos dispositivos de medida (Figura 4.59a).

Os ensaios de carregamento dinâmico empregaram uma instrumentação convencional, que consistiu em dois transdutores de deformação e dois acelerômetros piezoelétricos (Figura 4.59b). Os registros dos transdutores de deformação são convertidos em força, a partir dos dados da seção transversal das estacas e do módulo de elasticidade dinâmico do material. As leituras dos acelerômetros são integradas ao longo do tempo, de modo a se obter a velocidade. Em geral, a distribuição de tensões dinâmicas na seção da estaca não é uniforme, devido à dificuldade de se obter golpes do martelo perfeitamente centrados. Por esse motivo, os pares de sensores são dispostos de forma diametralmente oposta, compensando-se os efeitos da excentricidade a partir da média entre as leituras dos dispositivos. Os sinais dos sensores foram monitorados e armazenados com um Analisador de Cravação de Estacas (*PDA - Pile Driving Analyzer*), modelo *PAL*, munido de cartão *PCMCIA* (Pile Dynamics, 2000a).



- a. Fuste de estaca na região de instalação de sensores.
- b. Detalhe de acelerômetro e transdutor de deformação, que são monitorados pelo *PDA*.
- c. Bate-estaca sendo posicionado para prova de carga dinâmica.
- d. Operação do bate-estacas na área do estaqueamento.

Figura 4.59. Detalhes das provas de carga dinâmicas.

Os ensaios envolveram a aplicação de golpes sobre os blocos de reforço das estacas, utilizando-se um bate-estacas do tipo queda-livre (Figuras 4.59c e 4.59d), com peso de 49 kN (5 tf). Para o amortecimento dos golpes eram disponíveis discos de peroba e chapas de madeira compensada (item 4.8.4).

A resistência do solo mobilizada em um dado golpe depende da energia transferida à estaca. Golpes de pouca energia podem provocar deslocamentos permanentes (negas) reduzidos, ativando apenas uma parcela da resistência da interação estaca-solo (e.g. Bernardes, 1989). À medida que aumenta o valor da nega, devido a incrementos de energia do golpe aplicado, o valor da resistência mobilizada tende à capacidade de suporte na ruptura. Recomendações para o ensaio de estacas, tanto cravadas como moldadas *in loco*, sugerem que negas de 3 mm seriam suficientes para a plena mobilização do atrito lateral e da resistência de ponta (Hussein et al., 1996; Likins, 1999; Pile Dynamics, 2000a). Deve-se notar que essa recomendação, embora empregada internacionalmente, pode ser conservadora.

No Brasil, difundiu-se o uso do ensaio de carregamento dinâmico com alturas de queda crescentes (Aoki, 1989; 2000). Com esse procedimento, dependendo do nível de energia e das características do sistema estaca-solo, os deslocamentos permanentes podem resultar significativamente superiores à recomendação de 3 mm. O emprego de alturas de queda crescentes é útil para identificar golpes em que ocorre uma mobilização parcial das resistências do solo. As alturas de queda do martelo devem ser controladas de modo a se evitar tensões excessivas, que possam danificar as estacas.

Usualmente, as tensões compressivas em uma prova de carga dinâmica são limitadas a 0,85 da resistência à ruptura do concreto (Pile Dynamics, 2000a). No caso do presente estudo, em que a resistência do concreto aos 28 dias resultou em torno de 31,5 MPa (Tabela 4.16), a tensão compressiva máxima é igual a 26,8 MPa. As tensões de tração, conforme mencionado no item 4.8.2, possuem como limite superior 4,0 MPa.

A Tabela 4.19 resume as seqüências de golpes das provas de carga dinâmicas, incluindo-se as alturas de queda e informações dos elementos de madeira utilizados para amortecimento do impacto.

Tabela 4.19. Programa de ensaios dinâmicos.

ESTACA	DATA DO ENSAIO	SEQÜÊNCIA DE GOLPES (cm)	MATERIAL DO CEPO
BP-1A	12/10/01	20, 20, 40, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 140	150 mm de madeira compensada
BP-1B	09/10/01	20, 20, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180	80 mm de peroba
BP-1C	10/10/01	20, 40, 60, 80, 100, 120, 140	160 mm de peroba
BP-1D	10/10/01	20, 40, 60, 60, 60, 80, 100, 120, 140, 160	80 mm de peroba
BP-2A	12/10/01	40, 60, 80, 100, 120, 140, 180, 220, 260, 300, 400	Até o golpe de 140 cm, 150 mm de madeira compensada; a partir do golpe de 180 cm adicionado 40 mm de peroba
BP-2B	10/10/01	40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 220	80 mm de peroba
BP-2C	10/10/01	40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 160, 180	80 mm de peroba
BP-2D	10/10/01	40, 60, 80, 100, 120, 140, 180, 220	80 mm de peroba
BP-3A	12/10/01	80, 80, 100, 120, 140, 180, 220, 260, 300, 300, 300, 300	80 mm de peroba
BP-3B	10/10/01	80, 100, 120, 140, 180, 220, 260, 300, 400, 500, 700	80 mm de peroba
BP-3C	10/10/01	80, 100, 120, 140, 180, 220, 260, 300, 400	80 mm de peroba
BP-3D	09/10/01	80, 100, 120, 140, 180, 220, 260, 300, 400, 500, 500	80 mm de peroba

No início dos ensaios, as alturas de queda foram iguais a 20, 40 e 80 cm, respectivamente para as estacas de 25, 40 e 60 cm de diâmetro nominal. Os golpes subseqüentes envolveram incrementos graduais, que variaram de 20 a 100 cm, dependendo do nível de energia. À medida que se sucediam os golpes, a análise das informações dos sensores de força no *PDA* permitia que a posição do bate-estaca fosse ajustada, no sentido de se centrar melhor o sistema. Cabe observar que, por ocasião das provas de carga dinâmicas o terreno encontrava-se bastante úmido, devido à ocorrência de chuvas. Com freqüência, a operação do bate-estaca causava o desprendimento de blocos de solo adjacentes às escavações, dificultando o andamento dos ensaios.

Tendo-se em vista o caráter de pesquisa do programa de ensaios, os golpes finais envolveram alturas de queda consideráveis (400 a 700 cm), particularmente nas estacas com 60 cm de diâmetro. Entretanto, com esse nível de energia, nem sempre é

possível obter sinais de boa qualidade, pois podem ocorrer deformações plásticas no concreto.

Nas estacas BP-1A, BP-1B, BP-1C e BP-2A alguns golpes de menor altura transferiram às estacas uma energia líquida reduzida, não sendo gerada a aceleração requerida para “disparar” o sistema de aquisição dos sinais dinâmicos.

Deve-se observar que ocorreram situações em que não foi possível obter medições dinâmicas apropriadas a uma análise mais aprofundada. A Figura 4.60 ilustra os sinais de força e velocidade de uma situação problemática. Após o tempo correspondente a $4L/c$, sendo L o comprimento abaixo dos sensores e c a velocidade de propagação da onda na estaca, nota-se uma redução da força na região dos sensores, ocorrendo uma tração significativa. Tal fato sugere a presença de fissuras no concreto, que permaneceriam fechadas somente enquanto tensões compressivas fossem atuantes.

Sinais semelhantes aos da Figura 4.60 ocorreram nas estacas BP-1B, BP-1D, BP-2B e BP-3A. Possivelmente, os problemas estiveram associados à combinação de golpes excêntricos com o uso de um cepo rígido. Na estaca BP-3A, o bate-estaca não conseguiu um posicionamento adequado – o terreno estava extremamente escorregadio. Como resultado dos golpes excêntricos, à medida que as alturas de queda aumentam, as tensões compressivas resultam não-uniformes, alcançando-se o nível tolerado em um dos sensores de força. O uso de um cepo com módulo de elasticidade elevado intensifica as tensões de compressão e tração. A análise do conjunto de sinais sugere que, nas estacas de menor diâmetro nominal (25 e 40 cm), um sistema de amortecimento menos rígido (madeira compensada) produziu melhores resultados. Nas estacas com de 60 cm de diâmetro BP-3B, BP-3C e BP-3D – em que foi possível obter golpes mais centrados – os sinais não apresentaram anomalias como as da Figura 4.60.

Condições desfavoráveis também ocorreram nas estacas BP-1A e BP-2D, em que os blocos de reforço estavam descentrados em relação às estacas. Nesses casos, puderam ser aproveitados sinais referentes às menores alturas de queda do martelo.

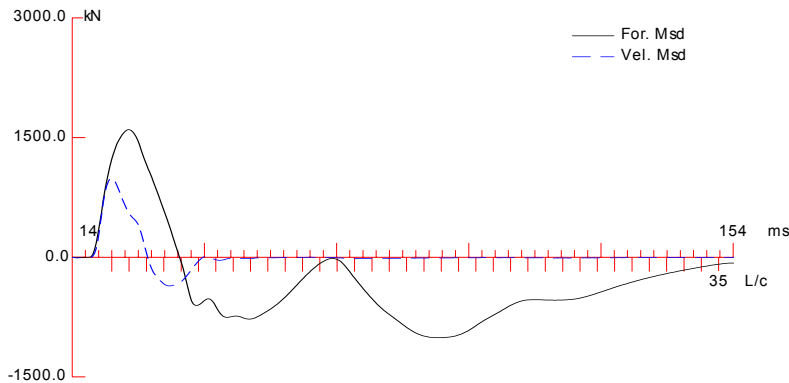


Figura 4.60. Sinais de força e velocidade problemáticos – estaca BP-1B, golpe 7.

Apesar das dificuldades encontradas, um universo considerável de medições mostrou-se apropriado para análise. A Tabela 4.20 traz informações de todos os sinais dinâmicos de boa qualidade, selecionados após o estudo dos dados monitorados. Do total de 49 golpes aproveitados, uma menor quantidade é referente às estacas de 25 cm; o número de sinais aumenta nas estacas de 40 e 60 cm de diâmetro nominal. Os dados da Tabela 4.20 incluem os deslocamentos permanentes (negas), medidos no topo com lápis e papel, e uma série de informações obtidas a partir do processamento dos sinais dinâmicos com o software *PDA-W* (Pile Dynamics, 2000a):

- velocidade de propagação da onda na estaca (*WS*);
- módulo de elasticidade dinâmico (*EM*);
- energia líquida transferida à estaca pelo golpe (*EMX*);
- deslocamento máximo no nível dos sensores (*DMX*);
- tensão de compressão média (*CSX*);
- tensão de tração (*TSX*).

Deve-se notar que as medidas de nega envolvem imprecisões, decorrentes do procedimento manual de registro. Em alguns casos, as condições das escavações não permitiram que as negas fossem marcadas diretamente nos fustes – os deslocamentos foram registrados nos blocos de reforço. Por questões de segurança, preferiu-se não obter os repiques.

Tabela 4.20. Dados dos golpes das provas de carga dinâmicas.

ESTACA	REGISTRO DO GOLPE	ALTURA DE QUEDA (cm)	NEGA NO GOLPE (mm)	NEGAS ACUMULADAS PREVIAMENTE AO GOLPE (mm)	WS (m/s)	EM (GPa)	EMX (kNm)	DMX (mm)	CSX (MPa)	TSX (MPa)
BP-1A	5	60	0,5	2,0	3000	19,8	1,4	2,1	11,5	0,3
	6	80	1,0	2,5	3000	19,8	2,8	3,0	15,5	0,4
BP-1B	4	60	1,0	2,5	2900	18,5	4,5	5,3	14,9	4,2
BP-1C	2	40	0,5	0,5	3000	19,8	2,7	3,2	13,9	3,7
	3	60	1,5	1,0	3000	19,8	6,5	5,6	18,0	3,4
	4	80	3,0	2,5	3000	19,8	10,1	7,0	20,1	3,5
BP-2A	4	100	0,5	0,0	3000	19,8	3,7	3,0	10,6	0,7
	5	120	1,5	0,5	3000	19,8	6,1	3,9	13,0	0,7
	6	140	1,5	2,0	3000	19,8	11,6	5,8	16,0	0,7
	7	180	2,5	3,5	3000	19,8	14,6	6,8	17,4	0,6
	9	220	0,5	6,0	3000	19,8	10,0	5,3	15,3	0,6
	10	300	8,5	10,0	3000	19,8	29,1	10,7	20,6	0,4
	11	400	7,0	18,5	3000	19,8	26,3	10,5	18,9	0,4
BP-2B	4	100	3,0	2,0	3400	25,5	14,0	6,3	21,9	5,2
BP-2C	1	40	0,5	0,0	3200	22,6	4,4	3,5	10,7	1,1
	2	60	1,5	0,5	3200	22,6	6,3	4,0	13,0	1,0
	3	80	0,5	2,0	3200	22,6	11,4	5,7	15,8	2,3
	4	100	1,5	2,5	3200	22,6	8,8	4,7	14,6	2,4
	5	120	4,0	4,0	3200	22,6	20,6	8,3	19,1	3,7
	7	160	7,0	9,5	3200	22,6	28,1	9,5	20,6	2,2
	8	160	7,0	16,5	3200	22,6	35,5	10,5	23,4	2,3
	9	180	10,0	23,5	3200	22,6	44,7	12,7	24,7	2,9
BP-2D	1	40	0,5	0,0	3500	27,0	2,6	2,2	12,2	1,1
	2	60	0,5	0,5	3500	27,0	6,8	3,7	18,0	1,7
BP-3B	1	80	0,0	0,0	3500	27,0	2,8	1,6	7,2	0,8
	2	100	0,0	0,0	3500	27,0	5,1	2,4	8,4	1,6
	3	120	0,0	0,0	3500	27,0	7,3	3,2	9,1	1,7
	4	140	0,0	0,0	3500	27,0	8,7	3,7	9,4	1,9
	5	180	1,5	0,0	3500	27,0	13,4	4,4	11,8	1,8
	6	220	2,0	1,5	3500	27,0	17,3	5,0	12,7	2,1
	7	260	4,5	3,5	3500	27,0	16,8	5,2	12,5	2,0
	8	300	2,0	8,0	3500	27,0	17,0	5,5	12,0	0,3
	9	400	2,0	10,0	3500	27,0	15,1	5,4	11,8	0,9
	10	500	3,0	12,0	3500	27,0	24,9	7,1	15,0	0,1
BP-3C	1	80	0,0	0,0	3700	30,2	2,7	1,9	6,0	1,8
	2	100	0,5	0,0	3700	30,2	3,9	2,3	7,0	1,8
	4	140	1,5	2,0	3700	30,2	7,6	3,4	9,0	2,2
	5	180	1,5	3,5	3700	30,2	13,2	4,6	11,3	0,4
	6	220	2,5	6,0	3700	30,2	16,6	5,6	11,8	1,9
	7	260	5,0	11,0	3700	30,2	22,2	6,6	12,8	3,2
BP-3D	1	80	0,0	0,0	3700	30,2	5,8	1,9	12,3	0,9
	2	100	0,0	0,0	3700	30,2	10,3	3,0	13,9	1,6
	3	120	0,0	0,0	3700	30,2	12,0	3,2	14,7	1,3
	4	140	1,5	0,0	3700	30,2	15,7	3,5	15,9	1,5
	5	180	2,5	1,5	3700	30,2	22,7	4,5	18,7	1,5
	6	220	4,0	4,0	3700	30,2	30,1	5,2	20,6	1,5
	7	260	3,5	7,5	3700	30,2	34,3	5,6	21,3	1,8
	8	300	4,0	11,5	3700	30,2	42,6	6,6	23,6	2,1
	9	400	7,5	15,5	3700	30,2	63,2	9,6	26,4	2,9

Os golpes relacionados na Tabela 4.20 estão associados a negas que, dependendo da altura de queda, variam desde zero até valores consideráveis, da ordem de 10 mm. Em boa parte das estacas, o sistema de cravação foi capaz de produzir deslocamentos permanentes que podem conduzir a uma mobilização significativa das resistências do solo. Essa condição se verificou inclusive nas estacas com 60 cm de diâmetro, para as quais uma elevada capacidade de suporte havia sido prevista (Tabela 4.14). De modo a se caracterizar o nível de deslocamentos impostos às estacas, além das negas de cada golpe, foram incluídos também na Tabela 4.20 os deslocamentos acumulados previamente.

Como o comprimento das estacas é conhecido (Tabela 4.18), as velocidades de propagação da onda (WS) foram estabelecidas a partir do estudo das ondas ascendentes (*wave-up*), buscando-se identificar reflexões de tração no tempo correspondente à resposta da ponta das estacas. De um modo geral, essas reflexões mostraram-se nítidas, particularmente quando os golpes envolveram maiores energias, cepto rígido ou ainda a presença de isopor na ponta. Deve-se notar que a velocidade de onda assim determinada corresponde a uma média ao longo da estaca – a rigor, WS refere-se às propriedades do material na região dos sensores. As velocidades de onda medidas variam dentro de uma faixa relativamente ampla, entre 2900 e 3700 m/s. Esses valores são inferiores às velocidades de onda dos ensaios de integridade (*PIT*), fato esperado devido aos diferentes níveis de deformação envolvidos nas duas técnicas.

A velocidade de onda é utilizada para o cálculo do módulo de elasticidade dinâmico EM , que de acordo com a teoria de propagação de ondas unidimensionais é dado por:

$$EM = \rho WS^2, \quad (\text{Equação 4.5})$$

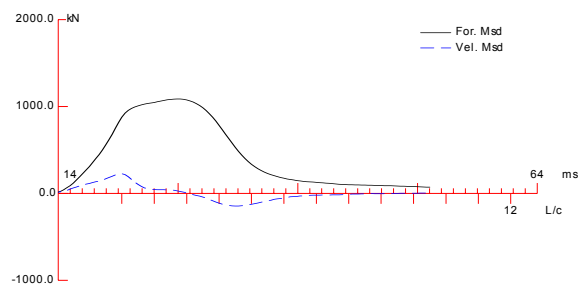
sendo ρ a massa específica do material da estaca na região dos sensores. Para melhorar a precisão do cálculo, amostras do concreto foram retiradas de algumas estacas após as provas de carga, tendo-se determinado seu peso específico em laboratório. Os resultados dos diferentes corpos de prova, resumidos na Tabela 4.21, mostram-se razoavelmente homogêneos. A média das determinações, igual a 21,6 kN/m³, foi considerada aplicável ao cálculo do módulo de elasticidade dinâmico de todas as estacas. Os valores de EM , indicados na Tabela 4.20, variam entre 19,5 e 30,2 GPa.

Tabela 4.21. Determinações de peso específico das estacas.

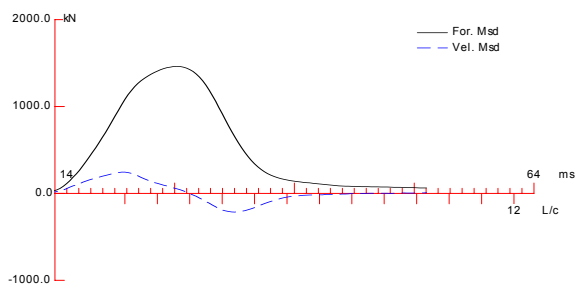
ESTACA	CORPO DE PROVA	PESO ESPECÍFICO (kN/m ³)	PESO ESPECÍFICO MÉDIO DA ESTACA (kN/m ³)
BP-3C	1	21,9	21,9
	2	21,8	
	3	21,8	
BP-1C	1	21,2	21,8
	2	21,2	
	3	23,1	
BP-3B	1	21,1	21,4
	2	22,1	
	3	21,1	
BP-2C	1	20,7	21,3
	2	22,4	
	3	20,8	
MÉDIA			21,6

As informações calculadas a partir dos sinais dinâmicos constituem-se em dados importantes do desempenho das estacas. Os deslocamentos no nível dos sensores (*DMX*) resultaram diretamente dependentes da energia do golpe, tendo em alguns casos excedido 10 mm. Os valores de *DMX* mostram-se sempre superiores às negas registradas, o que é coerente com o fato dos mesmos incorporarem tanto as deformações plásticas como elásticas do sistema estaca-solo. As tensões compressivas (*CSX*) e de tração (*TSX*) dos golpes relacionados na Tabela 4.20, em geral, mantiveram-se abaixo dos limites admissíveis (respectivamente 26,8 e 4,0 MPa para compressão e tração). Deve-se observar que o cálculo das tensões de tração (*TSX*) refere-se a elementos uniformes. No caso aqui analisado, em que as estacas exibem alargamentos no topo, esses dados devem ser encarados como aproximações. Informações rigorosas podem ser obtidas com análises *CAPWAP*, modelando-se as variações de impedância da estaca.

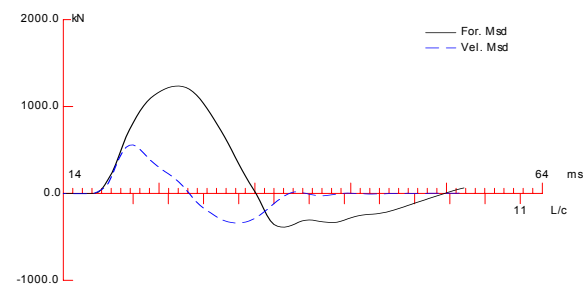
Dentre os golpes da Tabela 4.20, um total de 34 sinais foi selecionado para análise com o programa *CAPWAP*. Foram evitadas medições associadas a golpes em que a tensão compressiva individual de um dos sensores (*CSI*) tenha alcançado níveis excessivos. Nas estacas com uma maior quantidade de sinais, eventualmente golpes de pouca energia foram desconsiderados. Os sinais selecionados são apresentados nas Figuras 4.61 a 4.64, sob a forma de gráficos que mostram a variação da força e da velocidade multiplicada pela impedância, ao longo do tempo.



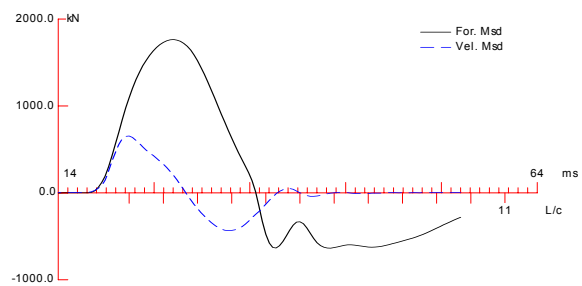
(a) BP-1A, golpe 5



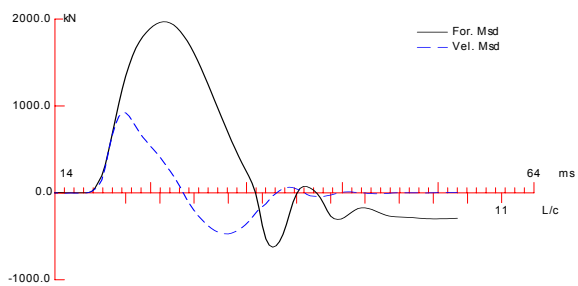
(b) BP-1A, golpe 6



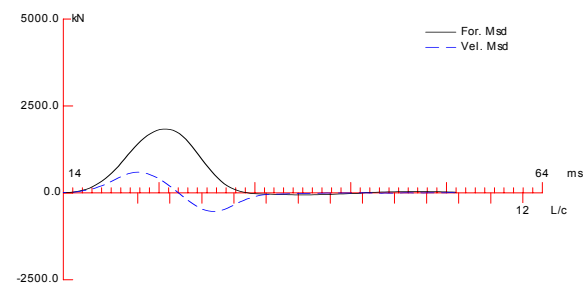
(c) BP-1B, golpe 4



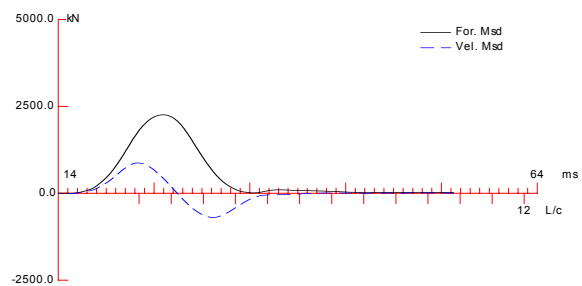
(d) BP-1C, golpe 3



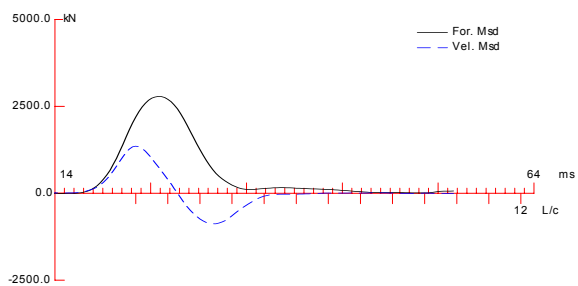
(e) BP-1C, golpe 4



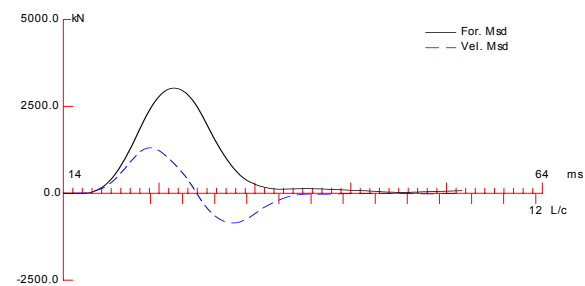
(f) BP-2A, golpe 4



(g) BP-2A, golpe 5



(h) BP-2A, golpe 6



(i) BP-2A, golpe 7

Figura 4.61. Sinais de força e velocidade de estacas com 25 e 40 cm de diâmetro nominal.

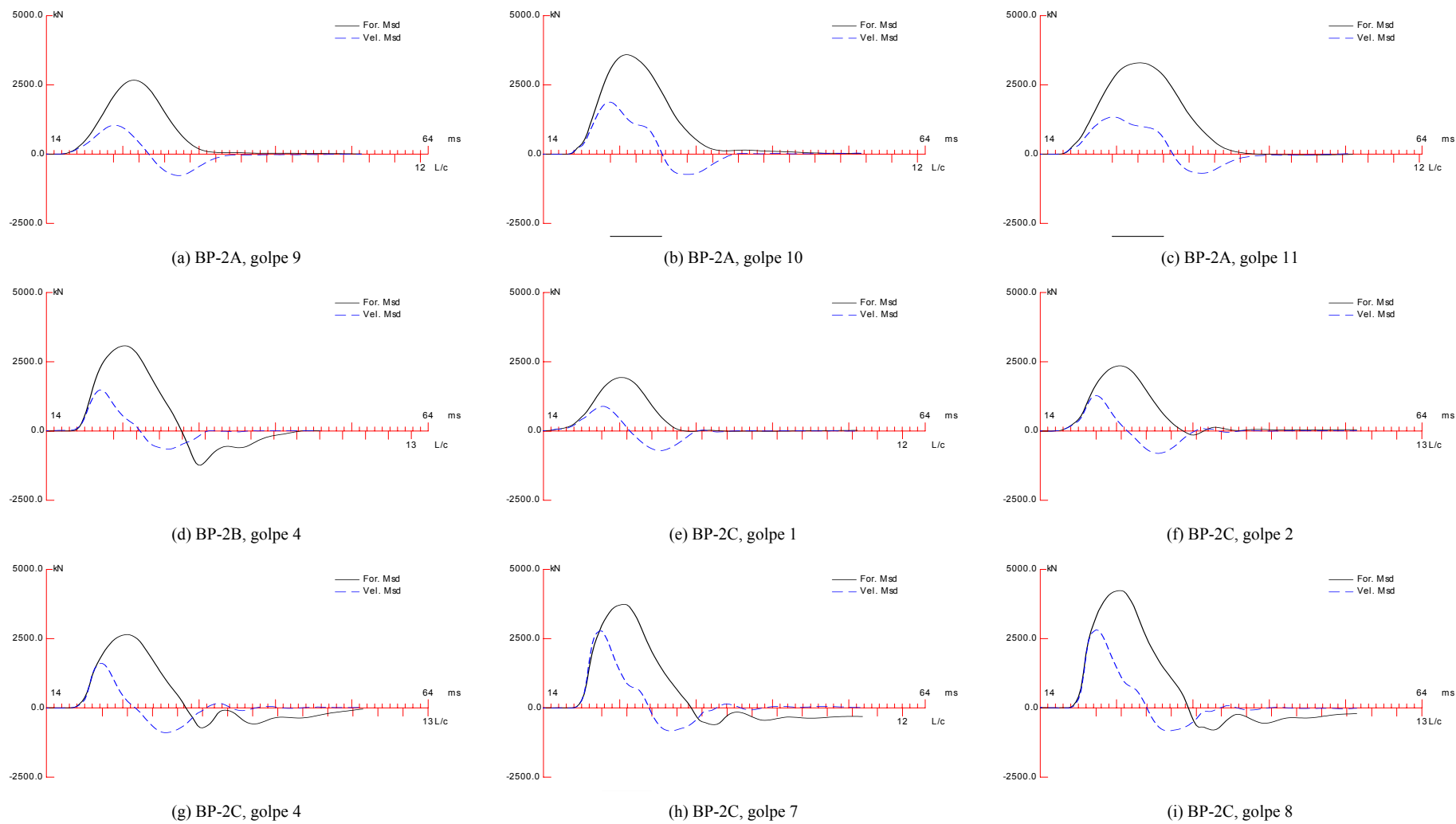


Figura 4.62. Sinais de força e velocidade de estacas com 40 cm de diâmetro nominal.

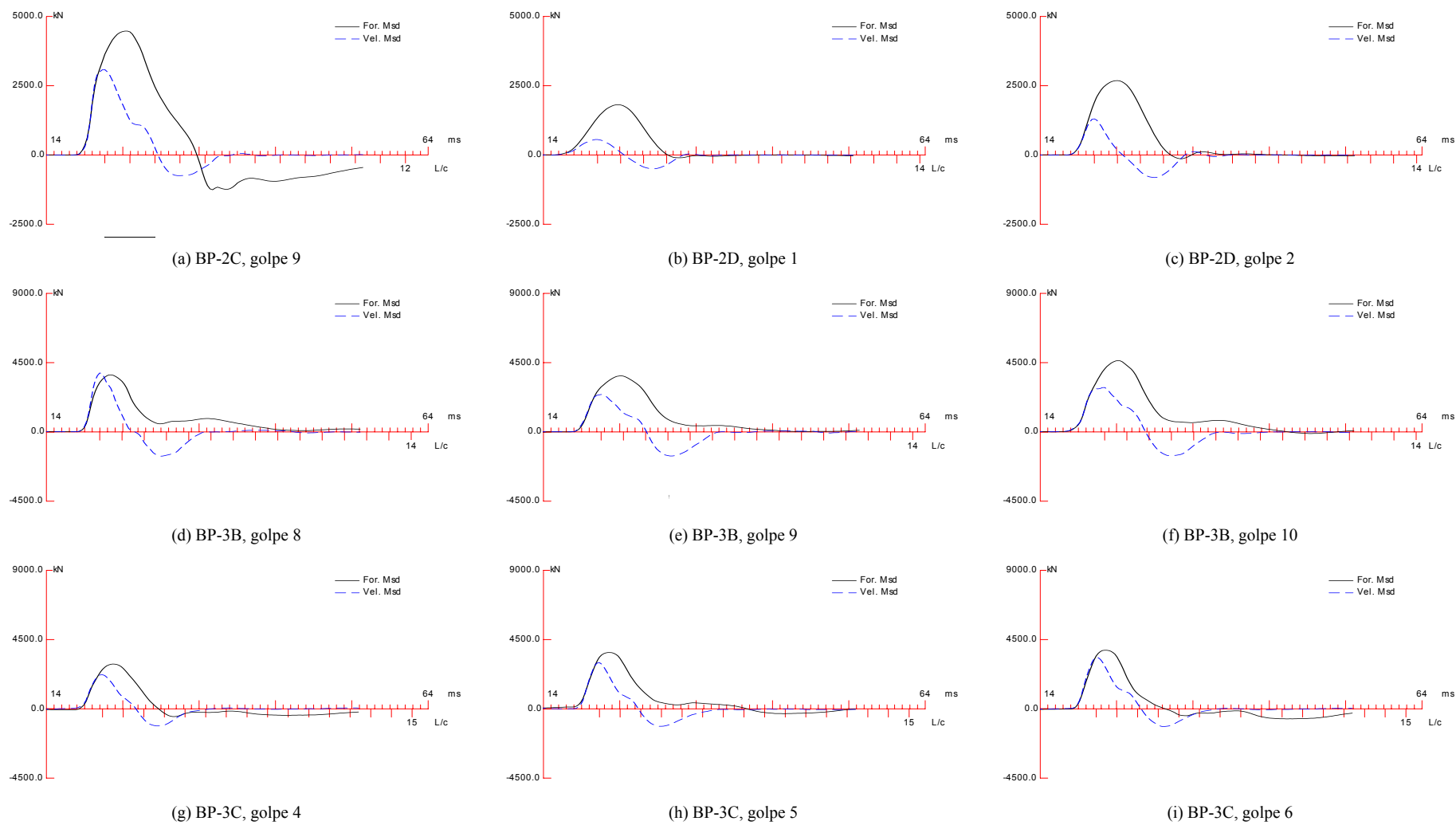


Figura 4.63. Sinais de força e velocidade de estacas com 40 e 60 cm de diâmetro nominal.

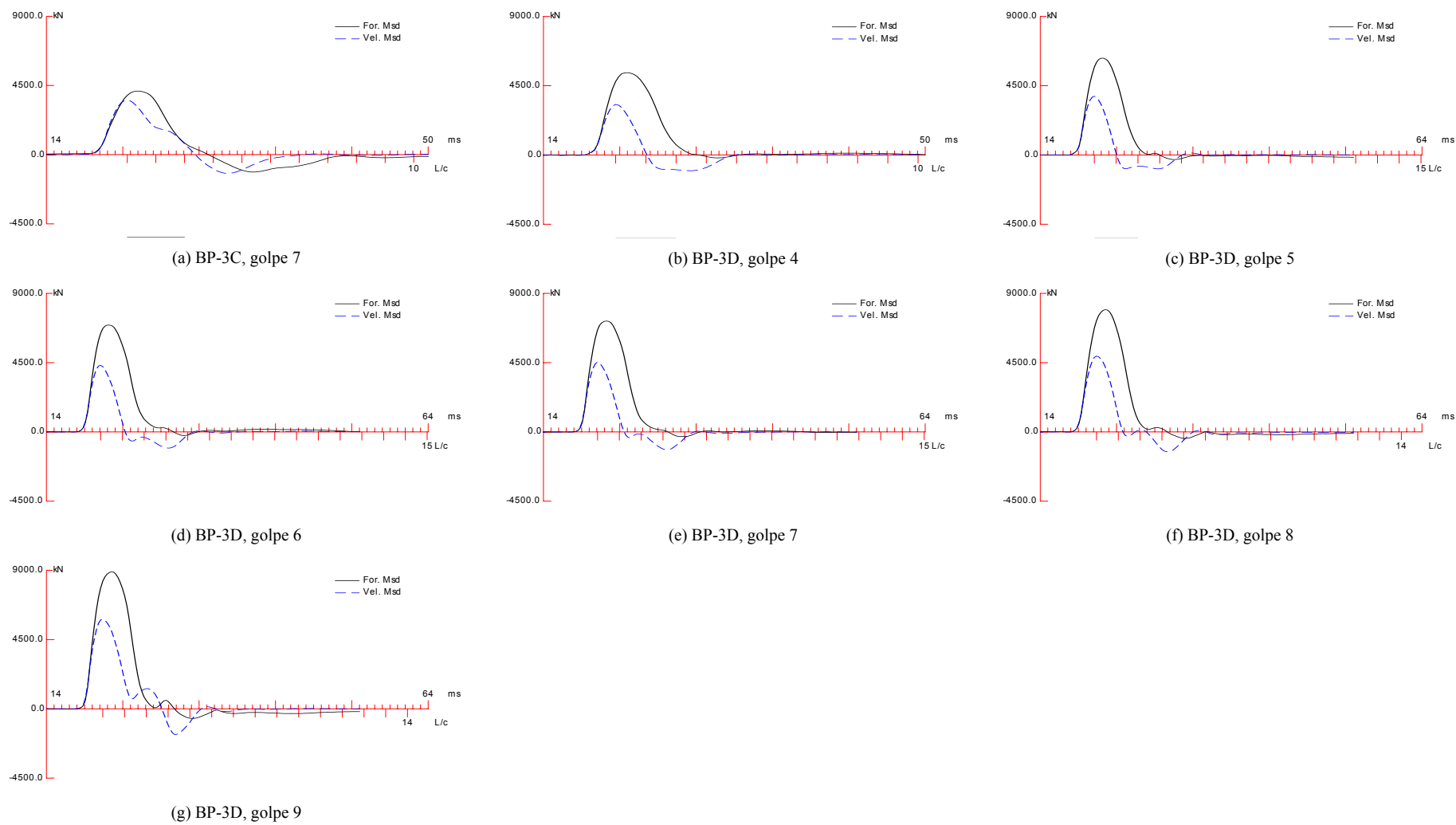


Figura 4.64. Sinais de força e velocidade de estacas com 60 cm de diâmetro nominal.

A análise das medições dinâmicas permite identificar algumas tendências. Os sinais de força e velocidade se afastam logo após o impacto, devido a ondas ascendentes compressivas, o que indica a presença de um atrito lateral elevado. À medida que a energia dos golpes aumenta, um maior deslocamento da ponta das estacas ocorre – a chegada das tensões compressivas do golpe na ponta das estacas provoca reflexões de tração. Isso faz com que, no tempo correspondente a $2L/c$ após o início do impacto, o sinal da aceleração se inverta – a velocidade exibe uma inflexão, podendo até mesmo experimentar um acréscimo. Analisando-se o conjunto de sinais, pode-se perceber que esse fenômeno é mais nítido nos elementos com isopor sob ponta, particularmente nas estacas com 60 cm de diâmetro. Os sinais podem exibir também reflexões compressivas entre os tempos correspondentes a $4L/c$ e $6L/c$ após o início do impacto, possivelmente associadas à mobilização de resistência de ponta.

4.8.7 Análises CAPWAP

Previamente ao processamento dos sinais com o programa *CAPWAP*, procedeu-se a um estudo das opções de análise disponíveis. Por exemplo, Rausche et al. (1996) descrevem a metodologia denominada *Multiple Blow Analysis (MBA)*. Dentre outras aplicações, os autores recomendam essa abordagem para o caso de golpes de energia variável. Conforme discutido no item precedente, à medida que golpes de energias crescentes são aplicados na estaca, é esperada uma maior mobilização do atrito lateral e da resistência de ponta. Entretanto, deve-se observar que nas análises *MBA* a resistência de ponta é mantida constante. Como a princípio não se considerava tal premissa aplicável ao presente estudo, optou-se por não utilizar esse tipo de análise. Alternativamente, algumas tentativas com análises de tensões residuais (Holloway et al., 1978 e Hery, 1983 apud GRL, 1998) foram efetuadas. Porém, não se encontrou uma convergência que justificasse a adoção dessa abordagem.

Os 34 sinais apresentados nas Figuras 4.61 a 4.64 foram submetidos a análises *CAPWAP* convencionais, empregando-se 10 elementos de estaca e 10 elementos de solo. Detalhes do modelo computacional e da versão do software, que é operado em ambiente Windows, podem ser encontrados no trabalho da Pile Dynamics (2000b). Para modelar os alargamentos observados no topo das estacas, considerou-se ao

longo de 5 m abaixo dos sensores uma transição linear da seção medida para a seção nominal dos elementos. As análises foram efetuadas com base na curva de onda ascendente (*wave-up*), tendo-se buscado o melhor ajuste (*match*) possível entre o sinal calculado e o medido.

A Tabela 4.22 resume resultados das análises *CAPWAP*, sendo apresentados os principais parâmetros da modelagem e os resultados das avaliações de resistência estática:

- *quake* médio do fuste (*QS*), que consiste no deslocamento que separa os trechos elástico e plástico no modelo estático do atrito lateral;
- *quake* de ponta (*QT*), que consiste no deslocamento que separa os trechos elástico e plástico no modelo estático da resistência de ponta;
- *damping* de Smith de fuste (*JS*), utilizado para calcular a parcela dinâmica do atrito lateral;
- *damping* de Smith de ponta (*JT*), utilizado para calcular a parcela dinâmica da resistência de ponta;
- *gap* da ponta (*TG*), deslocamento da ponta necessário para iniciar a mobilização de resistência;
- *soil plug* (*PL*), massa de solo na ponta que gera uma resistência proporcional à aceleração;
- fator de amortecimento (*JC*) do método *CASE*, considerando-se a máxima resistência (*RMX*);
- *match quality* da análise (*MQno*), que indica o grau de ajuste entre o sinal medido e o calculado (quanto menor o valor de *MQno* melhor é o ajuste);
- parcela estática do atrito lateral;
- parcela estática da resistência de ponta;
- resistência estática total.

Na maioria das análises foi utilizado um *quake* constante ao longo do fuste. Os valores desse parâmetro situaram-se tipicamente entre 1,0 e 3,0 mm. Os *quakes* de ponta mostraram-se dependentes dos deslocamentos permanentes alcançados nos golpes, variando dentro de uma faixa ampla. Os dados da Tabela 4.22 indicam que um *gap* (*TG*) foi necessário para simular alguns golpes, particularmente nas estacas BP-2C, BP-3C e BP-3D, as quais possuem isopor sob a ponta.

O modelo que melhor se ajustou aos sinais envolveu o uso de *damping* viscoso, que emprega coeficientes lineares para calcular a parcela dinâmica da resistência a partir da velocidade. Alguns golpes foram analisados com a combinação de *damping* viscoso e *damping* de Smith, respectivamente antes e após a primeira ativação plena da resistência de ponta. O uso de amortecimento radial (*radiation damping*) não conduziu a melhores ajustes, fato que pode ser associado à superfície relativamente regular das estacas.

O *damping* de fuste, à exceção da estaca BP-1D, resultou entre 0,3 e 0,7 s/m em boa parte dos golpes analisados. Na estaca BP-1D valores mais altos ocorreram, tendo-se obtido números de até 1,1 s/m. Esse parâmetro foi mantido constante ao longo do fuste. De um modo geral, para negas menores o *damping* da ponta das estacas apresentou-se elevado, na faixa de 1,0 a 1,5 s/m. À medida que uma maior energia foi transferida, nota-se uma redução sensível em *JT*. Conforme pode-se verificar nos dados da Tabela 4.22, em algumas análises considerou-se uma massa de solo na ponta (*PL*). Os fatores de amortecimento do método *CASE (RMX)*, correlacionados com as resistências estáticas obtidas nas análises, resultaram inferiores a 0,6. Nas estacas com 25 e 40 cm de diâmetro nominal ocorreram golpes que se correlacionam com um *JC* nulo.

Deve-se notar que a qualidade dos ajustes mostrou-se bastante satisfatória. Usualmente, recomenda-se que o *match quality* seja inferior a 5,0 (Pile Dynamics, 2000b). Na maioria das análises, os valores de *MQno* resultaram entre 1,0 e 3,0. Por outro lado, as distribuições de atrito lateral apresentaram uma redução de sua magnitude em direção à ponta, devido aos efeitos mencionados no item 4.8.1.

Nas estacas com 25 cm de diâmetro nominal, o atrito lateral mobilizado variou de 1339 a 2024 kN. A resistência de ponta das estacas BP-1A e BP-1-B, que não possuíam isopor, situou-se entre 30 e 128 kN. Deve-se notar que a pequena energia dos golpes dessas duas estacas pode ter mobilizado parcialmente as capacidades, particularmente na ponta. Nas estacas BP-1C e BP-1D, em que energia e negas um pouco maiores foram obtidas, o sistema isopor-solo da ponta respondeu com resistências na faixa de 128 a 219 kN.

As estacas de 40 cm de diâmetro nominal apresentaram atrito lateral entre 1953 e 3140 kN. Quando não se utilizou isopor (estacas BP-2A e BP-2B), a resistência de

ponta situou-se entre 271 e 615 kN, dependendo da energia dos golpes. Nas estacas BP-2C e BP-2D, a resistência de ponta (isopor-solo) ficou na faixa de 150 a 432 kN.

Nos elementos com dimensões nominais de 60 cm, foram mobilizados atritos laterais de 1759 a 3472 kN. A resistência de ponta da estaca BP-3B resultou entre 1988 a 2713 kN. Nas estacas BP-3C e BP-3D, o sistema isopor-solo apresentou resistências na faixa de 544 a 1044 kN.

As Figuras 4.65 a 4.71 trazem simulações estáticas obtidas com o programa *CAPWAP*, para todos os golpes analisados. Esse tipo de análise baseia-se em dados do comportamento dinâmico do sistema estaca-solo (tais como rigidez do elemento estrutural e deslocamentos) e nas variáveis estáticas do modelo (*quakes* e resistências).

Deve-se notar que as resistências mobilizadas do programa *CAPWAP*, resumidas na Tabela 4.22, bem como as simulações das Figuras 4.65 a 4.71, referem-se a diferentes condições de energia dos golpes, negas e deslocamentos acumulados. Uma discussão mais aprofundada dos resultados será efetuada no Capítulo 6, buscando-se identificar possíveis efeitos de escala nas resistências do solo.

Tabela 4.22. Resultados das análises *CAPWAP*.

ESTACA	GOLPE	ALTURA DE QUEDA (cm)	<i>EMX</i> (kNm)	NEGA (mm)	<i>QS</i> (mm)	<i>QT</i> (mm)	<i>JS</i> (m/s)	<i>JT</i> (m/s)	<i>TG</i> (mm)	<i>PL</i> (kN)	<i>JC</i>	<i>MQno</i>	ATRITO LATERAL (kN)	RESIST. DE PONTA (kN)	continua
															RESIST. TOTAL (kN)
BP-1A	5	60	1,4	0,5	0,70	0,23	0,70	1,31	0,00	1,91	0,00	1,42	1339,3	37,1	1376
	6	80	2,8	1,0	0,87	0,65	0,19	1,31	0,07	1,92	0,00	1,30	1575,9	30,5	1606
BP-1B	4	60	4,5	1,0	2,11	1,00	0,35	1,50	0,00	3,79	0,00	2,77	1358,7	128,4	1487
BP-1C	3	60	6,5	1,5	2,34	0,85	0,48	1,48	0,00	10,3	0,00	3,65	2023,7	238,4	2262
	4	80	10,1	3,0	2,72	1,00	0,49	1,50	0,00	0,78	0,00	4,12	1875,7	218,9	2095
BP-2A	4	100	3,7	0,5	1,98	1,67	0,63	1,27	0,00	6,68	0,00	1,24	1952,9	271,3	2224
	5	120	6,1	1,5	1,45	1,09	1,01	1,48	0,00	15,08	0,00	1,07	2062,6	248,9	2312
	6	140	11,6	1,5	2,46	2,42	0,83	1,42	0,00	8,62	0,32	1,08	2220,7	328,7	2549
	7	180	14,6	2,5	3,70	3,52	0,73	1,48	0,02	7,41	0,29	0,51	2474,0	298,9	2773
	9	220	10,0	0,5	2,98	1,00	0,62	1,29	0,00	0,00	0,00	0,93	2382,6	319,0	2702
	10	300	29,1	8,5	3,20	6,64	0,67	0,08	0,10	0,00	0,71	2,02	2054,2	614,6	2669
	11	400	26,3	7,0	3,63	6,40	0,69	0,49	0,01	4,34	0,72	0,87	2049,2	597,0	2646
BP-2B	4	100	14,0	3,0	2,96	2,67	0,58	0,67	0,02	6,20	0,00	3,30	2682,2	605,4	3288
BP-2C	1	40	4,4	0,5	1,83	1,68	0,58	1,49	0,00	11,19	0,00	1,12	2137,1	213,4	2351
	2	60	6,3	1,5	1,91	1,64	0,47	1,49	0,00	6,80	0,00	1,45	2595,7	295,5	2891
	4	100	8,8	1,5	2,57	2,22	0,35	1,26	0,00	3,91	0,00	3,75	2847,2	396,5	3244
	7	160	28,1	7,0	1,50	6,71	0,46	0,19	0,11	0,95	0,59	2,38	2581,5	398,0	2980
	8	160	35,5	7,0	1,87	7,51	0,35	0,19	0,11	1,31	0,49	2,28	3059,3	432,1	3491
	9	180	44,7	10	3,21	10,4	0,30	0,60	0,10	1,47	0,56	2,60	3140,5	150,2	3291

Tabela 4.22. Resultados das análises *CAPWAP*.

ESTACA	GOLPE	ALTURA DE QUEDA (cm)	EMX (kNm)	NEGA (mm)	QS (mm)	QT (mm)	JS (m/s)	JT (m/s)	TG (mm)	PL (kN)	JC	MQno	ATRITO LATERAL (kN)	RESIST. DE PONTA (kN)	conclusão
															RESIST. TOTAL (kN)
BP-2D	1	40	2,6	0,5	1,14	0,88	0,79	1,47	0,00	8,51	0,00	1,25	2046,0	190,9	2237
	2	60	6,8	0,5	2,09	1,93	0,28	1,50	0,00	4,70	0,00	1,23	2857,3	359,3	3217
BP-3B	8	300	17,0	2,0	3,21	3,48	0,99	0,68	0,05	0,00	0,50	5,01	1988,1	1219,9	3208
	9	400	15,1	2,0	1,02	3,20	0,61	0,32	0,05	2,43	0,39	2,18	2695,5	756,3	3452
	10	500	24,9	3,0	1,00	4,89	0,60	0,12	0,00	6,83	0,27	3,13	2713,2	1398,8	4112
BP-3C	4	140	7,6	1,5	2,56	2,43	0,61	1,52	0,00	0,07	0,21	2,84	2172,3	749,4	2922
	5	180	13,2	1,5	1,19	1,64	0,71	0,62	0,27	0,00	0,40	3,27	2420,5	619,1	3040
	6	220	16,6	2,5	1,44	2,46	0,67	0,39	0,25	0,00	0,45	3,42	1898,6	678,0	2577
	7	260	22,2	5,0	1,00	3,23	0,60	0,29	0,12	0,01	0,31	2,00	1758,9	981,7	2741
BP-3D	4	140	15,7	1,5	1,18	2,51	1,10	0,08	0,21	0,00	0,26	1,36	3471,1	544,5	4016
	5	180	22,7	2,5	1,05	3,55	1,13	0,08	1,31	0,00	0,32	1,13	3289,9	714,4	4004
	6	220	30,1	4,0	1,65	5,01	1,00	0,32	1,22	0,19	0,41	1,91	3470,9	558,5	4029
	7	260	34,3	3,5	1,92	5,80	1,03	0,14	0,68	0,90	0,37	0,96	3102,3	1043,7	4146
	8	300	42,6	4,0	2,09	5,87	1,07	0,08	2,55	0,00	0,40	0,95	2998,4	924,6	3923
	9	400	63,2	7,5	1,15	9,17	0,58	0,08	4,31	0,13	0,33	1,34	3472,1	817,7	4290

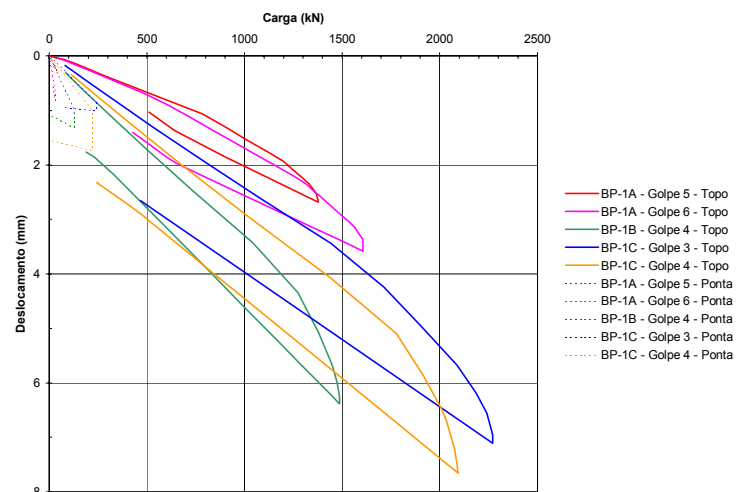


Figura 4.65. Simulações estáticas do programa *CAPWAP* – estacas BP-1A, BP-1B e BP-1C.

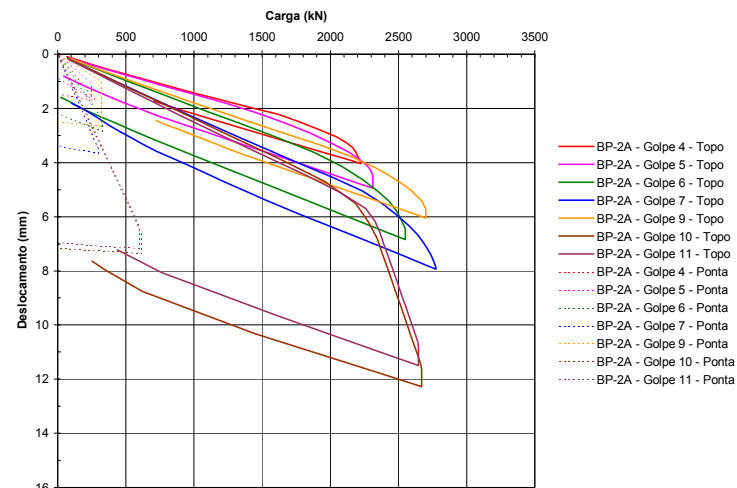


Figura 4.66. Simulações estáticas do programa *CAPWAP* – estaca BP-2A.

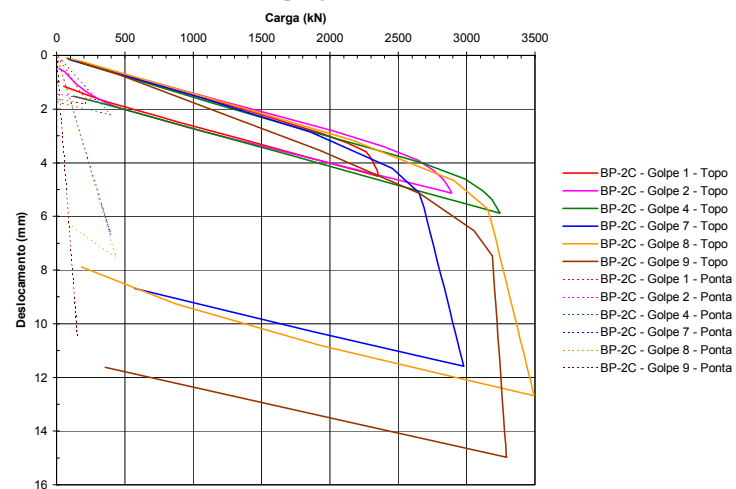


Figura 4.67. Simulações estáticas do programa *CAPWAP* – estaca BP-2C.

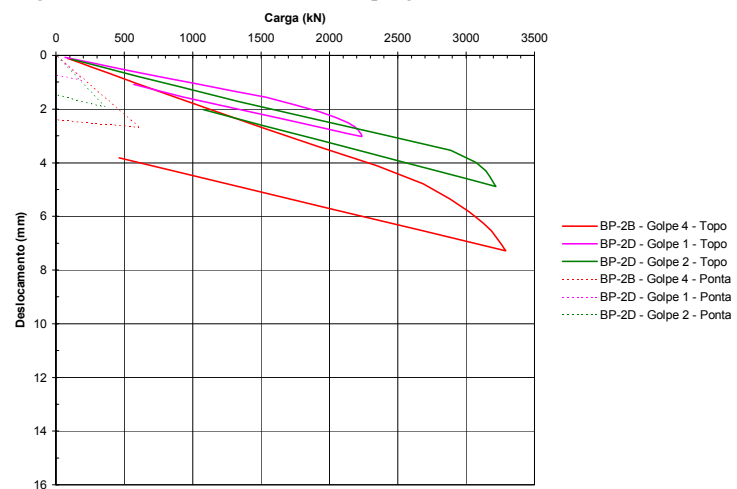


Figura 4.68. Simulações estáticas do programa *CAPWAP* – estacas BP-2B e BP-2D.

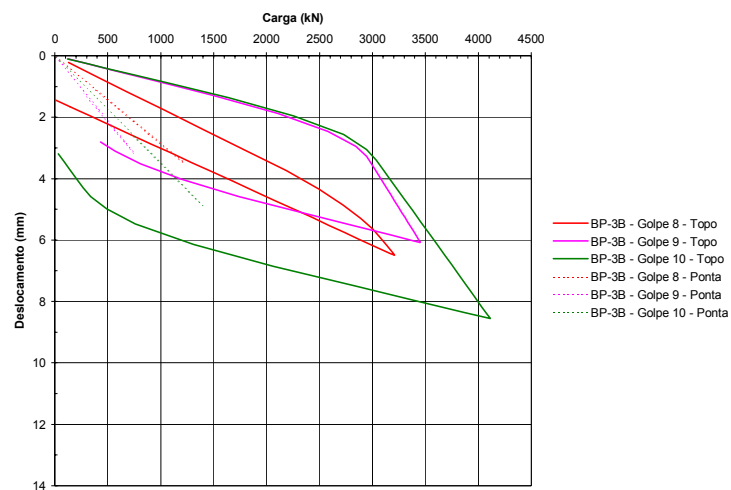


Figura 4.69. Simulações estáticas do programa *CAPWAP* – estaca BP-3B.

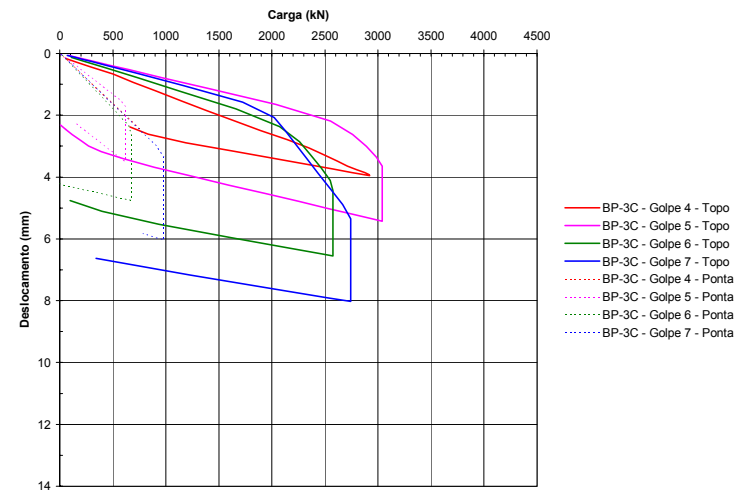


Figura 4.70. Simulações estáticas do programa *CAPWAP* – estaca BP-3C.

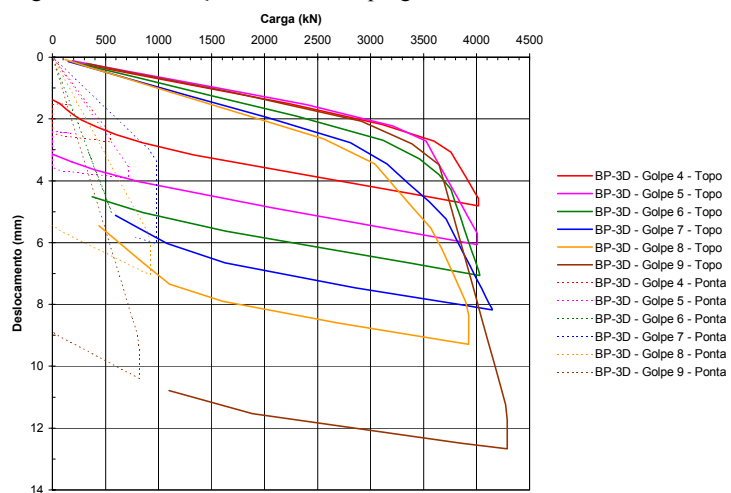


Figura 4.71. Simulações estáticas do programa *CAPWAP* – estaca BP-3D.

ENSAIOS DE LABORATÓRIO COM AMOSTRAS DO SÍTIO EXPERIMENTAL

5.1 Amostras Utilizadas e Programa de Ensaios

Buscando-se melhorar o entendimento de aspectos essenciais do comportamento das argilas da Formação Guabirota, um amplo programa de ensaios de laboratório foi implementado no decorrer do presente estudo.

Conforme descrito no Capítulo 4, o terreno da Área 1 possui um menor grau de intemperismo químico em comparação com o solo da Área 2. Devido a esse fato, optou-se por centrar os estudos de laboratório no perfil da Área 1, que exhibe características tipicamente encontradas em boa parte dos sedimentos que preenchem a Bacia de Curitiba. Essas feições referem-se à consistência elevada, à presença de fraturas (muitas das quais com aspecto polido) e à coloração com o predomínio de tons cinzas ou marrons. Para a retirada de amostras, procedeu-se à abertura de alguns poços e trincheiras no Sítio Experimental. Os trabalhos de escavação e de coleta das amostras foram descritos no item 4.2.

A Tabela 5.1 traz um resumo dos ensaios realizados. Ao todo 28 amostras foram estudadas dentro de um programa que envolveu ensaios de caracterização,

adensamento, cisalhamento direto, triaxial e determinações de sucção com papel filtro. Algumas análises com microscopia eletrônica e difratometria de raios-X também são disponíveis. Os ensaios de deformabilidade, resistência e a determinação de curvas características contemplaram tanto solo indeformado como reconstituído.

O trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Materiais e Estruturas – LAME/LACTEC, Centro Politécnico da UFPR. Essa instituição possui um sistema de qualidade e ensaios geotécnicos credenciados pelo INMETRO, bem como a certificação ISO 9002/94. A ampla maioria dos equipamentos (extensômetros, transdutores, anéis dinamométricos, vidraria, balanças e outros dispositivos) conta com certificados de calibração, que são renovados periodicamente. As instalações do laboratório incluem sistemas de controle de temperatura e umidade. Os blocos indeformados, devidamente protegidos com parafina, foram armazenados em câmara úmida.

A numeração das amostras relacionadas na Tabela 5.1 refere-se ao cadastro utilizado no sistema de qualidade do LAME. À exceção dos dois últimos algarismos, que indicam o ano em que a amostra foi registrada, os demais códigos não acrescentam informações específicas. No presente trabalho, optou-se por manter o registro original, de modo a facilitar o cruzamento futuro de dados, na continuidade das pesquisas.

Nos itens subseqüentes, o estudo desenvolvido em laboratório será apresentado, descrevendo-se as amostras, equipamentos, procedimentos utilizados e resultados obtidos. Um aprofundamento da discussão do programa de ensaios de laboratório pode ser encontrado no Capítulo 6.

Tabela 5.1. Resumo das amostras e do programa de ensaios de laboratório.

NÚMERO DA AMOSTRA	ÁREA	POÇO	PROF. MÉDIA (m)	TIPO	ENSAIOS						
					CARACTERIZAÇÃO	ADENSAMENTO	CURVA CARACTERÍSTICA	CISALHAMENTO DIRETO	TRIAxIAL	OUTROS	
2.0041.97	1	1	2,20	Bloco indef.	Completa	-	-	-	-	-	Microscopia eletrônica
2.0042.97	1	1	2,20	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	Difratometria de raios-X
2.0015.97	1	2	0,80	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
2.0044.97	1	2	1,05	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
2.0022.99	1	3	1,10	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
2.0034.99	1	3	1,50	Bloco indef.	-	-	-	-	-	-	Microscopia eletrônica
4.0028.01	1	4	0,85	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0040.00	1	4	1,48	Bloco indef.	Completa (via seca, via úmida)	Corpos de prova indef./remoldados	Corpos de prova indeformados	-	-	-	-
4.0038.00	1	4	1,50	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0039.00	1	4	1,64	Bloco indef.	Completa	Corpos de prova indeformados	Corpos de prova remoldados	-	-	-	-
4.0047.00	1	4	2,60	Bloco indef.	Completa (via seca, via úmida)	Corpos de prova indeformados	Corpos de prova indeformados	-	-	-	-
4.0043.00	1	4	2,54	Bloco indef.	Completa	-	Corpos de prova remoldados	Corpos de prova remoldados	-	-	-
4.0048.00	1	4	3,09	Bloco indef.	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0037.00	1	4	3,00	Deformada	Completa	-	Corpos de prova remoldados	-	-	-	-

continua

Tabela 5.1. Resumo das amostras e do programa de ensaios de laboratório.

NÚMERO DA AMOSTRA	ÁREA	POÇO	PROF. MÉDIA (m)	TIPO	ENSAIOS REALIZADOS						conclusão
					CARACTERIZAÇÃO	ADENSAMENTO	CURVA CARACTERÍSTICA	CISALHAMENTO DIRETO	TRIAxIAL	OUTROS	
4.0053.00	1	4	3,49	Bloco indef.	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0049.00	1	4	3,69	Bloco indef.	Completa	-	Corpos de prova remoldados	Corpos de prova indeformados	-	-	-
4.0051.00	1	4	3,76	Bloco indef.	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0050.00	1	4	3,78	Bloco indef.	Completa (via seca, via úmida)	Corpos de prova indef./remoldados	Corpos de prova indeformados	-	-	-	-
4.0054.00	1	4	4,25	Bloco indef.	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0058.00	1	4	4,55	Deformada	Completa	-	Corpos de prova remoldados	-	-	-	-
4.0047.01	1	5	2,35	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0049.01	1	5	2,30	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
4.0062.01	1	5	2,35	Bloco indef.	Completa	-	-	-	Corpos de prova indeformados	-	-
4.0050.01	1	5	2,45	Bloco indef.	Completa	-	Corpos de prova indeformados	-	Corpos de prova indeformados	-	-
4.0061.01	1	5	2,96	Bloco indef.	Completa	Corpos de prova indeformados	Corpos de prova indeformados	Corpos de prova indeformados	Corpos de prova indeformados	-	-
4.0182.01	1	5	2,73	Bloco indef.	Completa	-	-	-	Corpos de prova indeformados	-	-
4.0001.00	1	CFA-2	2,00	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
2.0039.99	2	1	1,40	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-
2.0027.99	2	1	1,40	Deformada	Completa	-	-	-	-	-	-

5.2 Análises de Composição e Micro-estrutura

5.2.1 Difratomia de Raios-X

Uma técnica comumente empregada na identificação de argilo-minerais é a difratometria de raios-X. O princípio desse método consiste em se registrar os ângulos associados à reflexão de um feixe de elétrons incidente em uma amostra. Cada mineral gera um conjunto característico de reflexões segundo ângulos θ , os quais podem ser convertidos nos espaçamentos entre planos atômicos dos materiais cristalinos. Uma vez que não há dois minerais com um mesmo espaçamento entre planos atômicos, os ângulos em que a difração ocorre podem ser usados na sua identificação (Mitchell, 1976).

O material de um bloco indeformado do Poço 4 da Área 1, coletado a 3,75 m de profundidade média, foi estudado com a técnica de difratometria de raios-X por Boszczowski (2001), em uma série de ensaios conduzidos na PUC-Rio. Os resultados desse trabalho mostraram a presença de argilo-minerais do grupo das esmectitas, caulinitas e ilitas. O estudo sugeriu que a espécie de esmectita pode ser a montmorilonita sódica. Nas frações silte e areia observou-se a ocorrência de quartzo. No âmbito da presente pesquisa, material do bloco 2.0042.97 (coletado na Área 1, Poço 1, a 2,2 m de profundidade) foi analisado no Laboratório de Análise de Minerais e Rochas – LAMIR, da UFPR. Os objetivos da investigação foram:

- identificar os argilo-minerais presentes na matriz argilosa;
- identificar a composição do material escuro comumente encontrado nas fraturas das argilas da Formação Guabirotuba.

Para o exame da composição da matriz do solo, material retirado do bloco 2.0042.97 foi seco e destorroado, tendo o preparo das amostras envolvido as técnicas: a) do “esfregaço”; b) de precipitação sem tratamento; c) de precipitação com aquecimento a 500° C; d) de precipitação com tratamento de glicol-etileno. Esses diferentes

procedimentos são utilizados para a identificação de tipos específicos de argilo-minerais.

Conforme discutido no item 3.6, usualmente descreve-se o material escuro encontrado nas fraturas das argilas da Formação Guabirotuba como sendo manganês (Fiori^{*}; Salamuni[†]; Boszczowski, 2001). No intuito de confirmar essa premissa, o material escuro de superfícies polidas do bloco 2.0042.97 foi cuidadosamente raspado, até se obter a quantidade mínima requerida para a análise de difratometria de raios-X. A operação de raspagem mostrou-se trabalhosa e, por maior que tenha sido o cuidado, algum solo da matriz argilosa acabou sendo removido juntamente com o material escuro. O processo utilizado na preparação da lâmina foi o “esfregaço”.

A Figura 5.1 exemplifica um dos difratogramas das análises do solo da matriz argilosa do bloco 2.0042.97. Os resultados mostraram argilo-minerais dos grupos das esmectitas, caulinitas e ilitas. Também é sugerida a presença de clorita e albita. Tem-se ainda a ocorrência de quartzo, provavelmente associado às frações silte e areia. Esses resultados são bastante semelhantes aos obtidos por Boszczowski (2001). Deve-se lembrar que a ocorrência de esmectita é usual nas argilas não intemperizadas da Formação Guabirotuba, conforme discutido no Capítulo 2.

A Figura 5.2 traz o difratograma do material escuro raspado das fraturas do bloco 2.0042.97. A análise indica a presença predominante de ilita e quartzo. Não foi possível identificar traços de manganês. De qualquer forma, é interessante observar que a composição do material escuro obtido por raspagem mostrou-se distinta da encontrada na matriz do solo.

* FIORI, A. P. (Universidade Federal do Paraná). Comunicação pessoal, 1998.

† SALAMUNI, E. (Universidade Federal do Paraná). Comunicação pessoal, 2000.

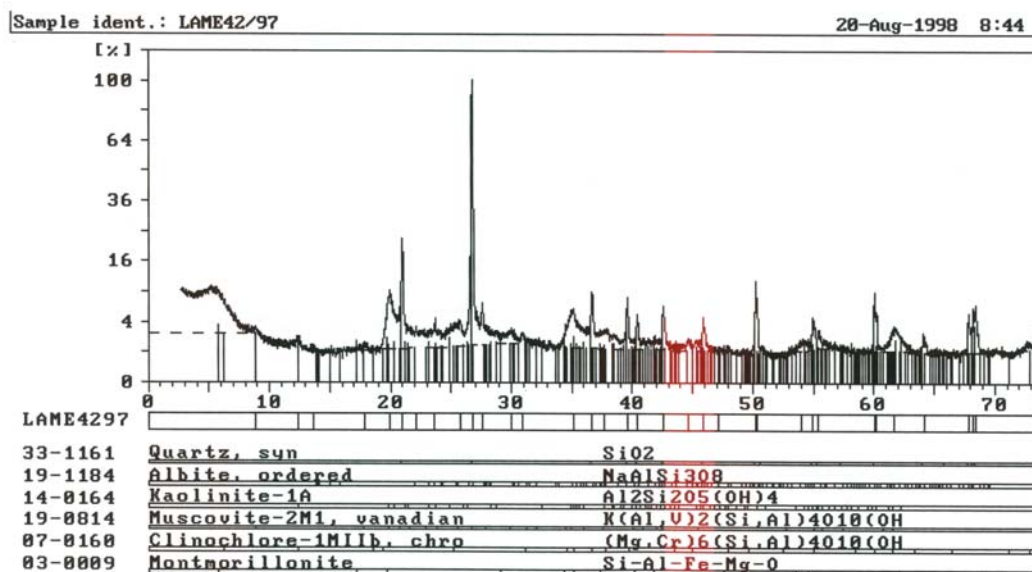


Figura 5.1. Difratoograma da matriz argilosa do bloco 2.0042.97.

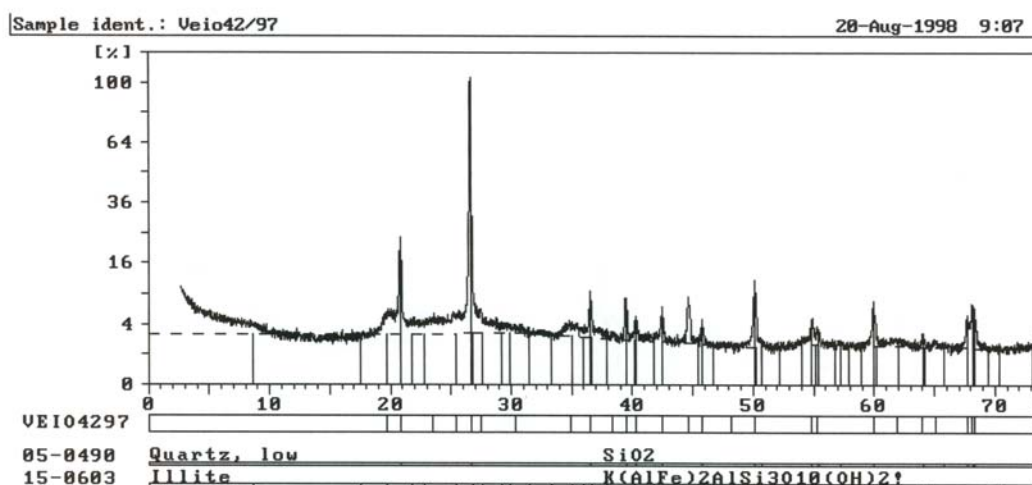


Figura 5.2. Difratoograma do material escuro raspado de fraturas do bloco 2.0042.97.

5.2.2 Microscopia Eletrônica de Varredura

Embora os solos sejam normalmente analisados como meios contínuos, a partir de propriedades medidas “macroscopicamente”, a compreensão dos mecanismos que controlam seu comportamento muitas vezes requer um estudo de micro-estrutura. Trabalhos desenvolvidos na década de 1970 (e.g. Collins e McGown, 1974; Mitchell, 1976) mostraram que os diferentes tipos de arranjos e interações entre as partículas

podem ser relacionados – ao menos qualitativamente – a propriedades de engenharia dos solos.

Nesse sentido, o microscópio eletrônico de varredura (*MEV*) é uma ferramenta que desempenha um importante papel. A técnica consiste na emissão de feixes de elétrons sobre a superfície de uma amostra previamente tratada, permitindo a visualização de imagens tridimensionais. A faixa de ampliação do *MEV* é ampla, podendo exceder 50000 vezes. Essa característica permite a observação direta de partículas de argila ou de arranjos entre as mesmas, fato que tornou comum o emprego da microscopia eletrônica de varredura no estudo de solos argilosos.

Durante a observação no microscópio eletrônico, as amostras são submetidas a um vácuo elevado, sendo necessária sua secagem prévia. Deve-se notar que isso pode provocar alterações na estrutura original, particularmente se ocorrer uma contração excessiva durante a secagem do material. Para refletir o feixe de elétrons que gera a imagem, é usual as amostras receberem um tratamento, que consiste na aplicação de uma película de ouro ou carbono.

Algumas amostras coletadas no Sítio Experimental (Área 1) foram analisadas com a técnica de microscopia eletrônica, com os seguintes objetivos:

- identificar a micro-estrutura e a composição das partículas da matriz argilosa;
- observar o arranjo das partículas nas superfícies polidas;
- identificar a composição do material escuro presente nas fraturas do solo.

Conforme apontado por Mitchell (1976), a principal dificuldade no uso do microscópio eletrônico reside na obtenção de superfícies que preservem a estrutura original do solo. Por esse motivo, as amostras utilizadas foram cuidadosamente extraídas, tendo-se utilizado dois blocos indeformados (2.0041.97 e 2.0034.99).

Os corpos de prova selecionados para o exame da matriz argilosa foram obtidos fraturando-se porções intactas de material. Por sua vez, as amostras com superfícies polidas envolveram o destacamento de fragmentos pelas discontinuidades pré-existentes, aplicando-se esforços de tração. Todos os cuidados foram tomados para evitar que as faces a serem examinadas entrassem em contato com as mãos do operador ou quaisquer objetos. Os corpos de prova, que possuíam arestas com pouco mais de um centímetro de comprimento, foram acondicionados em cápsulas cujas tampas permaneceram entreabertas durante a secagem do solo ao ar. Embora tenha

sido perceptível alguma contração volumétrica, esse aspecto parece não ter comprometido a qualidade da amostragem, devido à razoável rigidez do material. Mitchel (1976) aponta como problemático o caso de solos com umidade e índice de vazios elevados, o que não era o caso da argila aqui analisada. Bardon e Sides (1971) apud Duarte (1986) afirmam que a técnica de secagem ao ar é satisfatória, ao menos para estudos qualitativos. Uma vez secas, as amostras receberam uma película de carbono, sendo analisadas no *MEV*.

As análises do presente trabalho foram conduzidas na Área de Materiais do LACTEC, envolvendo o uso de um microscópio eletrônico de varredura modelo *Philips XL 30 EDS-EDAX*. Esse equipamento também pode ser operado em modo de raios-X, sendo possível efetuar uma microsondagem em um “alvo” escolhido na imagem, com a finalidade de avaliar sua composição química. As imagens e os resultados das análises da microsondagem são apresentados nas Figuras 5.3 a 5.13.

A Figura 5.3 mostra a matriz da argila cinza da amostra 2.0034.99, que foi coletada a 1,5 m de profundidade no Poço 3 (Área 1). Na imagem, ampliada 1000 vezes, pode-se identificar uma matriz densa, com aspecto folheado, sendo notados alguns poros um pouco maiores, com diâmetros aproximados entre 8 e 20 μm . Não é possível discernir partículas individuais, mas pode-se visualizar aglomerações que aparentemente não possuem uma orientação definida.

Na Figura 5.4, a mesma superfície foi ampliada 4000 vezes. Esse nível de detalhe pode permitir a visualização de partículas argilosas – por exemplo, as esmectitas possuem diâmetros típicos entre 0,1 e 1 μm , as ilitas entre 0,1 e 2 μm e as caulinitas entre 0,3 e 3 μm (Lambe e Whitman, 1979). Na figura, percebe-se que novamente há uma tendência das partículas ocorrerem agrupadas. Em alguns pontos, é possível discernir partículas com o aspecto de “filmes” extremamente delgados – característica típica das esmectitas, cuja espessura pode ser tão pequena quanto 10 Å. A matriz da argila também pode ser observada na Figura 5.5 (amostra 2.0041.97, Poço 1, 2,2 m de profundidade). A porção superior do fragmento termina em uma superfície polida, que é perpendicular ao plano da imagem – com essa amostra, tencionava-se verificar se próximo à superfície polida as partículas exibiriam alguma orientação. No entanto, esse aspecto não pôde ser identificado. A conformação da massa de partículas não difere da encontrada na amostra 2.0034.99, inclusive

próximo ao limite superior do fragmento. No lado esquerdo, pode-se notar um poro maior, com cerca de 18 μm de diâmetro. Na Figura 5.6, a mesma amostra foi observada com uma ampliação de 4000 vezes, revelando-se a presença de uma partícula distinta, possivelmente um grão de silte. Na Figura 5.7, a imagem aparece aumentada 10000 vezes, que foi a máxima ampliação com a qual se pôde obter nitidez. O grão de silte ocorre envolto pela aglomeração folheada de partículas delgadas. É interessante observar que o aspecto da matriz do solo do Sítio Experimental é semelhante ao das amostras analisadas por Duarte (1986), que eram procedentes do município de Araucária.

Uma superfície polida da amostra 2.0041.97 pode ser observada na Figura 5.8, tendo-se utilizado uma ampliação de apenas 100 vezes. Uma rápida inspeção da imagem revela que a superfície polida – que a olho nu mostra-se praticamente lisa – possui estrias. Podem ser identificados diversos sulcos, os quais aparecem em pelo menos três direções diferentes. Conforme discutido no item 3.6, o aspecto polido típico dessas discontinuidades da Formação Guabirotuba sugere que movimentações teriam ocorrido ao longo das mesmas. O estriamento observado na Figura 5.8 reforça essa hipótese. Adicionalmente, o fato dos sulcos seguirem diferentes direções indica que os deslocamentos não se deram sempre em um mesmo sentido. Ou seja, mais de um evento de deformação pode ter ocorrido na região do maciço em que a amostra foi coletada.

Além das estrias, observa-se também a presença de macro-poros – os quais aparecem na imagem como pontos escuros – ou de “defeitos”, que se caracterizam por uma descontinuidade na superfície mais lisa da amostra. Uma dessas depressões, que foi assinalada com um círculo na Figura 5.8, pode ser observada com uma ampliação de 1000 vezes na Figura 5.9. A imagem mostra que, no interior da depressão, as partículas possuem uma estrutura distinta da encontrada na superfície polida. Deve-se notar que as manchas esbranquiçadas que aparecem nas Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 não se constituem em feições do solo, sendo na realidade contaminação (“sujeira”) presente na superfície examinada.

Tentando-se identificar a estrutura das partículas na superfície polida, procedeu-se a uma ampliação de 4000 vezes (Figura 5.10). Com esse nível de detalhe, a imagem revela uma sucessão de “placas”, com diâmetros que variam entre 0,5 e 2,0 μm . As

placas podem ser partículas de argila que estariam orientadas ao longo do plano da superfície polida. Essas unidades aparecem individualizadas ou em agregações, sendo que a imagem sugere que a superfície polida possui uma suave “ondulação”.

A estrutura das partículas na superfície polida é distinta da que ocorre no interior do elemento de solo. As unidades orientadas da Figura 5.10 contrastam com a massa folheada da matriz argilosa. No intuito de se comparar os dois tipos de arranjo, a “depressão” que foi ampliada 1000 vezes na Figura 5.9 é particularmente interessante. Comparando-se o aspecto do material do interior da depressão (Figura 5.9) com as imagens da matriz argilosa das Figuras 5.3 e 5.5, as quais também possuem uma ampliação de 1000 vezes, pode-se constatar que a disposição das partículas é semelhante. Uma inspeção mais cuidadosa da Figura 5.10 mostra que, em profundidade, a superfície polida pode ser constituída por até uma dezena de placas “empilhadas”. Tais fatos sugerem que a superfície polida – caracterizada pela orientação de partículas – teria uma “espessura” delgada, da ordem de, no máximo, poucas centenas de angstroms.

Uma fratura com aspecto polido, porém totalmente coberta por material escuro, também foi analisada no microscópio eletrônico. Na Figura 5.11, uma ampliação de 40 vezes mostra que o material depositado confere à superfície um aspecto rugoso. Ao contrário do verificado na superfície polida “limpa” da Figura 5.8, aqui torna-se difícil identificar um padrão de estriamento. A mesma superfície com material escuro pode ser observada em outro ponto, na Figura 5.12. Além de várias fissuras de ressecamento, manchas brancas aparecem esporadicamente. Essas regiões mais claras não são discerníveis a olho nu.

Algumas das amostras visualizadas no *MEV* também foram analisadas com o recurso do equipamento que gera espectros de raios-X (*EDS* ou *EDX – energy dispersive X-ray spectroscopy*), permitindo uma avaliação da composição química do material. Embora essa metodologia envolva incertezas, associadas à necessidade de se comparar os espectros gerados com padrões de substâncias conhecidas, os objetivos de análise qualitativa do presente trabalho são atendidos.

Na Figura 5.13a, pode-se avaliar a provável composição do material da superfície polida mostrada na Figura 5.8. Além de silício, outros elementos usualmente encontradas em solos argilosos também se fazem presentes: alumínio, ferro,

magnésio, potássio, cálcio e titânio. Em outra análise do material da superfície polida (Figura 5.13b), uma composição semelhante é encontrada, exceto pela presença de zircônio.

Conforme analisado no item 5.2.1, material preto raspado das fraturas havia sido examinado com difratometria de raios-X. Nesse estudo, encontrou-se ilita e quartzo, e nenhum traço de manganês. Buscando-se um melhor entendimento da composição do material escuro presente nas fraturas, a amostra da Figura 5.11 foi analisada com a microsonda de raios-X. O resultado, mostrado na Figura 5.13c, indica uma composição praticamente idêntica à de uma superfície polida “limpa” (Figura 5.13a). Ou seja, apesar da coloração escura, que tradicionalmente é atribuída à presença de manganês, não foi possível identificar traços de substâncias além das comuns a argilo-minerais. Esse resultado aparentemente confirma o encontrado na análise com difratometria de raios-X (item 5.2.1).

Em outra tentativa, as manchas mais claras que ocorrem em áreas restritas da Figura 5.12 também foram analisadas. O resultado é apresentado na Figura 5.13d. Desta vez, o manganês é identificado como substância predominante. As regiões esbranquiçadas contêm ainda bário, silício, alumínio, vanádio, ferro, titânio, magnésio, cálcio e potássio.

É curioso notar que a ocorrência de manganês mostrou-se puntual, pois as manchas brancas da Figura 5.12 representam apenas uma pequena porção da superfície que, a olho nu, é escura em sua totalidade. Ou seja, a fratura preenchida com material preto aqui examinada, na realidade, contém muito pouco manganês. Assim, os dados levantados não permitem associar a coloração escura das fraturas e superfícies polidas à presença de manganês. Deve-se observar que Boszczowski (2001) não encontrou indícios da ocorrência desse mineral nas fraturas. A análise de difratometria de raios-X aqui conduzida indica que as manchas escuras das superfícies polidas possuem uma composição distinta da matriz do solo, e que o argilo-mineral ilita seria predominante nessas feições. De qualquer forma, um melhor entendimento e conclusões sobre o assunto ainda demandarão estudos complementares.

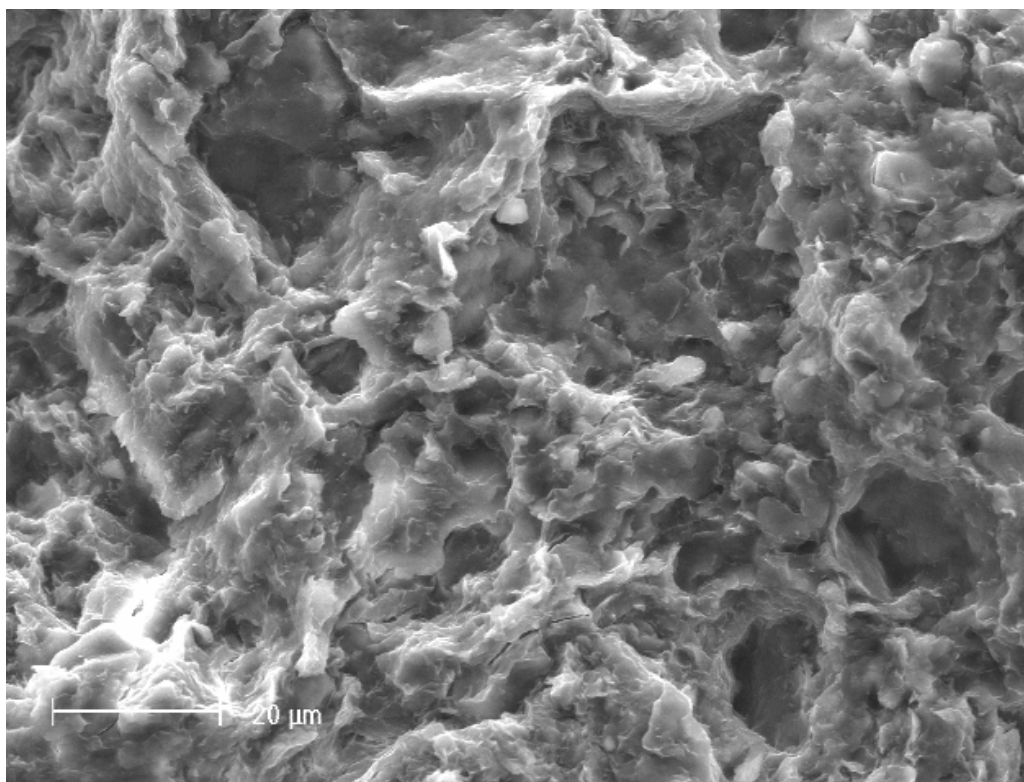


Figura 5.3. Imagem (*MEV*) da matriz argilosa, ampliação 1000 \times - amostra 2.0034.99.

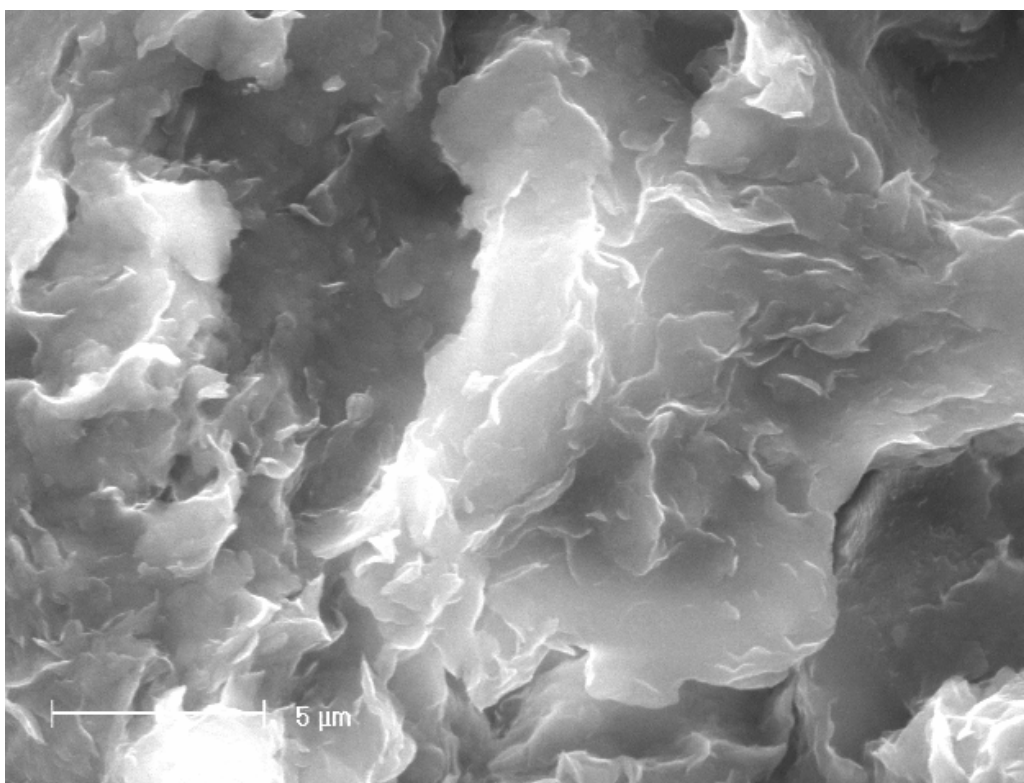


Figura 5.4. Imagem (*MEV*) da matriz argilosa, ampliação 4000 \times - amostra 2.0034.99.

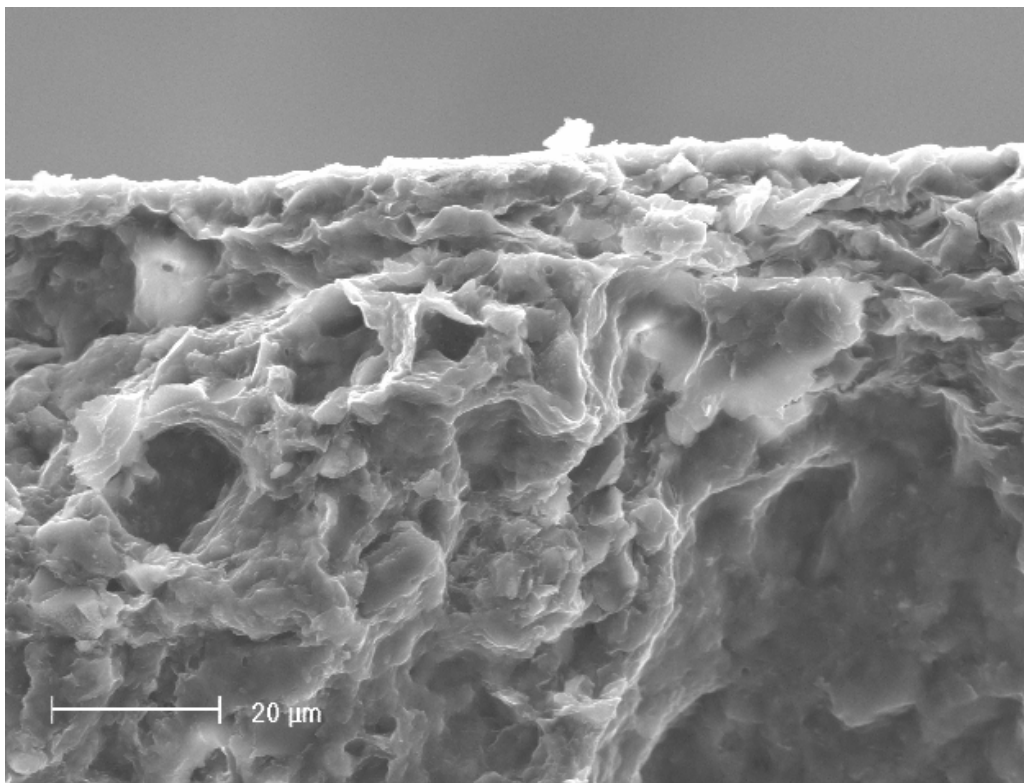


Figura 5.5. Imagem (*MEV*) da matriz argilosa, ampliação 1000 \times - amostra 2.0041.97.

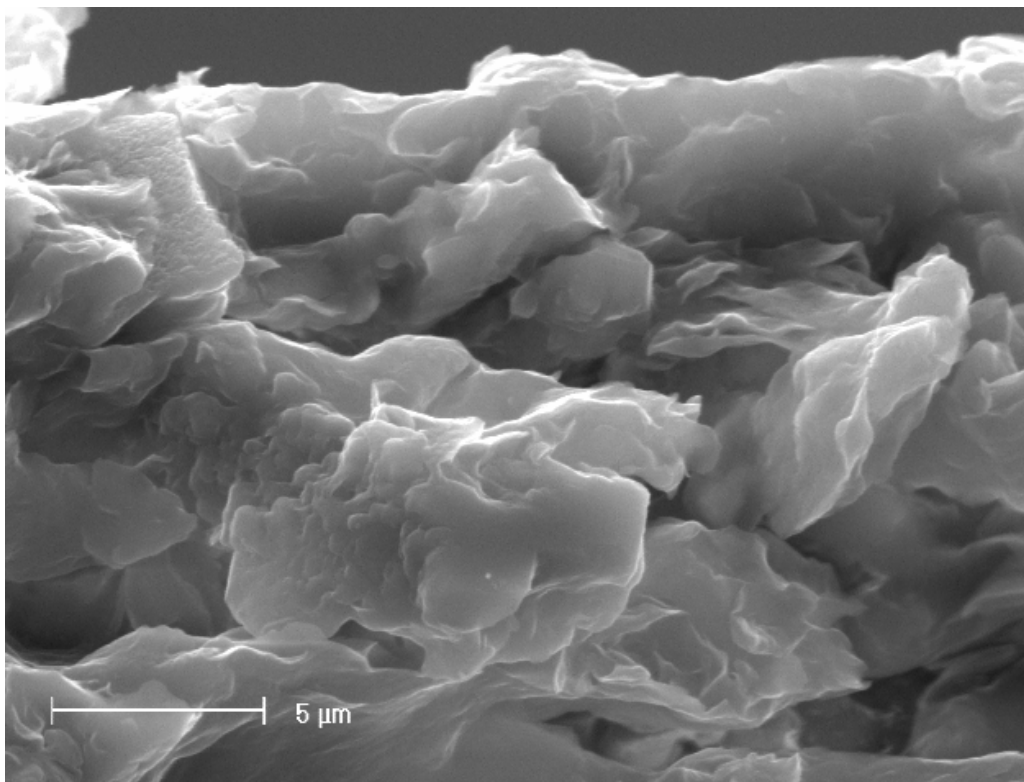


Figura 5.6. Imagem (*MEV*) da matriz argilosa, ampliação 4000 \times - amostra 2.0041.97.

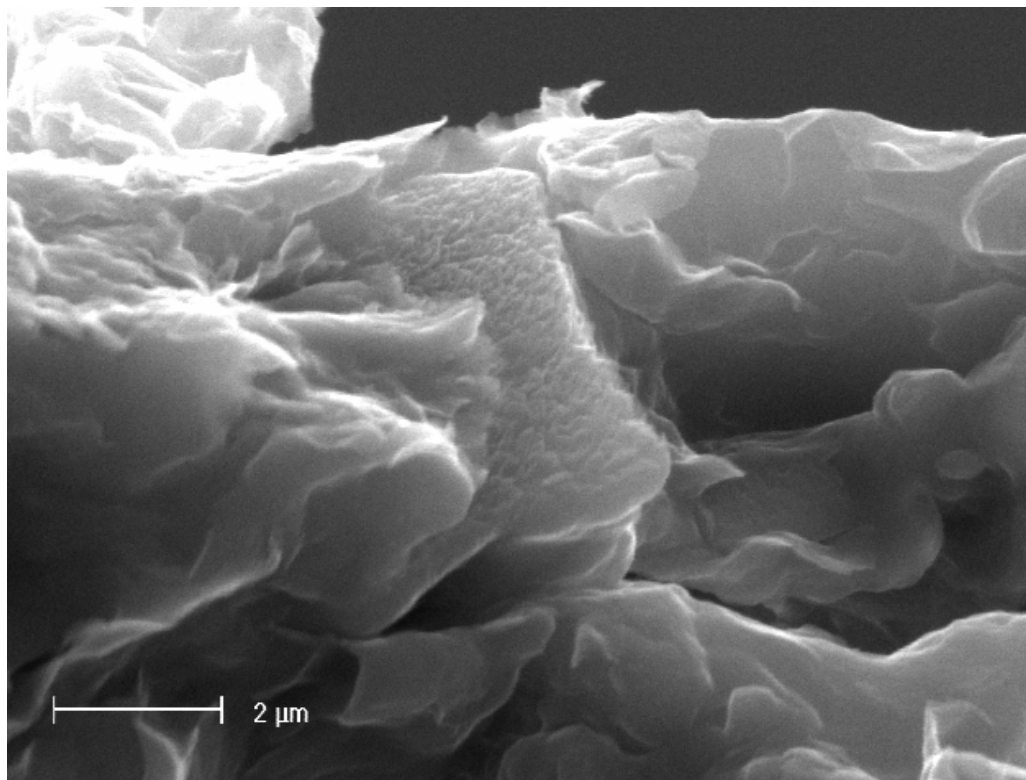


Figura 5.7. Imagem (*MEV*) da matriz argilosa, ampliação 10000 \times - amostra 2.0041.97.

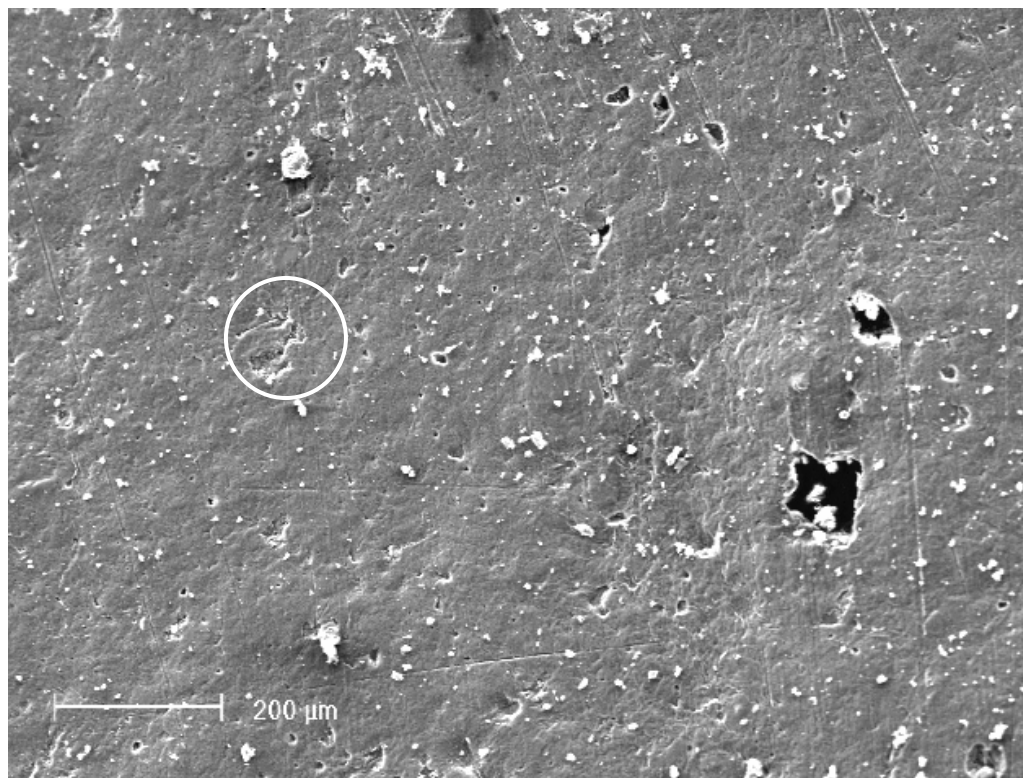


Figura 5.8. Imagem (*MEV*) de uma superfície polida, ampliação 100 \times - amostra 2.0041.97.

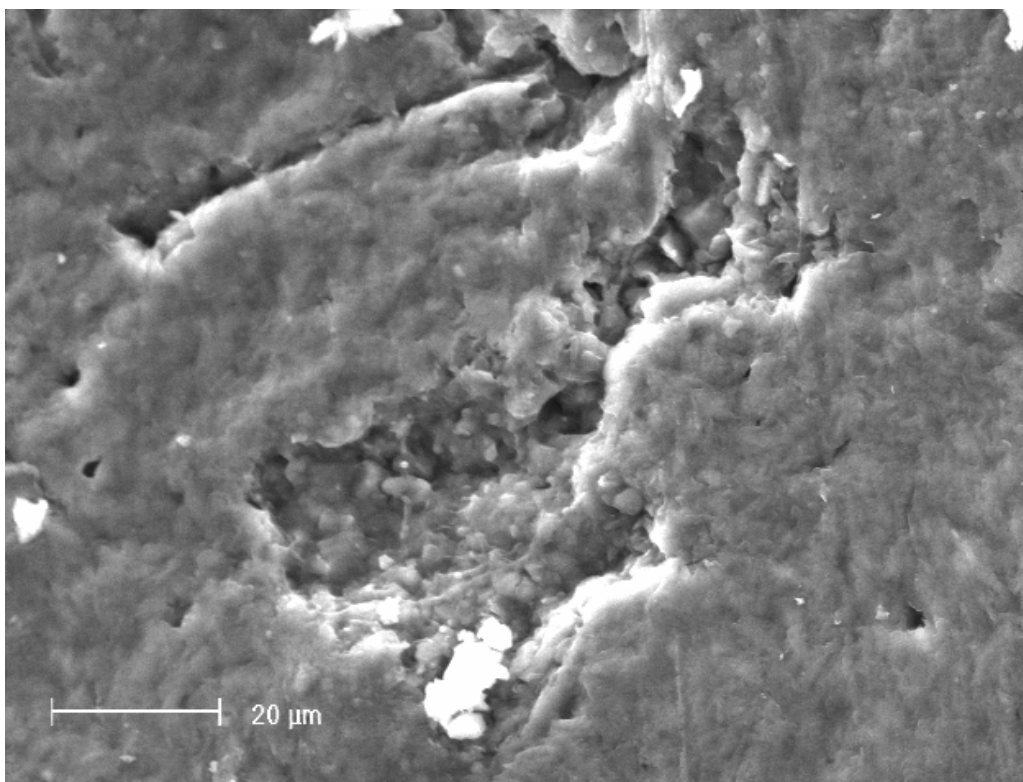


Figura 5.9. Imagem (*MEV*) da região assinalada na Figura 5.8, superfície polida, ampliação 1000 \times – amostra 2.0041.97.

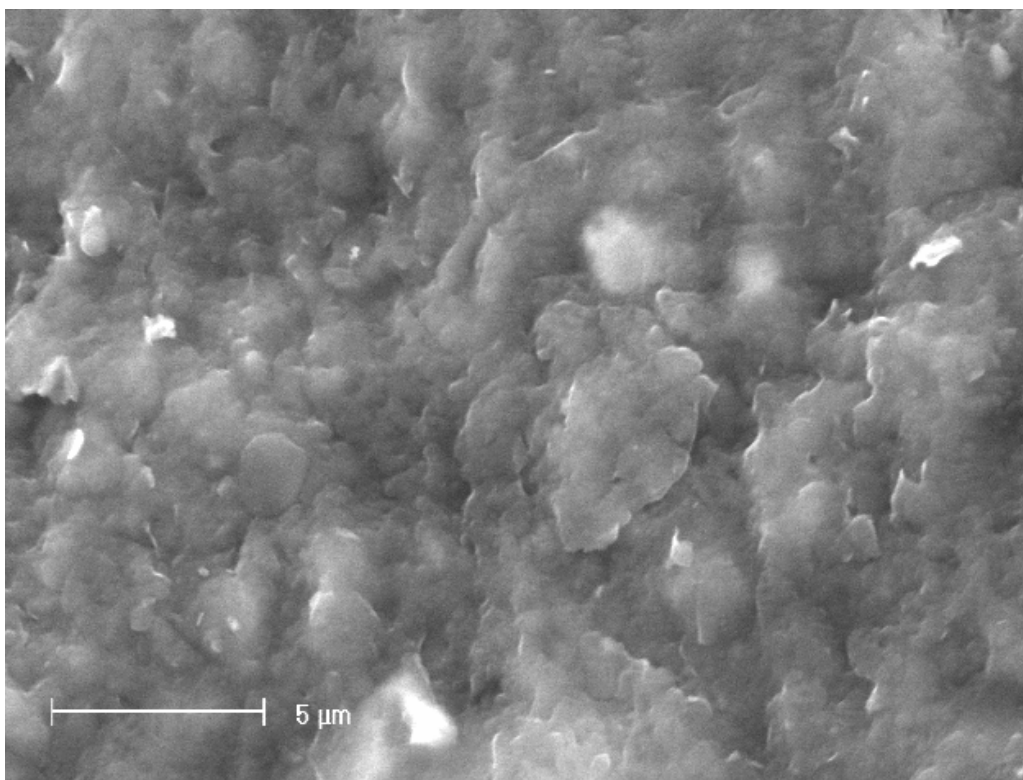


Figura 5.10. Imagem (*MEV*) de uma superfície polida, ampliação 4000 \times – amostra 2.0041.97.

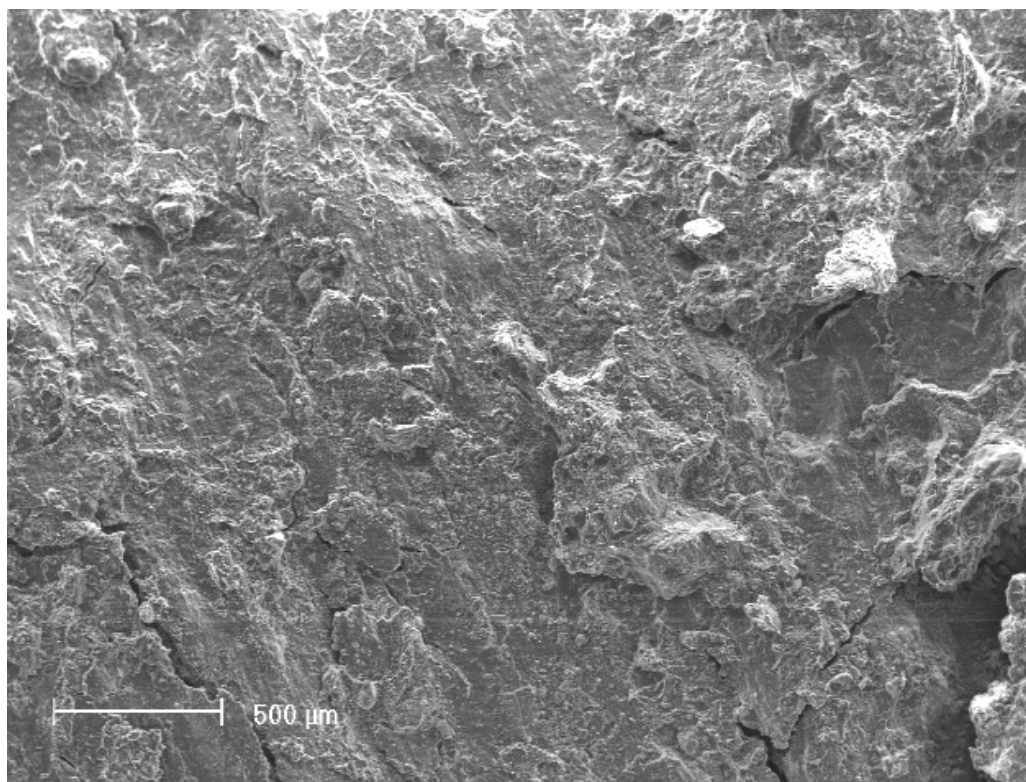


Figura 5.11. Imagem (*MEV*) de uma superfície polida coberta integralmente por manchas escuras, ampliação $40\times$ – amostra 2.0034.99.

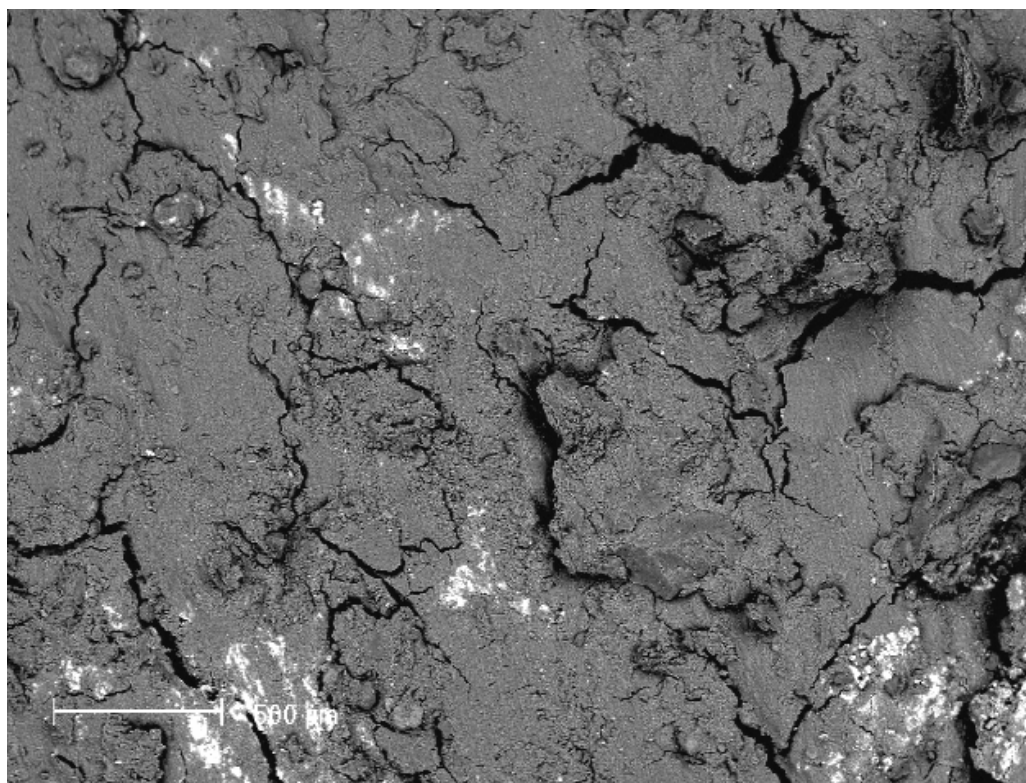
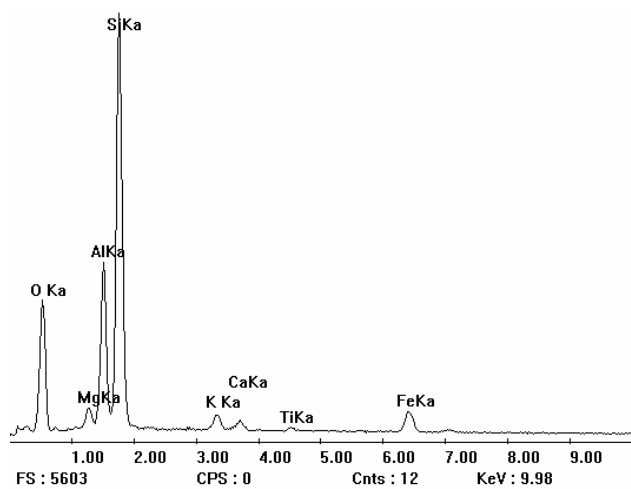
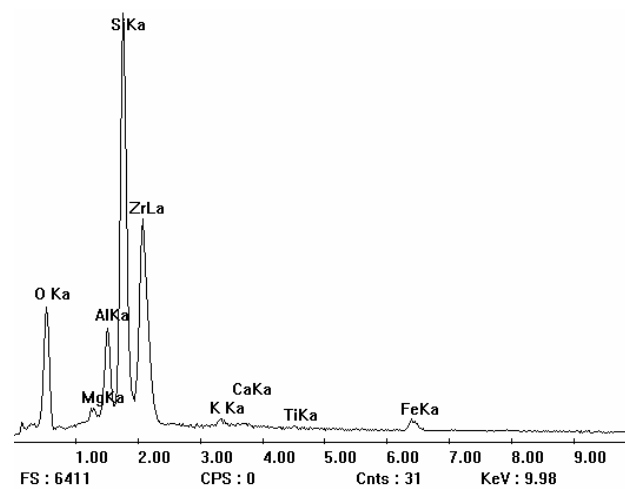


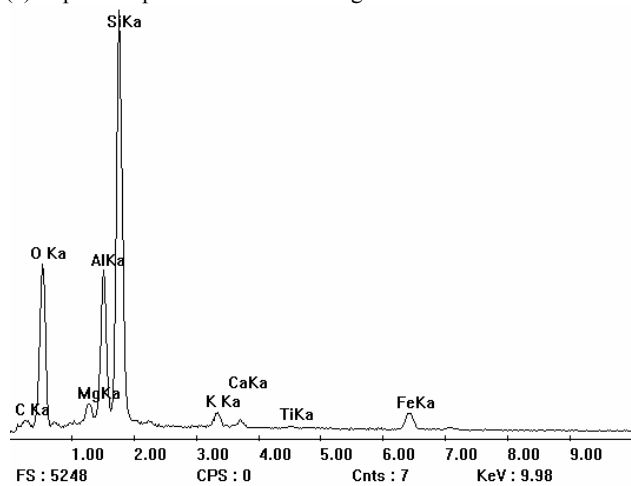
Figura 5.12. Imagem (*MEV*) de uma superfície polida coberta integralmente por manchas escuras, ampliação $40\times$ – amostra 2.0034.99.



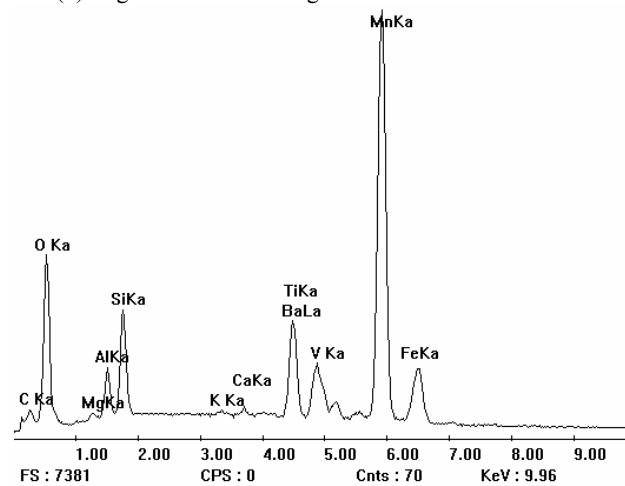
(a) Superfície polida mostrada na Figura 5.8 – amostra 2.0041.97.



(b) Região mostrada na Figura 5.9 – amostra 2.0041.97.



(c) Superfície polida coberta integralmente por manchas escuras, mostrada na Figura 5.11 – amostra 2.0034.99.



(d) Manchas mais claras que aparecem na Figura 5.12 – amostra 2.0034.99.

Figura 5.13. Análises de raio-X no microscópio eletrônico.

5.3 Ensaios de Caracterização

Para avaliar as propriedades básicas do solo do Sítio Experimental, um programa de ensaios de caracterização contemplou boa parte do material coletado nos diferentes poços. As amostras utilizadas nesses ensaios estão relacionadas na Tabela 5.1. Além de ter se estudado o solo proveniente de diferentes profundidades do perfil investigado, procedeu-se também à análise do material dos blocos indeformados utilizados em ensaios de deformabilidade e resistência. Os ensaios de caracterização envolveram 25 amostras de argila coletadas nos Poços 1, 2, 3, 4 e 5 da Área 1. Adicionalmente, são disponíveis informações do arcócio encontrado em uma escavação para inspeção do fuste da estaca CFA-2 (Figura 4.7b), e também de duas amostras do solo da Área 2 (Poço 1).

O estudo consistiu na execução de ensaios rotineiros de caracterização geotécnica: análise granulométrica, limites de consistência, peso específico dos grãos e umidade higroscópica. Informações específicas sobre a execução dos ensaios, os quais seguiram as prescrições da ABNT, podem ser encontradas na Tabela 5.2. Deve-se notar que as determinações de peso específico dos grãos foram conduzidas conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984) e, alternativamente, empregando-se o procedimento DNER-ME 093/94 (DNER, 1994). O método do DNER possui como vantagem uma maior simplicidade – para a eliminação de ar, fervura é utilizada no lugar da aplicação de vácuo. Apesar do solo ensaiado provir de peneiras distintas (4,8 mm na norma da ABNT e 2,0 mm no método do DNER), a quantidade desprezível de pedregulho presente nos solos do Sítio Experimental permite a comparação direta entre os pesos específicos obtidos com os dois procedimentos.

Os resultados dos ensaios de caracterização são apresentados na Tabela 5.3. Na Figura 5.14 estão superpostas todas as análises granulométricas efetuadas. Valores médios e desvios padrão dos resultados obtidos com o material dos Poços 1, 2, 3, 4 e 5 da Área 1 podem ser encontrados na Tabela 5.4.

Tabela 5.2. Programa de ensaios de caracterização.

ENSAIO	NORMA / PROCEDIMENTO	OBSERVAÇÕES
Análise granulométrica	NBR 7181 (ABNT, 1984)	Defloculante utilizado: hexametáfosfato de sódio. A sedimentação envolveu o material passante na peneira 2,0 mm, tendo-se utilizado recipiente com dispositivos para manutenção de temperatura constante. Além de análises de amostras preparadas de acordo com o processo usual de secagem ao ar e destorroamento (via seca), são disponíveis alguns ensaios com o solo preparado por via úmida.
Limite de liquidez	NBR 6459 (ABNT, 1984)	Amostras, em geral, preparadas com o processo usual de secagem ao ar e destorroamento (via seca). Utilizado o material passante na peneira 0,42 mm. São disponíveis alguns ensaios com o solo preparado após secagem em estufa e também por via úmida.
Limite de plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 1984)	Amostras, em geral, preparadas com o processo usual de secagem ao ar e destorroamento (via seca). Utilizado o material passante na peneira 0,42 mm. São disponíveis alguns ensaios com o solo preparado após secagem em estufa e também por via úmida.
Limite de contração	NBR 7138 (ABNT, 1982)	Amostras preparadas pelo processo usual de secagem ao ar e destorroamento (via seca). Utilizado o material passante na peneira 0,42 mm. São disponíveis alguns ensaios com o solo preparado por via úmida.
Massa específica real dos grãos	NBR 6508 (ABNT, 1984) DNER-ME 093/94 (DNER, 1994)	A maior parte dos ensaios foi realizada de acordo com o procedimento do DNER, no qual o material passante na peneira 2,0 mm é ensaiado em picnômetros, utilizando-se fervura para a eliminação de ar. A norma da ABNT prescreve a análise do solo que passa na peneira 4,8 mm, com o uso de balões volumétricos e vácuo para a deaeração.
Umidade higroscópica	NBR 6457 (ABNT, 1986)	Umidade obtida após secagem ao ar do material passante na peneira 2,0 mm. As prescrições da norma quanto ao uso de dessecador e constância de massa foram seguidas rigorosamente.

Tabela 5.3. Resultados dos ensaios de caracterização de amostras do Sítio Experimental.

NÚMERO DA AMOSTRA	ÁREA	POÇO	PROF. MÉDIA (m)	LL (%)	LP (%)	LC (%)	IP (%)	ARGILA (% < 2 μ m)	SILTE (2 μ m < % < 0,06 mm)	AREIA (0,06 mm < % < 2,0 mm)	PEDREGULHO (2,0 mm < % < 60 mm)	δ_{ABNT} (kN/m ³)	δ_{DNER} (kN/m ³)	W_{hig} (%)
2.0041.97	1	1	2,20	75	37	11	38	66	32	2	0,0	26,29	26,38	11,1
2.0042.97	1	1	2,20	65	29	10	30	65	33	2	0,0	-	26,09	5,4
2.0015.97	1	2	0,80	70	35	15	35	71	23	6	0,0	27,11	-	8,7
2.0044.97	1	2	1,05	71	37	13	34	76	22	2	0,0	-	26,44	10,2
2.0022.99	1	3	1,10	75	36	14	39	54	37	8	1,3	-	27,13	11,8
4.0028.01	1	4	0,85	84	39	11	45	72	26	2	0,0	-	26,53	11,5
4.0040.00	1	4	1,48	75	34	14	41	70	27	3	0,0	-	26,50	9,7
4.0038.00	1	4	1,50	87	38	12	49	75	23	2	0,0	26,21	26,66	11,9
4.0039.00	1	4	1,64	82	28	12	54	61	36	3	0,0	26,46	26,51	11,0
4.0047.00	1	4	2,60	63	25	11	25	53	41	6	0,0	-	26,51	10,1
4.0043.00	1	4	2,54	69	30	12	39	58	36	6	0,0	-	26,67	6,5
4.0048.00	1	4	3,09	64	37	12	27	63	31	6	0,0	-	26,64	10,2
4.0037.00	1	4	3,00	62	32	13	30	52	41	7	0,0	-	26,66	10,8
4.0053.00	1	4	3,49	67	32	11	35	56	34	10	0,1	26,33	26,36	10,5
4.0049.00	1	4	3,69	61	26	11	35	55	30	15	0,0	26,62	26,61	5,8
4.0051.00	1	4	3,76	65	32	14	32	52	36	12	0,2	26,20	26,26	9,3
4.0050.00	1	4	3,78	55	30	14	25	44	36	20	0,2	-	26,45	10,1
4.0054.00	1	4	4,25	75	27	12	48	60	32	8	0,2	26,31	26,36	9,8
4.0058.00	1	4	4,55	70	31	14	39	54	36	10	0,2	-	26,68	8,7
4.0047.01	1	5	2,35	78	41	16	37	72	25	3	0,1	-	26,80	12,1
4.0049.01	1	5	2,30	71	33	11	38	61	34	5	0,1	-	26,54	10,7
4.0062.01	1	5	2,35	61	35	12	26	54	38	8	0,1	-	26,53	10,5
4.0050.01	1	5	2,45	61	36	11	25	52	37	11	0,2	-	26,51	10,1
4.0061.01	1	5	2,96	61	34	11	27	59	33	8	0,1	-	26,30	10,0
4.0182.01	1	5	2,73	59	27	11	32	58	35	6	1,5	-	26,22	11,2
4.0001.00	1	CFA-2	2,00	55	28	12	27	26	36	37	9,5	-	26,53	8,7
2.0039.99	2	1	1,40	70	46	27	24	54	38	8	0,1	-	28,20	10,2
2.0027.99	2	1	1,40	64	41	22	23	59	37	4	0,0	-	27,32	9,9

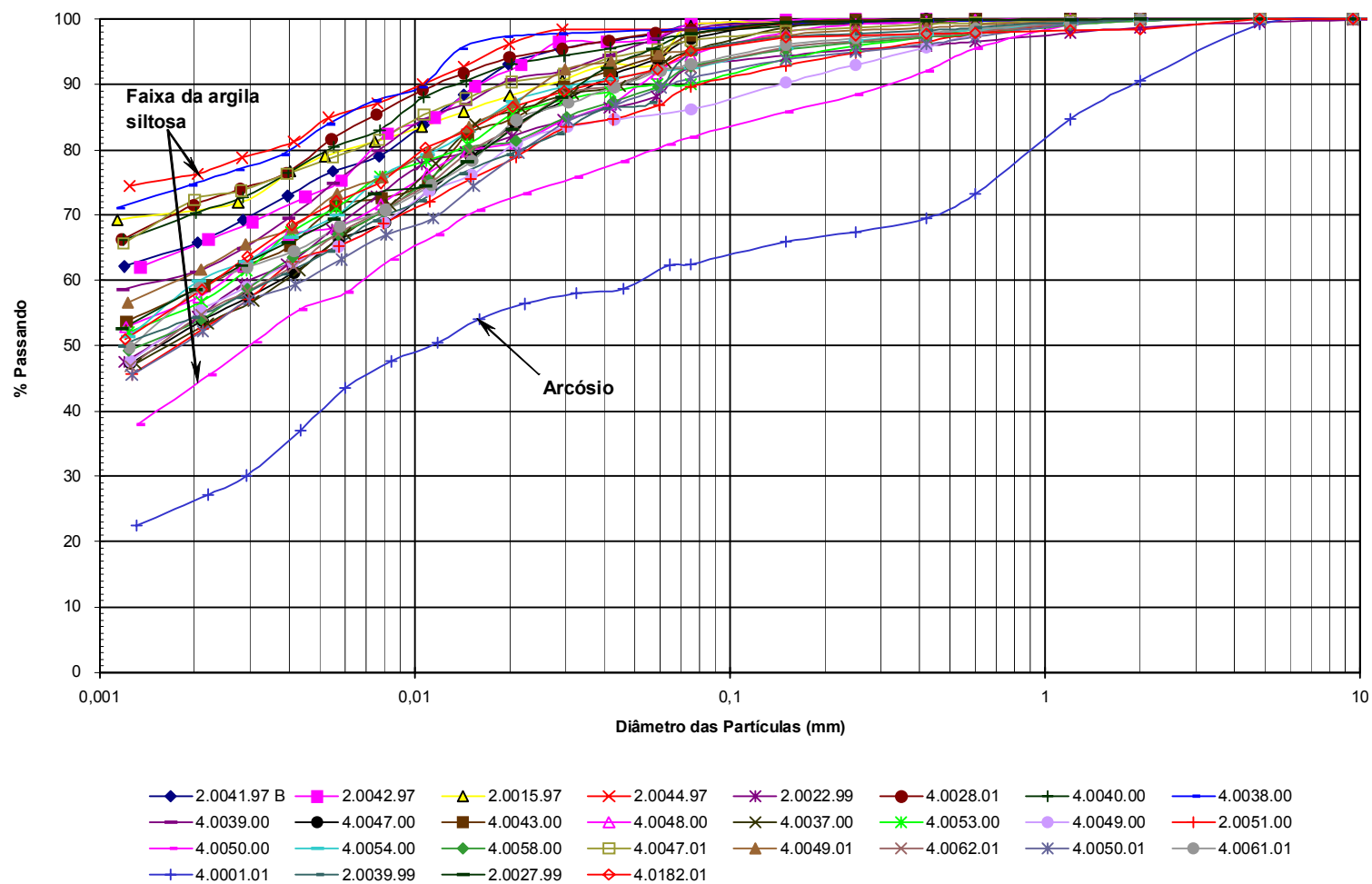


Figura 5.14. Curvas granulométricas das amostras do Sítio Experimental.

Tabela 5.4. Dados estatísticos dos ensaios de caracterização da Área 1 (Poços 1, 2, 3, 4 e 5).

ÍNDICE	<i>LL</i> (%)	<i>LP</i> (%)	<i>LC</i> (%)	<i>IP</i> (%)	ARGILA (%)	SILTE (%)	AREIA (%)	δ_{DNER} (kN/m ³)	w_{lig} (%)
Média	69,0	32,8	12,3	35,4	60,5	32,6	6,8	26,5	9,9
Desvio padrão	8,3	4,3	1,5	7,9	8,4	5,5	4,5	0,2	1,8

Analisando-se a Figura 5.14, pode-se verificar que, à exceção do arcósio (amostra 4.0001.00) – classificado como silte areno-argiloso –, o restante do material ensaiado consiste em argila siltosa, com as curvas granulométricas situando-se dentro de uma faixa razoavelmente bem definida. O teor médio de argila das amostras dos Poços 1 a 5 da Área 1 é igual a 60,5 %, com um desvio padrão de 8,4 %. Uma parcela importante de silte se faz presente, com uma média de 32,6 % e desvio padrão de 5,5 %. A fração areia representa uma pequena porção dos solos analisados (6,8 % em média). Um teor um pouco mais significativo de material granular é encontrado entre 3,5 e 4,0 m de profundidade, no Poço 4. A faixa de curvas granulométricas da argila siltosa é delimitada em sua região inferior pela amostra 4.0050.00, coletada a 3,78 m de profundidade, a qual apresentou o maior teor de areia (20 %). Deve-se notar que nas argilas a presença de pedregulho é praticamente desprezível. No arcósio (amostra 4.0001.00), o teor de pedregulho aumenta para 9,5 %, mas apenas 0,8 % do material ficou retido na peneira 4,8 mm. É interessante observar que as duas amostras da Área 2 possuem uma composição granulométrica que não difere da observada na maioria das amostras da Área 1.

O limite de liquidez (*LL*) da argila siltosa da Área 1 variou entre 59 % e 87 %, sendo 69 % seu valor médio. O limite de plasticidade (*LP*) situa-se na faixa de 25-41 %, com 32,8 % de média. Na Área 1, valores relativamente baixos de limite de contração (*LC*) foram obtidos, com uma média de 12,3 %. Essa ordem de grandeza do *LC* é compatível com a presença de esmectita. Os limites de contração das amostras da Área 2, iguais a 22-27 %, contrastam com os encontrados na Área 1.

Na Figura 5.15 pode-se visualizar a posição dos solos ensaiados na Carta de Plasticidade. Os dados da Área 1 mostram uma certa dispersão, havendo a tendência da nuvem de pontos acompanhar a “linha A”. Para valores de *LL* acima de 75 %, os pontos tendem a se situar um pouco acima dessa reta. Os solos da Área 2 ocupam

posições mais abaixo da “linha A”, fato compatível com a intensidade do intemperismo químico desses materiais.

O peso específico dos grãos (δ) das argilas siltosas da Área 1 possui um valor médio de $26,5 \text{ kN/m}^3$, com uma pequena dispersão sendo observada; as duas amostras da Área 2 exibem uma massa específica dos grãos um pouco maior. A natureza argilosa confere aos sedimentos analisados uma umidade higroscópica relativamente alta – na Área 1, w_{hig} resultou em média 9,9 %.

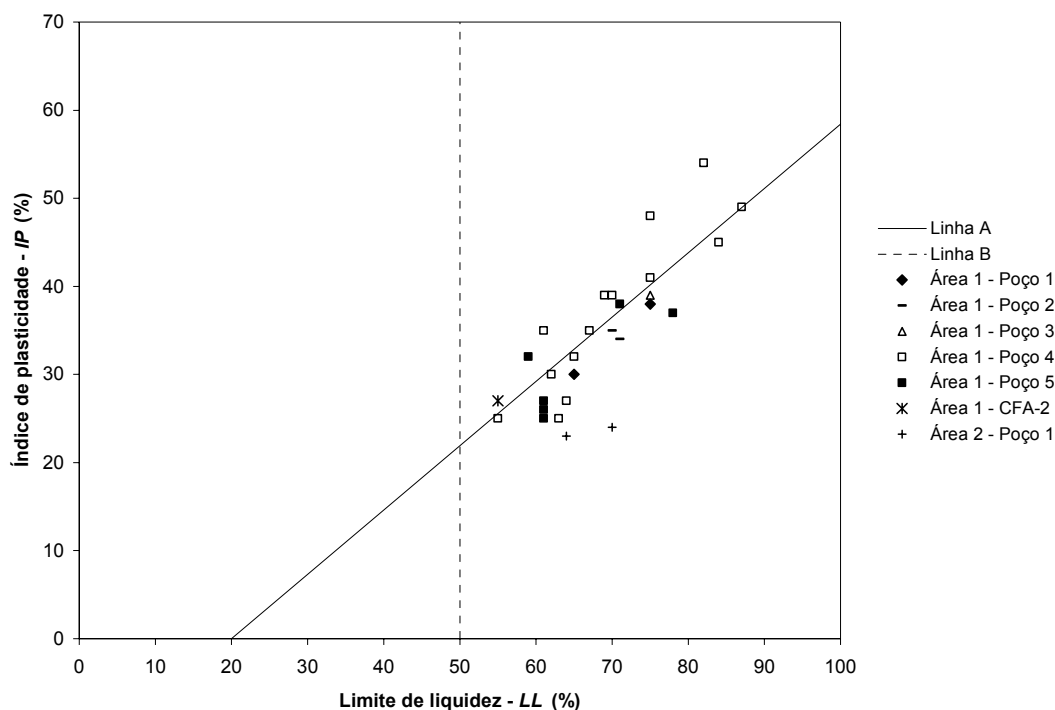


Figura 5.15. Posição dos solos do Sítio Experimental na Carta de Plasticidade.

Um aspecto importante refere-se às constatações de trabalhos anteriores quanto à influência da forma de secagem nos resultados do limite de liquidez. A Tabela 5.5 traz resultados obtidos por Duarte (1986) e Boszczowski (2001), que ensaiaram solos da Formação Guabirotuba usando diferentes formas de preparo: com secagem prévia ao ar (via seca), sem secagem prévia (via úmida) ou ainda com o material seco em estufa. Os dados desses autores mostram que, nos ensaios conduzidos por via úmida, ocorre uma redução significativa do limite de liquidez em relação ao procedimento usual, que envolve secagem ao ar e posterior reumedecimento. Tal fato foi atribuído a possíveis ligações entre partículas (Boszczowski, 2001).

Tabela 5.5. Influência do processo de secagem no limite de liquidez de solos da Formação Guabirota.

AUTOR	LIMITE DE LIQUIDEZ - LL (%)		
	VIA SECA	VIA ÚMIDA	SECAGEM EM ESTUFA
Duarte (1986)	84	71	-
Boszczowski (2001)	65	48	60

Face essas informações, considerou-se importante ensaiar o solo com formas alternativas de preparo (via úmida e secagem em estufa), além do processo usual por via seca. Dentre o material disponível, procurou-se selecionar amostras com limites de liquidez distintos e que abrangessem a faixa de composições granulométricas encontrada no perfil (Figura 5.14). As amostras 4.0040.00, 4.0047.00 e 4.0050.00 atenderam a essas condições.

O preparo por via úmida consistiu, inicialmente, em retirar dos blocos indeformados uma quantidade suficiente de material, que foi imediatamente imersa em água destilada. Desse modo, o solo não experimentou redução no seu teor de umidade natural. Estando uma vez imerso, o solo tendia a se desmanchar lentamente, em um processo que consumia vários dias. Para desfazer integralmente qualquer grumo remanescente, procedia-se ainda a um destorroamento manual. Todos os cuidados foram observados para preservar a representatividade das amostras. O solo era cuidadosamente desmanchado, sendo que qualquer material aderido às ferramentas ou paredes do recipiente era removido com água e devolvido à massa em imersão. As amostras permaneceram nessa condição por cerca de quatro semanas. Deve-se observar que esse tempo é considerável, sendo suficiente para desagregar completamente o material. Concluída essa etapa, passava-se ao peneiramento, que era efetuado com o auxílio de água. O líquido e o material passante nas peneiras foram recolhidos integralmente em um recipiente. Uma vez peneirado, o material era mantido em repouso, eliminando-se o excesso de água unicamente por evaporação.

Os ensaios por via úmida envolveram determinações dos limites de liquidez, plasticidade e contração. Para verificar a hipótese de que eventuais diferenças de comportamento em relação ao processo usual (com secagem prévia) seriam atribuídas a ligações entre partículas, procedeu-se também à obtenção de curvas granulométricas. Na execução dos ensaios dos limites de consistência, o solo foi

espatulado em placa de vidro. Na análise granulométrica, o preparo do material para a sedimentação seguiu o procedimento usual. O solo foi mantido em uma solução de hexametáfosfato de sódio, tendo-se calculado a quantidade adequada de defloculante, de modo a se obter a mesma concentração recomendada pela NBR 7181 (ABNT, 1984) para ensaios por via seca. Previamente à sedimentação, a mistura foi agitada em dispersor por 15 minutos, de maneira similar à utilizada em análises com secagem prévia.

Em outro procedimento de preparo, uma parte do material removido dos blocos indeformados 4.0040.00, 4.0047.00 e 4.0050.00 foi ligeiramente destorroada e, em seguida, colocada em estufa a 100° C. Após a secagem, o solo foi destorroado e peneirado segundo o procedimento usual. O material seco em estufa foi utilizado para determinações dos limites de liquidez e plasticidade.

Os resultados dos ensaios com os procedimentos alternativos estão resumidos na Tabela 5.6. Na Figura 5.16 estão representadas as curvas granulométricas obtidas por via úmida. Para efeito de comparação, foram incluídas também na Tabela 5.6 e na Figura 5.16 as informações dos ensaios executados pelo processo usual (via seca).

Tabela 5.6. Influência do processo de secagem nos limites de consistência de amostras da Área 1.

AMOSTRA	LIMITE DE LIQUIDEZ – LL (%)			LIMITE DE PLASTICIDADE – LP (%)			LIMITE DE CONTRAÇÃO – LC (%)		
	VIA SECA	VIA ÚMIDA	SECAGEM EM ESTUFA	VIA SECA	VIA ÚMIDA	SECAGEM EM ESTUFA	VIA SECA	VIA ÚMIDA	SECAGEM EM ESTUFA
4.0040.00	75	48	67	34	32	28	14* 42 ⁺	13* 45 ⁺	-
4.0047.00	63	47	59	25	30	33	11* 48 ⁺	13* 54 ⁺	-
4.0050.00	55	45	54	30	27	31	14* 51 ⁺	17* 65 ⁺	-

Notas:

* Limite de contração - LC

⁺ Índice de contração - IC

Analisando-se os dados da Tabela 5.6, pode-se verificar que o limite de liquidez foi fortemente influenciado pelo processo de preparo, com os ensaios por via úmida conduzindo a valores inferiores aos obtidos por via seca. Na amostra 4.0040.00, o LL por via úmida chegou a experimentar uma redução de mais de 1/3 em sua magnitude.

A diferença entre os dois procedimentos foi menor na amostra 4.0050.00. É interessante notar que, nas três amostras, os valores de *LL* obtidos por via úmida mostraram-se bastante próximos – entre 45 e 48 %.

Em comparação com o processo usual de secagem ao ar, o uso de estufa gerou no *LL* das amostras 4.0040.00 e 4.0047.00 uma redução moderada – em torno de 9 %. Na amostra 4.0050.00, o resultado de ambos os procedimentos foi praticamente idêntico. Os limites de plasticidade obtidos pelos diferentes métodos de preparo mostram-se variáveis. A dispersão dos dados não permite que uma tendência chegue a ser identificada.

O limite de contração da amostra 4.0040.00 foi pouco influenciado pelo processo de preparo. Entretanto, nas amostras 4.0047.00 e 4.0050.00 os limites de contração obtidos por via úmida (13 e 17 % respectivamente) resultaram mais altos que os dos ensaios por via seca (11 e 14 % respectivamente). É interessante notar também que o índice de contração I_C – que é definido no ensaio como sendo a relação entre o volume final da pastilha de solo (após secagem) e o volume inicial (volume da cápsula preenchida com solo remoldado) – foi maior no procedimento por via úmida. Em outras palavras, nos ensaios executados sem secagem prévia, a massa de solo remoldado contraiu-se menos do que o observado no processo usual (via seca). A diferença entre os índices de contração obtidos por via úmida e via seca mostrou-se pequena na amostra 4.0040.00 (I_C igual a 45 e 42 % respectivamente) e significativa na amostra 4.0050.00 (I_C igual a 65 e 51 % respectivamente).

Comparando-se as curvas granulométricas obtidas por via úmida e por via seca (Figura 5.16), pode-se constatar que o método de preparo interfere no resultado da análise. A amostra 4.0050.00, que possuía menos argila e um *LL* inferior ao dos demais solos, mostrou-se pouco influenciada pelo processo de preparo. Entretanto, nas amostras 4.0040.00 e 4.0047.00, nota-se uma nítida tendência das curvas obtidas por via úmida acusarem uma menor quantidade de finos. Pelo processo usual (via seca), as amostras 4.0040.00 e 4.0047.00 mostravam teores de argila de 70 % e 53 % respectivamente. No ensaio por via úmida, os mesmos solos passaram a exibir respectivamente 51 e 23 % de material argiloso.

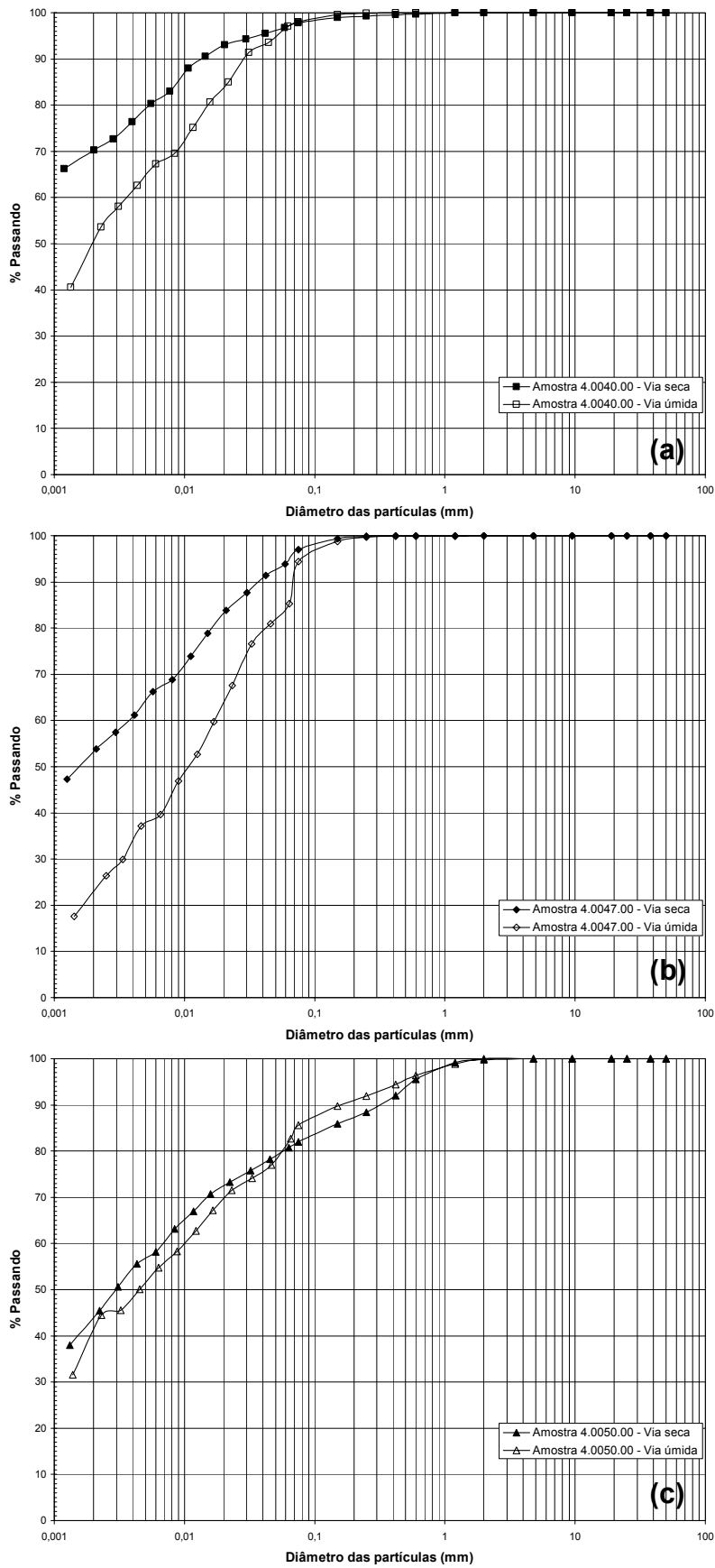


Figura 5.16. Influência do processo de secagem nas curvas granulométricas de solos da Área 1.

No caso da amostra 4.0040.00, o teor de areia se manteve praticamente o mesmo em ambos os métodos. A tendência de redução da porcentagem de argila e acréscimo da fração silte sugere que, no ensaio por via úmida, uma maior parcela das ligações naturais entre as partículas argilosas teria sido preservada. Esse comportamento se mantém também na amostra 4.0047.00. No caso dessa amostra, deve-se notar que parte da diferença (cerca de 10 %) está associada a uma variação no teor de areia fina, a qual pode ser decorrente de heterogeneidades do material ensaiado.

5.4 Ensaios de Adensamento

Buscando-se entender a história de tensões e avaliar parâmetros de compressibilidade do solo do Sítio Experimental, os trabalhos de laboratório contemplaram a execução de ensaios de adensamento com corpos de prova indeformados e remoldados. As amostras utilizadas e informações dos ensaios de adensamento podem ser encontradas na Tabela 5.7.

Na seleção dos blocos indeformados para os ensaios de adensamento, procurou-se distribuir as amostras ao longo da profundidade do Poço 4, que foi a principal escavação para coleta de material. O bloco mais superficial, o de número 4.0040.00, possui uma profundidade média de 1,48 m. O intervalo entre as amostras subseqüentes não excede 1,0 m, tendo-se alcançado a profundidade máxima de 4,25 m. Uma amostra indeformada do Poço 5 (4.0061.01) também foi ensaiada. Assim, buscou-se efetuar uma caracterização adequada do comportamento do terreno no trecho passível de acesso com os poços de coleta. Outro critério observado foi o de selecionar amostras com limites de liquidez e composições granulométricas distribuídas dentro das faixas encontradas no perfil, incluindo-se os mesmos blocos (4.0040.00, 4.0047.00 e 4.0050.00) utilizados nos ensaios de caracterização com formas alternativas de preparo (item 5.3).

Tabela 5.7. Resumo do programa de ensaios de adensamento com amostras da Área 1.

AMOSTRA	PROF. MÉDIA (m)	TIPO	DIREÇÃO DE MOLDAGEM	PRENSA (MARCA)	SEQÜÊNCIA DE ESTÁGIOS – PRESSÕES (kPa)	INUNDAÇÃO
4.0040.00	1,48	Indeformada	Vertical (convencional)	<i>Controls</i>	5, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120, 9060, 5120, 640, 80, 20 e 0	Estágio de 5 kPa
4.0047.00	2,60	Indeformada	Vertical (convencional)	<i>Controls</i>	5, 20, 40, 80, 160, 320, 160, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120, 9060, 5120, 640, 80 e 20	Estágio de 5 kPa
4.0061.01	2,96	Indeformada	Vertical (convencional)	<i>Controls</i>	5, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120, 9060, 5120, 640, 80, 20 e 0	Estágio de 5 kPa
4.0039.00	1,64	Indeformada	Vertical (convencional)	<i>Contenco</i>	0, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 3200, 640, 80 e 10	Previamente à aplicação de cargas
4.0039.00	1,64	Indeformada	Horizontal, sentido N-S	<i>Contenco</i>	0, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 3200, 640, 80 e 10	Previamente à aplicação de cargas
4.0039.00	1,64	Indeformada	Horizontal, sentido E-W	<i>Contenco</i>	0, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 3200, 640, 80 e 10	Previamente à aplicação de cargas
4.0050.00	3,78	Indeformada	Vertical (convencional)	<i>Controls</i>	5, 20, 40, 80, 160, 320, 160, 80, 120, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120, 9060, 5120, 640, 80 e 20	Estágio de 5 kPa
4.0040.00	1,48	Remoldada	-	<i>Controls</i>	5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 75, 100, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120, 9060, 5120, 640, 80, 20, 0	Estágio de 100 kPa
4.0050.00	3,78	Remoldada	-	<i>Controls</i>	5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 75, 100, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120, 9060, 5120, 640, 80, 10, 0	Estágio de 100 kPa

Além de permitir a determinação de parâmetros usuais, como a pressão de pré-adensamento e o índice de compressão, o programa de ensaios procurou contemplar alguns aspectos adicionais do comportamento do solo. Conforme se pode verificar na Tabela 5.7, no intuito de se identificar possíveis indícios de anisotropia, o bloco 4.0039.00 teve corpos de prova moldados tanto na direção vertical como na horizontal. Complementando a pesquisa, também foram analisados corpos de prova reconstituídos, com um teor de umidade igual ao limite de liquidez. O estudo do comportamento do solo nessa condição pode ser útil para a interpretação dos ensaios com corpos de prova indeformados (e.g. Burland, 1990). Assim, as amostras 4.0040.00 e 4.0050.00 foram ensaiadas em um estado remoldado.

Os corpos de prova indeformados foram cuidadosamente moldados a partir dos blocos. Buscando-se evitar alterações no estado do material devido à perda de umidade, o trabalho era sempre executado no interior de câmara úmida. A operação de moldagem não se mostrou uma tarefa fácil. Além da dificuldade de cortar o material em um estado duro, o destacamento de fragmentos por fraturas do solo freqüentemente causava atrasos ou a perda do corpo de prova. A presença esporádica de concreções carbonáticas era problemática, pois as mesmas podiam se constituir em um obstáculo à inserção do anel metálico de moldagem. Por outro lado, a incorporação de concreções no corpo de prova poderia provocar efeitos indesejáveis no comportamento do material ensaiado.

Ao final do trabalho, o corpo de prova era “rasado” no topo e na base, utilizando-se as sobras de material para determinar sua umidade. As porções expostas dos blocos indeformados recebiam novamente uma proteção de parafina e bandagem.

Os corpos de prova remoldados foram preparados a partir de solo previamente seco e destorroado, passante na peneira 2,0 mm, tendo-se adicionado água destilada na quantidade necessária para se formar uma pasta com teor de umidade igual ao limite de liquidez. Após um tempo mínimo de mistura mecânica de 20 minutos, o material foi deixado em repouso por 24 horas para homogeneização da umidade. A umidade da pasta era então verificada, a qual deveria resultar aproximadamente igual ao valor do limite de liquidez obtido por via seca. Deve-se observar que recomendações da literatura (e.g. Burland, 1990) sugerem que o solo seja remoldado com um teor de umidade entre o LL e $1,5 LL$. No presente estudo, optou-se por trabalhar no limite

inferior dessa faixa, pois se constatou que a aplicação das cargas poderia levar à expulsão de material do interior da célula de adensamento, caso uma massa mais fluida fosse ensaiada.

As prensas utilizadas nos ensaios de adensamento, em um total de quatro unidades, provêm de dois fabricantes (Figura 5.17). Uma delas é da marca *Pavitest*, produzida pela *Contenco*. Sua capacidade não permite a aplicação de pressões superiores a 3200 kPa (corpos de prova de 50 mm de diâmetro). Outras três prensas, procedentes do fabricante italiano *Controls*, possuem um sistema de carregamento frontal, sendo possível executar ensaios com pressões de até 9060 kPa (corpos de prova de 50 mm de diâmetro). Todas as células utilizadas nos ensaios são do tipo anel fixo, com drenagem dupla. Devido à reduzida compressibilidade do solo ensaiado, procurou-se aplicar pressões elevadas, respeitando-se evidentemente as limitações das prensas utilizadas. Por esse motivo, optou-se pelo emprego de corpos de prova com 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura, que era a menor dimensão disponível. Os ensaios conduzidos com pressões de até 3200 kPa envolveram o uso de pedras porosas. Entretanto, nos ensaios com pressões mais elevadas, o nível de carregamento poderia deformar excessivamente pedras porosas convencionais. Por esse motivo, placas metálicas perfuradas constituíram os elementos drenantes.



Figura 5.17. Prensas utilizadas nos ensaios de adensamento: (a) *Contenco*; (b) *Controls*.

Todos os procedimentos usuais de calibração das prensas foram observados. Para tanto, um disco metálico foi posicionado no lugar da amostra e carregado em estágios idênticos aos dos ensaios. As leituras de deformação do sistema foram efetuadas nos mesmos intervalos de tempo dos ensaios propriamente ditos.

As amostras indeformadas 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.00 foram carregadas em estágios de 5, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120 e 9060 kPa. Os corpos de prova foram inundados imediatamente após a aplicação da pré-carga de 5 kPa. Após a pressão máxima ter sido alcançada, procedeu-se ao descarregamento em estágios de 5120, 640, 80 e 20 kPa. Os ensaios dos blocos 4.0047.00 e 4.0050.00 envolveram ainda um ciclo intermediário. Quando o estágio de 320 kPa foi alcançado, o corpo de prova foi descarregado para 160 e 80 kPa, reiniciando-se então a seqüência de carregamento.

No intuito de se medir uma possível expansão, os corpos de prova do bloco 4.0039.00 foram inundados previamente à aplicação das cargas, por um período de no mínimo 24 horas. Em seguida, procedeu-se ao carregamento em estágios de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560 e 3200 kPa. O descarregamento envolveu as pressões de 640, 80 e 10 kPa. Deve-se observar que o bloco 4.0039.00 teve um corpo de prova moldado na direção vertical convencional e dois corpos de prova moldados horizontalmente.

Nos ensaios com solo remoldado, os primeiros estágios envolveram a aplicação de pequenos incrementos de pressão (5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 75, 100, 160 kPa), de modo a se evitar a expulsão de solo do interior da célula. A inundação desses ensaios foi efetuada imediatamente após a aplicação da pressão de 100 kPa.

Todos os estágios dos ensaios foram mantidos por no mínimo 24 horas. Esse período mostrou-se suficiente para o desenvolvimento do adensamento primário dos corpos de prova. As leituras da variação de altura foram efetuadas em relógios comparadores, nos tempos de 8 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 5 min, 10 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h após a aplicação da carga.

Na Tabela 5.8 são apresentados dados dos corpos de prova ensaiados. No estado natural, o peso específico situa-se entre 18,26 e 20,22 kN/m³. À exceção da amostra 4.0050.00 ($w = 22,9\%$), o teor de umidade varia dentro de uma faixa estreita (25,7 a 27,1%). O índice de vazios exibe valores entre 0,606 e 0,826. O grau de saturação é

elevado, estando a maioria dos corpos de prova indeformados praticamente saturados.

As Figuras 5.18 a 5.26 apresentam a relação entre o índice de vazios e o logaritmo da pressão efetiva dos ensaios de adensamento. As curvas dos corpos de prova indeformados apresentam um trecho inicial em que o comportamento do material é mais rígido. À medida que a tensão vertical aumenta, ocorre uma transição em direção a um possível trecho de carregamento virgem. Esse trecho provavelmente não se desenvolveu plenamente em dois ensaios da amostra 4.0039.00 (Figuras 5.22 e 5.23), que foram limitados a 3200 kPa de tensão efetiva. Nos demais ensaios, conduzidos até 9060 kPa, nota-se que a relação $e \times \log$ pressão efetiva pode exibir uma pequena curvatura após a tensão de cedência. No ensaio das amostras indeformadas 4.0040.00 e 4.0061.01 e remoldadas (4.0040.00 e 4.0050.00), o último estágio do descarregamento foi efetuado sem a aplicação de tensão vertical. As linhas tracejadas nas curvas $e \times \log$ pressão efetiva dessas amostras indicam a tendência do descarregamento até o índice de vazios final do ensaio. Na Tabela 5.9 pode ser encontrado um resumo de parâmetros obtidos a partir das curvas.

Tabela 5.8. Dados dos corpos de prova dos ensaios de adensamento.

AMOSTRA	TIPO	DIREÇÃO DE MOLDAGEM	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S (%)
4.0040.00	Indeformada	Vertical (convencional)	26,9	19,38	15,26	0,736	98,9
4.0047.00	Indeformada	Vertical (convencional)	26,1	19,36	15,35	0,726	97,0
4.0061.01	Indeformada	Vertical (convencional)	27,1	19,68	15,48	0,699	100,0
4.0039.00	Indeformada	Vertical (convencional)	26,4	18,69	14,78	0,793	90,0
4.0039.00	Indeformada	Horizontal, sentido N-S	25,7	18,26	14,52	0,826	84,2
4.0039.00	Indeformada	Horizontal, sentido E-W	26,0	18,95	15,04	0,763	92,3
4.0050.00	Indeformada	Vertical (convencional)	22,8	20,22	16,46	0,606	100,0
4.0040.00	Remoldada	-	80,8	14,77	8,17	2,242	97,3
4.0050.00	Remoldada	-	52,4	16,62	10,90	1,424	99,2

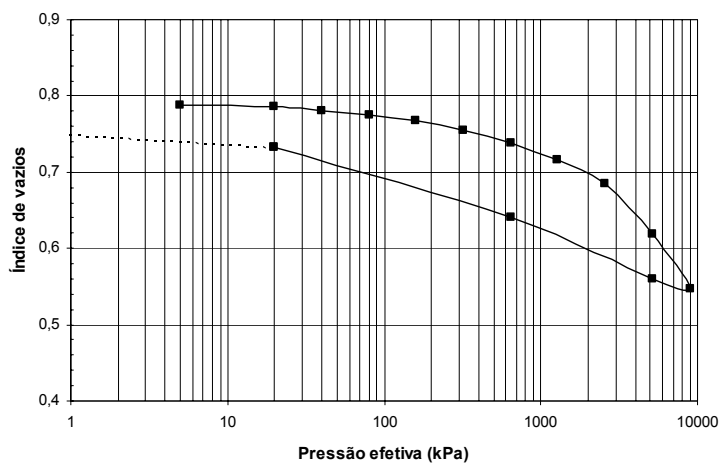


Figura 5.18. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0040.00 (indeformada).

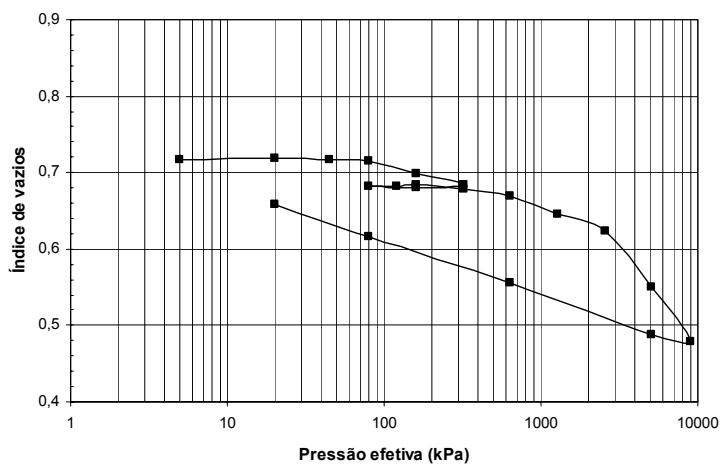


Figura 5.19. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0047.00 (indeformada).

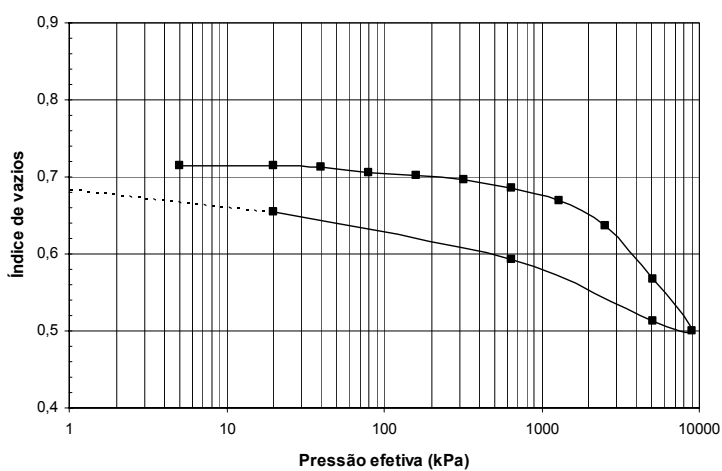


Figura 5.20. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0061.01 (indeformada).

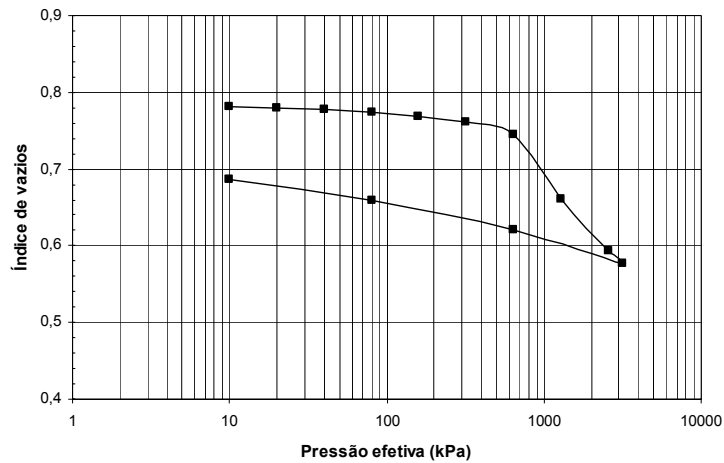


Figura 5.21. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0039.00 (indef., sentido vertical).

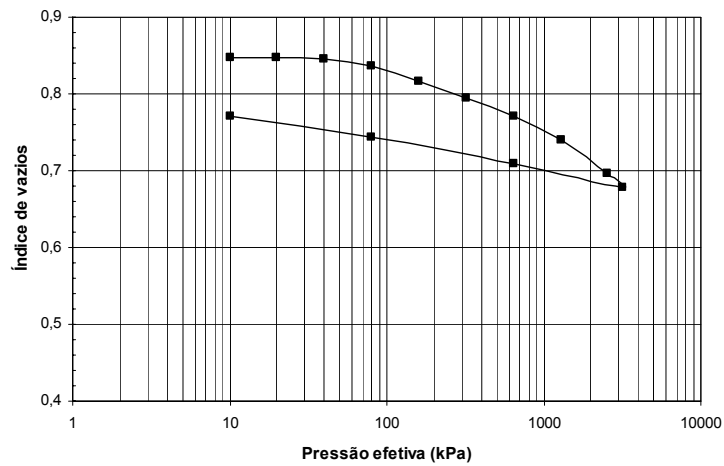


Figura 5.22. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0039.00 (indef., sentido horiz. N-S).

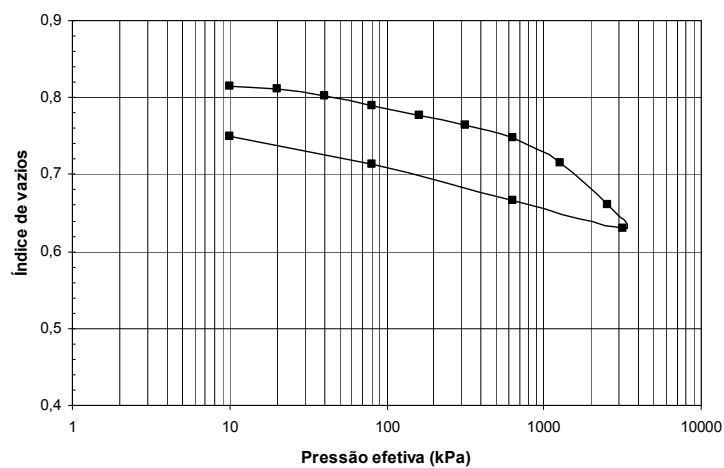


Figura 5.23. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0039.00 (indef., sentido horiz. E-W).

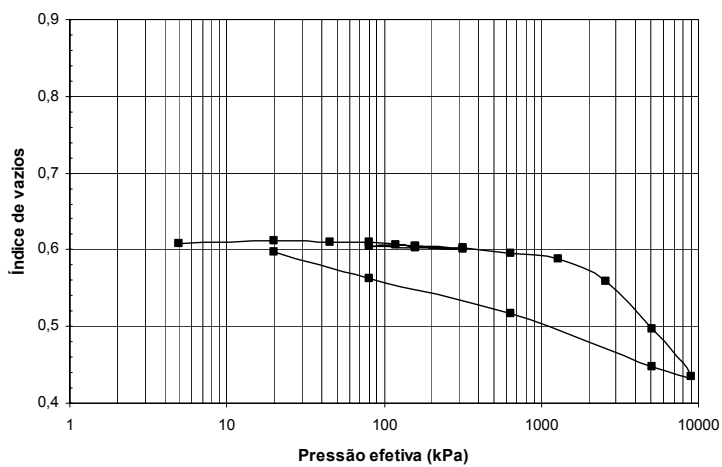


Figura 5.24. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0050.00 (indeformada).

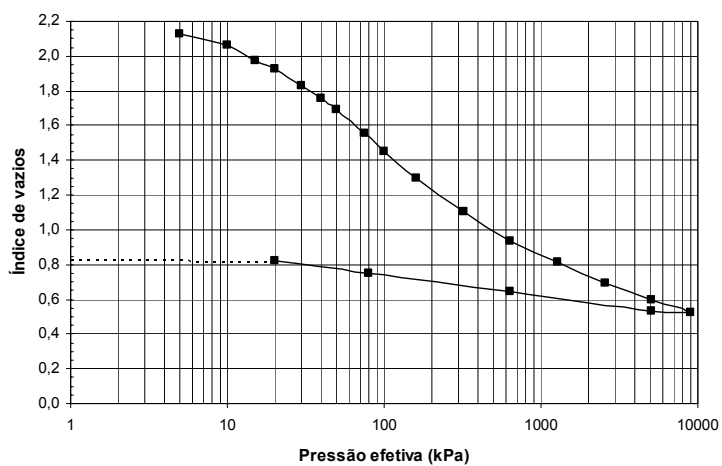


Figura 5.25. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0040.00 (remoldada).

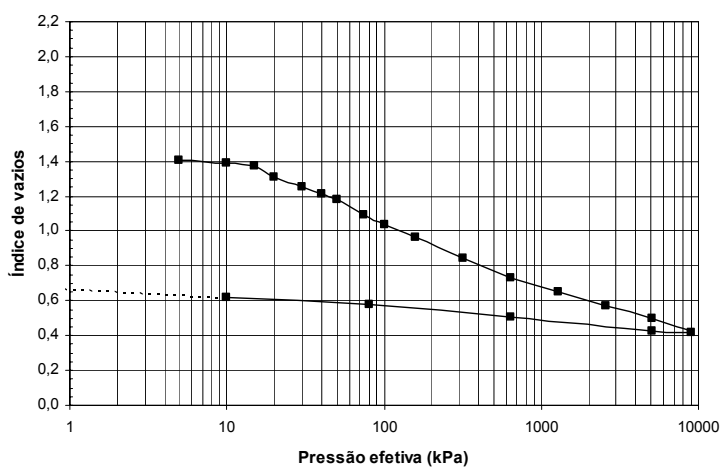


Figura 5.26. Curva $e \times \log$ pressão efetiva – amostra 4.0050.00 (remoldada).

Tabela 5.9. Resultados dos ensaios de adensamento.

AMOSTRA	TIPO	DIREÇÃO DE MOLDAGEM	EXPANSÃO (%)	C_r	C_c	C_s	σ'_{vm} (kPa)	
							PACHECO SILVA	CASAGRANDE
4.0040.00	Indeformada	Vertical (convencional)	3,0	0,0086	0,29	0,070	2900	3000
4.0047.00	Indeformada	Vertical (convencional)	0,0	0,0022	0,29	0,0033 ⁺ 0,068 [*]	2400	2800
4.0061.01	Indeformada	Vertical (convencional)	0,9	0,014	0,27	0,058	2400	2800
4.0039.00	Indeformada	Vertical (convencional)	0,0	0,0078	0,25	0,044	580	650
4.0039.00	Indeformada	Horizontal, sentido N-S	1,2	0,0023	>0,16	0,036	-	-
4.0039.00	Indeformada	Horizontal, sentido E-W	3,1	0,020	>0,22	0,048	-	-
4.0050.00	Indeformada	Vertical (convencional)	0,2	0,0	0,25	0,0050 ⁺ 0,061 [*]	2500	2500
4.0040.00	Remoldada	-	0,0	-	0,55	0,11	-	-
4.0050.00	Remoldada	-	0,0	-	0,37	0,068	-	-

Notas:

⁺ Ciclo descarregamento-carregamento intermediário^{*} Descarregamento final

Os dados de expansão relacionados na Tabela 5.9 referem-se à variação de altura do corpo de prova no estágio de inundação. Na maioria dos casos, verificou-se uma expansão pequena. Os valores mais altos correram na amostra 4.0040.00 (3,0 %) e em um dos ensaios da amostra 4.0039.00 (3,1 %). A pequena magnitude do aumento de volume com a inundação tende a tornar pouco precisa a determinação de pressões de expansão a partir das curvas $e \times \log$ pressão efetiva. Nas amostras 4.0047.00 e 4.0050.00 pôde-se notar um ligeiro aumento do índice de vazios nos primeiros estágios do carregamento.

Os índices de recompressão C_r e de compressibilidade C_c das amostras indeformadas representam a inclinação das curvas $e \times \log$ pressão efetiva, respectivamente nos trechos inicial e final. A ordem de grandeza do índice de recompressão, o qual não excede 0,014, evidencia a elevada rigidez do material. Apesar da natureza expansiva das amostras, os valores reduzidos de C_r sugerem que o fato da inundação ter se dado com um baixo nível de tensão vertical aplicada não provocou alterações

significativas na estrutura do material. O índice de compressão C_c das amostras indeformadas situou-se tipicamente na faixa 0,25 - 0,29. Deve-se notar que nos corpos de prova moldados horizontalmente da amostra 4.0039.00 – limitados a 3200 kPa de tensão efetiva – a inclinação do final da curva representa um limite inferior para o índice de compressão. Para os corpos de prova remoldados, o valor de C_c foi obtido a partir da tendência média das curvas, resultando igual a 0,37 e 0,55, respectivamente para as amostras 4.0050.00 e 4.0040.00.

O índice de expansão C_s foi calculado com base na pressão máxima e no último estágio do descarregamento. O ciclo intermediário da amostra 4.0047.00 apresenta um índice de expansão médio igual a 0,0033, ligeiramente superior ao C_r do início da curva. Na amostra 4.0050.00, o C_s do ciclo intermediário resultou igual a 0,0050. No descarregamento ao término dos ensaios, os corpos de prova da amostra 4.0039.00, que foram adensados até 3200 kPa de tensão vertical, mostraram índices de expansão entre 0,036 e 0,048. As demais amostras indeformadas, que envolveram tensões efetivas máximas de 9060 kPa, exibem índices de expansão na faixa de 0,044 - 0,070. Os corpos de prova remoldados 4.0040.00 e 4.0050.00 apresentaram valores de C_s iguais a 0,068 e 0,11 respectivamente.

A pressão de pré-adensamento – ou, talvez mais apropriadamente, *tensão de cedência* – σ'_{vm} foi avaliada segundo os métodos de Pacheco Silva e de Casagrande (Tabela 5.9). A amostra 4.0039.00 possui uma tensão de cedência de 580 kPa, calculada com o procedimento de Pacheco Silva. Considerando-se esse método, os demais corpos de prova mostram valores de σ'_{vm} na faixa de 2500 a 2900 kPa. O procedimento de Casagrande conduz a valores ligeiramente superiores. É interessante notar que os resultados das amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01 são relativamente próximos entre si. Esse fato sugere que a expansão inicial de alguns corpos de prova não teria interferido nas avaliações da pressão de pré-adensamento.

A Figura 5.27 exemplifica algumas curvas de adensamento dos ensaios com amostras indeformadas, para diferentes níveis de tensão vertical. Na Tabela 5.10 são apresentados os valores do coeficiente de adensamento c_v dos ensaios de solo indeformado, avaliados com o processo de Taylor (raiz quadrada do tempo). Em alguns estágios iniciais, em que as deformações foram muito pequenas ou houve

expansão, não foi possível calcular o coeficiente de adensamento. Deve-se notar que a aplicação do processo de Casagrande (logaritmo do tempo) não se mostrou adequada, devido à dificuldade de ajustar as curvas ao modelo requerido no método. Para níveis de tensão mais baixos, os valores de c_v obtidos com o procedimento de Taylor resultam com uma ordem de grandeza de 10^{-2} ou 10^{-3} cm^2/s . Esses coeficientes de adensamento são relativamente altos, podendo estar associados à rigidez do material e a uma eventual drenagem pelas fraturas. À medida que a tensão vertical aumenta, o coeficiente de adensamento se reduz para valores da ordem de 10^{-5} cm^2/s .

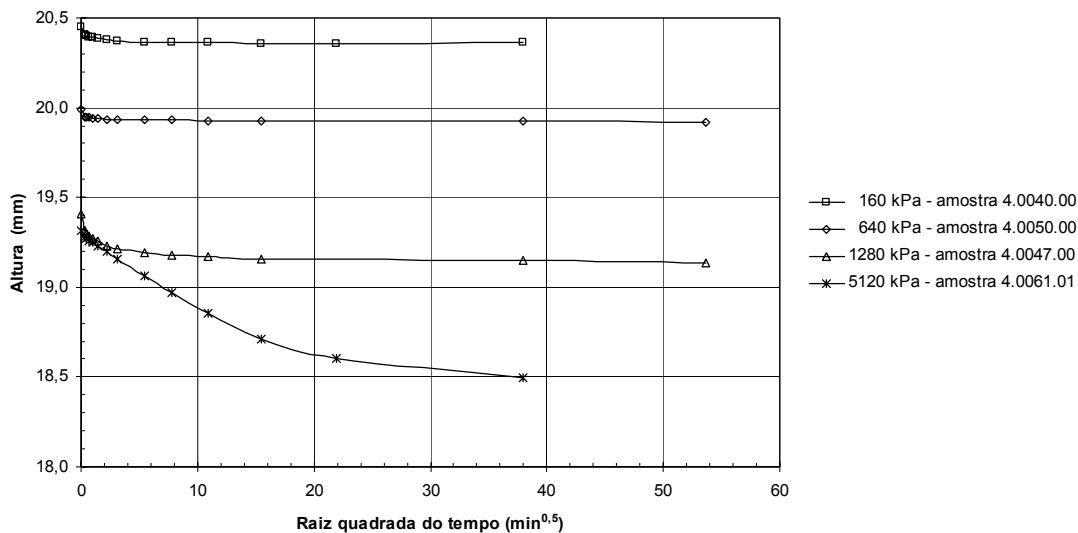


Figura 5.27. Exemplos de curvas de adensamento de corpos de prova indeformados.

A Tabela 5.11 resume as avaliações do coeficiente de adensamento dos corpos de prova remoldados. À exceção dos estágios de 15 e 20 kPa da amostra 4.0050.00, as curvas se ajustaram bem à proposição de Casagrande, a qual foi empregada nos cálculos. Os valores de c_v do solo remoldado possuem uma ordem de grandeza de 10^{-4} ou 10^{-5} cm^2/s . Ao contrário do que ocorreu nas amostras indeformadas, não se distingue uma variação do coeficiente de adensamento com o nível de tensão efetiva, fato que é compatível com o comportamento do material em um estado normalmente adensado.

Tabela 5.10. Valores do coeficiente de adensamento – processo de Taylor – amostras indeformadas.

PRESSÃO (kPa)	COEFICIENTE DE ADENSAMENTO – c_v (cm ² /s)						
	4.0040.00 (vertical)	4.0047.00 (vertical)	4.0061.01 (vertical)	4.0039.00 (vertical)	4.0039.00 (horiz, N-S)	4.0039.00 (horiz, E-W)	4.0050.00 (vertical)
5	-	-	$2,1 \times 10^{-2}$	-	-	-	-
10	-	-	-	$2,2 \times 10^{-3}$	-	$6,4 \times 10^{-3}$	-
20	$1,4 \times 10^{-2}$	-	$3,4 \times 10^{-3}$	-	-	$2,0 \times 10^{-2}$	-
40	$4,3 \times 10^{-3}$	-	$5,2 \times 10^{-3}$	$1,7 \times 10^{-3}$	$4,6 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-2}$	-
80	$5,4 \times 10^{-3}$	$3,0 \times 10^{-2}$	$4,1 \times 10^{-3}$	$4,2 \times 10^{-3}$	$5,1 \times 10^{-3}$	$1,9 \times 10^{-2}$	-
160	$1,1 \times 10^{-2}$	$4,2 \times 10^{-3}$	$6,8 \times 10^{-3}$	$1,0 \times 10^{-3}$	$3,9 \times 10^{-3}$	$5,8 \times 10^{-3}$	-
320	$1,1 \times 10^{-2}$	$1,3 \times 10^{-2}$	$6,7 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-3}$	$1,9 \times 10^{-3}$	$6,5 \times 10^{-3}$	$1,3 \times 10^{-2}$
640	$1,3 \times 10^{-2}$	$1,5 \times 10^{-2}$	$1,3 \times 10^{-2}$	$5,5 \times 10^{-3}$	$5,0 \times 10^{-3}$	$9,5 \times 10^{-3}$	$1,3 \times 10^{-2}$
1280	$2,0 \times 10^{-2}$	$7,0 \times 10^{-3}$	$5,0 \times 10^{-3}$	$7,6 \times 10^{-3}$	$3,7 \times 10^{-3}$	$8,1 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-2}$
2560	$2,8 \times 10^{-3}$	$4,7 \times 10^{-3}$	$2,9 \times 10^{-4}$	$2,7 \times 10^{-3}$	$3,5 \times 10^{-3}$	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-2}$
3200	-	-	-	$2,9 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-4}$	$3,1 \times 10^{-5}$	-
5120	$7,3 \times 10^{-5}$	$5,2 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$	-	-	-	$7,6 \times 10^{-4}$
9060	$2,5 \times 10^{-5}$	$5,2 \times 10^{-5}$	$2,1 \times 10^{-5}$	-	-	-	$4,9 \times 10^{-5}$

Tabela 5.11. Valores do coeficiente de adensamento – processo de Casagrande – amostras remoldadas.

PRESSÃO (kPa)	COEFICIENTE DE ADENSAMENTO – c_v (cm ² /s)	
	4.0040.00	4.0050.00
5	$1,6 \times 10^{-4}$	$9,3 \times 10^{-4}$
10	$6,0 \times 10^{-5}$	$1,1 \times 10^{-4}$
15	$4,6 \times 10^{-5}$	-
20	$6,5 \times 10^{-5}$	-
30	$5,0 \times 10^{-5}$	$5,8 \times 10^{-5}$
40	$4,9 \times 10^{-5}$	$6,6 \times 10^{-5}$
50	$4,6 \times 10^{-5}$	$3,9 \times 10^{-5}$
75	$1,4 \times 10^{-4}$	$1,3 \times 10^{-4}$
100	$6,3 \times 10^{-5}$	$7,3 \times 10^{-5}$
160	$8,8 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-4}$
320	$8,4 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-4}$
640	$7,1 \times 10^{-5}$	$9,0 \times 10^{-5}$
1280	$3,9 \times 10^{-5}$	$7,0 \times 10^{-5}$
2560	$3,2 \times 10^{-5}$	$4,8 \times 10^{-5}$
5120	$2,8 \times 10^{-5}$	$3,8 \times 10^{-5}$
9060	$2,5 \times 10^{-5}$	$4,3 \times 10^{-5}$

5.5 Obtenção de Relações de Sucção com Papel Filtro

Embora os sedimentos da Formação Guabirota frequentemente exibam um grau de saturação elevado, sabe-se que em solos plásticos (particularmente nos expansivos) sucções de até 2 MPa podem se desenvolver devido a efeitos de capilaridade (e.g. Marinho e Chandler, 1993 apud Marinho, 1997). Ou seja, mesmo estando saturado, o material pode apresentar elevados níveis de sucção matricial. Uma vez que a sucção interfere diretamente nas tensões efetivas, o estudo da resistência ao cisalhamento e da compressibilidade dos terrenos da Formação Guabirota requer o conhecimento de curvas características dos materiais. O comportamento dos argilo-minerais de natureza expansiva tipicamente encontrados da Bacia de Curitiba pode ser melhor interpretado com a incorporação dos conceitos utilizados no estudo de solos não-saturados.

Conforme discutido no item 3.4, uma das hipóteses para a origem do sobre-adensamento dos solos da Formação Guabirota seria a ação de ressecamento. Uma investigação mais aprofundada desse mecanismo pode ser efetuada a partir do estudo de corpos de prova remoldados. Além da obtenção de curvas características, o estabelecimento de relações entre a sucção matricial e variáveis de estado, tais como índice de vazios e grau de saturação, seria útil para verificar se o ressecamento efetivamente poderia se constituir em um agente de sobre-adensamento dos solos em estudo.

Por ocasião do presente trabalho, a técnica de medição de sucção com papel filtro constitui-se na alternativa mais viável. Esse procedimento destaca-se pela relativa simplicidade e pelo fato de ser possível trabalhar com elevados níveis de sucção. Ao passo que técnicas como tensiômetros ou translação de eixos permitem a medição de sucções de até 1500 kPa, o papel filtro pode alcançar 29 MPa (e.g. Chandler et al., 1992). Quando o papel filtro é posto diretamente em contato com o corpo de prova, tem-se como premissa que o estabelecimento de um fluxo capilar permite a determinação da sucção matricial. Por outro lado, se o papel filtro é mantido a uma certa distância da amostra (e.g. 6 mm), apenas fluxo de vapor se desenvolve. Nessa

situação, uma vez que forças osmóticas restringem a saída de moléculas de água do corpo de prova, a sucção total é medida.

Deve-se observar que as medidas de sucção matricial com o papel filtro podem ser influenciadas pela componente osmótica, devido a problemas de contato incompleto entre o papel e a amostra de solo (e.g. Fredlund e Rahardjo, 1993). Os problemas ocorrem quando, mesmo se colocando o papel filtro em contato com o corpo de prova, não se estabelece uma interação completa entre a água dos poros do solo e as fibras do papel. No caso do material em estudo, esse aspecto pode assumir maior importância para níveis muito elevados de sucção, não sendo comprometidos os objetivos de entendimento do comportamento do solo sob um ponto de vista qualitativo.

Um resumo do programa de medições de sucção com papel filtro é apresentado na Tabela 5.12. Os ensaios envolveram a obtenção de curvas características de amostras indeformadas e remoldadas. A pesquisa concentrou-se principalmente em curvas de secagem, mas algumas trajetórias de umedecimento também são disponíveis. Além das determinações de sucção matricial para as curvas características, uma das amostras analisadas (4.0050.00) recebeu medições de sucção total.

Os critérios de seleção das amostras foram semelhantes aos observados nos ensaios de adensamento (item 5.4). Além de se ensaiar o solo proveniente de diferentes profundidades, procurou-se escolher amostras representativas das faixas de granulometria e plasticidade do perfil. As curvas características do solo no estado natural contemplaram 5 blocos indeformados, sendo que 4 destes foram utilizados também nos ensaios de adensamento (amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01). Os ensaios com solo remoldado abrangeram materiais coletados em diferentes profundidades e com limites de liquidez distribuídos dentro da faixa encontrada na Área 1.

As amostras indeformadas foram moldadas com o auxílio de anéis metálicos circulares, com diâmetros de 50 ou 75 mm e altura de 20 mm. Os cuidados e dificuldades encontradas na obtenção dos corpos de prova foram semelhantes aos dos ensaios de adensamento, sendo pertinentes os mesmos comentários efetuados no item 5.4.

Tabela 5.12. Resumo do programa de determinações de sucção com papel filtro.

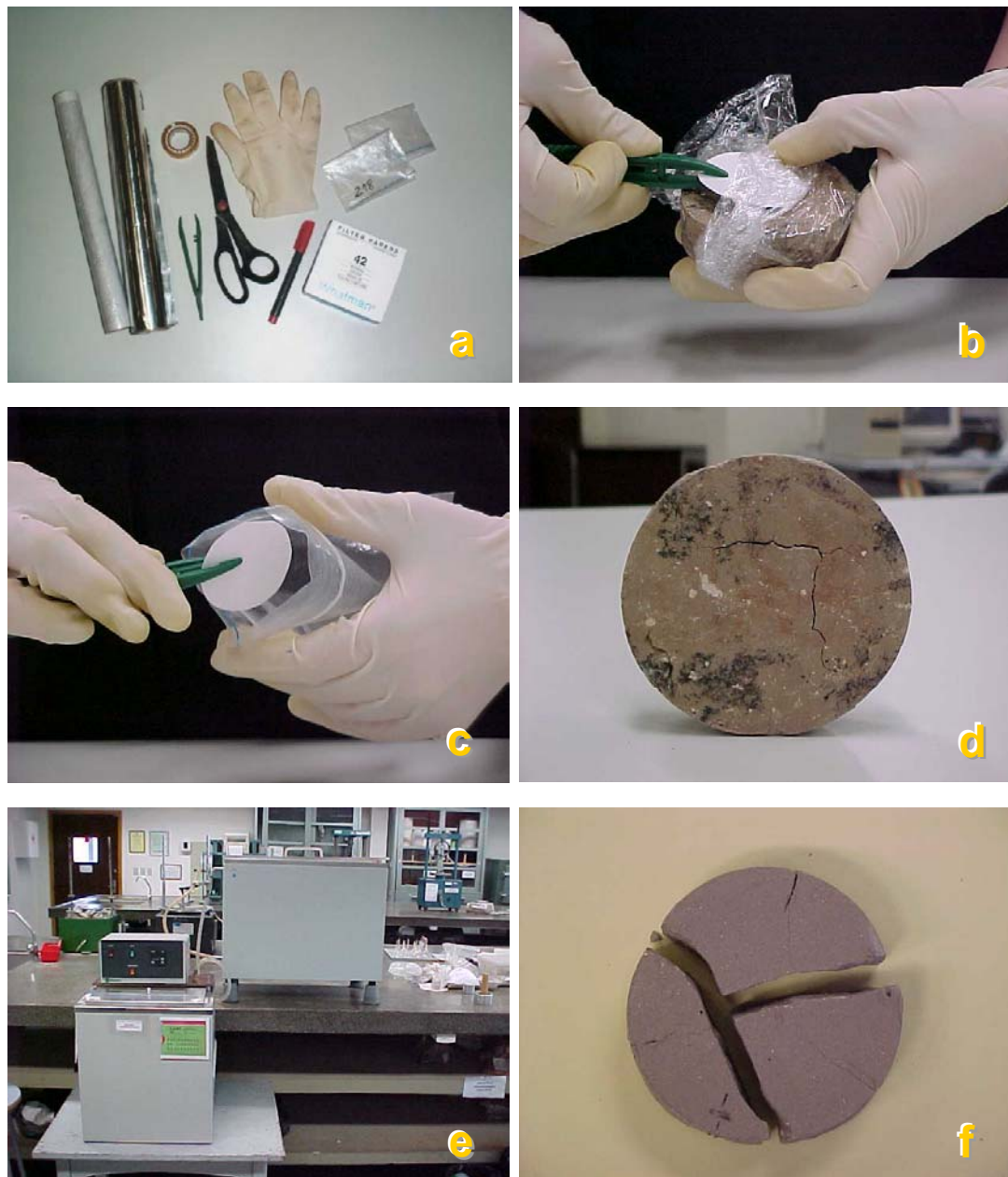
AMOSTRA	PROF. MÉDIA (m)	TIPO	CORPO DE PROVA	ESTADO INICIAL	DIMENSÕES DOS CORPOS DE PROVA	INFORMAÇÕES OBTIDAS
4.0040.00	1,48	Indeformada	A	Umidade natural	Diâmetro: 50 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem.
4.0047.00	2,60	Indeformada	A	Umidade natural	Diâmetro: 50 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem, umedecimento parcial (2 pontos).
4.0050.00	3,78	Indeformada	A	Umidade natural	Diâmetro: 75 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem, umedecimento parcial (2 pontos).
			B	Umidade natural	Diâmetro: 50 mm Altura: 20 mm	Curva característica de umedecimento (2 pontos).
			C	Umidade natural	Diâmetro: 88 mm Altura: 22 mm	Curva característica de secagem, incluindo medições de sucção total.
4.0050.01	2,45	Indeformada	A	Inundada	Diâmetro: 50 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem.
			B	Umidade natural	Diâmetro: 50 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem, umedecimento parcial (2 pontos).
4.0061.01	2,96	Indeformada	A	Inundada	Diâmetro: 50 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem até 2900 kPa de sucção matricial, umedecimento.
4.0037.00	3,00	Remoldada	A	Umidade próxima ao <i>LL</i>	Diâmetro: 70 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem.
4.0039.00	1,64	Remoldada	A	Umidade próxima ao <i>LL</i>	Diâmetro: 70 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem.
4.0043.00	2,54	Remoldada	A	Umidade próxima ao <i>LL</i>	Diâmetro: 70 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem.
4.0049.00	3,69	Remoldada	A	Umidade próxima ao <i>LL</i>	Diâmetro: 100 mm Altura: 25 mm	Curva característica de secagem e umedecimento.
4.0058.00	4,55	Remoldada	A	Umidade próxima ao <i>LL</i>	Diâmetro: 75 mm Altura: 20 mm	Curva característica de secagem, umedecimento parcial (1 ponto).
		Remoldada	B	Seca ao ar	Diâmetro: 70 mm Altura: 20 mm	Curva característica de umedecimento.

O preparo dos corpos de prova reconstituídos também se deu de forma semelhante à dos ensaios de adensamento. As amostras remoldadas foram obtidas a partir de material previamente seco, destorroado e peneirado, tendo-se adicionado água destilada para se obter uma pasta homogênea, com teor de umidade próximo ao limite de liquidez. À exceção da amostra 4.0058.00 (corpo de prova B), que foi obtida com solo passante na peneira 0,42 mm, nos demais ensaios utilizou-se material peneirado na # 2,0 mm. O diâmetro dos corpos de prova variou de 70 a 100 mm; a altura situou-se entre 20 e 25 mm. Para melhorar as condições de manuseio, os corpos de prova remoldados foram carregados em prensas de adensamento, em pequenos incrementos até uma tensão vertical de 100 kPa, procedendo-se então à sua retirada da célula.

Previamente ao início dos ensaios, as informações necessárias para o cálculo dos índices físicos dos corpos de prova (umidade, peso específico, índice de vazios e grau de saturação) foram criteriosamente obtidas.

O procedimento das medições de sucção matricial baseou-se nas recomendações de Marinho (1997). Os materiais utilizados podem ser observados na Figura 5.28a. As determinações envolveram o uso de papel filtro quantitativo *Whatman 42*, com dimensões ligeiramente inferiores ao diâmetro dos corpos de prova. Inicialmente, papéis filtro retirados da caixa eram colocados em ambas as faces da amostra. O conjunto era firmemente envolto por várias camadas de filme plástico, completando-se seu isolamento com papel alumínio. Adicionalmente, as amostras foram seladas em sacos plásticos. No intuito de reduzir variações térmicas, acondicionava-se o corpo de prova em uma caixa de isopor, que por sua vez era mantida em sala com temperatura controlada ($\pm 2^\circ \text{C}$).

Após um período de equilíbrio de 7 dias, o embrulho era aberto. O operador, usando luvas de borracha e pinça plástica, removia rapidamente os papéis filtro (Figura 5.28b) e os acondicionava em sacos plásticos auto-selantes (Figura 5.28c). Essa etapa era efetuada com o máximo de cuidado, observando-se sempre um tempo de transferência inferior a 5 s, de modo a se evitar que a evaporação de água do papel filtro prejudicasse as determinações de umidade.



- a. Materiais utilizados nas medições de sucção com papel filtro.
- b. Retirada do papel filtro.
- c. Acondicionamento do papel filtro em saco plástico auto-selante.
- d. Detalhe de fissuras de ressecamento na amostra indeformada 4.0049.00.
- e. Equipamento adaptado para umedecimento dos corpos de prova com vapor.
- f. Detalhe da fragmentação de corpo de prova remoldado, causado por intensidade excessiva do vapor.

Figura 5.28. Detalhes das determinações de sucção com papel filtro.

Na seqüência, os sacos plásticos contendo os papéis filtro eram pesados em uma balança eletrônica de alta resolução (0,0005 g). Tomou-se o cuidado de usar sempre um espaçador de vidro entre o prato da balança e o saco plástico, com a finalidade de evitar interferências de eletricidade estática nas determinações de massa. Após a pesagem, os papéis filtro eram removidos dos sacos plásticos e colocados em estufa a 105°, por um período mínimo de 2 horas. Uma vez secos, os papéis eram novamente transferidos para os sacos plásticos e pesados, de modo a se obter a sua umidade. De um modo geral, as umidades dos papéis filtro de ambas as faces dos corpos de prova resultaram muito próximas, o que confere consistência às medições efetuadas. Para o cálculo das sucções, foram adotadas as curvas de calibração do papel filtro *Whatman 42* sugeridas por Chandler et al. (1992):

- $Sucção \text{ (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)}$, para umidade (w) do papel filtro inferior a 47 %;
- $Sucção \text{ (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622 \log w)}$, para umidade (w) do papel filtro igual ou superior a 47 %.

A cada determinação de sucção, as dimensões dos corpos de prova eram cuidadosamente medidas, em diferentes direções, com o auxílio de paquímetro. Desse modo é possível calcular, ainda que de forma aproximada, as variações do índice de vazios e do grau de saturação ao longo da curva característica. Deve-se notar que as amostras indeformadas permaneciam no interior do anel de moldagem, até que a intensidade da contração volumétrica permitisse a sua remoção. A medida da variação das dimensões dos corpos de prova indeformados ficava prejudicada enquanto o anel metálico não era retirado.

Na obtenção de curvas características de secagem, após cada determinação de sucção os corpos de prova eram deixados expostos ao ar. Logo no início dos ensaios, percebeu-se que as curvas resultantes podiam ser melhoradas monitorando-se a variação de massa das amostras, durante a secagem. Desse modo, tornava-se possível estimar a umidade alcançada. O tempo de secagem ao ar foi controlado de modo a se reduzir a umidade das amostras em aproximadamente 2,5 % a cada determinação. Nos primeiros pontos das curvas características, o tempo de exposição ao ar situou-se entre 15 e 30 minutos. À medida que o teor de umidade se reduzia, o tempo de secagem aumentava. As últimas determinações, que envolveram elevados níveis de sucção matricial, requereram tempos prolongados de exposição ao ar (3 a 5 horas).

Ao final da trajetória de secagem, que se dava quando praticamente não ocorria mais variação de massa, a umidade dos corpos de prova situou-se entre 8 e 15 %.

Deve-se observar que, durante a secagem e a conseqüente contração volumétrica, as amostras tendiam a desenvolver fissuras (Figura 5.28d). Esse fenômeno – que pode interferir nas medições de sucção – ocorreu com intensidade variável, dependendo do corpo de prova, e se manifestou principalmente nas amostras indeformadas. Eventuais fragmentos desprendidos eram pesados e tinham suas umidades determinadas, tendo-se considerado nos cálculos as correções de massa dos corpos de prova. Entretanto, em alguns casos o fissuramento tornou-se excessivo, o que impediu o prosseguimento das medições na secagem. Esse problema se verificou na amostra indeformada 4.0050.01 (corpo de prova A) e na amostra remoldada 4.0049.00 (no caso desta amostra, foi possível aproveitar parte do corpo de prova para medidas de sucção no umedecimento).

O umedecimento dos corpos de prova, após a secagem, mostrou-se uma tarefa bastante difícil. A natureza expansiva do material não permite que água seja colocada em contato direto com o corpo de prova ressecado, pois um processo de *slacking* se desenvolve, provocando a destruição da amostra. Seguindo recomendações de Marinho[‡], o umedecimento dos corpos de prova ressecados foi realizado com vapor de água. Para tanto, adaptou-se um sistema de banho-maria equipado com resistências elétricas e termostato, que permitem regular e manter a temperatura da água constante (Figura 5.28e). A água aquecida era bombeada para um tanque, no interior do qual as amostras ficavam apoiadas em uma grelha metálica posicionada acima da lâmina do líquido, recebendo assim a incidência de vapor. Para evitar que a água condensada na tampa do tanque viesse a se precipitar sobre os corpos de prova, os mesmos eram protegidos com uma “cobertura” inclinada. A contínua circulação da água do tanque das amostras para o recipiente equipado com termostato permitia controlar a geração de vapor.

Diversas tentativas de umedecer as amostras resultaram infrutíferas, pois a intensidade do vapor podia causar sua fragmentação (Figura 5.28f). Esse fato provavelmente se devia ao acúmulo de gotículas de água condensada na superfície

[‡] MARINHO, F. A. M. (Universidade de São Paulo). Comunicação Pessoal, 2000.

do corpo de prova, o que desencadeava um processo de *slacking*. Devido à dificuldade de manter a integridade dos corpos de prova, poucas curvas de umedecimento puderam ser obtidas. Para algumas amostras, são disponíveis apenas um ou dois pontos de medições de sucção no umedecimento.

O procedimento de umedecimento que se mostrou mais eficaz foi o de manter as amostras no vapor por cerca de 3 horas, com uma temperatura de 45° C. O corpo de prova era então retirado, envolto em filme plástico e deixado em repouso até o dia seguinte. Deve-se observar que esse intervalo contribuía para que se estabelecesse um equilíbrio das sucções matriciais no interior do solo. Na seqüência, a amostra era novamente posicionada no tanque de vapor. O processo era repetido várias vezes, até que a massa do corpo de prova indicasse que o teor de umidade desejado fora alcançado.

Conforme pode-se verificar nas informações da Tabela 5.12, na amostra 4.0061.01 um procedimento alternativo foi utilizado. Após a moldagem do corpo de prova no estado natural, o mesmo foi inundado, tendo-se praticamente eliminado a sucção matricial. Deve-se notar que, nessa condição, o fato de se colocar água em contato direto com o corpo de prova não provoca danos ao mesmo. Em seguida, procedeu-se às determinações de sucção em uma trajetória de secagem, com decrementos de cerca de 0,5 % de umidade. Quando o teor de umidade chegou a 21,5 %, ao invés de se prosseguir até uma sucção matricial muito elevada, iniciou-se uma trajetória de umedecimento. Desse modo, buscou-se reproduzir de uma forma mais realista condições de variação de umidade no campo. A amostra 4.0050.01 (corpo de prova A) também foi inundada previamente ao início das medições de sucção, mas neste caso o trecho inicial da curva característica não ficou bem definido, tendo-se então prosseguido até o final da secagem. Nos ensaios da amostra 4.0050.00, o corpo de prova B foi inundado após uma determinação de sucção na umidade natural.

Um corpo de prova extraído do bloco indeformado 4.0050.00 foi selecionado para medições de sucção total e matricial, buscando-se definir a parcela osmótica. Para tanto, em uma das faces da amostra o papel filtro foi colocado diretamente em contato com o solo. No outro lado, um disco espaçador de acrílico com 6 mm de espessura foi posicionado entre a amostra e o papel. O procedimento seguido foi semelhante ao dos demais ensaios, porém adotou-se um período de estabilização de

30 dias, compatível com o nível de sucção total esperado. Após a primeira determinação, o solo foi submetido a uma trajetória de secagem, tendo-se repetido o procedimento de obtenção de sucção total mais 7 vezes, para diferentes umidades do corpo de prova.

Ao término de todos os ensaios, os corpos de prova foram colocados integralmente em estufa, para determinação de sua umidade e massa seca. Esses dados foram utilizados na confirmação das umidades e índices físicos, de modo a se estabelecer criteriosamente as relações de sucção.

Na Tabela 5.13 são apresentados dados dos corpos de prova ensaiados. No estado natural, o peso específico situa-se entre 18,83 e 19,85 kN/m³. A umidade varia de 21,4 a 25,7 %, e o índice de vazios exibe valores entre 0,627 e 0,783. Os índices físicos das amostras remoldadas referem-se à condição de moldagem, antes de qualquer variação de tensão efetiva. Como seria de se esperar, as amostras remoldadas possuem um grau de saturação elevado, com os demais parâmetros refletindo a reduzida consistência do material.

Tabela 5.13. Dados dos corpos de prova utilizados nas medições de sucção.

AMOSTRA	TIPO	CORPO DE PROVA	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S (%)
4.0040.00	Indeformada	A	21,4	19,58	16,13	0,643	90
4.0047.00	Indeformada	A	25,4	19,00	15,15	0,760	91
4.0050.00	Indeformada	A	22,4	19,09	15,59	0,695	87
		B	21,8	19,50	16,01	0,651	90
		C	21,8	18,97	15,57	0,697	84
4.0050.01	Indeformada	A	25,6	18,83	14,99	0,770	90
		B	25,7	18,71	14,88	0,783	89
4.0061.01	Indeformada	A	22,8	19,85	16,17	0,627	98
4.0037.00	Remoldada	A	60,2	16,04	10,01	1,663	98
4.0039.00	Remoldada	A	77,1	14,99	8,46	2,132	98
4.0043.00	Remoldada	A	69,3	15,68	9,26	1,881	100
4.0049.00	Remoldada	A	62,7	15,70	9,65	1,759	97
4.0058.00	Remoldada	A	71,5	14,94	8,71	2,064	94
		B	74,6	15,39	8,81	2,027	98

Os resultados das determinações de sucção são apresentados nas Figuras 5.29 a 5.39. Para cada amostra, estão representadas a curva característica e as relações de sucção, envolvendo o índice de vazios e o grau de saturação. Os dados de sucção matricial referem-se à média entre os papéis filtro colocados nas duas faces dos corpos de prova. Nos gráficos estão representadas todas as informações que puderam ser obtidas nos ensaios. Conforme exposto anteriormente, enquanto os corpos de prova indeformados estavam no interior do anel de moldagem, algumas medidas de volume não puderam ser tomadas. Por esse motivo, para a amostra 4.0061.01, que permaneceu sempre no interior do anel metálico, não são disponíveis as relações com os índices físicos.

Para efeito de descrição dos resultados, será considerada a capacidade de sucção C , definida como sendo a inclinação da curva característica:

$$C = \frac{\Delta w}{\Delta \log(\text{sucção})}. \quad (\text{Equação 5.1})$$

Nas amostras em estado natural, para o teor de umidade em que se encontravam os blocos indeformados (w entre 21,4 e 25,7 %), as sucções variam de 1600 a 2500 kPa. Quando a umidade é maior que w_{nat} , as curvas das amostras 4.0061.01 e 4.0050.01 (corpo de prova A) evidenciam uma capacidade de sucção reduzida, com pequenas variações de umidade gerando alterações significativas na magnitude da sucção matricial. À medida que w decresce, tendendo ao final da trajetória de secagem, a capacidade de sucção aumenta. Os dados do umedecimento das amostras indeformadas 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 sugerem que, após o solo ter sido seco até praticamente a umidade higroscópica, ocorre uma considerável histerese. Entretanto, na amostra 4.0061.01, que foi levada na trajetória de secagem a uma sucção máxima de 2900 kPa (sem que fissuras de ressecamento se desenvolvessem), esse efeito é pouco pronunciado.

Os dados de sucção total da amostra 4.0050.00 (Figura 5.32), de um modo geral, mostram valores que excedem a sucção matricial. No primeiro ponto da curva, a diferença entre a sucção total e a matricial, que corresponderia à sucção osmótica, foi de apenas 75 kPa. Entretanto, nas demais determinações a parcela osmótica cresce. Entre 16,8 e 20,5 % de umidade, a sucção osmótica possui um valor médio de 678 kPa. À medida que a secagem prosseguiu, a diferença entre a sucção total e a matricial aumentou sensivelmente. Para um aprofundamento do estudo das

diferenças entre a sucção total e matricial, seria interessante um estudo mais abrangente, envolvendo corpos de prova adicionais.

Durante a secagem dos corpos de prova indeformados, pode-se notar uma contínua redução do índice de vazios, não sendo possível identificar claramente trechos de contração normal e residual. Apesar da natureza expansiva do solo, a variação do índice de vazios mostrou-se moderada. Ao término da secagem, a contração dos corpos de prova em relação ao volume inicial situou-se entre 1,5 e 13,0 %, sendo que os índices de vazios se situaram na faixa de 0,52 a 0,62. A variação de volume das amostras inundadas a partir da umidade natural foi pouco perceptível.

O grau de saturação dos corpos de prova indeformados se reduz gradualmente à medida que w torna-se inferior à umidade natural. Essa tendência, dependendo do corpo de prova, se acentua entre 7 e 20 MPa de sucção. Tais níveis de sucção matricial, que correspondem a teores de umidade na faixa de 14 a 17 %, estariam associados ao ponto de entrada generalizada de ar nas amostras.

Os ensaios com solo remoldado mostram, no início das determinações de sucção, curvas características com uma capacidade de sucção ligeiramente inferior. Esse fato é compatível com o carregamento vertical de 100 kPa a que foram submetidos os corpos de prova reconstituídos. Após o trecho inicial, as curvas passam a apresentar capacidades de sucção situadas na faixa de 14 a 17 %.

As trajetórias de secagem possuem pontos de inflexão que, dependendo da amostra, ocorrem entre 2000 e 5000 kPa. Nos gráficos em que se representa o grau de saturação *versus* sucção, pode-se identificar com relativa facilidade os pontos de dessaturação dos corpos de prova, os quais variaram de 3 a 17 MPa. Os trechos de umedecimento das curvas características das amostras 4.0049.00 e 4.0058.00 mostram uma considerável histerese em relação à trajetória de secagem.

De um modo geral, o índice de vazios das amostras remoldadas se reduz ao longo de uma condição próxima à saturação, caracterizando-se uma fase de contração normal. Após a dessaturação, a tendência de decréscimo do índice de vazios se reduz consideravelmente (amostras 4.0037.00, 4.0039.00, 4.0049.00 e 4.0058.00), o que evidencia a passagem para um estado de contração residual. Ao final da secagem, o índice de vazios dos corpos de prova reconstituídos situou-se tipicamente entre 0,3 e 0,5.

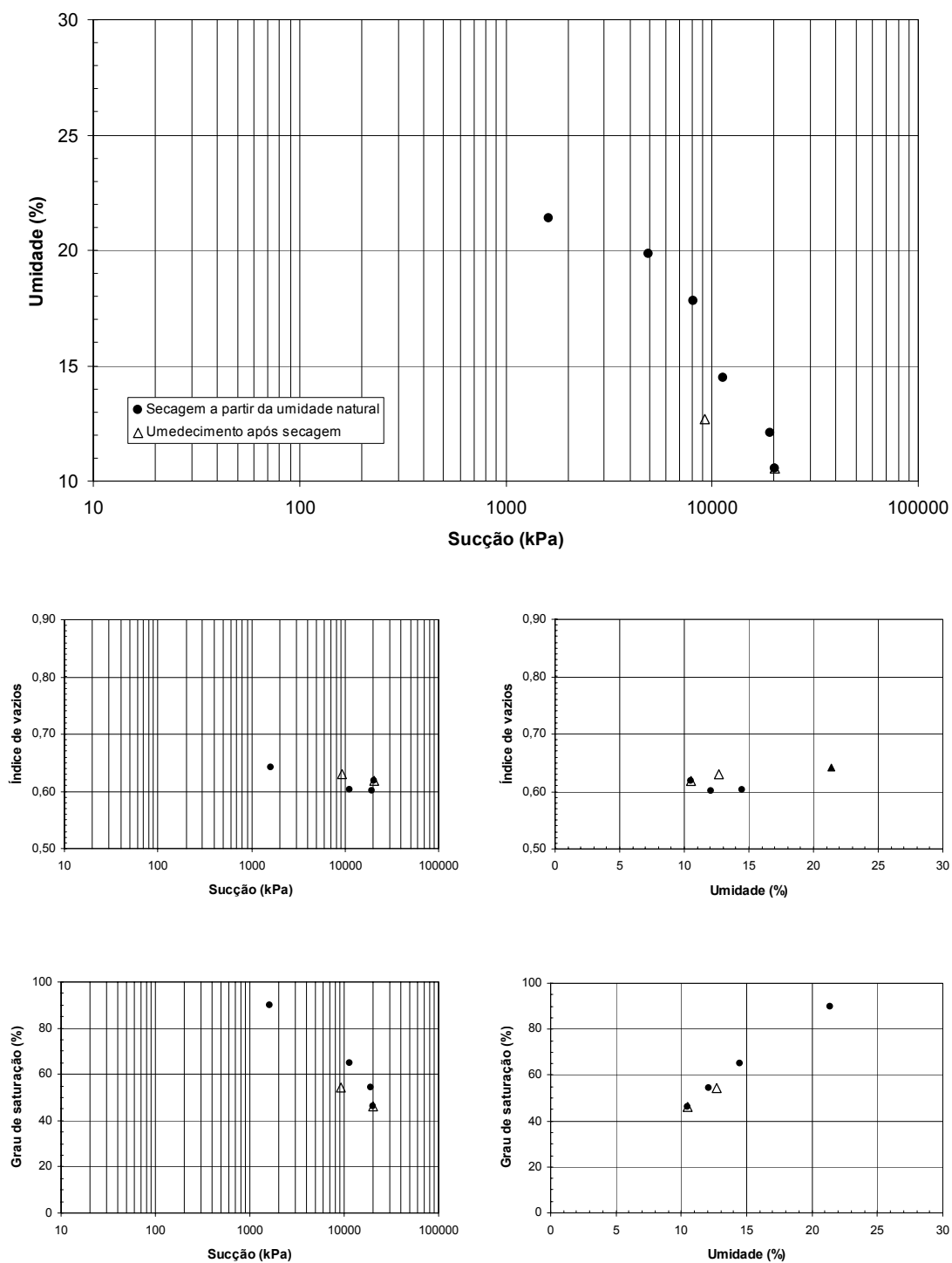


Figura 5.29. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0040.00.

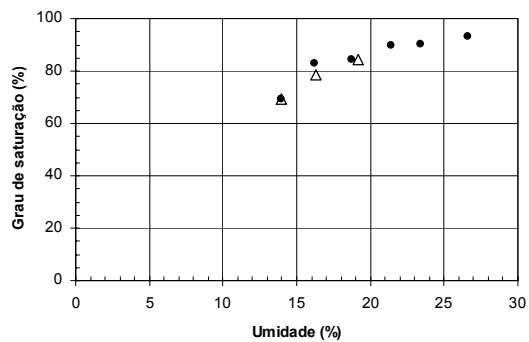
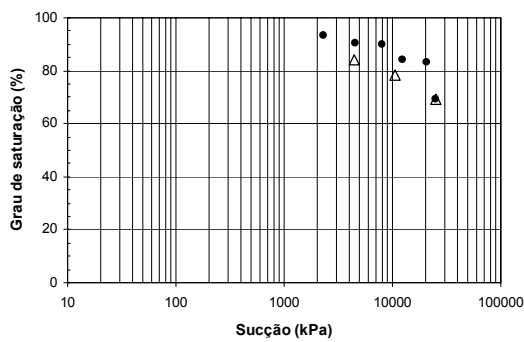
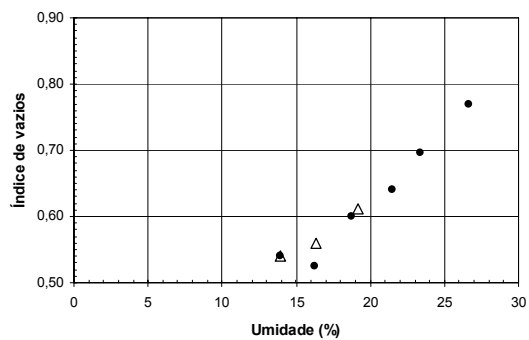
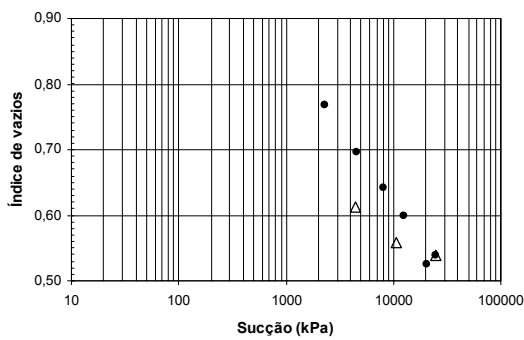
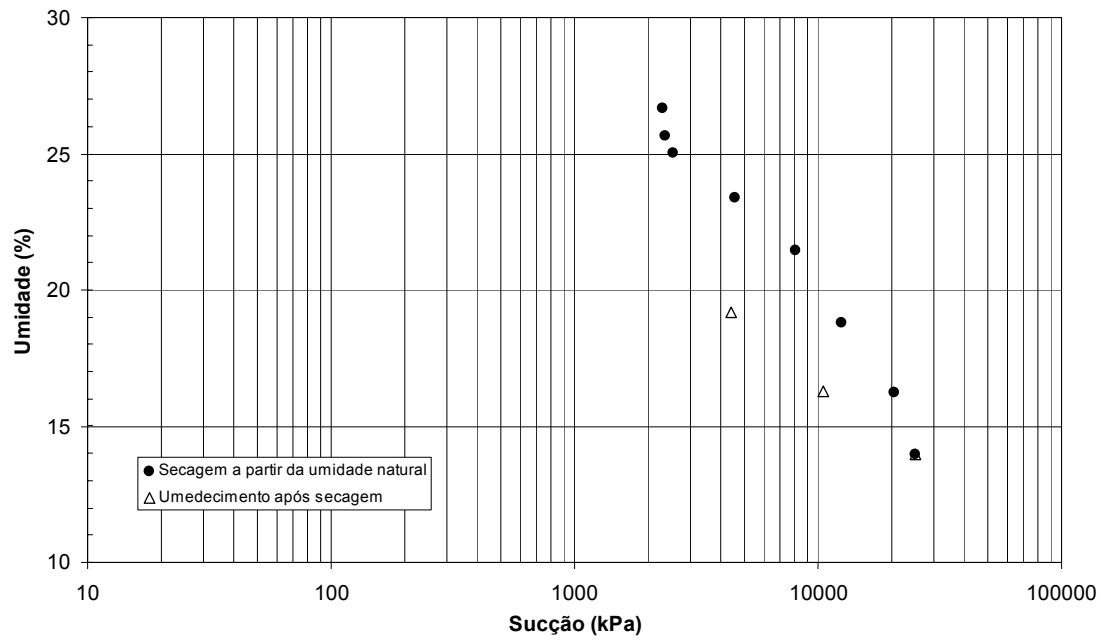


Figura 5.30. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0047.00.

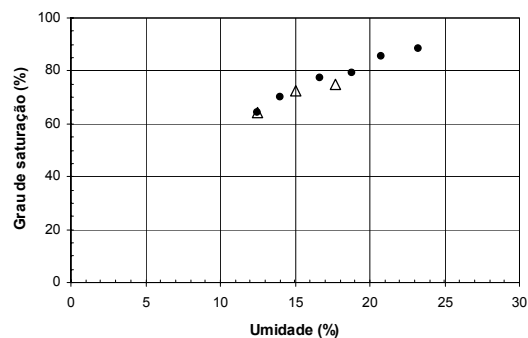
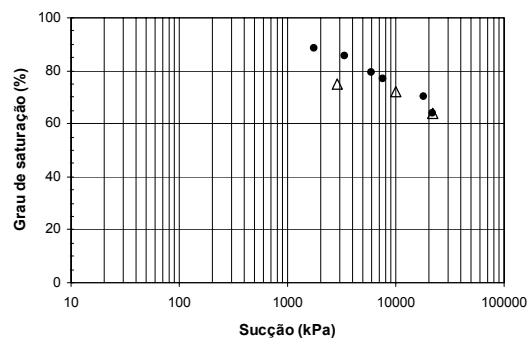
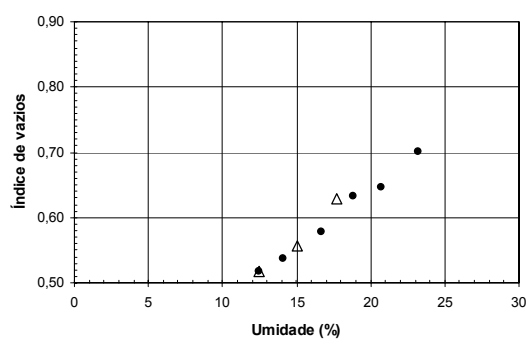
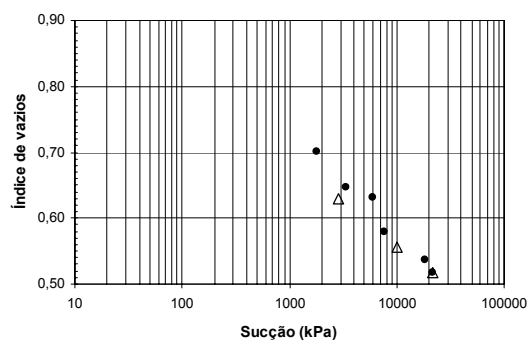
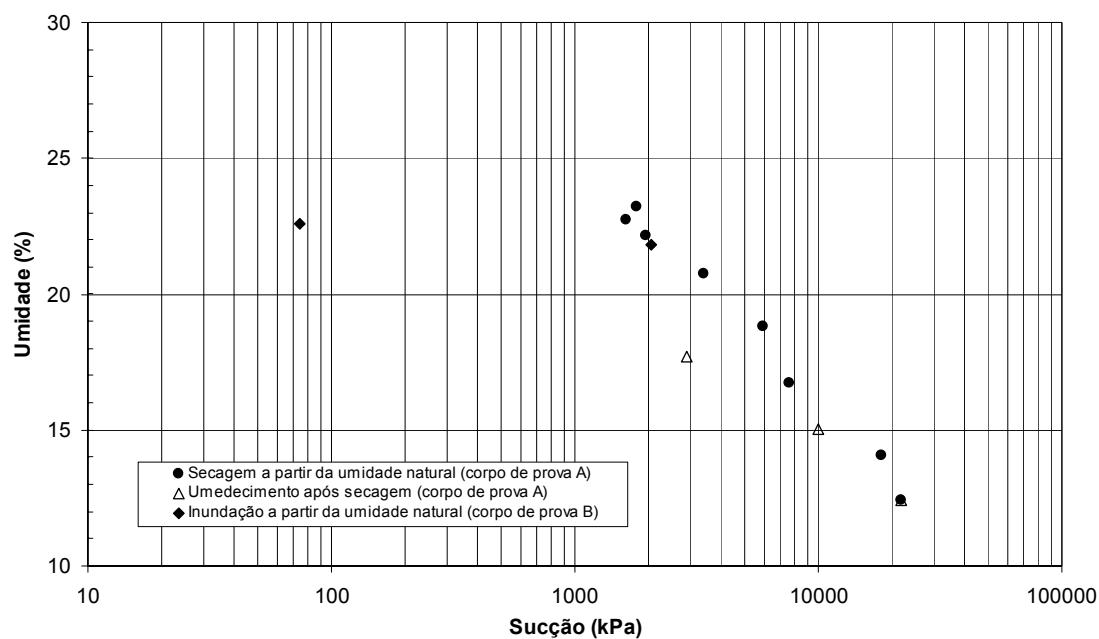


Figura 5.31. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0050.00.

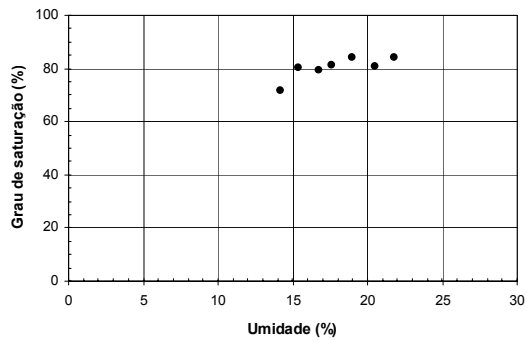
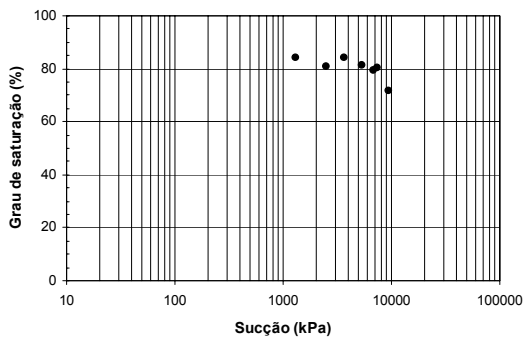
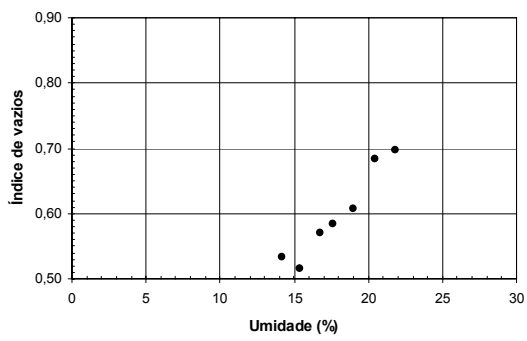
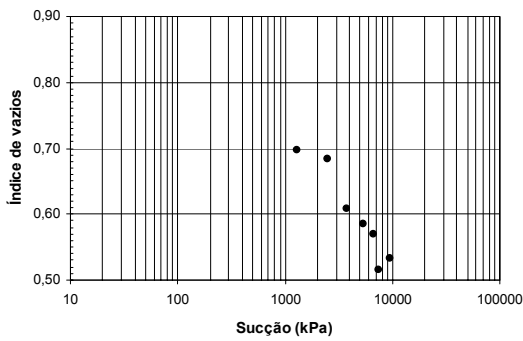
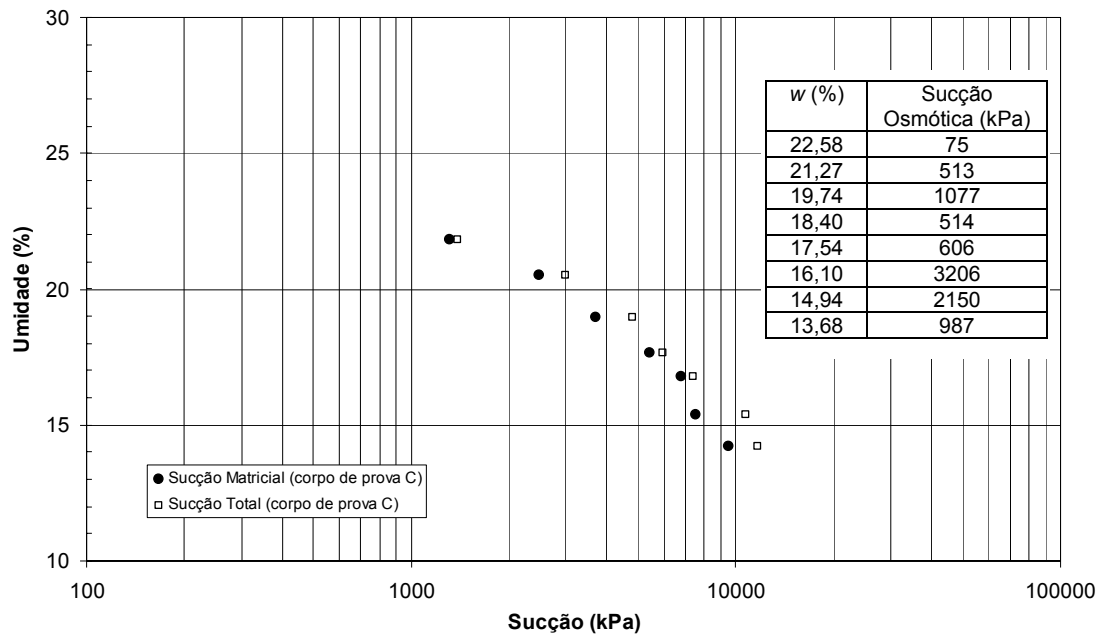


Figura 5.32. Relações de sucção (matricial e total) da amostra indeformada 4.0050.00.

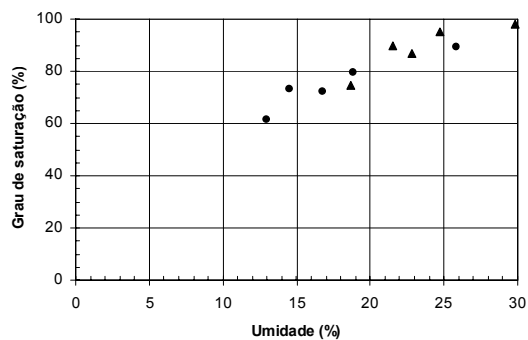
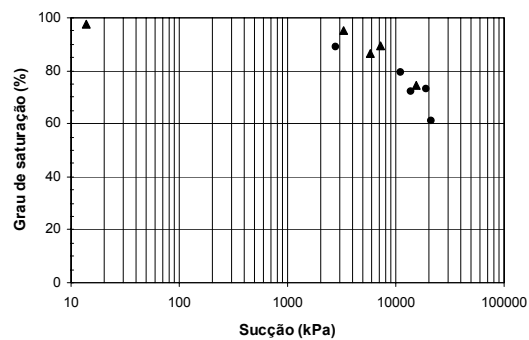
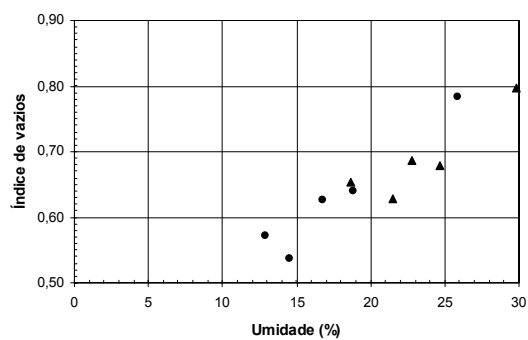
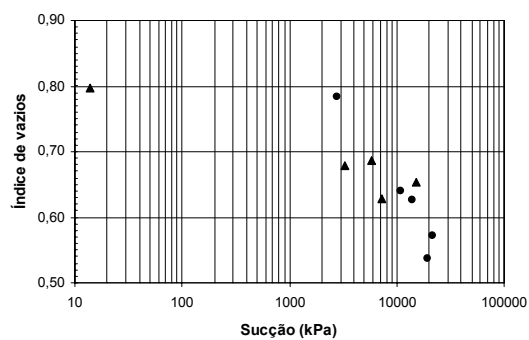
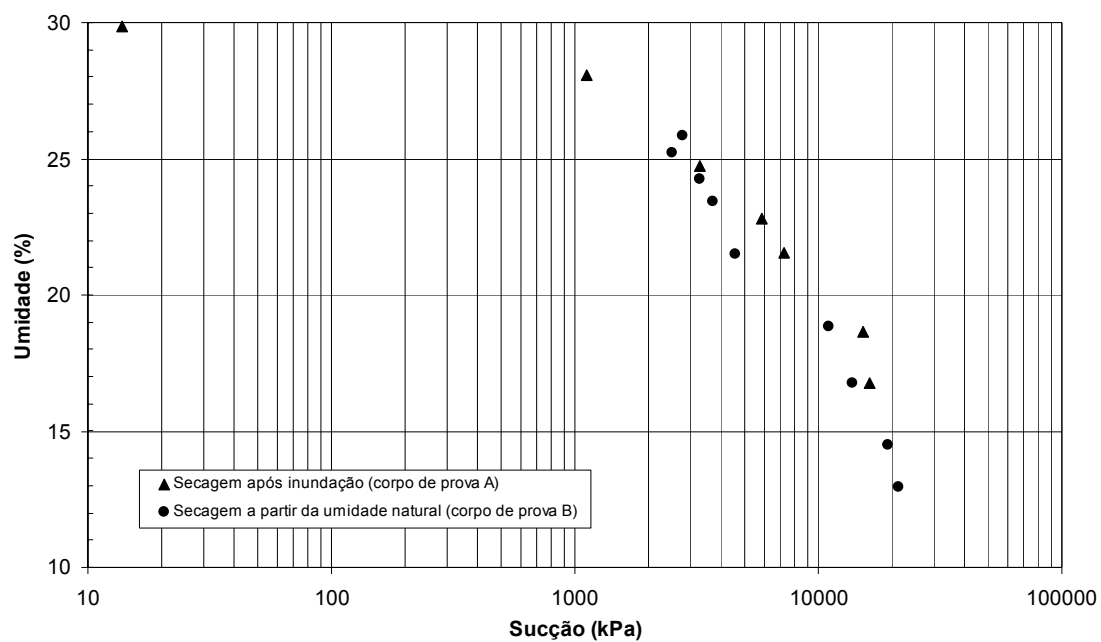


Figura 5.33. Relações de sucção da amostra indeformada 4.0050.01.

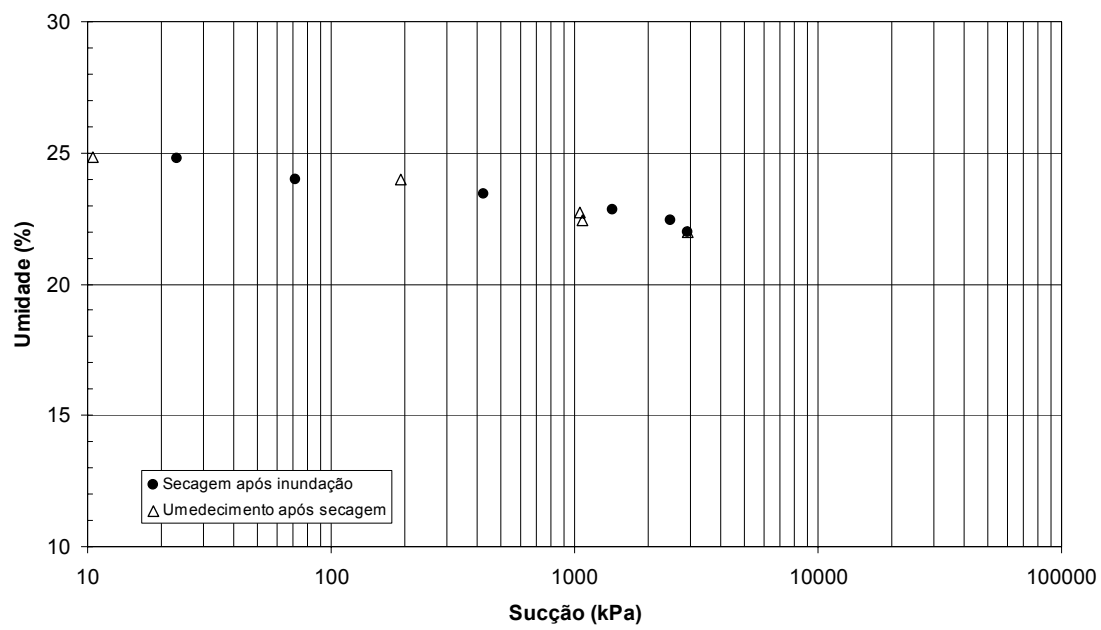


Figura 5.34. Curva característica da amostra indeformada 4.0061.01.

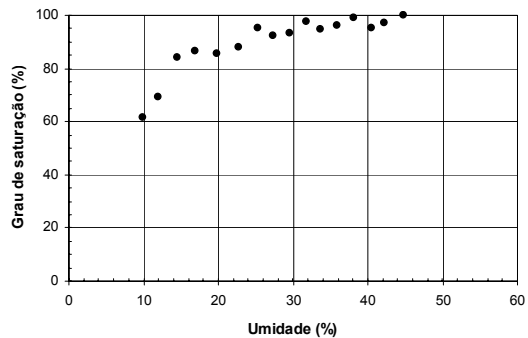
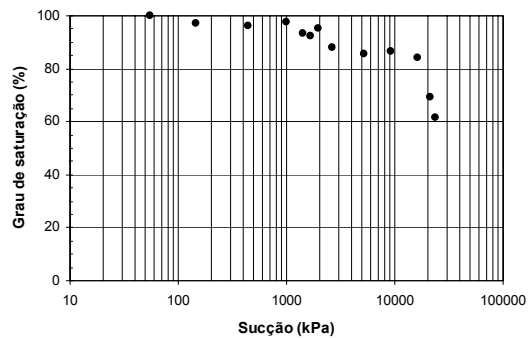
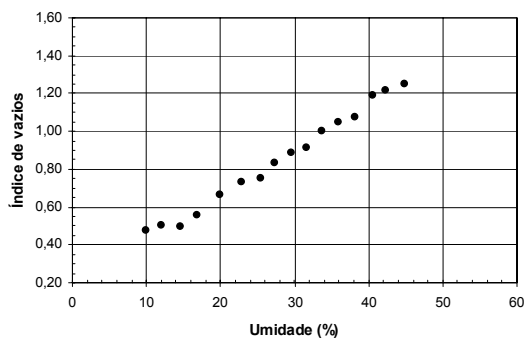
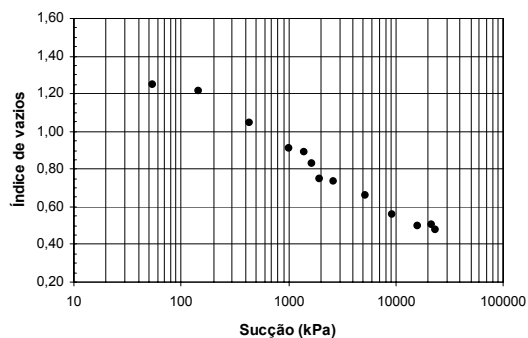
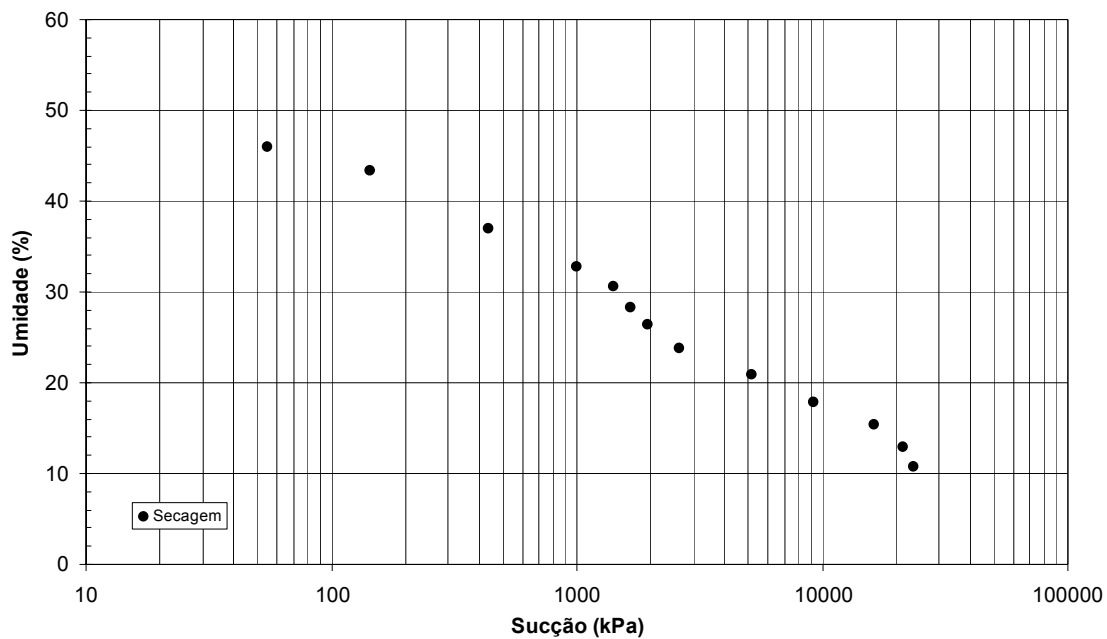


Figura 5.35. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0037.00.

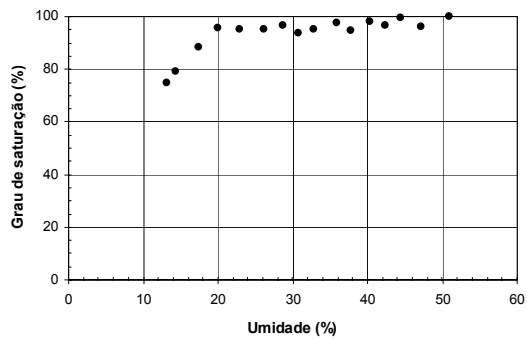
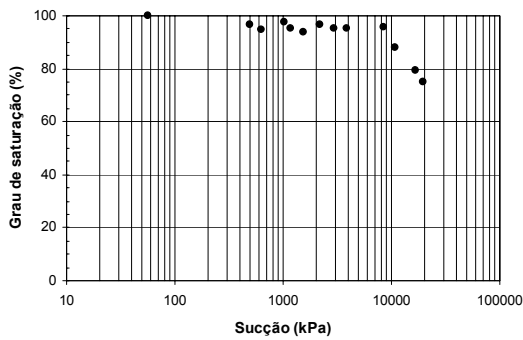
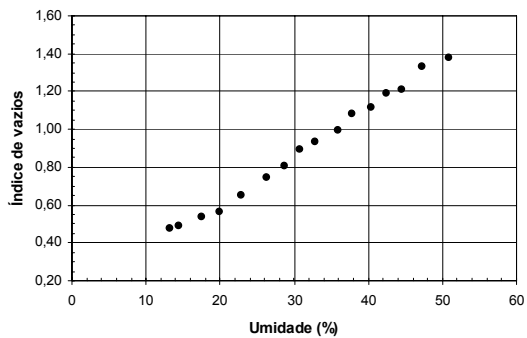
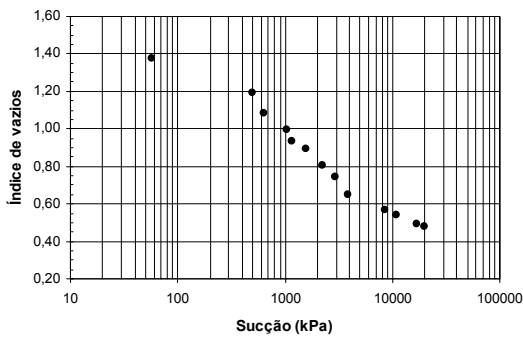
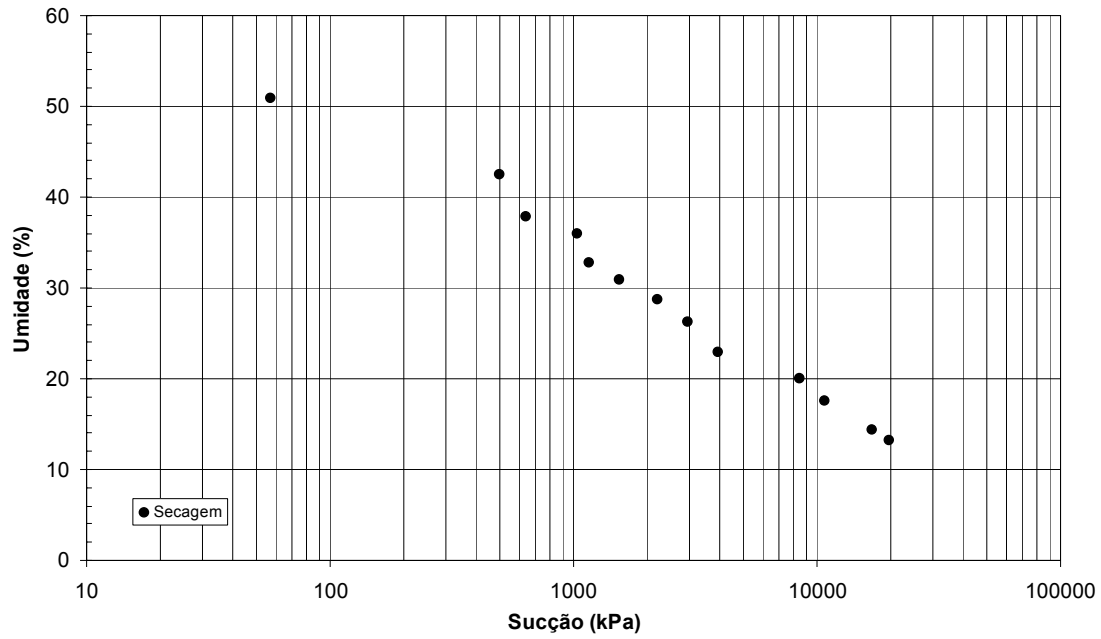


Figura 5.36. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0039.00.

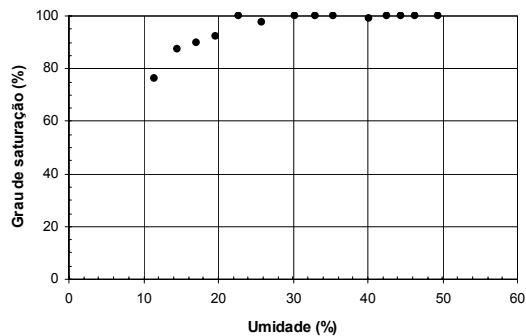
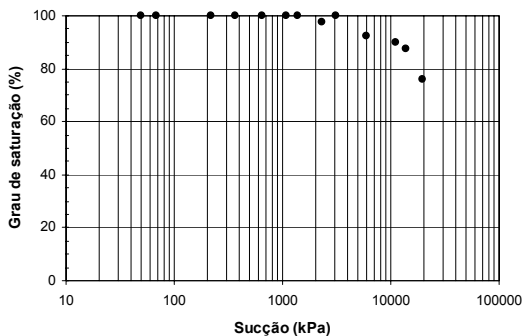
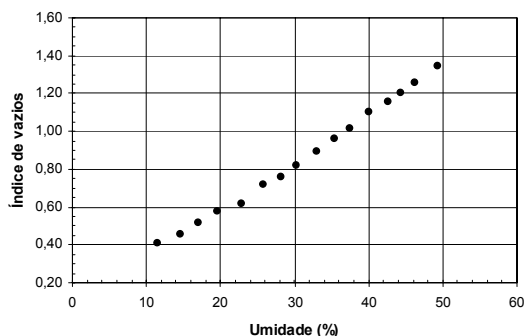
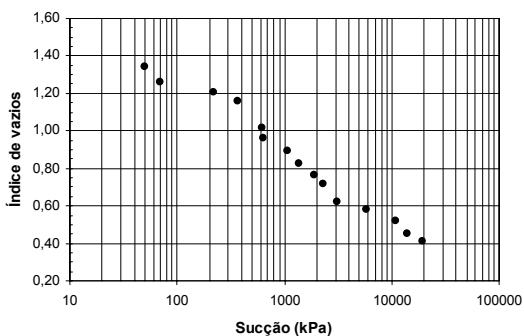
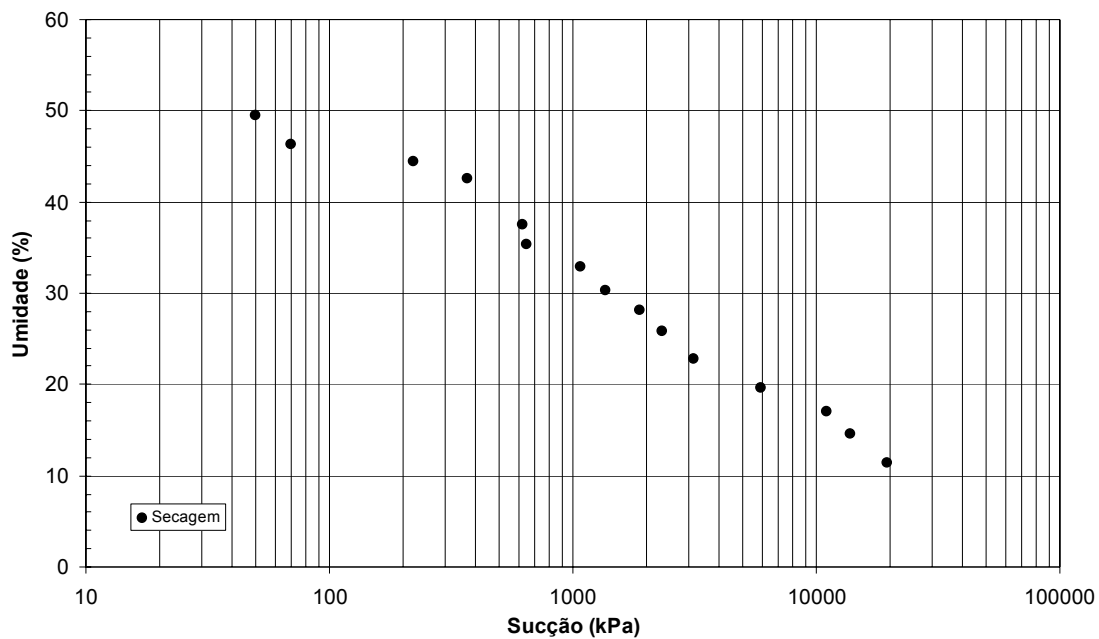


Figura 5.37. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0043.00.

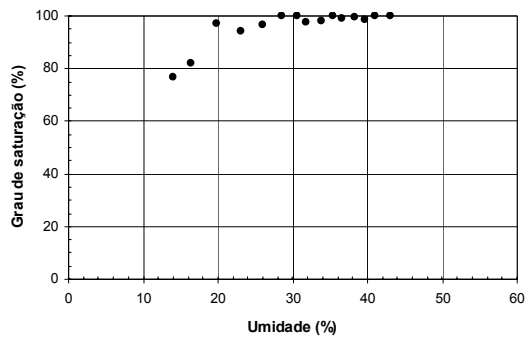
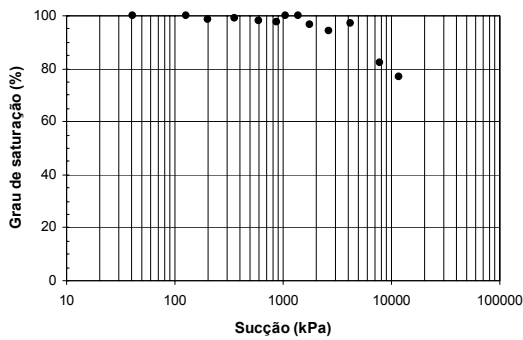
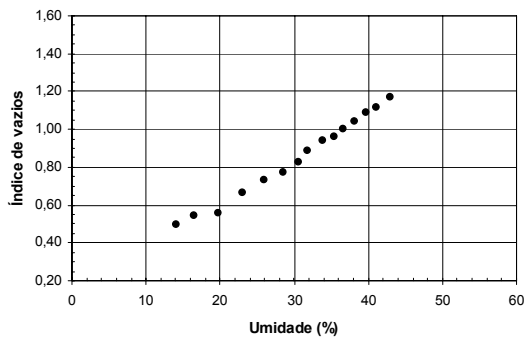
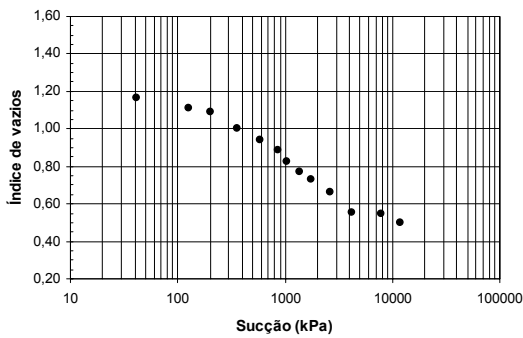
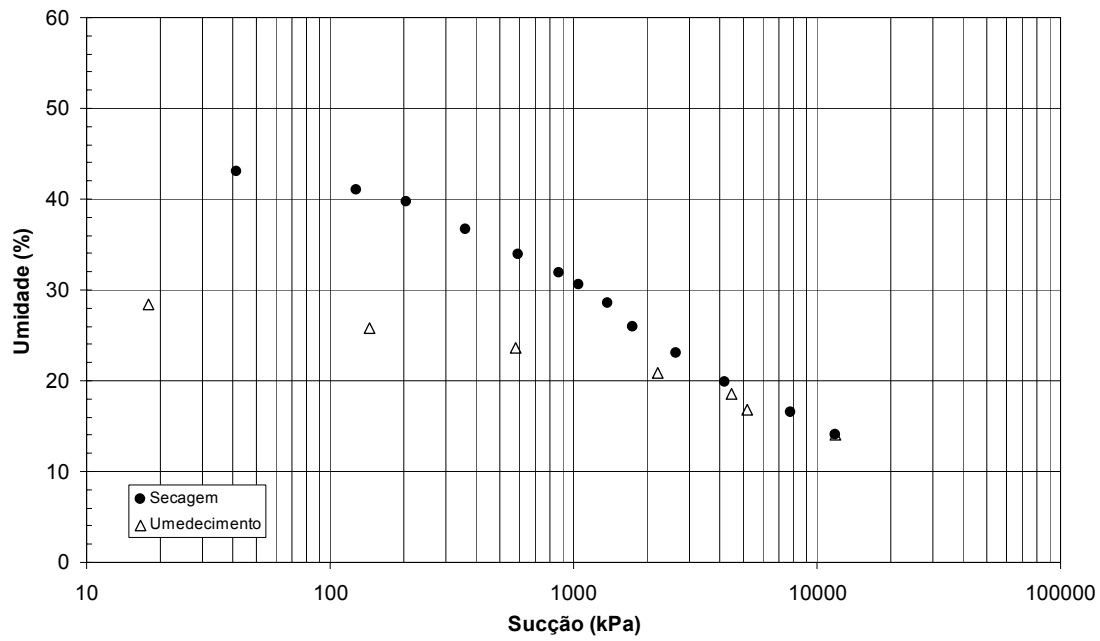


Figura 5.38. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0049.00.

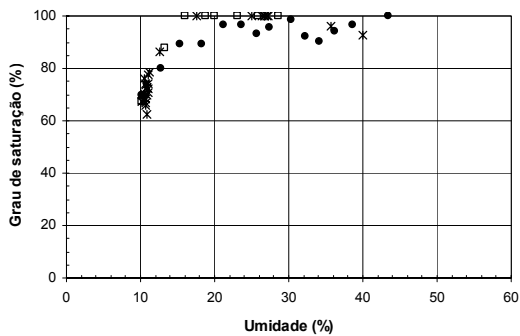
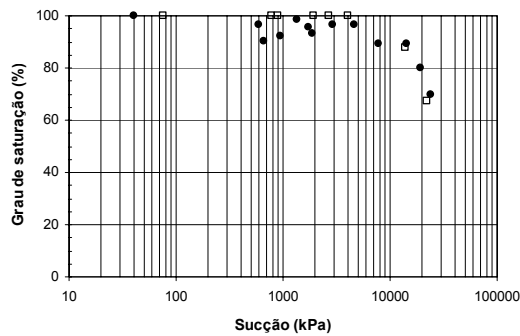
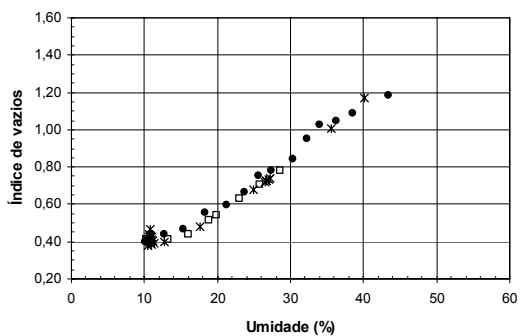
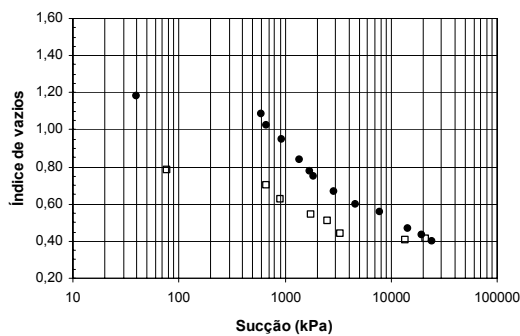
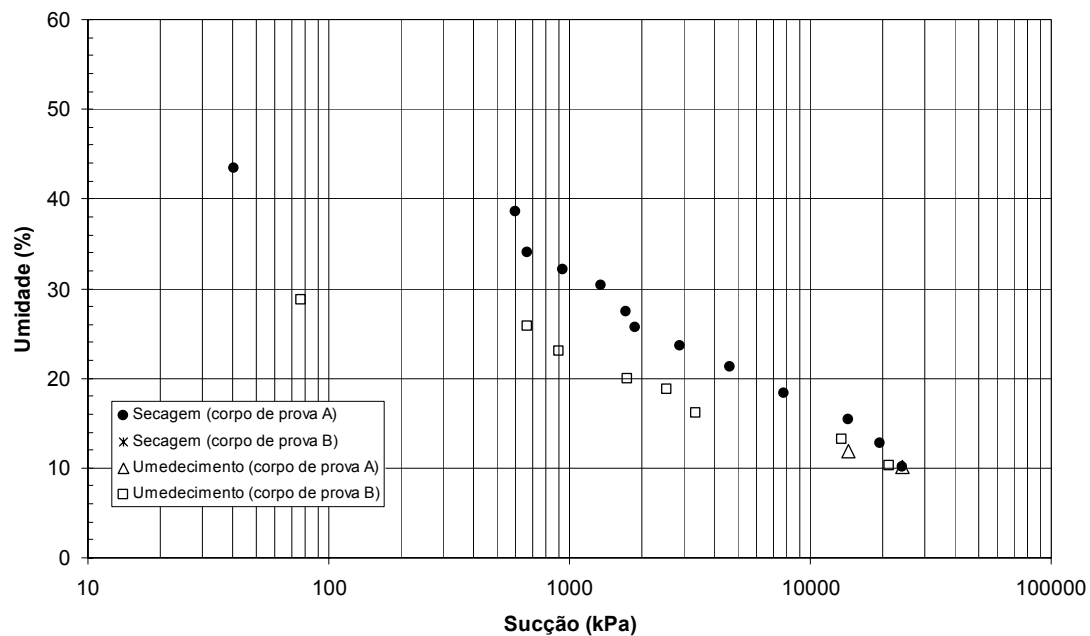


Figura 5.39. Relações de sucção da amostra remoldada 4.0058.00.

5.6 Ensaio de Cisalhamento Direto

Conforme discutido no Capítulo 3 (item 3.6), argilas sobre-adensadas podem exibir efeitos de escala devido ao fraturamento do material, com sua resistência ao cisalhamento sendo dependente das dimensões das amostras utilizadas. À medida que o tamanho do corpo de prova ensaiado aumenta, a resistência tende a diminuir. Por outro lado, é consenso na literatura que os parâmetros de pico usualmente obtidos em laboratório são inadequados – inclusive no caso de amostras de grandes dimensões –, fazendo-se necessária sua minoração para se obter a resistência efetivamente aplicável ao problema prático em questão. Um dos critérios consiste em se trabalhar com os parâmetros de resistência do solo remoldado (condição *fully-softened*).

Nesse contexto, ensaios de cisalhamento direto foram programados com o solo da Formação Guabirotuba em estudo, tendo os seguintes objetivos:

- obter envoltórias drenadas com corpos de prova de 50 × 50 mm e 100 × 100 mm, avaliando-se possíveis efeitos de escala;
- definir uma envoltória do solo remoldado.

As amostras utilizadas e informações dos ensaios de cisalhamento direto podem ser encontradas na Tabela 5.14. Para a obtenção de envoltórias de resistência do solo indeformado, foram selecionadas as amostras 4.0049.00 e 4.0061.01, coletadas na Área 1 entre 3,0 e 3,7 m de profundidade. O solo do bloco 4.0061.01 possui 59 % de argila e 8 % de areia. A amostra 4.0049.00 apresenta uma quantidade um pouco maior de material granular, tendo em sua composição 55 % de argila e 15 % de areia. O limite de liquidez de ambas as amostras é igual a 61 %.

Para os ensaios com solo reconstituído, procurou-se escolher uma amostra cujo *LL* se situasse próximo à média dos vários materiais extraídos dos poços de coleta. A amostra 4.0043.00, que possui um limite de liquidez de 69 %, atendeu a essa condição. Adicionalmente, sua distribuição granulométrica ocupa uma posição intermediária na faixa encontrada no perfil (Figura 5.14).

Tabela 5.14. Resumo do programa de ensaios de cisalhamento direto com amostras da Área 1.

AMOSTRA	PROF. MÉDIA (m)	TIPO	DIMENSÕES DOS CORPOS DE PROVA (mm)	TENSÕES NORMAIS APLICADAS (kPa)	VELOCIDADE MÉDIA DE DESLOCAMENTO (mm/min)
4.0049.00	3,69	Indeformada	50 × 50 × 20 100 × 100 × 20	50, 100, 150, 200, 250 e 300	0,01
4.0061.01	2,96	Indeformada	50 × 50 × 20 100 × 100 × 20	50, 100, 200 e 300	0,01
4.0043.00	2,54	Remoldada	50 × 50 × 20	100, 170, 240 e 320	0,01

Os corpos de prova indeformados foram moldados com o uso de anéis metálicos, os quais possuíam 50 ou 100 mm de lado e altura de 20 mm. Os cuidados e dificuldades encontradas na obtenção dos corpos de prova mostraram-se os mesmos dos ensaios de adensamento, sendo pertinentes os comentários efetuados no item 5.4.

O preparo dos corpos de prova reconstituídos se deu de forma semelhante à seguida nos ensaios de adensamento e determinações de sucção. As amostras remoldadas foram obtidas a partir de material previamente seco, destorroado e peneirado (# 2,0 mm), tendo-se adicionado água destilada para se obter uma pasta homogênea, com teor de umidade próximo ao limite de liquidez. Para permitir a moldagem, dispôs-se a massa fluida em uma célula de adensamento, com 100 mm de diâmetro e 30 mm de altura. Em seguida, procedeu-se a um carregamento em pequenos incrementos (5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 75, 100 kPa). Cada estágio teve pelo menos 24 h de duração. Após o estágio de 100 kPa, o material era retirado da célula, moldando-se o corpo de prova com os anéis metálicos de 50 mm de lado e 20 mm de altura. Esse procedimento foi considerado preferível a adensar a pasta de solo remoldado diretamente na célula de cisalhamento, devido à dificuldade de evitar a expulsão de material. Tem-se ainda que, no ensaio, é desejável que a superfície de ruptura se desenvolva próxima ao plano médio do corpo de prova. Caso a pasta fosse adensada desde o início na prensa de cisalhamento, as deformações verticais decorrentes da compressibilidade da lama seriam significativas, acentuando-se a assimetria entre as porções cisalhadas do corpo de prova.

O processo de adensar a pasta de solo remoldado e, em seguida, descarregá-la tanto vertical como horizontalmente, pode ser comparado à amostragem “perfeita” de um

solo normalmente adensado. Em um diagrama $p' \times q$, a trajetória seguida no carregamento vertical subsequente – quando o corpo de prova é adensado na pressão vertical de ensaio – não traz necessariamente o estado de tensões de volta ao ponto inicial, que se situava sobre a trajetória K_0 do solo normalmente adensado. Entretanto, esse efeito é minimizado pelo fato das tensões verticais utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto terem sido iguais ou superiores à pressão aplicada no adensamento inicial do material (100 kPa). À medida que o nível de carregamento vertical aumenta, o estado de tensões do corpo de prova, previamente ao cisalhamento, converge rapidamente para a condição de um material normalmente adensado.

A prensa de cisalhamento direto empregada nos ensaios é fabricada pela *Contenco* (Figura 5.40). No equipamento, a tensão vertical é obtida com um sistema de pesos, que são posicionados na porção inferior de um conjunto de hastes. A prensa possui um motor elétrico que desloca a base da célula de cisalhamento, de modo que sua metade superior reage contra um anel dinamométrico, medindo-se a força tangencial. Algumas modificações foram efetuadas na configuração original da prensa, particularmente no sentido de se aproximar do plano médio do corpo de prova a posição de aplicação da força cisalhante. O sistema é provido de um potenciômetro, que mantém constante a velocidade de deslocamento da célula durante o cisalhamento. O deslocamento horizontal é medido por um extensômetro, na base da célula. Os deslocamentos verticais são monitorados também com um extensômetro, posicionado no topo do sistema de carregamento vertical. As células de cisalhamento envolveram o uso de placas metálicas ranhuradas e pedras porosas, tanto no topo como na base das amostras.

Uma vez moldados, os corpos de prova eram transferidos para a célula de cisalhamento. Em seguida, adensava-se o solo em estágios com duração de 24 h. Nas amostras indeformadas, dependendo da tensão normal desejada, os incrementos variaram entre 14 e 100 kPa. Os corpos de prova cisalhados sob 50 kPa de tensão vertical foram adensados em 1 ou 2 estágios; a carga dos ensaios que envolveram tensões verticais de 300 kPa foi aplicada em 6 etapas. Nas amostras remoldadas, os incrementos de tensão limitaram-se a 30 kPa, tendo sido necessário um maior número de estágios. Em todos os ensaios, procedeu-se à inundação do solo

imediatamente após a aplicação do primeiro estágio de carregamento. Durante a fase de adensamento, os recalques dos corpos de prova foram medidos e, posteriormente, corrigidos em função das deformações do sistema.



Figura 5.40. Prensa de cisalhamento direto (*Contenco*) utilizada nos ensaios.

A faixa de tensão normal utilizada nos ensaios de cisalhamento direto, entre 50 e 320 kPa, é comum a muitos problemas práticos. Deve-se lembrar que esse nível de tensão é significativamente inferior à pressão de pré-adensamento do material, que se situa entre 2400 e 2900 kPa (item 5.4).

Conforme descrito no item 3.5, em um estudo anterior Kormann et al. (1999d) analisaram a influência da velocidade em ensaios de cisalhamento direto, realizados com material coletado na Área 1 (Poço 1; 2,2 m de profundidade). No presente trabalho, optou-se por utilizar uma taxa de deslocamento de 0,01 mm/min, que possui uma ordem de grandeza semelhante à velocidade intermediária (0,016 mm/min) analisada por Kormann et al. (1999d). Taxas de deslocamento menores foram evitadas, no intuito de tornar mais operacional a execução do programa de ensaios. A velocidade de 0,01 mm/min foi adotada também nos ensaios das amostras reconstituídas.

No caso dos corpos de prova indeformados, a velocidade de 0,01 mm/min atende a um dos critérios freqüentemente citados na literatura – o de Gibson e Henckel (1954). Para a faixa de tensões verticais dos ensaios de cisalhamento direto,

os coeficientes de adensamento c_v do solo indeformado possuem como limite inferior 10^{-3} cm²/s (item 5.4). Fixando-se um grau de dissipação de pressões neutras de 90 %, a recomendação de Gibson e Henckel (1954) conduziria a um tempo necessário para a ruptura de aproximadamente 80 minutos, o qual veio a se mostrar compatível com os resultados obtidos. Nos ensaios com solo remoldado – cujos coeficientes de adensamento situam-se na faixa de 10^{-4} a 10^{-5} cm²/s (Tabela 5.11) –, um tempo de até 140 horas seria requerido para a ruptura. Por ocasião da pesquisa, uma duração tão prolongada do cisalhamento não era viável, devido a limitações operacionais impostas pelo equipamento.

A Tabela 5.15 traz dados dos 24 corpos de prova empregados nos ensaios de cisalhamento direto. Além da umidade, pesos específicos, grau de saturação e índice de vazios inicial, foi incluído o índice de vazios ao final da fase de adensamento dos ensaios (e_{adens}).

Tabela 5.15. Dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

AMOSTRA	TIPO	CORPO DE PROVA / ENSAIO	LADO (mm)	TENSÃO NORMAL APLICADA (kPa)	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S (%)	e_{adens}
4.0049.00	Indef.	A	50	50	20,7	19,36	16,04	0,659	85	0,621
		B	50	100	20,2	19,69	16,38	0,626	88	0,635
		C	50	150	21,3	20,15	16,61	0,603	96	0,603
		D	50	200	19,6	18,89	15,79	0,685	78	0,681
		E	50	250	21,3	20,70	17,06	0,560	100	0,516
		F	50	300	21,4	19,05	15,69	0,697	83	0,666
		G	100	50	20,2	19,80	16,47	0,615	89	0,589
		H	100	100	20,6	19,14	15,87	0,677	83	0,617
		I	100	150	19,5	19,05	15,95	0,669	79	0,616
		J	100	200	20,8	19,96	16,53	0,610	92	0,620
		K	100	250	18,0	19,54	16,56	0,607	80	0,669
		L	100	300	21,3	19,68	16,23	0,640	90	0,542
4.0061.01	Indef.	A	50	50	26,0	18,37	14,58	0,804	87	0,808
		B	50	100	26,8	19,12	15,08	0,744	96	0,727
		C	50	200	26,0	18,65	14,80	0,777	90	0,721
		D	50	300	26,5	18,79	14,85	0,771	92	0,750
		E	100	50	26,0	18,36	14,58	0,804	87	0,754
		F	100	100	25,3	18,84	15,05	0,750	90	0,688
		G	100	200	25,2	18,74	14,97	0,757	89	0,699
		H	100	300	24,7	18,34	14,72	0,787	84	0,676
4.0043.00	Remold.	A	50	100	43,9	17,28	12,01	1,222	98	1,075
		B	50	170	46,1	17,42	11,92	1,237	100	1,043
		C	50	240	43,3	17,88	12,48	1,138	100	0,844
		D	50	320	42,0	17,48	12,31	1,166	98	0,867

Analisando-se os dados da Tabela 5.15, pode-se notar que a amostra 4.0049.00 apresenta-se um pouco mais densa que a amostra 4.0061.01 – os índices de vazios médios são respectivamente 0,64 e 0,77. O teor de umidade da amostra 4.0049.00, em média igual a 20,4 %, é inferior ao da amostra 4.0061.01 (w entre 24,7 e 26,8 %). Em comparação com dados de outras amostras indeformadas (itens 5.4 e 5.5), o grau de saturação dos corpos de prova extraídos do bloco 4.0049.00 mostra-se relativamente reduzido. Esse fato poderia estar associado a alguma perda de umidade – por ocasião dos ensaios, o tempo de armazenamento do bloco 4.0049.00 (10 a 11 meses) era maior que o da amostra 4.0061.01 (cerca de 4 meses).

Os dados mostram ainda que as umidades são ligeiramente maiores nos corpos de prova de 50 mm. A diferença, em média igual a 0,9 %, poderia ser decorrente da ordem de execução dos ensaios – os corpos de prova de 50 mm, em geral, foram ensaiados antes dos elementos de 100 mm. Deve-se observar também que a moldagem dos corpos de prova de 100 mm, que consumia algumas horas de trabalho, foi significativamente mais demorada que a dos elementos menores. Embora as operações tenham sido sempre conduzidas no interior de câmara úmida, o maior tempo de exposição ao ar dos corpos de prova de 100 mm poderia ter contribuído para uma redução de umidade.

No caso das amostras remoldadas, os dados da Tabela 5.15 mostram que o processo de preparo produziu corpos de prova razoavelmente homogêneos, com pequenas variações no seu estado inicial. As amostras reconstituídas, após o adensamento prévio de 100 kPa, possuem teores de umidade entre 42 e 46 %. O índice de vazios situa-se na faixa 1,17-1,24. Devido à baixa consistência do solo remoldado, durante a fase de adensamento na célula de cisalhamento ocorreram extrusões esporádicas de material, através das placas perfuradas. Embora a intensidade desse fenômeno tenha sido reduzida, o mesmo tende a interferir nas determinações do índice de vazios ao final do adensamento (e_{adens}).

Durante os ensaios de cisalhamento direto, tomou-se o cuidado de monitorar o tempo associado a cada leitura. No equipamento em questão, controla-se a velocidade de deslocamento da base da célula, enquanto que sua metade superior reage contra um anel dinamométrico. Uma vez que os deslocamentos horizontais são medidos na base da célula, faz-se necessário corrigi-los em função das deformações do anel

dinamométrico, de modo a se obter o deslocamento real. Por esse motivo, considerou-se oportuno acompanhar a evolução da velocidade do deslocamento corrigido. A Figura 5.41 traz como exemplo os resultados dos ensaios da amostra 4.0049.00. A faixa obtida situa-se em torno da reta correspondente à velocidade de 0,01 mm/min. Entretanto, os dados mostram que a velocidade não é constante. No início do ensaio, o deslocamento real se desenvolve mais lentamente. À medida que o ensaio prossegue, a velocidade de deslocamento tende a aumentar. Esse comportamento pode estar associado à influência das deformações do sistema de medida da força tangencial.

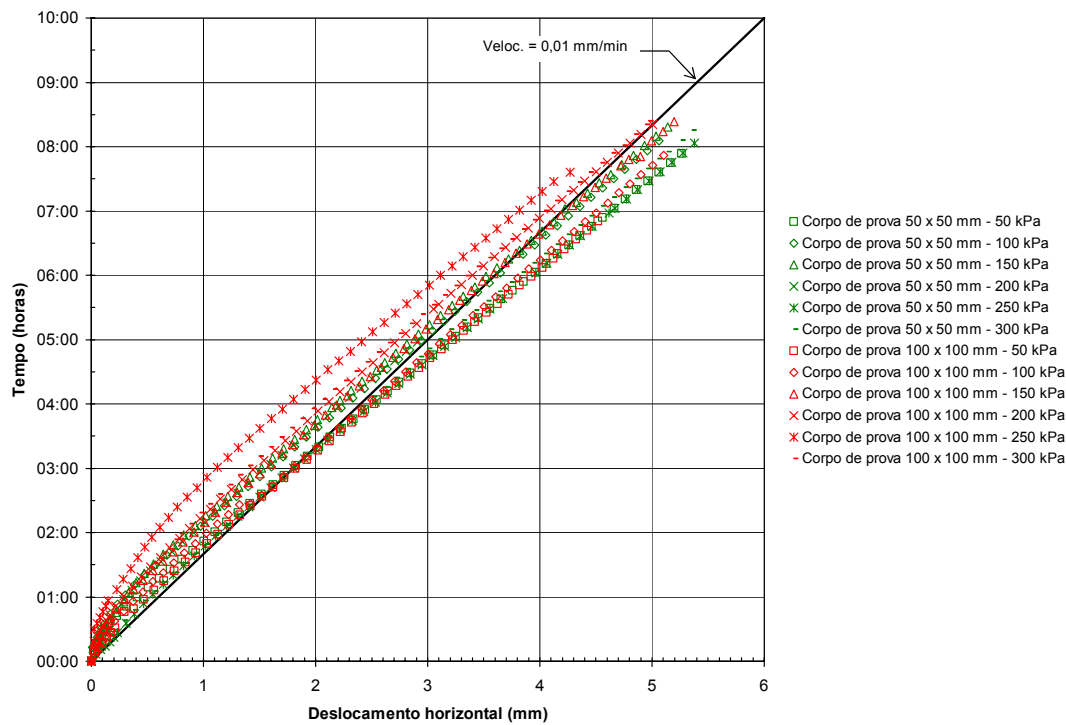


Figura 5.41. Evolução dos deslocamentos com o tempo nos ensaios de cisalhamento direto – amostra 4.0049.00.

Os resultados dos ensaios estão apresentados nas Figuras 5.42 a 5.51, sob a forma de curvas que mostram a variação da tensão cisalhante e da altura dos corpos de prova em função dos deslocamentos horizontais. No cálculo da tensão tangencial, procedeu-se à correção usualmente adotada em ensaios de cisalhamento direto, subtraindo-se da área inicial o produto do deslocamento pelo lado do corpo de prova.

Nos gráficos, considerou-se redução de altura como sendo positiva, com a expansão correspondendo a valores negativos.

Nos ensaios do bloco indeformado 4.0049.00 com amostras de 50 mm, picos de resistência podem ser observados nos corpos de prova A, B, E e F (Figura 5.42). Os picos de tensão cisalhante ocorreram com deslocamentos que dependem da tensão vertical aplicada, variando aproximadamente entre 0,7 e 2,0 mm. Os corpos de prova A, B e E apresentaram um aumento de volume durante o cisalhamento (Figura 5.43); uma redução de altura pôde ser percebida com clareza apenas no ensaio com tensão normal de 300 kPa. Nos ensaios com corpos de prova de 100 mm (Figura 5.44), ao contrário do que ocorreu com as amostras de menor dimensão, não é possível distinguir claramente picos de resistência. O comportamento do material é distinto também quanto à variação de volume durante o cisalhamento – a altura da maioria dos corpos de prova de 100 mm tendeu a diminuir com a evolução dos deslocamentos (Figura 5.45).

Na amostra 4.0061.01 (Figura 5.46), as curvas tensão \times deformação dos corpos de prova de 50 mm mostram claramente um comportamento *strain-softening*, com o deslocamento associado à ruptura variando de 0,4 mm (ensaio com 50 kPa de tensão normal) a 2,0 mm (ensaio com 300 kPa de tensão normal). De um modo geral, há o predomínio de um aumento de volume durante o cisalhamento (Figura 5.47). Do mesmo modo que se verificou na amostra 4.0049.00, os corpos de prova de 100 mm da amostra 4.0061.01 não exibem um pico de resistência (Figura 5.48). Deve-se notar que, devido a problemas operacionais, o ensaio com 200 kPa de tensão vertical ficou limitado a 3,1 mm de deslocamento. Entretanto, uma comparação da curva obtida com os demais resultados sugere que a resistência ao cisalhamento teria sido mobilizada plenamente. Na Figura 5.49, pode-se perceber que a tendência de expansão dos corpos de prova de 100 mm se reduz em comparação com a observada nos corpos de prova menores; no ensaio com tensão normal de 300 kPa (amostra 100 \times 100 mm) chegou a ocorrer uma diminuição de altura.

As curvas do solo na condição *fully-softened* (Figura 5.50) mostram resistências ao cisalhamento sensivelmente inferiores às obtidas com as indeformadas, não sendo possível distinguir claramente um pico de resistência. Na Figura 5.51 pode-se verificar que o material remoldado tipicamente se contrai durante o cisalhamento.

A Figura 5.52 ilustra o aspecto de um dos corpos de prova indeformados após o cisalhamento. Apesar da presença de fraturas no material, os planos de ruptura ficaram sempre bem definidos, podendo-se identificar claramente as “metades” em que os corpos de prova foram divididos. A observação direta das superfícies de ruptura ficou prejudicada pelo fato do material se fragmentar completamente ao se tentar separar as porções cisalhadas dos corpos de prova.

Nas Figuras 5.53 a 5.55, os resultados dos ensaios estão representados como pontos em um diagrama tensão cisalhante máxima *versus* tensão normal. Para efeito de comparação, são apresentadas as retas (envoltórias) que melhor se ajustam a cada conjunto de ensaios. É importante observar que, dado o desconhecimento das poropressões envolvidas e, conseqüentemente, das tensões efetivas, deve-se encarar com uma certa cautela a definição de parâmetros de resistência a partir das retas ajustadas. Esse aspecto é particularmente importante no caso do solo remoldado, pois a velocidade de ensaio foi superior à que seria recomendada pelo critério de Gibson e Henckel (1954) em um ensaio drenado.

Para a amostra 4.0049.00 (Figura 5.53), os ensaios com corpos de prova de 50 mm exibem uma coesão de 33,2 kPa e um ângulo de atrito de 32,9°. Os pontos mostraram-se dispersos, com um coeficiente de determinação R^2 igual a 0,89. Os dados dos corpos de prova de 100 mm nitidamente possuem resistências ao cisalhamento menores, conduzindo a uma coesão de 22,4 kPa e ângulo de atrito de 25,2°. A dispersão nesses ensaios é reduzida ($R^2 = 0,99$).

Os corpos de prova de 50 mm da amostra 4.0061.01 (Figura 5.54) apresentam uma coesão de 46,2 kPa e um ângulo de atrito de 29,2°. Os corpos de prova de 100 mm novamente exibem parâmetros de resistência inferiores – a coesão resulta 34,9 kPa e o ângulo de atrito 21,5°. Ambas as envoltórias possuem um coeficiente de determinação alto, igual a 0,98.

Nos ensaios com solo remoldado, o ajuste linear conduz a um pequeno intercepto coesivo ($c' = 6,6$ kPa). O coeficiente angular da reta obtida é igual 18,4°. A dispersão dos dados, que se mostra pequena ($R^2 = 0,97$), pode ser atribuída – ao menos em parte – às diferenças no estado inicial dos corpos de prova reconstituídos. Por exemplo, o corpo de prova B, que possuía um teor de umidade superior aos demais, situa-se abaixo da envoltória de resistência.

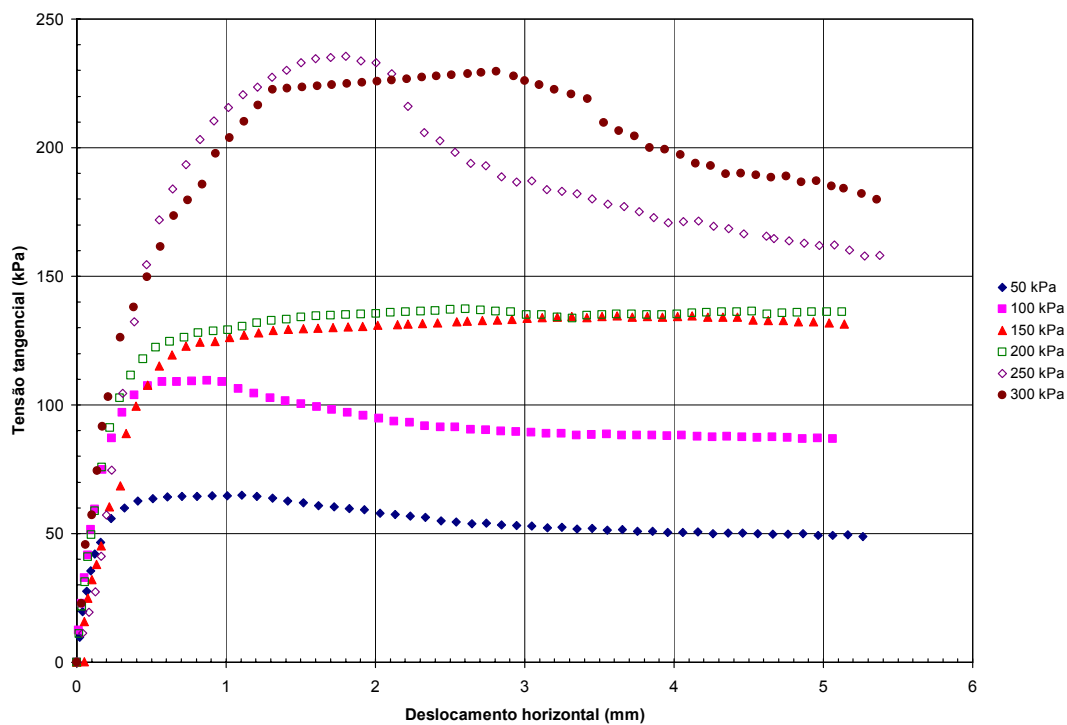


Figura 5.42. Curvas tensão cisalhante \times deslocamento – corpos de prova 50 x 50 mm – amostra 4.0049.00.

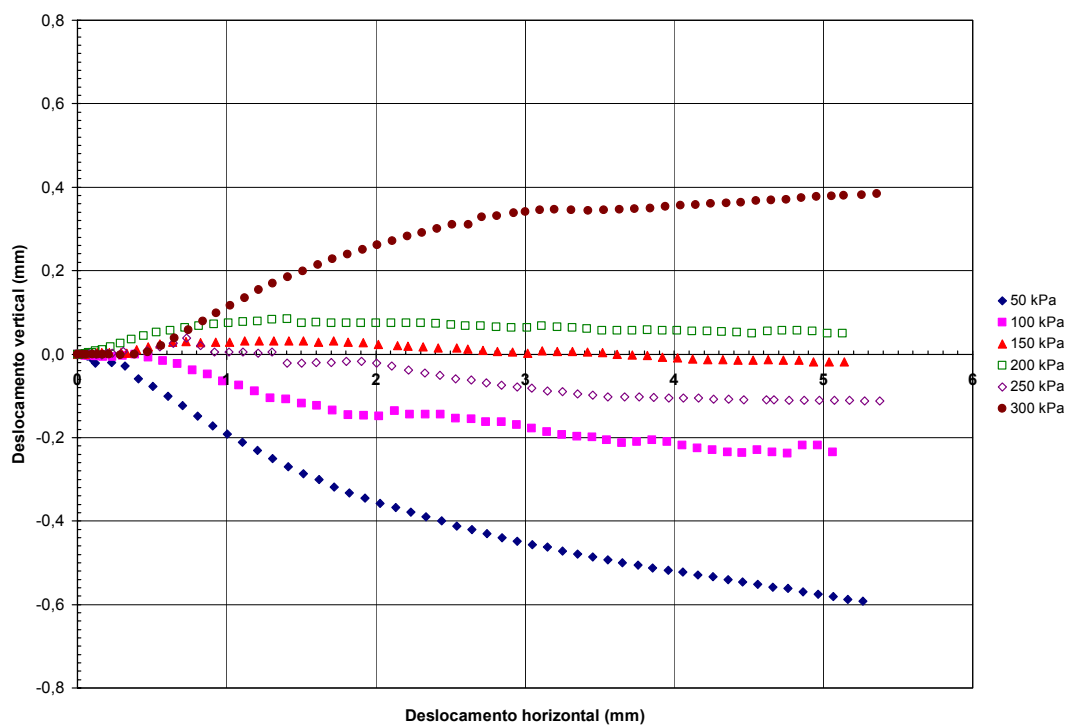


Figura 5.43. Variação de altura durante o ensaio – corpos de prova 50 x 50 mm – amostra 4.0049.00.

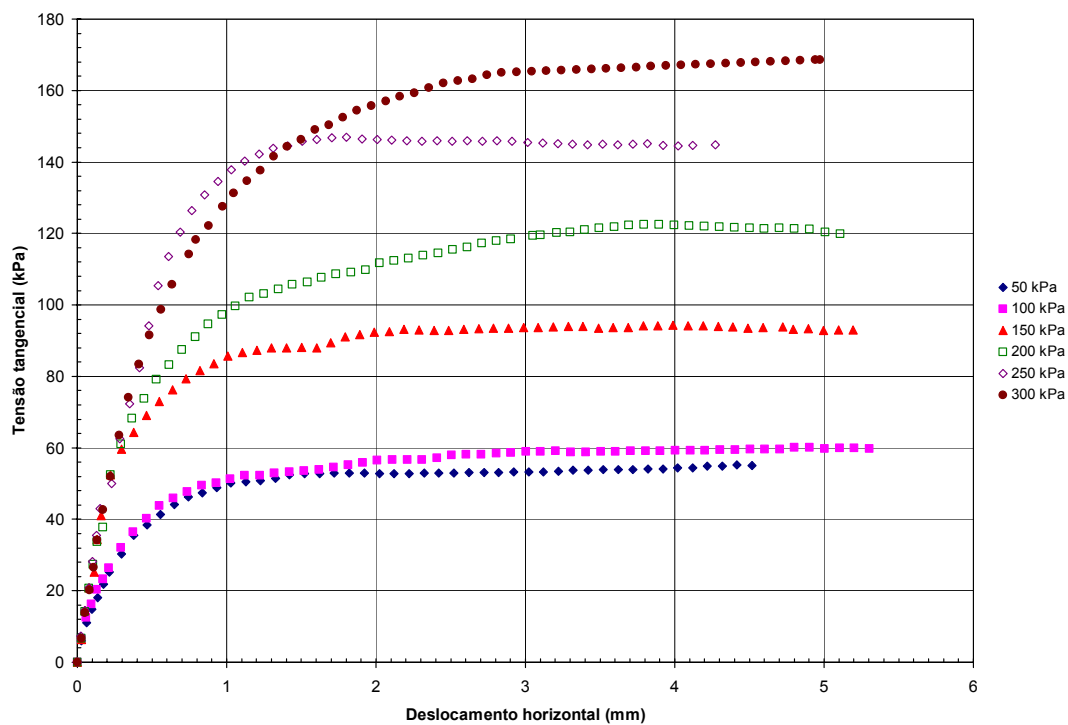


Figura 5.44. Curvas tensão cisalhante \times deslocamento – corpos de prova 100 x 100 mm – amostra 4.0049.00.

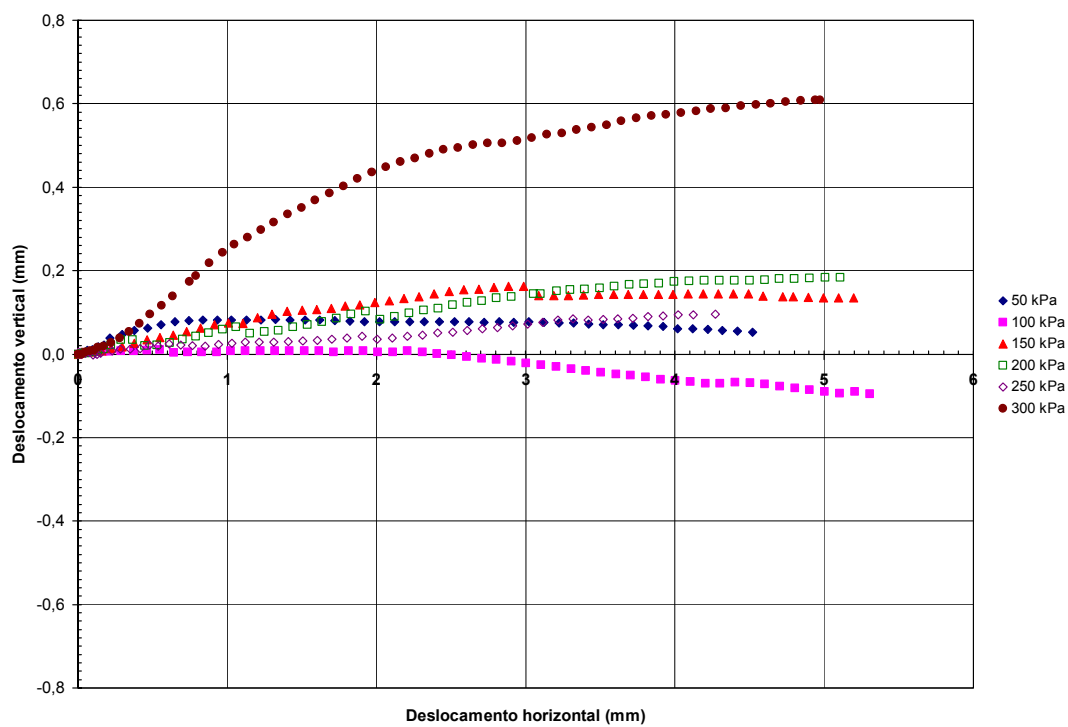


Figura 5.45. Variação de altura durante o ensaio — corpos de prova 100 x 100 mm – amostra 4.0049.00.

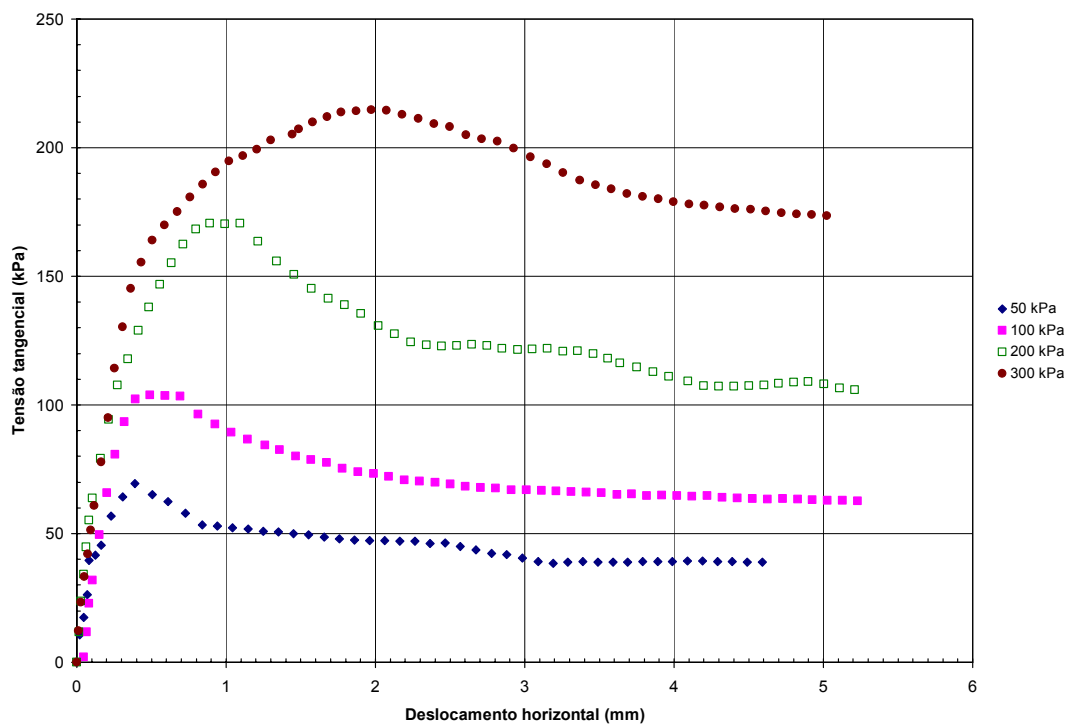


Figura 5.46. Curvas tensão cisalhante \times deslocamento – corpos de prova 50 x 50 mm – amostra 4.0061.01.

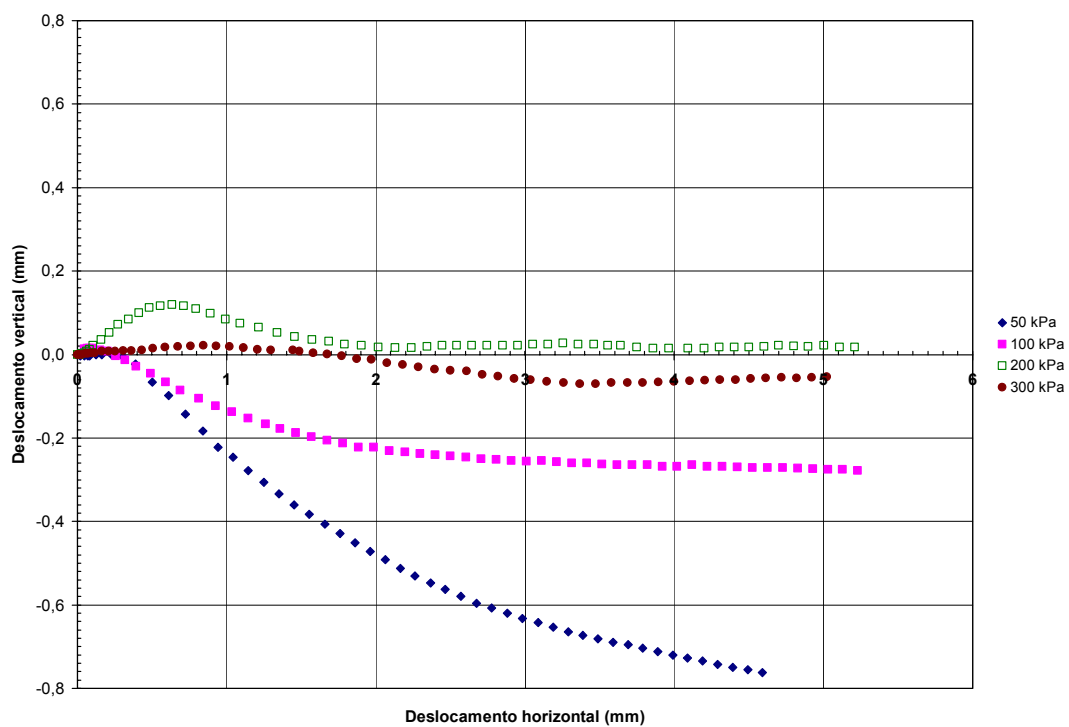


Figura 5.47. Variação de altura durante o ensaio — corpos de prova 50 x 50 mm — amostra 4.0061.01.

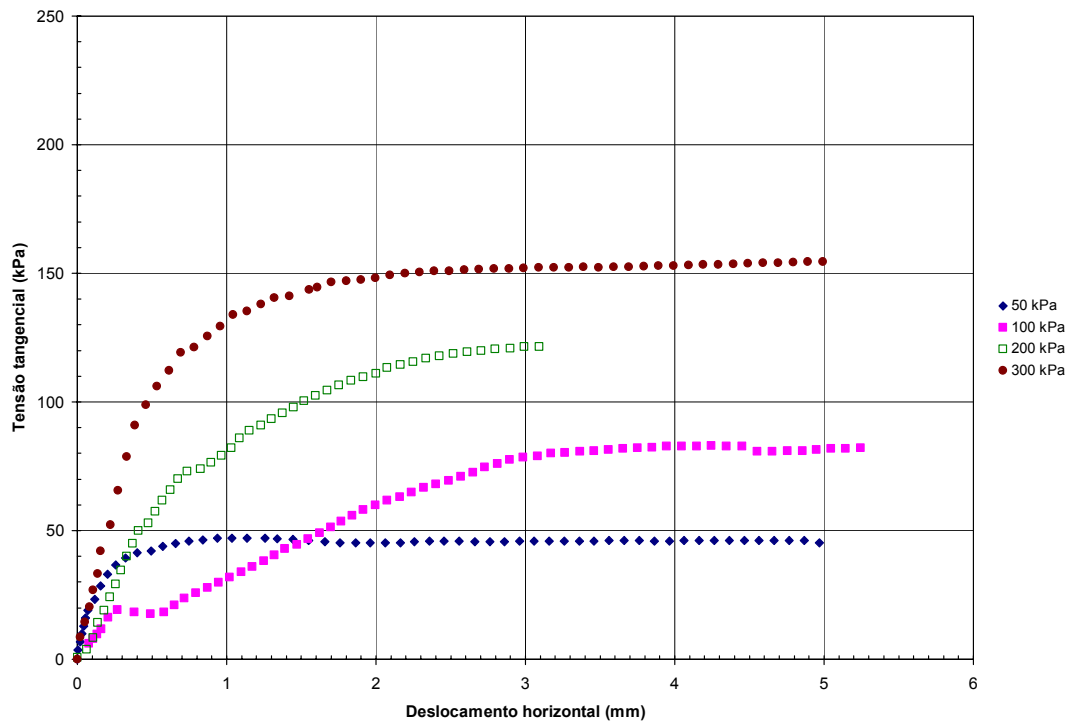


Figura 5.48. Curvas tensão cisalhante \times deslocamento – corpos de prova 100 x 100 mm – amostra 4.0061.01.

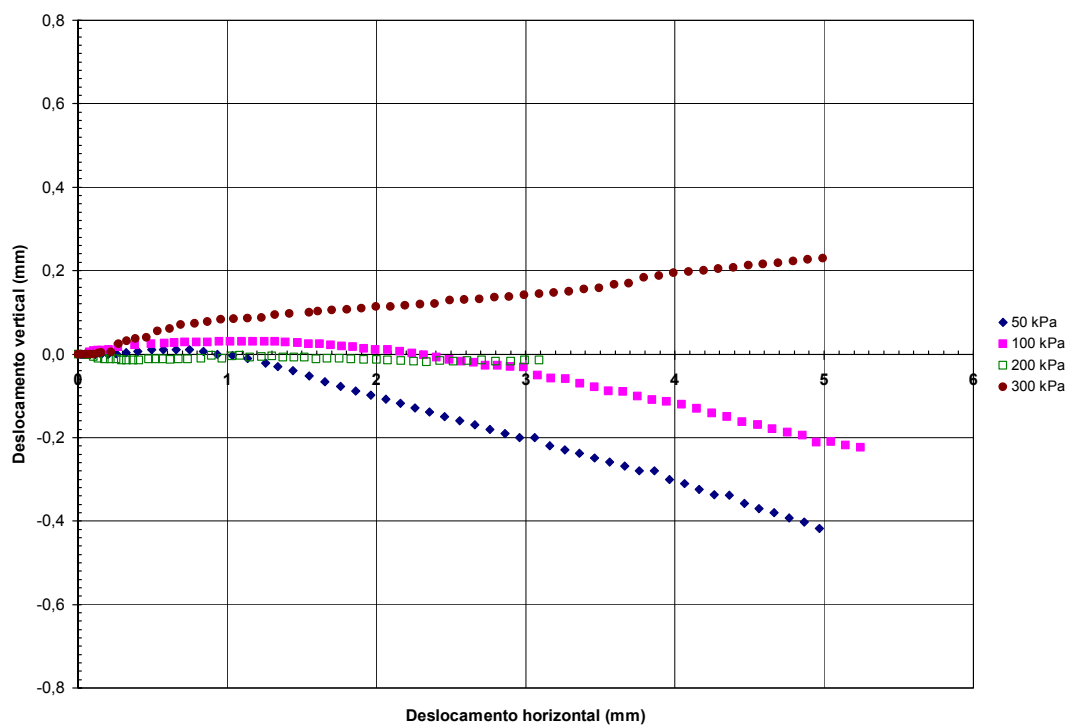


Figura 5.49. Variação de altura durante o ensaio — corpos de prova 100 x 100 mm — amostra 4.0061.01.

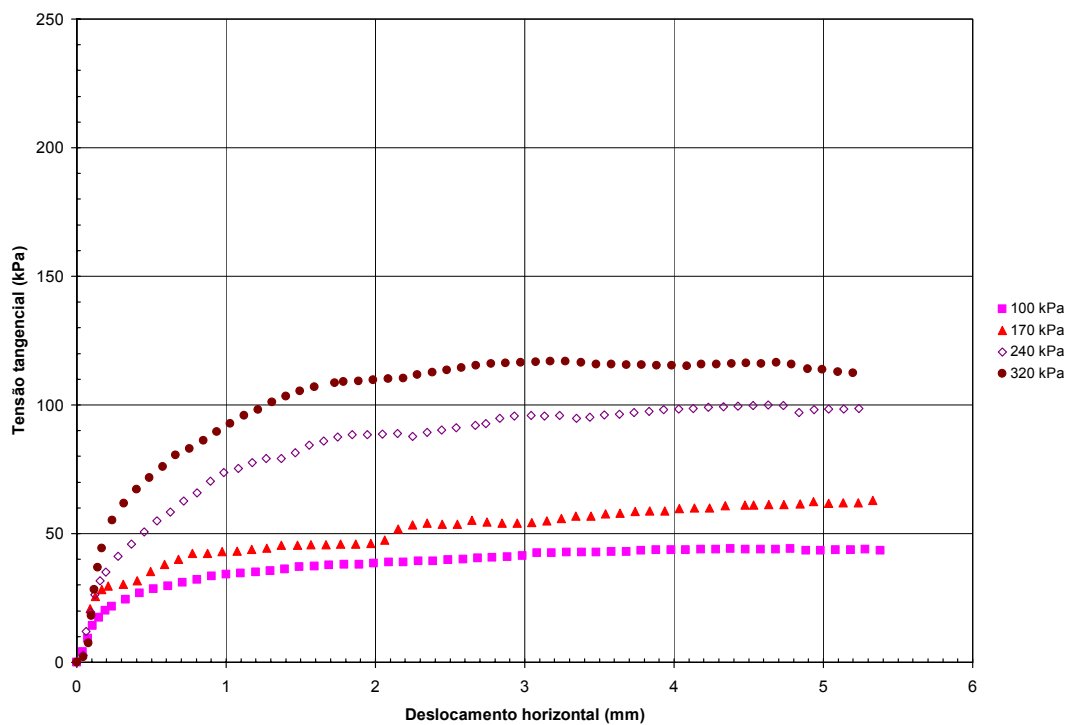


Figura 5.50. Curvas tensão cisalhante \times deslocamento – amostra reconstituída 4.0043.00.

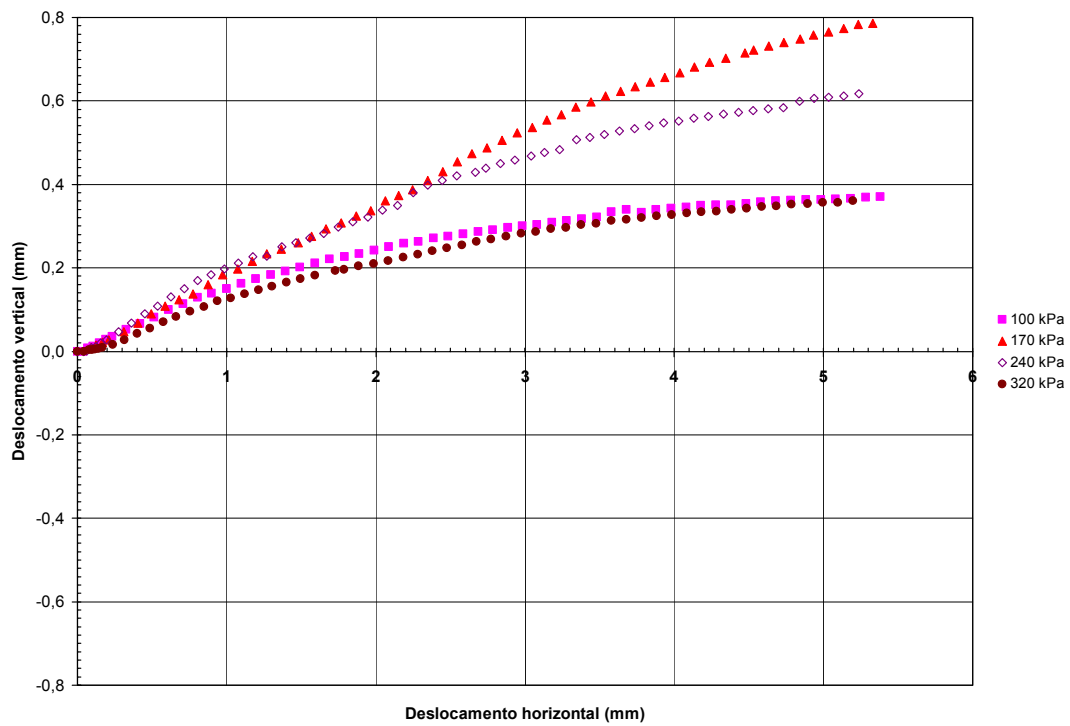


Figura 5.51. Variação de altura durante o ensaio – amostra reconstituída 4.0043.00.

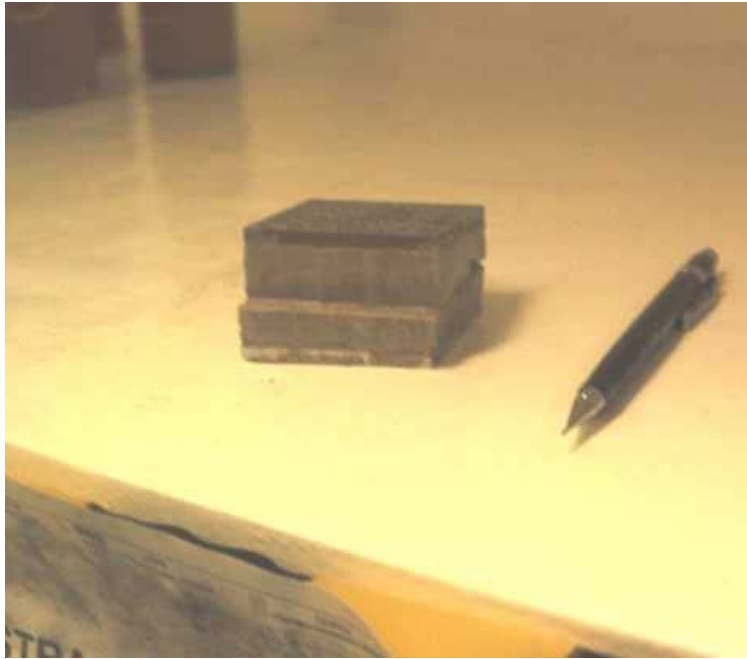


Figura 5.52. Corpo de prova 50 × 50 mm da amostra 4.0049.00, após o cisalhamento.

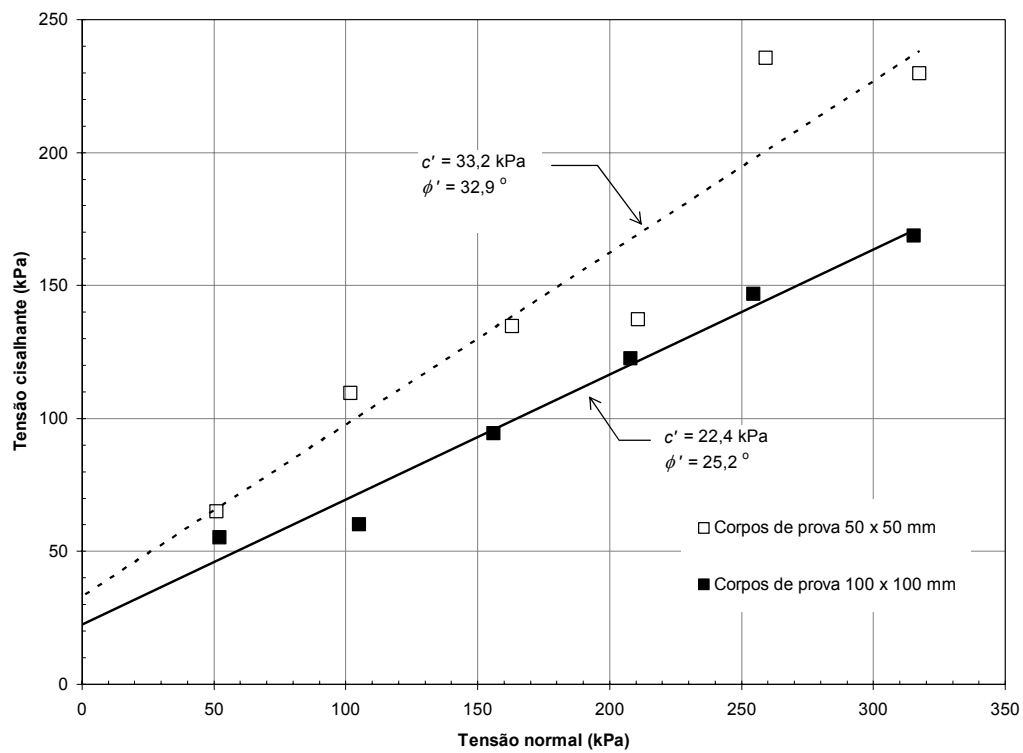


Figura 5.53. Envoltórias de resistência – amostra indeformada 4.0049.00.

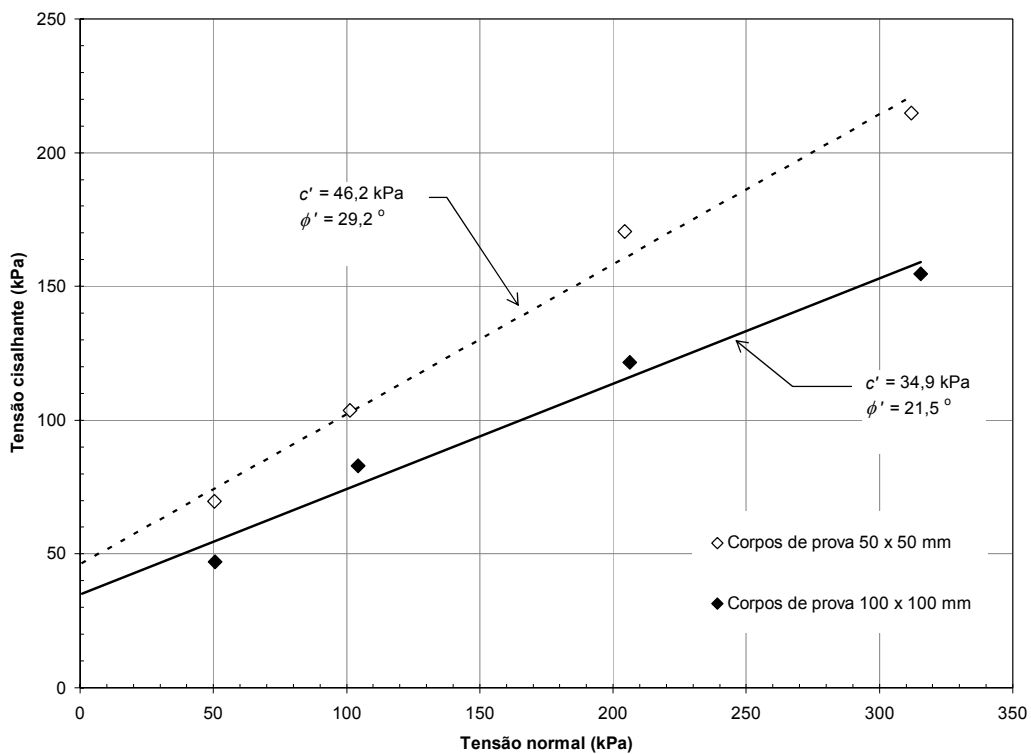


Figura 5.54. Envoltórias de resistência – amostra indeformada 4.0061.01.

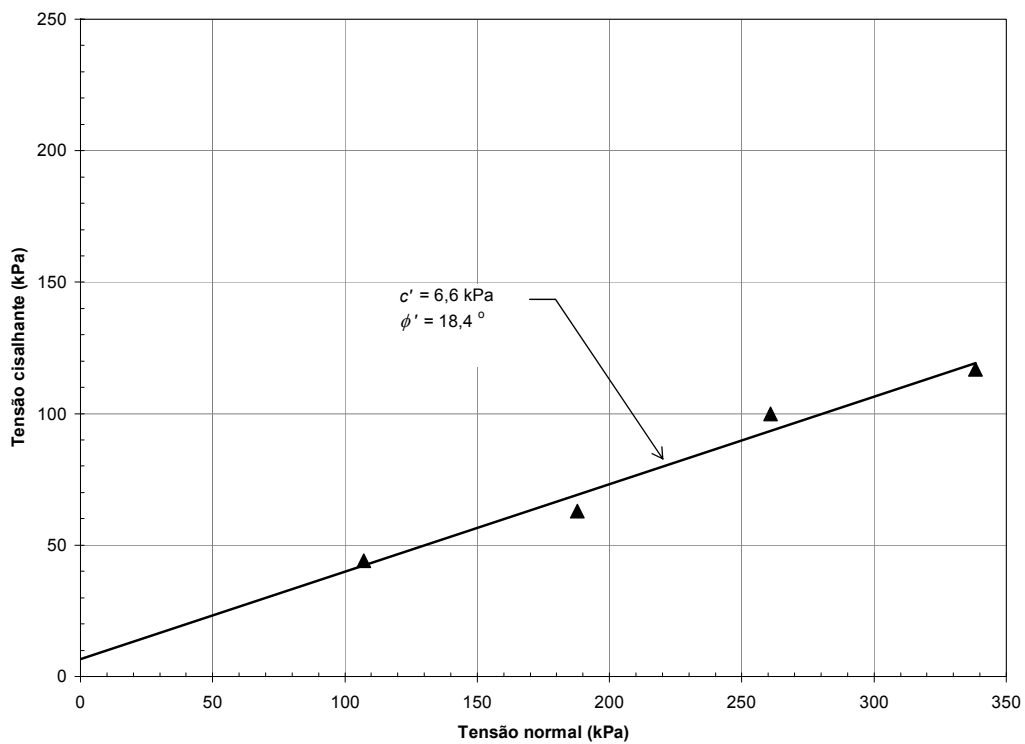


Figura 5.55. Envoltória de resistência de solo remoldado – amostra 4.0043.00.

5.7 Ensaios Triaxiais CIU

Além dos ensaios de cisalhamento direto descritos no item precedente, os efeitos de escala do solo da Área 1 foram estudados também em condições triaxiais. Por ocasião da pesquisa, o equipamento disponível permitia ensaiar corpos de prova com três diâmetros diferentes: 38, 50 e 70 mm. Na definição do programa experimental, considerou-se importante obter informações quanto à tendência de geração de poropressões do material, conduzindo-se ensaios consolidados não-drenados (CIU). Adicionalmente, uma vez que o fraturamento do solo pode reduzir a coesão para baixos níveis de tensão efetiva (item 3.6), alguns corpos de prova deveriam ser adensados com tensões inferiores a 100 kPa. Tensões efetivas elevadas, na faixa de 600 a 1500 kPa também foram previstas, no intuito de se obter dados do comportamento do material ao longo de uma faixa ampla de razões de sobre-adensamento.

A Tabela 5.16 resume as amostras utilizadas e o programa de ensaios triaxiais. Conforme mencionado em itens anteriores, a presença de fraturas dificulta bastante a moldagem do material, ocorrendo com frequência a perda do trabalho em andamento. A obtenção de alguns corpos de prova consome um volume considerável de solo. Tendo-se em vista a quantidade de ensaios requerida para gerar três envoltórias de resistência, mais de um bloco indeformado se fez necessário. Para evitar dispersões causadas por heterogeneidades do solo, procurou-se ensaiar amostras provenientes de um único poço e, na medida do possível, coletadas em uma mesma profundidade. Os blocos indeformados selecionados (4.0050.01, 4.0061.01, 4.0062.01 e 4.0182.01) foram extraídos do Poço 5 (Área 1), a uma profundidade de 2,4 - 3,0 m. No campo, as amostras encontravam-se bastante próximas entre si. Pode-se verificar com os dados dos ensaios de caracterização que suas propriedades são semelhantes (Tabela 5.3). O limite de liquidez situa-se entre 59 e 61 %. O teor de argila varia de 52 a 59 %, e a porcentagem de areia oscila na faixa de 6 - 11 %. Deve-se notar que para a amostra 4.0061.01 são disponíveis ensaios de adensamento (item 5.4), curva característica (item 5.5) e cisalhamento direto (item 5.6).

Tabela 5.16. Resumo do programa de ensaios triaxiais *CIU* com amostras do Poço 5 - Área 1.

DIÂMETRO DOS CORPOS DE PROVA (mm)	AMOSTRAS UTILIZADAS	PROF. MÉDIA (m)	TENSÕES EFETIVAS DOS ENSAIOS (kPa)	VELOCIDADE MÉDIA DE DEFORMAÇÃO (% / min)
38	4.0050.01	2,45	97, 262, 679, 977 e 1519	$3,0 \times 10^{-3}$
50	4.0061.01 4.0062.01	2,96 2,35	60, 244, 687 e 992	$3,3 \times 10^{-3}$
70	4.0061.01 4.0182.01	2,96 2,73	38, 40, 108, 257, 535 e 785	$2,7 \times 10^{-3}$

Os corpos de prova utilizados nos ensaios foram talhados a partir dos blocos indeformados. Por ocasião dos ensaios, o tempo de armazenamento das amostras era de, no máximo, 5 meses. Com respeito aos cuidados e problemas na moldagem, de um modo geral são válidas as mesmas considerações efetuadas no item 5.4. Deve-se notar que a talhagem tornava-se mais difícil à medida que o diâmetro dos corpos de prova aumentava. Em alguns casos, não foi possível obter elementos perfeitamente cilíndricos – evitou-se um manuseio excessivo, pois o mesmo tendia a provocar a abertura das fraturas, inutilizando o corpo de prova. Em geral, observou-se uma relação entre altura e diâmetro do corpo de prova aproximadamente igual a dois.

A Figura 5.56 ilustra o equipamento utilizado nos ensaios triaxiais, que é fornecido pelo fabricante inglês *GDS Instruments* (GDS, 1997). O sistema é composto pelos seguintes elementos:

- uma prensa da *Wykeham Farrance International*, modelo *Tritech*, de 50 kN de capacidade axial, equipada com interface RS232;
- controladores de tensão confinante e contra-pressão da *GDS Instruments*, que consistem em um atuador hidráulico acionado por microprocessador, para a aplicação de pressão e medição de variação de volume;
- unidade de aquisição de dados;
- transdutor de poro-pressão, que é medida na base do corpo de prova;
- transdutor de deslocamento axial e anel dinamométrico equipado com transdutor de deslocamento;

- computador com o software *GDSTAS*, para controle e aquisição de dados do ensaio.



Figura 5.56. Sistema *GDS* utilizado nos ensaios triaxiais.

O procedimento dos ensaios envolveu, após a montagem da câmara, um período destinado à avaliação da tensão efetiva presente no corpo de prova. Com a válvula de contra-pressão fechada, uma tensão confinante era aplicada, medindo-se a poro-pressão correspondente. Em geral, após um período de 2 horas, registrava-se uma tensão efetiva em torno de 35 kPa. Deve-se notar que à medida que o tempo de equilíbrio era maior, as poro-pressões registradas tendiam a diminuir. Alguns ensaios envolveram até 12 horas de equilíbrio, com as tensões efetivas alcançando aproximadamente 200 kPa. Para a completa estabilização da poro-pressão, a reduzida permeabilidade da matriz argilosa do solo tende a requerer um período de equilíbrio excessivamente longo de um ponto de vista prático. O nível de sucção matricial pode estar associado ao teor de umidade natural ou à variação de tensão total decorrente da amostragem. Entretanto, as curvas características do solo indeformado (item 5.5) mostram que pequenas variações de umidade geram variações significativas de sucção. Uma redução de w durante o período de armazenamento, ou ainda durante a talhagem do corpo de prova, poderia contribuir para aumentar a sucção.

Após a etapa inicial de avaliação da tensão efetiva, dava-se início a uma rampa de saturação, partindo-se do diferencial de poro-pressão medido inicialmente. Nos

ensaios dos corpos de prova de 38 mm, a contra-pressão era aplicada pelo topo. Nos demais casos (50 e 70 mm), a contra-pressão foi aplicada tanto pelo topo como pela base. Deve-se notar que, devido à reduzida permeabilidade da matriz argilosa do solo em estudo, logo no início do programa de ensaios optou-se por prover os corpos de prova com drenos laterais de papel filtro, dispostos longitudinalmente. Quando a aplicação de contra-pressão se deu pelo topo, os drenos foram interrompidos cerca de 10 mm acima da base do corpo de prova, de modo a se evitar interferências na medida de poro-pressão. O uso de drenos laterais mostrou-se útil para uma otimização do processo de saturação. Em geral, a tensão confinante e a contra-pressão foram aumentadas a taxas de 10 - 12 kPa/hora. Ao final da fase de saturação, a tensão confinante usualmente situou-se na faixa de 600 a 1300 kPa; as contra-pressões variaram entre 550 e 1200 kPa.

Uma vez concluída a rampa de saturação, procedia-se a uma verificação do parâmetro B de poro-pressão, aplicando-se incrementos de tensão confinante de 100 ou 150 kPa. Caso o parâmetro B resultasse inferior a 0,98, iniciava-se uma nova rampa. A fase de saturação durou 1 ou 2 dias, dependendo das dimensões do corpo de prova. Deve-se observar que, de acordo com Black e Lee (1973) apud Head (1998), devido à rigidez da estrutura do solo, o valor do parâmetro B associado à saturação pode ser sensivelmente inferior às recomendações usuais de 0,95 ou 0,98. Para argilas rijas, os dados dos autores sugerem que um B igual a 0,69 seria suficiente para assegurar um grau de saturação de 99,5 %.

Os corpos de prova foram adensados isotropicamente, conforme as tensões efetivas indicadas na Tabela 5.16. Os ensaios dos corpos de prova de 38 mm envolveram níveis de tensão efetiva mais elevados (até 1519 kPa). Os elementos com 50 e 70 mm foram adensados sob tensões máximas de 992 e 785 kPa respectivamente. A investigação do comportamento do material com baixos níveis de tensão efetiva concentrou-se nos corpos de prova de 70 mm de diâmetro nominal.

Durante o adensamento, a drenagem dos elementos com 38 mm de diâmetro se deu pelo topo. Os ensaios dos corpos de prova de 50 e 70 mm envolveram drenagem pelo topo e pela base. A análise da evolução da curva variação de volume *versus* raiz quadrada do tempo permitia identificar o término do adensamento primário.

A duração da fase de adensamento, dependendo das dimensões do corpo de prova e da tensão efetiva, compreendeu desde algumas horas a vários dias.

Deve-se notar que a redução volumétrica do adensamento nem sempre ocorreu de um modo uniforme – em alguns casos, pôde-se perceber pequenos desvios dos corpos de prova em relação à vertical. Previamente ao cisalhamento, o equipamento requeria o posicionamento do pistão de carregamento axial sobre o topo do corpo de prova. Quando o adensamento provocava deformações diferenciais, não era possível obter um encaixe perfeito do pistão no *top cap*. Isso ocorria somente à medida que a tensão desviadora era aplicada, o que evidentemente não é uma condição ideal de ensaio.

Previamente à fase de cisalhamento, as válvulas das linhas de drenagem eram fechadas. Na seqüência, procedia-se ao carregamento axial dos corpos de prova, sob condições de deformação controlada. A definição da taxa de deformação axial foi baseada no critério proposto por Blight (1964) apud Head (1998), considerando-se 95 % de equalização de poro-pressões:

$$t_f = F t_{100} , \quad (\text{Equação 5.2})$$

sendo t_f o tempo até a ruptura, t_{100} o tempo correspondente a 100 % do adensamento primário e F um fator que depende das condições de drenagem (0,53 para drenagem pelo topo; 1,8 para drenagem pelo topo e drenos laterais; 2,3 para drenagem pelo topo, base e drenos laterais). Uma velocidade de deformação constante foi adotada para todos os ensaios, a qual resultou em média 0,003 % / min (Tabela 5.16). A maioria dos ensaios envolveu deformações finais situadas entre 4 e 6 %, tendo a fase de cisalhamento durado de 22 a 33 horas.

A Tabela 5.17 resume dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais. O teor de umidade varia entre 23,3 e 26,7 %. O grau de saturação é elevado, conforme a tendência observada nos ensaios descritos em itens precedentes. Os corpos de prova com 38 mm de diâmetro nominal possuem um índice de vazios médio de 0,69. Nos elementos com 50 e 70 mm, o índice de vazios médio é igual a 0,68. Apesar de ser perceptível alguma dispersão nos índices físicos, de um modo geral as propriedades dos diferentes corpos de prova mostram-se razoavelmente semelhantes. Esse fato torna-se importante à medida que permite assegurar uma avaliação de efeitos de escala pouco influenciada por heterogeneidades do solo.

Tabela 5.17. Dados dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais.

CORPO DE PROVA / ENSAIO	AMOSTRA	DRENO LATERAL	TENSÃO EFETIVA INICIAL (kPa)	DIÂMETRO (mm)	ALTURA (mm)	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_0	S (%)
A	4.0050.01	sim	97	36,6	73,0	24,3	19,9	16,0	0,65	100
B	4.0050.01	não	262	38,0	68,1	25,1	19,9	15,8	0,68	100
C	4.0050.01	sim	679	37,5	75,0	25,2	18,9	15,1	0,76	90
D	4.0050.01	sim	977	37,8	74,6	26,7	19,4	15,4	0,72	99
E	4.0050.01	sim	1519	37,0	73,0	23,2	19,9	16,2	0,64	98
F	4.0062.01	sim	60	49,2	102,3	24,6	19,6	15,8	0,68	98
G	4.0062.01	sim	244	49,9	102,6	24,5	19,4	15,6	0,70	95
H	4.0061.01	sim	687	49,8	98,5	25,6	19,2	15,3	0,71	96
I	4.0062.01	sim	992	48,8	102,0	23,8	20,4	16,5	0,64	100
J	4.0061.01	sim	38	67,6	132,9	26,6	19,4	16,6	0,71	100
K	4.0182.01	sim	40	76,2	143,2	23,4	19,4	15,8	0,66	94
L	4.0182.01	sim	108	73,1	151,4	23,4	19,3	15,6	0,68	92
M	4.0182.01	sim	257	71,4	145,5	25,3	20,5	16,3	0,64	100
N	4.0182.01	sim	535	74,8	138,2	23,5	18,8	15,2	0,72	87
O	4.0182.01	sim	785	74,5	148,8	23,3	19,3	15,7	0,68	92

As Figuras 5.57 a 5.62 apresentam os resultados dos ensaios triaxiais *CIU*. As curvas trazem a identificação do corpo de prova (entre parênteses) e a tensão efetiva inicial do ensaio. Para cada diâmetro, são apresentados os seguintes elementos:

- diagrama mostrando a evolução da poro-pressão e da tensão de câmara durante as rampas de saturação e verificação do parâmetro *B*;
- curvas de variação volumétrica *versus* raiz quadrada do tempo, na etapa de adensamento;
- curvas tensão desviadora *versus* deformação axial, na fase de cisalhamento;
- curvas poro-pressão *versus* deformação axial, na fase de cisalhamento;
- trajetória de tensões efetivas durante o cisalhamento;
- diagramas tensão cisalhante *versus* tensão normal, no qual são representados os círculos de Mohr correspondentes às tensões efetivas na ruptura.

Na Tabela 5.18 pode ser encontrado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais, com as seguintes informações:

- tensão efetiva após a saturação;
- parâmetro *B*;
- tempo correspondente ao final do adensamento primário (t_{100});

- coeficiente de adensamento (c_v);
- tensão efetiva inicial na fase de cisalhamento (σ'_0);
- tensões efetivas na ruptura: axial (σ'_{1f}) e confinante (σ'_{3f});
- excesso de poro-pressão na ruptura (u_f);
- deformação correspondente à tensão cisalhante máxima (ε_f);
- parâmetro A de Skempton na ruptura (A_f);
- umidade final do corpo de prova (w_{final}).

As curvas da Figura 5.57 representam a variação da poro-pressão ao longo de cada rampa de saturação e quando da aplicação de tensão confinante nas avaliações do parâmetro B . Os dados estão em seqüência, do início ao término da fase de saturação. As determinações do parâmetro B resultaram satisfatórias, tendo-se obtido valores finais iguais ou superiores a 0,98. As informações da Tabela 5.18 mostram que, após a saturação, na maior parte dos casos a tensão efetiva situou-se abaixo de 80 kPa. Esse nível de tensão provavelmente é inferior ao que existia inicialmente no corpo de prova, uma vez que sucções tendiam a se fazer presentes. Conseqüentemente, durante a saturação do solo alguma expansão pode ter se desenvolvido. Entretanto, a reduzida ordem de grandeza das deformações volumétricas que ocorriam durante essa etapa não permitia que as mesmas fossem medidas com precisão no sistema triaxial empregado.

Nas curvas da Figura 5.58, que representam a variação de volume dos corpos de prova durante o adensamento, pode-se constatar que a redução volumétrica nem sempre resultou proporcional à tensão efetiva do ensaio. Os dados de t_{100} (Tabela 5.18) – estimados a partir da intersecção entre uma reta ajustada ao trecho inicial da curva e uma linha horizontal associada ao final da consolidação – também mostraram-se dispersos. Esses fatos podem estar associados a heterogeneidades do material. Um comportamento semelhante foi observado por Boszczowski (2001), que menciona a possibilidade da interveniência de diferentes graus de cimentação. Deve-se notar que as curvas de adensamento exibem alguns efeitos de oscilação térmica. No ambiente de ensaio, a temperatura apresentava uma variação de $\pm 2^\circ \text{C}$.

O coeficiente de adensamento isotrópico foi estimado com base na relação:

$$c_v = \frac{\pi D^2}{\lambda t_{100}}, \quad (\text{Equação 5.3})$$

onde D é o diâmetro da amostra e λ é um fator que depende das condições de drenagem e da relação entre a altura e o diâmetro do corpo de prova (Head, 1998). Os valores de c_v (Tabela 5.18), situados na faixa de 10^{-3} a 10^{-5} cm²/s, possuem uma ordem de grandeza comparável à encontrada nos ensaios de adensamento edométrico (item 5.4). Apesar das incertezas associadas à avaliação desse parâmetro, pode-se notar que os corpos de prova com 70 mm de diâmetro tendem a exibir valores de c_v um pouco superiores aos dos copos de prova de 38 e 50 mm. Dentre outros fatores, tal comportamento poderia estar associado à maior quantidade de fraturas que as amostras de 70 mm incorporariam.

Os cálculos das curvas tensão desviadora *versus* deformação axial, apresentadas na Figura 5.59, incluem correções de seção transversal (ruptura frágil) e de efeitos de membrana (La Rochelle, 1967 apud Head, 1998). Conforme mencionado anteriormente, devido a deformações diferenciais que se desenvolviam durante o adensamento, no início do cisalhamento o pistão de carregamento axial não se encontrava perfeitamente posicionado sobre o *top cap*. Por esse motivo, as curvas tensão \times deformação exibem uma inflexão em seu trecho inicial.

Analisando-se as informações da Figura 5.59, algumas tendências podem ser delineadas. Para menores níveis de tensão efetiva, tem-se um pico pouco pronunciado ou um patamar de resistência. À medida que a tensão efetiva aumenta, as curvas passam a exibir um comportamento do tipo *strain-softening*. A resistência máxima se dá tipicamente com deformações axiais de 1,5 a 2,0 %. É importante observar que, na ausência do problema do “encaixe” do pistão no topo do corpo de prova, as deformações correspondentes à ruptura provavelmente seriam menores.

De um modo geral, a velocidade de deformação adotada nos ensaios (0,003 % / min) atendeu ao critério de equalização das poro-pressões (Blight, 1964 apud Head, 1998). São exceções os ensaios C, D e E, nos quais os valores de t_{100} – superiores aos dos demais corpos de prova – fariam necessária uma velocidade cerca de 50 % inferior à adotada.

A geração de poro-pressões durante o cisalhamento possui um padrão relativamente constante nos ensaios com os diferentes diâmetros de corpo de prova (Figura 5.60). No início das curvas, pode-se notar a inflexão associada ao “encaixe” do pistão de carregamento axial. Após essa fase, nos ensaios com menores níveis de tensão efetiva ($\sigma'_0 < 250$ kPa), as poro-pressões geradas são negativas ou ligeiramente positivas. À medida que aumenta a deformação axial, as poro-pressões se reduzem, tendendo claramente a valores negativos. Esse comportamento é compatível com uma razão de sobre-adensamento mais alta – o parâmetro A_f (Tabela 5.18) varia na faixa de -0,43 (corpo de prova K) a -0,04 (corpo de prova F). Nos ensaios que envolveram tensões efetivas superiores a 200 ou 250 kPa, previamente à ruptura tem-se uma tendência de geração de poro-pressões positivas. À medida que as deformações aumentam e a ruptura se desenvolve, as poro-pressões passam a experimentar uma redução. É interessante notar que os picos de poro-pressão ocorrem com deformações menores que os picos das curvas tensão \times deformação correspondentes. O parâmetro A_f dos ensaios com tensões efetivas superiores a 200 - 250 kPa resulta positivo, situando-se entre 0,13 (corpo de prova B) e 0,54 (corpo de prova E).

As trajetórias de tensão efetiva dos ensaios mostram um comportamento de solos sobre-adensados (Figura 5.61). Quando a tensão média inicial é menor, o desenvolvimento de poro-pressões negativas faz com que as trajetórias caminhem para a direita do diagrama $p' \times q$. Para tensões efetivas acima de 300 kPa, o início do carregamento envolve a geração de poro-pressões positivas, mas com uma intensidade que leva a pequenas variações em p' – as trajetórias de tensão seguem quase que verticalmente. Na proximidade da ruptura, a variação de poro-pressão passa a ser negativa, fazendo com que as curvas apontem para a direita. Em seguida, o comportamento *strain-softening* do material leva a uma redução na magnitude de q . Apesar da queda na tensão desviadora, a tensão efetiva média experimenta pouca variação, devido à redução que se processa nas poro-pressões. As trajetórias de tensões efetivas sugerem que, à medida que aumenta a tensão média inicial, menores são os acréscimos de poro-pressão negativa, tanto antes como após a ruptura. Esse comportamento fica mais evidente nas curvas dos corpos de prova E e I, adensados respectivamente a 1519 e 992 kPa de tensão efetiva. Deve-se notar que o corpo de

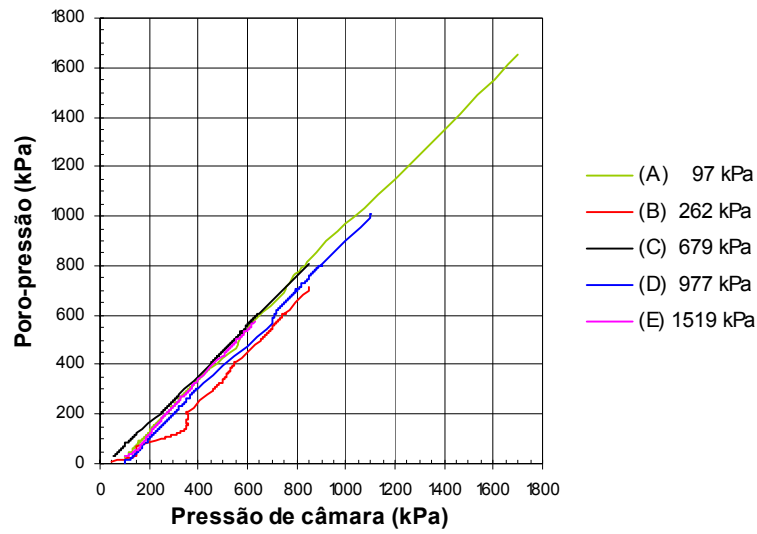
prova D (Figura 5.61a) possui uma trajetória de tensões distinta da observada nos demais ensaios.

A Figura 5.62 apresenta diagramas tensão cisalhante *versus* tensão efetiva. Os círculos de Mohr correspondem à ruptura, a qual foi definida com base na tensão desviadora máxima. Para cada diâmetro ensaiado, apresenta-se a reta que melhor se ajusta à tendência dos círculos. Deve-se notar que as envoltórias de resistência dos diferentes diâmetros de corpo de prova referem-se a faixas de tensão distintas.

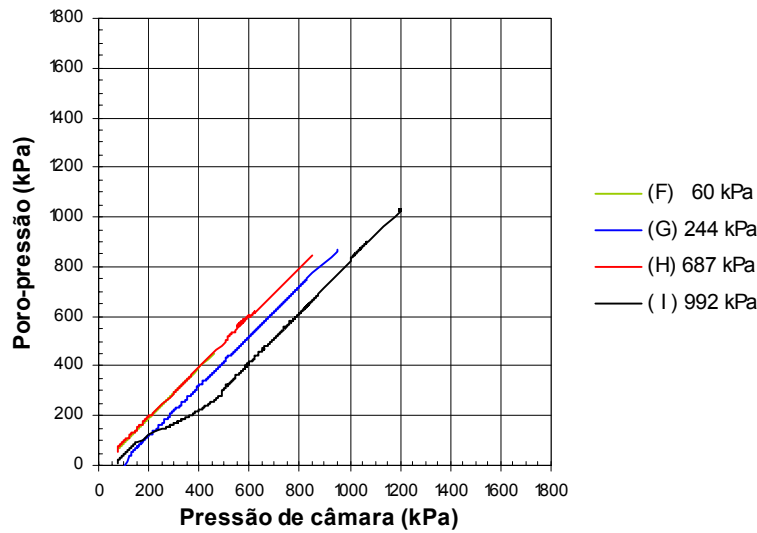
Os resultados dos corpos de prova de 38 e 50 mm de diâmetro são bastante semelhantes. O intercepto coesivo obtido com os ajustes é elevado, situando-se entre 108 e 119 kPa. O ângulo de atrito resultou aproximadamente 21°. Nos ensaios com corpos de prova de 70 mm, os níveis de tensão mais baixos permitem estudar a tendência da envoltória próximo à origem do diagrama. Deve-se notar que um simples ajuste linear conduziria a um intercepto coesivo ligeiramente negativo, indicando que a coesão é desprezível. Por esse motivo, impôs-se a passagem da envoltória pela origem, tendo-se obtido um ângulo de atrito de 30,7 %.

Considerando-se níveis de tensão equivalentes, uma comparação entre os dados dos três diagramas da Figura 5.62 revela que os corpos de prova de 70 mm de diâmetro possuem uma resistência ao cisalhamento nitidamente inferior à dos elementos de 38 e 50 mm. Esse aspecto importante do comportamento do material será discutido no Capítulo 6.

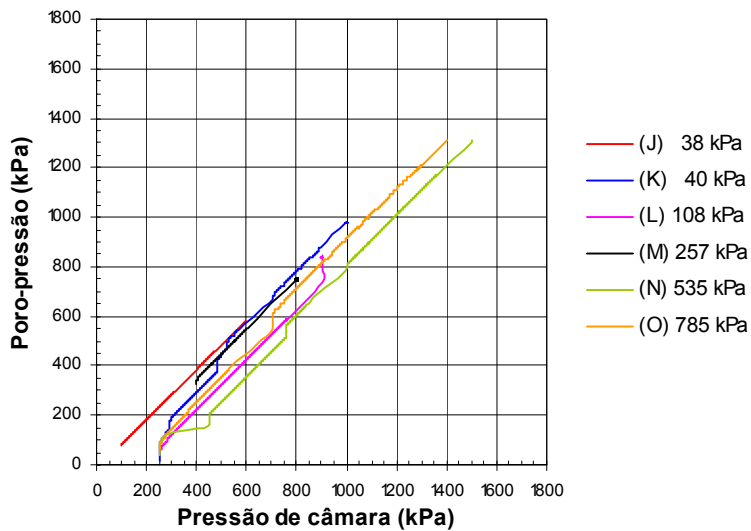
As Figuras 5.63 e 5.64 ilustram alguns corpos de prova após o cisalhamento. Além da forma das superfícies de ruptura, podem ser observados detalhes da disposição dos drenos laterais e feições do solo, que apresenta as manchas escuras e concreções carbonáticas descritas no item 4.2. A superfície de ruptura via de regra envolveu a formação de um plano bem definido, independentemente do diâmetro do elemento ou do nível de tensão efetiva. Em geral, não foi possível avaliar se fraturas pré-existentes influenciavam a formação da superfície de ruptura, pois não se conseguia separar o material ao longo da mesma sem fragmentar todo o elemento. No corpo de prova J (70 mm de diâmetro) – adensado sob 38 kPa de tensão efetiva – pôde-se perceber que a ruptura se desenvolveu pela matriz do solo e por superfícies polidas.



(a) Corpos de prova com 38 mm de diâmetro nominal.

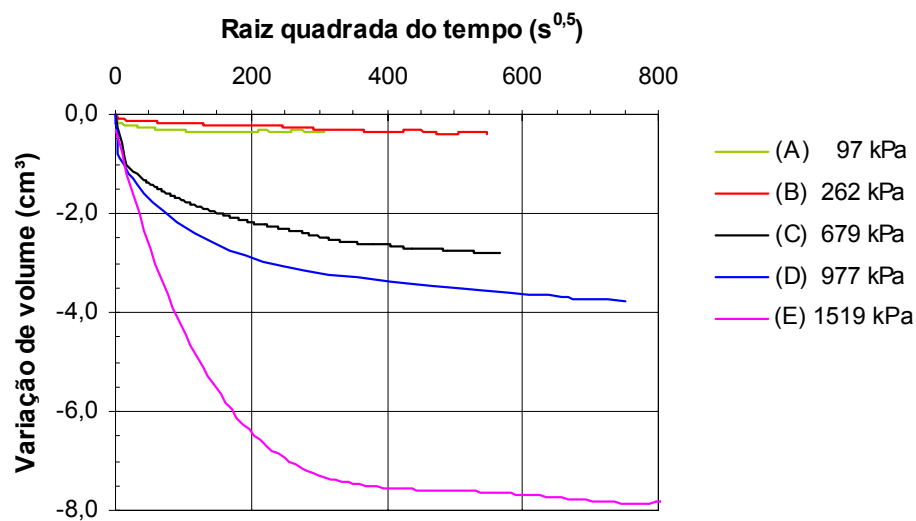


(b) Corpos de prova com 50 mm de diâmetro nominal.

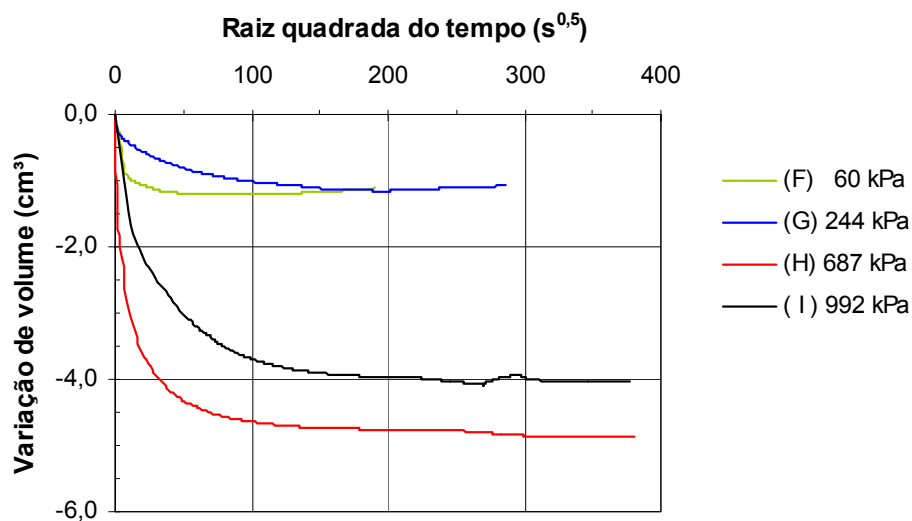


(c) Corpos de prova com 70 mm de diâmetro nominal.

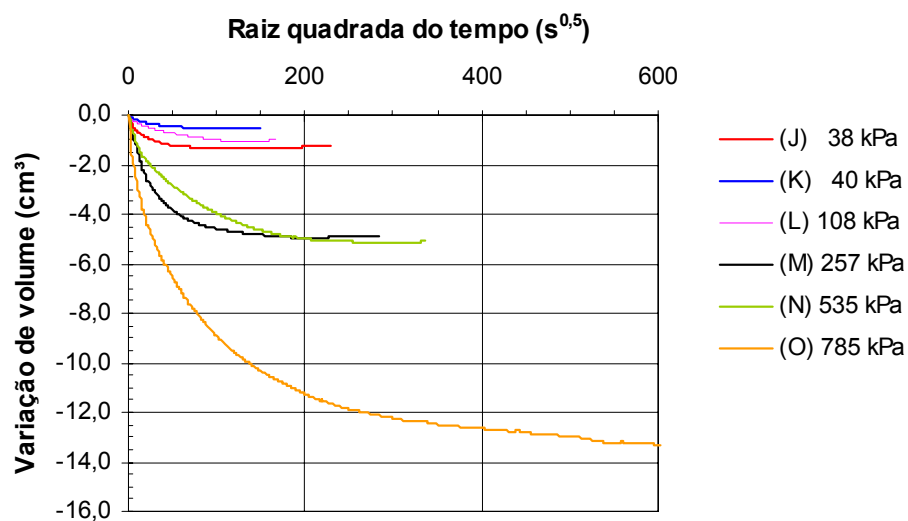
Figura 5.57. Evolução da poro-pressão e da pressão de câmara durante a saturação.



(a) Corpos de prova com 38 mm de diâmetro nominal.



(b) Corpos de prova com 50 mm de diâmetro nominal.



(c) Corpos de prova com 70 mm de diâmetro nominal.

Figura 5.58. Curvas de adensamento isotrópico.

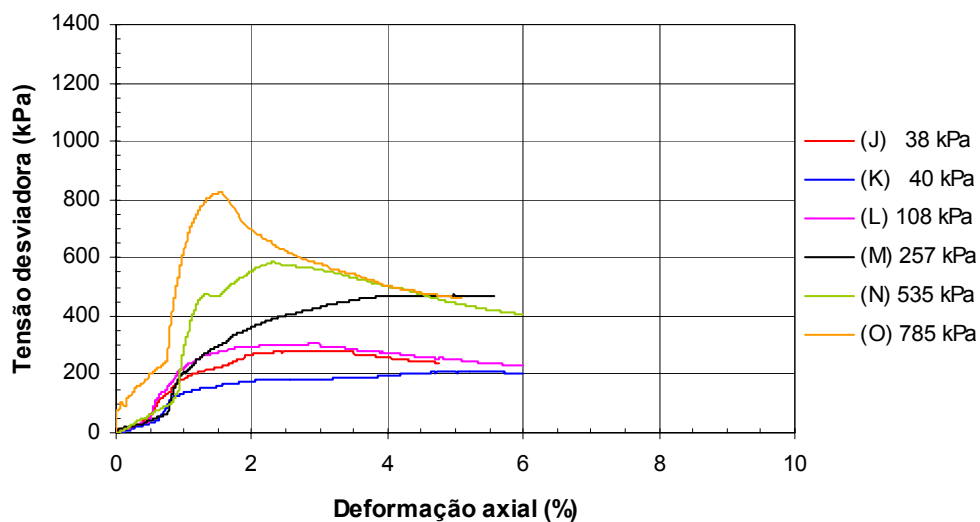
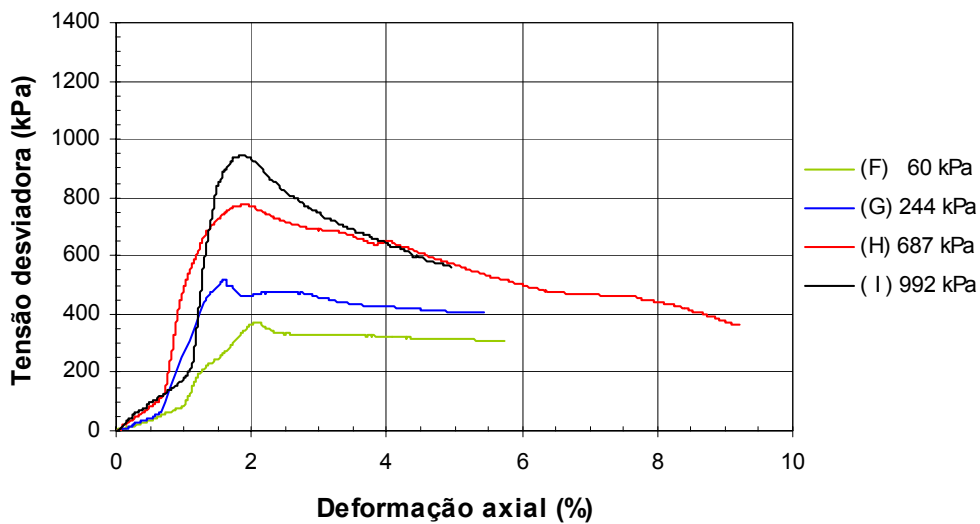
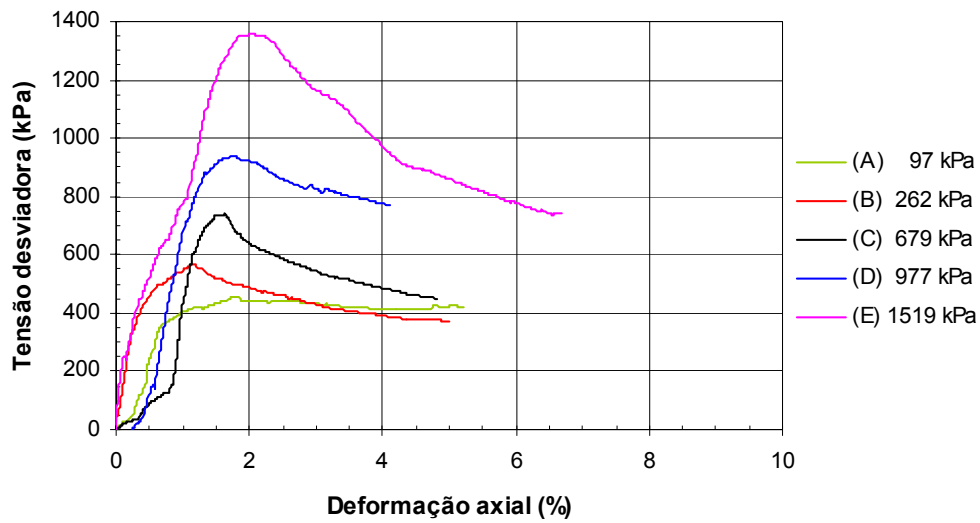
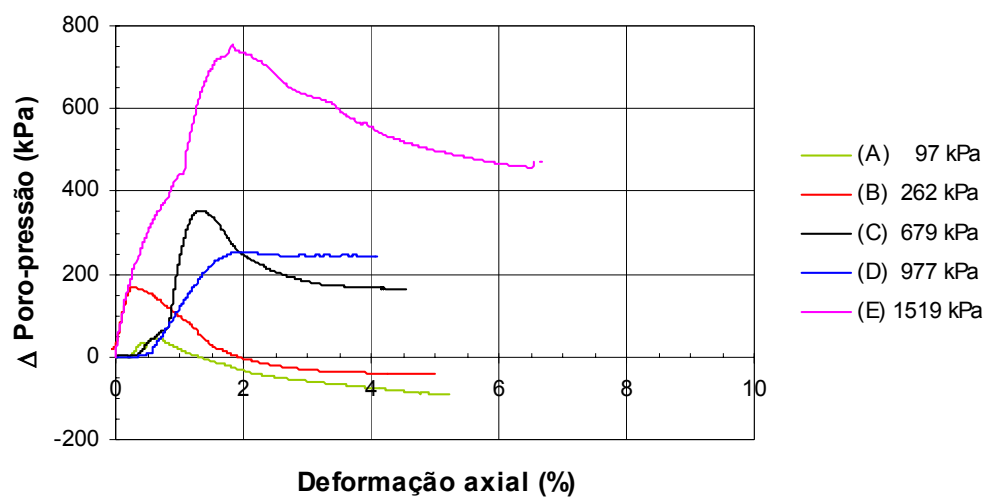
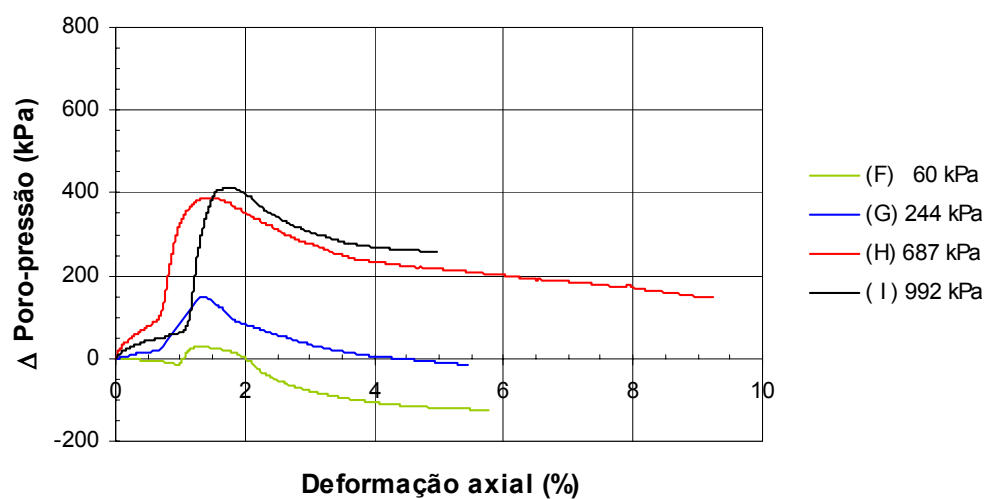


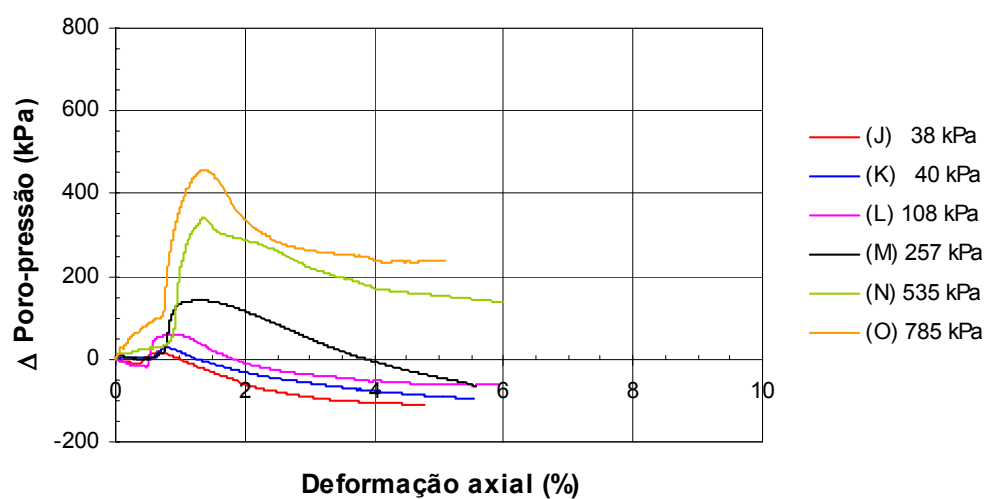
Figura 5.59. Curvas tensão desviadora \times deformação axial – ensaios *CIU*.



(a) Corpos de prova com 38 mm de diâmetro nominal.

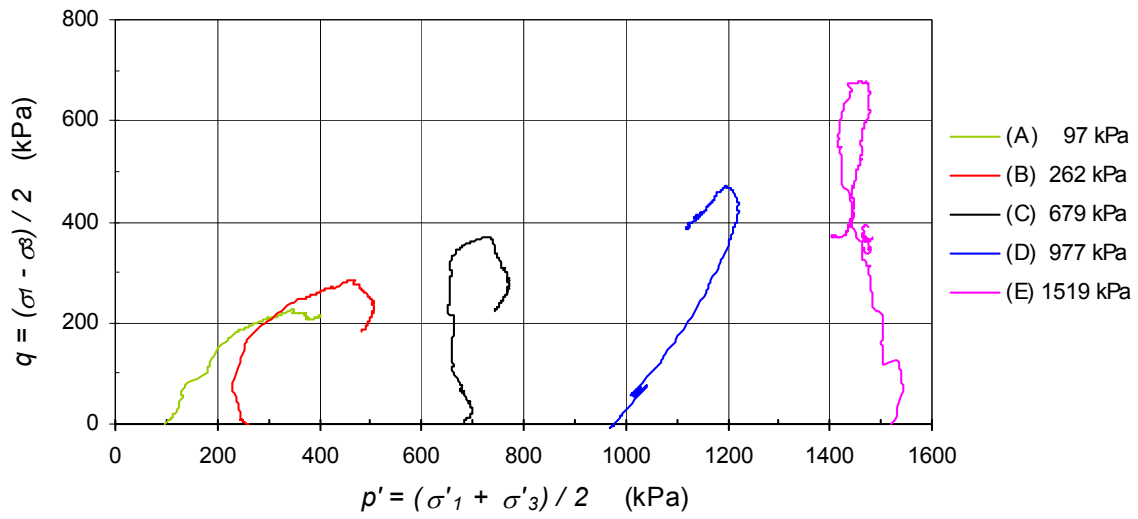


(b) Corpos de prova com 50 mm de diâmetro nominal.

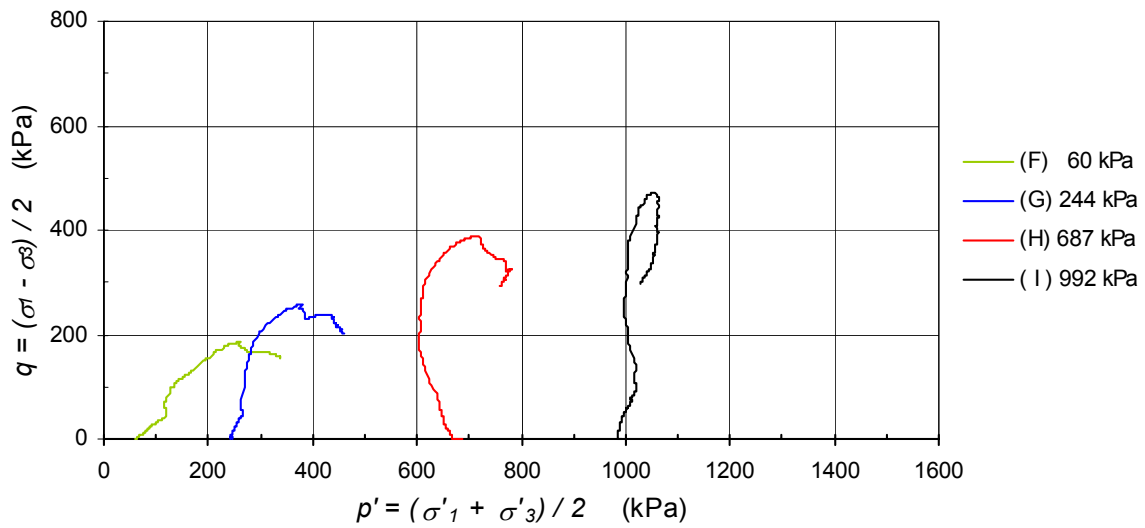


(c) Corpos de prova com 70 mm de diâmetro nominal.

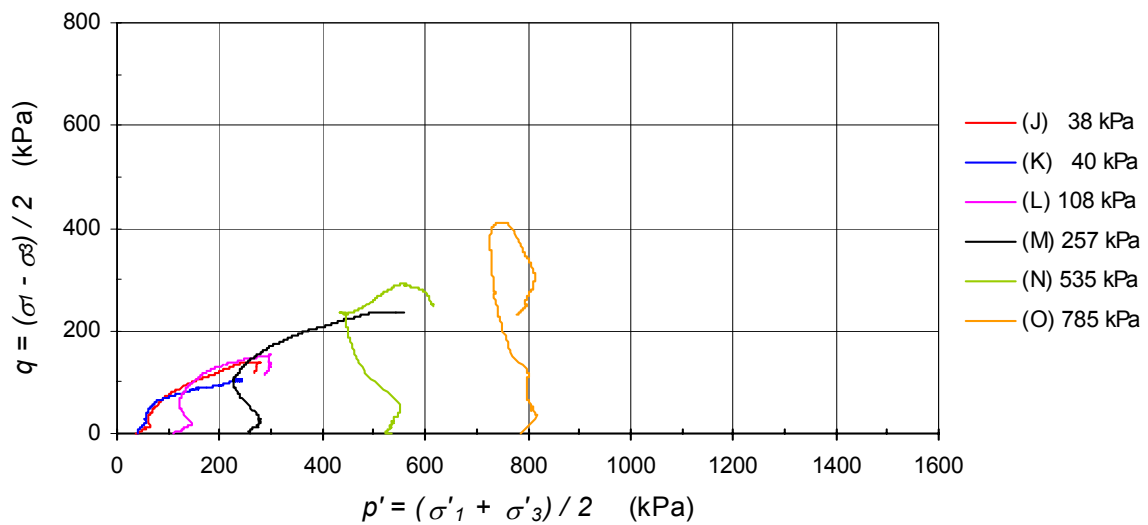
Figura 5.60. Variação da poro-pressão com a deformação axial.



(a) Corpos de prova com 38 mm de diâmetro nominal.

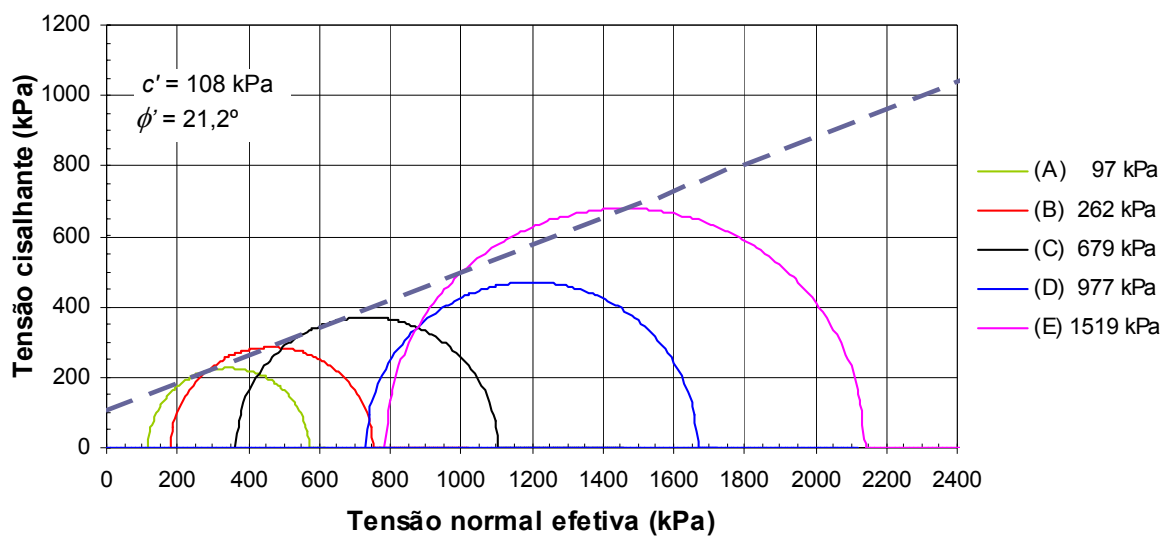


(b) Corpos de prova com 50 mm de diâmetro nominal.

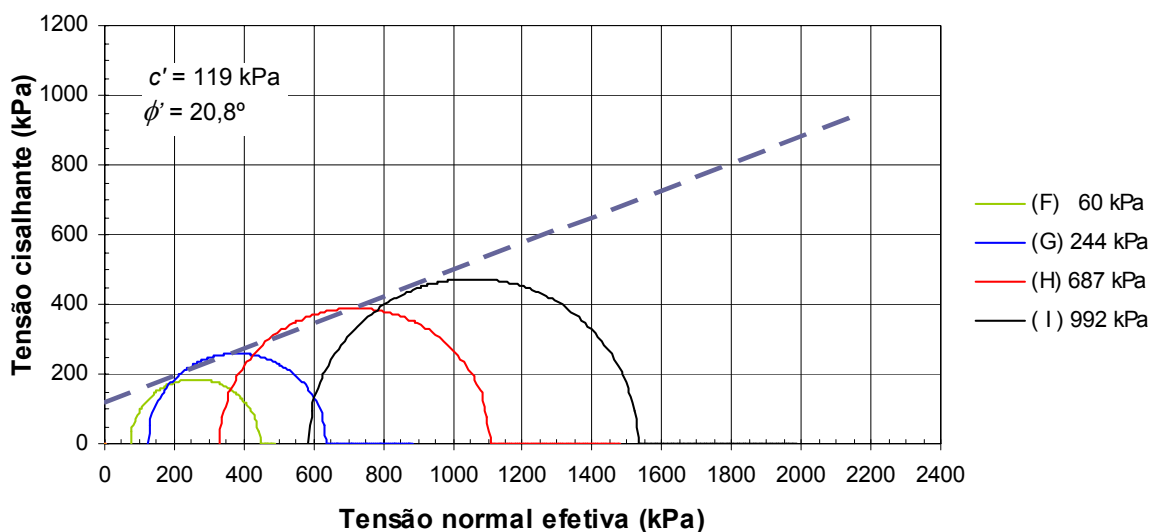


(c) Corpos de prova com 70 mm de diâmetro nominal.

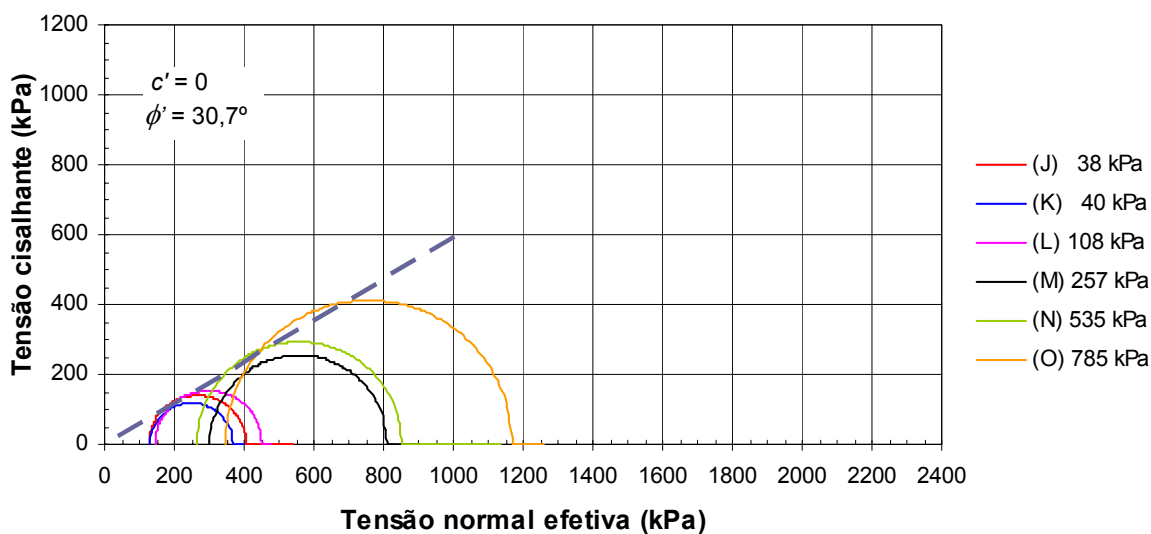
Figura 5.61. Trajetórias de tensão efetiva – ensaios CIU.



(a) Corpos de prova com 38 mm de diâmetro nominal.



(b) Corpos de prova com 50 mm de diâmetro nominal.



(c) Corpos de prova com 70 mm de diâmetro nominal.

Figura 5.62. Envolvórias de resistência dos ensaios CIU.

Tabela 5.18. Resultados dos ensaios triaxiais CIU.

CORPO DE PROVA / ENSAIO	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	TENSÃO EFETIVA APÓS SATURAÇÃO (kPa)	B	t_{100} (min)	c_v (cm ² /s)	σ'_0 (kPa)	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)	u_f (kPa)	ε_f (%)	A_f	w_{final} (%)
A	38	28	0,99	135	$6,5 \times 10^{-5}$	97	570	118	883	1,74	-0,05	26,0
B	38	145	0,99	667	$1,1 \times 10^{-3}$	262	751	182	683	1,19	0,13	24,1
C	38	40	0,99	667	$1,4 \times 10^{-5}$	679	1103	364	487	1,64	0,43	25,7
D	38	97	0,99	454	$2,1 \times 10^{-5}$	977	1669	730	372	1,78	0,26	22,5
E	38	59	0,99	667	$1,3 \times 10^{-5}$	1519	2141	784	915	2,05	0,54	24,8
F	50	10	0,99	15	$8,4 \times 10^{-4}$	60	446	76	385	2,13	-0,04	25,8
G	50	78	0,99	240	$5,4 \times 10^{-5}$	244	638	122	829	1,62	0,24	25,5
H	50	2	0,99	12	$1,1 \times 10^{-3}$	687	1107	331	520	1,95	0,46	26,2
I	50	168	0,99	120	$1,0 \times 10^{-4}$	992	1530	585	615	1,91	0,43	23,8
J	70	13	0,98	38	$6,2 \times 10^{-4}$	38	407	127	474	2,87	-0,32	26,4
K	70	20	0,98	24	$1,3 \times 10^{-3}$	40	368	131	870	4,97	-0,43	26,6
L	70	61	0,99	167	$1,7 \times 10^{-4}$	108	452	146	755	2,96	-0,12	26,4
M	70	54	0,99	27	$1,0 \times 10^{-3}$	257	811	302	499	4,97	-0,09	24,5
N	70	191	0,99	260	$1,1 \times 10^{-4}$	535	851	266	1236	2,33	0,46	25,0
O	70	87	0,99	240	$1,2 \times 10^{-4}$	785	1169	346	1055	1,56	0,53	21,8

Nota:

Desprezada a correção de efeitos da membrana nos valores de σ'_{1f}



(a) Corpo de prova A – 38 mm.



(b) Corpo de prova D – 38 mm.



(c) Corpo de prova E – 38 mm.



(d) Corpo de prova F – 50 mm.



(e) Corpo de prova G – 50 mm.



(f) Corpo de prova H – 50 mm.

Figura 5.63. Detalhe do aspecto de corpos de prova de 38 e 50 mm após os ensaios.



(a) Corpo de prova I – 50 mm.



(b) Corpo de prova J – 70 mm.



(c) Corpo de prova K – 70 mm.



(d) Corpo de prova L – 70 mm.



(e) Corpo de prova N – 70 mm.



(f) Corpo de prova O – 70 mm.

Figura 5.64. Detalhe do aspecto de corpos de prova de 50 e 70 mm após os ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solos - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização** – NBR-6457, 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico** – NBR-13208, 1994.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas - Prova de carga estática** – NBR-12131, 1991b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos** - NBR-6484, 2001.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica** - NBR-6508, 1984a.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais celulares de poliestireno para isolamento térmico na construção civil e em câmaras frigoríficas** – NBR 11752. Rio de Janeiro, 1993.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prova de carga direta sobre terreno de fundação** - NBR-6489, 1984a.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica** – NBR-7181, 1984d.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de liquidez** – NBR-6459, 1984b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de plasticidade** – NBR-7180, 1984c.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de contração** – NBR-7138, 1982.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT)** – NBR-12069, 1991a.

ALMEIDA, F.F.M. Origem e evolução da Plataforma Brasileira. **Boletim do departamento nacional de produção mineral**. Divisão de Geologia e Mineralogia, Rio de Janeiro, no. 241, 36p, 1967.

ALONSO, U.R. Estacas Hélice Contínua Com Monitoração Eletrônica – Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., São Paulo, 1996. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1996. v. 2, p.141-151.

ALONSO, U.R. Prova de carga horizontal em estaca hélice contínua executada em solo da Formação Guabirota. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.159-166.

ALONSO, U.R. Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., São Paulo, 2000. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 2000. v. 2, p.425-429.

AMARAL, A. B. T. Capacidade de carga de estacas em solos argilosos da Formação Guabirota. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., Olinda, 1982. **Anais**. s.L.: ABMS, 1982. p. 9-18.

AMARAL, A.B.T.; VIEZZER, M.E.; AMARAL, J.C. Uma formulação geral sobre a capacidade de carga em estacas pré-moldadas de concreto. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., São Paulo, 2000. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 2000. v. 2, p.79-91.

AMARAL, B.T.; VIEZZER, M.E.; AMARAL, J.C. Capacidade de carga a compressão em estacas pré-moldadas levando em conta os recalques. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.129-138.

ANTONIUTTI NETO, L.A.; FERREIRA, C.C.; KORMANN, A.C.M.; CHAMECKI, P.R.; RUSSO NETO, L. Fundações diretas na Formação Guabirota: caso de obra com o uso do ensaio de placa. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.139-148.

AOKI, N. A new dynamic load test concept. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 12., Rio de Janeiro, 1989. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS, 1989. v.1, p. 1-4. Discussion Session 14, TC Pile Driving.

AOKI, N. Keynote lecture: improving the reliability of pile bearing capacity prediction by the dynamic increasing energy test (DIET). In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 6., São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam: A.A. Balkema., 2000. p.635-650.

AOKI, N.; DE MELLO, V.F.B. Dynamic loading test curves. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 4., Holanda, 1992. **Anais**. s.L.: s.n., 1992. p.525-530.

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In.: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Buenos Aires, 1975. **Anais**. Buenos Aires: ISSMFE, 1975. v.1, p. 367-376.

ATKINSON, J.H.; RICHARDSON, D. The effect of local drainage in shear zones on the undrained strength of overconsolidated clay. **Géotechnique**, Londres, 37 (3), p.393-403, 1987.

AZEVEDO, F.F. Thecamoebianas e organófitas na Formação Guabirotuba. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOLOGIA, 3., Curitiba, 1981. **Anais**. Curitiba: SBG, 1981. v. 2, p.226-242.

BECKER, D.E.; CROOKS, J.H.A.; BEEN, K.; JEFFERIES, M.G. Work as criterion for determining *in situ* and yield stresses in clays. **Canadian Geotechnical Journal**, s.L., 24, p.549-564, 1987.

BECKER, R. **Aspectos geológicos, sedimentológicos e geomorfológicos da Bacia de Curitiba**. 1982. 237 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

BELICANTA, A. **Avaliação dos fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT**. 1998. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

BERNARDES, G. P. **Dynamic and static testing of large model piles in sand**. 1989. Tese (Doutorado) - Norwegian Institute of Technology, Trondheim.

BIGARELLA, J.J.; MOUSINHO, M.R. Contribuição ao estudo da Formação Pariqueira-Açu (Estado de São Paulo). **Boletim Paranaense de Geografia**, Curitiba, n.ºs 16/17, p.17-41, 1965.

BIGARELLA, J.J.; MOUSINHO, M.R.; SILVA, J.X. Pediplanos, pedimentos e seus depósitos correlativos no Brasil. **Boletim Paranaense de Geografia**, Curitiba, n.ºs 16/17, p.117-151, 1965.

BIGARELLA, J.J.; SALAMUNI, R. Aspectos geográficos e geológicos da cidade de Curitiba e arredores. **Contribuição n.º 2 das cadeiras de Mineralogia-Petrografia e Geologia-Paleontologia**. Faculdade Católica de Filosofia de Curitiba, 1957.

- BIGARELLA, J.J.; SALAMUNI, R. Caracteres texturais dos sedimentos da bacia de Curitiba. **Boletim da Universidade Federal do Paraná – Geologia**, Curitiba, n.º 7 (1.ª Parte), 163p, 1962.
- BIGARELLA, J.J.; SALAMUNI, R. Notas complementares à planta geológica da cidade de Curitiba e arredores. **Boletim do Instituto de Biologia e Pesquisas Tecnológicas**, Curitiba, no. 40, 14p, 1959.
- BIGARELLA, J.J.; SALAMUNI, R.; AB’SABER, A.N. Origem e ambiente de deposição da Bacia de Curitiba. **Boletim Paranaense de Geografia**, Curitiba, n.ºs 4/5, p.71-81, 1961.
- BJERRUM, L. Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. **ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, s.L., 5456, SM 5, p.1-49, september 1967. Third Terzaghi Lecture.
- BJERRUM, L. Written contributions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México, 1969. **Main Session 5**. México, 1969. p.410-412.
- BOSZCZOWSKI, R.B. **Avaliação da tensão lateral de campo de argilas sobreadensadas: ensaios de laboratório com um solo da Formação Guabirotuba**. 2001. 286p. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.
- BRAZETTI, R. O caminho das macromoléculas orgânicas e da eletrocinética para melhorar as propriedades indesejáveis dos solos da Formação Guabirotuba. Breves detalhes teóricos e de uma pesquisa. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.93-101.
- BRIAUD, J.L. **The pressuremeter**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1992.
- BROMHEAD, E. N.; DIXON, N. Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. **Géotechnique**, 50 (2), Discussion, p.203-205, 2000.
- BROOKER, E.W.; IRELAND, H.O. Earth pressures at rest related to stress history. **Canadian Geotechnical Journal**, s.L., v. 11, no. 1, p.1-15, 1965.
- BROWN, K.W. Shrinking and swelling of clay, clay strength, and other properties of clay soils and clays. **Minerals in soil environments**, s.L., p.689-707, 1977
- BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, 40(3), p. 329-378, 1990.
- BURLAND, J.B. Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach. **Ground Engineering**, 6, no.3, p.30-42, 1973.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELY, L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetration testing CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1982. **Anais.** s.L.: s.n., 1982. v. 2, p.493-500.

CAMPANELLA, R.G. **Guidelines for geotechnical design using the cone penetrometer test and CPT with pore pressure measurement.** Vancouver: University of British Columbia, 1995. 162p.

CAMPANHA, G.A.C.; RICCOMINI, C.; MELO, M.S.; HASUI, Y.; ALMEIDA, F.F.M.; DEHIRA, L.K. Análise do padrão de fraturamento Mesozóico-Cenozóico de bacias tafrogênicas continentais do sudeste do Brasil. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOLOGIA, 5., 1985. **Anais.** São Paulo: s.n., 1985, v.1, São Paulo. p.332-350.

CANALI, N.E.; MURATORI, A.M. Síntese da evolução geomorfológica da bacia sedimentar de Curitiba. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOLOGIA, 3., 1981. **Anais.** Curitiba: SBG, 1981. p.363-371.

CANNON, J.G. Case study on the application of high strain dynamic pile testing to non-uniform bored piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 6., São Paulo, 2000. **Anais.** Rotterdam: A.A. Balkema., 2000. p.399-402.

CHAMECKI, P.R.; KORMANN, A.C.M.; LOYOLA, J.M.T.; MAAS, M.A.; CHAMECKI, M.; NASCIMENTO, N.A.; DYMINSKI, A.S. Exemplos de aplicação de um banco de dados georreferenciado no mapeamento geotécnico de Curitiba. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE INFORMÁTICA EM GEOTECNIA, Curitiba, 2001. **Anais.** Curitiba: ABMS/UFPR, 2001. 8p.

CHAMECKI, P.R.; KORMANN, A.C.M.; NASCIMENTO, N.A.; DYMINSKI, A.S. Sítio experimental de geotecnia da UFPR - objetivos e dados preliminares. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. **Anais.** Brasília: ABMS, 1998. v.2. p.819.

CHANDLER, R.J., HARWOOD, A.H., SKINNER, P. J. Sample disturbance in London Clay. **Géotechnique**, 42(4), p.577-585, 1992.

CHANDLER, R.J.; WILLIS, M.R.; HAMILTON, P.S.; ANDREOU, I. Tectonic shear zones in the London Clay Formation. **Géotechnique**, 48 (2), p.257-270, 1998.

CHEN, F.H. **Foundations on expansive soils.** Elsevier Science Publishers B., 1988. 463p.

CLARKE, B.G. **Pressuremeters in geotechnical design.** Londres: Blackie Academic & Professional, 1995.

COLLINS, K.; MCGOWN, A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. **Géotechnique**, 24 (2), p. 223-254, 1974.

COMEC - Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba. **Planta de Arruamento, Escala 1:50.000.** Curitiba: COMEC, 2000.

COSTA FILHO, L.M. A laboratory investigation of the small strain behavior of London Clay. In: ASCE, GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION NO. 2. **Geotechnical Aspects of Stiff and Hard Clays**. ASCE, 1987. p.28-43.

COSTA FILHO, L.M.A. **Laboratory investigation of the small strain behaviour of London clay**. 1980. 399p. Tese (Doutorado) - Imperial College of Science and Technology, University of London. Londres.

COUTINHO, J.M.V. Relações litológicas e estruturais da Bacia de São Paulo com o Pré-Cambriano circunvizinho. In: MESA REDONDA ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA SEDIMENTAR DE SÃO PAULO, São Paulo, 1980. **Anais**. São Paulo: ABGE/SBG, 1980. p.15-23.

COZZOLINO, V.M.N. "Areias basais" fofas na área central da cidade de São Paulo e sua provável relação com o tectonismo local. **Solos e Rochas**, v.19, no.2, p.163-174, 1996.

COZZOLINO, V.M.N.; MARTINATI, L.R. E BUONO, A.V.D. Contribuição ao estudo dos movimentos tectônicos sin e pós-sedimentares na Bacia de São Paulo a partir de evidências observadas nas escavações do túnel da Eletropaulo. **Solos e Rochas**, v.17, no.1, p.13-29, 1994.

DANZIGER, F.A.B.; SCHNAID, F. Ensaios de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação. In: SEMINÁRIO BRASILEIRO DE INVESTIGAÇÕES DE CAMPO, São Paulo, 2000. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 2000. p.1-51.

DANZIGER, F.A.B.; VELLOSO, D. Correlações entre SPT e resultados de penetração contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 8., Porto Alegre, 1986. **Anais**. Porto Alegre: ABMS, 1986. v.6. p.103-113.

DANZIGER, F.A.B.; VELLOSO, D. Correlation between CPT and SPT for some Brazilian soils. In INTERNATIONAL SYMPOSIUM PENT. TESTING, Linkoping, Suécia, 1995. **Anais**. s.L.: s.n., 1995. p.155-160.

DAS, B.M. **Advanced soil mechanics**. McGraw-Hill, 1983.

DE MELLO, L.G.; S. PARAÍSO. Variable energy dynamic load test on 1.0 m diameter CFA pile. In: BAP, 3, Bélgica, 1998. **Anais**. s.L.:s.n., 1998. p.321-334.

DE MELLO, V.F.B. The standard penetration test. In: PAN AMERICAN SOIL CONFERENCE, 4., San Juan, 1971. **Anais**. s.L.: s.n., 1971. v.1, p.1-86.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas, Estacas. In: HACHICH ET AL. **Fundações Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1996. p.265-302.

DÉCOURT, L. Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., São Paulo, 1991. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1991. v.2, p.340-362.

DÉCOURT, L. The standard penetration test – state of art report. . In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., Rio de Janeiro, 1989. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS, 1989. p.2405-2416.

DÉCOURT, L.; BELINCANTA, A.; QUARESMA FILHO, A. Brazilian experience on SPT. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., Rio de Janeiro, 1989. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS, 1989. p.49-54.

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R. The SPT-F, an improved SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., São Paulo, 1991. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1991. v.1, p.106-110.

DECOURT, L.; QUARESMA, A.R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., Rio de Janeiro, 1978. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS, 1978. p.45-53.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **Solos – determinação da densidade real, Norma rodoviária, Método de ensaio**. DNER-ME 093, 1994

DUARTE, J.M.G. A resistência residual dos solos da Formação Guabirotuba e sua importância na estabilidade de taludes. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.77-91.

DUARTE, J.M.G. **Um estudo geotécnico sobre o solo da Formação Guabirotuba, com ênfase na determinação da resistência residual**. 1986. 168p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

DUNCAN, J.M.; DUNLOP, P. Slopes in stiff-fissured clays and shales. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, 6449, SM2, p.467-492, 1969.

FELIPE, R.S. A erodibilidade da Formação Guabirotuba. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.53-63.

FOOKES, P.G. Orientation of fissures in stiff overconsolidated clay of the Siwalik system. **Géotechnique**, 15 (2), p.195-206, 1965.

FORTIN, P. **Mobilisation, fractionnement et accumulation des terres rares lors de l'altération latéritique de sédiments argilo-sableux du bassin de Curitiba (Brésil)**. 1989. 189p. Tese (Doutorado) - Centre de Géologie Générale et Minière et Laboratoire de Pétrologie de la Surface, Université de Poitiers.

FORTIN, P.; TRESQUES, J.J.; MELF, A.J.; SCHMITT, J.M.; THIRY, M. Rare earth elements (REE) accumulations in the Curitiba Basin (Brazil). In: INTERNATIONAL GEOCHEMICAL EXPLORATION SYMPOSIUM, Rio de Janeiro, 1989. **Anais**. s.L.: s.n., 1989.

FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. s.L.: Wiley-Interscience Publication, 1979.

GALVES, M. L.; MASSAD, F. Características geotécnicas de argilas duras cinza-esverdeadas da Bacia Sedimentar de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., Olinda/Recife, 1982. **Anais**. s.L.: ABMS, 1982. p.96-103.

GARGA, V.K. Effect of sample size on consolidation of a fissured clay. **Canadian Geotechnical Journal**, no.25, p.76-84, 1988.

GARTUNG, E. Excavation in hard clays of the Keuper Formation. In: ASCE, GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION NO. 2. **Geotechnical Aspects of Stiff and Hard Clays**. ASCE, 1987. p.69-83.

GDS Instruments Ltd. **The GDS Users Handbook – Introducing the GDS triaxial automated system**. Surrey, UK: GDSTAS, 1997.

GIBSON, R.; ANDERSON, W.F. In situ measurements of soil properties with the pressuremeter. **Civil Engineering Public Works Review**, 56, no.658, p.615-618, 1961.

GIBSON, R.E.; HENKEL, D.J. The influence of duration of tests at constant rate of strain on measured “drained” strength. **Géotechnique**, 4 (1), p.6-15, 1954.

GOBLE, G.G.; LIKINS, G.E; RAUSCHE, F. **Bearing capacity of piles from dynamic measurements**. Cleveland: Case Western Reserve University, 1975. Final Report.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C.S.; BERNARDES, G.P. **Ensaio de carregamento dinâmico**. Estacas Benaton, 1996. 269p.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C.S.; BERNARDES, G.P.; Fortunato, S.G.S. **Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos**. Estacas Benaton, 2000. 252p.

GRL. **GRLWEAP program, procedures and models**. Cleveland: Goble Rausche Likins and Associates, Inc., 1998. 96p.

HACH-HACH, A.M.; ZUQUETTE, L.V. Inventário dos movimentos de massa gravitacionais na região leste da Grande Curitiba (PR) – Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 11, Brasília, 1988. **Anais**. s.L.: ABMS, 1988. v.1, p.505-513.

HASUI, Y.; CARNEIRO, C.D.R. Origem e evolução da bacia sedimentar de São Paulo. In: MESA REDONDA ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA SEDIMENTAR DE SÃO PAULO, São Paulo, 1980. **Anais**. São Paulo: ABGE/SBG, 1980. p.5-13.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 1998. v.3. 428p.

HUSSEIN, M., G. LIKINS E F. RAUSCHE. Selection of a hammer for high-strain dynamic testing of cast-in-place shafts. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 5., Orlando:1996. **Anais.** s.L.: s.n., 1996. p.759-772.

ISSMFE - INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **International reference test procedure for cone penetration test (CPT)**, 1989.

ISSMFE - INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **International reference test procedure for standard penetration test (SPT)**, 1988.

KLINGBERG, D.J.; MACKENZIE, P. High capacity dynamic load tests for bored piles in Sydney shale. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 6., São Paulo, 2000. **Anais.** Rotterdam: A.A. Balkema., 2000. p.403-406.

KORMANN, A.C.M. Comportamento de argilas rijas: aspectos geotécnicos da Formação Guabirotuba. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais.** Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.119-128.

KORMANN, A.C.M. **Formação Guabirotuba (Curitiba-PR): aspectos geotécnicos e comportamento de fundações profundas.** 2000. 84p. Exame de qualificação de doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

KORMANN, A.C.M., CHAMECKI, P.R., ANTONIUTTI NETO, L.; RUSSO NETO, L. Ensaio de carregamento dinâmico: avaliações do set-up de uma estaca cravada em argila sobreadensada. In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, 2., Porto Alegre, 2000a. **Anais.** s.L.: s.n., 2000. p.43-51.

KORMANN, A.C.M., P.R. CHAMECKI, L. RUSSO NETO, L. ANTONIUTTI NETO; G.P. BERNARDES. Behavior of short CFA piles in an overconsolidated clay based on static and dynamic load tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 6., São Paulo, 2000c. **Anais.** Rotterdam: A.A. Balkema., 2000. p.707-714.

KORMANN, A.C.M., P.R. CHAMECKI, L. RUSSO NETO, L. ANTONIUTTI NETO; G.P. BERNARDES. Estacas hélice contínua em argila sobreadensada: comportamento em provas de carga estáticas e dinâmicas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., São Paulo, 2000b. **Anais.** São Paulo: ABMS/ABEF, 2000. p.58-70.

KORMANN, A.C.M.; ANTONIUTTI NETO, L.A.; RUSSO NETO, L.R. Ensaio de carregamento dinâmico: caso de obra com estaca cravada em terreno da Formação Guabirotuba. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999c. **Anais.** Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.173-182.

- KORMANN, A.C.M.; CHAMECKI, P.R.; BOSZCZOWSKI, R.B.; BORGA, P.C.; NASCIMENTO, N.A. Ensaios de cisalhamento direto em argila rija da Formação Guabirota: influência da velocidade de deslocamento, In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999d. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.29-36.
- KORMANN, A.C.M.; CHAMECKI, P.R.; NASCIMENTO, N.A.; DYMINSKI, A.S. Load tests on continuous flight auger piles in the Guabirota Formation. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11., Foz do Iguaçu, 1999a. **Anais**. s.L.: s.n. 1999. p.1537-1544.
- KORMANN, A.C.M.; NASCIMENTO, N.A.; CHAMECKI, P.R.(Ed). **Anais da mesa redonda características geotécnicas da Formação Guabirota**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999b. 202 p.
- LADD, C.C.; FOOT, R. New design procedure for stability of soft clays. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, s.L., 100 (7), p.591-602, 1977.
- LADD, C.C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H.G. Stress-deformation and strength characteristics. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., Tokio, 1977. **Anais**. s.L.: s.n. 1977. v.2, p.421-494.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.
- LIGOCKI, L.P.; DRUSZCZ, M.T. **Fundações na região metropolitana de Curitiba e determinações in situ e laboratoriais na Formação Guabirota**. Curitiba, 1999. Relatório de Iniciação Científica, PIBIC/CNPq/UFPR. Não publicado.
- LIKINS, G. "Helpful hints" for field testing and data interpretation using the pile driving analyzer. In: PILE DYNAMICS. **PDA-W Manual**. Cleveland: Pile Dynamics, 1999. 26p.
- LIKINS, G.E.; M.H. HUSSEIN. High strain dynamic testing of drilled shafts and cast-in-place piles. In: ANNUAL MEMBERS CONFERENCE MEET, 20., Charleston, 1995. **Anais**. s.L.: Deep Foundation Institute, 1995.
- LITTON, R.L. Prediction of movement in expansive clays. In: ASCE, GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION NO. 40. **Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments**. ASCE, 1994. p.1827-1845.
- LIU, C., Q. LIN; F. SHI. Determining the bearing capacity of large-diameter bored cast-in-situ piles by high strain dynamic pile-testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATIONS OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 5., 1996. **Anais**. s.L.:s.n., 1996. p.797-804.
- LO, K.Y. The operational strength of fissured clays. **Géotechnique**, 20, (1), p.57-74, 1970.

- LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J.M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. Londres: Blackie Academic & Professional, 1997.
- MARCHETTI, S. A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability. In: CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENTS OF SOIL PROPERTIES, 2., Nova Iorque, 1975. **Anais**. Nova Iorque: ASCE, 1975. p.255-259.
- MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, 106, GT3, p.299-321, 1980.
- MARCHETTI, S. Keynote lecture - The flat dilatometer – design applications. In: GEOTECHNICAL ENGINEERING CONFERENCE, 3., Cairo, 1997. **Anais**. Cairo: Cairo University, 1997.
- MARCHETTI, S.; CRAPPS, D.K. **Flat dilatometer manual**. Report Schmertmann & Crapps Inc., 1981.
- MARINHO, F.A.M. **Mecânica dos solos não saturados**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1997. 130p.
- MARSLAND, A. The shear strength of fissured clays. In: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, London, 1972. **Anais**. London: Whitefriars Press, 1972. p. 59-68.
- MARSLAND, A.; RANDOLPH, M.F. Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London Clay. **Géotechnique**, 27(2), p.217-243, 1977.
- MASSAD, F. Características e propriedades geotécnicas de alguns solos da bacia de São Paulo. In: MESA REDONDA ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA SEDIMENTAR DE SÃO PAULO, São Paulo, 1980. **Anais**. São Paulo: ABGE/SBG, 1980. p.53-93.
- MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos. **Solos e Rochas**, 15 (2), p.103-115. 1992.
- MASSAD, F.; PINTO, C.S.; NADER, J.J. Resistência e deformabilidade. **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1992. p.141-179. Capítulo 5.
- MASSAD, F.; ROCHA, J.L.R.; YASSUDA, A.J. Algumas características geotécnicas de solos da Formação Guabirota. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, Rio de Janeiro, 1981. **Anais**. s.L.: s.n., 1981. p.706-723.
- MAYNE, P.W.; KULHAWY, F.H. K_0 – OCR relationships in soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, s.L., 17152, 108 (GT6), p.851-872, 1982.
- MAYNE, P.W.; ROBERTSON, P.K.; LUNNE, T. Clay stress history evaluation from seismic piezocone tests. In: GEOTECHNICAL SITE CHARACTERIZATION, 1., Georgia, 1998. **Anais**. Rotterdam: A.A. Balkema., 1998. p.1113-1118.

MCMANIS, K.; ARMAN, A. Sampling and testing of stiff crustal clays. In: ASCE, GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION NO. 2. **Geotechnical Aspects of Stiff and Hard Clays**. ASCE, 1987. p.1-13.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora da UFRJ, 1997. 380p.

MELO, M.S.; COIMBRA, A.M.; RICCOMINI, C. Evolução dos conhecimentos sobre a geologia da Bacia de São Paulo na década de oitenta. In: WORKSHOP GEOLOGIA DA BACIA DE SÃO PAULO, São Paulo, 1989. **Anais**. São Paulo: s.L., 1989. p.1-11.

MELO, M.S.; RICCOMINI, C.; HASUI, Y.; ALMEIDA, F.F.M.; COIMBRA, A.M. Geologia e evolução do sistema de bacias tafrogênicas continentais do sudeste do Brasil. **Revista Brasileira de Geociências**, s.L., v.15, p.175-181, 1985.

MESRI, G.; HAYAT, T.M. The coefficient of earth pressure at rest. **Canadian Geotechnical Journal**, 30, p.647-666, 1993.

MEYERHOF, G.G. Scale effects of ultimate pile capacity. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.109, no. 6, p.797-806, 1983.

MINEROPAR. **Mapeamento geológico-geotécnico na região do Alto Iguaçu**. Curitiba: Mineropar - Minerais do Paraná S.A., 1994. (Relatório, 2 v).

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behavior**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1976. 422p.

MORGENSTERN, N. Slopes and excavations in heavily over-consolidated clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., Tokyo, 1977. **Anais**. s.L.: s.n., 1977. p.567-581.

MORI, R.T.; RODRIGUES, R.; PIMENTEL, P.J.P. Comportamento de argilas pré-adenadas do terciário em taludes de corte da Rodovia dos Trabalhadores, em São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., Olinda/Recife, 1982. **Anais**. s.L.: ABMS, 1982. p.128-138.

NASCIMENTO, N.A. **Um estudo laboratorial em amostras indeformadas do solo sedimentar da Bacia de Curitiba e do solo residual de basalto do Paraná**. 1992. Tese (concurso para professor titular) - UFPR, Curitiba.

NASCIMENTO, N.A.; CHAMECKI, P.R.; RUSSO NETO, L.; MERCURI, A. Estudo paramétrico preliminar dos solos sedimentares característicos da Bacia de Curitiba. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**. s.L.: ABMS, 1994. v.4, p.1277-1284.

NASCIMENTO, N.A.; PUPPI, R.F.K. Formação Guabirotuba: algumas características e comentários sobre fundações e contenções. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.189-196.

NEGRO JR., A.; SOZIO, L.E.; FERREIRA, A.A. Capítulo 13 – Túneis. **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1992. p.297-328.

NIYAMA, S.; AOKI, N. Correlação entre provas de carga dinâmica e estática no campo experimental da EPUSP/ABEF. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., São Paulo, 1991. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1991. p.285-293.

NIYAMA, S.; DE CAMPOS, G.C. NAVAJAS, S.; PARAÍSO, S.C.; COSTA, C.M.C.; BARBOSA, G.E. Dynamic load test of cast in place using a free hammer. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 6., São Paulo, 2000a. **Anais**. Rotterdam: A.A. Balkema., 2000. p.429-434.

NIYAMA, S.; NAVAJAS, S.; DE CAMPOS, G.C. Dynamic testing of larger pile using free fall loading system in a harbour work. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 6., São Paulo, 2000b. **Anais**. Rotterdam: A.A. Balkema., 2000. p.435-440.

NUNES, A.J.C. Foundations on expansive rocks in Brazil. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ROCK MECHANICS, 4., Montreaux, Suíça, 1979. **Anais**. s.L.: s.n., 1979.

ORTIGÃO, J.A.R.; LOURES, T.R.R.; NOGUEIRA, C.; ALVES, L.S. Slope failures in tertiary expansive OC clays. In: JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, September 1997. **Anais**. s.L.:s.n., 1997. p.812-817.

PACHECO SILVA, F. Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., Rio de Janeiro, 1970. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS, 1970. v.2, tomo I, p.225-232.

PALMER, A.C. Undrained plate-strain expansion of a cylindrical cavity in a clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. **Géotechnique**, 22(3), p.451-457, 1972.

PARAÍSO, S.C.; COSTA, C.M.C.; SOARES, E.P. Dynamic load test on high capacity pile socketed in basaltic rock. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 6., São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam: A.A. Balkema., 2000. p.441-450.

PEREIRA, E.M. **Estudo do potencial expansivo dos materiais argilosos da Formação Guabirotuba na região do Alto Iguaçu-PR**. 1999. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

PILE DYNAMICS. **CAPWAP for windows manual**. Cleveland: Pile Dynamics, 2000b. 163p.

PILE DYNAMICS. **Pile driving analyzer, PAL model, users manual**. Cleveland: Pile Dynamics, 2000b.

PILE DYNAMICS. **PIT – pile integrity tester – collector model, users manual**. Cleveland: Pile Dynamics, 1998.

PINTO, C.S. Capítulo 2 - Propriedades dos solos. In: HACHICH ET AL. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996. p.51-118.

PINTO, C.S., ABRAMENTO, M. **O pressômetro de auto-furação de Cambridge (camkometer) – metodologia de ensaio e exemplo de aplicação a solo residual de gnaïsse**. São Paulo: ABMS, 1995. 63p.

PINTO, C.S.; ABRAMENTO, M. Características das argilas rijas e duras, cinza-esverdeadas de São Paulo determinadas por pressômetro de auto-furação camkometer. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., Brasília, 1998. **Anais**. s.L.: ABMS. v.II, p.871-878.

PINTO, C.S.; MASSAD, F. Características dos solos variegados da cidade de São Paulo. **Publicação Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo**, 984, 31p, 1972.

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

POTTS, D.M.; DOUNIAS, G.T.; VAUGHAN, P.R. Finite element analysis of the direct shear box test. **Géotechnique**, 37 (1), p.11-24, 1987.

POTTS, D.M.; KOVACEVIC, N.; VAUGHAN, P.R. Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. **Géotechnique**, 47 (5), p.953-982, 1997.

POTTS, D.M.; KOVACEVIC, N.; VAUGHAN, P.R. Discussion, Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. **Géotechnique**, 50 (2), p.203-205, 2000.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile foundation and design**. John Wiley & Sons, 1980. 397p.

POWELL, J.J.M.; QUATERMANN, R.S.T. The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., Orlando, 1988. **Anais**. s.L.: s.n., 1988. v. 2, p.903-909.

POWELL, J.J.M.; UGLOW, I.M. Marchetti dilatometer testing in UK soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., Orlando, 1988. **Anais**. s.L.: s.n., 1988. v. 1, p.555-562.

PRATES, C. Algumas considerações técnicas sobre fundações na camada de argila siltosa da Formação Guabirotuba. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.43-52.

- QUARESMA FILHO, A. Caracterização de solos contaminados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, São José dos Campos, 1999. **Anais**. São José dos Campos: ABMS, 1999. p.107-112.
- QUARESMA, A.R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R., ALMEIDA, M.S.S.; DANZIGER, F. Capítulo 3 - Investigações Geotécnicas. In: HACHICH ET AL. **Fundações Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1996. p.119-162.
- RANZINI, S.M.T. SPTF. **Solos e Rochas**, v.11, n.único, p.29-30, 1988.
- RAUSCHE, F. ; GOBLE, G. G.; LIKINS, G. E. Dynamic determination of pile capacity **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, v.3, no.3, p.367-383, 1985.
- RAUSCHE, F., B. RICHARDSON; G. LIKINS. Multiple blow CAPWAP analysis of pile dynamic records. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATIONS OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 5., 1996. **Anais**. s.L.:s.n., 1996. p.435-446.
- RAUSCHE, F.; GOBLE G. G.; MOSES, F. A new testing procedure for axial pile strength. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, 3., Houston, 1971. **Anais**. s.L.: s.n., 1971. p.633-642.
- RAUSCHE, F.; MOSES, F.; GOBLE, G.G. Soil resistance predictions from pile dynamics. **ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, s.L., 98, no.9, p.917-937, 1972.
- REESE, L.C.; O'NEILL, M.W. **Drilled Shafts: construction procedures and design methods**. Federal Hwy. Adm. Publ. FHWA-HI-88-042, 1988. 564p.
- RICCOMINI, C. **O Rift Continental do Sudeste do Brasil**. 1989. 256p. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- RICCOMINI, C.; COIMBRA, A.M. Capítulo 2 - Geologia da bacia sedimentar. **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1992. p.37-94.
- RICCOMINI, C.; COIMBRA, A.M.; TAKIYA, H. Tectônica e sedimentação na Bacia de São Paulo. **Problemas Geológicos e Geotécnicos na Região Metropolitana de São Paulo**. São Paulo: ABAS/ABGE/SBG, 1992. p.21-45.
- RICCOMINI, C.; MELO, M.S.; ALMEIDA, F.F.M.; HASUI, Y. Geologia da Bacia de Volta Redonda. In: ACADEMIA BRASILEIRA DE CIÊNCIAS, 57, Rio de Janeiro, 1985. **Anais**. s.L.: s.n., 1985. p.518-519.
- RICCOMINI, C.; TESSLER, M.G.; SUGUIO, K. Novas evidências de atividade tectônica moderna no sudeste brasileiro: os depósitos falhados da Formação Pariquera-Açu. **Publicação Avulsa ABEQUA**, 2, p.29-42, 1984.
- ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G.; GILLESPIE, D.; GREIG, J. Use of piezometer cone data. In: SPECIALTY CONFERENCE ON USE IN SITU TESTS GEOTCH. ENGINEERING, Nova Iorque, 1986. **Anais**. Nova Iorque: ASCE, 1986.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G.; WIGHTMAN, A. SPT-CPT correlations. **ASCE: Journal of Geotechnical Engineering**, Nova Iorque, 109, no.11, p.1449-1459, 1983.

RUSSO NETO, L., KORMANN, A.C.M., ANTONIUTTI NETO, L.; DEBAS, L.F. PIT – ensaio de integridade em estacas. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999b. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.183-188.

RUSSO NETO, L.; ANTONIUTTI, L.A.; DEBAS, L.F. Prova de carga estática horizontal em estacas pré-moldadas na Formação Guabirotuba. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999a. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.167-172.

SALAMUNI, E. **Tectônica da bacia sedimentar de Curitiba (PR)**. 1998. 214p. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências e Ciências Exatas, UNESP, Rio Claro.

SALAMUNI, E.; HASUI, Y.; COSTA, J.B.S.; BORGES, M.S.; EBERT, H.D. Sobre a tectônica da bacia sedimentar de Curitiba (Pr/Br). In: CONGRESO URUGUAYO DE GEOLOGIA, 2, Punta del Este, 1998. **Anais**. s.L.: s.n., 1998. v.1, p.10-15.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. Contexto geológico da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.7-15.

SALAMUNI, E.; EBERT, H.D.; HASUI, Y. As estruturas tectônicas e atectônicas da bacia sedimentar de Curitiba. In: CONGRESSO DA ABEQUA, 6., Curitiba, 1997. **Anais**. s.L.: s.n., 1997.

SAMPAIO JR. **Apresentação dos resultados dos ensaios pressiométricos realizados no sítio experimental da UFPR, em Curitiba**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Laboratório de Mecânica dos Solos, 30 p., 2002. Não publicado. (Relatório).

SCHMERTMANN, J.H. Past, present and future of the flat dilatometer test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE FLAT DILATOMETER, 1., Edmonton, 1983. **Anais**. s.L.: s.n., 1983.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189p.

SCHULZ, R.; KHERA, R.P. Lateral pressure in a stiff clay. In: ASCE, GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION NO. 2. **Geotechnical Aspects of Stiff and Hard Clays**. ASCE, 1986. p.44-59.

SEIDEL, J. E F. RAUSCHE. Correlation of static and dynamic pile tests on large diameter drilled shafts. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATIONS OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 2., 1984. **Anais**. s.L.: s.n., 1984. p.313-318.

SEITZ, J.M. Dynamic testing of bored piles in non-cohesive soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE APPLICATIONS OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 2., 1984. **Anais**. s.L.: s.n., 1984. p.201-209.

SIEDLECKI, K.N.; FIORI, A.P. Comportamento geotécnico do solo residual da Formação Guabirota (PR) à interação com soluções contaminantes. In: MESA REDONDA CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA, Curitiba, 1999. **Anais**. Curitiba: ABMS/UFPR, 1999. p.65-76.

SIGA JR., O.; BASEI, M.A.S.; REIS NETO, J.M.; MACHIAVELLI, A.; HARARA, O.M. O Complexo Atuba: um cinturão paleoproterozóico intensamente retalhado no neoproterozóico. **Boletim do Instituto de Geociências**, Série Científica, USP, v.26, p.69-98, 1996.

SILVA, P. C. S. **Programa levantamentos geológicos básicos do Brasil, Folha SG.22-X-D-I, Escala 1:100.000**. Curitiba: CPRM, 1999.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. **Géotechnique**, 36(3), p.425-447, 1986.

SKEMPTON, A.W. Horizontal stresses in an over-consolidated Eocene clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Paris, 1961. **Anais**. Paris: s.n., 1961 p.351-357.

SKEMPTON, A.W. Long-term stability of clay slopes. **Géotechnique**, 14 (2), p.77-102, 1964. 4th Rankine Lecture.

SKEMPTON, A.W. Slope stability of cuttings in brown London clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Tokyo, 1977. **Anais**. s.L.: s.n. p.261-270.

SKEMPTON, A.W.; LA ROCHELLE, P. The Bradwell slip: a short-term failure in London clay. **Géotechnique**, 15 (3), p.221-242, 1965.

SKEMPTON, A.W.; SCHUSTER, R.L.; PETLEY, D.J. Joints and fissures in the London clay at Wraybury and Edgware. **Géotechnique**, 19, (2), p.205-217, 1969.

SMITH, E.A.L. Pile driving analysis by the wave equation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE**, SM4, p.35-61, 1960.

SOARES, M. M.; MATOS, S. F. D.; MELLO, J. R. C. Pile driveability studies, pile driving measurements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY ON PILES, 2., Estocolmo, 1984. **Anais**. s.L.: s.n., 1984. p.64-71.

SOLUM. **Relatório de ensaio de campo de penetração de cone**. Curitiba: Solum Engenharia e Geologia, 2000. Não publicado. (Relatório).

STROUD, M.A. The standard penetration test – its application and interpretation. In: CONFERENCE ON PENETRATION TESTING IN THE UK, Londres, 1989. **Anais**. Londres: Thomas Telford, 1989.

STROUD, M.A. The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., Birmingham, 1974. **Anais**. s.L.: s.n., 1974. p.367-375.

STROUD, M.A.; BUTLER, F.G. The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials. In: SYMPOSIUM ON ENGINEERING PROPERTIES OF GLACIAL MATERIALS, Birmingham, 1975. **Anais**. s.L.: Millands Geotechnical Society, 1975. p.117-128.

SUGUIO, K. Síntese dos conhecimentos sobre a sedimentação na Bacia de São Paulo. In: MESA REDONDA ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA SEDIMENTAR DE SÃO PAULO, São Paulo, 1980. **Anais**. São Paulo: ABGE/SBG, 1980. p.25-32.

TANAKA, A.; BAUER, G.E. Dilatometer tests in a Leda clay crust. In: GEOTECHNICAL SITE CHARACTERIZATION, 1., Georgia, 1988. **Anais**. Rotterdam: A.A. Balkema., 1998. p.877-882.

TAVARES, A.X. Recalque de fundação em argila pré-adensada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, 1986. **Anais**. s.L.: ABMS, 1986. p.213-222.

TERZAGHI, K.V. Stability of slopes of natural clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., Cambridge, 1936. **Anais**. s.L.: s.n., 1936. p.161-165.

TERZAGHI, K.V.; PECK, R.B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. John Wiley & Sons, 1996. 549p.

THOMSON, S.; KJARTANSON, B.H. A study of delayed failure in a cut slope in stiff clay. **Canadian Geotechnical Journal**, 22, p.286-297, 1985.

THORNE, C.P. Strength assessment and stability analyses for fissured clays. **Géotechnique**, 34(3), p.305-322, 1984.

TOMLINSON, M.J. Some effects of pile driving on skin friction. In: CONFERENCE ON BEHAVIOR OF PILES, Londres, 1970. **Anais**. s.L.: Institute of Civil Engineers, 1970. p.59-66.

TRESCASES, J.J.; FORTIN, N.; MELFI, A.; NAHON, D. Rare earth elements accumulation in lateritic weathering of pliocene sediments Curitiba Basin (Brazil). In: INTERNATIONAL MEETING GEOCHEMISTRY OF THE EARTH SURFACE AND PROCESSES OF MINERAL FORMATION, Granada, 1986. **Anais**. s.L.: s.n., 1986. p.259-272.

- VALLEJO, L.E. Mechanics of crack propagation in stiff clays. In: ASCE, GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION NO. 2. **Geotechnical Aspects of Stiff and Hard Clays**. ASCE, 1986. p.14-27.
- VALLEJO, L.E. The influence of fissures in a stiff clay subjected to direct shear. **Géotechnique**, 37(1), p.69-82, 1987.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., Zurich, 1953. **Anais**. s.L.: s.n., 1953. v. 2, p.125-151.
- VARGAS, M. Capítulo 1 - Evolução dos conhecimentos. **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1992. p.1-35.
- VARGAS, M.; PINTO, C.S.; MARINHO, F.A.M. As areias basais de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília, 1998. **Anais**. s.L.: ABMS, 1998. v.2, p.721-728.
- VELLOSO, P.P.C. **Fundações: aspectos geotécnicos**. Edipuc, 1982. 3 volumes, 1163p.
- VIANNA, A. P. F. **Análise de provas de carga estática em estacas pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba e região metropolitana**. 2000. 180 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos.
- WALSH, J.B. The effect of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks. **Journal of Geopys.**, 70, p.5249-5257, 1965.
- WILLIAMS, A.A.B.; JENNINGS, J.E. The in situ shear behaviour of fissured soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., Tokyo, 1977. **Anais**. s.L.: s.n., 1977. p.169-176.
- WOLLE, C.M.; SILVA, L.C.R. Capítulo 11 – Taludes. **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1992. p.249-277.
- WROTH, C.P. The interpretation of in situ soil tests. **Géotechnique**, 34(4), p.449-489, 1984.
- YASSUDA, C.T.; HORI, K.; ROCHA, H.C. Capítulo 4 - Água do subsolo. **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1992. p.111-140.

ASPECTOS GEOLÓGICOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

2.1 Introdução e Contexto Regional

Para uma compreensão mais aprofundada das propriedades geotécnicas da Formação Guabirota, assume particular importância o estudo de seus aspectos geológicos e da evolução da Bacia de Curitiba, dentro de um contexto regional mais amplo.

A Formação Guabirota está inserida na Bacia Sedimentar de Curitiba (Figura 2.1), da qual é a principal unidade estratigráfica. A Bacia de Curitiba abrange a maior parte da capital paranaense e região metropolitana, possuindo uma área aproximada de 3000 km².

A Bacia de Curitiba pertence ao *Rift Continental do Sudeste do Brasil – RCSB* (Riccomini, 1989). De acordo com Almeida (1967), a partir de um evento tectônico que teve proporções continentais, ocorrido há 120 milhões de anos – a *Reativação Wealdeniana* –, deu-se a abertura do Atlântico Sul, com a América do Sul separando-se da África. Após esse episódio, as reativações de falhas e rupturas ao longo de planos de fraqueza da crosta no sudeste brasileiro determinaram o aparecimento de depressões alongadas e relativamente estreitas – os *rifts*. Tais estruturas, que podiam

se estender por dezenas de quilômetros, possuíam a geometria típica de *horsts* e *grabens*, sendo limitadas em suas bordas por falhas extensionais (de tração). Principalmente durante o Terciário, ciclos erosivos preencheram essas depressões, determinando o aparecimento de uma série de bacias sedimentares ditas *tafrogênicas*, as quais guardam certas semelhanças entre si.

Na Figura 2.2 pode-se observar o contexto geológico e tectônico do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil - *RCSB*, estando representadas algumas das bacias que o compõem. De acordo com Riccomini e Coimbra (1992), o *RCSB* engloba, de sudoeste para noroeste:

- a bacia de Curitiba (PR);
- a Formação Alexandra (PR);
- o *Graben* de Guaraqueçaba (PR);
- a Formação Pariquera-Açu (SP);
- o *Graben* de Sete Barras (SP);
- a Bacia de São Paulo (SP);
- a Bacia de Taubaté (SP);
- a Bacia de Resende (RJ);
- a Bacia de Volta Redonda (RJ);
- o *Graben* da Guanabara (RJ);
- a Bacia de Itaboraí (RJ);
- o *Graben* de Barra de São João (RJ).

O *RCSB* segue uma faixa com cerca de 900 km de extensão e 50 a 100 km de largura, distando em média 70 km da costa. Os tipos litológicos predominantes ao longo do *Rift* são marcados por um intenso falhamento. As reativações dessas feições e eventos tectônicos posteriores deixaram registros nos sedimentos cenozóicos que preenchem hoje as bacias sedimentares do *RCSB*. Evidências de que os solos depositados nessas bacias sofreram a ação de esforços tectônicos, durante e após a fase de sedimentação, são apresentadas por diversos autores (e.g. Campanha et al., 1985; Riccomini, 1989; Riccomini e Coimbra, 1992).

A grosso modo, os sedimentos terciários das bacias do *RCSB* caracterizam-se por intercalações de sedimentos argilosos e granulares, cuja fonte esteve associada a

regolitos desenvolvidos nos afloramentos das rochas constituintes do *Rift*. O entendimento de que existe uma gênese comum à Bacia Sedimentar de Curitiba e às outras bacias tafrogênicas do sudeste brasileiro pode ser útil para delinear possíveis semelhanças de comportamento geotécnico entre os solos destas unidades.

2.2 A Bacia de Curitiba

Informações detalhadas sobre a geologia da região de Curitiba podem ser encontradas nos trabalhos de Bigarella e R. Salamuni (1962), Becker (1982) e E. Salamuni (1998). Este último autor, em particular, revisou profundamente os conhecimentos geológicos sobre a Formação Guabirota, acrescentando um grande volume de dados e enfatizando os aspectos tectônicos que influenciaram a evolução da Bacia de Curitiba.

A Figura 2.3 apresenta um mapa geológico de Curitiba e arredores. De acordo com Bigarella e Salamuni (1957, 1959), a geologia da região pode ser dividida em três compartimentos distintos:

- embasamento, formado por rochas do Complexo Cristalino;
- depósitos do “quaternário antigo” (a Formação Guabirota propriamente dita) e
- depósitos alúvio-coluvionares holocênicos, associados à atividade fluvial.

O embasamento é constituído principalmente por migmatitos de idade proterozóica inferior, pertencentes ao Complexo Atuba (Siga Jr. et al., 1996). Entretanto, outras litologias também se fazem presentes, tais como paragneisses, quartzitos, quartzos xistos, micaxistos, anfibolitos e gnaisses-granitos. Diques de diabásio aparecem em granitos alcalinos da Serra do Mar, em rochas do Complexo Atuba e em unidades proterozóicas a norte-nordeste da Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998). O embasamento apresenta falhas e juntas de origem tectônica, orientadas principalmente para NE-SW, ENE-WSW e NW-SE. A distribuição dessas litologias e feições pode, em parte, ser observada na Figura 2.3.

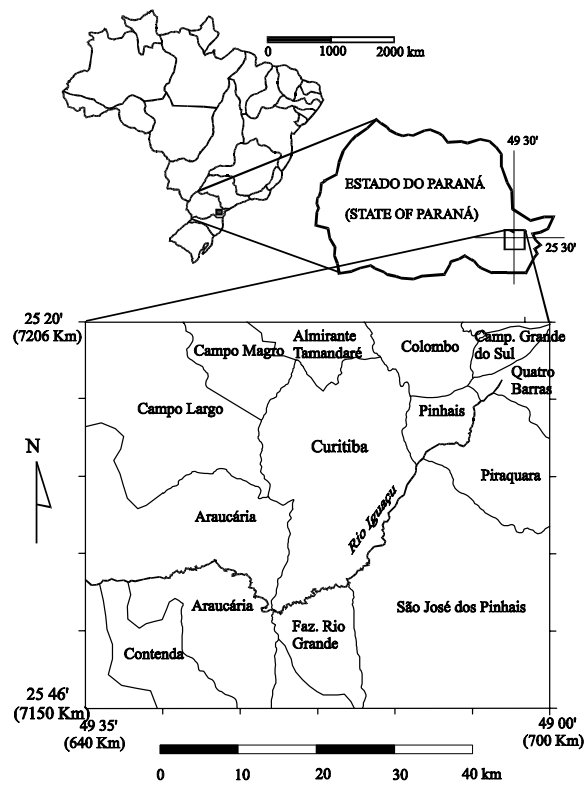


Figura 2.1. Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).

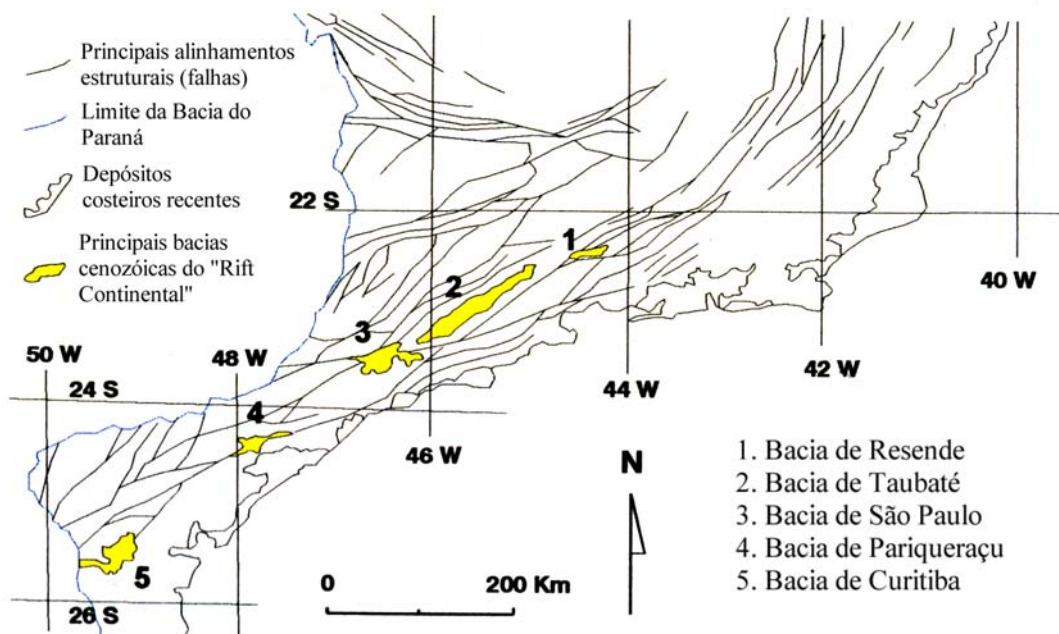


Figura 2.2. Algumas bacias do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil (Salamuni, 1998).

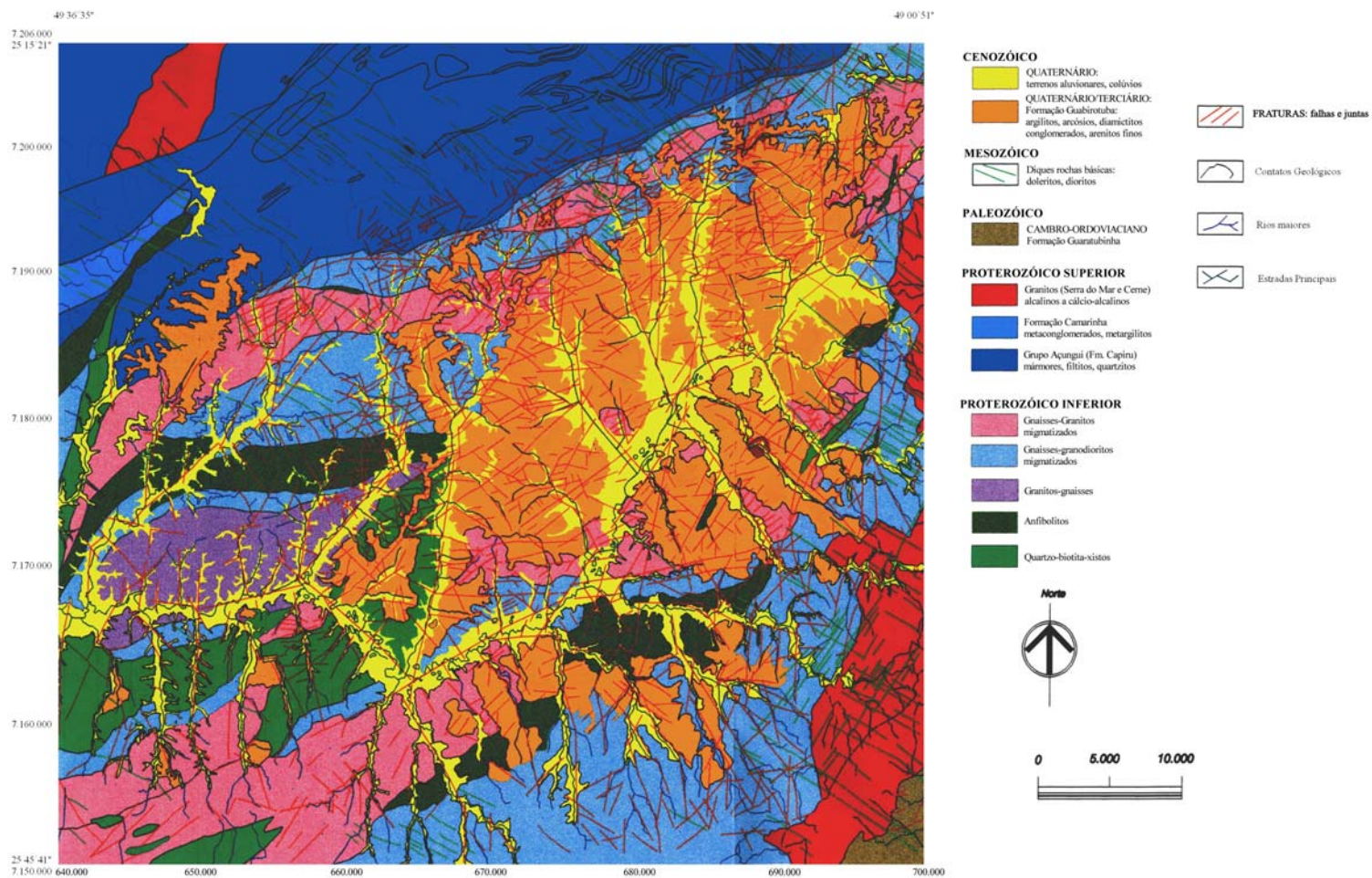


Figura 2.3. Mapa geológico de Curitiba e arredores (Salamuni, 1998).

A Figura 2.4 apresenta o contorno estrutural do embasamento, o qual consiste em uma depressão alongada, orientada no sentido NE-SW. A jusante da atual drenagem, que se dá pelo Rio Iguaçu e afluentes, a calha da bacia apresenta uma inflexão para o sentido E-W. As menores altitudes do embasamento situam-se em torno de 820 m acima do nível do mar, sendo 870 m a cota média.

A calha da Bacia de Curitiba foi preenchida principalmente por sedimentos argilosos, argilo-siltosos ou silto-argilosos, de idade terciária. Fazem-se presentes também pacotes arenosos arcóianos (estratos com alto teor de feldspato), conglomerados e horizontes de caliches (depósitos carbonáticos). Bigarella e Salamuni (1962) designaram o conjunto desses materiais como Formação Guabirota, emprestando o nome do bairro da cidade “onde puderam ser observadas as melhores exposições dos sedimentos”.

A Figura 2.5 representa simplificada a topografia atual da região, que se caracteriza por ser relativamente plana e possuir uma pequena declividade no sentido NE-SW. Colinas suaves são comuns, as quais, na área da Formação Guabirota, alongam-se paralelamente aos vales esculpido pela drenagem principal. As colinas chegam a uma altitude máxima de 960 m, exibindo patamares suaves, com inclinações que em geral são inferiores a 6 % (Canali e Muratori, 1981). De acordo com Salamuni (1998), dificilmente são encontrados sedimentos da Formação Guabirota acima de 940 m de altitude. Em meio aos sedimentos, podem ocorrer pontos mais altos – normalmente colinas com formato arredondado –, associados a afloramentos do embasamento. Os rios formaram planícies de largura variável, nas quais a remoção dos sedimentos terciários deu lugar a depósitos aluvionares holocênicos. Os pontos mais baixos da bacia correspondem à cota 870 m, estando situados a sudoeste.

Na Figura 2.6 pode-se observar um mapa de *isoprofundidades* dos sedimentos, em relação ao embasamento. A Formação Guabirota caracteriza-se por apresentar camadas relativamente pouco espessas. O material depositado apresenta maiores espessuras na porção central da bacia, chegando a um máximo de 85 m de profundidade.

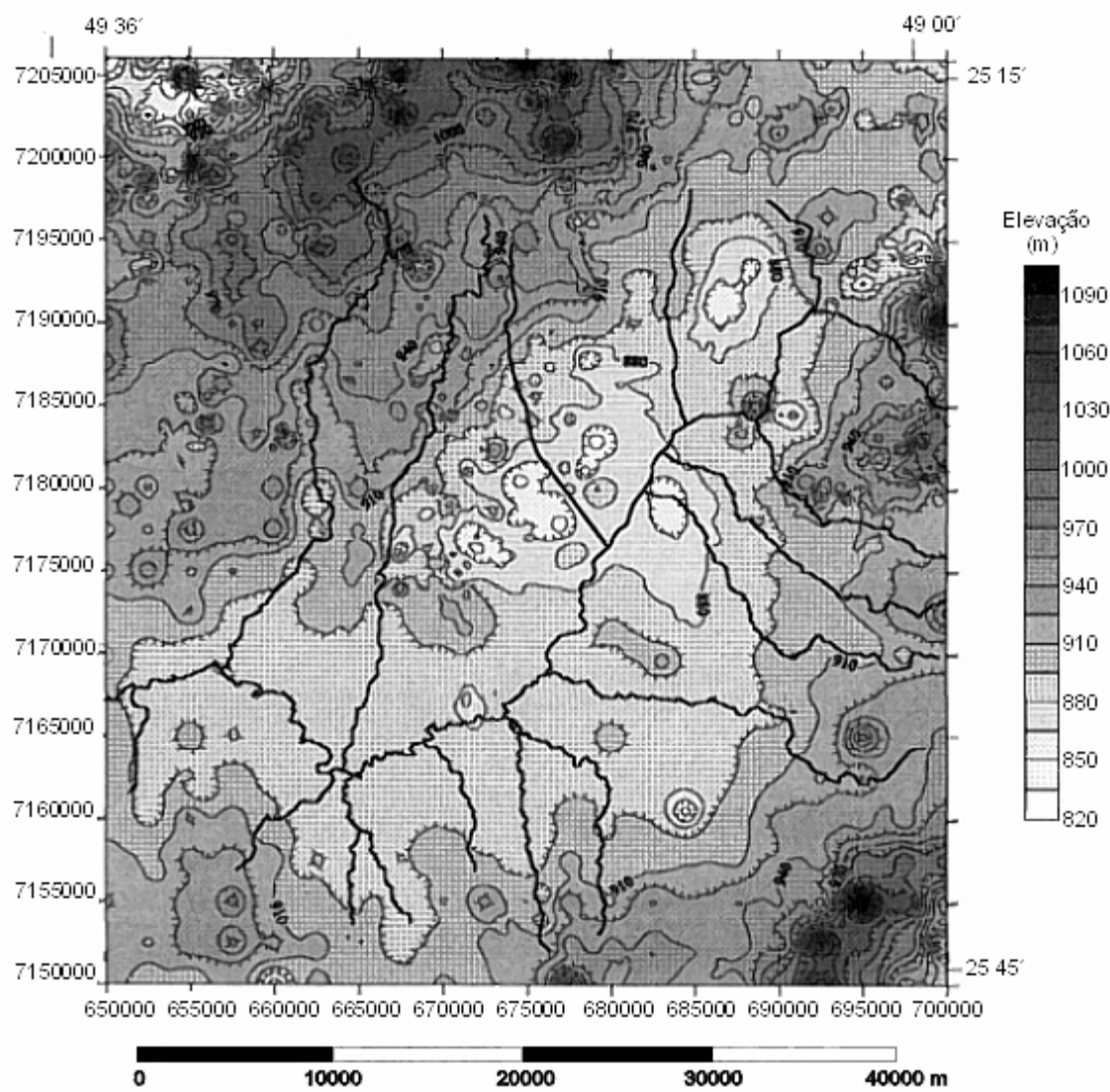


Figura 2.4. Mapa morfoestrutural do embasamento da Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998).

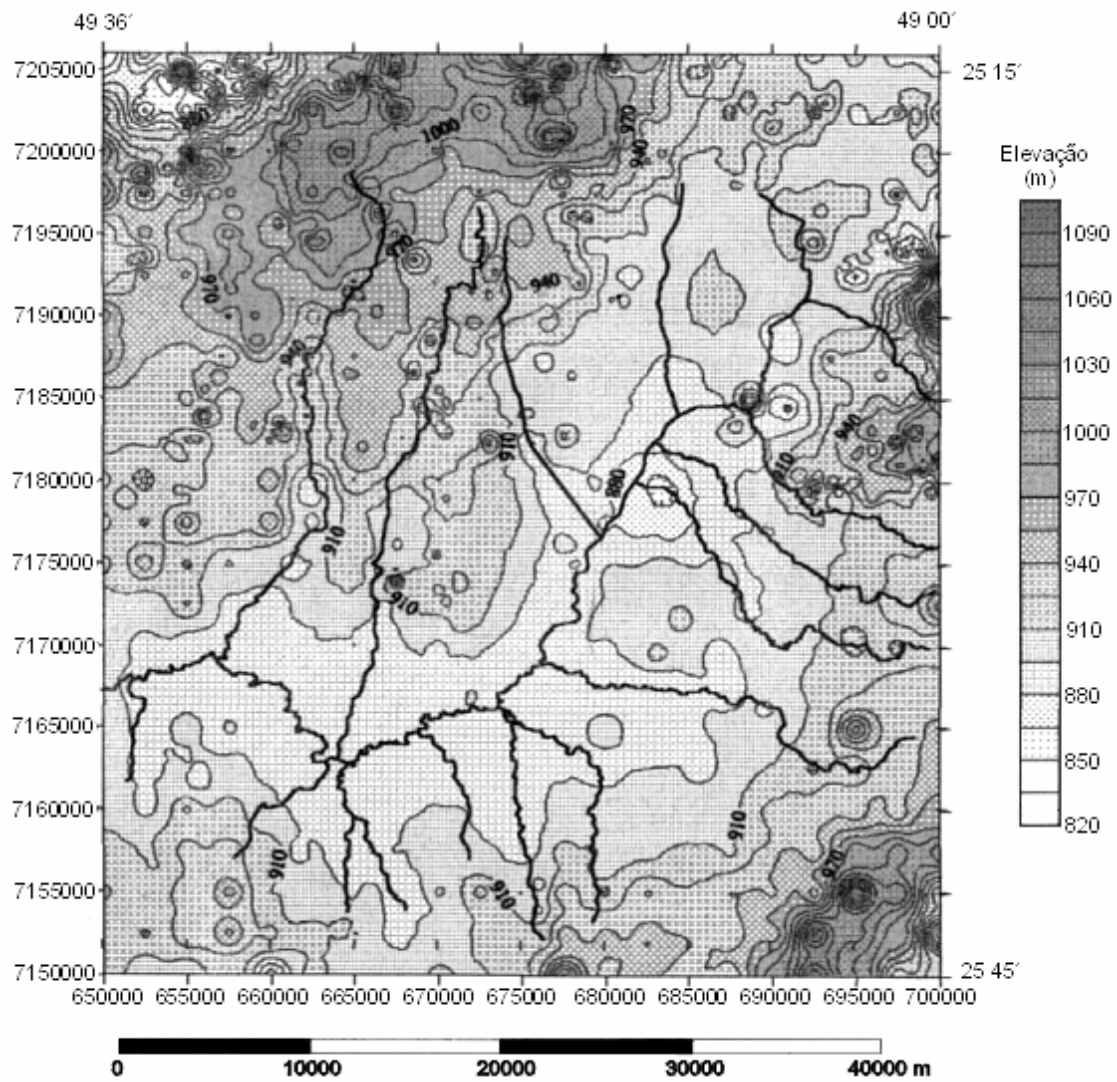


Figura 2.5. Mapa de tendência da superfície da Bacia de Curitiba (Salmuni, 1998).

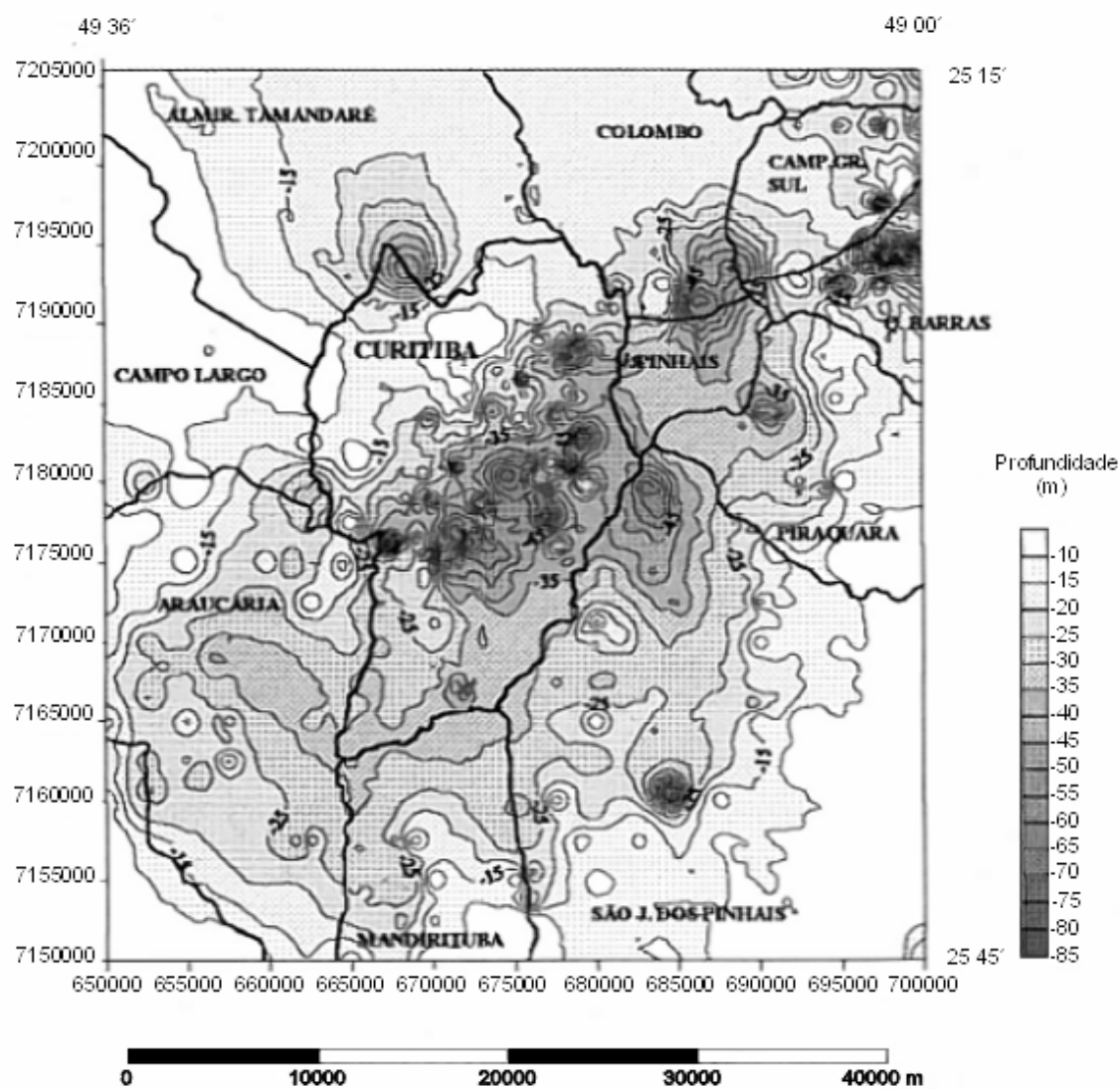


Figura 2.6. Mapa de isoprotundidades do nível do terreno em relação ao embasamento na Bacia de Curitiba (Salamuni, 1998).

2.3 Gênese e Evolução Geológica da Bacia de Curitiba

O estudo da evolução geológica da Bacia de Curitiba pode ser útil para uma melhor compreensão do comportamento geotécnico dos solos da Formação Guabirota. Propriedades como composição mineralógica, granulometria, sobre-adensamento e fraturamentos estão associadas à gênese dos sedimentos e aos fenômenos tectônicos e erosivos que se desenvolveram ao longo de sua história.

Os trabalhos pioneiros de Bigarella et al. (1961) e Bigarella e Salamuni (1962) atribuíram aos sedimentos da Formação Guabirota uma idade plio-pleistocênica. Entretanto, baseando-se nos condicionantes tectônicos que deram origem à calha da bacia e na presença de uma ocorrência fossilífera, Salamuni (1998) sugere que a deposição poderia ter se iniciado anteriormente, no Oligoceno-Mioceno, e se estendido até o Plioceno ou Pleistoceno.

De acordo com esse autor, anteriormente à gênese dos depósitos terciários, a remoção de sedimentos da Bacia do Paraná havia exposto o embasamento, resultando em uma superfície aplainada (Figura 2.7), denominada de *Alto Iguaçu* (Almeida, 1952 apud Canali e Muratori, 1981). Bigarella et al. (1965) referiram-se a esse pediplano como Pd_2 .

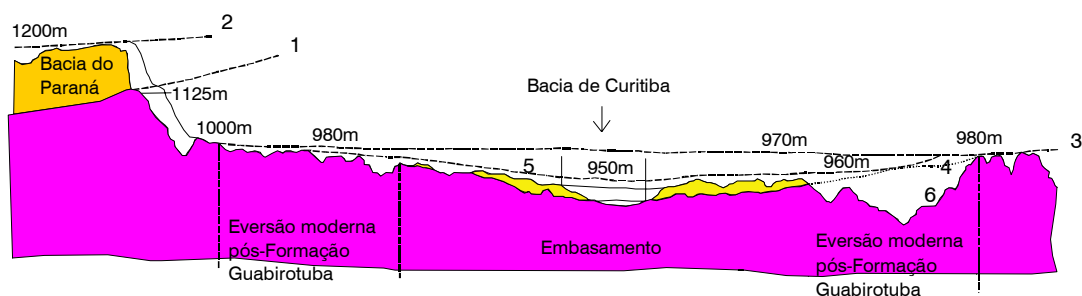
Um evento tectônico extensional – segundo E-W ou ENE-WSW – teria originado uma seqüência de hemi-grábens, cuja conjugação tornou-se favorável à deposição dos sedimentos. Esse evento de deformação foi designado como *DI*. A ação de uma tectônica transtensional teria mais tarde conferido à calha da bacia a forma de um romboedro. Movimentos epirogenéticos também se processaram, sendo responsáveis pelo erguimento da Serra do Mar. Como consequência desses agentes, aliados à exposição e erosão do embasamento, a *Superfície do Alto Iguaçu*, que corresponderia às cotas 970-980 m, sofreu um rebaixamento, constituindo-se então a *Superfície Pré-Formação Guabirota* (Figura 2.7).

Sob a influência de um clima úmido, as rochas das áreas fonte dos sedimentos – a nordeste, leste e sudeste os corpos graníticos da Serra do Mar e ao norte e a oeste os maciços de metacalcários, filitos, metassiltitos e quartzitos do Grupo Açungui

(Salamuni, 1998) – teriam desenvolvido um regolito, que apresentaria material argiloso em abundância.

Bigarella e Salamuni (1962) e Becker (1982) sugerem que o clima – inicialmente úmido – cedeu lugar a condições áridas a semi-áridas, ambiente que teria prevalecido durante a maior parte do processo de deposição dos sedimentos. A cobertura vegetal passou a ser inexistente ou pouco significativa. Estando o terreno desprotegido, ocorrências ocasionais de precipitações torrenciais transportariam o regolito sob a forma de extensos leques aluvionais, que apresentariam baixa capacidade de seleção. Primeiramente, o material seria conduzido através de canais efêmeros e de dimensões variáveis, e em direção ao interior da bacia passaria a ser depositado em pequenos lagos.

A geração de um manto de intemperismo nas áreas fonte sob clima úmido, e seu transporte em torrentes de lama, favoreceria a presença nos sedimentos de grãos de feldspato, com diferentes graus de alteração. Essas condições, aliadas à natureza intermitente e variável dos leques aluvionais, teriam dado origem a depósitos esparsos e de pequena extensão lateral de arcósios e areias arcósianas. A deposição desses materiais ocorreria à medida que o fluxo de detritos encontrasse menores gradientes no terreno. A intercalação de estratos mais finos com materiais mais grosseiros estaria também associada a ciclos tectônicos de extensão e subsidência (Salamuni, 1998).



1. Superfície pré-Devoniana; 2. Superfície do Purunã; 3. Superfície do Alto Iguaçu
4. Superfície pré-Formação Guabiro tuba; 5. Superfície de Curitiba; 6. Superfície atual

Figura 2.7. Superfícies de aplainamento na região de Curitiba (Bigarella et al., 1961 apud Salamuni, 1998).

A saturação da água com carbonatos e a presença de lagoas, as quais em função das condições climáticas e disponibilidade de água seriam sazonais, favoreceram a formação de depósitos de *caliches*.

A esmectita, que é o argilo-mineral predominante nos sedimentos da Formação Guabirota, usualmente se origina quando (Mitchell, 1976; Chen, 1988):

- o *pH* é elevado (ambiente alcalino), os íons Mg^{2+} e Ca^{2+} são mais abundantes que Na^+ e K^+ ;
- há a presença de minerais ferromagnesianos, a rocha de origem é básica ou intermediária, ou ainda cinza vulcânica;
- a evaporação excede a precipitação (clima árido e semi-árido), ou seja ocorre pouca lixiviação.

A etapa do processo de formação da bacia em que as esmectitas teriam se desenvolvido ainda é uma questão que precisa ser melhor compreendida. Deve-se observar que a hipótese de geração do regolito nas áreas fonte sob um clima úmido é aceita nos trabalhos clássicos sobre a Formação Guabirota (Bigarella et al., 1961; Bigarella e Salamuni, 1962; Becker, 1982; Salamuni, 1998). Entretanto, nessa situação o argilo-mineral presente no manto de intemperismo tenderia a não ser compatível com as esmectitas que predominam hoje nos sedimentos argilosos, pois as mesmas usualmente se originam em ambientes mais áridos. Na Formação Resende (SP), Riccomini e Coimbra (1992) postulam que as esmectitas seriam o resultado de transformações diagenéticas que ocorreram ainda na área fonte, sob influência de clima árido ou semi-árido. Sem dúvida, a presença de argilo-minerais expansivos, aliada à escassez de vegetação, seria propícia para a erosão intensa das áreas fonte, e à formação de torrentes de lama de viscosidade elevada. Entretanto, não se pode descartar a possibilidade de que as esmectitas se originaram também de alterações após o transporte e deposição dos sedimentos.

Salamuni (1998) sugere que, após o início da deposição, a distensão que deu origem à calha da bacia cedeu lugar a um novo evento de deformação (*D2*), que agiu comprimindo os sedimentos segundo uma direção E-W a WNW-ESE. As acomodações resultantes se deram principalmente através de falhas transcorrentes, com direção NE-SW ou NNE-SSW. Também ocorreram falhamentos normais e

transcorrentes com direção NW-SE. Essa tectônica, que teria afetado em menor grau o embasamento e mais intensamente os sedimentos, estaria atuando até o presente.

No final do Plioceno e início do Pleistoceno, o preenchimento da bacia entrou em sua fase final. De acordo com Salamuni (1998), o resultado teria sido a formação da *Superfície de Curitiba*. Esse pediplano, também referenciado como Pd_1 (Bigarella et al., 1965), corresponderia ao nível final de preenchimento da bacia, entre as cotas 940-960 m (Figura 2.7).

É importante observar que, conforme mencionado, Salamuni (1998) considera a *Superfície do Alto Iguaçu* (Pd_2) como sendo anterior à formação da calha da bacia. O término da deposição da Formação Guabirota corresponderia à *Superfície de Curitiba* (Pd_1). Tal concepção difere sensivelmente da proposta por Becker (1982), segundo a qual o preenchimento da bacia teria ocorrido durante a elaboração da *Superfície do Alto Iguaçu* (Pd_2). Esse fato deve-se às cronologias distintas que os autores atribuem aos eventos geológicos.

No Pleistoceno inferior, o clima teria se tornado úmido, com a disponibilidade de água permitindo a saturação do solo. Salamuni (1998) sugere que o ajuste de blocos tectônicos provocou um basculamento da região, gerando-se uma declividade suave no sentido NE-SW. Essas condições contribuíram para o aparecimento de uma rede de drenagem, que seria o embrião da atual bacia hidrográfica. O terreno passou a sofrer a ação de agentes erosivos, iniciando-se então a dissecação dos sedimentos da Formação Guabirota.

Trescases et al. (1986) destacam que processos de plintificação e laterização se desenvolveram nas camadas mais superficiais dos sedimentos. Entretanto, o clima úmido que causou esses fenômenos não seria o contemporâneo, pois a topografia atual trunca os diferentes horizontes do terreno.

Alternâncias climáticas possivelmente ocorreram durante o Plioceno e o Pleistoceno. Fases áridas intercalaram-se com épocas úmidas. A formação de crostas ferruginosas – que estariam associadas a oscilações do nível d'água – confirmaria a ciclicidade da variação climática (Salamuni, 1998). Azevedo (1981) identificou a ocorrência de microfósseis do grupo dos *thecamobianos*, sugerindo que em determinado período do Pleistoceno o clima teria sido úmido.

De acordo com Becker (1982), as alternâncias climáticas determinaram o surgimento de inconformidades erosivas dentro da bacia. Em épocas de clima úmido, prevaleceria a erosão e dissecação do terreno. Sob climas mais secos, a deposição de sedimentos seria favorecida. Durante a vigência de uma fase de clima semi-árido, uma nova seqüência sedimentar teria se desenvolvido a partir do retrabalhamento de material da própria Formação Guabirota. Apesar da ausência de uma documentação consistente e de não delimitar sua área de ocorrência, Becker (1982) denominou essa deposição de *Formação Tinguis*. Salamuni (1998), verificando que “porções da mesma ocorrem disseminadas em grande parte da Bacia de Curitiba”, ratificou tal proposição, sugerindo que o tectonismo transtensional e transpressional também teria contribuído para a geração da *Formação Tinguis*. Os sedimentos dessa unidade – que resultaram da alteração, desagregação e transporte de material da Formação Guabirota – em geral consistem em um conglomerado de matriz areno-argilosa avermelhada, com grãos angulosos. Sua espessura média é de 5 m, chegando a um máximo de 10 m.

Entre o Pleistoceno e o Holoceno, o retorno de um clima úmido teria favorecido o desenvolvimento dos processos de dissecação que conduziram à superfície atual da bacia (Figura 2.7). Os sedimentos sofreram uma certa erosão, que foi mais intensa ao longo dos canais da drenagem principal, nos quais depósitos holocênicos se fazem presentes. Os mesmos ocupam hoje cerca de 20 % da área da bacia, sendo constituídos por areias e cascalhos com matriz argilosa a siltosa. É freqüente a presença de argila orgânica e material turfoso.

Entretanto, a paisagem atual não resultou apenas de agentes erosivos. Processos neotectônicos contribuíram sensivelmente para esculpir o relevo contemporâneo, gerando basculamentos, escarpas e anomalias na drenagem. De acordo com Salamuni (1998) é possível discernir descontinuidades, tais como falhas de extensões centimétricas a decamétricas. Essas feições podem ser observadas no campo e, particularmente, em fotografias aéreas. Exemplos típicos da atividade tectônica são a falha em que corre o Rio Barigüi (Fortin, 1989), o caráter meandrante do Rio Iguaçu a sul e a sudeste da bacia, e fraturas que ocorrem em todas as litologias da região (Salamuni, 1998).

2.4 A Formação Guabirotuba

As litologias que constituem a Formação Guabirotuba podem ser divididas em quatro grupos principais (E. Salamuni, 1998; E. Salamuni e R. Salamuni, 1999):

- argilas;
- arcósios e areias arcossianas;
- depósitos conglomeráticos (rudáceos) e
- depósitos carbonáticos (caliches).

Os mecanismos associados à gênese da Formação Guabirotuba determinaram que a granulometria do material depositado dependesse, em parte, de sua posição em relação às áreas fonte dos sedimentos. Na Figura 2.8 pode-se observar que a porção central da bacia tende a exibir sedimentos mais finos, enquanto que na periferia são mais freqüentes materiais grosseiros.

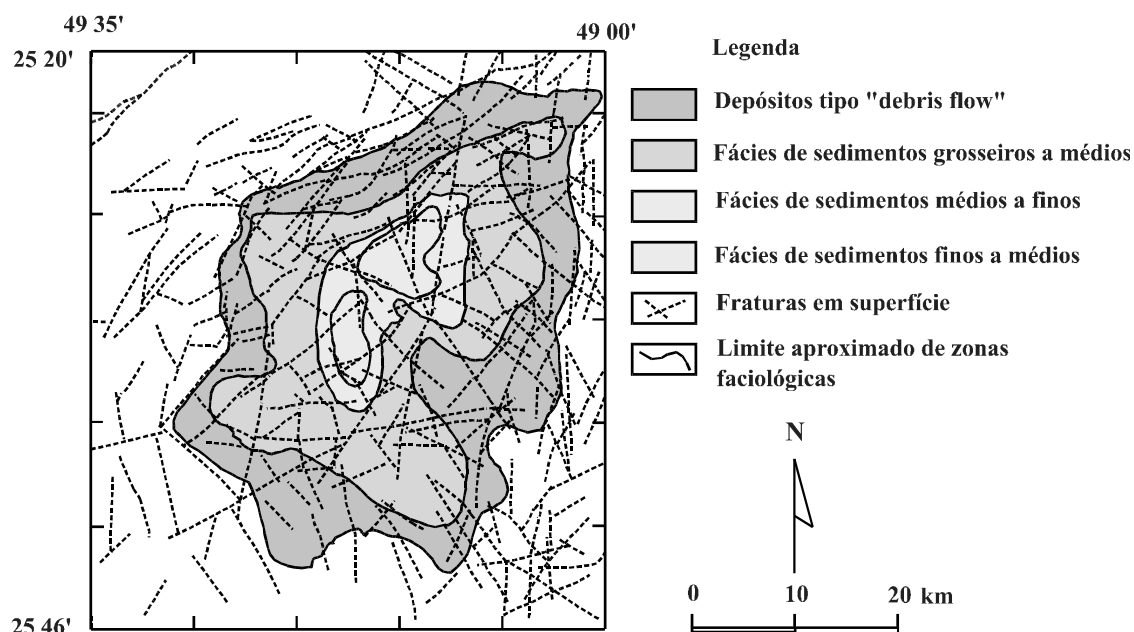


Figura 2.8. Distribuição de fácies na Bacia de Curitiba (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999).

As *argilas* ou – conforme a terminologia empregada em trabalhos de geologia – *argilitos*, constituem-se no principal grupo litofaciológico da Formação Guabirotuba. A Figura 2.9 mostra o aspecto típico desse solo. Suas colorações mais usuais são a

cinza, com tonalidades esverdeadas ou azuladas, e marrom. A composição mineralógica das argilas caracteriza-se pela predominância de esmectitas (Massad et al., 1981; Duarte, 1986; Fortin, 1989; Mineropar, 1994). Partículas siltsas ou arenosas podem aparecer disseminadas na massa de solo, em proporções variáveis. Grãos de feldspato, que podem estar caulinizados, ocorrem com relativa frequência. Quando não alteradas, as argilas tendem a se apresentar bastante consistentes. Conforme descrito no Capítulo 1, os sedimentos argilosos possuem superfícies polidas (*slickensides*), as quais podem ser planas ou conchoidais. Essas feições seguem um padrão de difícil identificação e constituem planos de fraqueza que dividem o material em fragmentos centimétricos a decimétricos. De acordo com Salamuni (1998), as superfícies polidas não possuem uma origem tectônica.



Figura 2.9. Argila da Formação Guabirotuba exibindo um plano de falha (Salamuni, 1998).

As camadas mais superficiais dos sedimentos argilosos, ao longo de alguns metros, podem exibir processos de alteração incipientes (plintificação) ou que evoluíram para laterização. Nessas condições, a coloração do material torna-se variegada, amarelada ou avermelhada, e sua consistência tende a se reduzir. E. Salamuni e R. Salamuni (1999) descrevem horizontes lateríticos com 0,5 m de espessura, tendo constatado também a presença de crostas ferruginosas limoníticas, com cerca de 5 cm. As superfícies polidas deixam de ser discerníveis à medida que o intemperismo do

material se acentua. A caulinita assume uma maior parcela na composição do solo alterado, ocorrendo também hematita e gibbsita (Fortin, 1989).

O segundo grupo de sedimentos – os *arcósios* e *areias arcósianas* – aparece ocasionalmente em meio aos depósitos argilosos como formas tabulares e lenticulares, em diferentes profundidades (Becker, 1982). Salamuni (1998) identificou uma maior frequência dessas areias nas áreas situadas entre a porção central e a periferia da bacia. Predominam no material grãos angulares e sub-angulares de feldspato, quartzo e quartzito, apresentando uma granulometria variável. O feldspato aparece com teores entre 20 e 40 % (Bigarella e Salamuni, 1962). A coloração desses solos pode ser variegada, cinza, avermelhada ou – quando os feldspatos encontram-se alterados – esbranquiçada. Em geral, a matriz dos sedimentos é formada por grãos arenosos de menor dimensão, podendo-se observar ainda silte ou argila.

De acordo com Felipe (1999), os pacotes de arcósios apresentam espessuras de até 3,0 metros, sendo que sua extensão pode alcançar grandes áreas. As areias arcósianas possuem uma espessura bastante irregular (E. Salamuni e R. Salamuni, 1999). Camadas arenosas compostas exclusivamente de quartzo também podem ser encontradas, sendo que nesses casos os estratos tendem a exibir pequena espessura e material mais selecionado (Salamuni, 1998).

O terceiro litotipo – os *depósitos conglomeráticos* – ocorre tipicamente na base da Formação Guabirotuba, podendo ser observado em afloramentos nas bordas da bacia. Consistem em materiais granulares – com diâmetros entre 1 e 50 mm, que podem alcançar até 100 mm – inseridos em uma matriz argilosa. A proporção aproximada de material grosseiro em relação à matriz é de 50 % (Felipe, 1999). O material granular das bordas oeste e noroeste da bacia tende a se constituir por conglomerados de quartzo e quartzito, enquanto que a leste e sudeste os sedimentos são mais arcósianos, aparecendo fragmentos de granitos, migmatitos, diabásios e fragmentos ferruginosos (Salamuni, 1998). Essa distribuição mostra-se compatível com os tipos de rochas que predominam nas áreas fonte mais próximas.

O quarto grupo de sedimentos é constituído pelos *caliches*. De acordo com Salamuni (1998), esses depósitos carbonáticos aparecem mais superficialmente, em camadas com poucos metros de espessura. Os caliches possuem a peculiaridade de estarem

associados a minerais do grupo das terras raras, tais como lantanita, neodímio, praseodímio, gadolínio, samário e európio. De acordo com Becker (1982), soluções contendo terras raras teriam sido procedentes de áreas fonte graníticas, sendo que as ocorrências desses elementos nos caliches relacionam-se com antigos canais de drenagem. Informações detalhadas sobre as terras raras da Formação Guabirota podem ser encontradas nos trabalhos de Trescases et al. (1986), Fortin (1989) e Fortin et al. (1989).

Um perfil genérico da Formação Guabirota, proposto por Felipe (1999), está representado na Figura 2.10. Abaixo de uma camada superficial de colúvio, um estrato de “solo residual maduro” vermelho é caracterizado. Subjacente a esse material aparecem as camadas de argilas, nas quais intercalam-se depósitos arcólios. Deve-se observar que o solo residual maduro do perfil da Figura 2.10 poderia eventualmente ser associado à *Formação Tinguis* proposta por Becker (1982). No entanto, apesar do estudo abrangente e aprofundado de Salamuni (1998) referendar a *Formação Tinguis* como unidade distinta da Formação Guabirota, não existe consenso a respeito de tal enfoque.

Na opinião do autor do presente trabalho, a despeito da controvérsia existente em torno da *Formação Tinguis*, de um ponto de vista geotécnico é conveniente distinguir os solos a ela relacionados dos materiais da Formação Guabirota, pois o comportamento dos materiais das duas unidades é distinto. No entanto, deve-se destacar que a crescente urbanização e até mesmo a demanda de solo para aterros – os sedimentos retrabalhados em questão, nos quais predomina a caulinita (e.g. Massad et al., 1981), são mais estáveis que as argilas expansivas típicas da Formação Guabirota – têm contribuído para descaracterizar a ocorrência da Formação Tinguis. No campo, o contato entre as duas formações é facilmente identificável quando um diastema (linha de seixos) se faz presente. Caso contrário, pode ser difícil discernir os solos da Formação Tinguis de horizontes mais laterizados da Formação Guabirota.

Conforme exposto no item 2.3, os depósitos da Formação Guabirota exibem sinais de atividade tectônica. Evidências de que agentes tectônicos imprimiram padrões de fraturamento nos sedimentos terciários são apresentadas por Salamuni et al. (1997) e Salamuni (1998). As fraturas estariam associadas a um cisalhamento rúptil, com

planos mergulhando em ângulos médios a altos. Fraturas verticais também se fazem presentes. No mapa geológico da Figura 2.3 estão indicadas inúmeras falhas e juntas que cortam a Bacia Sedimentar de Curitiba. Os padrões de direcionamento são bastante variáveis, tanto no sentido N-S e E-W como NE-SW e NW-SE.

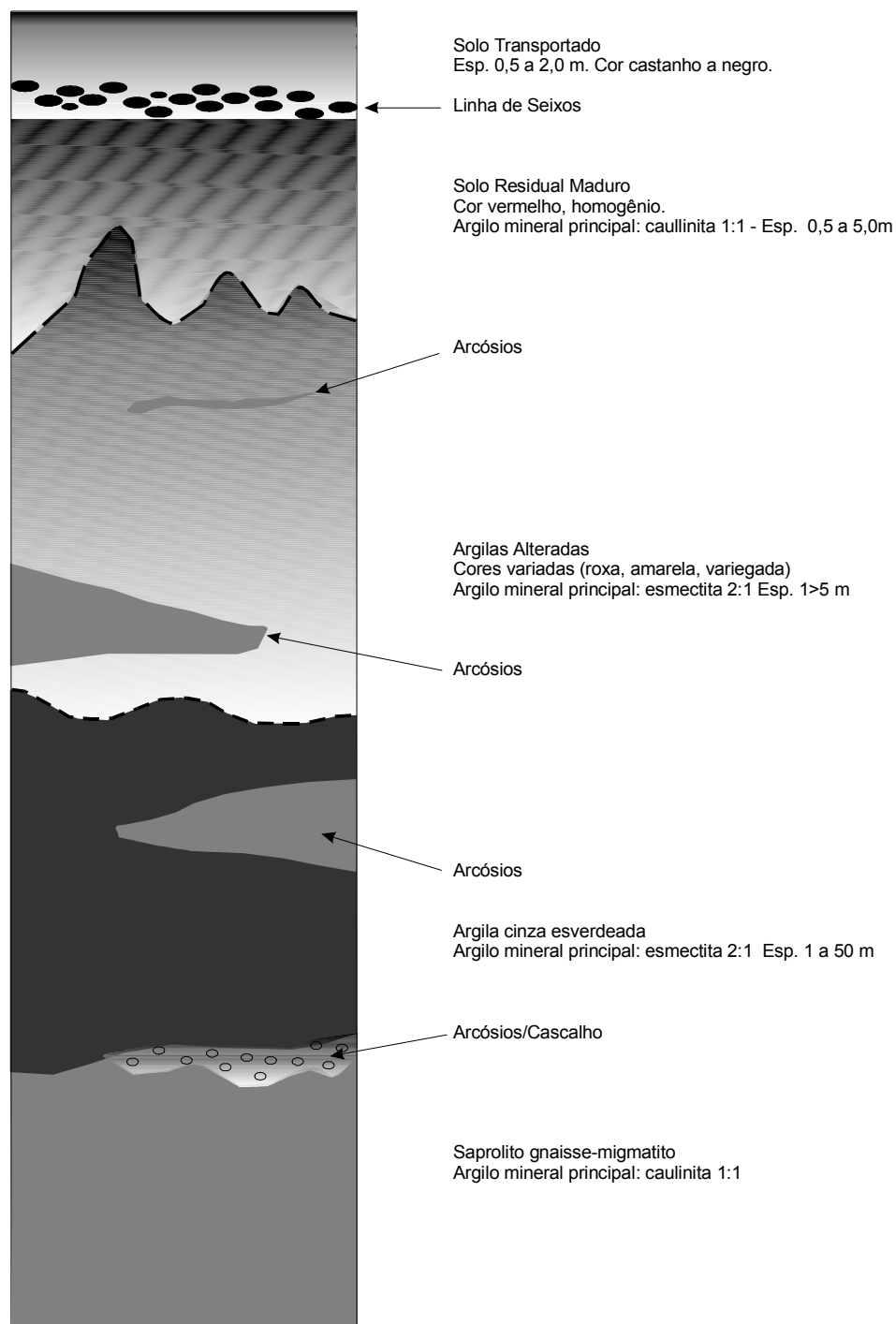


Figura 2.10. Perfil da Formação Guabirota (Felipe, 1999).

Os falhamentos da Bacia de Curitiba se manifestam desde o embasamento até os depósitos coluvionares recentes. Nos sedimentos da Formação Guabirota, as falhas possuem extensões pequenas, com uma ordem de grandeza que em geral é milimétrica a métrica. A Figura 2.9 ilustra essa feição. Conforme apontado por Salamuni (1998), os planos de falhas orientam-se preferencialmente para N60°-80°/N240°-260° e N140°-150°/N320°-330°, sendo N-S e N40°-50°/N220°-230° uma direção secundária. Juntas e diáclases, que também se configuram como resposta aos esforços tectônicos, aparecem em sistemas. Nos sedimentos, suas direções são de certo modo aleatórias, mas pode-se delinear orientações predominantes para N40°-90°/N220°-270° e N120°-150°/N300°-330° e, secundariamente, N10°-20°/N190°-200°.

2.5 Comparação com Outras Unidades Sedimentares do RCSB

Conforme descrito anteriormente, o *Rift* Continental do Sudeste do Brasil – RCSB engloba uma série de bacias (Figura 2.2), as quais apresentam feições que as tornam semelhantes sob um enfoque geológico. Neste item, ainda que preliminarmente, serão efetuadas algumas comparações entre a Bacia de Curitiba e outras unidades do RCSB, particularmente com a de São Paulo, que apresenta a maior quantidade de informações.

Trabalhos como os de Hasui e Carneiro (1980), Suguio (1980), Melo et al. (1989), Riccomini (1989), Riccomini e Coimbra (1992) traduzem a evolução dos conhecimentos geológicos a respeito dos sedimentos que preenchem a Bacia de São Paulo. Riccomini (1989) e Riccomini e Coimbra (1992) dividem os sedimentos dessa bacia entre a seqüência basal do Grupo Taubaté – englobando as Formações Resende, Tremembé e São Paulo – e a Formação Itaquaquecetuba.

A *Formação Resende* – que possui sua seção tipo na bacia homônima – compreende, na região do município de São Paulo, sedimentos situados abaixo da cotas 710-720 m (Cozzolino et al., 1994). Englobando cerca de 80 % do preenchimento sedimentar da Bacia de São Paulo (Riccomini e Coimbra, 1992), a Formação

Resende abrange as argilas duras cinza esverdeadas e as “areias basais” descritas por Vargas (1992), Cozzolino (1996) e Vargas et al. (1998). A *Formação Tremembé* caracteriza-se pela ocorrência de argilas verdes de origem lacustre. Na cidade de São Paulo, tal material foi identificado inicialmente nas escavações da Estação Barra Funda do Metrô. Riccomini (1989) correlacionou essas argilas aos depósitos lacustres que ocorrem na Bacia de Taubaté.

A *Formação São Paulo* compreende pacotes de argilas siltosas e areias argilosas vermelhas e variegadas, caracterizadas por uma intensa laterização (Yassuda et al., 1992). Sua principal área de exposição se dá no espigão central da cidade, onde ocorrem em cotas superiores a 750-760 m (Riccomini e Coimbra, 1992). A *Formação Itaquaquecetuba* consiste em depósitos granulares, encontrados sob as calhas das atuais drenagens principais. De acordo com Riccomini e Coimbra (1992) essa unidade não possui relação com os sedimentos terciários.

Ressalvando-se as peculiaridades que evidentemente cada formação geológica exhibe, os seguintes aspectos podem ser delineados como sendo comuns, em maior ou menor grau, às unidades terciárias do *RCSB*:

- gênese das bacias;
- litologias das áreas fonte dos sedimentos;
- idade dos sedimentos;
- ambiente e mecanismos de deposição;
- granulometria e composição dos sedimentos;
- fraturamentos de origem tectônica.

A *gênese das bacias do Rift Continental do Sudeste do Brasil*, conforme descrito no item 2.1, deu-se após a *Reativação Wealdiana* e abertura do Atlântico Sul. Uma tendência de subsidência na Bacia de Santos e o soerguimento da região costeira adjacente – eventos que determinaram movimentações verticais opostas – teriam provocado a ruptura da porção crustal e dado origem ao *Rift*, gerando-se as depressões que constituem as bacias tafrogênicas (Melo et al., 1985). Na Bacia de Curitiba, os agentes tectônicos conduziram à formação de uma calha associada a hemi-grábens, basculada para NE-SW e relativamente rasa – sua profundidade seria ligeiramente superior a 100 m (Bigarella et al., 1965). Uma tendência semelhante ocorreu na Bacia de São Paulo, a qual no entanto apresenta um basculamento para

NNW e uma profundidade sensivelmente maior – os sedimentos depositados excedem 250 m de espessura (Riccomini e Coimbra, 1992). A Bacia de Taubaté – que segundo Riccomini e Coimbra (1992) no passado possuiria uma ligação física com a Bacia de São Paulo – chega a apresentar até 500 m de profundidade (Hasui e Carneiro, 1980).

As litologias das áreas fonte dos sedimentos que predominam ao longo do *Rift* pertencem ao embasamento cristalino e afloram, por exemplo, na Serra do Mar. Consistem basicamente em rochas metamórficas, migmatitos e granitóides. Na Bacia de São Paulo, os sedimentos terciários estão assentados sobre gnaisses, micaxistos e migmatitos (Coutinho, 1980). Corpos graníticos destacam-se como altos na topografia. Riccomini et al. (1992) apontam a presença, na Região Metropolitana de São Paulo, de granitos, gnaisses, xistos, anfibolitos, milonitos, rochas metassedimenares e carbonáticas. A grosso modo, essas litologias não diferem das encontradas no embasamento e áreas vizinhas da Bacia de Curitiba.

A idade dos sedimentos terciários do RCSB pode ser posicionada no Oligoceno, época na qual se deu a principal fase de sedimentação nas bacias (Riccomini e Coimbra, 1992). A idade da Formação Guabirotuba foi inicialmente considerada como sendo plio-pleistocência (Bigarella e Salamuni, 1962; Becker, 1982). Entretanto, Salamuni (1998) atribuiu o início da deposição ao Oligoceno-Mioceno, o que insere os sedimentos terciários de Curitiba no mesmo contexto das demais unidades tafrogênicas. Na Bacia de São Paulo, a origem das Formações Resende, Tremembé e São Paulo também é atualmente referida ao Oligoceno (Riccomini, 1989). Essas datações são baseadas principalmente em ocorrências fossilíferas, que são mais freqüentes nos sedimentos de São Paulo do que em Curitiba.

O ambiente e mecanismo de deposição dos sedimentos nas bacias tafrogênicas do *RCSB* mostram-se condicionados por agentes tectônicos e alternâncias paleoclimáticas. Conforme descrito no item 2.4, previamente à deposição da Formação Guabirotuba, um clima úmido teria dado origem a um espesso regolito nas áreas fonte. Uma fase de clima árido a semi-árido se sucedeu, durante a qual se processou a deposição. Estando o terreno desprovido de vegetação, precipitações torrenciais ocasionais transportariam o regolito sob a forma de leques aluvionais, que apresentariam baixa capacidade de seleção. Condição semelhante ocorreu, por

exemplo, em boa parte da Formação Resende (Riccomini e Coimbra, 1992) e na Formação Pariquera-Açu (Bigarella e Mousinho, 1965). Na porção central da Formação Guabirotuba os sedimentos argilosos foram depositados em lagos, ambiente que se verifica também na Formação Tremembé.

Entretanto, deve-se notar que há regiões da Bacia de São Paulo nas quais a deposição se deu em regime fluvial, o qual não é encontrado nos sedimentos terciários de Curitiba. Na Formação Resende, esse mecanismo distinto ocorreu em áreas centrais da bacia, onde rios entrelaçados deram origem aos depósitos. Na Formação São Paulo, um sistema fluvial meandrante teria caracterizado a sedimentação (Riccomini, 1989).

A *granulometria e a composição dos sedimentos* terciários do *RCSB* mostram-se dependentes das condições vigentes durante a deposição. De um modo geral, as unidades terciárias do *Rift* caracterizam-se pela presença de material argiloso, cuja origem estaria associada ao intemperismo químico nas áreas fonte dos sedimentos. O argilo-mineral predominante na Formação Guabirotuba – a esmectita – é o principal componente também dos sedimentos argilosos das Formações Resende e Tremembé (Riccomini, 1989). A presença de esmectita estaria associada ao clima árido a semi-árido que vigorou durante a sedimentação. A caulinita, que na Bacia de Curitiba predomina nas argilas da Formação Tinguis, é característica também dos solos da Formação São Paulo. Outra feição da Bacia de Curitiba – as ocorrências de caliche – faz-se presente também nas Bacias de São Paulo, Taubaté e Resende (Riccomini e Coimbra, 1992).

Os solos terciários das bacias do *RCSB* ainda exibem tipicamente materiais granulares. Assim como na Formação Guabirotuba pacotes arenosos, muitas vezes arcosianos, ocorrem intercalados nas argilas, outras unidades também possuem essa feição. Bigarella e Mousinho (1965) destacam que os sedimentos da Formação Pariquera-Açu se assemelham bastante aos da Formação Guabirotuba, apresentando camadas arcosianas intercaladas com siltes areno-argilosos. A Formação Resende também se caracteriza por intercalações granulares, sendo exemplo típico as “areias basais”. Deve-se notar que, embora grãos de feldspato estejam presentes tanto nas areias como argilas da Formação Resende (Riccomini e Coimbra, 1992), sua

ocorrência é menos freqüente que a observada na Formação Guabirotuba. Camadas arenosas também são comuns na Formação São Paulo.

Faturamentos de origem tectônica são uma das características marcantes dos sedimentos do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil. O tectonismo encontrado na Formação Guabirotuba insere-se em um contexto maior, que deixou registros no embasamento e nos sedimentos das demais bacias tafrogênicas. Na Formação Pariquera-Açu, os planos de falha exibem direções preferenciais para NNW e NE (Riccomini et al., 1984). A Bacia de Taubaté possui falhamentos associados à gênese extensional e a um segundo evento transcorrente, que gerou feições de movimentação horizontal (Riccomini, 1989). A Bacia de Resende, de acordo com Melo et al. (1985), apresenta quatro conjuntos de falhas, com direções ENE, NNE, NNW e WNW. A Bacia de Volta Redonda mostra falhamentos orientados para NE e ENE, os quais geraram sua calha e foram reativados durante a sedimentação terciária (Riccomini et al., 1985). Em um trabalho de síntese, Campanha et al. (1985) destacam a semelhança entre as estruturas e eixos de tensões das diversas bacias tafrogênicas do sudeste brasileiro.

Na Bacia de São Paulo, Riccomini (1989) agrupou as estruturas em dois conjuntos principais. O primeiro grupo envolve feições Pré-Cambrianas e o segundo refere-se às estruturas de reativação, que afetaram tanto o embasamento como os sedimentos. O padrão de falhamentos, que possui as direções ENE a E-W, NNE, NNW e WNW, seria análogo ao das bacias situadas mais ao norte. Deve-se observar que o tectonismo da Bacia de São Paulo é sensivelmente mais intenso que o observado na região de Curitiba. Esse fato se reflete tanto na profundidade distinta das calhas das duas bacias como nos rejeitos dos falhamentos, que em São Paulo responderam por deslocamentos entre blocos do terreno da ordem de dezenas de metros.

A breve discussão efetuada neste item permite concluir que as bacias do *RCSB* exibem uma série de similaridades do ponto de vista geológico. Assim, é possível que um aprofundamento de pesquisas possa vir a identificar também tendências comuns entre as propriedades geotécnicas dos sedimentos terciários do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil.

CONCLUSÕES

O extenso trabalho experimental realizado ao longo desta pesquisa permite que algumas conclusões sejam delineadas, como consequência direta dos ensaios e análises conduzidas no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR. Em conjunto com o estudo das informações disponíveis na literatura, considerações sobre o comportamento dos solos da Formação Guabirotuba podem ser efetuadas, com o objetivo de fornecer subsídios à prática geotécnica e à continuidade das pesquisas.

7.1 Evolução Geológica

A Bacia Sedimentar de Curitiba pertence ao *Rift Continental do Sudeste do Brasil* – *RCSB* (Riccomini, 1989). O *RCSB* se caracteriza pela presença de uma série de depósitos sedimentares (e.g. São Paulo, Taubaté, Resende, Volta Redonda), que se formaram a partir do Terciário em depressões alongadas e relativamente estreitas, de origem tectônica – os *rifts*. As unidades terciárias do *RCSB* possuem várias feições comuns, destacando-se a litologia das áreas fonte dos sedimentos, o ambiente e mecanismos de deposição, a granulometria e a composição dos solos. Fraturamentos de origem tectônica aparecem com frequência, tanto no embasamento como nos

sedimentos. O entendimento de que existe uma gênese comum a solos da Bacia Sedimentar de Curitiba e de outros depósitos do sudeste brasileiro pode ser útil para identificar semelhanças entre suas propriedades geotécnicas. Por exemplo, ao longo deste trabalho comparações preliminares foram efetuadas entre as argilas da Formação Guabirota e as argilas cinza-esverdeadas de São Paulo.

A gênese dos solos da Formação Guabirota envolveu a formação de um pacote sedimentar, depositado entre o Oligoceno-Mioceno e o Pleistoceno (Salamuni, 1998). O material das áreas fonte, que possuía material argiloso em abundância, foi transportado sob a forma de leques aluvionais. A natureza intermitente das torrentes de lama teria dado origem a depósitos esparsos de material arenoso. Ocorrências de conglomerados e caliches também compõem a Formação Guabirota.

A calha da Bacia de Curitiba pode ter sido preenchida até um nível que teria se situado em torno de 960 m de altitude. Após a deposição, o solo sofreu a ação de intemperismo químico. A massa sedimentar argilosa menos alterada, de coloração acinzentada, ficou caracterizada pela presença de um argilo-mineral expansivo – a esmectita. Nas camadas mais intemperizadas, em que aparecem também tons vermelhos, amarelos ou marrons, a esmectita cedeu, em maior ou menor grau, espaço a argilo-minerais estáveis, dentre os quais a caulinita é um exemplo.

Os sedimentos da Formação Guabirota tipicamente exibem uma pressão de pré-adensamento. A compreensão das causas de seu sobre-adensamento ainda é um desafio. No momento – com base em indícios geológicos, dados de ensaios de adensamento provenientes de diferentes pontos da Bacia de Curitiba e estudos do Sítio Experimental –, o autor entende que merece ser investigado um possível mecanismo inicial de sobre-adensamento por processos erosivos. Algumas propriedades dos solos da Formação Guabirota parecem estar relacionadas com a cota da superfície do terreno, o que seria um indicativo de que a bacia sedimentar possuía um nível de preenchimento pretérito. Entretanto, um simples sobre-adensamento por remoção de camadas não seria suficiente para esclarecer valores muito altos que a pressão de pré-adensamento apresenta em determinados pontos da Formação Guabirota. Ocorrências de cimentação poderiam aumentar a tensão de cedência. A ação de ressecamento se sobreporia com facilidade aos efeitos do sobre-adensamento por erosão. O comportamento do solo da Área 1 do Sítio Experimental

constitui-se em um bom exemplo dessa variabilidade, aonde tensões de cedência de até 2900 kPa foram encontradas. A continuidade das pesquisas, estudando-se em particular terrenos da Formação Guabirotuba situados acima da cota 930 m e abaixo da cota 900 m, seria particularmente útil para ampliar a compreensão dos mecanismos associados à origem do sobre-adensamento do solo.

A evolução complexa do material teria levado à formação de ligações diagenéticas entre as partículas do solo, que em alguns pontos da bacia se traduziriam sob a forma de uma intensa cimentação. Essas ligações entre partículas contribuiriam para atenuar o comportamento expansivo da esmectita.

A consistência do solo menos intemperizado quimicamente pode se mostrar elevada, particularmente quando a tensão de cedência for alta. Camadas muito alteradas possuem uma maior proporção de vazios e uma menor consistência. A ação do intemperismo químico tende a tornar variáveis, ao longo da profundidade, a plasticidade e índices físicos.

Os processos tectônicos que atuaram no *Rift* Continental do Sudeste do Brasil deixaram seu registro na Bacia de Curitiba, sob a forma de fraturamentos diversos (Salamuni, 1998). Esforços tectônicos ainda podem estar comprimindo os sedimentos remanescentes e induzindo anisotropia nas tensões horizontais. Outros mecanismos também concorreram para produzir descontinuidades nos terrenos. Um eventual alívio de pressões efetivas, devido à remoção de camadas de solo, poderia levar as regiões mais erodidas da bacia a um estado de ruptura passiva, gerando fraturas e, adicionalmente, pressões horizontais elevadas. Mudanças climáticas e variações sazonais do teor de umidade também podem ter contribuído para fraturar o solo. O acúmulo de eventos de deformação ao longo das descontinuidades deixou estrias, visíveis ou não a olho nu, e conferiu uma orientação às partículas. Macroscopicamente, esse processo se traduz no aspecto liso e brilhante das superfícies polidas e fraturamentos tectônicos.

Enquanto que o sobre-adensamento e ligações diagenéticas elevaram a consistência da matriz argilosa, as descontinuidades reduziram a resistência dos maciços como um todo.

7.2 O Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR - Caracterização dos Perfis

No Sítio Experimental, as pesquisas contemplaram dois perfis situados no Centro Politécnico da UFPR, em Curitiba. Na Área 1 do Sítio Experimental, o terreno predominantemente argiloso exibe uma consistência elevada. Embora o solo apresente alguns sinais de intemperismo químico, predomina uma coloração cinza. Ocorrências de material endurecido por carbonatos foram encontradas a cerca de 8,0 m de profundidade, as quais podem aparecer ocasionalmente em outros pontos. O perfil da Área 2 – situado a cerca de 350 m da Área 1 –, exibe intensos sinais de alteração. Na Área 2, o solo encontra-se fortemente intemperizado até profundidades que variam entre 4 e 7 m, com a presença de tonalidades vermelhas e amarelas. Mais abaixo, a argila passa a exibir as cores marrom e cinza, típicas do *sabão de caboclo*. A disponibilidade dos dois locais constituiu-se em uma boa oportunidade para estudar os efeitos do intemperismo. As investigações de campo contemplaram ambas as áreas. O estudo de efeitos de escala em estacas concentrou-se no solo pouco alterado da Área 1, bem como os ensaios de laboratório. As inspeções em poços e as amostras indeformadas revelaram que o terreno é intensamente fraturado. Superfícies polidas e outras descontinuidades, comuns nas argilas da Formação Guabirotuba, possuem uma presença marcante no Sítio Experimental.

O desenvolvimento de um processo de plintificação ou laterização tende a reduzir a consistência do material. Na Área 2, esse fato ficou evidenciado com um menor número de golpes do *SPT* e com a resistência do cone mais baixa nos primeiros metros de profundidade. A resistência do cone q_c na Área 1 rapidamente alcança 6 MPa; os sedimentos alterados da Área 2 exibem valores de q_c na faixa de 1 a 4 MPa.

Na Área 1 do Sítio Experimental, o perfil pôde ser analisado diretamente até a profundidade de 4,5 m, extensão ao longo da qual a abertura de poços permitiu que amostras fossem coletadas. O terreno apresenta menos vazios e uma plasticidade inferior à de boa parte dos sedimentos encontrados na Formação Guabirotuba. Os ensaios de laboratório mostraram que algumas propriedades do solo da Área 1 variam com a profundidade. O peso específico natural γ , que mais superficialmente se situa

em torno de 19 kN/m^3 , excedeu 20 kN/m^3 a 4,5 m de profundidade. O índice de vazios se reduz de 0,79 para 0,61 ao longo do trecho estudado. O grau de saturação é elevado, com uma média de 95 %. O limite de liquidez LL exhibe valores mais altos próximo à superfície ($LL > 80 \%$), decrescendo para 55-60 % ao longo do perfil. O limite de plasticidade LP resultou, em média, 33 %. A fração argila, que a 1,5 m de profundidade é superior a 70 %, pode chegar a 50 % em torno de 4,0 m. A variação da plasticidade no perfil está associada à distribuição do teor de argila.

O solo mais alterado quimicamente da Área 2 possui plasticidade e atividade inferiores às observadas na Área 1. Nos ensaios de caracterização, a principal diferença entre os materiais provenientes das duas áreas residuiu no limite de contração LC . O valor típico do LC na Área 1, em torno de 12 %, mostra-se compatível com a presença de esmectita, a qual foi identificada com análises de difratometria de raios-X. Os valores do limite de contração das amostras da Área 2 (22-27 %), sugerem uma composição associada a argilo-minerais estáveis.

Embora argilas siltosas representem quase que a totalidade dos perfis do Sítio Experimental, estratos arenosos foram encontrados nas duas áreas investigadas, ilustrando uma importante feição dos solos da Formação Guabirotuba.

Os dados dos piezômetros instalados na Área 1 do Sítio Experimental sugerem que, mais superficialmente, a poro-pressão estaria sendo controlada por condições hidrogeológicas distintas das que ocorrem em maiores profundidades. A reduzida permeabilidade da matriz argilosa pode favorecer a formação de lençóis suspensos. Dentre outros fatores, a presença de sucções matriciais e as inúmeras fraturas existentes no terreno – algumas das quais se constituem em caminhos preferenciais para a água – podem interferir nas poro-pressões de campo. Na Área 2, um regime hidrogeológico mais bem definido, aparentemente hidrostático, foi encontrado até a profundidade de 8,9 m, ao longo da qual há dados disponíveis.

7.3 Investigações Geotécnicas de Campo

As diferentes técnicas de investigação do terreno utilizadas nas duas áreas do Sítio Experimental permitiram estudar as vantagens e dificuldades associadas a cada ferramenta, tendo-se delineado algumas tendências.

A interpretação dos ensaios de cone com base na proposta de Robertson et al. (1986), usando-se q_c e FR , mostrou resultados interessantes, com classificações do tipo de comportamento do solo sendo compatíveis com as informações de laboratório e observações de campo. As análises sugerem que o diagrama de classificação possui potencial para auxiliar na identificação das diferentes condições presentes nos perfis, inclusive com respeito ao intemperismo químico. O acúmulo de experiências poderá vir a permitir que os procedimentos de classificação sejam adaptados às particularidades dos solos da Formação Guabirotuba.

No Sítio Experimental (Áreas 1 e 2), as comparações das resistências de ponta do cone q_c com o número de golpes do SPT ($q_c = K N_{SPT}$) indicaram um fator K igual a 0,23 MPa. Entretanto, os dados apresentaram uma dispersão intensa, tornando claro que o uso de um fator empírico não substitui as medidas diretas obtidas com as sondagens.

Os ensaios com o Dilatômetro de Marchetti (DMT), realizados na Área 1, mostraram bons resultados na classificação do tipo de comportamento do solo. Entretanto, um maior número de dados ainda se faz necessário para estabelecer correlações com propriedades tais como o coeficiente de empuxo no repouso, razão de cedência e resistência não-drenada.

A resistência não-drenada (S_u) e o módulo cisalhante G dos perfis do Sítio Experimental foram avaliados com o pressiômetro autoperfurante (Sampaio Jr, 2002). Na Área 1, a resistência não-drenada de pico obtida com o método de Gibson e Anderson (1961) alcançou 300 kPa. O solo intemperizado da Área 2 (ensaios a 2,0 e 3,5 m de profundidade) mostrou resistências sensivelmente menores, na faixa de 40 a 128 kPa. A resistência não-drenada apresentou um crescimento gradual com a profundidade, particularmente na Área 2 do Sítio Experimental. Módulos de elasticidade não-drenados (E_U) foram calculados a partir dos módulos cisalhantes

associados a 0,1 % de deformação de cavidade. Os valores de E_U da Área 1 situaram-se na faixa de 300 a 615 MPa. Na Área 2, os módulos de elasticidade não-drenados variaram entre 87 MPa (2,0 m de profundidade) e cerca de 400 MPa (9,5 m de profundidade).

Os ensaios com o pressômetro autoperfurante acrescentaram informações valiosas quanto ao coeficiente de empuxo no repouso K_0 da Formação Guabirotuba. As análises indicaram valores de K_0 superiores a 3,0. As altas pressões horizontais encontradas no Sítio Experimental podem ter induzido um estado de ruptura passiva no terreno. O coeficiente de empuxo no repouso elevado poderia estar associado, dentre outras hipóteses, a um sobre-adensamento por erosão. Uma possível ação de esforços tectônicos (Salamuni, 1998) também deve ser considerada.

7.4 Fatores Intervenientes na Compressibilidade e Sucção Matricial

As análises do solo da Área 1 do Sítio Experimental sugeriram a existência de ligações diagenéticas entre partículas, conforme já havia sido postulado por outros autores para solos da Formação Guabirotuba (Duarte, 1986; Boszczowski, 2001).

Um dos indícios de cimentação encontrados no presente estudo refere-se à influência da secagem nos limites de consistência. Com o preparo pelo processo usual, que envolve secagem prévia ao ar, os valores de LL das amostras 4.0040.00, 4.0047.00 e 4.0050.00 da Área 1 mostraram-se iguais a 75, 63 e 55 % respectivamente. Em um procedimento alternativo, com solo remoldado em via úmida a partir da umidade natural (sem secagem prévia), os limites de liquidez das mesmas amostras se reduziram para 48, 47 e 45 % respectivamente. Esse fenômeno estaria associado à quebra das ligações entre partículas, que seria promovida pela secagem da amostra ao ar e seu posterior reumedecimento. No preparo por via úmida, a preservação de ligações naturais conduziria a um LL mais baixo. Outro indicativo de uma possível cimentação foi encontrado em análises granulométricas. No preparo rotineiro com secagem ao ar, as amostras 4.0040.00 e 4.0047.00 mostraram teores de argila de 70 % e 53 % respectivamente. No ensaio por via úmida, os mesmos solos passaram a

exibir, respectivamente, 51 e 23 % de material argiloso. A redução da porcentagem de argila e acréscimo da fração silte sugere que, no ensaio por via úmida, haveria uma maior parcela de ligações naturais remanescentes entre as partículas argilosas.

Indícios de uma possível cimentação também foram observados em ensaios de adensamento. A inundação de corpos de prova indeformados produziu expansões inferiores a 3 %. Em alguns casos, o aumento de volume foi nulo. Esse comportamento ocorreu mesmo com a possível presença de altas sucções matriciais (por exemplo, da ordem de 1 MPa) nos blocos indeformados. Durante a compressão edométrica, ciclos de descarregamento-recarregamento conduzidos entre 320 e 80 kPa mostraram índices de expansão C_s da ordem de 0,0033-0,0050. No descarregamento final, após uma tensão efetiva de 9060 kPa ter sido aplicada, os valores de C_s excederam 0,06. Para tensões menores, o índice de expansão seria baixo, devido à preservação das ligações naturais entre partículas. À medida que as tensões efetivas crescem, o amolgamento progressivo da estrutura aumentaria o valor de C_s . Um fenômeno semelhante ocorreria em um processo de ressecamento, em que o desenvolvimento de sucção matricial leva ao acréscimo das tensões efetivas.

A elevada rigidez do solo da Área 1, decorrente do sobre-adensamento e das possíveis ligações diagenéticas, se refletiu nas curvas características obtidas com o método do papel filtro. Para teores de umidade w situados entre a condição natural e a inundação, a tendência geral das curvas indica que pequenas variações de w podem gerar alterações significativas na magnitude da sucção matricial. Uma redução de 1 ou 2 % no teor de umidade estaria associada a um aumento na sucção da ordem de, por exemplo, 1000 kPa. Ou seja, a capacidade de sucção – definida como o gradiente da curva característica em um diagrama $w \times \log$ sucção – é baixa. No campo, as tensões efetivas podem sofrer mudanças sazonais consideráveis, em função da disponibilidade de água. As relações entre o grau de saturação e a umidade obtidas nas determinações de sucção indicam que tal fenômeno se processa mesmo com o solo estando próximo à saturação.

A baixa capacidade de sucção pode ter conseqüências na amostragem. Uma redução da umidade natural causada pelas operações de extração do bloco indeformado ou, no laboratório, durante o período de armazenamento e talhagem de corpos de prova, contribuiria para reduzir as poro-pressões e aumentar as tensões efetivas.

Uma curva característica do solo no estado indeformado mostrou uma histerese pequena, para um ciclo de secagem-umedecimento entre a condição de inundação e a umidade natural. Apesar da presença de esmectita, a inundação do solo a partir da umidade natural produziu expansões mínimas, da mesma forma como se observou nos ensaios de adensamento. A variação de volume mostrou-se significativa apenas à medida que os corpos de prova foram submetidos a trajetórias de secagem, as quais envolveram níveis de sucção matricial que excederam 10 ou 20 MPa.

O clima úmido atual concorre para manter os solos da Bacia de Curitiba com um grau de saturação relativamente elevado. Entretanto, o equilíbrio natural pode ser modificado, por exemplo, quando o solo superficial é removido em serviços de terraplenagem, áreas de empréstimo, escavações ou cavas de fundações. Devido à presença de esmectita, elevadas sucções se desenvolvem no solo ressecado. O aumento das tensões efetivas provoca uma contração volumétrica intensa, vencendo a rigidez que eventuais ligações entre partículas conferem ao material em seu estado natural. O comportamento estável que o solo possui para pequenas oscilações em torno da umidade natural não se preserva em um processo de ressecamento. O material assume um aspecto “empastilhado” ao ser exposto ao ar. Uma vez ressecado, se a água entra em contato com o terreno este se desagrega, iniciando-se um processo erosivo. Eventuais ligações remanescentes entre partículas são destruídas. Se variações sazonais de umidade reduzirem o grau de saturação, a infiltração de água nas fraturas poderia causar um “amolecimento” gradual do terreno.

7.5 Efeitos de Escala no Campo e em Laboratório – Influências das Fraturas

As diferentes fraturas presentes no terreno da Área 1 exerceram uma importante influência nos ensaios de resistência conduzidos na pesquisa. No campo, os estudos de efeitos de escala envolveram estacas escavadas com trado mecânico, sem revestimento ou lama bentonítica, solução usual de fundação na região de Curitiba. Três diâmetros nominais foram utilizados: 25, 40 e 60 cm. O comprimento adotado

para os elementos situou-se entre 11,0 e 11,5 m. Um total de doze estacas foi executado e submetido a provas de carga dinâmicas. Para se obter subsídios adicionais na interpretação das parcelas de resistência do atrito lateral e da ponta, seis estacas tiveram um disco de isopor posicionado sob a ponta. A rigidez do isopor e também dos elementos amortecedores de madeira foi avaliada previamente em laboratório. O peso específico do concreto das estacas resultou em média 21,6 kN/m³.

Os ensaios dinâmicos utilizaram um martelo de queda-livre com 49 kN (5 tf) de peso do pilão. A instrumentação, composta por acelerômetros e transdutores de deformação, foi monitorada com um analisador de cravação de estacas (*PDA*). Os resultados das análises indicaram que, no carregamento dinâmico, a presença de isopor acentuou discretamente as reflexões de tração na ponta das estacas, mas uma parcela significativa de resistência foi mobilizada. Nas estacas convencionais (sem isopor) também ocorreram mobilizações significativas da resistência de ponta. Esses fatos podem estar associados ao carregamento transiente do material sob a ponta (isopor ou solo) em condições não-drenadas, o qual tenderia a responder com uma rigidez mais alta. A reduzida compressibilidade do solo intacto não exigiria grandes deslocamentos para a ativação plena das resistências. No caso do atrito lateral, pequenos deslocamentos permanentes (negas) – da ordem de 1,5 mm por golpe – foram suficientes para mobilizar integralmente as resistências na interface solo-estaca.

Os resultados de análises *CAPWAP* mostraram uma redução do atrito lateral unitário com o aumento do diâmetro das estacas, o que caracteriza um efeito de escala. As estacas de 25 e 40 cm de diâmetro nominal apresentaram atritos laterais unitários, respectivamente, 50 e 40 % superiores aos das estacas com 60 cm. Embora possa haver um efeito de escala também na resistência de ponta, os dados obtidos não foram suficientes para precisar claramente tal fenômeno. De um modo geral, as capacidades de suporte mobilizadas nos ensaios dinâmicos resultaram elevadas. Nas estacas convencionais (sem isopor) de 25 cm de diâmetro nominal, as resistências totais situaram-se entre 1487 e 1607 kN. Nos elementos de 40 cm de diâmetro, foram mobilizadas capacidades de 2813 a 3288 kN; em uma estaca de 60 cm de diâmetro obteve-se 3782 kN. Esses resultados são compatíveis com estimativas efetuadas a

partir das resistências não-drenadas do pressiômetro autoperfurante, mas superiores às avaliações com procedimentos semi-empíricos baseados no *SPT* e *CPT*. É importante uma confirmação futura dos resultados das análises *CAPWAP* com provas de carga estáticas, bem como a investigação dos efeitos de escala em outros perfis de argila fraturada.

No laboratório, o estudo de efeitos de escala do solo da Área 1 envolveu ensaios de cisalhamento direto drenados (corpos de prova de 50×50 mm e 100×100 mm) e triaxiais do tipo *CIU* (corpos de prova de 38, 50 e 70 mm de diâmetro). Os ensaios de cisalhamento direto contemplaram duas amostras indeformadas. Nos corpos de prova com 50 mm de lado, a coesão efetiva c' e o ângulo de atrito efetivo ϕ' médios resultaram, respectivamente, 40 kPa e 31° . Quando corpos de prova de 100 mm foram ensaiados, os mesmos parâmetros se reduziram para 29 kPa e 23° , evidenciando um nítido efeito de escala. Pôde-se observar ainda a tendência dos corpos de prova menores exibirem um comportamento *strain-softening*. Nos elementos com 100 mm de lado praticamente não houve pico. O aumento de volume durante o cisalhamento foi maior nos corpos de prova de 50×50 mm.

Os efeitos de escala observados no cisalhamento direto também se manifestaram nos ensaios triaxiais. Para uma dada tensão efetiva (σ'_0), a resistência não-drenada dos corpos de prova com 70 mm de diâmetro nominal resultou inferior à dos elementos de 38 e 50 mm. O efeito de escala mostrou-se menos pronunciado para valores de σ'_0 superiores a 800 kPa. Os parâmetros de resistência efetivos também foram influenciados pelas dimensões dos corpos de prova. Para a faixa de tensões envolvida nos ensaios com os elementos de menor dimensão (38 e 50 mm), que variou de 60 a 1519 kPa, o intercepto coesivo resultou elevado, em média igual a 114 kPa, e o ângulo de atrito situou-se em torno de 21° . Nos ensaios dos corpos de prova de 70 mm ($38 \leq \sigma'_0 \leq 785$ kPa), as resistências sugeriram uma coesão nula, com o ângulo de atrito de $30,7^\circ$ assumindo um valor típico de um material “granular”. Esse comportamento – que se deve à influência das descontinuidades – é compatível com o observado por outros autores em argilas sobreadensadas fraturadas (e.g. Marsland, 1972).

A faixa de tensões associada aos efeitos de escala aqui identificados é aplicável à maioria dos problemas práticos relacionados com fundações, taludes ou escavações.

Quando ensaios de laboratório forem programados para avaliar parâmetros de resistência de materiais fraturados como os da Formação Guabirotuba, é importante o uso de corpos de prova com a maior dimensão possível. Os elementos de pequenas dimensões rotineiramente empregados – tais como corpos de prova de cisalhamento direto com 50×50 mm ou 60×60 mm, ou amostras de 38 mm de diâmetro em ensaios triaxiais – podem conduzir a parâmetros de resistência não-conservadores.

Por outro lado, em análises de estabilidade de maciços de argilas rijas e duras fraturadas, tanto a curto como a longo prazo, deve-se minorar a resistência de pico usualmente obtida com ensaios de campo ou de laboratório, mesmo se elementos de grandes dimensões forem utilizados. Além da redução da resistência operacional provocada pelas fraturas, possíveis efeitos de “amolecimento” e ruptura progressiva tornam recomendável a adoção de parâmetros de projeto inferiores aos da condição de pico. No presente estudo, uma envoltória inferida com ensaios de cisalhamento direto de solo reconstituído ($c'=0$; $\phi'=19,7^\circ$) ilustrou um critério empírico frequentemente citado na literatura – o da resistência *fully-softened* (Skempton, 1977). Entretanto, a aplicabilidade desse procedimento deve ser avaliada com cautela. Estudos mais recentes (Potts et al., 1997) demonstram que um processo de ruptura progressiva controla o comportamento de maciços escavados em argilas sobre-adensadas, e que este fenômeno decorre da presença de tensões horizontais elevadas. A complexidade dos processos envolvidos requer um aprofundamento das pesquisas, buscando-se definir critérios adequados às particularidades de cada sítio ou formação geológica.

7.6 Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba – Possíveis Mecanismos Intervenientes

Os estudos do presente trabalho permitiram delinear, ainda que qualitativamente, possíveis mecanismos que levariam as argilas rijas e duras da Formação Guabirotuba a se comportarem de uma forma instável em obras geotécnicas.

No caso de escavações, seja em cortes ou mesmo em perfurações do fuste de estacas, o “desconfinamento” associado à remoção do suporte lateral provoca um alívio nas

tensões horizontais do terreno. Caso o maciço possua poro-pressões positivas, o descarregamento determina o aparecimento de sucções. As superfícies polidas ou fraturamentos tectônicos podem não suportar as sucções impostas pelo descarregamento. Como resultado, algumas descontinuidades se “abririam”. Fraturas abertas não possuem resistência ao cisalhamento. Uma das primeiras conseqüências desse fenômeno é a queda de blocos de solo. Fraturas orientadas criticamente em relação à escavação aumentam os riscos de deslizamentos.

A presença de pressões horizontais elevadas contribui para o desenvolvimento das poro-pressões negativas associadas ao alívio de tensões. Os solos argilosos da Formação Guabirota podem reter elevadas sucções matriciais (por exemplo, 2 MPa), em uma condição próxima à saturação. Entretanto, nos materiais mais sobre-adsensados ou cimentados, o comportamento da curva característica faria com que pequenos acréscimos de umidade reduzissem rapidamente as eventuais sucções presentes. A drenagem através de lentes granulares e fraturas, bem como a infiltração de água proveniente de precipitação pluviométrica, podem contribuir para diminuir as sucções e, conseqüentemente, as tensões efetivas. A queda nas tensões efetivas é acompanhada de um decréscimo na resistência não-drenada. Uma eventual presença de pressões horizontais elevadas intensifica os deslocamentos associados à redução das tensões efetivas, o que no curto prazo pode favorecer a abertura das fraturas existentes no maciço.

A matriz argilosa pouco permeável propicia a formação de lençóis empoleirados, nos quais as fraturas e lentes granulares exercem importante controle. Excessos de pressão hidrostática podem se desenvolver nas descontinuidades, como conseqüência de uma redistribuição de água devido à escavação ou, particularmente, quando da ocorrência de chuva. A pressão em excesso na água que percola nas fraturas, associada à baixa resistência do maciço, também contribui para uma instabilidade.

A orientação das partículas nas fraturas reduz a sua resistência ao cisalhamento, que pode tender a valores residuais. Quando a esmectita for o argilo-mineral envolvido, um ângulo de atrito muito baixo estará associado à condição residual ($\phi_{res} < 10^\circ$). A resistência disponível nas descontinuidades tectônicas – ao longo das quais já ocorreram deslocamentos cisalhantes no passado – seria próxima à residual. Também

nas superfícies polidas a coesão seria mínima, e o ângulo de atrito influenciado pelos valores de ϕ_{res} do material.

A longo prazo, o maciço em questão reuniria maiores condições de se manter estável à medida que o terreno fosse capaz de sustentar sucções matriciais elevadas. Caso contrário, um processo de instabilização pode se iniciar. Para baixos níveis de tensão efetiva, a coesão do material tende a ser nula, pois o comportamento do solo é condicionado pelo atrito entre blocos delimitados pelas fraturas. As discontinuidades diminuem a resistência de pico do solo.

O desenvolvimento de uma superfície de ruptura em parte se daria pelas superfícies polidas ou fraturamentos, uma vez que tais feições representam regiões de menor resistência. Concentrações de tensões surgiriam nas regiões intactas do terreno. Caso pressões horizontais elevadas sejam atuantes, os deslocamentos subseqüentes à remoção de solo teriam uma maior magnitude. Tais movimentações também poderiam contribuir para gerar concentrações de tensões cisalhantes, principalmente na base da escavação. Concentrações de tensão implicam em deformações não uniformes. Em alguns pontos, a resistência de pico do material intacto pode ser ultrapassada. Após o pico, a curva tensão \times deformação apresenta uma queda significativa, devido à tendência de aumento de volume durante o cisalhamento e à resistência residual reduzida. Essas condições podem desencadear um processo de ruptura progressiva, que a longo prazo contribuiria para a instabilidade. O tempo necessário para que todo o mecanismo se desencadeasse dependeria, em parte, da magnitude do coeficiente do empuxo no repouso, pois o mesmo interferiria na intensidade das poro-pressões negativas a serem dissipadas e, conseqüentemente, na magnitude dos deslocamentos subseqüentes à escavação. Caso as condições do maciço contribuam para a preservação de sucções matriciais, o processo de ruptura pode não ser deflagrado. O desenvolvimento do mecanismo dependeria também da intensidade do intemperismo químico, pois o mesmo pode atenuar feições como as superfícies polidas e outras fraturas, e reduzir a intensidade das pressões horizontais.

O comportamento do solo descrito nos parágrafos precedentes também interfere na execução e no desempenho de fundações. No curto prazo, problemas como o estrangulamento de perfurações dos fustes de estacas escavadas e tubulões estão associados ao fraturamento do terreno e às reduções de tensão efetiva que infiltrações

acarretam. O atrito lateral e a resistência de ponta podem ser influenciados pelo processo de instalação, particularmente se houver a entrada de água nas perfurações através de lentes granulares ou fraturas. A concretagem das fundações deve se processar o mais brevemente possível após a escavação.

Sob condições de trabalho, a capacidade de suporte de fundações profundas tende a ser afetada por efeitos de escala causados pelo fraturamento do terreno. Nos elementos moldados *in loco*, tanto a resistência de ponta como o atrito lateral unitários podem se reduzir à medida que a seção transversal aumentar. Em estacas de deslocamento, os efeitos de escala se manifestariam na resistência de ponta unitária.

No caso de fundações superficiais, a tensão de ruptura do solo também seria influenciada pelas fraturas e pelas dimensões dos elementos. Entretanto, como fundações superficiais normalmente solicitam o terreno em um estado “confinado”, as fraturas permaneceriam “fechadas”, com a consistência do solo contribuindo para a capacidade de suporte.

As discontinuidades podem aumentar a variabilidade dos maciços da Formação Guabirota. Os efeitos dessas feições e a heterogeneidade dos sedimentos – nos quais a massa argilosa apresenta intercalações de lentes granulares – podem ajudar a esclarecer a dispersão observada no desempenho de fundações. A possibilidade da ocorrência de fenômenos de ruptura progressiva deve ser investigada tanto em fundações profundas como superficiais.

Evidentemente, a importância dos diferentes mecanismos descritos é variável. Em um dado ponto da Formação Guabirota, apenas parte dos agentes pode ser interveniente. Uma quantificação do papel que cada fator exerce e a identificação de procedimentos que permitam antecipar e evitar os problemas, ainda demandam trabalhos de pesquisa. No momento, uma atenção às condições específicas de cada local pode ajudar a evitar acidentes em obras geotécnicas.

7.7 Considerações Finais

As conclusões do presente trabalho não deixam de refletir a opinião do autor face as informações disponíveis no momento. Tendo-se em vista a dinâmica inerente a um processo de construção do conhecimento, as tendências aqui delineadas serão aperfeiçoadas à medida que novos elementos se tornarem disponíveis. Além das questões colocadas em aberto nos parágrafos precedentes, a continuidade das pesquisas encontra uma série de assuntos que podem ser abordados.

As fraturas exercem um papel decisivo na resistência ao cisalhamento, causando efeitos de escala no campo e laboratório, reduzindo a resistência operacional do terreno e interferindo na formação de superfícies de ruptura nos maciços. Esse comportamento evidencia a necessidade de um estudo específico e aprofundado sobre as diferentes descontinuidades que ocorrem na Formação Guabirotuba.

Embora indícios de cimentação tenham sido apontados, um esclarecimento de sua natureza demanda investigações. Análises mais completas da composição do solo ainda são necessárias, com particular ênfase nos cátions adsorvidos. As causas da reduzida atividade dos solos da Formação Guabirotuba merecem ser pesquisadas. A identificação da natureza das substâncias depositadas nas fraturas requer estudos específicos.

Ensaio triaxiais em laboratório podem contemplar corpos de prova com maiores dimensões, tensões efetivas mais elevadas e trajetórias de tensão distintas das aqui utilizadas, incorporando-se medições locais de deformação axial e radial. Ensaio de resistência com sucção controlada são desejáveis e medidas contínuas de sucção no campo ampliariam o entendimento dos problemas de instabilidade. Determinações de sucção matricial, envolvendo técnicas mais sofisticadas que o papel filtro empregado no presente estudo, são bem vindas. No campo, a pesquisa de efeitos de escala pode considerar fundações diretas e tipos adicionais de fundações profundas.

O estudo da magnitude do coeficiente de empuxo no repouso em diferentes pontos da Formação Guabirotuba contribuiria para o entendimento de aspectos relacionados com a evolução geológica dos sedimentos e seria útil para estabelecer critérios de projeto de escavações. A disponibilidade de parâmetros permitirá que o

comportamento dos maciços da Formação Guabirotuba seja modelado numericamente. O entendimento das questões relacionadas com o desenvolvimento de ruptura progressiva demanda análises computacionais.

A continuidade das pesquisas é fundamental para superar os desafios que a Formação Guabirotuba e outros solos com comportamento semelhante colocam à engenharia geotécnica. Nesse sentido, as palavras de Marsland (1972) não deixam de se manter atuais: *“At the present time it is essential that each type of fissured clay be regarded as a new material and studied by all means available. In this way the uses and limitations of laboratory tests, in situ field tests and other methods of field investigation will be established. This new, more flexible, approach to the study of natural soils is probably one of the most encouraging features in the development of geotechnics at the present time.”*

INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS: DISCUSSÃO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO

6.1 Introdução

Analisando-se as diferentes feições do solo do Sítio Experimental investigadas nos estudos de campo e laboratório, no presente capítulo se buscará identificar os mecanismos essenciais do comportamento do terreno. Os dados levantados serão comparados com informações da literatura, discutindo-se a aplicabilidade das constatações do presente estudo a outros perfis da Formação Guabirotuba.

A ampla gama de ferramentas empregada no trabalho permite que a análise dos ensaios seja efetuada com múltiplos enfoques. Tendo-se em vista o objetivo da pesquisa, a discussão dos resultados do programa experimental se relacionará sobretudo com aspectos que permitam avançar no entendimento do comportamento geomecânico dos solos argilosos da Formação Guabirotuba. Particularidades

inerentes às técnicas descritas nos Capítulos 4 e 5 serão aprofundadas à medida que se tornarem necessárias para a interpretação dos resultados.

6.2 Investigações de Campo: Tendências Gerais

As investigações geotécnicas descritas no Capítulo 4 ilustram a diversidade dos terrenos da Formação Guabirota. Na Área 1 do Sítio Experimental, embora o solo apresente alguns sinais de alteração, a consistência é elevada. O perfil da Área 2 – situado a poucas centenas de metros da Área 1 –, exhibe intensos sinais de alteração química.

É importante observar que a Área 1, que possui uma altitude média de 907 m, situa-se 10 a 14 m abaixo da Área 2, cujas cotas variam entre 917 e 921 m. Conforme descrito no item 4.1, o terreno do Centro Politécnico apresenta um declive suave, em direção a um vale que é ocupado nos pontos mais baixos (cota 895 m) por um pequeno córrego. É possível que a declividade do Centro Politécnico esteja associada a um processo erosivo, que teria exumado o terreno na direção do vale. Essa hipótese explicaria a ausência de uma camada mais significativa de solo intemperizado na Área 1, pois à medida que a cota do terreno se reduz, uma maior espessura de material teria sido erodida. O manto de solo alterado tenderia a ser mais espesso nos pontos de maior altitude. Conforme apontado por Trescases et al. (1986), a conformação atual da superfície da bacia de Curitiba trunca diferentes horizontes do terreno. Face tal constatação, os autores argumentam que o clima úmido responsável pelo intemperismo químico dos solos da Formação Guabirota não seria o contemporâneo. Os diferentes graus de intemperismo observados nas duas áreas do Sítio Experimental podem se constituir em um bom exemplo desse mecanismo. Deve-se notar que os sedimentos da Formação Guabirota sofreram uma certa erosão (item 2.3), que foi mais intensa ao longo das drenagens que hoje cortam a bacia (Figura 2.5).

O desenvolvimento de um processo de laterização tende a reduzir a resistência do material, fato evidenciado pelo menor número de golpes do *SPT* ou pela resistência

do cone mais baixa nos primeiros metros de profundidade da Área 2. Enquanto que na Área 1 o N_{SPT} situa-se acima de 20 – a profundidades de apenas 1 ou 2 metros –, na Área 2 o número de golpes nos primeiros metros de sondagem é inferior a 10. A resistência do cone q_T na Área 1 rapidamente alcança 6 MPa; os sedimentos alterados da Área 2 exibem valores de q_T na faixa de 1 a 4 MPa. A resistência não-drenada a 2,0 ou 3,5 m de profundidade na Área 2, avaliada com o pressiómetro autoperfurante (Tabela 4.12), situa-se entre 1/3 a 1/5 da resistência obtida mais superficialmente na Área 1.

Os dados dos ensaios de cone são particularmente interessantes para ilustrar as diferenças entre os graus de alteração das duas áreas. Na Figura 6.1, as resistências de ponta de todas as sondagens disponíveis estão representadas ao longo da profundidade. À medida que a penetração aumenta e, conseqüentemente, a ação do intemperismo químico se reduz, as diferenças entre o comportamento dos materiais de ambas as áreas ficam menos perceptíveis. Os dados sugerem que, a partir de 8 m de profundidade, a resistência de ponta encontrada na Área 2 torna-se comparável à da Área 1. Essa tendência se acentua com o aumento da profundidade. Ou seja, a distinção entre os dois perfis se limitaria principalmente aos estratos superficiais. A razão de atrito FR do ensaio de cone pode auxiliar na delimitação entre regiões com graus de intemperismo variáveis. A Figura 4.34 mostra que as camadas argilosas superficiais da Área 2 possuem FR entre 5,0 e 8,0 %, enquanto que o material menos alterado exibe uma razão de atrito inferior, na faixa de 3,5 a 5,5 %. O perfil da Área 1 também possui FR tipicamente entre 3,5 e 5,5 %.

Conforme mencionado no item 4.3, a transição entre os materiais com condições distintas não é claramente identificável. A mudança no estado do solo ocorre gradualmente. Mesmo em amostras extraídas de maiores profundidades, indícios ocasionais de alteração podem ser observados, particularmente na Área 2. Deve-se notar que a simples distinção da cor dos sedimentos “inalterados” entre “cinza” ou “marrom” envolve uma certa subjetividade. Por exemplo, para as argilas da Área 1 considera-se a coloração cinza como sendo predominante. Entretanto, examinando-se as diversas fotografias do material apresentadas nos Capítulos 4 e 5, pode-se perceber que há outras tonalidades envolvidas.

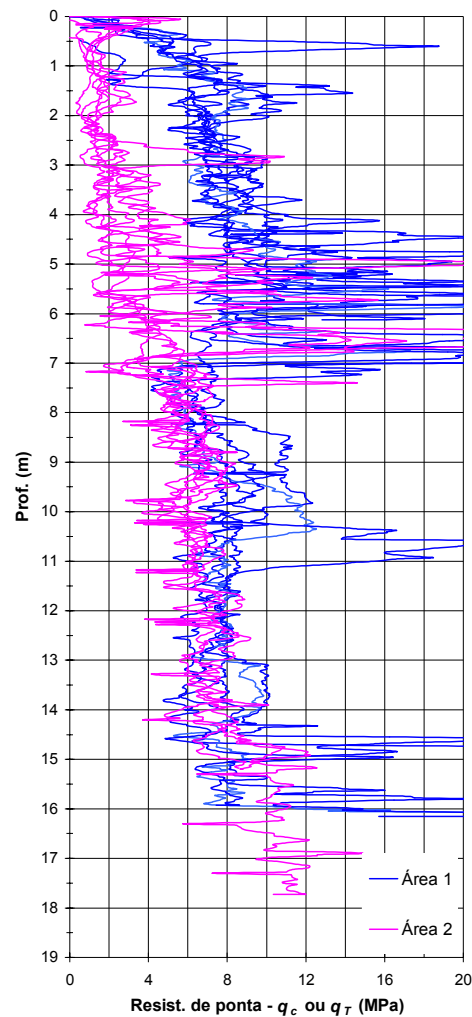


Figura 6.1. Comparação entre as resistências de ponta (*CPT*) das duas áreas investigadas.

Na Área 2 do Sítio Experimental, dentro da limitada profundidade investigada, tem-se a presença de argila marrom subjacente à argila cinza. Esse fato é aparentemente não usual. Em diferentes pontos da Formação Guabirota, a tonalidade das argilas tipicamente encontradas em maiores profundidades – ou seja, quando o material não apresenta indícios de alteração – é a cinza. Antes de se alcançar tal condição, materiais com coloração marrom podem estar presentes (e.g. Fortin, 1989), o que sugere que este tom poderia estar associado a uma alteração incipiente. Skempton (1977) descreve situação análoga, que caracteriza a Argila de Londres – uma camada oxidada marrom é sobrejacente ao material intacto acinzentado. Assim, não se pode descartar a possibilidade de que perfurações mais profundas na Área 2 do Sítio Experimental viessem a revelar argilas cinzas. Intercalações de materiais alterados com solo aparentemente intacto poderiam estar relacionadas com regiões mais

fraturadas, que facilitariam a infiltração de água e, conseqüentemente, a ação do intemperismo químico.

É interessante notar que no furo SPTT-1 da Área 2, entre 0,4 e 1,2 m de profundidade, foram encontrados fragmentos de concreções ferruginosas. De acordo com Salamuni (1998), tais feições devem-se a oscilações do nível d'água em ambientes pretéritos.

A presença de estratos arenosos em ambas as áreas investigadas ilustra uma importante feição dos solos da Formação Guabirotuba. Na Área 1, duas ocorrências de material granular foram identificadas: um arcósio silto-arenoso, de abrangência localizada, e uma lente de areia siltosa, que aparece entre 6,0 e 7,0 m de profundidade (Figura 4.10). Apesar de sua abrangência relativamente restrita, esses corpos granulares influíram significativamente nos trabalhos de fundações da Área 1. Conforme apontado por Kormann et al. (2000b, 2000c), é possível que o comportamento distinto observado nas provas de carga das estacas hélice-contínua CFA-1 e CFA-2 (Figuras 3.25 e 3.28) esteja associado à lente granular. Essa camada permeável provocou também o aparecimento de infiltrações nas perfurações das estacas escavadas mecanicamente (item 4.8.5), as quais chegaram a causar a perda de uma estaca em execução. Na Área 2, embora pequenas lentes de areia tenham sido ocasionalmente identificadas nas sondagens, a principal ocorrência de material granular parece estar restrita a um pacote situado na região central da mesma (Figura 4.12).

Os dados dos piezômetros instalados na Área 1 do Sítio Experimental (item 4.4) mostram a dificuldade envolvida na medição de poro-pressões em terrenos da Formação Guabirotuba. Mais superficialmente, a poro-pressão pode estar sendo controlada por condições hidrogeológicas distintas das que ocorrem em maiores profundidades. A reduzida permeabilidade da matriz argilosa favorece a presença de lençóis suspensos. As inúmeras fraturas existentes no material, bem como eventuais lentes granulares, tendem a se constituir em caminhos preferenciais para a água. Por outro lado, os dados das curvas características indicam que não é necessária uma redução significativa da umidade para que sucções elevadas se desenvolvam (item 5.5). Tais feições, somadas à dinâmica envolvida nos processos de precipitação

pluviométrica, infiltração e evapo-transpiração podem contribuir para o estabelecimento de regimes de poro-pressão transientes e não uniformes no maciço.

Na Área 2, um regime hidrogeológico mais bem definido, aparentemente hidrostático, foi encontrado até a profundidade de 8,9 m, ao longo da qual há dados disponíveis. Entretanto, não se pode assegurar que tais condições prevaleceriam em maiores profundidades. Conforme mencionado anteriormente, a Área 2 situa-se em uma posição relativamente elevada dentro da região. Não se descarta que o lençol encontrado seja do tipo “empoleirado”.

A razoável quantidade de investigações conduzidas no Sítio Experimental permite que algumas tendências sejam delineadas. No próximo item, dados das diferentes técnicas de sondagem descritas no Capítulo 4 são comparados entre si e com informações obtidas em laboratório (Capítulo 5).

6.3 Investigações de Campo: Análises e Correlações

6.3.1 Comparação entre as Sondagens *SPT*, *SPT-T* e *CPT*

Uma série de trabalhos nacionais vem apontando as potencialidades das medições de torque (T) em sondagens a percussão, com referência freqüente à relação entre T e o número de golpes do *SPT* – N_{SPT} (e.g Décourt e Quaresma Filho, 1991; Décourt, 1991; Quaresma et al., 1996). Na Área 1, a razão média T/N_{SPT} dos furos SPTT-1 e SPTT-2 resulta igual a 1,25 kgf·m, com um desvio padrão de 0,17 kgf·m. Essa relação é semelhante à observada na bacia terciária de São Paulo, que é de 1,2 kgf·m (Décourt, 1991). Os dados do furo SPTT-1 da Área 2 mostram uma razão T/N_{SPT} mais alta, igual a 1,71 kgf·m, com um desvio padrão semelhante ao da Área 1. Deve-se notar que uma maior quantidade de sondagens a percussão com medidas de torque seria desejável para confirmar essas tendências.

Avaliações preliminares da relação entre o N_{SPT} e a resistência de ponta do cone também foram efetuadas. Para se proceder à comparação, alguns pares de sondagens *SPT* e *CPT* foram selecionados, empregando-se como critério a proximidade entre os

furos. Uma vez que a resistência total q_T do cone não pôde ser estabelecida para o conjunto das sondagens (item 4.5), optou-se por basear as avaliações em q_c . Evidentemente, o uso da resistência de ponta sem a correção dos efeitos de poro-pressão implica em desvios, os quais no entanto são considerados aceitáveis para as avaliações preliminares aqui pretendidas.

Uma resistência média do cone foi calculada ao longo dos trechos correspondentes aos 30 cm finais do amostrador do *SPT*, corrigindo-se as profundidades em função das variações altimétricas do terreno. Deve-se observar que a relação q_c/N_{SPT} depende do diâmetro médio das partículas D_{50} (e.g. Robertson et al., 1983). Embora algumas sondagens do Sítio Experimental tenham atravessado areias ou siltes, face a pequena quantidade de dados destes materiais optou-se por concentrar a comparação nas camadas argilosas.

A correlação entre os resultados de sondagens a percussão e o ensaio de cone é expressa usualmente mediante o uso de um coeficiente linear K , através de uma relação do tipo:

$$q_c = K N_{SPT} . \quad (\text{Equação 6.1})$$

A Figura 6.2 mostra a relação entre q_c e o número de golpes do *SPT* da argila siltosa, para as Áreas 1 e 2 do Sítio Experimental. Estão indicados na figura os pares de sondagens utilizados. Pode-se perceber que a tendência da relação q_c/N_{SPT} é semelhante nas duas áreas. Utilizando-se o método dos mínimos quadrados, procedeu-se a uma regressão linear condicionada à passagem pela origem, considerando-se todo o conjunto de pontos. Os dados mostram uma dispersão intensa, com um coeficiente de determinação R^2 igual a 0,54. O valor de k obtido no ajuste é igual a 0,23 MPa.

Os dados foram ainda analisados considerando-se o número de golpes correspondentes a 60 % de eficiência – N_{60} . Uma vez que não se dispõe de medições de energia nas sondagens, os valores de N_{SPT} foram corrigidos de um modo expedito, multiplicando-se os mesmos por um fator igual a 1,20, definido a partir dos dados de Décourt et al. (1989). Com base em procedimento adotado por Politano et al. (2001), também foi introduzida uma correção referente ao comprimento das hastes, utilizando-se os coeficientes propostos por Skempton (1986). Para tanto, o número de golpes é multiplicado por fatores que variam de 0,75 a 1,00, dependendo da

profundidade da sondagem. A relação obtida entre q_c e N_{60} está representada na Figura 6.3. A dispersão aumenta em relação à análise sem correção, sendo que um valor de K ligeiramente inferior é obtido, igual a 0,22 MPa.

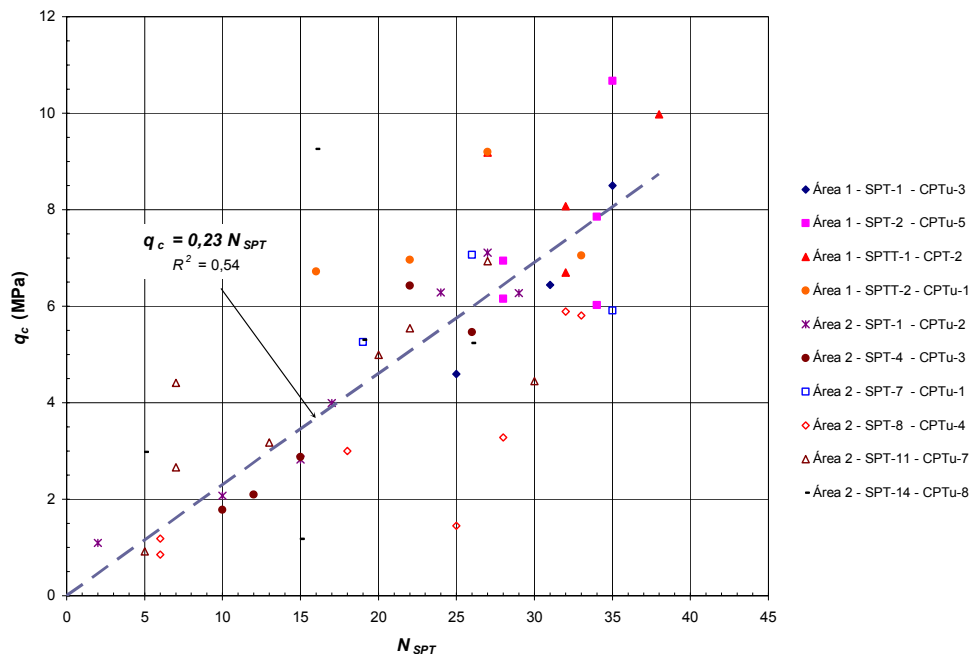


Figura 6.2. Relação entre q_c e N_{SPT} – argila siltosa do Sítio Experimental.

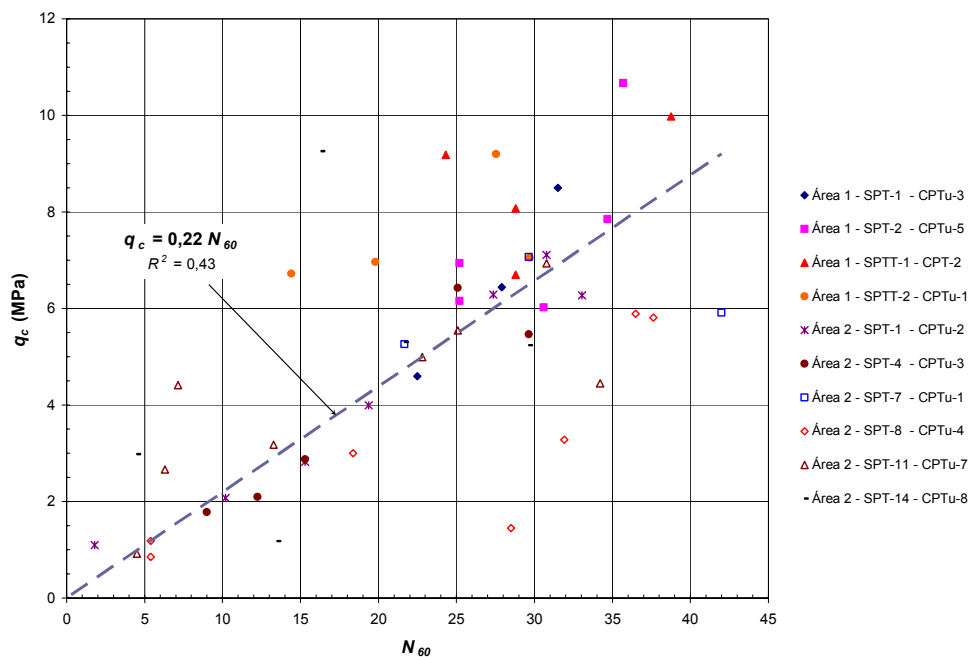


Figura 6.3. Relação entre q_c e N_{60} corrigido em função do comprimento das hastes (Skempton, 1986) – argila siltosa do Sítio Experimental.

A relação entre a resistência de ponta do cone e o número de golpes do *SPT* avaliada no Sítio Experimental mostra-se superior a dados da literatura internacional, referentes a argilas rijas e duras fraturadas. Por exemplo, Terzaghi et al. (1996) sugerem uma razão q_c/N_{60} igual a 0,1 MPa. Contudo, as análises do Sítio Experimental são compatíveis com outros dados da Bacia de Curitiba e da experiência nacional. Para as argilas siltosas da Formação Guabirotuba, Prates (1999) sugere uma relação q_c/N_{SPT} igual a 0,2 MPa. Danziger e Velloso (1986, 1995), analisando dados de várias obras brasileiras, recomendam para argila siltosa um coeficiente K de 0,25 MPa. Deve-se destacar que a relação proposta por Danziger e Velloso (1986, 1995) baseou-se em dados de cone mecânico, bem como a maior parte dos dados de Prates (1999).

É sempre importante lembrar que o uso de um fator de correlação não substitui as medidas diretas obtidas com os ensaios. Essa necessidade é reforçada pela significativa dispersão observada nas Figuras 6.2 e 6.3.

6.3.2 Classificação do Solo

As informações dos ensaios de cone e do dilatômetro podem ser comparadas com recomendações da literatura referentes à classificação de solos.

Usualmente, a classificação a partir dos dados do cone é efetuada com procedimentos gráficos, que relacionam q_c e f_s ou q_c e FR (e.g. Begemann, 1965, Sanglerat, 1972, Douglas e Olsen, 1981, apud Danziger e Schnaid, 2000; Robertson et al., 1986). No caso do piezocone, a classificação envolve q_T e B_q (Seneset e Janbu, 1984 apud Danziger e Schnaid, 2000; Robertson et al., 1986). O parâmetro B_q é definido como:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_T - \sigma_v}, \quad (\text{Equação 6.2})$$

sendo Δu o excesso de poro-pressão – obtido pela diferença entre a poro-pressão u_2 e a pressão hidrostática – e σ_v a pressão vertical *in situ*. Deve-se observar que os ábacos não são diagramas de classificação granulométrica – os mesmos objetivam fornecer uma idéia da tendência de comportamento do solo.

No presente estudo, face às limitações das medidas de poro-pressão dos ensaios (item 4.5) e dos piezômetros instalados na Área 1 (item 4.4), optou-se por analisar os

dados de uma forma simplificada, com base em q_c e FR . O desvio na resistência de ponta, sem correção da ação das poro-pressões, é considerado aceitável. Para tanto, foi selecionada a proposição de Robertson et al. (1986). O método se baseia em um diagrama $q_c \times FR$, que é dividido em 12 regiões. Uma descrição das mesmas é apresentada na Tabela 6.1, utilizando-se nomenclatura baseada no trabalho de Schnaid (2000).

Tabela 6.1. Regiões do diagrama $q_c \times FR$ para classificação do tipo de solo (Robertson et al., 1986).

REGIÃO	COMPORTAMENTO DO SOLO
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa – argila
5	Silte argiloso – argila siltosa
6	Silte arenoso – silte argiloso
7	Areia siltosa – silte arenoso
8	Areia – areia siltosa
9	Areia
10	Areia grossa – areia
11	Solo fino duro*
12	Areia – areia argilosa*

Nota:

* Sobre-adensado ou cimentado

A Figura 6.4 mostra o conjunto dos ensaios de cone conduzidos na Área 1. A dispersão evidencia a heterogeneidade do perfil. No entanto, pode-se perceber que a maior parte dos pontos concentra-se no limite entre as regiões 4, 5 e 11. Tais regiões correspondem a argila, argila siltosa, silte argiloso ou solo fino duro sobre-adensado (Tabela 6.1). Essa classificação é compatível com o material predominante na Área 1.

É interessante notar que boa parte da dispersão está relacionada com o material mais superficial do terreno. Na Figura 6.5a são representados os dados referentes apenas aos sedimentos compreendidos entre a superfície do terreno e a cota 905 m, o que corresponde a uma profundidade média de 3 m (ver também Figura 4.32). Pode-se notar que os furos CPTu-4 a CPTu-7, executados na região das estacas escavadas (item 4.8), possuem uma densidade considerável de pontos nas zonas 6 (silte arenoso - silte argiloso) e 7 (areia siltosa - silte arenoso). Não se descarta que esse

comportamento esteja associado a “ramificações” do material arcossiano superficial encontrado nas imediações da estaca CFA-2 (Figuras 4.7b e 4.10).

Na Figura 6.5b são mostrados dados de q_c e FR compreendidos entre as cotas 905 e 900 m. Esse trecho caracteriza-se por uma série de picos na resistência de ponta (Figura 4.32). Pode-se perceber que boa parte dos pontos situa-se nas regiões 5 (silte argiloso - argila siltosa) e 11 (solo fino duro sobre-adensado) do diagrama. Porém, há também pontos na região 6 (silte arenoso - silte argiloso) e uma “faixa” que passa pelas regiões 7 (areia siltosa - silte arenoso) e 8 (areia - areia siltosa). Essa faixa corresponde à lente granular situada a 6 - 7 m de profundidade na Área 1.

A Figura 6.5c traz os dados das investigações entre as cotas 900 e 897 m. Nesse trecho tem-se uma resistência de ponta elevada. Conforme descrito no item 4.8.5, a perfuração da estaca BP-2A revelou a presença de material endurecido por carbonatos. No diagrama, os pontos dos furos CPTu-4 a CPTu-7 aparecem concentrados principalmente na região 11. Os dados do furo CPTu-3 tendem a se situar na região 5.

A Figura 6.5d representa os ensaios entre a cota 897 m e o limite das perfurações. A densidade na região 11 não é tão intensa como a observada na Figura 6.5c, havendo pontos também nas regiões 4 e 5. Nota-se ainda a presença de uma faixa, semelhante à da lente arenosa observada na Figura 6.5b.

Na Figura 6.6 estão representados os dados de $q_c \times FR$ de todos os furos executados na Área 2. Os pontos mostram uma dispersão intensa, maior que a encontrada na Área 1. Esse fato é compatível com a heterogeneidade adicional que o intemperismo químico gera nas camadas superficiais do perfil. A Figura 6.7a traz os dados referentes ao trecho compreendido entre a superfície do terreno e 7 m de profundidade. Pode-se notar que a dispersão continua sendo marcante. Devido às razões de atrito mais altas, uma grande quantidade de pontos situa-se na região 3 (argila), o que não ocorre na Área 1 do Sítio Experimental. Os dados de $q_c \times FR$ distribuem-se também pelas regiões 4 e 5. É importante destacar que o pacote arenoso presente na porção central da Área 2 não ficou bem caracterizado nos diagramas das Figuras 6.6 e 6.7.

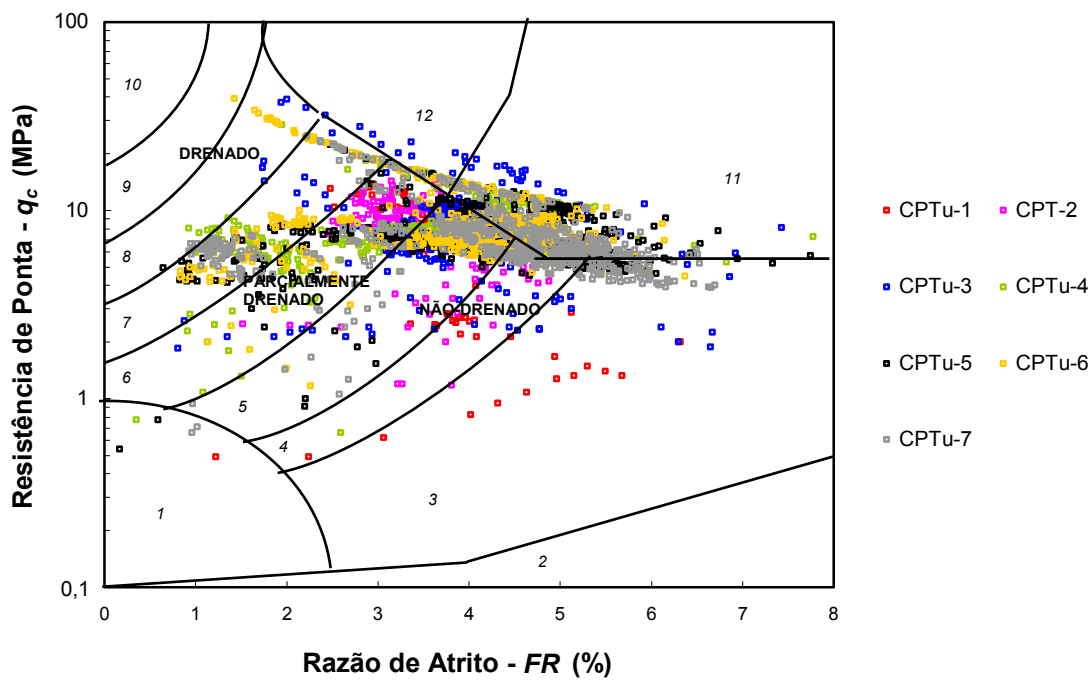


Figura 6.4. Dados dos ensaios de cone da Área 1 no diagrama de Robertson et al. (1986).

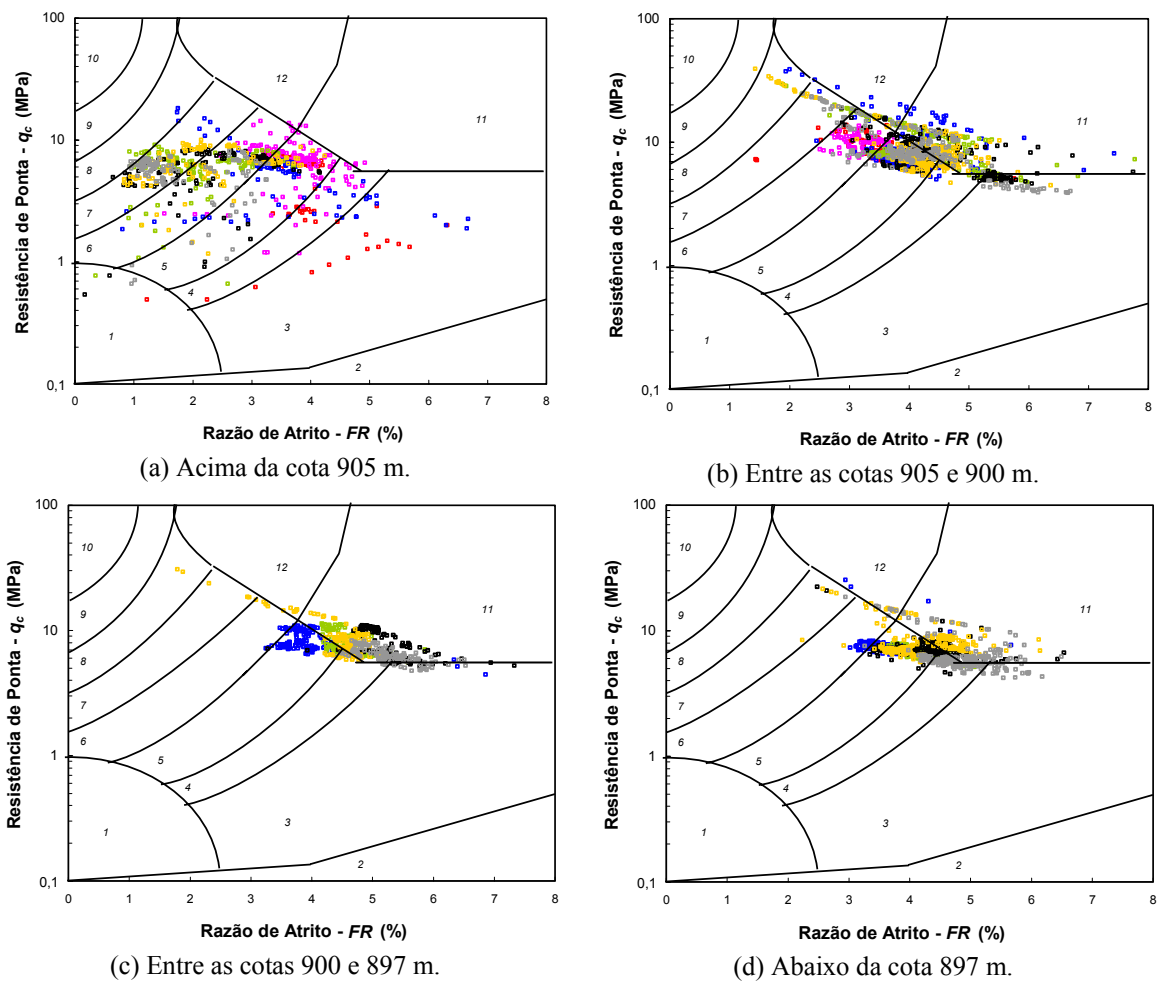


Figura 6.5. Dados dos ensaios de cone da Área 1 agrupados por faixas de altitude.

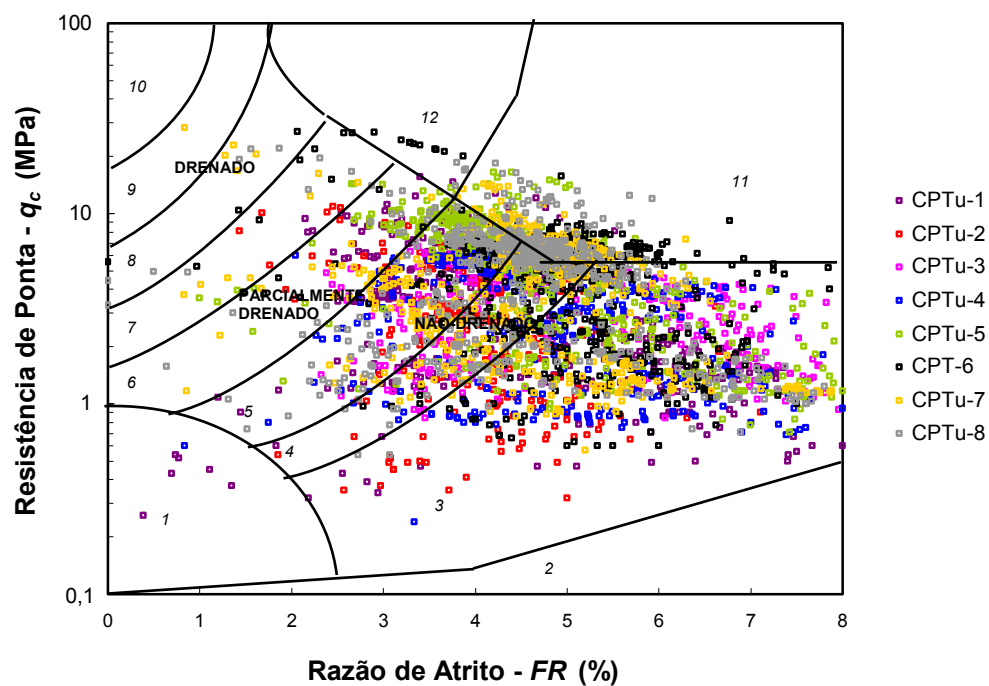
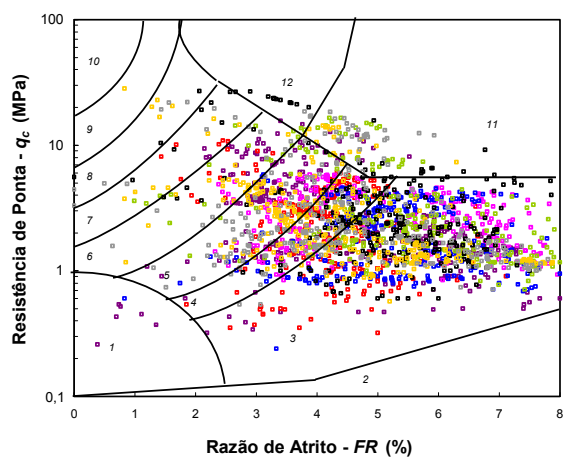
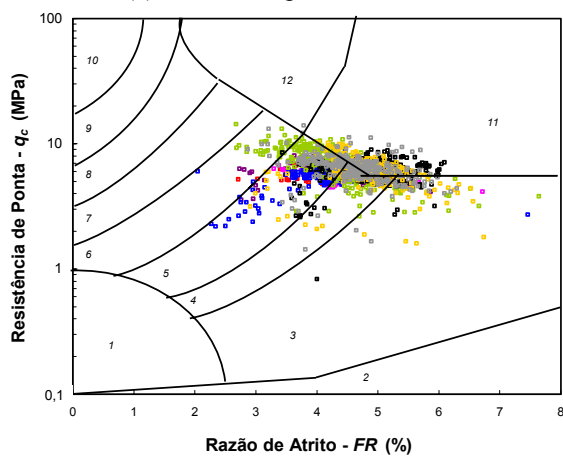


Figura 6.6. Dados dos ensaios de cone da Área 2 no diagrama de Robertson et al. (1986).



(a) Até 7 m de profundidade.



(b) Entre 7 m de profundidade e o limite das sondagens.

Figura 6.7. Dados dos ensaios de cone da Área 2 agrupados por faixas de profundidade.

A Figura 6.7b mostra os dados das profundidades superiores a 7 m. Um comportamento distinto do observado nos estratos mais superficiais se verifica. A menor razão de atrito reduz a concentração na região 3. Os pontos exibem uma dispersão menor e tendem a se situar no limite entre as regiões 4, 5 e 11, de modo semelhante à tendência dos diagramas da Área 1.

É interessante notar que uma densidade considerável de dados $q_c \times FR$ posiciona-se na região 5 (silte argiloso - argila siltosa), tanto na Área 1 como na Área 2. Embora as análises granulométricas do solo da Área 1 tenham indicado uma porcentagem de argila quase duas vezes superior à de silte (Tabela 5.4), deve-se lembrar que diferenças marcantes ocorreram em função do método de preparo do material (via seca ou via úmida). Nos ensaios sem secagem prévia – que talvez sejam mais representativos do solo na condição *in situ* – houve casos em que a proporção de silte aumentou, enquanto que a de argila diminuiu. Um bom exemplo é o da análise granulométrica por via úmida da amostra 4.0047.00 (Figura 5.16b). Com base nesse ensaio – ao invés da classificação rotineira de *argila siltosa*, que resulta do preparo por via seca – o material poderia ser considerado como *silte argiloso*.

A interpretação preliminar dos dados do cone efetuada neste item poderá ser melhorada à medida que dados de poro-pressão forem acrescentados. De qualquer forma, as análises evidenciam o potencial do *CPT* como ferramenta de apoio à identificação das diferentes condições presentes em perfis da Formação Guabirotuba.

A classificação do tipo de solo a partir dos dados do dilatômetro de Marchetti (*DMT*) é, em geral, efetuada com o diagrama proposto por Marchetti e Crapps (1981). O ábaco utiliza a relação entre o módulo dilatométrico (E_D) e o índice de material (I_D). A Figura 6.8 traz os dados dos ensaios realizados na Área 1 do Sítio Experimental (item 4.6), representados em um gráfico baseado na proposição de Marchetti e Crapps (1981).

No diagrama, alguns pontos aparecem nas regiões correspondentes a areia e silte. Analisando-se os resultados dos ensaios representados ao longo da profundidade (Figura 4.37), pode-se constatar que esses pontos se referem a estratos mais superficiais, até 1,4 m de profundidade. Conforme mencionado no item 4.6, tal comportamento pode estar associado a pequenas lentes granulares ou mesmo a um eventual ressecamento das camadas superficiais. Deve-se notar que as classificações

baseadas no ensaio de cone também sugeriram um comportamento granular para o solo mais próximo à superfície.

A partir de 1,4 m de profundidade, os dados passam nitidamente a se concentrar em uma região do diagrama correspondente a argila siltosa dura. Essa classificação mostra-se em pleno acordo com as análises granulométricas descritas no item 5.3 e com a consistência do material.

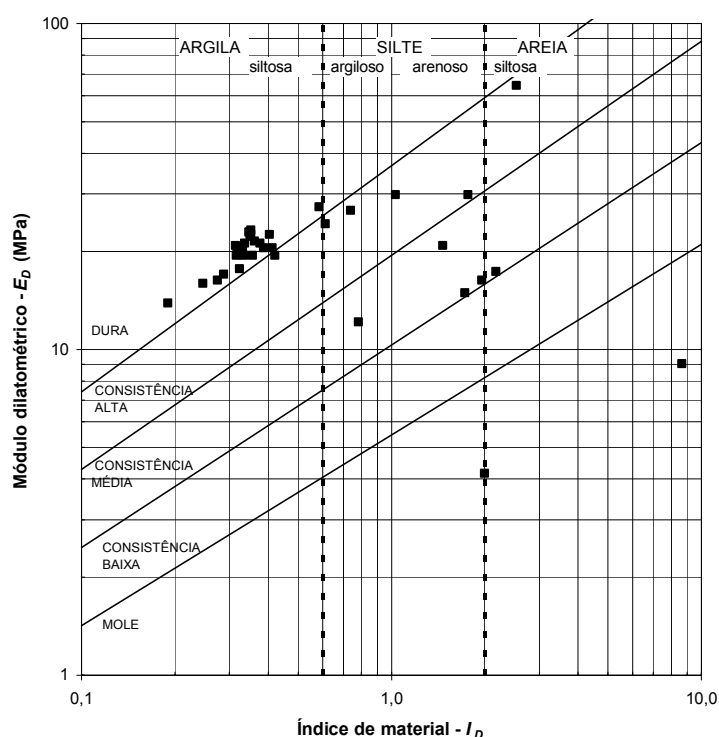


Figura 6.8. Relação $E_D \times I_D$ dos ensaios *DMT* da Área 1 (diagrama baseado em Marchetti e Crapps, 1981).

6.3.3 Resistência Não-Drenada

As avaliações de resistência não-drenada (S_u) dos ensaios com o pressiômetro autoperfurante (item 4.7) são úteis para o entendimento de aspectos importantes do comportamento do solo do Sítio Experimental, permitindo também comparações com os dados das sondagens *SPT* e *CPT*.

Deve-se observar que, apesar da presença de fraturas e de ocorrências esporádicas de material granular, as informações disponíveis sugerem que condições não-drenadas prevaleceram nos ensaios da argila. O fato das fraturas do terreno em geral estarem “fechadas” contribui para uma redução da drenagem pelas mesmas. Durante a

introdução da sonda pressiométrica nas profundidades selecionadas para ensaio, o solo trazido pela água de circulação foi constantemente inspecionado com o auxílio de peneiras, não tendo sido encontrados indícios da presença de areia. A variação mínima das poro-pressões durante a tentativa de conduzir um ensaio de dissipação (furo SBP-2 da Área 2; 9,5 m de profundidade) poderia estar associada à reduzida permeabilidade da matriz argilosa. Pinto e Abramento (1998) observaram um comportamento semelhante na argila cinza-esverdeada da Bacia Sedimentar de São Paulo.

Na Figura 6.9, as avaliações de resistência não-drenada dos ensaios pressiométricos (Tabela 4.12) são representadas ao longo dos perfis. Os dados indicam um crescimento de S_u com a profundidade. Essa tendência é mais nítida na Área 2, o que é compatível com um aumento da consistência do solo à medida que a ação do intemperismo químico se reduz. Os resultados do método de Gibson e Anderson (1961) mostram-se muito próximos à resistência residual obtida com o procedimento de Palmer (1972). Os valores de S_u de pico (Palmer, 1972) são sensivelmente mais altos, comportamento que se acentua na Área 1.

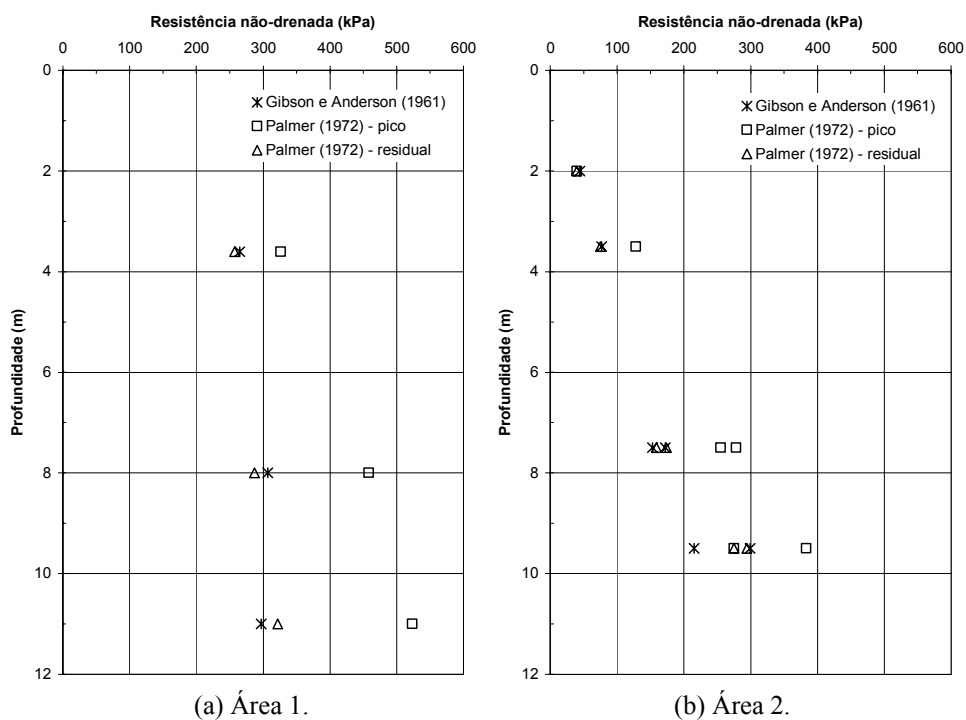


Figura 6.9. Variação de S_u no Sítio Experimental - pressiômetro autopercussor (dados de Sampaio Jr, 2002).

As avaliações de resistência não-drenada foram comparadas com os dados das sondagens a percussão. Na Área 1, o ensaio a 3,6 m do furo SBP-1 foi relacionado com a sondagem SPTT-2; os ensaios a 8,0 e 11,0 m com os dados do furo SPTT-1. Na Área 2, uma média entre os furos SPT-7 e SPT-11 serviu de base para comparação com os valores de S_u do furo SBP-1. No caso do furo SBP-2, dada a proximidade com a sondagem SPT-11, utilizou-se unicamente os dados desta perfuração. O estudo considerou as diferenças de cota entre os furos.

A Figura 6.10 representa as relações entre as avaliações de resistência não-drenada e o número de golpes do ensaio *SPT*. Os pontos correspondentes à Área 1 mostram uma tendência semelhante aos da Área 2, de modo que se considerou desnecessário separar os dados dos perfis. Para cada um dos três procedimentos de obtenção de S_u , procedeu-se a um ajuste linear com o método dos mínimos quadrados, forçando-se a passagem pela origem. Deve-se notar que a distribuição dos dados não é uniforme – faltam pontos para valores de N_{SPT} entre 10 e 20. Os coeficientes de determinação R^2 , indicados na Figura 6.10, situam-se entre 0,77 e 0,85, indicando um ajuste razoável.

Os valores da relação S_u/N_{SPT} dos métodos de Gibson e Anderson (1961) e resistência residual de Palmer (1972) são bastante parecidos, da ordem de 8,5 kPa. A resistência de pico obtida com o procedimento de Palmer (1972) mostra uma razão S_u/N_{SPT} igual a 12,4 kPa. É interessante notar que essa relação possui uma ordem de grandeza semelhante à encontrada por Pinto e Abramento (1998) para a argila cinza esverdeada de São Paulo ($S_u/N_{SPT} = 14$ kPa), também obtida com o pressiómetro autoperfurante. Por outro lado, Décourt (1989) sugere para argilas sobre-adensadas de São Paulo uma correlação entre S_u e N_{SPT} igual a 12,5 kPa, estabelecida com base em ensaios triaxiais *UU*. O autor não menciona o diâmetro das amostras utilizadas.

As informações da Figura 6.10 podem ser comparadas com dados da literatura referentes a argilas rijas e duras fraturadas. Para tanto, é importante estimar os valores das razões S_u/N_{SPT} correspondentes à eficiência de 60 % no ensaio *SPT*. Adotando-se uma relação entre N_{SPT} e N_{60} igual a 1,2 (item 6.3.1), a razão S_u/N_{60} para os métodos de Gibson e Anderson (1961) e resistência residual de Palmer (1972) seria aproximadamente 7,1. Considerando-se a resistência de pico de Palmer (1972), a razão S_u/N_{60} ficaria em torno de 10,3.

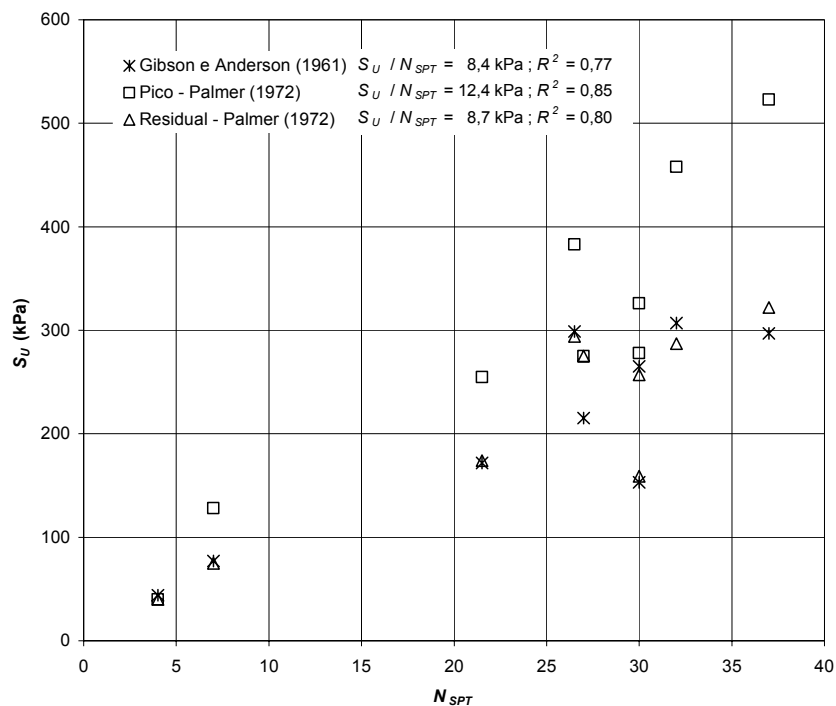


Figura 6.10. Relação entre S_u (pressiômetro autopercussor) e N_{SPT} – Áreas 1 e 2.

Na Figura 6.11 as avaliações de S_u/N_{60} do Sítio Experimental são comparadas com dados de Stroud (1974) apud Terzaghi et al. (1996). O trabalho de Stroud (1974) baseia-se em informações de uma grande variedade de argilas rijas e duras fraturadas e de rochas brandas, cuja resistência não-drenada foi obtida com ensaios triaxiais UU (amostras com 100 mm de diâmetro). Apenas com o propósito de se proceder à comparação, considerou-se para os solos do Sítio Experimental um IP médio de 30 %, estimado com base nos dados das Áreas 1 e 2 (Tabela 5.3).

A razão S_u/N_{60} encontrada com o pressiômetro autopercussor (métodos de Gibson e Anderson, 1961 e resistência residual de Palmer, 1972) mostra-se mais alta que a tendência dos dados de Stroud (1974). A relação S_u/N_{60} baseada na resistência de pico de Palmer (1972), por ser muito elevada, não foi incluída na Figura 6.11. Evidentemente, tais fatos podem estar associados a incertezas na definição de E_{60} . Porém, deve-se notar que a comparação envolve métodos distintos de avaliação de S_u . A experiência na Argila de Londres mostra que o pressiômetro autopercussor conduz a resistências mais altas que a de ensaios triaxiais (principalmente no caso de amostras de 100 mm de diâmetro). Schnaid (2000) menciona que a resistência não-drenada obtida com ensaios pressiométricos pode ser superior à de outros métodos de campo e laboratório. O autor recomenda prudência em aplicações práticas, sugerindo

a correção dos valores medidos em função do comprimento finito da sonda pressiométrica. No presente estudo, ainda não há elementos suficientes para quantificar a influência de efeitos de escala associados ao fraturamento do solo nas avaliações de S_u do ensaio pressiométrico.

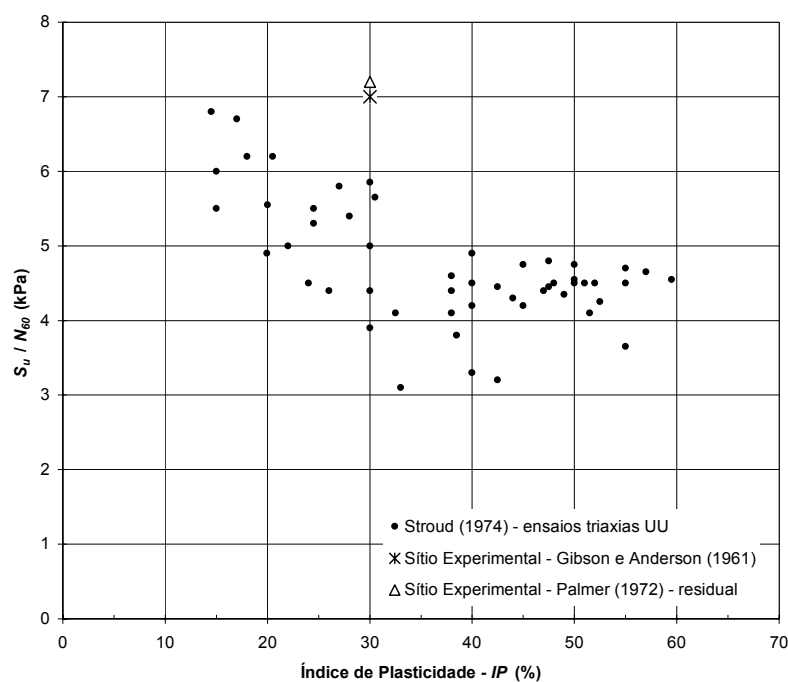


Figura 6.11. Relação entre S_u/N_{60} e IP para dados da literatura e do Sítio Experimental.

As resistências não-drenadas obtidas com o pressiômetro autoperfurante podem ser comparadas também com a resistência de ponta dos ensaios de cone. Da mesma forma como mencionado anteriormente (item 6.3.1), optou-se por empregar nas análises os dados de q_c . Dentre as diferentes abordagens possíveis, pode-se utilizar uma equação da seguinte forma:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_K} \quad (\text{Equação 6.3})$$

Com base em teorias de equilíbrio-limite, o carregamento não-drenado de uma área circular em profundidade estaria associado a um fator de capacidade de carga da ordem de 9. Entretanto, as resistências medidas no ensaio de cone – que são mobilizadas em poucos segundos – incorporam efeitos de velocidade. Outros fatores também devem ser considerados, associados à forma de obtenção de S_u , amolgamento, comportamento *strain-softening*, ruptura progressiva, estrutura do

maciço e geometria do cone (e.g. Campanella, 1995; Terzaghi et al., 1996). Como consequência desses mecanismos, o fator N_K assume em geral valores mais altos que os obtidos com o enfoque simplificado das teorias de capacidade de suporte. Para uma grande diversidade de solos, são comuns valores de N_K na faixa de 10 a 20, com um valor médio de 15 (e.g. Campanella, 1995; Schnaid, 2000). Entretanto, no caso de argilas rijas ou duras fraturadas, efeitos de escala associados à relação entre o diâmetro do cone e o espaçamento entre fraturas tendem a aumentar o valor de N_K . Nessas situações, Campanella (1995) recomenda um N_K de 25 ± 5 . Powell e Quaterman (1988) mencionam valores de até 30.

Para as estimativas do fator N_K do Sítio Experimental, valores médios da resistência de ponta do cone foram calculados ao longo dos trechos correspondentes aos 50 cm expandidos nos ensaios pressiométricos, levando-se em consideração as diferenças de cota entre os furos. Na Área 1, optou-se por relacionar o ensaio a 3,6 m de profundidade (furo SBP-1) com a sondagem CPTu-1. Os ensaios a 8,0 e 11,0 m foram comparados com a sondagem CPTu-3. Na Área 2, as análises dos valores de S_u do furo SBP-1 envolveram uma média entre os furos CPTu-1 e CPTu-8. No caso do furo SBP-2, utilizou-se a média entre os dados das sondagens CPTu-1 e CPTu-7.

A Figura 6.12 mostra os resultados das estimativas do fator N_K . A pressão vertical total σ_v (Tabela 4.11) foi subtraída da resistência de ponta do cone. Os pontos referentes à Área 1 apresentaram uma tendência semelhante aos da Área 2, de forma semelhante à que se observou anteriormente, na comparação de S_u com os ensaios *SPT*. Assim, considerou-se desnecessário separar as análises das duas áreas. Deve-se notar que não há dados para a faixa de $q_c - \sigma_v$ compreendida entre 2000 e 4900 kPa. Os três conjuntos de dados foram ajustados com o método dos mínimos quadrados, forçando-se a passagem pela origem. Os coeficientes de determinação R^2 sugerem um ajuste aceitável. Os métodos de Gibson e Anderson (1961) e de Palmer (1972) - resistência residual levam a fatores N_K iguais a 26 e 25 respectivamente. A resistência de pico do procedimento de Palmer (1972) conduz a um valor de N_K mais baixo, igual a 17.

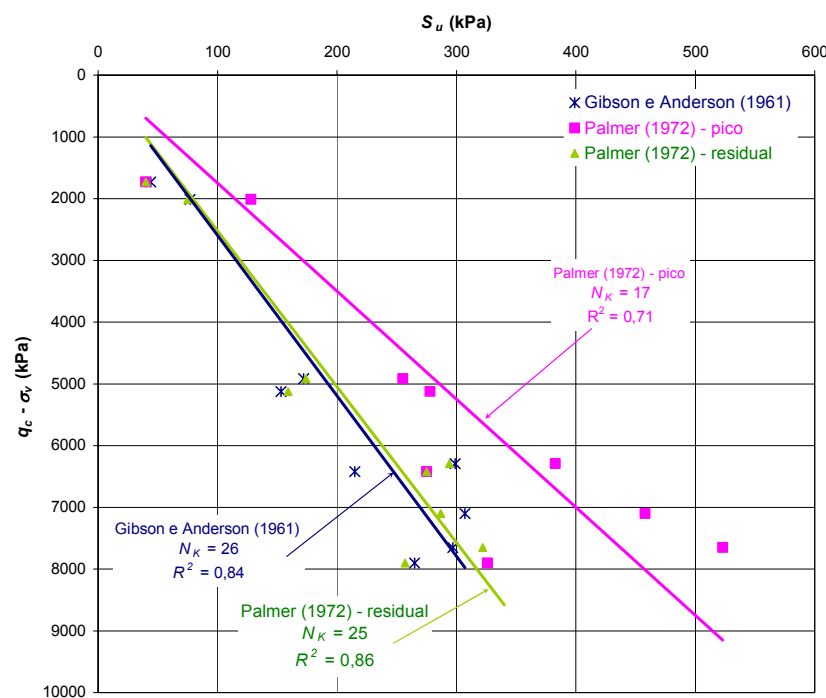


Figura 6.12. Relação entre $q_c - \sigma_v$, dos ensaios de cone e avaliações de S_u – Áreas 1 e 2.

Na Figura 6.13, os fatores N_K estão representados ao longo da profundidade. Nesse exemplo, os dados de S_u referem-se ao método de Gibson e Anderson (1961). É interessante notar que há uma ligeira tendência dos valores de N_K se reduzirem à medida que a profundidade aumenta, tanto na Área 1 como na Área 2. Tal fato pode estar relacionado com uma diminuição da plasticidade ao longo dos perfis analisados. Por outro lado, uma variação no espaçamento entre as fraturas, ou a redução do grau de fraturamento dos maciços com a profundidade também poderia gerar esse comportamento. De qualquer forma, para uma interpretação mais aprofundada da tendência seria interessante a disponibilidade da resistência corrigida q_T .

Deve-se notar que nos ensaios pressiométricos mais superficiais da Área 2, conduzidos com profundidades de 2,0 e 3,5 m, os valores de N_K mostram-se elevados. Esse fato pode indicar que, apesar da ação do intemperismo, o solo ensaiado ainda guardaria feições associadas ao fraturamento do maciço. A descrição do material encontrado durante a introdução da sonda pressiométrica (Tabela 4.10, profundidades de 2,0 e 3,5 m) acusa a presença de argila cinza – coloração que ocorre quando a alteração é menor – juntamente com solo de outras tonalidades.

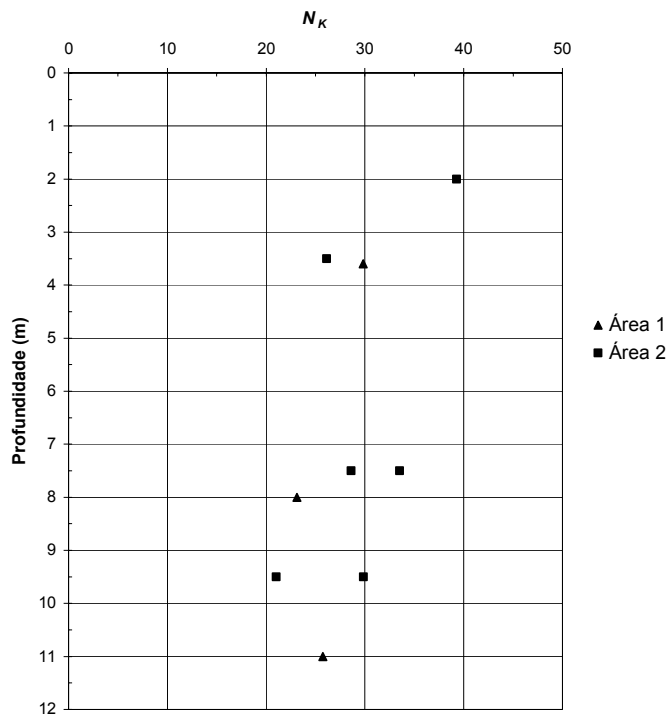


Figura 6.13. Variação de N_K com a profundidade no Sítio Experimental (avaliações de S_u baseadas no método de Gibson e Anderson, 1961)

Os fatores N_K avaliados no Sítio Experimental podem ser comparados com os dados de Powell e Quaterman (1988), referentes a diferentes perfis de argilas fraturadas. As resistências não-drenadas analisadas por esses autores foram obtidas com ensaios triaxiais UU (amostras com 100 mm de diâmetro). Na Figura 6.14, os valores de N_K estão representados em função do índice de plasticidade. Os dados da literatura mostram uma dispersão considerável. Conforme discutido por Terzaghi et al. (1996), para um dado IP os menores valores de N_K estão associados a maciços em que os espaçamentos entre as fraturas são reduzidos, da ordem de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{8}$ do diâmetro do cone. Os efeitos de escala tendem a se acentuar à medida que o espaçamento aumenta. O limite superior da faixa se refere a distâncias entre fraturas da ordem de duas a quatro vezes o diâmetro do cone.

Ao contrário do que ocorreu com os dados do SPT (Figura 6.11), a relação entre q_c e S_u do Sítio Experimental mostra um ajuste razoável à tendência da literatura – apesar das formas distintas de obtenção da resistência não-drenada (pressiômetro \times triaxial). Deve-se notar que, embora seja difícil estabelecer um “espaçamento” entre as fraturas para o solo do Sítio Experimental, o mesmo teria a ordem de alguns

centímetros no caso das superfícies polidas. Essa constatação parece em consonância com o comportamento dos ensaios triaxiais, nos quais os efeitos de escala se acentuaram quando o diâmetro dos corpos de prova passou de 50 para 70 mm (itens 5.7 e 6.7). Assim, os fatores N_K obtidos com os métodos de Gibson e Anderson (1961) e Palmer (1972) - residual, os quais se situam no limite superior da faixa da Figura 6.14, parecem melhor ajustados à tendência do conjunto de informações de Powel e Quaterman (1988). Os dados da resistência de pico de Palmer (1972) corresponderiam a relações espaçamento entre fraturas / diâmetro do cone muito baixas.

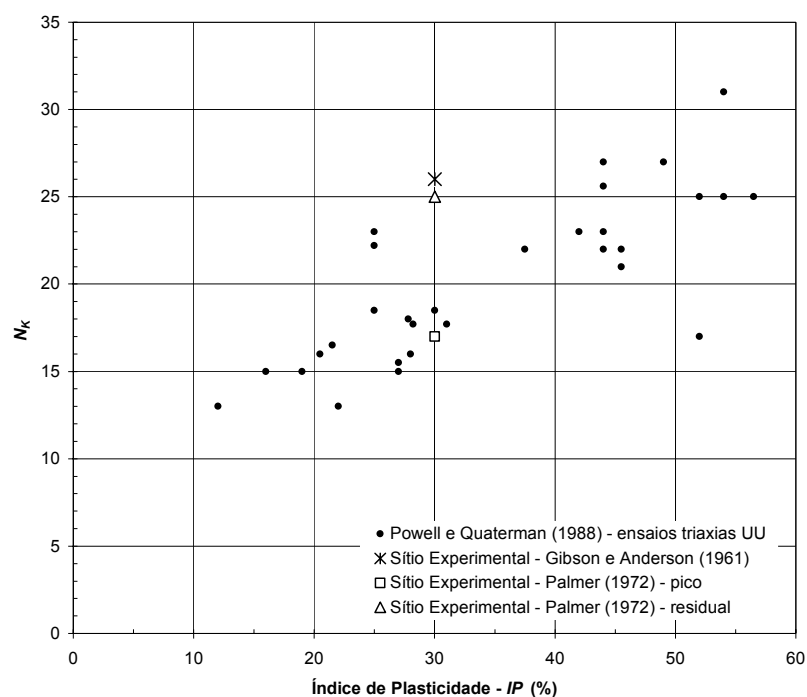


Figura 6.14. Relação entre N_K e IP para dados da literatura e do Sítio Experimental.

Os fatores N_K obtidos podem ser comparados ainda com as relações S_u/N_{SPT} . Por exemplo, considerando-se uma média entre os procedimentos de Gibson e Anderson (1961) e Palmer (1972) - residual, o fator N_K seria igual a 25,5. A relação S_u/N_{SPT} é aproximadamente 8,5 kPa. Comparando-se esses dados, pode-se calcular uma razão $(q_c - \sigma_v)/N_{SPT}$ igual a 0,21 MPa, a qual se mostra em pleno acordo com a correlação efetuada no item 6.3.1, entre os ensaios CPT e SPT .

6.3.4 Pressão de Pré-adensamento e Razão de Sobre-adensamento

As avaliações das pressões de pré-adensamento (σ'_{vm}), efetuadas no item 5.4, podem ser comparadas com dados das investigações de campo da Área 1 do Sítio Experimental. Na Figura 6.15, os resultados estão representados ao longo da profundidade, considerando-se o procedimento de Pacheco Silva. Não foram incluídos na figura os dados da amostra 4.0039.00, que apresentou uma pressão de pré-adensamento significativamente inferior à dos demais blocos indeformados. Deve-se notar que a pressão de pré-adensamento é considerada como uma *tensão de cedência*. A Figura 6.15 mostra também a razão de sobre-adensamento (*OCR*). O cálculo do *OCR* envolveu estimativas da pressão efetiva, baseadas no peso específico das amostras indeformadas (Capítulo 5) e nos dados dos piezômetros PIEZ-1 e PIEZ-2 da Área 1 (item 4.4), considerando-se uma distribuição hidrostática a partir de 1,0 m de profundidade.

A razão de sobre-adensamento (*OCR*), avaliada com base nas hipóteses mencionadas acima, apresenta-se elevada e decrescente com a profundidade, na faixa de 120 a 54. Deve-se notar que tais valores são sensivelmente mais altos que os encontrados em outros locais da Bacia de Curitiba (Tabela 3.1 e Figura 3.9).

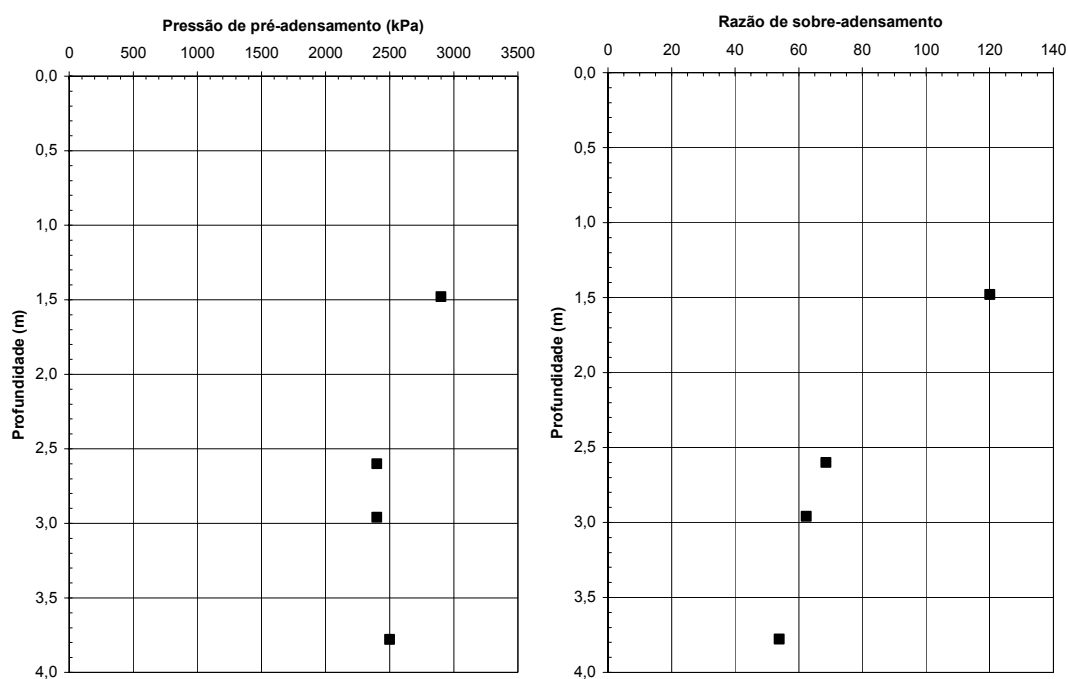


Figura 6.15. Variação da pressão de pré-adensamento e da razão de sobre-adensamento na Área 1 (método de Pacheco Silva).

Para os depósitos terciários de São Paulo, Décourt (1989) apud Quaresma et al. (1996) apresenta uma correlação entre a pressão de pré-adensamento e o número de golpes do *SPT* ($\sigma'_{vm} = 33,33 N_{SPT}$). Uma relação semelhante pode ser investigada para o Sítio Experimental, comparando-se os resultados dos ensaios de adensamento da Área 1 com os furos SPT-2 e SPT-3, os quais foram executados próximos aos pontos de coleta das amostras (Poços 4 e 5). Analisando-se os dados dessas sondagens (Tabela 4.2), ao longo das profundidades em que são disponíveis determinações da pressão de pré-adensamento, pode-se estabelecer um número médio de golpes igual a 30. A relação entre σ'_{vm} e N_{SPT} na Área 1 do Sítio Experimental resulta em torno de 85 kPa. Esse valor difere sensivelmente do coeficiente proposto por Décourt (1989). Deve-se destacar que Schnaid (2000) não considera o *SPT* uma ferramenta apropriada para avaliação da pressão de pré-adensamento.

No caso do ensaio de cone, uma abordagem comumente citada na literatura é a proposta por Mayne e Holtz (1996) apud Mayne et al. (1998):

$$\sigma'_{vm} = 0,30 (q_T - \sigma_v). \quad (\text{Equação 6.4})$$

Os autores mencionam que essa relação é aplicável para depósitos argilosos de consistência mole a rija, *não fraturados*.

Considerando-se os dados dos furos CPTu-1 e CPT-2, ao longo da profundidade de interesse, pode-se calcular uma resistência de ponta média do cone de 7,1 MPa. A relação $\sigma'_{vm}/(q_T - \sigma_v)$ para a Área 1 do Sítio Experimental resulta em torno de 0,36. É interessante notar que – apesar do fraturamento do terreno – esse valor mostra uma ordem de grandeza comparável à do coeficiente proposto na formulação de Mayne e Holtz (1996). Tal fato poderia indicar que, no Sítio Experimental, o espaçamento entre as descontinuidades do maciço faria com que a resistência de ponta do cone refletisse sobretudo propriedades do material intacto. A se confirmar essa hipótese, o fator N_K apropriado deveria estar associado ao limite superior da faixa mostrada na Figura 6.14. Conforme discutido no item 6.3.3, tal condição foi atendida pelas avaliações de S_u do pressiômetro autoperfurante com os métodos de Gibson e Anderson (1961) e Palmer (1972) - resistência residual.

Os dados do dilatômetro podem ser empregados na estimativa da razão de sobre-adensamento. Para tanto, as correlações usuais são expressas da seguinte forma:

$$OCR = (A K_D)^B, \quad \text{(Equação 6.5)}$$

sendo K_D o índice de tensão horizontal e A e B constantes. Na proposição original de Marchetti (1980), os coeficientes A e B são iguais a 0,5 e 1,56 respectivamente. Entretanto, registra-se na literatura uma série de recomendações diferentes (e.g. Marchetti e Crapps, 1981; Powell e Uglow, 1988; Tanaka e Bauer, 1998), as quais geralmente se baseiam em comparações dos dados do *DMT* com resultados de ensaios de adensamento. No presente estudo, foram efetuadas estimativas da razão de sobre-adensamento empregando-se diversas metodologias baseadas no *DMT*. Porém, os resultados mostraram-se inconsistentes, com os elevados valores de K_D gerando uma significativa dispersão. O trabalho original de Marchetti (1980) menciona a limitação da correlação quando aplicada a solos cimentados ou com histórias de tensão mais complexas, o que pode justificar a dificuldade de se avaliar *OCR* no perfil em questão. Uma maior quantidade de dados seria necessária para investigar uma correlação específica para o Sítio Experimental ou para a Formação Guabirota. Deve-se observar que, no ensaio *DMT*, as estimativas da razão de sobre-adensamento são utilizadas na obtenção da resistência não-drenada.

Uma discussão mais aprofundada quanto aos ensaios de adensamento e a história de tensões do solo da Área 1 pode ser encontrada no item 6.6.

6.3.5 Parâmetros de Deformabilidade

A Figura 6.16 mostra a variação, ao longo da profundidade, de parâmetros de deformabilidade obtidos com o pressiômetro autoperfurante no Sítio Experimental (item 4.7). Os dados, baseados nas determinações dos módulos cisalhantes secantes efetuadas por Sampaio Jr (2002), correspondem a deformações de cavidade de 0,1 % ($G_{0,1}$). Os valores de $G_{0,1}$ representados na Figura 6.16 referem-se à média dos diferentes ciclos de descarregamento-recarregamento de cada ensaio (Figuras 4.50 a 4.52).

Em linhas gerais, o módulo cisalhante apresenta uma pequena variação entre os ciclos, crescendo ligeiramente com o nível de tensão aplicada na cavidade. Conforme mencionado no item 4.7, os valores de G dependem sensivelmente da deformação associada à sua determinação. Os módulos cisalhantes $G_{0,1}$ aumentam com a

profundidade, particularmente na Área 2 do Sítio Experimental. Conforme observado anteriormente, as camadas superficiais da Área 2 caracterizam-se por um maior grau de alteração química.

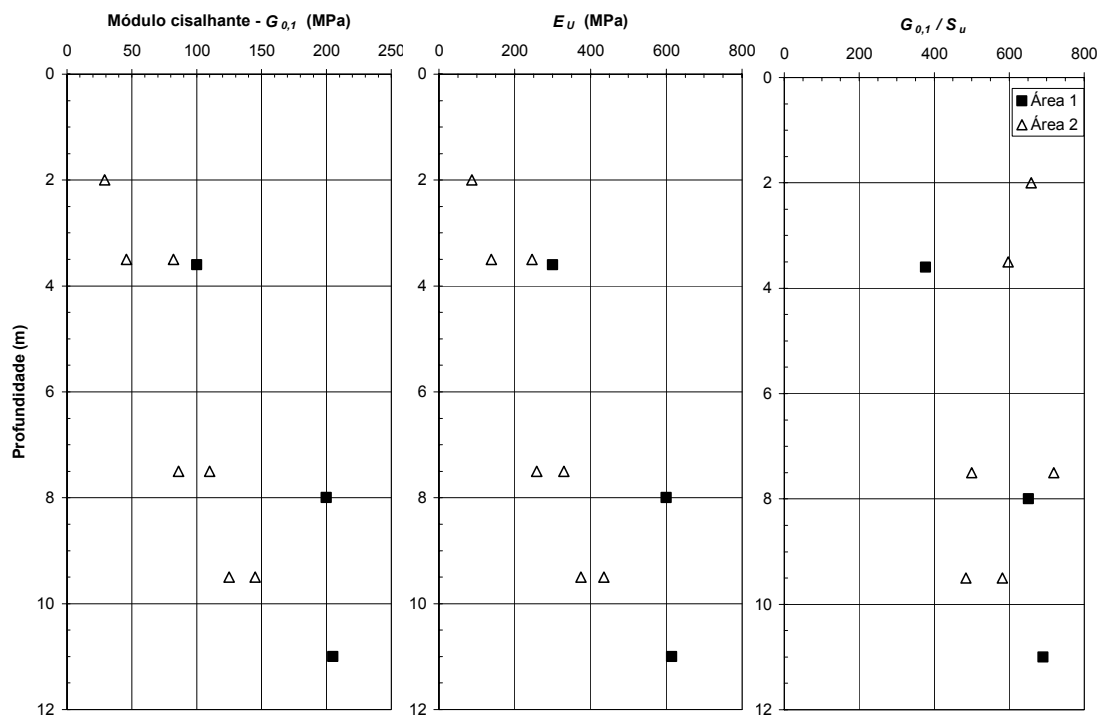


Figura 6.16. Parâmetros de deformabilidade (pressiômetro autoperfurante) para 0,1 % de deformação de cavidade (dados de Sampaio Jr, 2002).

Tendo-se em vista a possibilidade de associar o carregamento dos ensaios pressiométricos a condições não-drenadas (item 6.3.3), o coeficiente de Poisson pode ser adotado igual a 0,5. Nessa situação, de acordo com a Teoria da Elasticidade, o módulo de elasticidade não-drenado (E_U) corresponde a três vezes o valor do módulo cisalhante G . Os valores de E_U (0,1 % de deformação de cavidade), estão representados na Figura 6.16. O solo da Área 1 exibe módulos na faixa de 300 a 615 MPa. Na Área 2, os valores de E_U crescem desde 87 MPa (a 2,0 m de profundidade) até cerca de 400 MPa, a 9,5 m de profundidade. A magnitude de E_U observada na Área 1 e nas camadas inferiores da Área 2 evidencia a reduzida deformabilidade do terreno em estudo.

A Figura 6.16 mostra também os módulos cisalhantes $G_{0,1}$ normalizados em função da resistência não-drenada S_u (método de Gibson e Anderson, 1961). À exceção do

ensaio a 3,6 m de profundidade na Área 1, que indica uma razão $G_{0,1}/S_u$ igual a 380, os demais dados situam-se aproximadamente entre 500 e 700, tanto para a Área 1 como para a Área 2.

Comparando-se os valores do módulo de elasticidade não-drenado com os dados das sondagens *SPT*, de maneira análoga à efetuada com respeito a S_u (item 6.3.3), a seguinte relação é obtida:

$$E_U = 14,7 N_{SPT} \quad (\text{MPa}). \quad (\text{Equação 6.6})$$

É interessante notar que essa correlação, que possui um coeficiente de determinação R^2 de 0,72, mostra-se bastante semelhante à obtida por Pinto e Abramento (1998). Os autores encontraram uma razão E_U/N_{SPT} igual a 14 MPa, em um perfil de argila cinza-esverdeada da Bacia de São Paulo, o qual exibe uma rigidez comparável à das camadas menos alteradas do Sítio Experimental.

Os dados do Sítio Experimental e de Pinto e Abramento (1998) – analisados com um nível de deformação de cavidade relativamente reduzido (0,1%) – podem ser comparados com o limite superior da relação E_U/N_{60} obtida por Stroud e Butler (1975), que se situa em torno de 10 MPa. É importante lembrar que, na aplicação de correlações desse tipo, deve-se considerar o nível de carregamento, devido à não linearidade do comportamento tensão \times deformação do solo.

Comparando-se os módulos de elasticidade não-drenados com a resistência de ponta do cone, também de forma análoga à do item 6.3.3, obtém-se uma razão E_U/q_c igual a 62,8. Embora o ajuste mostre-se aceitável ($R^2 = 0,69$), a dispersão aumenta para valores de q_c acima de 7 MPa. Uma maior quantidade de informações seria interessante para confirmar as relações entre E_U e os valores de N_{SPT} e q_c no Sítio Experimental, bem como para aplicação em outros perfis da Formação Guabirotuba.

6.3.6 Tensões Horizontais – Coeficiente de Empuxo no Repouso

Conforme descrito no item 4.7, as tensões horizontais no Sítio Experimental foram avaliadas por Sampaio Jr (2002), com base nos dados do pressiômetro autoperfurante. As informações dos piezômetros foram utilizadas para estimar poro-pressões de campo. Os dados das amostras indeformadas nortearam a adoção de pesos específicos para os estratos investigados. Esse trabalho permitiu a avaliação

dos coeficientes de empuxo no repouso (K_0) nas profundidades ensaiadas com o *camkometer* (Tabela 4.11). A Figura 6.17 representa a variação dos valores calculados ao longo da profundidade.

Os dados de K_0 mostram-se dispersos, sugerindo um crescimento com a profundidade, tanto na Área 1 como na Área 2. Como tendência geral, pode-se destacar a elevada magnitude do coeficiente de empuxo no repouso, que em vários pontos excede a 3,0. Esse fato está em acordo com as hipóteses levantadas no item 3.8, quanto à presença de tensões horizontais elevadas nos maciços da Formação Guabirota. Uma consequência prática importante refere-se à possibilidade de ocorrência de ruptura progressiva em escavações e taludes de corte. É importante observar que, teoricamente, as pressões horizontais são condicionadas por um limite superior, que se dá quando um estado de ruptura passiva se desenvolve no terreno. Em outras palavras, K_0 não poderia exceder ao valor do coeficiente de empuxo passivo do terreno (K_P). Assim, as pressões efetivas horizontais σ'_H máximas seriam dadas por uma expressão do tipo:

$$\sigma'_H = 2c' \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \sigma'_V \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}. \quad (\text{Equação 6.7})$$

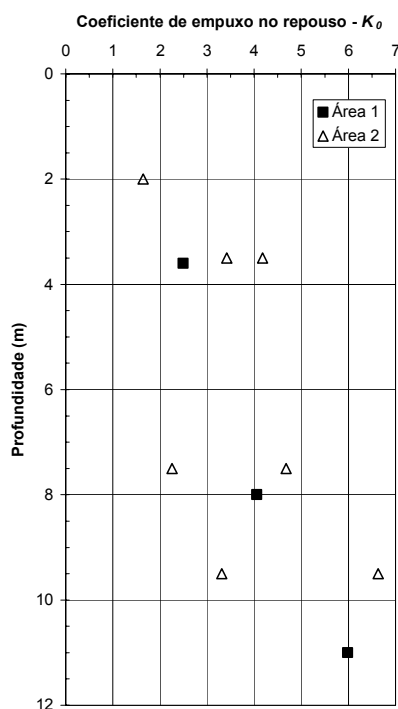


Figura 6.17. Variação de K_0 com a profundidade no Sítio Experimental (dados de Sampaio Jr, 2002).

Nessa equação, os parâmetros de resistência efetivos c' e ϕ' referem-se a propriedades operacionais do maciço (e.g. Costa Filho, 1980). Ou seja, os mesmos devem refletir a redução de resistência que o fraturamento provoca no terreno. Para efeito de avaliação, os parâmetros efetivos obtidos nos ensaios triaxiais *CIU* das amostras de 70 mm de diâmetro (item 5.7) podem ser utilizados na equação 6.7 ($c' = 0$ e $\phi' = 30,7^\circ$). Esses dados permitem estimar um coeficiente de empuxo passivo em torno de 3,1. Deve-se notar que as amostras dos ensaios triaxiais foram coletadas entre 2,4-3,0 m de profundidade. É possível que, mais abaixo, os parâmetros de resistência experimentem algum acréscimo, de modo que os valores de K_p aumentariam com a profundidade.

Considerando-se a ordem de grandeza de K_p como limite superior para o coeficiente de empuxo no repouso, tem-se que os dados de K_0 iguais ou superiores a 4,0 possivelmente não estão associados ao estado de tensões da massa de solo propriamente dita. Esses valores muito elevados, nos perfis em questão, podem ser decorrentes de ocorrências esporádicas de material cimentado ou concrecionado. Pinto e Abramento (1995), ensaiando solo residual, atribuíram um valor elevado de K_0 a uma heterogeneidade de maior rigidez no maciço. Os mesmos autores encontraram também um valor excessivo de K_0 em uma camada de argila rija variegada, tendo associado tal ocorrência a uma possível cimentação (Pinto e Abramento, 1998).

Os ensaios realizados na Área 2 – onde são disponíveis medições em dois furos, conduzidas nas mesmas profundidades – podem auxiliar na interpretação das determinações da tensão horizontal de campo. Na profundidade de 7,5 m, enquanto que os dados do furo SBP-1 indicam um K_0 de 2,3, o ensaio do furo SBP-2 mostra um valor bastante alto, igual a 4,7. A 9,5 m de profundidade, um K_0 excessivo – superior a 6,0 – ocorre no furo SBP-1; o ensaio do furo SBP-2 conduz a um coeficiente de empuxo no repouso mais baixo, igual a 3,3. Esses fatos reforçam a hipótese da interferência de heterogeneidades do maciço nas medidas da tensão horizontal de campo. Na Área 1, conforme mencionado anteriormente (itens 4.8.5 e 6.3.2), uma ocorrência de material concrecionado foi identificada em torno de 8,0 m de profundidade. Deve-se notar também que os ensaios de cone da Área 1 mostram vários acréscimos localizados na resistência de ponta (Figura 4.32).

Uma vez que algumas determinações de K_0 podem ter incorporado influências pontuais de material mais duro, uma análise da variação deste parâmetro ao longo da profundidade ficou prejudicada. De qualquer forma, é importante observar que há uma tendência geral das tensões horizontais assumirem valores elevados no terreno. O ensaio realizado a 2,0 m de profundidade na Área 2 – o qual envolveu material mais alterado quimicamente – mostra um K_0 igual a 1,6, inferior às demais determinações. Porém, ainda assim a tensão horizontal efetiva excede a tensão vertical.

Aparentemente, a ordem de grandeza do coeficiente de empuxo no repouso nos dois perfis estudados – que é comparável ao valor de K_p – poderia ter levado a um estado de ruptura passiva no maciço. Essa condição ocorre, por exemplo, nas camadas da Argila de Londres mais próximas à superfície (e.g. Costa Filho, 1980). Caso os perfis do Sítio Experimental efetivamente estejam em um estado de ruptura passiva, os agentes que levaram a tal condição seriam, ao menos em parte, responsáveis pelo fraturamento existente. Processos erosivos e solicitações tectônicas são exemplos de mecanismos que poderiam gerar um coeficiente de empuxo no repouso elevado. Teoricamente, as descontinuidades decorrentes de um processo de ruptura passiva deveriam exibir um padrão definido, que seria governado pelos parâmetros de resistência que o maciço possuía quando da interveniência dos esforços. Entretanto, conforme mencionado nos itens 3.6 e 4.2, em uma primeira inspeção dos maciços da Formação Guabirota dificilmente se identifica uma tendência para as fraturas, particularmente no caso das superfícies polidas. Estudos específicos sobre o assunto ainda se fazem necessários. Considerações adicionais sobre a questão do coeficiente de empuxo no repouso podem ser encontradas no item 3.8.

6.4 Efeitos de Escala no Campo: Provas de Carga Dinâmicas em Estacas Escavadas

A execução das estacas escavadas com trado mecânico, descrita no item 4.8.5, ilustra aspectos importantes relacionados com a prática de fundações na Formação Guabiro tuba. Em linhas gerais, o estaqueamento foi implantado com sucesso. Entretanto, deve-se notar que o procedimento de perfuração dos fustes, sem revestimento ou lama bentonítica, mostra-se aceitável apenas enquanto infiltrações não se manifestam. A reduzida permeabilidade da matriz argilosa e o fato das fraturas do terreno normalmente estarem “fechadas” concorrem para reduzir a entrada de água durante a escavação. Porém, a ocorrência ocasional de lentes granulares permeáveis – que é também uma característica dos perfis da Formação Guabiro tuba – pode acarretar sérias dificuldades executivas. Na prática, uma atenção às condições específicas de cada local é importante, no sentido de se garantir a qualidade das fundações moldadas *in loco*.

Quanto a aspectos da execução das provas de carga dinâmicas, deve-se notar que dificuldades ocorreram devido ao fato do terreno se encontrar bastante úmido por ocasião dos ensaios. Com frequência, as escavações necessárias à instalação dos sensores eram instabilizadas pela aproximação do bate-estaca. Esse fato não deixa de ilustrar uma feição importante do comportamento dos solos da Formação Guabiro tuba.

Conforme mencionado no item 4.8.6, o uso de elementos amortecedores menos rígidos (madeira compensada) mostrou-se preferível, particularmente nas estacas de menor diâmetro (25 e 40 cm). Quando se empregou um material com módulo de elasticidade mais elevado (peroba), ocorreram situações em que os resultados deixaram de ser satisfatórios. Tal fato não está associado unicamente às propriedades do elemento amortecedor, mas também à dificuldade de se obter golpes centrados. A ação combinada do impacto excêntrico em um cepo rígido tendeu a produzir uma distribuição de tensões excessivamente não-uniforme, particularmente nas estacas de 25 e 40 cm de diâmetro.

Porém, dependendo das características do sistema martelo-estaca-solo, um cepo com módulo de elasticidade mais baixo pode dificultar a identificação da reflexão da onda de impacto na ponta da estaca, prejudicando a determinação da velocidade de propagação da onda. Deve-se notar que essa grandeza é utilizada no cálculo do módulo de elasticidade dinâmico EM (equação 4.5). As resistências e tensões rotineiramente obtidas com o *PDA* e os programas de análise dependem diretamente do valor de EM . Como recomendação, particularmente para ensaios com finalidade de pesquisa, tem-se que os golpes da prova de carga dinâmica devem ser desferidos com um elemento amortecedor convencional, que usualmente não possui um módulo elevado (e.g. Hussein et al., 1996). Ao final da seqüência de golpes do ensaio, pode-se utilizar um elemento mais rígido, monitorando-se alguns golpes adicionais com o objetivo de melhorar a determinação da velocidade de propagação da onda e, também, a separação das parcelas de resistência. Evidentemente, devem ser tomados os devidos cuidados para centrar os golpes e evitar danos às estacas.

Outro ponto importante refere-se à massa específica do concreto das estacas moldadas *in loco*, que também é utilizado no cálculo do módulo de elasticidade dinâmico (equação 4.5). Kormann et al. (2000b, 2000c) haviam observado um peso específico reduzido no concreto de estacas hélice-contínua, da ordem de 20 kN/m^3 . No presente estudo, o concreto das estacas escavadas apresentou um peso específico médio de $21,6 \text{ kN/m}^3$. Esses valores são inferiores às recomendações usuais, que consideram o peso específico igual a 24 kN/m^3 . Deve-se notar que, na prática, uma vez que informações sobre propriedades do concreto são limitadas, é comum a adoção de valores da ordem de 24 kN/m^3 . Se a estaca moldada *in loco* possuir uma densidade inferior, a estimativa incorreta do peso específico pode conduzir a capacidades de carga não conservadoras.

A velocidade de propagação de onda apresentou-se variável, na faixa de 3000 a 3700 m/s. É interessante notar que a velocidade de onda possui uma certa tendência de aumentar com o diâmetro das estacas. As razões para esse fato, que pode ser fortuito, ainda não puderam ser esclarecidas. Nas estacas de 25 cm de diâmetro nominal a concretagem envolveu o uso de bombeamento, o que não ocorreu nos elementos de maior dimensão (Tabela 4.17). Não foi possível estabelecer uma

relação entre a velocidade de onda e os dados do abatimento do concreto (Tabela 4.16).

Conforme descrito no item 4.8, parte das estacas foram executadas com discos de isopor sob a ponta. Nos ensaios, esse procedimento interferiu na resposta da ponta dos elementos, acentuando discretamente as reflexões de tração. No tempo correspondente a $2L/c$ após o início do impacto, o aumento na aceleração é mais nítido nos elementos com isopor. Posteriormente a $3L/c$ ou $4L/c$, os sinais de força das estacas convencionais (sem isopor) tendem a exibir um “patamar”, no qual a tensão medida é nula ou ligeiramente compressiva. Nas estacas com isopor, esse comportamento é ligeiramente modificado pela maior intensidade das ondas de tração. As análises *CAPWAP* de algumas estacas com isopor (BP-2C, BP-3C e BP-3D) envolveram o uso de um *gap* (*TG*) para modelar o comportamento dinâmico da ponta. Os dados da Tabela 4.22 indicam que as resistências de ponta mobilizadas são um pouco menores nas estacas com isopor. Entretanto, deve-se notar que a presença desses elementos não “eliminou” a resistência mobilizada na ponta.

Com base nas curvas tensão \times deformação estáticas do isopor (Figura 4.54), pode-se estimar que após a execução das estacas – como consequência da pressão de 240 kPa associada ao peso próprio do concreto – a altura dos discos do material passaria de 25 cm para 10 cm. Considerando-se as deformações adicionais resultantes dos deslocamentos permanentes que se acumularam nos ensaios (Tabela 4.20), a tensão no isopor poderia chegar a pouco mais de 300 kPa. Contudo, as resistências unitárias mobilizadas na ponta das estacas com isopor são largamente superiores a esse valor, podendo exceder a 3 MPa. Ou seja, o comportamento do material inferido nos ensaios dinâmicos e análises *CAPWAP* mostrou-se distinto do que seria esperado com base nas curvas estáticas obtidas em laboratório. Os dados indicam que a resistência do solo em contato com o isopor foi significativamente mobilizada no carregamento dinâmico. A discussão desse fenômeno será complementada mais adiante.

Analisando-se os resultados das análises *CAPWAP* (Tabela 4.20), pode-se perceber que o *quake* de ponta resulta próximo ao valor da nega medida no golpe. A Figura 6.18 ilustra esse comportamento, que já havia sido observado em estacas dos tipos hélice-contínua e pré-moldada ensaiadas no Sítio Experimental (Kormann et al.

2000a; 2000c). O aumento dos *quakes* de ponta com as negas dos golpes em geral não é acompanhado por incrementos de resistência de ponta, implicando em que a rigidez da ponta se reduza com o aumento da energia. Esse aspecto pode ser observado nas simulações estáticas das Figuras 4.65 a 4.71. Nas curvas carga \times deslocamento, o gradiente dos ramos correspondentes à mobilização da resistência de ponta aumenta à medida que cresce a altura de queda do martelo. No atrito lateral esse fenômeno é mais discreto, mas pode ser identificado, por exemplo, nas simulações das estacas BP-2A e BP-3D (Figuras 4.66 e 4.71). À medida que a energia aumenta, há uma tendência geral dos *quakes* médios de fuste resultarem inferiores aos deslocamentos permanentes dos golpes. O *damping* de ponta das análises apresenta uma ligeira tendência de se reduzir com o aumento da energia do golpe. Deve-se notar que Aoki e de Mello (1992) mencionam que o *quake* e *damping* não são parâmetros constantes do solo, mas dependem do nível de energia. Uma discussão referente à influência da relação entre *quake* e nega nas simulações estáticas do programa *CAPWAP* pode ser encontrada no trabalho de Kormann et al. (2000c).

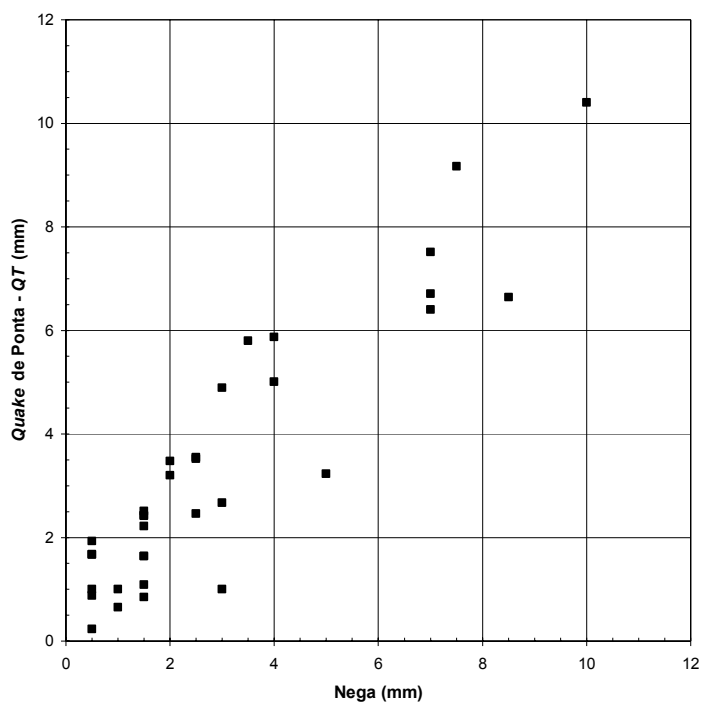


Figura 6.18. Relação entre o *quake* de ponta e a nega – estacas escavadas – Área 1.

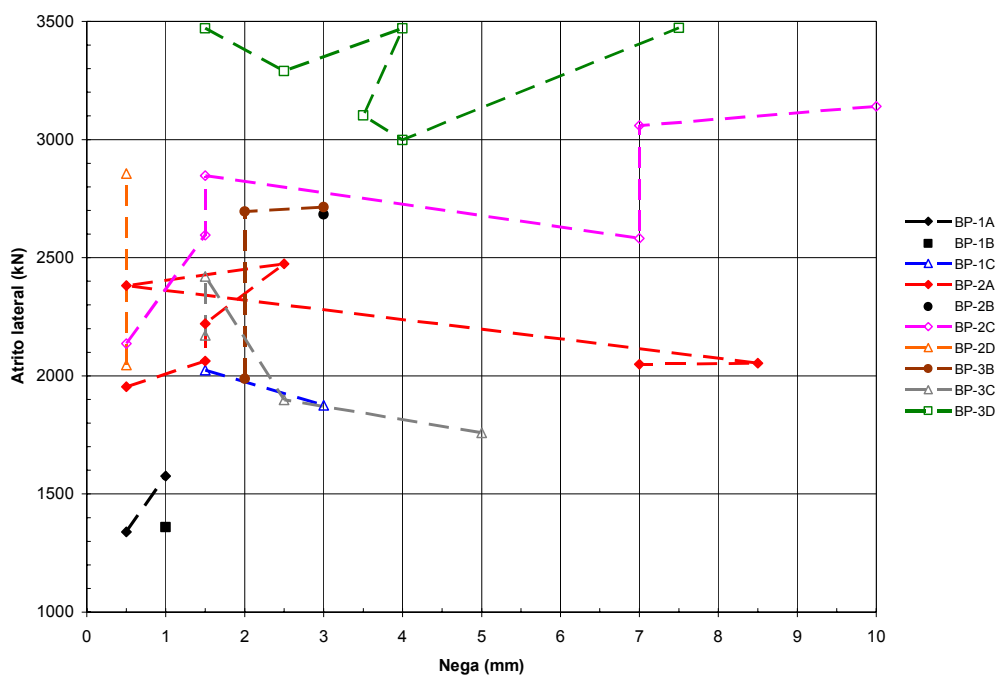
As análises *CAPWAP* (Tabela 4.20) podem ser interpretadas, de modo a se estabelecer parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta representativas para cada elemento considerado. Para tanto, é importante avaliar até que ponto as resistências do solo foram efetivamente mobilizadas nos diversos golpes.

A Figura 6.19 apresenta as parcelas de resistência das análises *CAPWAP* em função dos deslocamentos permanentes (negas) dos respectivos golpes. Embora na maioria dos casos as negas resultem proporcionais à energia transferida às estacas, há algumas exceções. Em parte, as “anomalias” podem ser atribuídas à imprecisão do processo manual de registro das negas. Entretanto, deve-se notar que nos ensaios dinâmicos de estacas moldadas *in loco* – as quais não possuem um fuste regular como o de estacas pré-fabricadas –, parte da energia do golpe pode ser consumida para vencer o entrosamento adicional existente entre o elemento estrutural e o solo, o que ocasionalmente gera negas erráticas.

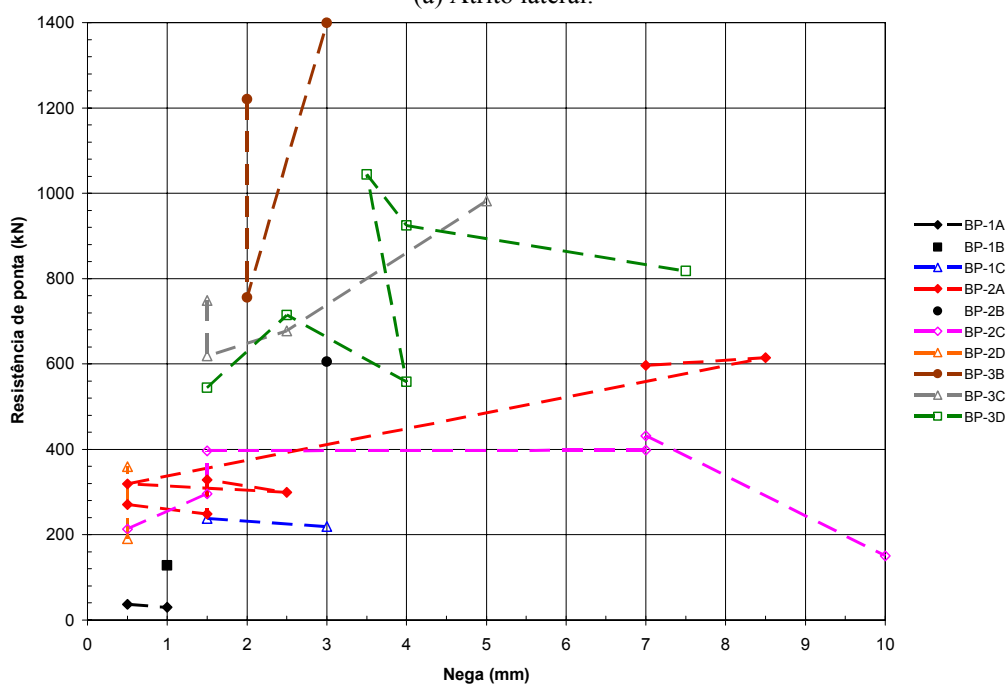
Na Figura 6.19a, pode-se constatar que a nega necessária para mobilizar plenamente o atrito lateral é reduzida, possivelmente da ordem de 1,5 mm. Esse aspecto – compatível com a elevada rigidez do solo da Área 1 do Sítio Experimental –, fica evidenciado pela ausência de um crescimento do atrito lateral com os deslocamentos. Em alguns casos, verifica-se que o inverso ocorre – a sucessão dos golpes reduz o atrito mobilizado (estacas BP-1C, BP-2A, BP-3C). Essa degradação da resistência é atribuída a uma orientação gradual das partículas do solo na interface com a estaca e a uma eventual geração de poro-pressões positivas. Os dados sugerem que a plena mobilização do atrito pode não ter sido alcançada nas estacas BP-1A e BP-1B (as simulações estáticas da Figura 4.65 são úteis para avaliar esse aspecto). Na estaca BP-2D, apesar de serem disponíveis apenas dois golpes com negas reduzidas, a intensidade do atrito mobilizado (golpe 2) é semelhante à observada nas outras estacas de 40 cm de diâmetro nominal.

Na Figura 6.19b, as resistências de ponta inferidas nas análises *CAPWAP* estão representadas em função das negas. A figura traz os dados tanto dos elementos convencionais como das estacas com isopor sob a ponta. No caso dos elementos convencionais, os pequenos deslocamentos associados às estacas BP-1A e BP-1B provavelmente não ativaram plenamente a resistência de ponta. Na estaca BP-2A, os dois últimos golpes envolveram negas razoáveis (8,5 e 7,0 mm), sugerindo que

houve uma mobilização significativa. Essa constatação é reforçada pela tendência das simulações estáticas do elemento (Figura 4.66). O único golpe disponível da estaca BP-2B, o qual possui uma nega de 3,0 mm, está associado a uma resistência semelhante à da estaca BP-2A. Na estaca BP-3B, as negas inferiores a 3,0 mm não permitem precisar claramente o nível de mobilização da resistência de ponta.



(a) Atrito lateral.



(b) Resistência de ponta.

Figura 6.19. Parcelas de resistência das análises *CAPWAP* em função das negas.

Nos elementos com isopor sob a ponta, o conjunto de dados indica que as resistências teriam alcançado seu limite nas estacas BP-1C, BP-2C e BP-3D. Na estaca BP-2D, os dois golpes de nega reduzida não permitem identificar uma tendência clara, embora a resistência de ponta possua um nível semelhante ao da estaca BP-2C, a qual exibe negas de até 10 mm. O último golpe da estaca BP-3C sugere que a resistência de ponta ainda estaria sendo ativada, embora sua intensidade seja semelhante à encontrada na estaca BP-3D, na qual um limite parece ter sido alcançado.

Tendo-se em vista que as informações dos diferentes golpes mostram alguma dispersão, procurou-se definir parcelas de resistência consideradas representativas dos elementos ensaiados. Com base na discussão precedente, um ou mais golpes de cada estaca foram selecionados, tendo-se adotado a média dos mesmos. O critério seguido contemplou os golpes de maior mobilização de resistências. Um número mais expressivo de análises pôde ser utilizado para o cálculo da média do atrito lateral, pois sua ativação envolveu menores negas. No caso dos elementos com isopor, tendo-se em vista sua condição não usual, optou-se por não incluir a parcela da ponta. O resultado do trabalho está resumido na Tabela 6.2, aonde constam a identificação dos golpes escolhidos e as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta interpretadas.

Tabela 6.2. Resultados das provas de carga dinâmicas - parcelas de resistência interpretadas.

ESTACA	GOLPES SELECIONADOS		ATRITO LATERAL (kN)	RESISTÊNCIA DE PONTA (kN)	RESISTÊNCIA TOTAL (kN)
	ATRITO LATERAL	RESISTÊNCIA DE PONTA			
BP-1A	6	6	1576*	31*	1607*
BP-1B	4	4	1359*	128*	1487*
BP-1C	2 e 3	+	1950	+	+
BP-2A	5, 6, 7, 9, 10 e 11	10 e 11	2207	606	2813
BP-2B	4	4	2683	605	3288
BP-2C	2, 4, 7, 8 e 9	+	2829	+	+
BP-2D	2	+	2857	+	+
BP-3B	9 e 10	9 e 10	2704	1078	3782
BP-3C	4 e 5	+	2296	+	+
BP-3D	4, 5, 6, 7, 8 e 9	7, 8 e 9	3301	+	+

Notas:

* Provável mobilização parcial da resistência

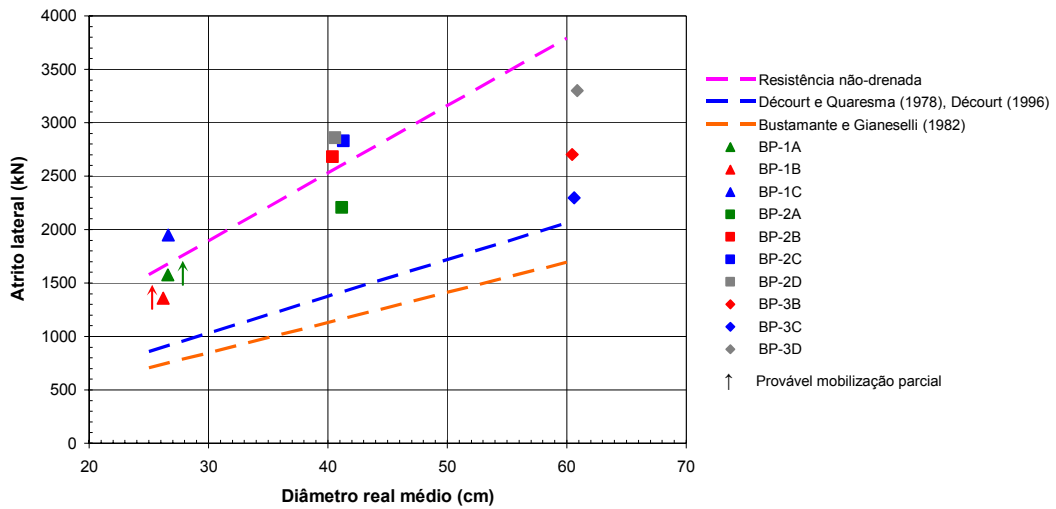
+ Estaca com isopor sob a ponta

Os resultados da Tabela 6.2 podem ser comparados com as estimativas de capacidade de suporte efetuadas no item 4.8.3. Na Figura 6.20, as parcelas de resistência e a capacidade total estão representadas de acordo com os diâmetros dos elementos. Como as estacas possuem alargamentos em sua porção superior, diâmetros médios foram estimados a partir das medidas efetuadas no campo (Tabela 4.18). O diâmetro foi considerado igual ao nominal a partir de 5,0 m do topo (item 4.8.7). Uma vez que os golpes referentes às estacas BP-1A e BP-1B podem envolver uma mobilização parcial de resistências, os dados em questão foram representados com setas, indicando que os valores associados à ruptura seriam, na realidade, superiores aos obtidos.

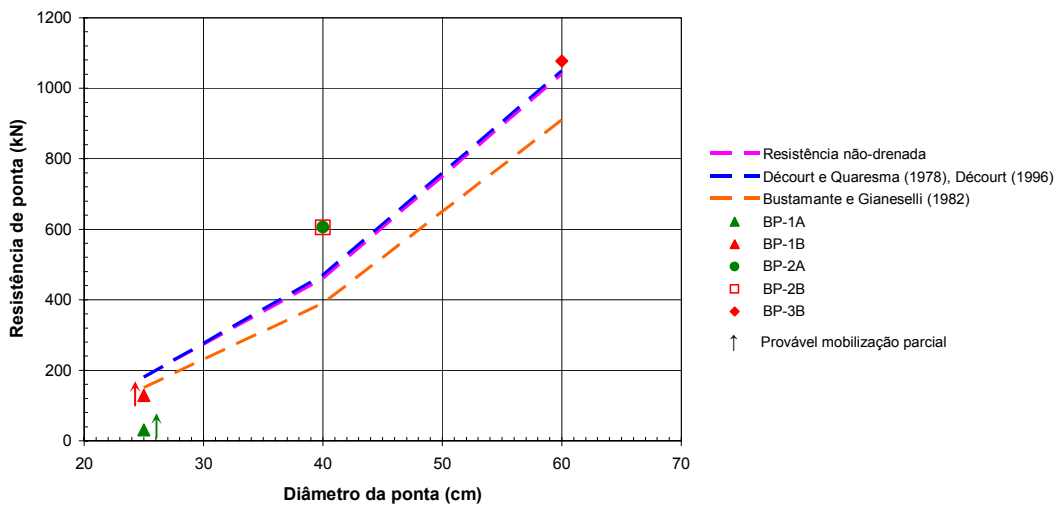
A Figura 6.20a mostra que o atrito lateral das estacas de 25 e 40 cm de diâmetro nominal é elevado, tendendo a se situar próximo ao limite superior das estimativas de capacidade de suporte, representado pelas avaliações baseadas na resistência não-drenada do pressômetro autoperfurante. Nas estacas de 60 cm, o atrito lateral posiciona-se entre as previsões efetuadas a partir dos dados do *SPT* e da resistência não-drenada.

A resistência de ponta mobilizada nas estacas convencionais é representada na Figura 6.20b, tendo-se considerado o diâmetro nominal. À exceção dos dados de ativação parcial da resistência das estacas BP-1A e BP-1B, os resultados tendem a acompanhar o limite superior das previsões. Neste caso, os três métodos de estimativa da capacidade de suporte indicam resistências semelhantes, sendo que os procedimentos baseados no *SPT* e resistência não-drenada resultam praticamente idênticos, definindo o limite superior das previsões.

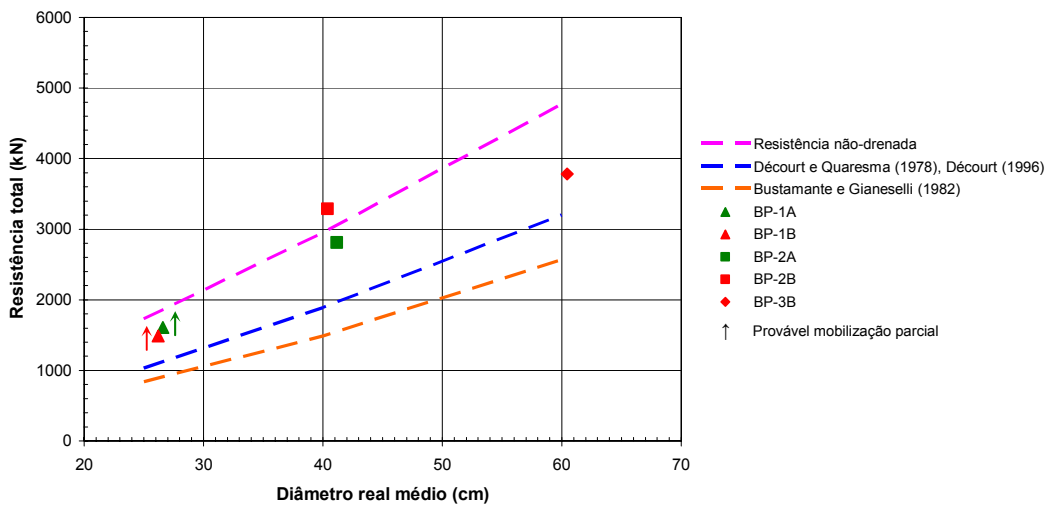
Quando se analisa a resistência total dos ensaios (Figura 6.20c), a preponderância do atrito lateral em relação à resistência de ponta faz com que a tendência dos dados seja semelhante à da Figura 6.20a. A capacidade das estacas de 25 e 40 cm acompanha o limite superior das estimativas, enquanto que o elemento de 60 cm situa-se entre as previsões baseadas em S_u e no *SPT*.



(a) Atrito lateral das estacas analisadas.



(b) Resistência de ponta das estacas convencionais (sem isopor).



(c) Resistência total das estacas convencionais (sem isopor).

Figura 6.20. Comparação dos resultados das provas de carga dinâmicas com estimativas de capacidade de suporte.

A dispersão observada no atrito lateral das estacas pode ser atribuída a uma série de fatores: diferentes graus de amolgamento do solo devido à ação das lâminas dos trados, água utilizada para facilitar a perfuração, infiltrações, tempo gasto na escavação, duração do intervalo prévio à concretagem, variação nas propriedades do concreto e, evidentemente, heterogeneidades do terreno. É interessante notar que pode existir alguma relação entre as ocorrências verificadas durante a execução das estacas e o atrito lateral, particularmente com respeito à infiltração de água durante a perfuração. Pode-se citar o caso das estacas BP-2A e BP-3C, que possuem um menor atrito lateral dentre os elementos de 40 e 60 cm de diâmetro respectivamente. Nessas duas estacas, infiltrações foram observadas na lente granular situada a cerca de 7,0 m do topo, tendo ocorrido o acúmulo de água no fundo das perfurações (Tabela 4.15). Convém observar que as pressões horizontais elevadas do terreno (item 6.3.6) podem acentuar um desenvolvimento de sucção, como conseqüência do desconfinamento associado à perfuração. A disponibilidade de água favoreceria um acréscimo de umidade. Dados da argila de Londres sugerem que um aumento de apenas 1 % no teor de umidade reduz em até 20 % a resistência ao cisalhamento ao longo do fuste da estaca (Skempton, 1959 apud Poulos e Davis, 1980).

Por outro lado, o acúmulo de solo amolgado na ponta contribuiria para aumentar os recalques, mas teria pouca conseqüência na condição última de ruptura, devido ao volume de solo intacto envolvido na mobilização plena da resistência da ponta (Skempton, 1959 apud Poulos e Davis, 1980).

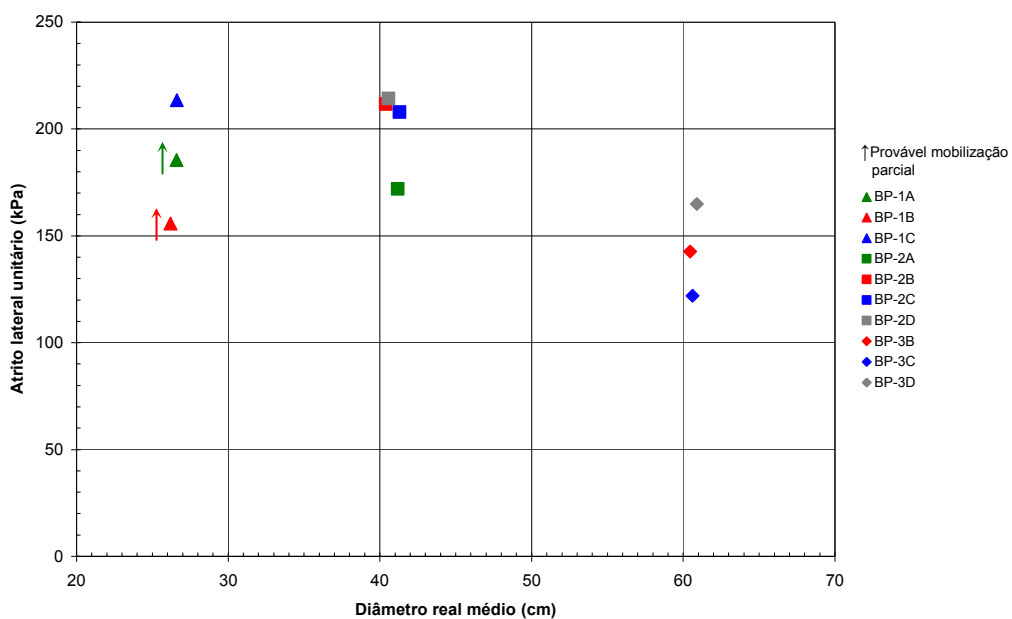
O fato das resistências de ponta dos ensaios terem resultado próximas à previsão baseada em S_u sugere que a ruptura teria se desenvolvido plenamente. Deve-se notar que a resistência de ponta estimada com base em $9 S_u$ (equação 4.3) constitui-se em um limite físico, com fundamentação teórica. Entretanto, em uma solicitação estática essa condição ocorre apenas quando grandes deslocamentos se desenvolvem, os quais podem exceder 10 % do diâmetro da estaca. Evidentemente, os deslocamentos permanentes obtidos com os golpes das provas de carga possuem uma magnitude inferior.

Um mecanismo distinto pode estar associado às solicitações dinâmicas dos ensaios em questão. O solo amolgado sob a ponta das estacas escavadas possivelmente encontrava-se próximo à saturação. Nessa condição, o material tende a responder à

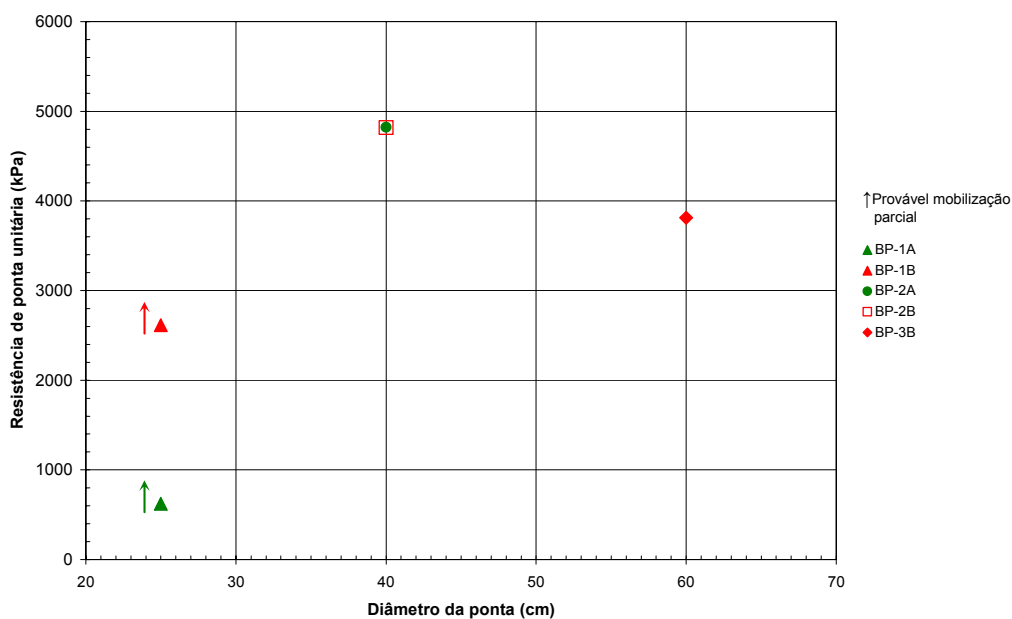
solicitação transiente do carregamento dinâmico – que tem a duração de alguns milésimos de segundos – com um comportamento virtualmente incompressível. A propagação da onda de choque carrega o solo intacto nas imediações da ponta em condições não-drenadas. Devido à elevada rigidez do terreno, não seriam necessários deslocamentos significativos para que a ruptura se desenvolvesse. Deve-se notar que essa hipótese também explicaria o fato de parcelas significativas das resistências de ponta terem sido mobilizadas nos ensaios das estacas com isopor. O deslocamento da ponta da estaca, em frações de segundo, carregaria a água acumulada em eventuais vazios do concreto, discos de isopor e solo. Nesse evento, o conjunto do material responderia com uma maior rigidez, mobilizando uma parcela substancial da resistência de ponta.

É importante destacar que as resistências obtidas nas análises *CAPWAP* do presente estudo – particularmente o atrito lateral – apresentam-se elevadas. Apesar dos resultados serem respaldados pelas estimativas baseadas na resistência não-drenada do *camkometer*, deve-se observar que as mesmas referem-se a uma média entre os métodos de Gibson e Anderson (1961) e o $S_{u \text{ pico}}$ de Palmer (1972). A resistência de pico obtida com o procedimento de Palmer (1972) pode ser não-conservadora (item 6.3). Uma vez que não são disponíveis provas de carga estáticas para confirmar os resultados do presente trabalho, as resistências obtidas devem ser encaradas com a devida cautela. Deve-se notar que em uma situação prática – face às elevadas resistências do solo –, as cargas de trabalho das estacas em questão passariam a ser controladas pela capacidade estrutural dos elementos. Os dados do presente estudo não justificam a adoção de capacidades de carga arrojadas em relação a práticas usuais de projeto.

Independentemente desse aspecto, comparando-se as parcelas de resistência obtidas para os diferentes diâmetros das estacas, os dados da Tabela 6.2 podem ser utilizados para avaliar efeitos de escala. Para tanto, procedeu-se ao cálculo do atrito lateral unitário e da resistência de ponta unitária para cada uma das estacas. Os resultados são apresentados na Figura 6.21.



(a) Atrito lateral unitário.



(b) Resistência de ponta unitária.

Figura 6.21. Parcelas de resistência unitárias – análises *CAPWAP*.

O atrito lateral unitário médio (Figura 6.21a) da estaca BP-1C resulta igual a 213 kPa. Os dados das outras estacas de 25 cm de diâmetro nominal mostram-se mais baixos, devido à mobilização parcial de resistências. As estacas com 40 cm de diâmetro nominal possuem um atrito lateral unitário médio em torno de 200 kPa. Nas estacas de 60 cm, o atrito unitário varia entre 122 e 165 kPa, com um valor médio de

143 kPa. A tendência de redução do atrito lateral unitário com o aumento do diâmetro das estacas sugere a ocorrência de um efeito de escala.

É interessante notar que, no âmbito da revisão bibliográfica efetuada, não foram encontrados registros de efeitos de escala no atrito lateral. A ausência desse fenômeno é atribuída ao processo executivo, que perturba o solo em contato com o fuste, atenuando a influência das fraturas no atrito lateral (Meyerhof, 1983). O efeito de escala identificado no presente estudo poderia indicar que a resistência ao cisalhamento ao longo da interface estaca-solo seria controlada também por material “intacto”. As variações de seção comuns em estacas moldadas *in loco* contribuiriam para transferir esforços para o solo menos perturbado adjacente ao fuste. Por outro lado, as sucessivas manobras de subida e descida dos trados, durante a escavação, poderiam modificar o arranjo natural dos blocos de solo delimitados por descontinuidades com espaçamentos decimétricos. Essa ação mecânica de abertura de fraturas seria mais significativa nas estacas de maior diâmetro.

Quanto à resistência de ponta unitária (Figura 6.21b), nas estacas de 25 cm de diâmetro nominal não houve uma mobilização integral das resistências. As estacas de 40 cm de diâmetro (BP-2A e BP-2B) mostram uma resistência unitária de 4820 kPa, a qual é superior aos 3811 kPa correspondentes à estaca de 60 cm de diâmetro (BP-3B). Esse fato pode ser um indicativo de efeitos de escala na ponta. Entretanto, conforme mencionado anteriormente, não ficou claro se houve uma mobilização plena da resistência de ponta na estaca BP-3B. Os poucos dados disponíveis não permitem precisar uma tendência bem definida.

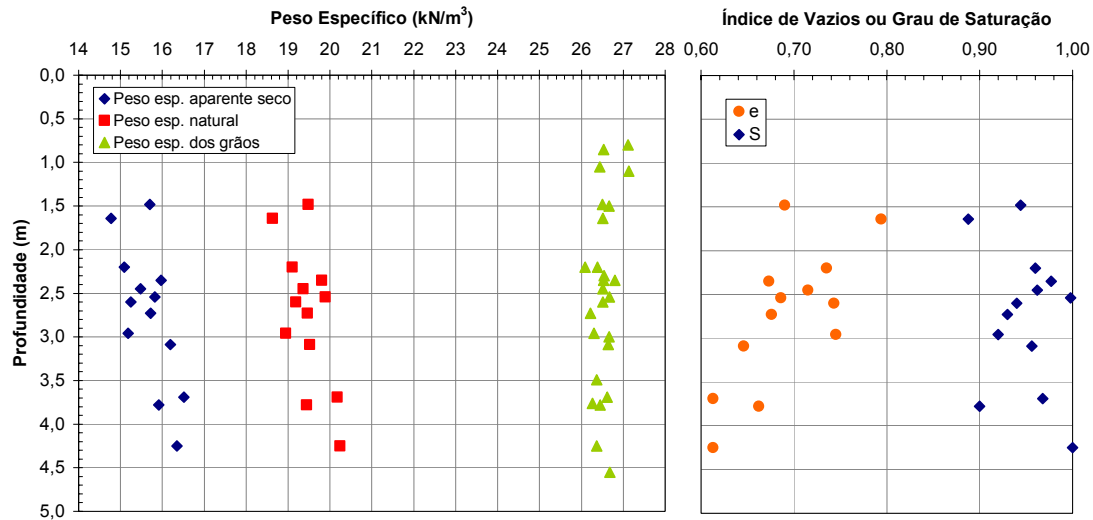
Conforme discutido nos itens 3.5 e 4.8.1, a literatura registra a ocorrência de efeitos de escala na resistência de ponta de estacas em argilas fraturadas (e.g. de Beer et al., 1977 apud Terzaghi et al., 1996; Meyerhof, 1983). No presente estudo, comparando-se as resistências de ponta unitárias das estacas BP-2A e BP-2B com a da estaca BP-3B tem-se uma relação de 1,26. Deve-se notar que, apesar das dúvidas mencionadas no parágrafo anterior, a ordem de grandeza dessa razão mostra-se compatível com a intensidade dos efeitos de escala sugerida por de Beer et al. (1977) e Meyerhof (1983).

6.5 Ensaios de Laboratório: Propriedades Índice no Perfil em Estudo

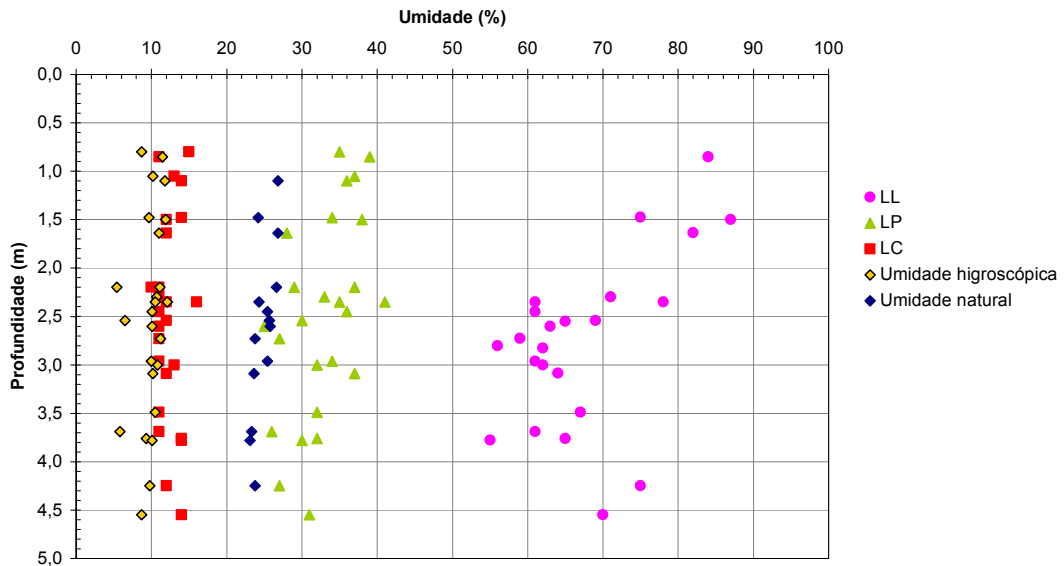
Os dados dos ensaios de caracterização (item 5.3) e os índices físicos das amostras indeformadas podem ser utilizados para estudar as propriedades da Área 1, ao longo da profundidade em que o material foi coletado. A Figura 6.22 mostra a variação dos diferentes parâmetros no perfil. Para tanto, foram considerados os dados da Tabela 5.3 e dos diferentes corpos de prova descritos no Capítulo 5. Algumas informações complementares, que eram disponíveis previamente, também foram aproveitadas para compor os gráficos da Figura 6.22.

O peso específico natural γ mostra uma tendência de crescimento com a profundidade (Figura 6.22a). Enquanto que, mais superficialmente, os valores de γ oscilam em torno de 19 kN/m^3 , a 4,5 m de profundidade o peso específico natural alcança 20 kN/m^3 . O aumento da densidade natural do solo com a profundidade se reflete no índice de vazios, o qual se reduz de 0,79 para 0,61 ao longo da extensão estudada. O peso específico dos grãos δ mantém-se praticamente constante, variando em torno da média de $26,5 \text{ kN/m}^3$. Duas determinações de δ resultaram superiores a 27 kN/m^3 , a aproximadamente 1,0 m de profundidade.

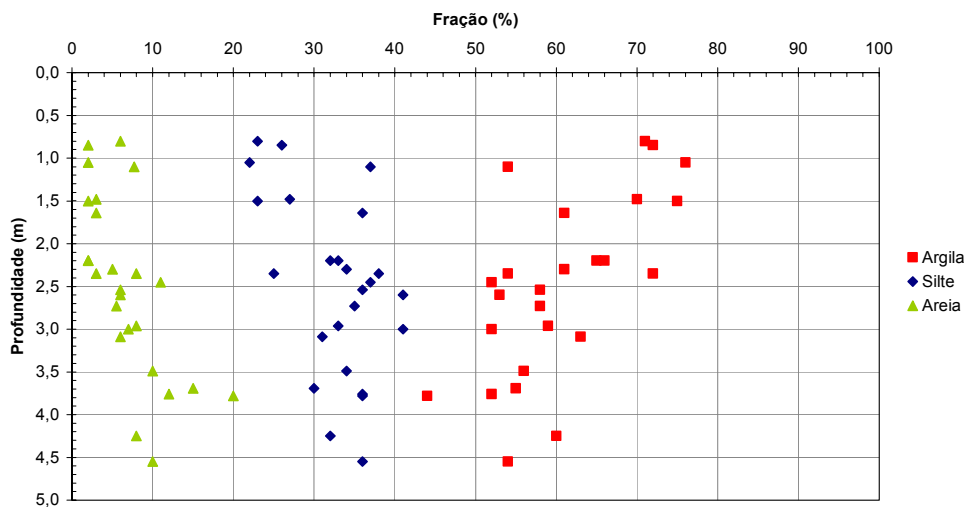
O teor de umidade natural w (Figura 6.22b) decresce ligeiramente com o aumento da profundidade. Como o material apresenta um grau de saturação elevado, em geral entre 90 e 100 %, a tendência de w está associada à redução do índice de vazios (Figura 6.22a). O teor de umidade situa-se próximo ou abaixo do limite de plasticidade LP , característica típica de argilas sobre-adensadas. O limite de liquidez LL , que apresenta valores mais altos próximo à superfície ($LL > 80 \%$), tende a se reduzir ao longo do perfil, sendo inferior a 75 % nas amostras coletadas abaixo de 2,5 m. Esse comportamento se verifica também no limite de plasticidade, embora de uma forma mais discreta. O índice de plasticidade IP (não representado na figura), acompanha a tendência de redução do LL e LP com a profundidade. O limite de contração LC apresenta-se relativamente constante, variando em torno de uma média de 12 %.



(a) Pesos específicos, índice de vazios e grau de saturação.



(b) Limites de consistência e umidade.



(c) Granulometria.

Figura 6.22. Distribuição de propriedades índice no perfil da Área 1.

A Figura 6.22c traz as porcentagens correspondentes às frações granulométricas. Pode-se verificar que a composição do solo também varia ao longo do trecho estudado. À medida que a profundidade aumenta, o teor de argila decresce, enquanto que as porcentagens de areia e silte experimentam um acréscimo.

Deve-se notar que uma redução do índice de vazios com a profundidade seria esperada, mas talvez de uma forma menos acentuada que a indicada pelos dados da Figura 6.22a. A variação das propriedades no perfil da Área 1 possivelmente está associada à ação do intemperismo químico. Fortin (1989) descreve perfis de alteração da Formação Guabirota que podem ser relacionados com a tendência observada no Sítio Experimental. O fato dos teores de silte e areia se reduzirem em direção à superfície sugere que parte do material granular – a fração correspondente ao feldspato – teria sido intemperizada, aumentando a porcentagem de argila nos estratos mais superficiais.

Ao longo do trecho analisado, a plasticidade mostra-se dependente do teor de argila. Esse aspecto é ilustrado com os dados da Figura 6.23, que sugerem uma relação entre os limites de liquidez e plasticidade e a porcentagem de argila. Na Figura 6.24, pode-se avaliar a atividade dos solos do Sítio Experimental. A grande maioria das amostras analisadas classifica-se como “inativa”, com um índice de atividade A inferior a 0,75. É importante observar que seriam esperados valores de A mais altos, devido à presença de esmectita e, particularmente, se Na^{++} for o cátion adsorvido, conforme sugerido por Boszczowski (2001). Mitchell (1976) aponta alguns fatores que podem reduzir a atividade, tais como cimentação e influência de elementos salinos. Deve-se notar que os ensaios de caracterização realizados por via úmida (item 5.3) conduziram a índices de atividade ainda mais baixos que os observados na Figura 6.24.

A distribuição do índice de atividade da argila siltosa no perfil da Área 1 é mostrada na Figura 6.25. Não é possível discernir uma tendência ao longo da profundidade – os valores de A oscilam em torno da média de 0,59, com um desvio padrão de 0,12. Esse fato pode indicar que os argilo-minerais e propriedades como cátion adsorvido e composição da água intersticial não chegam a experimentar variações significativas no perfil. As análises de difratometria de raios-X de solo coletado a 2,2 m de profundidade acusaram argilo-minerais dos grupos das esmectitas, caulinitas e ilitas

(item 5.2.1). Embora os horizontes oxidados da Formação Guabirotuba se caracterizem por uma maior presença de argilo-minerais estáveis, tais como a caulinita, tal comportamento pode se manifestar de uma forma muito discreta no perfil da Área 1.

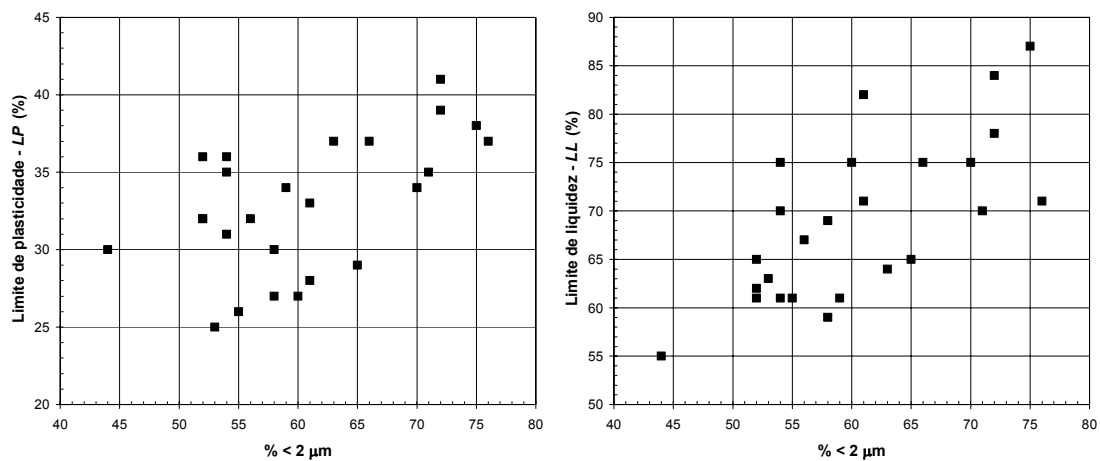


Figura 6.23. Relação entre os limites de liquidez e plasticidade e o teor de argila – Área 1.

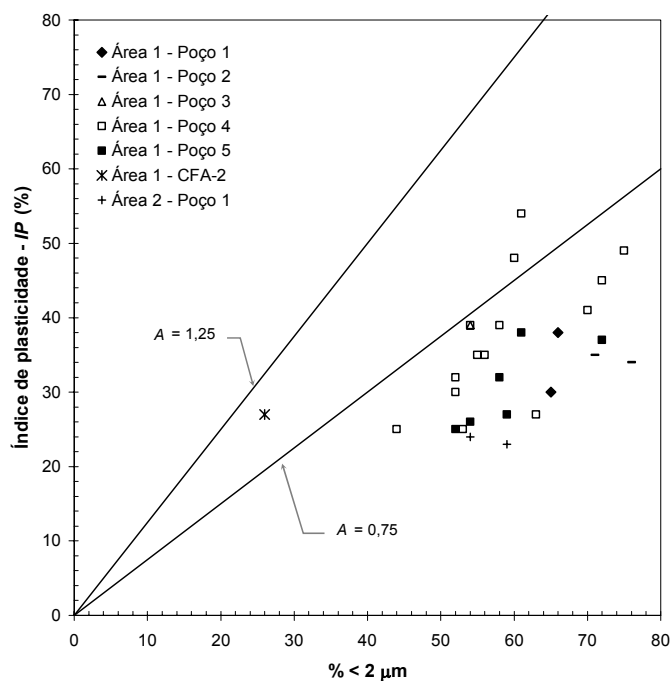


Figura 6.24. Atividade dos solos do Sítio Experimental.

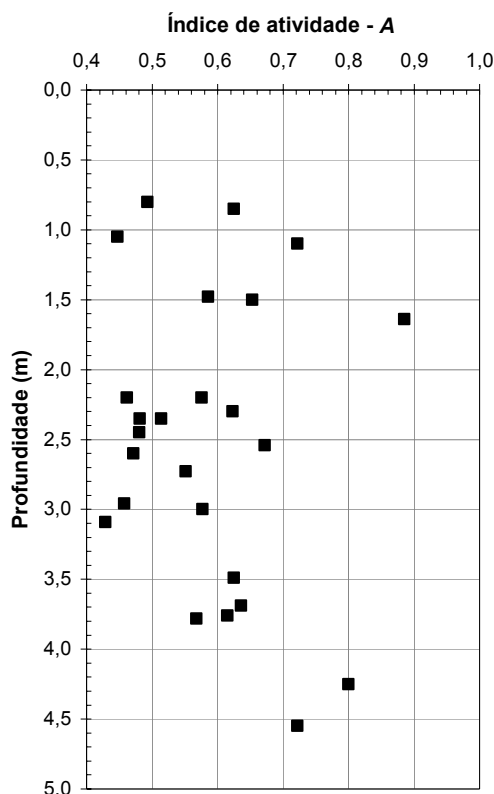


Figura 6.25. Variação do índice de atividade A com a profundidade – Área 1.

Conforme mencionado no item 5.3, duas amostras do solo fortemente intemperizado da Área 2 possuem uma composição granulométrica que não difere da observada na Área 1 (Figura 5.14). Os limites de liquidez obtidos foram 54 e 59 %, os quais também são comparáveis aos encontrados na Área 1. Na Carta de Plasticidade (Figura 5.15) e no gráfico da atividade coloidal (Figura 6.24), as amostras da Área 2 situaram-se um pouco abaixo dos dados da Área 1. Porém, é interessante notar que a principal diferença entre o material das duas áreas reside no limite de contração. Enquanto que o LC da Área 1, em torno de 12 %, é compatível com a presença de esmectita, os valores do limite de contração das amostras da Área 2, iguais a 22 e 27 %, sugerem uma composição associada a argilo-minerais estáveis. Deve-se notar que as amostras da Área 2 possuem pesos específicos dos grãos de 27,3-28,2 kN/m^3 , os quais são superiores aos observados na Área 1. É possível que esse fato esteja associado à oxidação decorrente do intemperismo químico.

Os dados levantados na Área 1 do Sítio Experimental podem ser comparados com as informações da Formação Guabirota reunidas na revisão bibliográfica (Capítulo 3). Para tanto, as propriedades médias dos sedimentos relacionados na

Tabela 3.1 estão reproduzidas na Tabela 6.3, juntamente com os parâmetros médios da Área 1 do Sítio Experimental (Figura 6.22). Analisando-se os dados da Tabela 6.3, pode-se verificar que o solo da Área 1 é mais denso que boa parte dos sedimentos argilosos comumente encontrados na Formação Guabirotuba. No Sítio Experimental, os valores médios do peso específico natural e do índice de vazios resultam $19,5 \text{ kN/m}^3$ e $0,69$ respectivamente. Os demais solos possuem um γ em torno de $18,4 \text{ kN/m}^3$ e um índice de vazios médio de $0,89$. As diferenças se manifestam também no teor de umidade, que na Área 1 do Sítio Experimental é cerca de 7% inferior ao valor médio dos dados da literatura. O grau de saturação do Sítio Experimental mostra-se semelhante ao observado nos demais sedimentos da Formação Guabirotuba. O peso específico dos grãos também não difere, sendo em média igual a $26,5 \text{ kN/m}^3$.

Os limites de consistência indicam que o solo da Área 1 possui uma plasticidade inferior à encontrada nos sedimentos da Formação Guabirotuba em geral. Esse aspecto pode ser observado também na posição dos dados na Carta de Plasticidade. Enquanto que a maior parte dos solos analisados na revisão bibliográfica situam-se acima da linha *A* (Figura 3.4), na Área 1 do Sítio Experimental há pontos um pouco abaixo da mesma (Figura 5.15).

Tabela 6.3. Comparação entre propriedades índice médias da literatura e da Área 1 do Sítio Experimental.

FONTES DOS DADOS	γ_{nat} (kN/m^3)	δ (kN/m^3)	S (%)	e_0	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)
Literatura (Tabela 3.1)	18,4	26,5	94	0,89	32	30	73	43
Sítio Experimental - Área 1	19,5	26,5	95	0,69	25	33	69	35

6.6 Ensaios de Adensamento x Curvas Características: Compressibilidade e História de Tensões

No item 6.3.4, algumas considerações foram efetuadas relacionando-se as investigações de campo da Área 1 com a pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a razão de sobre-adensamento (*OCR*). No presente item, os dados dos ensaios de adensamento e das relações de sucção são discutidos, buscando-se entender melhor o sobre-adensamento do solo da Área 1 do Sítio Experimental.

As curvas $e \times \log$ pressão efetiva das amostras indeformadas (item 5.4), referentes à moldagem na direção convencional (vertical), estão reproduzidas na Figura 6.26. Apesar das variações nos índices de vazios iniciais dos corpos de prova, pode-se notar uma tendência das curvas seguirem uma faixa bem definida, particularmente após a tensão de cedência. Os trechos “virgens” do carregamento são aproximadamente paralelos, com índices de compressão C_c compreendidos entre 0,2 e 0,3. É importante notar que o bloco indeformado 4.0039.00 possui uma tensão de cedência significativamente inferior à dos demais. No ensaio dessa amostra, que apresenta um σ'_{vm} de 580 kPa (Pacheco Silva), a pressão máxima de 3200 kPa aparentemente é suficiente para caracterizar o trecho virgem. Nos outros corpos de prova, a tensão de cedência média de 2550 kPa requer pressões elevadas para definir o trecho virgem. Conforme descrito no item 5.4, os ensaios das amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01 foram conduzidos com pressões máximas de 9060 kPa.

A Figura 6.27 compara os ensaios dos três corpos de prova da amostra 4.0039.00, os quais envolveram direções distintas de moldagem. Nos elementos moldados horizontalmente, a expansão inicial pode ter conduzido a um comportamento mais compressível nos estágios iniciais do carregamento. Entretanto, à medida que as pressões aumentam, pode-se discernir uma tendência desses corpos de prova (moldagem horizontal) apresentarem uma rigidez superior à do ensaio convencional (moldagem vertical). Pressões maiores que 3200 kPa seriam necessárias para definir com clareza um trecho virgem. Tal comportamento poderia estar associado ao

coeficiente de empuxo no repouso superior à unidade. Entretanto, deve-se observar que Boszczowski (2001), em ensaios *CRS* de um bloco indeformado coletado no Poço 4 da Área 1 (3,75 m de profundidade), não encontrou diferenças entre as curvas de corpos de prova moldados segundo as direções vertical e horizontal.

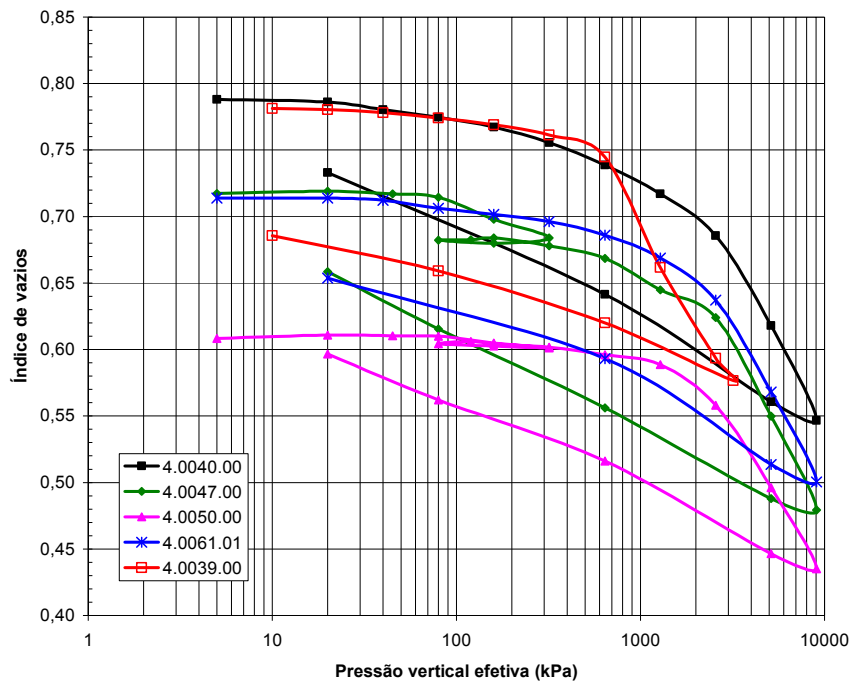


Figura 6.26. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – amostras indeformadas.

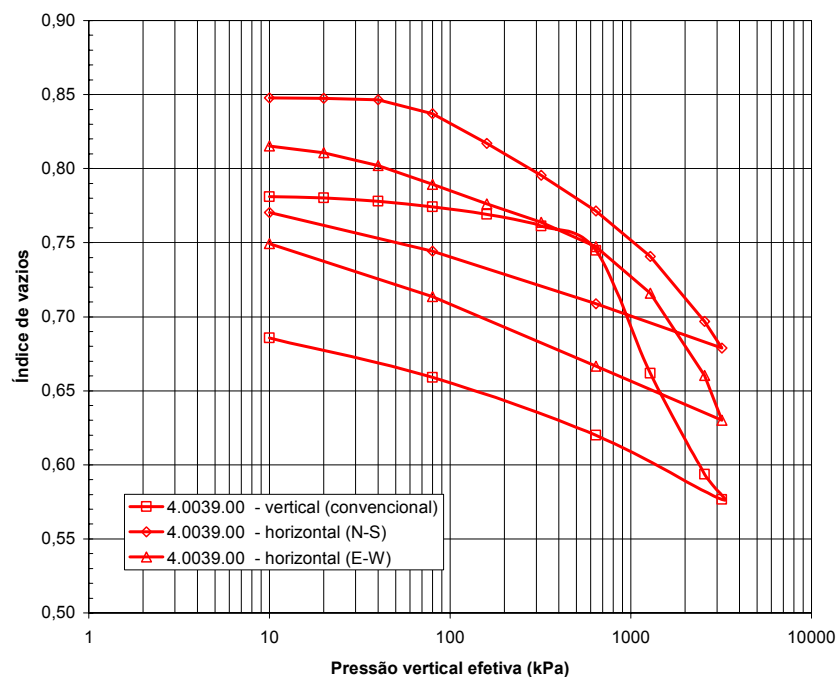


Figura 6.27. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva da amostra 4.0039.00, com diferentes sentidos de moldagem.

Os dados disponíveis mostram uma variabilidade da tensão de cedência na Área 1 do Sítio Experimental. No presente estudo, esse aspecto é ilustrado pelo menor valor de σ'_{vm} da amostra 4.0039.00. Enquanto que nesse bloco indeformado a pressão de pré-adensamento resultou igual a 580 kPa, na amostra 4.0040.00 – que no campo situava-se muito próxima à 4.0039.00 – obteve-se um σ'_{vm} de 2900 kPa.

Dados de trabalhos anteriores acrescentam informações que evidenciam a heterogeneidade do perfil. Em uma amostra coletada a 2,2 m de profundidade no Poço 2 da Área 1, Kormann et al. (1999d) encontraram uma pressão de pré-adensamento de 1280 kPa. Boszczowski (2001), com ensaios *CRS* de amostra coletada no Poço 4 (3,75 m de profundidade), obteve um σ'_{vm} de aproximadamente 1000 kPa. A autora, em um ensaio de adensamento convencional com material do mesmo bloco indeformado, observou uma pressão de pré-adensamento de 2800 kPa. Nascimento (1992), ensaiando material coletado no campus do Centro Politécnico (Tabela 3.1, amostra 18), a cerca de 300 m da Área 1, encontrou um σ'_{vm} de 620 kPa. Essas informações sugerem que dificilmente os valores elevados de σ'_{vm} da Área 1 do Sítio Experimental estariam associados a um simples sobre-adensamento por compressão mecânica. Deve-se notar que as pressões de pré-adensamento das amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01 excedem largamente os valores de σ'_{vm} de outros pontos da Formação Guabirota (Tabela 3.1). Uma hipótese seria que as altas pressões de pré-adensamento da Área 1 decorreriam de ligações diagenéticas entre as partículas do solo. Outro fator interveniente poderia ser um ressecamento dos sedimentos. A dispersão encontrada estaria associada a diferentes intensidades desses agentes. Evidentemente, a variabilidade de σ'_{vm} poderia ser causada também pela ação de intemperismo químico – por exemplo, é possível que este fenômeno seja responsável pela menor tensão de cedência da amostra 4.0039.00.

Conforme exposto no item 5.3, Duarte (1986) e Boszczowski (2001) haviam observado a influência do processo de secagem no limite de liquidez de argilas da Formação Guabirota (Tabela 5.5). Boszczowski (2001) atribuiu tal comportamento a ligações entre partículas. Por esse motivo, na presente pesquisa procedeu-se a determinações dos limites de consistência (*LL*, *LP* e *LC*) com formas alternativas de preparo (via úmida e secagem em estufa), além do processo usual por via seca.

Tentando-se avaliar a hipótese de possíveis ligações entre partículas, o estudo envolveu ainda análises granulométricas tanto do material seco ao ar como do solo remoldado a partir da umidade natural (sem secagem prévia). As principais constatações dos ensaios (Tabela 5.6 e Figura 5.16) podem ser resumidas da seguinte forma:

- as amostras preparadas por via úmida exibiram limites de liquidez significativamente inferiores aos obtidos no processo usual (via seca);
- nas determinações do limite de contração, a massa de solo remoldado contraiu-se menos nos ensaios por via úmida do que no procedimento usual;
- nos ensaios por via úmida, as curvas granulométricas das amostras 4.0040.00 e 4.0047.00 acusaram uma redução do teor de argila e um acréscimo na porcentagem de silte;
- secando-se o material em estufa, os valores do *LL* resultaram um pouco abaixo dos obtidos com o processo usual.

Esses fatos reforçam a hipótese de que, no estado natural, ligações diagenéticas exerceriam um papel na elevada consistência do solo da Área 1. Além de Duarte (1986) e Boszczowski (2001), outros autores já haviam observado a influência do processo de secagem nos limites de liquidez e plasticidade de argilas sobre-adensadas cimentadas. De acordo com Casagrande (1949) apud Bjerrum (1967), a secagem da amostra ao ar e seu posterior reumedecimento promove a quebra das ligações entre partículas. A desintegração decorreria da ação das “forças capilares”. Esse fenômeno teria como conseqüência o aumento do *LL*. No preparo por via úmida, a preservação de ligações naturais conduziria a um *LL* mais baixo. Por outro lado, a secagem em estufa poderia agregar as partículas – no presente estudo, este procedimento reduziu discretamente a magnitude do *LL* em relação ao processo usual (via seca).

A validade da interpretação apresentada é reforçada pelo fato das curvas granulométricas do solo remoldado a partir do estado natural terem acusado um menor teor de argila (Figura 5.16). Deve-se notar que tal comportamento ocorreu mesmo com a adição de defloculante.

A elevada rigidez do solo da Área 1, decorrente do sobre-adensamento e das possíveis ligações diagenéticas, se reflete nas curvas características do material

(item 5.5). Na Figura 6.28, estão representados os dados de umidade *versus* sucção de todos os corpos de prova indeformados, nas trajetórias de secagem. Para menores níveis de sucção, a tendência geral das curvas indica que pequenas variações de umidade podem gerar alterações significativas na magnitude da sucção matricial. Uma redução de 1 ou 2 % no teor de umidade pode causar um aumento de 1000-2000 kPa na sucção matricial. Ou seja, a capacidade de sucção é baixa. Esse comportamento torna-se importante à medida que, no campo, as tensões efetivas podem sofrer mudanças consideráveis em função da disponibilidade de água. A relação entre o grau de saturação e a umidade, obtida nas determinações de sucção do solo indeformado (Figura 6.29), indica que tal fenômeno pode se processar mesmo com o solo estando próximo à saturação. Variações de tensão efetiva, evidentemente, interferem na resistência ao cisalhamento. Conforme mencionado no item 3.6, os riscos de ruptura em escavações na Formação Guabirotuba aumentam quando ocorrem precipitações pluviométricas. A redução de sucção matricial exerceria um importante papel nesse processo (ver também item 6.7).

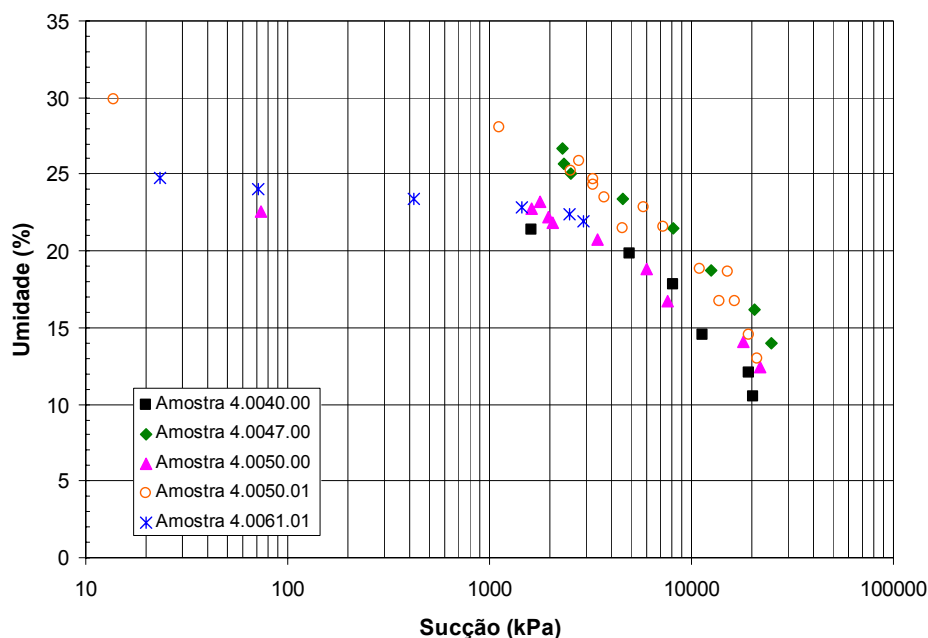


Figura 6.28. Curvas características – amostras indeformadas da Área 1.

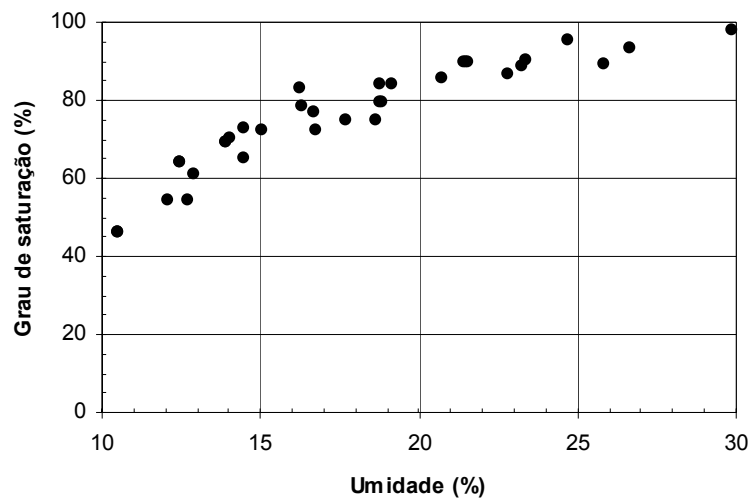


Figura 6.29. Relação entre grau de saturação e umidade, obtidas nas determinações de sucção dos corpos de prova indeformados.

É importante destacar que, apesar da presença de esmectita, os corpos de prova inundados a partir da condição natural apresentaram expansões pequenas. Nos ensaios de adensamento, procedendo-se à inundação com uma tensão vertical nula ou com um pré-carregamento de 5 kPa, foram observadas expansões máximas de 3 %. Nas determinações de sucção dos corpos de prova, a inundação da amostra 4.0050.00 a partir do estado natural ($w = 21,8 \%$) provocou um acréscimo de apenas 0,8 % na umidade. Comportamentos semelhantes foram identificados por Pereira (1999), em amostras na condição natural provenientes de diferentes pontos da Formação Guabirota (Tabela 3.3), e por Boszczowski (2001), que encontrou expansões nulas em ensaios de adensamento com solo da Área 1 do Sítio Experimental. A tendência da expansão se mostrar reduzida quando as amostras estão na umidade natural – mesmo com os elevados níveis de sucção matricial que podem se desenvolver (Figura 6.28) – constitui-se em mais um indicativo da presença de ligações diagenéticas entre partículas.

Os ensaios com solo remoldado do presente estudo (itens 5.4 e 5.5) podem ser úteis para aprofundar a discussão dos mecanismos relacionados com a compressibilidade e a história de tensões do solo da Área 1. Na Figura 6.30, as curvas $e \times \log$ pressão efetiva dos corpos de prova reconstituídos são representadas juntamente com dados da literatura. A comparação envolve diferentes solos analisados por Burland (1990) e uma amostra da Formação Guabirota, ensaiada por Duarte (1986).

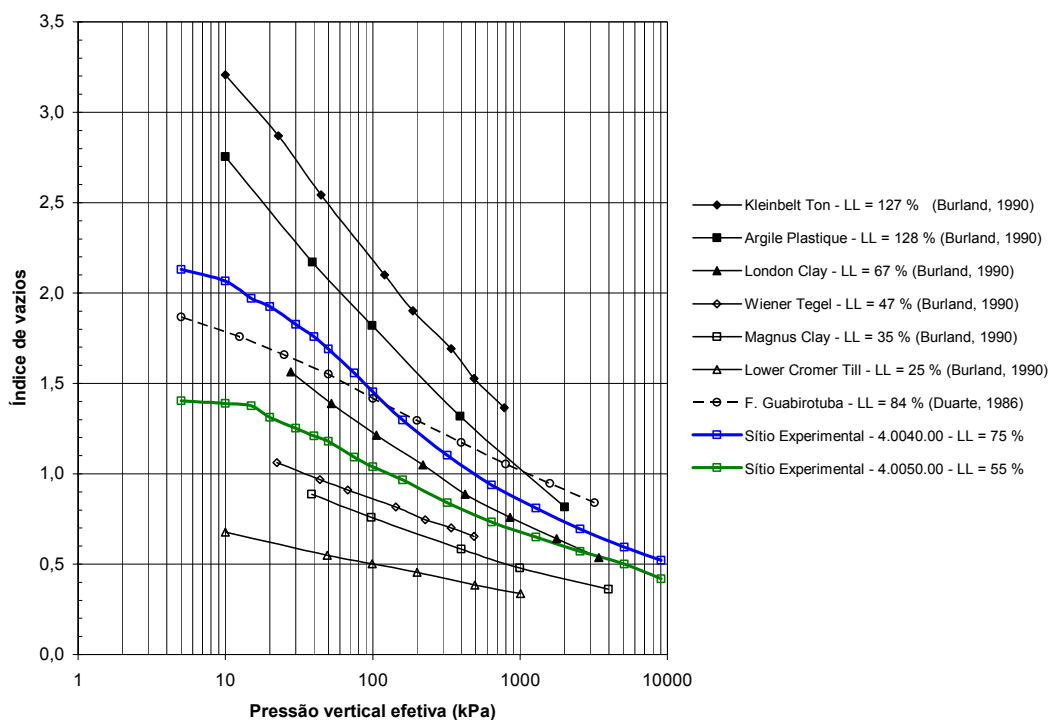


Figura 6.30. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva de solo remoldado – literatura e Sítio Experimental.

As curvas do Sítio Experimental – particularmente a amostra 4.0050.00 – apresentam um trecho inicial mais rígido que, dentre outros fatores, pode estar associado à umidade de moldagem. Dados de Leonards e Ramiah (1959) apud Burland (1990) mostram um comportamento semelhante, para umidade inicial do corpo de prova inferior ao limite de liquidez. No caso da amostra 4.0050.00, o material possuía uma umidade de 52,4 %, um pouco abaixo do LL de 55 %. A amostra 4.0040.00 ($LL = 75 \%$) foi moldada com um teor de umidade de 80,8 %. Conforme apontado por Burland (1990), acima de 100 kPa de tensão efetiva a influência de fatores tais como umidade inicial e duração do estágio de pressão tende a ser menos significativa nos ensaios com solo remoldado.

Para uma dada tensão efetiva, o índice de vazios do material reconstituído depende do valor do limite de liquidez do solo. A compressibilidade também possui relação com o valor de LL . Na Figura 6.30, pode-se verificar que as curvas de solo remoldado do presente trabalho mostram-se consistentes com os dados de Burland (1990). As amostras do Sítio Experimental, que possuem limites de liquidez de 55 e 75 %, se ajustam bem à tendência dos valores do LL das demais curvas.

Entretanto, é interessante notar que a curva de Duarte (1986) não segue a tendência dos outros solos. A compressibilidade da amostra resultou inferior à que seria esperada para a ordem de grandeza de seu limite de liquidez ($LL = 84\%$). Tal fato, mais uma vez, poderia estar associado à presença de ligações entre partículas no solo da Formação Guabirotuba. Duarte (1986) – que havia constatado a influência da secagem no limite de liquidez – utilizou uma amostra reconstituída sem secagem prévia. O autor entendeu que essa condição seria mais representativa do estado natural do solo. Conforme discutido anteriormente, o reumedecimento do material seco ao ar pode destruir uma eventual cimentação. Como o solo ensaiado por Duarte (1986) foi remoldado em via úmida, a partir da umidade natural, é possível que a menor compressibilidade do material deva-se a ligações remanescentes entre partículas. No presente estudo, todos os ensaios com solo remoldado envolveram material seco previamente – ou seja, devido ao reumedecimento posterior, uma maior quantidade de ligações diagenéticas teria sido “desfeita”.

A influência do processo de preparo na compressibilidade do solo reconstituído não chegou a ser diretamente analisada. Entretanto, a tendência do limite de contração e, principalmente, do índice de contração (Tabela 5.6) aumentarem nos ensaios por via úmida, pode ser um indicativo de influência do processo de preparo na compressibilidade.

As determinações de sucção do solo remoldado também podem acrescentar informações importantes. A Figura 6.31 compara dados das medições de sucção na secagem e as curvas $e \times \log$ pressão efetiva dos corpos de prova reconstituídos. As relações índice de vazios \times sucção apresentam um trecho inicial menos compressível, devido ao carregamento prévio de 100 kPa a que foram submetidos os corpos de prova remoldados. À medida que a sucção aumenta, os pontos deslocam-se um pouco à direita do diagrama, seguindo uma tendência semelhante à das curvas dos ensaios de adensamento. Para uma dada sucção, o índice de vazios é maior quando o LL é mais alto. As diferenças de comportamento nas duas formas de ensaio devem-se ao fato da sucção agir isotropicamente, enquanto que na célula edométrica controla-se apenas a tensão efetiva vertical. A tensão efetiva horizontal no ensaio de adensamento do material remoldado tende a ser inferior à tensão vertical, em função do estado normalmente adensado. Boszcowski (2001) encontrou uma relação entre

a tensão efetiva horizontal e a vertical igual a 0,56, na consolidação anisotrópica (trajetória K_0) de solo reconstituído da Área 1. Deve-se notar que uma estimativa de tensões efetivas médias para os ensaios de adensamento indicaria alguma defasagem em relação às curvas obtidas com o papel filtro. Esse fato poderia estar associado a imprecisões da curva de calibração do papel filtro ou, para níveis mais altos de sucção, a alguma influência da componente osmótica. De qualquer forma, tais aspectos podem ser considerados pouco relevantes para os objetivos do presente estudo.

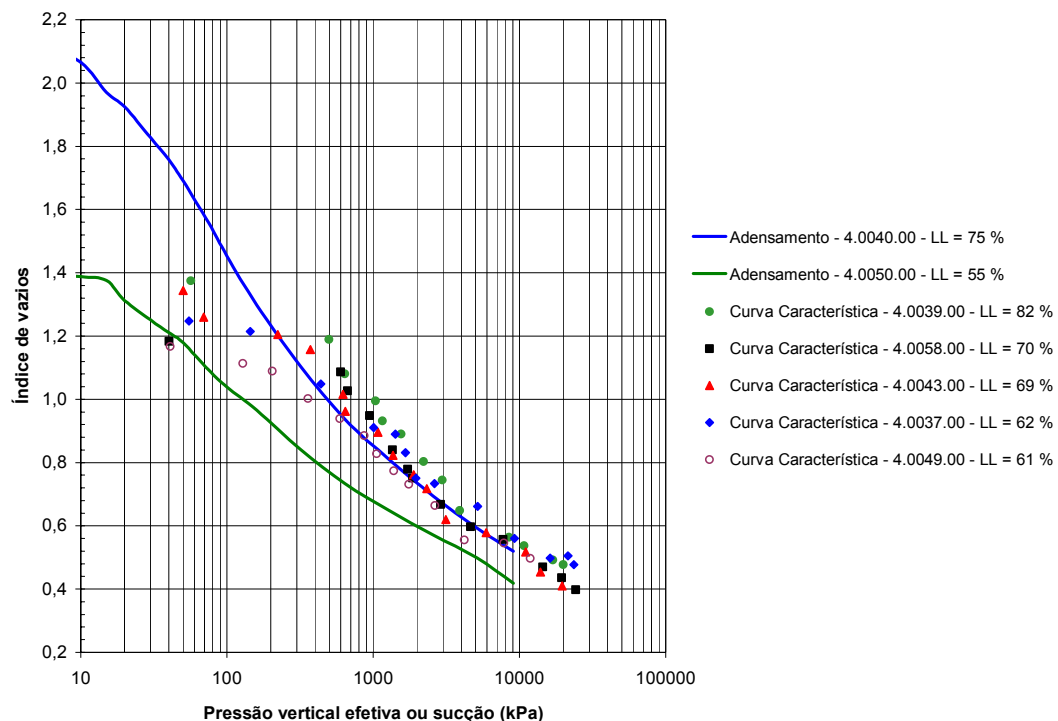


Figura 6.31. Comparação entre as curvas $e \times \log$ pressão efetiva e $e \times$ sucção – solo remoldado.

Os dados da Figura 6.31 mostram que a secagem pode gerar níveis elevados de tensão efetiva, que igualam ou excedem com facilidade as pressões de pré-adensamento do solo. A efetividade da sucção somente se reduz quando os índices de vazios tornam-se inferiores a 0,5. Uma vez que a sucção é capaz de comprimir o solo ao longo de uma faixa de tensões efetivas compatíveis com a magnitude das pressões de pré-adensamento, tem-se que o ressecamento poderia se constituir em um dos agentes de sobre-adensamento dos sedimentos.

A interpretação da origem do sobre-adensamento do solo da Área 1, a partir dos ensaios de adensamento ou curvas características, não deixa de ser especulativa devido à dificuldade de se definir um valor de LL típico e um índice de vazios representativo do estado atual do terreno (Figura 6.22). As possíveis influências do processo de preparo na compressibilidade do solo remoldado tornam questionável a aplicabilidade das curvas obtidas às condições vigentes durante a sedimentação, consolidação e evolução dos sedimentos. A própria definição do valor da pressão de pré-adensamento do terreno não é uma tarefa simples. Entretanto, algumas tendências podem ser delineadas. Em linhas gerais, os dados da presente pesquisa mostram que não é possível conciliar os índices de vazios observados na Área 1 com uma história simples de compressão mecânica ou ressecamento.

A Figura 6.32 compara as curvas $e \times \log$ pressão efetiva do solo indeformado e remoldado. Os trechos virgens dos corpos de prova indeformados se inserem na faixa definida pelas curvas do solo normalmente adensado. Devido à menor compressibilidade, as curvas do material indeformado podem também “cruzar” a relação $e \times \log$ pressão efetiva do solo remoldado, como ocorre na amostra 4.0040.00.

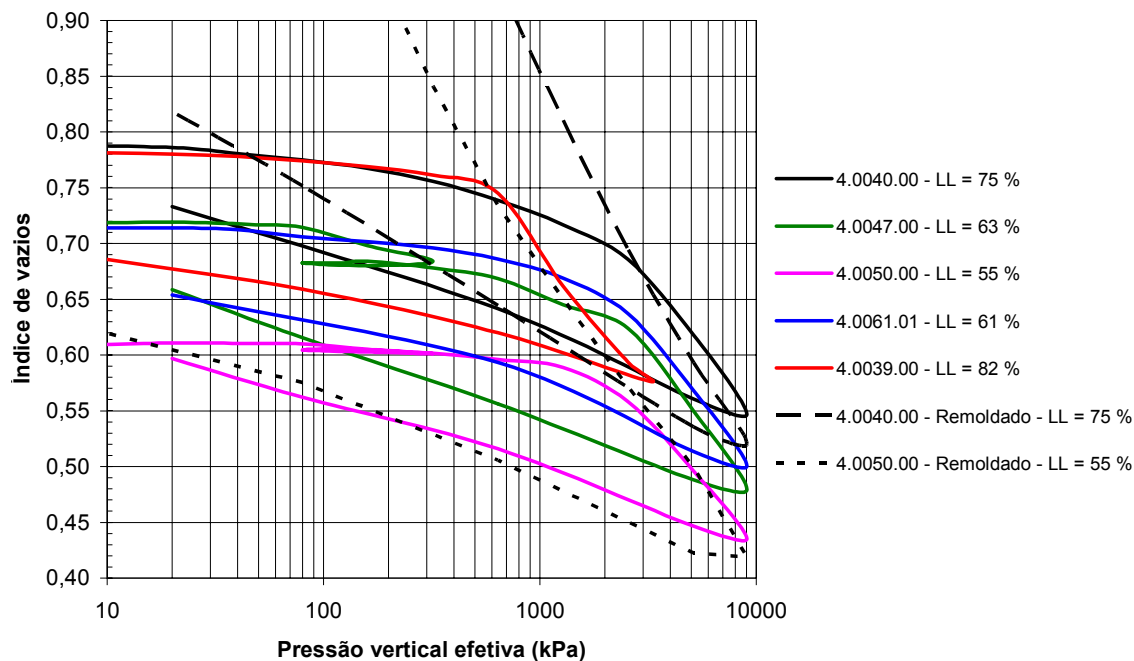


Figura 6.32. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – solo indeformado e remoldado.

Por exemplo, supondo-se que o sobre-adensamento dos sedimentos fosse causado por um processo de deposição seguido de erosão, pode-se analisar os trechos de carregamento e descarregamento dos ensaios de adensamento de solo reconstituído. Para reproduzir os índices de vazios que existem hoje na Área 1 ($0,61 < e_0 < 0,79$) – considerando-se a compressão mecânica decorrente da superposição de camadas de sedimentos e a expansão associada ao descarregamento por erosão – seria necessária uma pressão vertical efetiva máxima em torno de 9000 kPa. Esse valor é muito superior às tensões de cedência encontradas nos ensaios de adensamento com o solo indeformado.

Em outra hipótese, considerando-se uma história de ressecamento, pode-se analisar as curvas características de secagem reunidas na Figura 6.31 e os dados de umedecimento disponíveis (amostra 4.0058.00, Figura 5.39). Caso o ressecamento se desse até a contração residual, um reumedecimento posterior traria o índice de vazios até os níveis observados no presente. Entretanto, mais uma vez a pressão de pré-adensamento resultante desse processo seria muito alta – incompatível com a encontrada nos ensaios.

O índice de vazios atual dos sedimentos da Área 1 poderia ser explicado se, após uma consolidação dos sedimentos por aumento da tensão efetiva, ligações diagenéticas entre partículas se desenvolvessem, tornando o material mais rígido e restringindo a sua capacidade de expansão (e.g. Bjerrum, 1967). Nesse caso, dependendo da rigidez no descarregamento, as pressões efetivas máximas que se fariam necessárias poderiam ser inferiores às tensões de cedência de 2400-2900 kPa encontradas nos ensaios (amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01). Os índices de vazios poderiam resultar de valores de σ'_{vm} que não seriam incompatíveis com a hipótese de preenchimento inicial da Bacia de Curitiba até as cotas 940-960 m (Figura 2.7 e item 3.4). Evidentemente, os e_0 observados também poderiam ser decorrentes da ação de ressecamento. Nesse caso, a tensão de cedência estaria diretamente associada à sucção máxima que se desenvolveu no passado. Conforme mencionado no item 2.3, existem indícios de que alternâncias climáticas ocorreram durante o Plioceno e o Pleistoceno, sendo possível um sobre-adensamento por ressecamento.

De acordo com Burland (1990), a relação entre os índices de expansão C_s do solo remoldado e indeformado é um indicador da estrutura e das ligações entre partículas. No presente estudo, esse aspecto pode ser analisado diretamente nas amostras 4.0040.00 e 4.0050.00. No caso do solo da amostra 4.0050.00, há pouca diferença entre os valores de C_s do material remoldado e indeformado. Já na amostra 4.0040.00, essa relação é de 1,6. Outro indicador de ligações entre partículas refere-se ao aumento de C_s com o nível de carregamento (Burland, 1990). Para tensões menores, o índice de expansão seria pequeno, devido à preservação das ligações naturais entre partículas. À medida que as tensões efetivas crescem, o amolgamento progressivo da estrutura aumentaria o valor de C_s . Essa tendência é observada nos ciclos de descarregamento-carregamento intermediários das amostras 4.0047.00 e 4.0050.00, entre 320 e 80 kPa, os quais apresentaram índices de expansão respectivamente 20 e 12 vezes inferiores aos medidos no término dos ensaios.

Na Figura 6.33, as relações $e \times \log$ pressão efetiva do solo remoldado do presente trabalho são comparadas com curvas obtidas por Boszczowski (2001), com material coletado no Sítio Experimental (Poço 4; 3,75 m de profundidade), e por Duarte (1986), que ensaiou um solo proveniente de Araucária (Tabela 3.1, amostra 2). A curva de Boszczowski (2001) mostra uma rigidez superior à das demais amostras indeformadas da Área 1, evidenciando a heterogeneidade do perfil. A curva cruza a faixa do solo remoldado – o trecho “virgem” não fica bem definido. O solo ensaiado por Duarte (1986) possui um índice de vazios mais alto e uma compressibilidade inicial superior à das amostras do Sítio Experimental. É interessante notar que, em relação ao solo remoldado, o trecho virgem da curva de Duarte (1986) mostra-se compatível com o comportamento das relações $e \times \log$ pressão efetiva do presente estudo (Figura 6.32).

Os dados dos solos da Formação Guabirotuba, reunidos na Tabela 3.1 e analisados no item 3.4, podem ser interpretados também com base no comportamento das curvas de solo remoldado. O índice de vazios de um solo natural, dentre outros fatores, é influenciado pela sua plasticidade. No caso de solos normalmente adensados, esse aspecto é demonstrado, por exemplo, por Skempton (1970) apud Burland (1990) e Lambe e Whitman (1979). Apesar das diferentes razões de sobre-

adensamento, na Figura 6.34 pode-se verificar que os índices de vazios dos solos da Tabela 3.1 mostram alguma relação com o limite de liquidez.

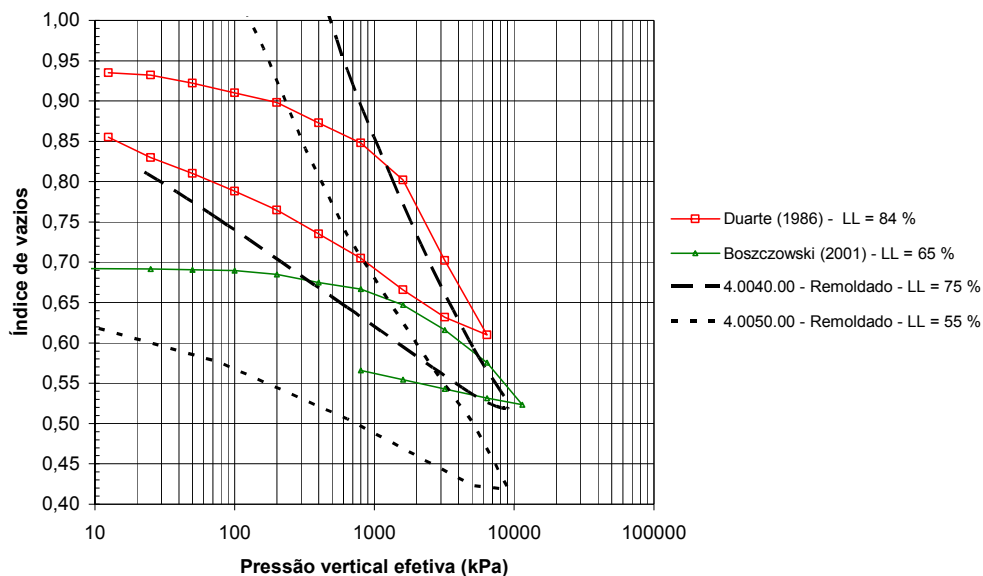


Figura 6.33. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – solo remoldado \times dados da literatura.

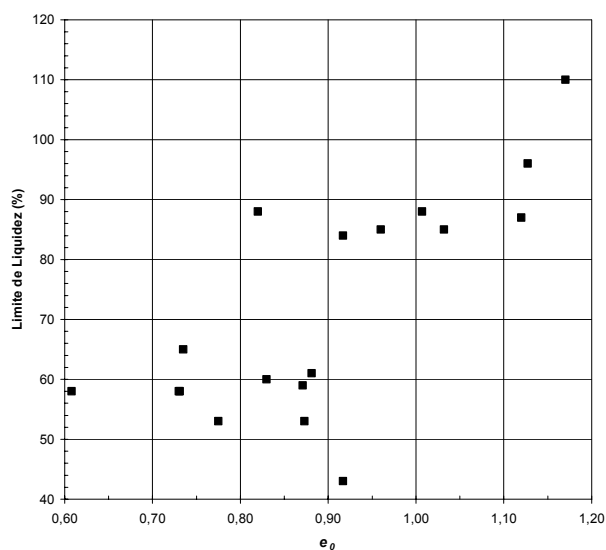


Figura 6.34. Relação entre LL e o índice de vazios na Formação Guabirota.

Uma forma de analisar os dados de solos com plasticidades variadas é proposta por Burland (1990), mediante a normalização dos índices de vazios a partir de propriedades do material reconstituído. Para tanto, o autor sugere o uso do parâmetro I_v (void index):

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*}, \quad (\text{Equação 6.8})$$

sendo e_{100}^* e e_{1000}^* os índices de vazios correspondentes a 100 e 1000 kPa de tensão efetiva do solo remoldado, e C_c^* o índice de compressão nesta faixa de tensões. Valores de I_v negativos correspondem a materiais mais rijos; um I_v positivo está associado a um solo menos consolidado. Burland (1990) sugere que a relação entre I_v e a pressão efetiva do solo reconstituído seria semelhante para materiais com diferentes plasticidades, a qual é denominada *linha de compressão intrínseca (ICL)*. Na Figura 6.35, os dados das curvas das amostras reconstituídas do presente trabalho são comparadas com a *ICL*. Pode-se notar que, embora a normalização dos dados da Formação Guabirotuba não tenha conduzido a uma relação única, a tendência das curvas não é incompatível com a *ICL* proposta por Burland (1990).

A Figura 6.35 traz também os dados dos vários solos da Tabela 3.1. Os parâmetros I_v foram calculados com a proposta de Burland (1990), que correlaciona e_{100}^* e e_{1000}^* com o índice de vazios e_L no limite de liquidez ($e_L = LL/100 \cdot \delta/\gamma_{\text{água}}$). Da mesma forma como se procedeu no item 3.4, faixas de tensões efetivas foram estimadas, considerando-se tanto o peso específico natural como o peso específico submerso. Deve-se notar que, nessa análise simplificada, eventuais sucções matriciais são desconsideradas.

A análise dos dados da Figura 6.35 evidencia as diferentes razões de sobre-adsensamento (*OCR*) que os sedimentos podem apresentar. Qualitativamente, o *OCR* é dado pelas distâncias dos pontos considerados à linha de compressão intrínseca. Quanto mais os pontos definidos com I_v e a tensão vertical efetiva de campo se afastam da curva do solo reconstituído, maior é o sobre-adsensamento.

Conforme exposto no item 3.4, algumas propriedades dos solos da Formação Guabirotuba parecem estar relacionadas com a cota da superfície do terreno. Tal fato seria um indicativo de que a bacia sedimentar possuía um nível de preenchimento inicial. Caso essa hipótese seja válida, o sobre-adsensamento dos sedimentos estaria, em parte, associado a processos erosivos. Uma ocorrência de ressecamento ou cimentação poderia aumentar a tensão de cedência em determinados pontos da bacia – o comportamento do solo da Área 1 do Sítio Experimental seria um bom exemplo desta variabilidade.

Na Figura 6.36, os valores do parâmetro I_v são representados em função da altitude (cota) da superfície do terreno. Os dados indicam que pode existir alguma tendência

entre propriedades do solo e a cota, sendo válida uma continuidade de pesquisas com o intuito de tentar confirmar os indícios aqui discutidos. Seria de particular interesse o estudo de terrenos da Formação Guabirota situados acima da cota 930 m e abaixo da cota 900 m. Deve-se notar que os sedimentos não são encontrados com facilidade nessas altitudes.

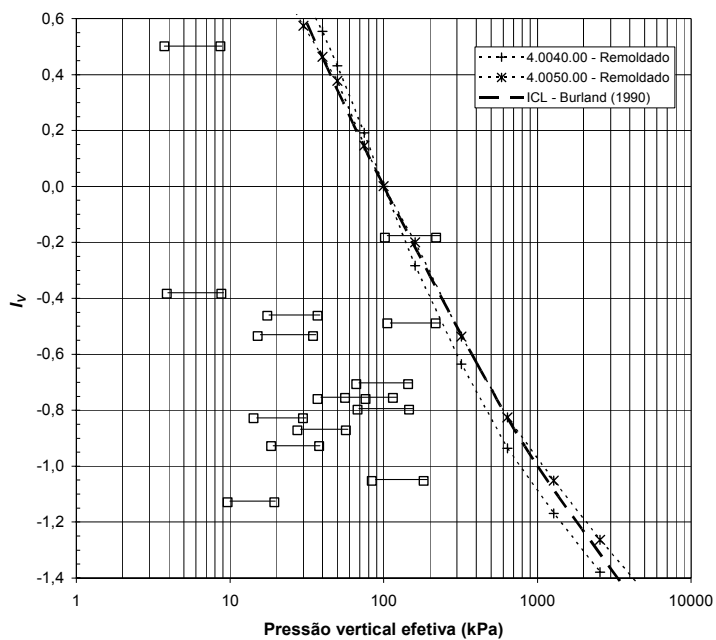


Figura 6.35. Relações entre I_v e a pressão efetiva - Formação Guabirota.

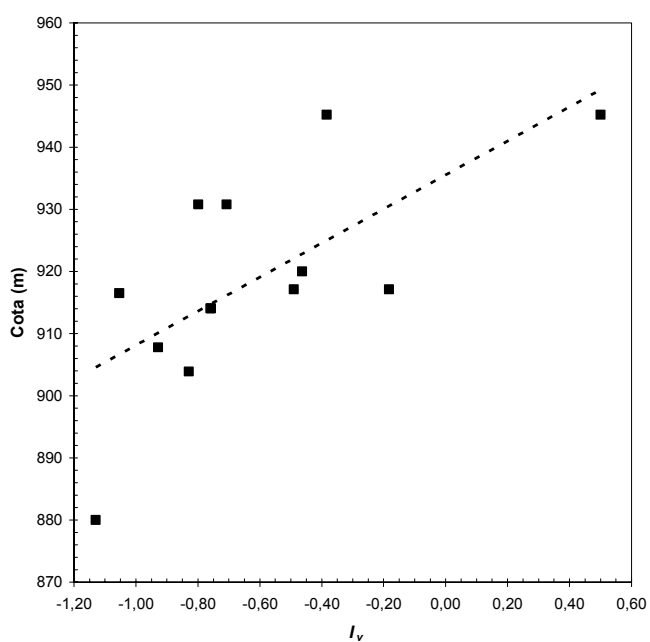


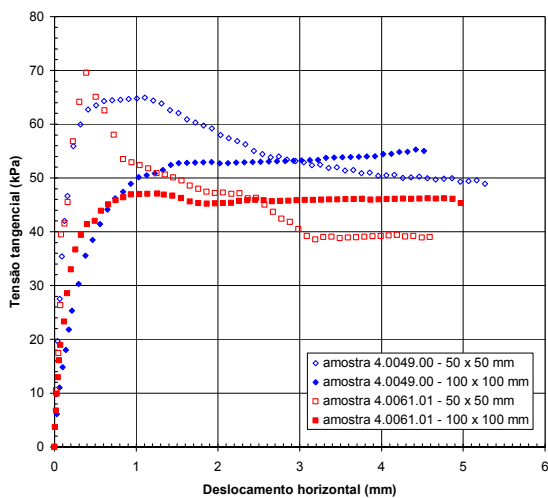
Figura 6.36. Relação entre cota e o parâmetro I_v na Formação Guabirota.

6.7 Resistência ao Cisalhamento: Efeitos de Escala em Laboratório

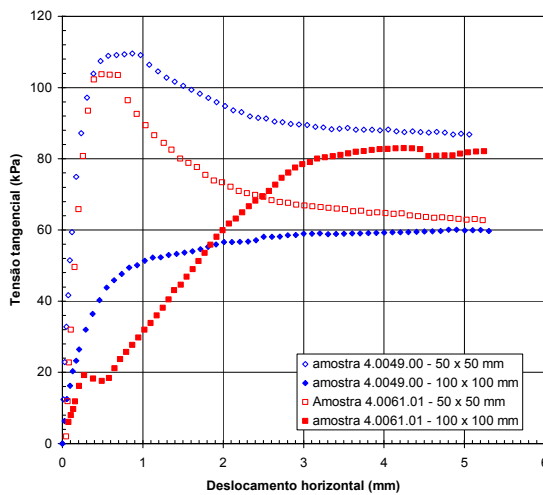
Conforme discutido no item 3.6, o fraturamento reduz a resistência de argilas rijas e duras. Esse fenômeno – que ocorre quando as fraturas favorecem o desenvolvimento da ruptura – torna-se mais intenso à medida que aumenta o volume de solo envolvido no cisalhamento. Possíveis efeitos de escala no campo foram discutidos no item 6.4, a partir dos resultados de provas de carga dinâmicas de estacas escavadas com diferentes diâmetros, executadas na Área 1 do Sítio Experimental (item 4.8). No laboratório, o estudo contemplou ensaios de cisalhamento direto drenados (item 5.6) e triaxiais *CIU* (item 5.7), conduzidos com corpos de prova de dimensões variadas.

Na Figura 6.37, as curvas tensão tangencial \times deslocamento dos ensaios de cisalhamento direto são comparadas. Os resultados das duas amostras utilizadas (4.0049.00 e 4.0061.01) estão agrupados conforme a tensão normal. Analisando-se as informações reunidas na figura, pode-se notar a tendência das curvas dos corpos de prova com 50 mm de lado exibirem um pico, fato que não ocorre nos elementos de 100 mm. A ausência de pico nos corpos de prova de 100 \times 100 mm estaria relacionada com a maior quantidade de fraturas que os mesmos incorporariam. Pode-se perceber também que, após os picos, as tensões tangenciais de alguns corpos de prova de 50 mm aproximam-se das resistências dos elementos de 100 mm.

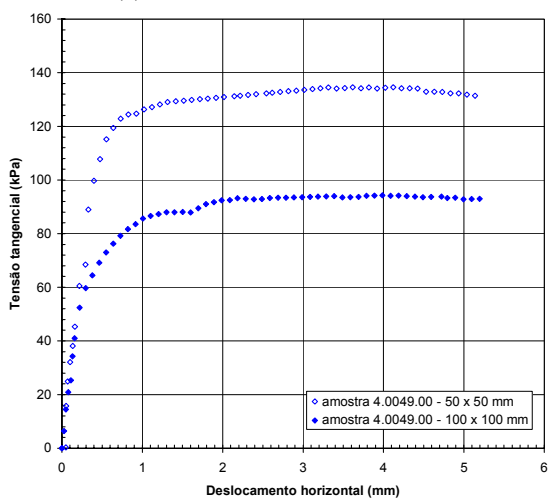
Os comportamentos distintos encontrados nos ensaios de cisalhamento direto, com as duas dimensões de corpo de prova, estão associados a um nítido efeito de escala. Tanto a coesão como o ângulo de atrito resultaram mais baixos nos elementos com 100 mm de lado. Esse fenômeno se verificou em ambos os blocos indeformados que forneceram material para os ensaios (Figuras 5.53 e 5.54). Deve-se notar que, além da contribuição de superfícies polidas e fraturamentos diversos, os efeitos de escala com o solo em questão podem incorporar a influência de nódulos de concreções carbonáticas (Figuras 4.6, 5.63 e 5.64).



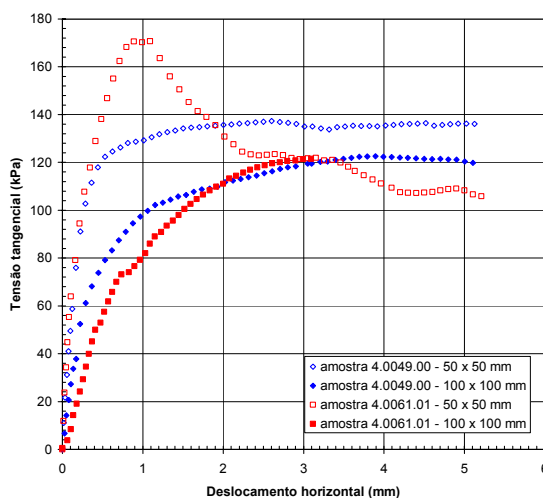
(a) Tensão vertical de 50 kPa.



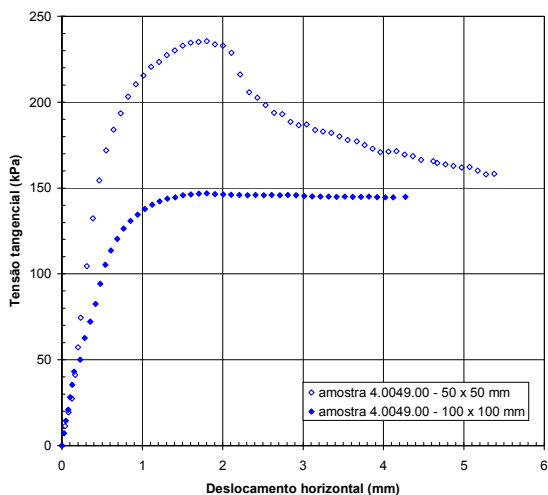
(b) Tensão vertical de 100 kPa.



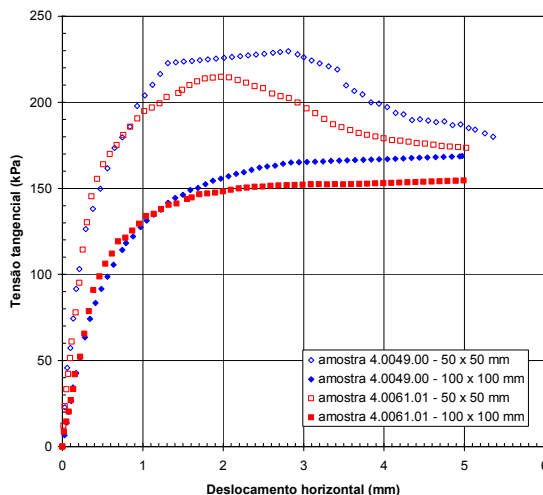
(c) Tensão vertical de 150 kPa.



(d) Tensão vertical de 200 kPa.



(e) Tensão vertical de 250 kPa.



(f) Tensão vertical de 300 kPa.

Figura 6.37. Ensaios de cisalhamento direto - curvas tensão tangencial \times deslocamento.

Outro aspecto importante refere-se à intensidade da variação de volume durante o cisalhamento, que igualmente se mostrou dependente das dimensões das amostras. Para uma dada tensão vertical, o aumento de altura (expansão) foi maior nos corpos de prova de 50 mm de lado (Figuras 5.43, 5.45, 5.47 e 5.49).

Nos ensaios triaxiais *CIU*, a tendência de um comportamento *strain-softening* se tornar mais pronunciado à medida que diminuem as dimensões dos corpos de prova não pôde ser identificada com clareza (Figura 5.59). Talvez uma maior quantidade de ensaios permita avaliar tal aspecto. No presente estudo, independentemente do diâmetro dos corpos de prova, os picos das curvas tensão desviadora *versus* deformação axial mostraram-se relacionados com o nível de tensão efetiva. Esse comportamento pode ser avaliado na Figura 6.38, que reúne todas as curvas tensão × deformação dos ensaios triaxiais. Nos corpos de prova adensados com tensões inferiores a 300 kPa – ao contrário do que ocorre nas tensões mais elevadas – o pico de resistência é pouco perceptível.

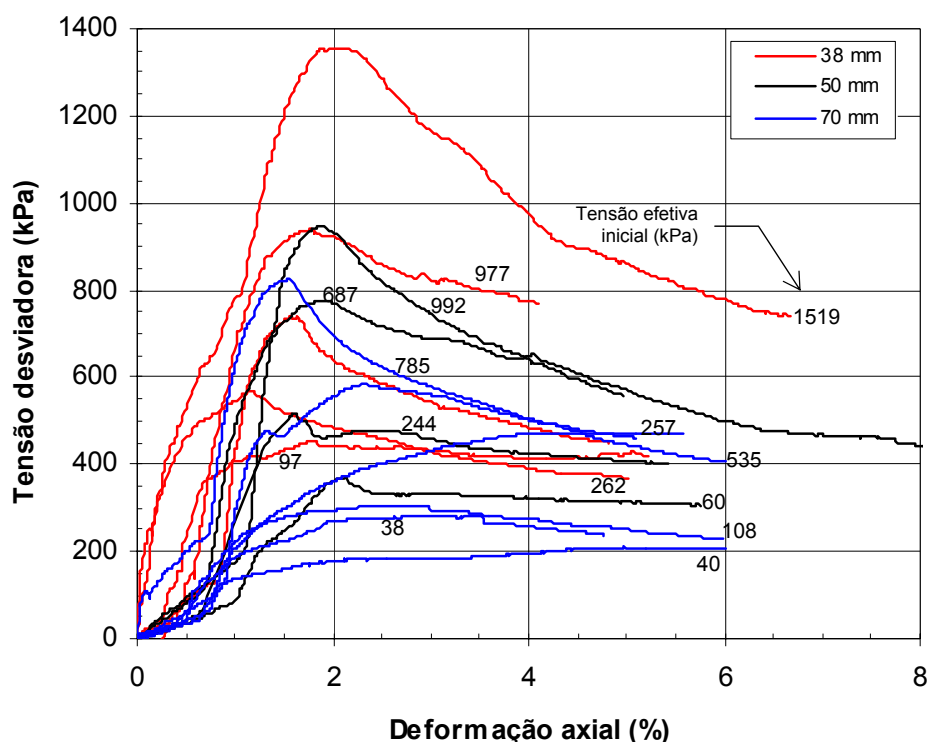


Figura 6.38. Curvas tensão desviadora × deformação dos ensaios triaxiais *CIU*.

O comportamento *strain-softening* – encontrado tanto nos ensaios de cisalhamento direto envolvendo amostras menores (50×50 mm) como nos ensaios triaxiais com tensões confinantes mais altas – evidencia uma feição importante da matriz argilosa do solo. Conforme discutido nos itens 3.5 e 3.6, a queda de resistência após um pico bem definido favorece o desenvolvimento de ruptura progressiva. Nos problemas práticos que envolverem concentrações de tensão e deformações não uniformes, tais como escavações ou taludes (e.g. Skempton, 1964) e fundações (e.g. Meyerhof, 1983), a resistência ao cisalhamento disponível no terreno pode ser inferior à de pico. Por outro lado, a ausência de pico para níveis reduzidos de tensão efetiva já havia sido notada por Marsland (1972), em ensaios triaxiais drenados com a argila de Londres. O autor atribuiu tal comportamento à influência das fraturas. Nessas situações, o solo comporta-se como um material “granular”, com o cisalhamento sendo controlado pelas descontinuidades (item 3.6). Para tensões confinantes mais elevadas, as fraturas tendem a permanecer fechadas – a ruptura se dá também através de material intacto, gerando-se um pico de resistência. No presente estudo, conforme mencionado no item 5.7, após os ensaios não foi possível avaliar se as superfícies de ruptura se desenvolveram por fraturas ou pela matriz argilosa. De qualquer forma, tem-se que a ausência de pico nas tensões efetivas mais baixas é acompanhada de uma intensa geração de poro-pressão negativa. Esse aspecto pode ser analisado na Figura 6.39, que traz as curvas de variação de poro-pressão normalizadas pelas respectivas tensões efetivas iniciais (σ'_0). Por uma questão de clareza, os valores de σ'_0 estão indicados apenas ao lado das curvas dos ensaios em que as poro-pressões assumiram valores inferiores aos do início do cisalhamento. Os dados mostram que as poro-pressões negativas são significativas nos ensaios em que o pico de resistência é pouco pronunciado, os quais envolvem tensões efetivas abaixo de 300 kPa.

Na Figura 6.40, representa-se a variação do parâmetro de poro-pressão A_f com a tensão efetiva inicial e o *OCR*. No cálculo da razão de sobreadensamento (ou, preferencialmente, *razão de cedência*), considerou-se os dados do bloco indeformado 4.0061.01, que possui um σ'_{vm} de 2600 kPa (item 5.4). O parâmetro de poro-pressão na ruptura assume valores negativos à medida que a tensão efetiva inicial se reduz, o que é compatível com o aumento do *OCR*. É interessante observar que há ensaios com razões de cedência relativamente elevadas – da ordem de 10 – em que A_f resulta

positivo. Esse comportamento – que se deve à geração de poro-pressão positiva previamente ao pico de resistência – poderia estar associado a uma tendência de “fechamento” de fraturas, devido ao aumento da tensão média. Os dados disponíveis não permitem concluir se o diâmetro do corpo de prova influenciaria o parâmetro A_f . A Figura 6.41 indica que as trajetórias de tensão efetiva seguem um padrão aparentemente constante, independentemente das dimensões dos corpos de prova. Uma única exceção é o ensaio com tensão efetiva inicial de 977 kPa (corpo de prova de 38 mm), que mostra uma tendência distinta dos demais. Uma descrição do comportamento das trajetórias de tensão efetiva pode ser encontrada no item 5.7.

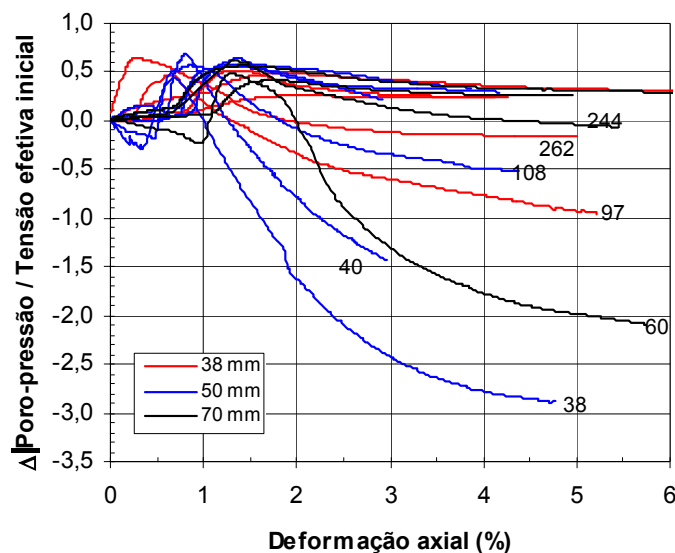


Figura 6.39. Variação de poro-pressão normalizada \times deformação axial.

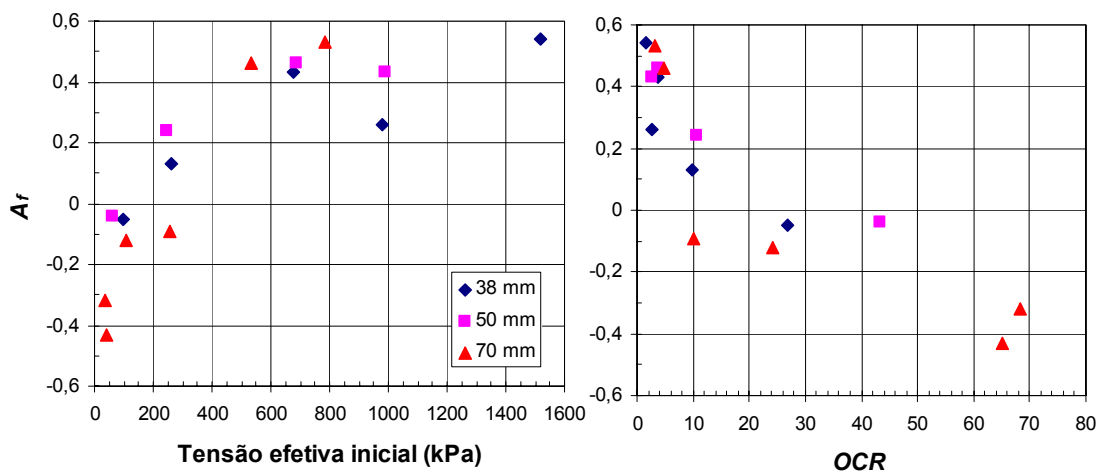


Figura 6.40. Variação do parâmetro A_f com a tensão efetiva inicial e o OCR.

Um aspecto interessante das curvas da Figura 6.41 é que, à medida que σ'_0 se aproxima da tensão de pré-adensamento (ou de cedência), seria esperado que as trajetórias tendessem à de um material normalmente adensado. Um bom exemplo desse comportamento são os ensaios com solo da Formação Guabirotuba apresentados por Massad et al. (1981). Entretanto, nos dados do Sítio Experimental, após 600 kPa de tensão efetiva inicial, aparentemente não ocorrem mudanças significativas no padrão das trajetórias.

Em outra abordagem, pode-se normalizar as curvas tensão \times deformação pelos respectivos valores de σ'_0 , conforme mostrado na Figura 6.42. O comportamento típico de um solo sobre-adensado se verifica para as tensões efetivas iniciais mais baixas, com as curvas normalizadas sendo dependentes do valor de σ'_0 . Entretanto, quando as tensões efetivas iniciais excedem 600 kPa (o que equivaleria a um *OCR* abaixo de 4), as curvas normalizadas passam a ser muito pouco influenciadas por σ'_0 . Não se descarta que, além de efeitos das fraturas, o comportamento do material também incorpore influências de possíveis ligações diagenéticas entre partículas, conforme discutido no item 6.6. A interpretação desse aspecto pode ser aprofundada com a execução de ensaios envolvendo tensões efetivas mais altas, preferencialmente superiores a σ'_{vm} .

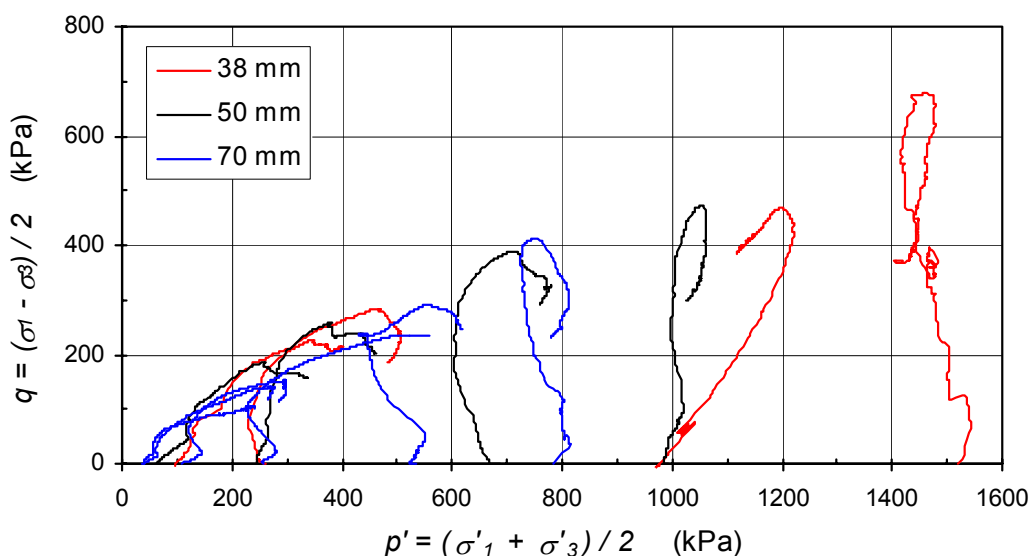


Figura 6.41. Trajetórias de tensão – ensaios triaxiais *CIU*.

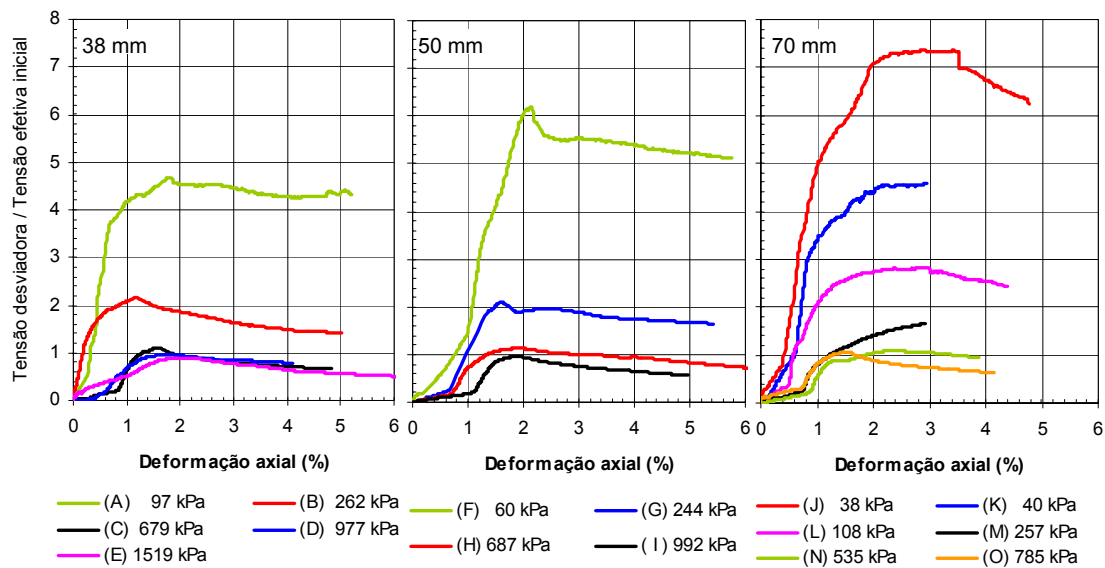


Figura 6.42. Curvas tensão desviadora normalizada \times deformação axial – ensaios triaxiais *CIU*.

Assim como nos ensaios de cisalhamento direto, as dimensões dos corpos de prova interferiram nas resistências obtidas nos ensaios triaxiais. Esse comportamento pode ser analisado na Figura 6.43, em termos das resistências não-drenadas (S_u). Os valores de S_u estão representados de acordo com as tensões efetivas iniciais. Para efeito de comparação, procedeu-se a um ajuste linear da tendência dos dados referentes a cada diâmetro de corpo de prova. As resistências dos elementos com 50 mm de diâmetro nominal resultaram ligeiramente inferiores às dos corpos de prova de 38 mm. Entretanto, uma redução significativa ocorre nos elementos de 70 mm. Esse fenômeno – que aparentemente é menos intenso para níveis de tensão efetiva elevados ($\sigma'_0 > 800$ kPa) – se acentua à medida que σ'_0 diminui, evidenciando um efeito de escala.

A resistência não-drenada de argilas sobre-adensadas pode ser relacionada com a tensão efetiva σ'_0 e a tensão de pré-adensamento σ'_{vm} através de uma expressão do tipo:

$$\frac{S_u}{\sigma'_0} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_0} \right)_{\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_0}=1} \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_0} \right)^m, \quad (\text{Equação 6.9})$$

onde a razão de resistência $(S_u/\sigma'_0)_{\sigma'_{vm}/\sigma'_0=1}$ corresponde à condição normalmente adensada e o expoente m é da ordem de 0,8 (Ladd e Foott, 1974; Ladd et al., 1977; Wroth, 1984). Unicamente a título de avaliação dos efeitos de escala, os dados dos

ensaios *CIU* foram analisados na forma da equação 6.9, adotando-se o parâmetro m igual a 0,8 e uma tensão de cedência de 2600 kPa. Através de regressão, obteve-se o valor de $(S_u/\sigma'_0)_{\sigma'_{vm}/\sigma'_0=1}$ correspondente a cada diâmetro de corpo de prova, conforme representado na Figura 6.44a. Nessa análise simplificada, evidentemente $(S_u/\sigma'_0)_{\sigma'_{vm}/\sigma'_0=1}$ deixa de estar associado à condição “normalmente adensada”, sendo meramente o coeficiente angular das retas ajustadas. É interessante observar a tendência de redução dos coeficientes com o aumento do diâmetro (Figura 6.44b). Caso fossem disponíveis dados de ensaios envolvendo dimensões adicionais de corpos de prova, uma representação como a da Figura 6.44b não deixaria de ser uma forma empírica de expressar a variação dos efeitos de escala em laboratório.

Considerando-se parâmetros efetivos de resistência, os resultados da pesquisa podem ser analisados na Figura 6.45, na qual estão representados os círculos de Mohr associados à ruptura e as respectivas envoltórias. Os parâmetros de resistência dos elementos de 38 e 50 mm de diâmetro nominal conduzem a resistências superiores às obtidas com os corpos de prova de 70 mm de diâmetro, particularmente próximo à origem do diagrama (σ'_0 abaixo de 500 kPa). Para a ampla faixa de tensões envolvida nos ensaios com os elementos de menor dimensão (38 e 50 mm), que varia de 60 a 1519 kPa, o intercepto coesivo mostra-se muito alto, em média igual a 114 kPa. O ângulo de atrito efetivo é aproximadamente 21°. Esses ensaios tendem a refletir principalmente parâmetros do solo “íntacto”.

Para a faixa de tensões efetivas iniciais envolvida nos ensaios dos corpos de prova de 70 mm ($38 \leq \sigma'_0 \leq 785$ kPa), as resistências sugerem uma coesão nula, com o ângulo de atrito de 30,7° assumindo um valor típico de um material “granular”. Esse comportamento – que se deve à influência das fraturas – é semelhante ao observado por outros autores em argilas sobreadensadas. Pode-se citar como exemplo o trabalho de Marsland (1972), com a argila de Londres (Figura 3.18), e os ensaios de Singh et al. (1973) apud Morgenstern (1977). A curvatura da envoltória de resistência, abaixo da tensão de cedência, fica mais evidente quando corpos de prova de maiores dimensões são utilizados.

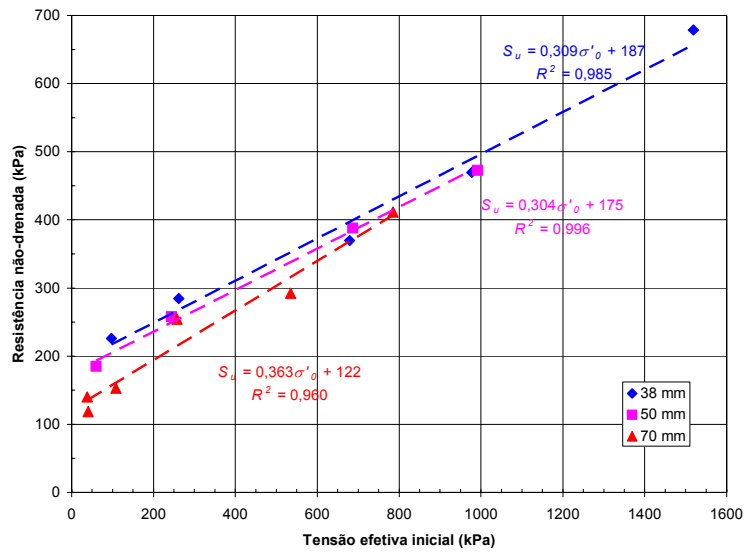


Figura 6.43. Relação entre a resistência não-drenada e a tensão efetiva inicial – ensaios triaxiais CIU.

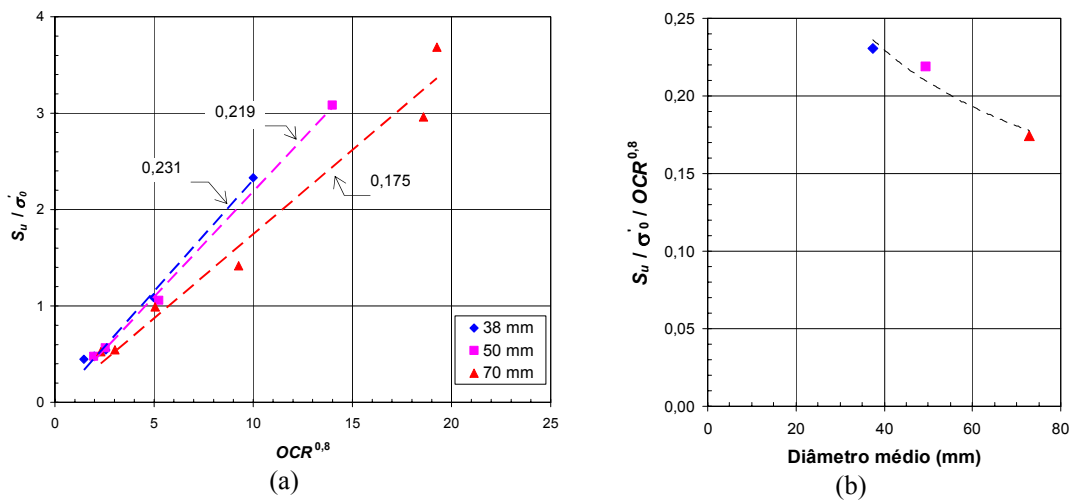


Figura 6.44. Relações entre S_u , tensão efetiva e OCR – ensaios triaxiais CIU.

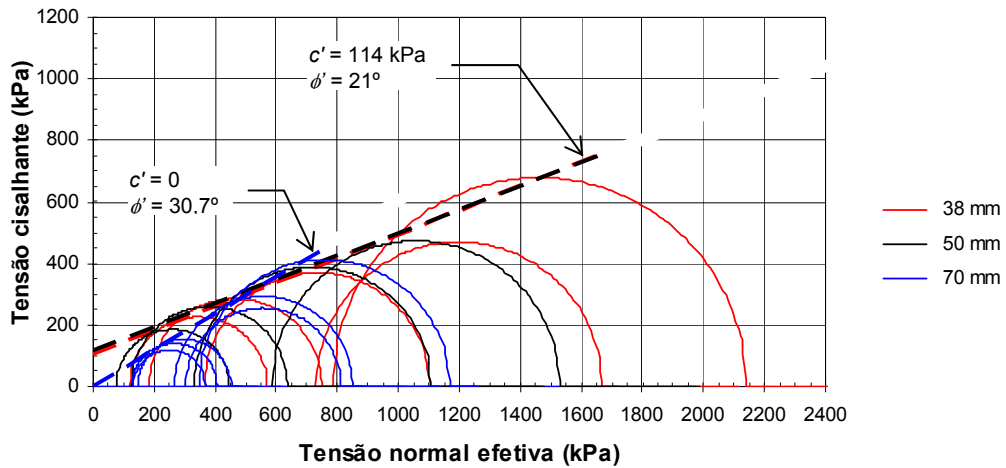


Figura 6.45. Envoltórias de resistência - ensaios triaxiais CIU com amostras de diferentes diâmetros – Área 1 do Sítio Experimental.

Na literatura, a dimensão de amostra acima da qual os efeitos de escala são perceptíveis (vide exemplo da Figura 3.16) é usualmente relacionada com o espaçamento entre fraturas. No presente estudo, os efeitos de escala nos ensaios triaxiais tornaram-se nítidos com um diâmetro de corpo de prova acima de 50 mm. No cisalhamento direto, a influência da dimensão foi identificada comparando-se dados de corpos de prova de 50 mm de lado com elementos de 100 mm. Conseqüentemente, as descontinuidades associadas a esse fenômeno possuem um “espaçamento” da ordem de alguns centímetros. Os efeitos de escala em laboratório estariam relacionados principalmente com as superfícies polidas presentes no material. No caso das estacas escavadas, uma vez que os elementos ensaiados possuem dimensões bem maiores em relação ao espaçamento entre superfícies polidas, é possível que os efeitos de escala passem a ser controlados por outros tipos de descontinuidades. Conforme descrito no item 4.2, os poços executados na Área 1 permitiram a observação de grupos de fraturas, possivelmente de origem tectônica, com espaçamentos da ordem de decímetros. Tais feições poderiam ser responsáveis por efeitos de escala em fundações.

Deve-se notar que os níveis de tensões efetivas comumente encontrados em problemas práticos, tais como taludes ou escavações, muitas vezes situam-se abaixo de 500 kPa. Ou seja, tanto a resistência não-drenada como os parâmetros de resistência efetivos estão associados à faixa de tensões em que os efeitos de escala são pronunciados (Figuras 6.43 e 6.45).

Os dados das curvas características (itens 5.5 e 6.6) são exemplos de como sucções matriciais se desenvolveriam nos maciços da Formação Guabirota. Dependendo da intensidade dessas sucções, as tensões efetivas nos maciços podem assumir níveis elevados – conseqüentemente, uma maior resistência ao cisalhamento seria disponível. Entretanto, conforme discutido no item 6.6, pequenos acréscimos de umidade podem reduzir significativamente a sucção matricial no campo. Sob baixos níveis de tensão efetiva, no curto prazo o fraturamento diminui a resistência não-drenada do terreno. A longo prazo – uma vez que a coesão é praticamente anulada –, a resistência ao cisalhamento dos maciços fraturados da Formação Guabirota passa a ser controlada apenas pelo atrito entre os blocos de material. Esses mecanismos evidentemente podem favorecer uma instabilidade.

Na Figura 6.46, algumas envoltórias de resistência do presente estudo e da literatura são comparadas. A faixa de tensão normal considerada varia entre zero e 350 kPa. Os dados do solo indeformado referem-se aos ensaios de cisalhamento direto (corpos de prova de 50 e 100 mm de lado) e triaxiais (corpos de prova de 70 mm de diâmetro). Os blocos indeformados envolvidos (4.0061.01 e 4.0182.01) – que no campo se situavam muito próximos – possuem propriedades semelhantes (item 5.7). A Figura 6.46 inclui também os ensaios de cisalhamento direto com solo remoldado (amostra 4.0043.00) e uma envoltória de resistência residual simplificada, baseada nos dados de Duarte (1986).

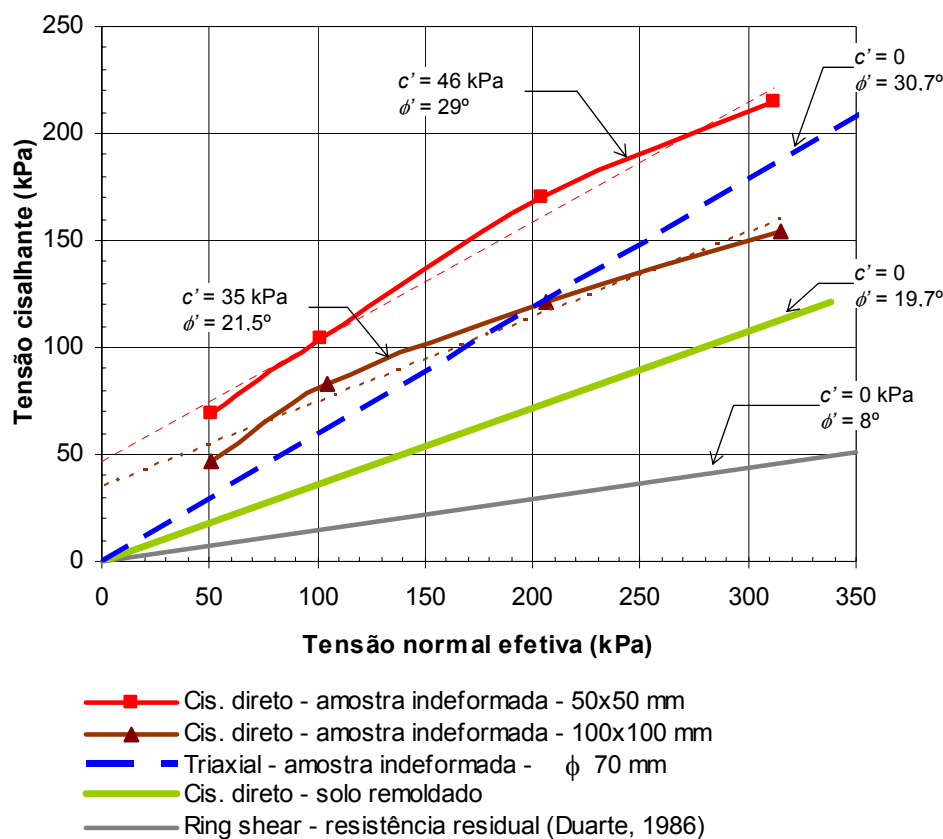


Figura 6.46. Envoltórias de resistência – argilas da Formação Guabirotuba.

A análise das informações resumidas na Figura 6.46 evidencia as diferenças de comportamento do solo da Formação Guabirotuba nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. A natureza das solicitações em cada tipo de ensaio (estado de deformação plana \times triaxial) tende a produzir resultados distintos. Um aspecto importante decorre das limitações que a célula de cisalhamento direto traz à

deformação dos corpos de prova. A imposição do modo de ruptura pode conduzir a um intercepto coesivo, mesmo nos corpos de prova de maior dimensão (100 mm de lado). Nesse mecanismo, a mobilização de resistência da matriz do solo assumiria um papel importante. Considerando-se tensões normais na faixa de 50 a 200 kPa, a resistência obtida no cisalhamento direto (100 × 100 mm) mostra-se superior à da condição triaxial (diâmetro de 70 mm). A menor restrição ao modo de ruptura no ensaio triaxial permite que as fraturas do material interfiram com maior intensidade na resistência ao cisalhamento. Esse fato se reflete na envoltória ajustada, sob a forma de uma coesão nula.

Outra questão importante refere-se ao fato de que as informações da literatura não recomendam o uso de parâmetros associados ao pico de resistência, mesmo quando amostras de grandes dimensões são utilizadas. Uma discussão desse aspecto importante, que se relaciona com o projeto de obras em maciços de argilas rijas e duras fraturadas, foi efetuada no item 3.6. A complexidade dos fenômenos envolvidos, tais como a redução de resistência que as fraturas provocam, os possíveis efeitos de “amolecimento” e o desenvolvimento de ruptura progressiva levam à adoção de parâmetros situados entre as condições de pico e residual. Para tanto, as abordagens correntemente utilizadas não deixam de ser empíricas. Um dos critérios consiste no uso dos parâmetros de resistência do solo remoldado, que Skempton (1977) denominou de condição *fully-softened* (item 3.6).

No presente estudo, os dados dos ensaios de cisalhamento direto com solo remoldado, reproduzidos na Figura 6.46, ilustram como os parâmetros de resistência de pico seriam “minorados” com a abordagem empírica. Deve-se notar que, por questões operacionais, o solo reconstituído foi consolidado sob 100 kPa de tensão vertical, previamente à moldagem dos corpos de prova, e o cisalhamento envolveu uma velocidade mais alta que recomendada (item 5.6). A plasticidade da amostra remoldada ($LL = 69\%$) é um pouco superior à do solo indeformado ($LL = 61\%$). De qualquer forma, é interessante notar que a envoltória do material reconstituído – que possui um ângulo de atrito de $19,7^\circ$ – conduz a resistências intermediárias entre a condição de pico do ensaio triaxial (amostras de 70 mm) e a residual obtida por Duarte (1986). Para efeito da comparação, as duas envoltórias mostradas na Figura 6.46 foram ajustadas pela origem.

No microscópio eletrônico, a análise de superfícies polidas do solo do Sítio Experimental sugere uma orientação de partículas (item 5.2.2), que é uma característica da condição residual (itens 3.5 e 3.6). No caso dos fraturamentos tectônicos, a movimentação cisalhante ocorrida no passado praticamente não deixa dúvida de que a resistência seria próxima à residual. As imagens do microscópio eletrônico permitiram discernir uma suave ondulação nas superfícies polidas, a qual poderia contribuir para aumentar ligeiramente a resistência disponível. É importante observar que freqüentemente se verifica a deposição de minerais ao longo das descontinuidades, ou ainda a formação de películas de alteração devido à percolação de água. Estrias também podem se fazer presentes. A influência desses fatores na resistência ao cisalhamento das fraturas ainda precisa ser melhor compreendida. Entretanto, dados de ensaios ao longo de descontinuidades mostram que, após um pequeno pico, a resistência destas feições tende rapidamente para a residual (item 3.6, e.g. Skempton et al., 1969). Caso a resistência das fraturas esteja próxima à condição residual, o pouco atrito disponível poderia reduzir significativamente os parâmetros operacionais dos maciços da Formação Guabirotuba.

Deve-se observar que, na argila de Londres, a resistência *fully-softened* mostra-se comparável à das fraturas (Skempton, 1977), as quais não são “polidas” como as da Formação Guabirotuba. Se as fraturas efetivamente controlam os parâmetros operacionais do maciço – fato que a experiência londrina não permite descartar – o uso do critério *fully-softened* na Formação Guabirotuba pode resultar não conservador. Potts et al. (2000) mencionam situações em que os parâmetros de resistência associados à ruptura resultaram inferiores aos do solo remoldado. A intensidade do fenômeno de ruptura progressiva exerceria um papel preponderante no controle da resistência disponível. Por sua vez, o desenvolvimento de ruptura progressiva dependeria da magnitude do coeficiente de empuxo no repouso. Conseqüentemente, a aplicabilidade do critério da resistência *fully-softened* no dimensionamento de obras na Formação Guabirotuba, ou mesmo em outros solos do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil, ainda precisa ser investigada. Para tanto, a retro-análise de escorregamentos seria particularmente útil, no sentido de se avaliar os parâmetros operacionais dos maciços.

ASPECTOS GEOTÉCNICOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

3.1 Introdução

Na literatura, os dados de propriedades geotécnicas dos solos da Formação Guabirota são ainda relativamente escassos, particularmente com respeito a características de resistência e deformabilidade. Boa parte das informações está associada a ensaios efetuados para atender às necessidades de obras. Esse quadro, que sem dúvida é positivo sob aspectos práticos, demanda no entanto um aprofundamento de pesquisas com cunho científico, as quais têm se intensificado apenas mais recentemente.

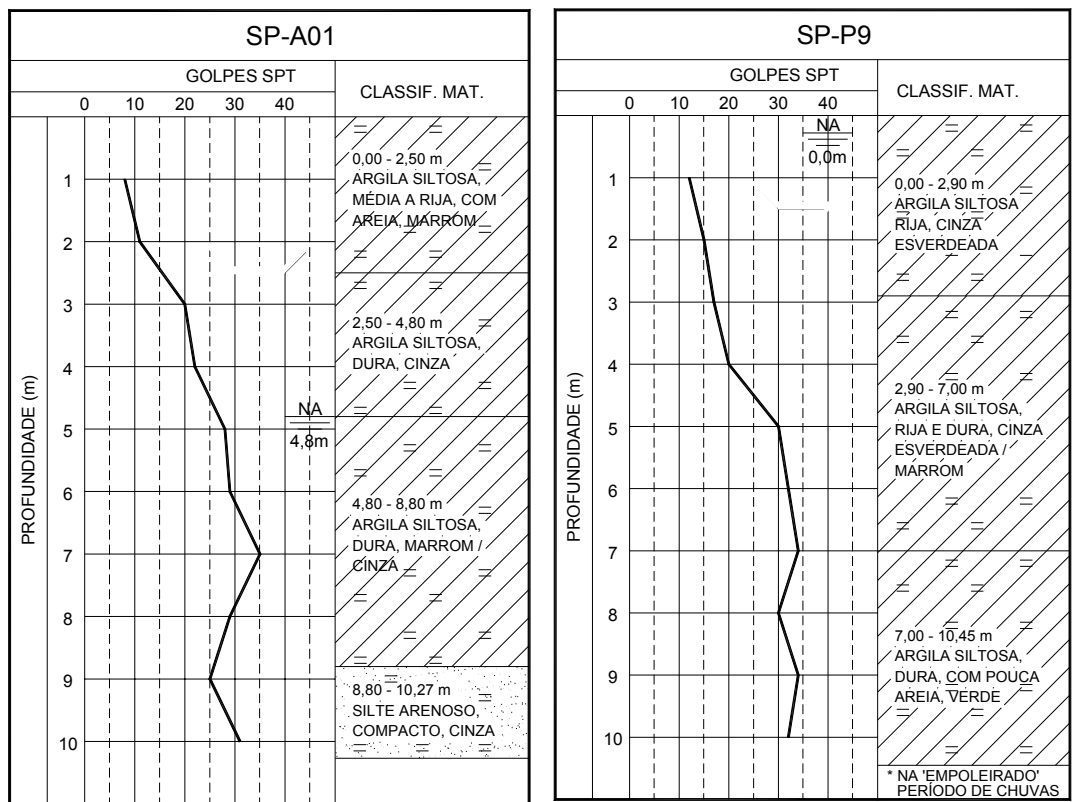
Deve-se observar que, apesar da relativa falta de informações sobre os solos da Formação Guabirota, argilas rijas e duras, ou rochas brandas como folhelhos, vêm sendo intensivamente estudadas em outros países. Assim, uma revisão sobre o tema pode ser útil para uma melhor compreensão do comportamento dos sedimentos

sobre-adensados de Curitiba. Dados de argilas da Bacia de São Paulo também podem ser abordados em análises e comparações.

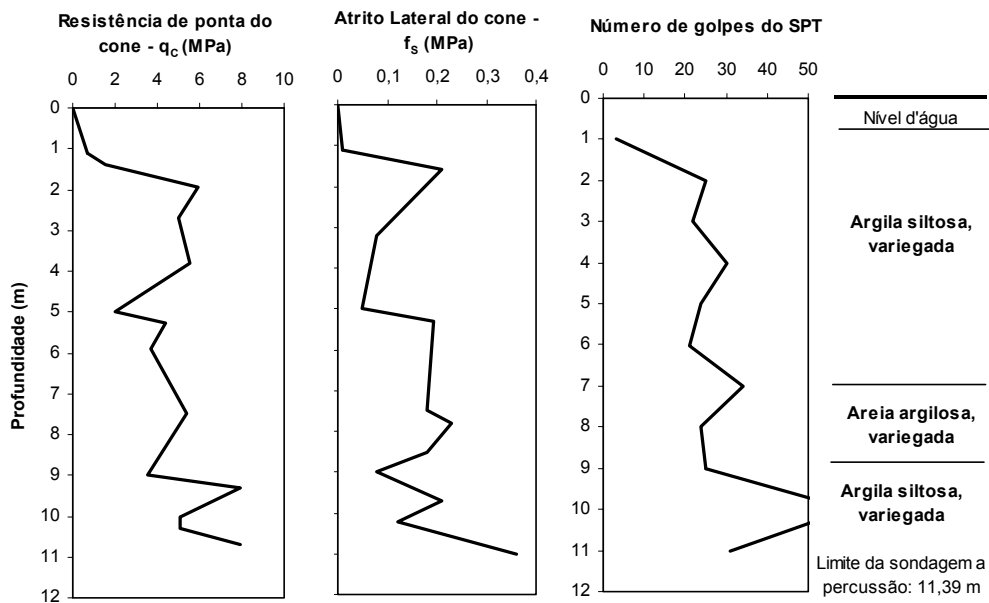
Perfis geotécnicos comumente encontrados em terrenos da Formação Guabirota estão ilustrados na Figura 3.1, através de dados de sondagens *SPT* e *CPT*. Algumas características descritas no capítulo anterior podem ser observadas. A consistência das camadas que, mais superficialmente pode ser média a rija, tende a aumentar com a profundidade. Na Figura 3.1a, alternam-se camadas argilosas com colorações que gradam entre cinza, verde e marrom. Lentes granulares estão presentes, nas quais em geral pode-se discernir grãos de feldspato. Quando as camadas superficiais experimentam processos de alteração por intemperismo (plintificação ou laterização), o material torna-se variegado (Figura 3.1b), ou ainda avermelhado ou amarelado. Nessas situações, deve-se observar que nem sempre a consistência é tão elevada como a do perfil da Figura 3.1b.

Os exemplos mostram que o número de golpes do *SPT* pode ser superior a 20 logo nos primeiros metros de sondagem. A resistência de ponta do *CPT*, que chega facilmente a 4 MPa, alcança valores da ordem de 6-8 MPa à medida que aumenta a penetração. Embora em certas regiões da bacia as sondagens possam alcançar maiores profundidades, é comum o limite do *SPT* estar situado entre 10 e 20 m abaixo da superfície do terreno. No ensaio de cone, a profundidade máxima depende das características do equipamento, em particular da capacidade de reação.

A posição do lençol freático é variável na Formação Guabirota, podendo estar próximo à superfície – como é o caso dos perfis da Figura 3.1 – ou em profundidades da ordem de 10 a 15 m (Kormann, 1999). Medições em poços situados na região leste da bacia, efetuadas pela Mineropar (1994), mostram profundidades típicas do nível d'água na faixa de 3,4 a 4,4 m. É comum a presença de lençóis suspensos (e.g. Figura 3.1a, furo SP-P9), característica provavelmente associada à baixa permeabilidade da matriz argilosa do terreno. Deve-se observar que esses lençóis podem levar a uma interpretação incorreta da posição do lençol freático.



(a) Campo Largo da Roseira, São José dos Pinhais (Antoniutti Neto et al., 1999).



(b) Bairro Mundo Novo, Curitiba (Kormann et al., 1999c).

Figura 3.1. Perfis geotécnicos da Formação Guabirubata.

No intuito de se esboçar um quadro dos principais aspectos geotécnicos da Formação Guabirota, as informações disponíveis na literatura foram cuidadosamente analisadas. As Tabelas 3.1 e 3.2 reúnem a maioria dos dados pesquisados, os quais são referentes a 29 amostras de diferentes profundidades e localidades de Curitiba e municípios vizinhos. Boa parte das informações publicadas refere-se aos estudos do Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR. Para evitar acumular dados desse local em particular, optou-se por limitar as informações incluídas nas tabelas, tendo-se selecionado dados dos trabalhos de Chamecki et al. (1998) e Kormann et al. (1999d). Considerou-se conveniente dividir os dados levantados em dois conjuntos. O primeiro deles (Tabela 3.1) está relacionado com o material argiloso predominante na Formação Guabirota – o *sabão de caboclo* –, preferencialmente em um estado inalterado ou pouco alterado. Os solos com indícios de maior ação de intemperismo – inclusive alguns dados da Formação Tinguis – foram agrupados na Tabela 3.2. Informações da bibliografia que não caracterizavam adequadamente o material – principalmente com respeito à coloração – não foram aproveitadas.

Além de resultados de ensaios de caracterização, as Tabelas 3.1 e 3.2 incluem ensaios de adensamento, cisalhamento direto e – em menor quantidade – triaxiais. Alguns dados foram interpretados, pois nem sempre as informações da literatura estão expostas com clareza. No caso de ensaios conduzidos segundo procedimentos que pudessem trazer incertezas à interpretação, optou-se por não aproveitar os resultados. Por exemplo, no ensaio de cisalhamento direto, fatores como consolidação prévia, inundação do corpo de prova e velocidade de deslocamento interferem nos parâmetros resultantes. A pressão máxima em ensaios de adensamento pode, em certos casos, ser insuficiente para definir claramente um trecho virgem.

Nos itens subseqüentes, o material pesquisado será analisado e discutido, aprofundando-se as idéias expostas em trabalho preliminar do autor (Kormann, 1999). Essa revisão de propriedades geotécnicas da Formação Guabirota inclui algumas complementações em relação ao texto elaborado por ocasião do exame de qualificação da presente pesquisa (Kormann, 2000).

Tabela 3.1. Propriedades de sedimentos não intemperizados da Formação Guabirotuba.

Nº	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COTA (m)	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	% < 2µm	γ (kN/m³)	γ _d (kN/m³)	δ (kN/m³)	S (%)	e ₀	c' (kPa)	φ' (c.dir.)	σ' _{vm} (kPa)	C _c	continua	
																	(c.dir.)	(c.dir.)
1	Argila siltosa cinza, dura, prof. 1,6 m, São José dos Pinhais ¹	903,9	34,7	31	85	52	57	18,7	13,9	27,3	-	0,960	47,0 (c.dir.)	28,0 (c.dir.)	> 410	> 0,329		
2	Argila siltosa cinza, prof. 3,0 m, Araucária ⁴	-	33,1	29	84	55	67	19,0	14,3	26,9	98,6	0,917	18,4 (c.dir.)	25,2 (c.dir.)	1000	0,313		
3	Argila siltosa cinza, dura, prof. 2,0 m, Centro Politécnico ³	907,8	27,0	35	65	30	64	19,1	15,0	26,6	96,0	0,735	22,0 (c.dir.)	23,9 (c.dir.)	1280	-		
4	Argila cinza clara, média a dura, prof. 2,0 m, Araucária ⁶	-	39,9	34	87	53	58	17,4	12,4	26,5		1,120 (triax.)	5,0 (triax.)	28,0 (triax.)	310	0,47		
5	Argila siltosa cinza-azulada, dura, prof. 11,5 m, Batel ⁷	917,1	29,2	26	53	27	-	19,0	14,7	26,0	99,8	0,775	-	-	500	0,12		
6	Argila siltosa cinza-azulada, dura, prof. 12,0 m, Batel ⁷	917,1	33,5	26	53	27	-	18,3	13,7	26,0	100,0	0,873	-	-	400	0,08		
7	Argila silto-arenosa roxa e cinza, média, prof. 0,5 m, C. Industrial ⁷	945,2	27,0	27	59	32	-	17,6	13,9	25,8	81,6	0,871	-	-	-	-		
8	Argila siltosa cinza escura, média, prof. 0,5 m, C. Industrial ⁷	945,2	27,4	24	43	19	-	17,3	13,6	26,0	79,1	0,917	-	-	-	-		
9	Argila siltosa cinza e marrom, rija, prof. 2,0 m, C. Industrial ⁷	920,0	32,4	25	61	36	-	18,6	14,0	26,5	99,0	0,881	-	-	490	0,14		
10	Argila arenosa cinza, dura, prof. 1,0 m, C. Industrial Araucária ⁷	880,0	22,6	24	58	34	-	19,5	15,9	26,5	99,5	0,608	-	-	1000	0,16		
11	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 8,0 m, Batel ⁷	930,8	35,5	38	88	50	-	18,3	13,5	27,4	97,8	1,007	-	-	> 300	> 0,10		
12	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 8,0 m, Batel ⁷	930,8	32,9	37	85	48	-	18,1	13,6	27,4	87,6	1,032	-	-	> 300	> 0,12		
13	Argila siltosa cinza e marrom, dura, prof. 2,5 m, Capanema ⁷	903,0	34,8	-	-	-	-	18,3	13,6	-	-	-	-	-	-	-		
14	Argila siltoosa cinza, dura, prof. 4,0 m, Capanema ⁷	903,0	36,3	-	-	-	-	17,8	13,1	-	-	-	-	-	-	-		
15	Argila siltosa marrom, prof. 1,5 m, Batel ⁷	932,0	33,9	-	-	-	-	18,1	13,5	-	-	-	-	-	-	-		
16	Argila siltosa cinza, rija, prof. 4,0 m, Água Verde ⁷	914,1	28,2	27	58	31	-	19,1	14,9	25,9	100,0	0,730	-	-	900	0,08		
17	Argila siltosa cinza, rija, prof. 6,0 m, Água Verde ⁷	914,1	29,3	27	58	31	-	19,2	14,8	25,9	100,0	0,731	-	-	1000	0,16		

Tabela 3.1. Propriedades de sedimentos não intemperizados da Formação Guabirotuba.

Nº	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COTA (m)	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	% < 2µm	γ (kN/m³)	γ _d (kN/m³)	δ (kN/m³)	S (%)	e ₀	c' (kPa)	φ' (°)	σ' _{vm} (kPa)	conclusão	
																C _c	
18	Argila siltosa cinza, dura, prof. 1,9 m, Centro Politécnico ⁷	910,0	32,8	-	-	-	-	17,8	13,4	26,3	89,3	0,985	-	-	620	0,41	
19	Argila siltosa, marrom e cinza, dura, prof. 10,0 m, Alto da Glória ⁷	916,5	28,9	27	88	61	-	18,2	14,1	25,8	92,7	0,820	-	-	480	0,16	
20	Argila siltosa, marrom e cinza, dura, prof. 12,0 m, Cabral ⁷	924,3	-	34	94	60	-	-	-	26,2	-	-	-	-	-	-	-
21	Argila cinza e marrom, prof. 7,0 m, Centro ⁷	922,0	24,6	-	-	-	-	19,4	15,6	27,5	90,1	0,751	-	-	>> 300	>> 0,09	
22	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 7,5 m, Centro ⁸	-	37,5	37	96	59	-	-	-	-	-	1,127	5,0 (triax.)	22,0 (triax.)	640	0,23	
23	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 10,0 m, Centro ⁸	-	40,9	36	110	74	-	-	-	-	-	1,170	-	-	-	-	
24	Argila marrom e cinza com areia fina, rija, prof. 9,4 m. ⁹	-	30,7	22	60	38	-	-	-	-	-	0,830	-	-	> 708	> 0,217	
MÉDIA		-	31,9	30	73	43	-	18,4	14,1	26,5	94,1	0,892	-	-	646	0,20	
DESVIO PADRÃO		-	4,6	5,1	18,3	14,6	-	0,7	0,8	0,6	6,8	0,147	-	-	295	0,12	

Tabela 3.2. Propriedades de sedimentos intemperizados da Bacia Sedimentar de Curitiba.

Nº	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COTA (m)	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	% < 2µm	γ (kN/m³)	γ _d (kN/m³)	δ (kN/m³)	S (%)	e ₀	c' (kPa)	φ' (°)	σ' _{vm} (kPa)	conclusão	
																C _c	
25	Silte vermelho, Araucária ²	-	-	37	60	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26	Argila siltosa cinza e amarela, dura, prof. 1,0 m, C. Politéc. ³	-	50,0	49	76	21	-	16,7	11,1	26,6	-	1,570	-	-	470	0,445	
27	Argila siltosa vermelha, (Form. Tinguis), prof. 1,5 m, Araucária ⁴	-	-	39	81	42	62	-	-	26,4	-	-	-	-	-	-	
28	Argila vermelha e cinza, mole a média, prof. 0,45 m, Araucária ⁶	-	30,2	34	66	32	42	18,8	14,4	27,3	-	0,860	40,0 (triax.)	23,0 (triax.)	600	0,28	
29	Argila variegada, média a dura, prof. 3,5 m, Batel ¹⁰	-	53,0	73	86	13	78	17,0	11,1	26,6	100	1,350	-	-	888	0,295	

Notas (Tabelas 3.1 e 3.2):

w - umidade natural, LP - Limite de plasticidade, LL - Limite de liquidez, IP - Índice de plasticidade, γ_{nat} - peso específico natural, γ_d - peso específico aparente seco, δ - peso específico real dos grãos, S - grau de saturação, e₀ - índice de vazios natural, c' - coesão efetiva, φ' - ângulo de atrito efetivo, σ'_{vm} - pressão de pré-adensamento, C_c - índice de compressão

Referências:¹ Antoniutti Neto et al. (1999),

Ligocki e Druszcz (1999)

² Brazetti (1999)

³ Chamecki et al. (1998)

⁴ Duarte (1986, 1999)

⁵ Kormann et al. (1999d)

⁶ Massad et al. (1981)

⁷ Nascimento (1992)

⁸ Nascimento et al. (1994)

⁹ Tavares (1986)

¹⁰ Boszczowski (2001)

3.2 Composição Mineralógica e Propriedades Índice

Trabalhos de diversos autores mostram que o argilo-mineral predominante nos solos da Formação Guabirotuba pertence ao grupo das esmectitas (e.g. Massad et al., 1981; Duarte, 1986; Fortin, 1989; Mineropar, 1994; Pereira, 1999; Kormann et al., 1999d; Boszczowski, 2001). Análises químicas do solo sugerem um teor de Al_2O_3 da ordem de 16 %, fato que dentro do grupo das esmectitas permitiria identificar a montmorilonita como sendo o argilo-mineral (Massad et al., 1981). Nos sedimentos argilosos não intemperizados, a presença de esmectita parece ser uma constante – amostras dos mais diferentes pontos da bacia possuem esta característica. Na fração argila, a esmectita pode representar cerca de 80 % do material (Duarte, 1986). Argilo-minerais dos grupos das micas (ílitas) e das caulinitas aparecem em menores proporções. A presença de quartzo está mais associada às frações silte e areia.

No caso de sedimentos intemperizados e de solos da Formação Tinguis, embora esmectita e mica se façam presentes, os dados disponíveis sugerem que a caulinita tende a ser o principal argilo-mineral. Esse fato é coerente com uma condição de maior lixiviação, que estaria associada ao intemperismo químico. À medida que o solo se mostrar mais alterado, é de se esperar que a caulinita assumira uma maior proporção na fração argila. Dados de solos da Formação Guabirotuba obtidos por Boszczowski (2001) mostram que o *pH* de um material intemperizado é igual a 4,9, enquanto que um solo menos alterado possui um *pH* de 7,8.

Análises químicas da água intersticial efetuadas por Massad et al. (1981) indicaram um teor elevado de *Na*. Esses dados levaram Duarte (1986) a associar o sódio ao cátion adsorvido nos argilo-minerais do material, proveniente de Araucária. Boszczowski (2001) sugere que a montmorilonita sódica caracterizaria o solo do Sítio Experimental da UFPR (Área 1). Por outro lado, usando o método do acetato de amônio, Siedlecki e Fiori (1999) constataram que o *Ca* é o cátion principal, em um terreno de Campina Grande do Sul. Em menores proporções apareceriam íons de *Mg*, *Na* e *K*. Análises térmico-diferenciais efetuadas por Pereira (1999) e Siedlecki e Fiori (1999) também sugerem a presença de Ca^{++} ou Mg^{++} , que é evidenciada por um pico endotérmico associado à esmectita com caráter duplo. É possível que os diferentes

resultados da literatura quanto ao cátion adsorvido sejam decorrentes da variedade de solos e graus de intemperismo examinados pelos autores.

Dados de Pereira (1999) mostram que a fração argila dos solos da Formação Guabirotuba pode possuir uma alta capacidade de troca catiônica (*CTC*). Com base na adsorção de azul de metileno, a *CTC* resulta freqüentemente acima de 50 cmol/kg, podendo chegar até 150-160 cmol/kg. Os mesmos dados revelam que a superfície específica da fração argila também é elevada, excedendo 1000 m²/g em alguns casos. Essas constatações são coerentes com a composição mineralógica do solo.

Devido à relativa simplicidade que a execução de ensaios de caracterização envolve, uma quantidade razoável de informações é disponível com respeito às propriedades índice das argilas da Formação Guabirotuba. Ensaios de adensamento e de resistência também fornecem dados sobre propriedades básicas dos solos, tais como peso específico e índice de vazios.

Uma das características típicas das argilas da Formação Guabirotuba diz respeito à sua umidade natural (*w*), que normalmente mostra-se elevada. O teor de umidade médio dos solos da Tabela 3.1 é aproximadamente 32 %, com um desvio padrão de 4,6 %. A Figura 3.2 apresenta as umidades dispostas em relação à profundidade. Pode-se observar que o teor de umidade é elevado mesmo nas camadas mais superficiais. Essa característica, que pode ser atribuída em parte a fenômenos de ascensão capilar nos materiais argilosos, deve-se principalmente às condições climáticas. De acordo com Medina (1997), em Curitiba o balanço hídrico é positivo em todos os meses do ano – ou seja, a precipitação excede a evapo-transpiração. A precipitação pluviométrica anual situa-se entre 1200 e 2100 mm (Hach-Hach e Zuquette, 1998).

Como conseqüência da elevada umidade, o grau de saturação (*S*) dos sedimentos também é alto. Freqüentemente as argilas encontram-se saturadas. Essa característica se reflete nos dados da Tabela 3.1, cujo grau de saturação médio é igual a 94,1 %. O desvio padrão de 6,8 % é um valor relativamente reduzido.

A Figura 3.3 ilustra curvas granulométricas de argilas das Formações Guabirotuba e Tinguis. Conforme exposto no capítulo anterior, a fácies fina da Formação Guabirotuba tende a exibir uma granulometria que é predominantemente argilosa. Ocasionalmente, a textura do solo se apresenta siltosa. Partículas arenosas também

podem ocorrer em proporções variáveis. Os dados publicados não se mostram suficientes para identificar tendências detalhadas quanto à distribuição granulométrica dos sedimentos. Os trabalhos da Mineropar (1994) e de Felipe (1999) sugerem que a fácies fina pode mostrar teores de argila entre 20 e 78 %, de silte entre 12 e 53 %, e de areia entre 3 a 53 %. No caso dos arcósios, os dados dos mesmos autores indicam teores de argila na faixa de 4 a 42 %, de silte entre 1,5 e 49 %, e de areia na faixa de 33-81 %.

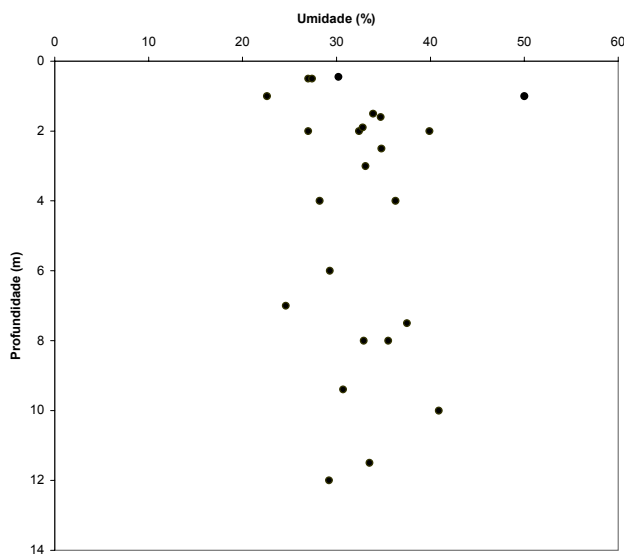


Figura 3.2. Umidade *versus* profundidade na Formação Guabirota.

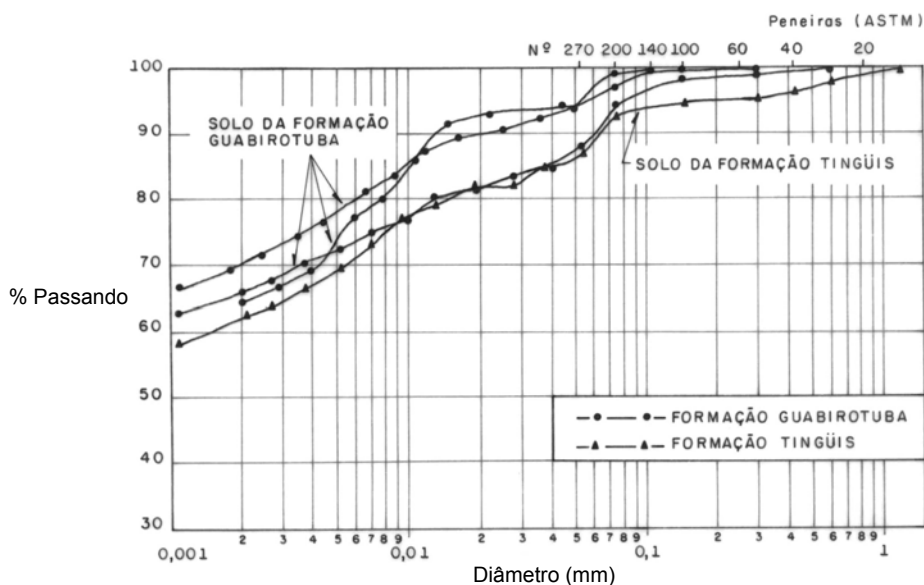


Figura 3.3. Curvas granulométricas de sedimentos da Bacia de Curitiba (Duarte, 1986).

Para as argilas não alteradas (Tabela 3.1), valores médios do limite de plasticidade (LP) e do limite de liquidez (LL) são iguais a 30 % e 73 % respectivamente. O LP muitas vezes apresenta-se próximo à umidade natural do solo. O índice de plasticidade (IP) médio é 43 %. Na Figura 3.4 pode-se observar a posição dos dados disponíveis no Gráfico de Plasticidade. As argilas não intemperizadas da Formação Guabirotuba (Tabela 3.1) tendem a se situar tipicamente acima da linha A . Sua classificação no Sistema Unificado é CH . Já os demais sedimentos (Tabela 3.2) ocupam posições inferiores, denotando uma menor plasticidade. A classificação desses materiais seria MH – correspondendo a materiais *siltosos*. Entretanto, deve-se observar que a maioria dos sedimentos alterados da Tabela 3.2 trata-se de *argilas*. Conforme discutido por Pinto (1996), a aplicação do Sistema Unificado não é adequada a solos evoluídos em clima tropical.

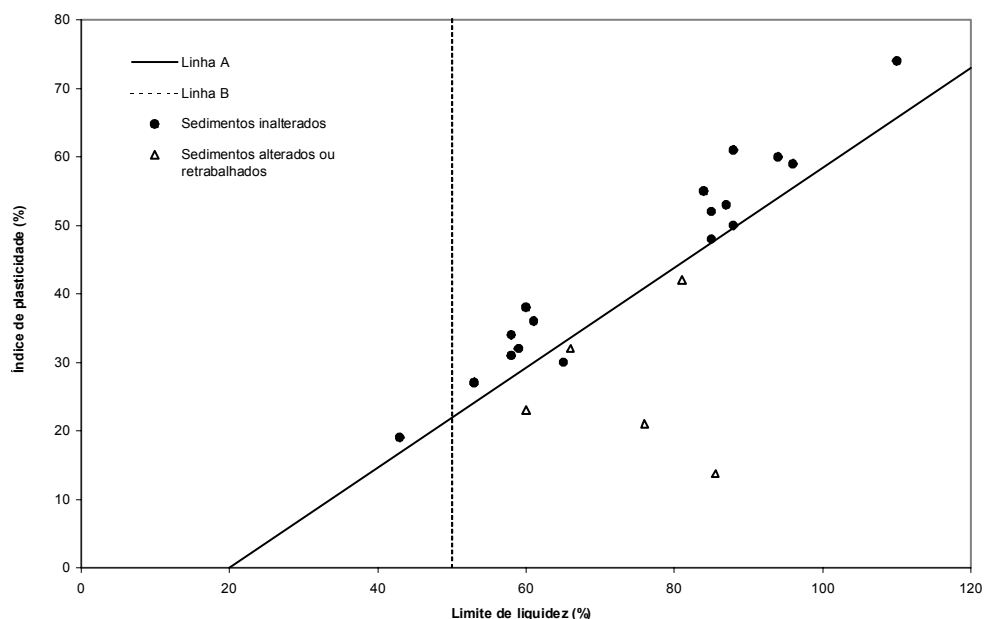


Figura 3.4. Posição dos sedimentos no Gráfico de Plasticidade.

Devido à sua natureza mineralógica e à alta plasticidade, o uso de *sabão de caboclo* como material de aterro é problemático – uma compactação eficiente dificilmente é alcançada. Analisando-se os dados apresentados por Felipe (1999), pode-se caracterizar para o peso específico aparente seco máximo uma faixa de 13-15 kN/m³ e para a umidade ótima 25-31 %. Deve-se notar que a umidade ótima pode ser

inferior à umidade natural do material da área de empréstimo. Esse fato tem sérias implicações de ordem prática, pois é difícil reduzir a umidade do solo, principalmente em épocas chuvosas. Em determinados casos, a compactação de argilas intemperizadas da Formação Guabirotuba e da Formação Tinguis pode se mostrar menos problemática.

O índice de atividade (A) dos solos pode ser avaliado na Figura 3.5. Tanto os sedimentos inalterados como os intemperizados mostram-se “normais” (A entre 0,75 e 1,25) ou “inativos” (A inferior a 0,75). Embora solos que contenham esmectita tendam em geral a ser menos estáveis, deve-se notar que o cátion adsorvido nas partículas argilosas pode interferir bastante na atividade do solo. A presença de Ca^{++} seria compatível com um material menos ativo. Entretanto, conforme discutido anteriormente, a literatura aponta também para a presença de Na^{++} em parte dos sedimentos. Nesse caso, uma atividade elevada seria esperada, fato que não se verifica nos dados disponíveis. Duarte (1986) observou que uma eventual cimentação poderia justificar os índices de atividade reduzidos.

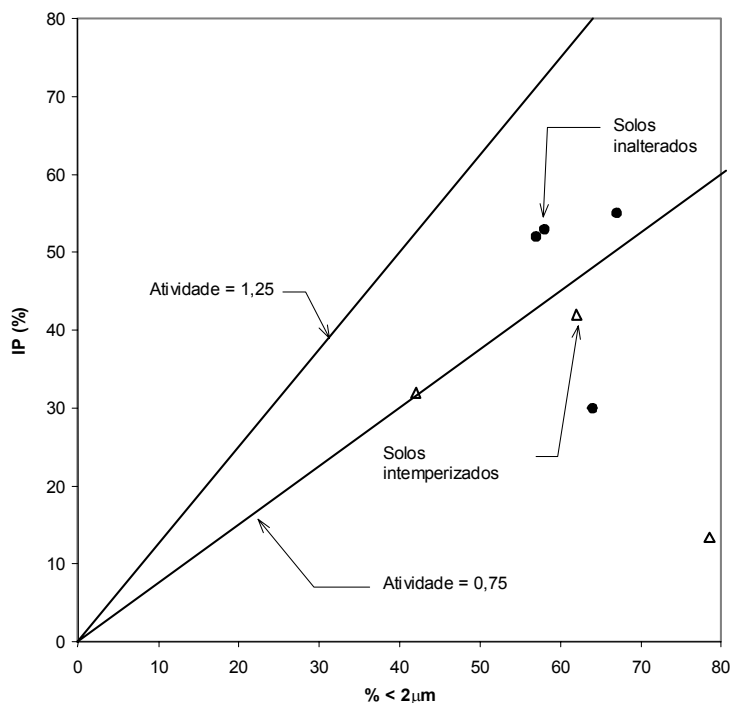


Figura 3.5. Atividade dos sedimentos.

Em seu estado natural, as argilas da Tabela 3.1 exibem um peso específico médio (γ) de 18,4 kN/m³. Os dados disponíveis apresentam uma dispersão relativamente pequena, com um desvio padrão de 0,7 kN/m³. O peso específico real dos grãos possui um valor médio de 26,5 kN/m³, que é compatível com os minerais que constituem o solo.

O índice de vazios médio das argilas não alteradas é igual a 0,892, com um desvio padrão de 0,147. Apesar dos dados da Tabela 3.2 serem insuficientes para caracterizar adequadamente os solos alterados, sabe-se que a ação do intemperismo químico tende a aumentar os vazios do material. O índice de vazios da amostra 26, igual a 1,57, é superior ao de qualquer outro solo da Tabela 3.1. Pode-se também citar como exemplo o trabalho de Pereira (1999), que analisou 11 amostras coletadas superficialmente (profundidades aproximadas de 0,8 m), em diferentes localidades (Tabela 3.3). A maioria das amostras apresentou um índice de vazios superior a 1,0. Embora não seja disponível uma descrição tátil-visual desses solos, o e_0 elevado pode ser consequência de processos de alteração dos solos da Formação Guabirotuba, não se descartando também um possível retrabalhamento dos sedimentos, que caracteriza os materiais da Formação Tinguis.

Tabela 3.3. Índices físicos e ensaios de expansão (Pereira, 1999).

CORPO DE PROVA	e_0	w (%)	S (%)	AMOSTRAS NA UMIDADE NATURAL, CONFINADAS EM ANEL METÁLICO	
				EXPANSÃO LIVRE (%)	PRESSÃO DE EXPANSÃO (kPa)
7	0,485	16,2	89,9	2,42	29,1
12	0,972	36,0	99,2	1,19	25,7
14	1,408	45,2	87,0	0,16	13,6
18	1,132	39,0	92,2	0,24	34,2
22	1,043	35,2	91,1	0,48	11,8
24	1,609	54,3	90,0	0,64	20,7
25	1,170	40,0	92,8	0,51	24,6
30	1,390	48,8	93,9	0,53	4,5
37	0,703	21,8	82,5	0,44	11,9
46	0,923	30,6	88,4	0,28	17,6
51b	0,884	27,2	81,9	0,25	1,6

A matriz argilosa das argilas não intemperizadas tende a ser muito pouco permeável, com um coeficiente de permeabilidade (k) inferior a 10⁻⁹ cm/s (Duarte, 1986). Com

base em ensaios de laboratório, Felipe (1999) relata valores de k da ordem de 10^{-5} cm/s. Deve-se observar que valores reduzidos como esses estariam associados a um material “intacto”. Uma vez que a presença de fraturas e lentes granulares facilita a percolação de água, é de se esperar que no campo a permeabilidade seja significativamente superior à medida em laboratório.

Os dados de Duarte (1986), com respeito ao coeficiente de adensamento (c_v), refletem a permeabilidade reduzida da matriz argilosa. O autor obteve valores de c_v na faixa de 10^{-4} a 10^{-5} cm²/s, para níveis de tensão vertical superiores a 800 kPa. Boszczowski (2001) encontrou coeficientes de adensamento mais altos, da ordem de 10^{-2} e 10^{-3} cm²/s, em ensaios de compressão edométrica com tensões de até 11400 kPa. É possível que os ensaios de Boszczowski (2001) tenham sido influenciados pela presença de material granular. Deve-se observar que no campo, a presença de fraturas e lentes granulares pode aumentar sensivelmente os valores de c_v .

É interessante notar que algumas características apresentadas neste item sugerem semelhanças entre as argilas da Formação Guabirotuba e solos da Bacia de São Paulo. Por exemplo, a posição das “argilas cinza-esverdeadas” na carta de plasticidade (Massad, 1980; Vargas, 1992) coincide com a dos sedimentos da Tabela 3.1. A atividade dos dois solos também se mostra compatível. Essas similaridades podem ser atribuídas a uma composição semelhante do ponto de vista mineralógico. Índices físicos (umidade, peso específico, índice de vazios, grau de saturação) de cinco amostras de argila cinza-esverdeada, apresentados por Massad (1980), também são semelhantes aos das argilas da Formação Guabirotuba.

3.3 Expansibilidade

Os mecanismos que determinam a expansão de um solo podem ser *mecânicos* ou *físico-químicos*. Os processos mecânicos estão relacionados a alívios de tensão. Sob esse aspecto, qualquer solo submetido a um descarregamento pode exibir alguma expansão. O termo *expansivo*, em um sentido científico, aplica-se aos “solos que

apresentam elevada variação volumétrica, expansão ou contração, quando se alteram as condições de umidade” (Pinto, 1996). Esse comportamento ocorre devido a agentes físico-químicos, principalmente em solos constituídos por argilo-minerais tais como as esmectitas, cujas cargas elétricas superficiais interagem ativamente com as moléculas polares de água. Os deslocamentos em terrenos expansivos estão normalmente associados a variações de sucção próximas à superfície (Litton, 1994).

A composição mineralógica das argilas da Formação Guabirota, caracterizada pela ocorrência de esmectita, é típica de um material expansivo. Na prática regional, freqüentemente se atribui à expansibilidade todos os problemas verificados nas obras, inclusive no que diz respeito à instabilidade quando o terreno é escavado. Entretanto, conforme será exposto no decorrer deste capítulo, tal concepção é incorreta, pois mecanismos adicionais estão envolvidos.

De acordo com Chen (1988), solos expansivos tornam-se potencialmente instáveis quando sua umidade natural é inferior a 15 %. A maior parte da expansão se desenvolve até 30 % de umidade – acréscimos subseqüentes de água tendem a gerar uma variação volumétrica reduzida. Na Tabela 3.1, pode-se observar que 60 % das amostras possuem teores de umidade acima de 30 %. A umidade dos terrenos da Formação Guabirota parece ser pouco influenciada por variações climáticas, e independe da posição do lençol freático (Kormann, 1999). Apesar de não serem disponíveis na bibliografia curvas características e dados sobre a profundidade da zona ativa da Formação Guabirota, tem-se que a elevada umidade e uma eventual cimentação podem minimizar o comportamento expansivo do material no estado natural. Os colapsos que ocorrem em escavações, com a queda de blocos de solo e deslizamentos, não podem ser atribuídos à expansão físico-química.

Do ponto de vista de fundações, ainda não há evidências de que danos decorrentes da natureza expansiva do solo se manifestem em uma escala regional. De qualquer forma, esse é um assunto que ainda merece uma investigação aprofundada.

Tais constatações são confirmadas pelos dados de Pereira (1999). Amostras no estado natural foram moldadas em anel metálico e inundadas. As expansões resultantes se mostraram mínimas, bem como as pressões de expansão correspondentes (Tabela 3.3). Deve-se observar que as expansões medidas podem ser inclusive de natureza mecânica – decorrentes de alívio de tensões. Boszczowski

(2001) também constatou a ausência de expansão em ensaios de adensamento, com o solo sendo inundado a partir da umidade natural.

Entretanto, a presença de um argilo-mineral expansivo não deixa de ser problemática, tendo em vista a contração volumétrica que ocorre quando o solo é ressecado. Ensaando os mesmos solos da Tabela 3.3, após secagem ao ar, Pereira (1999) mediu expansões na faixa de 35,6 - 94,0 %. As pressões de expansão variaram de 158 kPa até valores tão altos como 4187 kPa.

Quando as argilas da Formação Guabirotuba sofrem um ressecamento, a superfície exposta tende a assumir um aspecto empastilhado (Figura 3.6). Uma vez ressecado, se a água entra em contato com o solo este se desagrega, iniciando-se um processo erosivo. Esse fenômeno, comum em solos ou rochas com minerais expansivos, é conhecido como *slacking*. Enquanto as porções externas de um fragmento de solo imerso em água tenderiam a se saturar, o ar aprisionado no seu interior ficaria sujeito a pressões, que provocariam a desagregação do material (Terzaghi et al., 1996*). Conforme salientado por Felipe (1999), a remoção das camadas superficiais do terreno, com a subsequente exposição dos sedimentos instáveis da Formação Guabirotuba, dá origem a processos erosivos na região (Figura 3.7). Cuidados especiais fazem-se necessários para proteger a superfície do terreno que fica exposta quando da remoção de solo. No caso de fundações diretas, é recomendável proceder à concretagem de um lastro, tão logo a cava seja aberta.

Problemas associados a empastilhamento e *slacking* têm sido observados em outros sedimentos terciários do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil. Pode-se citar como exemplos os casos da Rodovia dos Trabalhadores (Mori et al., 1982), de escavações no Metrô de São Paulo (Wolle e Silva, 1992) e da Rodovia Carvalho Pinto (Ortigão et al., 1997).

* Versão atualizada da obra de Terzaghi e Peck (1948), que contou com a colaboração de G. Mesri. Essa referência (Terzaghi et al., 1996) traz uma quantidade apreciável de informações sobre argilas rijas e duras fraturadas.



Figura 3.6. Aspecto do “empastilhamento” em uma superfície ressecada de argila – Formação Guabirotuba (Felipe, 1999).



Figura 3.7. Exemplos de processos erosivos na Formação Guabirotuba, causados pela exposição de materiais expansivos (Mineropar, 1994 apud Felipe, 1999).

3.4 Sobre-adensamento

Uma das características típicas dos solos da Formação Guabirotuba é o seu sobre-adensamento. Os dados da Tabela 3.1 mostram uma pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}) sempre superior a 300 kPa, e que alcança valores da ordem de 1280 kPa. A Figura 3.8 traz como exemplo uma curva índice de vazios *versus log* pressão efetiva, obtida por Duarte (1986) com solo de Araucária.

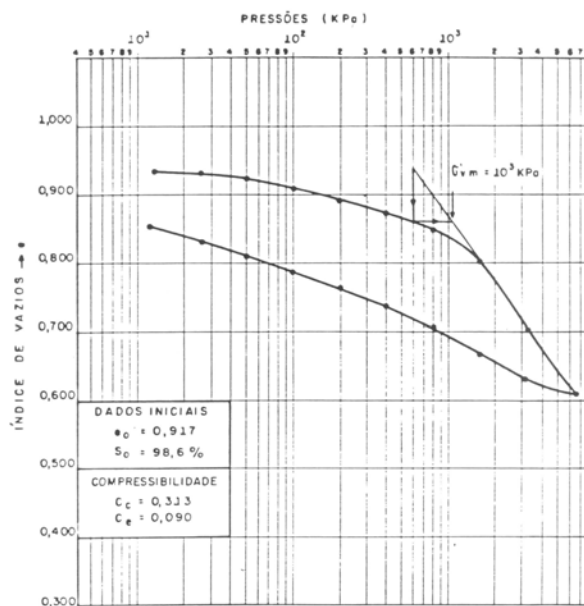


Figura 3.8. Curva índice de vazios *versus* log pressão efetiva – argila siltosa da Formação Guabirota (Duarte, 1986).

Deve-se observar que, devido ao elevado sobre-adensamento, a estimativa de σ'_{vm} e do índice de compressão C_c encontra dificuldades de ordem prática. As cargas máximas dos ensaios muitas vezes são insuficientes para caracterizar adequadamente o trecho virgem da curva $e \times \log$ pressão efetiva. Na medida do possível, procurou-se incluir na Tabela 3.1 dados de ensaios que tivessem atingido pelo menos 3200 kPa de tensão vertical. Em alguns casos, os valores de σ'_{vm} e C_c foram considerados como um limite inferior. As estimativas da pressão de pré-adensamento da Tabela 3.1 resultam, em sua grande maioria, da aplicação do método de Pacheco Silva (1970). Outro aspecto que merece ser destacado é que a maioria dos ensaios não foi corrigida em função das deformações das prensas. Esse fato tende a subestimar σ'_{vm} e a superestimar C_c , podendo também introduzir dispersão nos dados.

Uma breve revisão da literatura (e.g. Lambe e Whitman, 1969; Das, 1983; Terzaghi et al., 1996) mostra que diversos fatores podem contribuir para que um solo se comporte como sobre-adensado:

- redução das pressões verticais, devido à remoção de sobrecargas por erosão ou do degelo subsequente a glaciações;
- variações de poro-pressões, devido a modificações na posição do lençol freático;

- desenvolvimento de sucção, associada a ressecamento;
- ação química, incluindo mudanças de *pH*, temperatura, concentração de sais, reorganização de íons, desenvolvimento de ligações entre partículas por cimentação (silicatos ou carbonatos);
- intemperismo químico (solos residuais);
- mudanças na estrutura do solo devido à compressão secundária;
- ação de esforços tectônicos.

As causas do sobre-adensamento dos sedimentos da Formação Guabirota ainda precisam ser melhor compreendidas. A gênese e evolução complexas da Bacia de Curitiba, aliadas à escassez de dados consistentes, dificultam uma interpretação aprofundada das causas do sobre-adensamento. De qualquer forma, as informações disponíveis na literatura permitem que algumas considerações sejam efetuadas.

A conformação topográfica atual da Bacia de Curitiba sugere que, ao menos em parte, o sobre-adensamento estaria associado à remoção de camadas de solo. Conforme exposto no item 2.3, há indícios geológicos de que os sedimentos poderiam ter preenchido a bacia até as cotas 940-960 m (Figura 2.7). Atualmente, essa é aproximadamente a altitude máxima em que sedimentos da Formação Guabirota podem ser encontrados. A maior parte dos terrenos da bacia está hoje entre as cotas 900 e 920 m (Figura 2.5). Deve-se observar que a rede de drenagem da região esculpiu vales que se situam entre 880-900 m de altitude – depósitos holocênicos associados aos principais rios muitas vezes se assentam diretamente sobre o embasamento, evidenciando que após o preenchimento da bacia houve a exumação do terreno. A existência de horizontes lateríticos truncados (Trescases et al., 1986) é também um sinal da ação de erosão. A origem da Formação Tinguis – que provém do retrabalhamento de sedimentos mais antigos da própria Formação Guabirota – reforça essa hipótese. Portanto, é de se esperar que os sedimentos da Formação Guabirota que se encontram abaixo do nível inicial de preenchimento sedimentar exibam algum sobre-adensamento associado a processos erosivos.

Outro fator que pode ter contribuído para o sobre-adensamento diz respeito à evolução de poro-pressões ao longo da história geológica dos sedimentos. A deposição dos sedimentos, conforme descrito no item 2.3, deu-se através de torrentes de lama, em um clima árido a semi-árido. Essas condições teriam

prevalecido durante todo o processo de preenchimento da bacia, desde o Oligoceno-Mioceno até o início do Plioceno. Ao longo desse período – suficiente para a consolidação da massa depositada – haveria pouca água disponível na bacia. A sua presença seria intermitente, associada a fases efêmeras de maior precipitação.

Ao final do processo de preenchimento da bacia, entre o Mioceno superior e o Pleistoceno inferior, alterações no clima teriam aumentado a disponibilidade de água, “favorecendo a saturação do solo” (Salamuni, 1998). Entretanto, alternâncias climáticas ainda teriam ocorrido durante o Plioceno e o Pleistoceno. Durante os períodos secos, o terreno tenderia a exibir feições típicas de regiões áridas, com o desenvolvimento de rachaduras de ressecamento profundas no solo argiloso. As fraturas aparentemente aleatórias que os sedimentos possuem poderiam ser causadas por ressecamento (Brown, 1977). Esse quadro sugere que as poro-pressões não seriam positivas – sucções elevadas podem ter se desenvolvido. A presença de esmectita contribuiria para uma maior intensidade de eventuais sucções. O clima úmido contemporâneo passou a vigorar desde o Holoceno, conferindo ao terreno um grau de saturação elevado, como os dados da Tabela 3.1 atestam. Portanto, é de se esperar que as poro-pressões presentes hoje nos sedimentos sejam superiores às que prevaleceram durante a deposição. Em outras palavras, as tensões efetivas nas fases áridas do passado teriam sido maiores que as vigentes no clima úmido atual, o que poderia ter contribuído para o sobre-adensamento dos solos da Formação Guabirotuba.

As argilas da Formação Guabirotuba exibem pressões de pré-adensamento com magnitude comparável à das argilas cinza-esverdeadas da Bacia de São Paulo. Massad (1980) relata pressões de pré-adensamento na faixa de 800 kPa. Dados de outros autores mostram valores de σ'_{vm} ainda mais altos, conforme discutido no trabalho de síntese de Massad et al. (1992).

Pinto e Massad (1972), analisando dados dos solos “variegados” da Bacia de São Paulo, verificaram que a pressão de pré-adensamento se correlaciona com a fração argila ($\% < 2 \mu\text{m}$) – segundo os autores, um indício de sobre-adensamento causado por ressecamento ou cimentação química. O universo de dados disponíveis para a Formação Guabirotuba não permite ainda que uma correlação semelhante possa ser investigada.

Duarte (1986) e Boszczowski (2001) aventam a possibilidade da existência de cimentação. Deve-se observar que a presença de carbonatos é comum na Bacia de Curitiba. Conforme exposto no item 2.4, ocasionalmente os mesmos aparecem concentrados em depósitos de *caliches*. Boszczowski (2001) procedeu a determinações do teor de carbonatos em material coletado no Sítio Experimental da UFPR. Entretanto, a autora não encontrou indicadores que pudessem justificar uma cimentação da matriz do solo. Agentes cimentantes foram identificados apenas em concreções carbonáticas, que são ocorrências isoladas de material. Igualmente, dosagens do teor de amorfos não se mostraram compatíveis com uma cimentação por silicatos (Boszczowski, 2001). A natureza de possíveis ligações diagenéticas nas argilas da Formação Guabirota ainda precisa ser esclarecida.

Na Bacia de São Paulo, há hipóteses que vinculam o sobre-adensamento dos sedimentos à ação tectônica (Riccomini e Coimbra, 1992). Apesar dos indícios de que esforços tectônicos agiram nos sedimentos da Formação Guabirota, descritos no Capítulo 2, não parece que os mesmos possam ser associados ao sobre-adensamento. De acordo com Salamuni (1998), após o evento extensional (*D1*) que gerou a calha da bacia, um evento compressivo (*D2*) se desenvolveu. Esse segundo evento estaria atuando até o presente nos sedimentos. Para que o tectonismo pudesse gerar o sobre-adensamento, um alívio nas tensões teria que se desenvolver. Um decréscimo nas tensões horizontais, subsequente ao evento *D2*, poderia estar associado às acomodações decorrentes de falhamentos ou, ainda, ao entalhamento de vales na massa sedimentar. Entretanto, a redução de tensão horizontal que poderia advir desses fenômenos não parece compatível com a magnitude das razões de sobre-adensamento (*OCR*) que os solos da Formação Guabirota possuem.

Alguns fatores podem ser considerados menos intervenientes na intensidade do sobre-adensamento dos sedimentos, tais como a compressão secundária. É improvável que o elevado *OCR* do solo pudesse ser causado por esse fenômeno. Da mesma forma, um sobre-adensamento por intemperismo químico não se aplica aos solos pouco alterados quimicamente da Tabela 3.1.

Os dados disponíveis foram analisados com respeito à relação entre as pressões de pré-adensamento (encaradas aqui como uma *tensão de cedência*) e as pressões efetivas de campo. Quando não se dispunha da posição do lençol freático, foi

estimada uma faixa, considerando-se tanto o peso específico natural como o peso específico submerso. Não foram aproveitados os dados da amostra 21 (Tabela 3.1), devido à incerteza no valor de σ'_{vm} . A Figura 3.9 mostra a variação da razão de sobre-adensamento (*OCR*) em relação à profundidade. Pode-se observar que o *OCR*, que superficialmente assume valores bastante altos – na faixa de 10 a 40 –, tende a se reduzir com a profundidade. Por volta de 10-12 metros de profundidade, os dados sugerem uma razão de sobre-adensamento da ordem de 3 a 5. A redução do *OCR* com a profundidade é compatível com um sobre-adensamento causado tanto por erosão como por ressecamento.

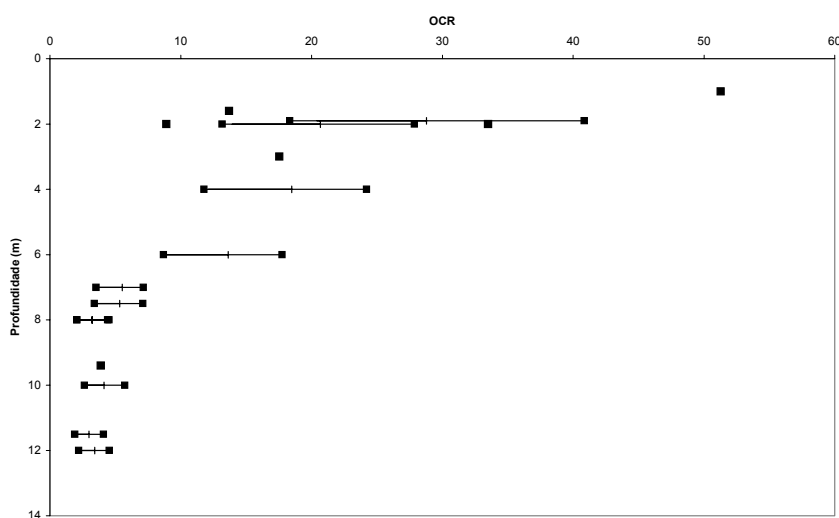


Figura 3.9. Variação do *OCR* com a profundidade (dados da Tabela 3.1).

Tentando-se aprofundar a análise das possíveis origens do sobre-adensamento dos sedimentos, procedeu-se a um levantamento da localização dos diferentes pontos da bacia sedimentar associados às amostras da Tabela 3.1. Quando as referências não traziam informações suficientes, procurou-se consultar os respectivos autores, a respeito dos endereços dos sítios em que as amostras foram coletadas. Na seqüência, os pontos foram situados em um mapa digitalizado de Curitiba e região (COMEC, 2000), obtendo-se as coordenadas *UTM* e, posteriormente, as respectivas altitudes da superfície do terreno (cotas), as quais estão indicadas na Tabela 3.1.

Em uma primeira análise, os dados da pressão de pré-adensamento foram comparados com as cotas dos sedimentos (Figura 3.10a). Apesar da dispersão – que é

esperada face ao fenômeno natural que está sendo investigado e às dificuldades experimentais envolvidas na avaliação de σ'_{vm} – os dados sugerem que as pressões de pré-adensamento seriam menores à medida que a altitude do terreno aumenta. Na Figura 3.10b está representada a diferença entre a pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a pressão vertical efetiva de campo (σ'_v). Assim como no cálculo do *OCR*, a avaliação da tensão efetiva envolveu a estimativa de faixas. Os resultados seguem a tendência observada na Figura 3.10a. Apesar da dispersão, pode haver uma redução de $\sigma'_{vm} - \sigma'_v$ com o aumento das cotas da superfície do terreno.

Analisando-se os dados da Tabela 3.1, pode-se perceber que a pressão de pré-adensamento exibe alguma relação com outros parâmetros do solo. A Figura 3.11 compara o índice de vazios e σ'_{vm} . Na Figura 3.12a, relaciona-se o peso específico natural do solo (γ) com a pressão de pré-adensamento. Na Figura 3.12b, os dados de γ são representados em função da altitude, tendo-se subtraído das cotas da superfície do terreno as profundidades em que as amostras foram coletadas.

Analisando-se as Figuras 3.10 e 3.12, pode-se delinear uma tendência das propriedades do solo estarem associadas à cota dos sedimentos. Apesar da pequena quantidade de dados e da dispersão que os mesmos apresentam, as informações disponíveis no momento sugerem que agentes erosivos poderiam ter um papel importante no sobre-adensamento. Considerando-se uma dada profundidade, o *OCR* tenderia a aumentar à medida que altitude da superfície do terreno se reduzisse, indicando que a pressão de pré-adensamento estaria associada a uma camada de solo removida. É importante notar que os valores de σ'_{vm} de boa parte dos dados não seriam incompatíveis com a hipótese de preenchimento da bacia sedimentar até as cotas 940-960 m, calculando-se as pressões efetivas máximas com valores usuais de peso específico. Entretanto, em torno da cota 910 m, há alguns dados que estão associados a pressões de pré-adensamento elevadas (Figura 3.10). Não se descarta que, além de processos erosivos, esses solos tenham sofrido a ação de ressecamento ou cimentação, o que aumentaria a sua tensão de cedência.

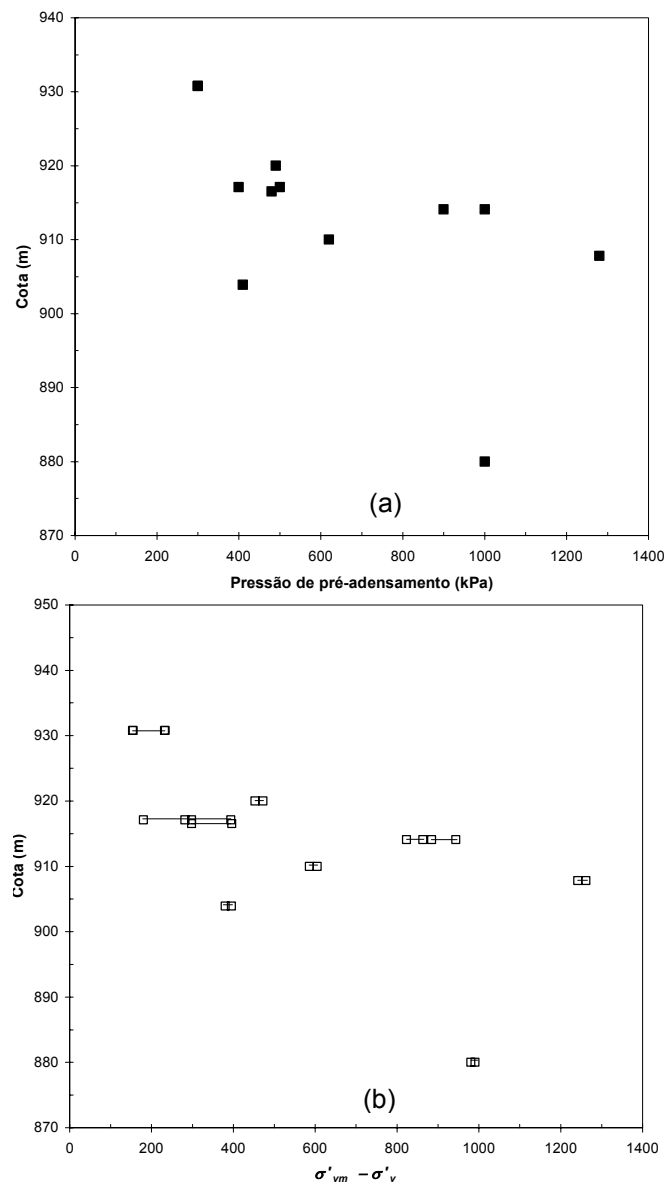


Figura 3.10. Relações entre a cota do terreno e dados de ensaios de adensamento.

Cabe ressaltar que a interpretação dos dados é meramente qualitativa, pois o tectonismo que atuou na região pode ter gerado deslocamentos e basculamentos de blocos do terreno. Outro questionamento refere-se à possibilidade dos pontos mais elevados da bacia terem sofrido uma maior ação de intemperismo químico, o que aumentaria os vazios e a compressibilidade.

Uma discussão complementar quanto à origem do sobre-adensamento dos solos da Formação Guabirotuba poderá ser encontrada no Capítulo 6. Para tanto, serão considerados os resultados de ensaios de adensamento e curvas características de solo indeformado e remoldado (vide Capítulo 5).

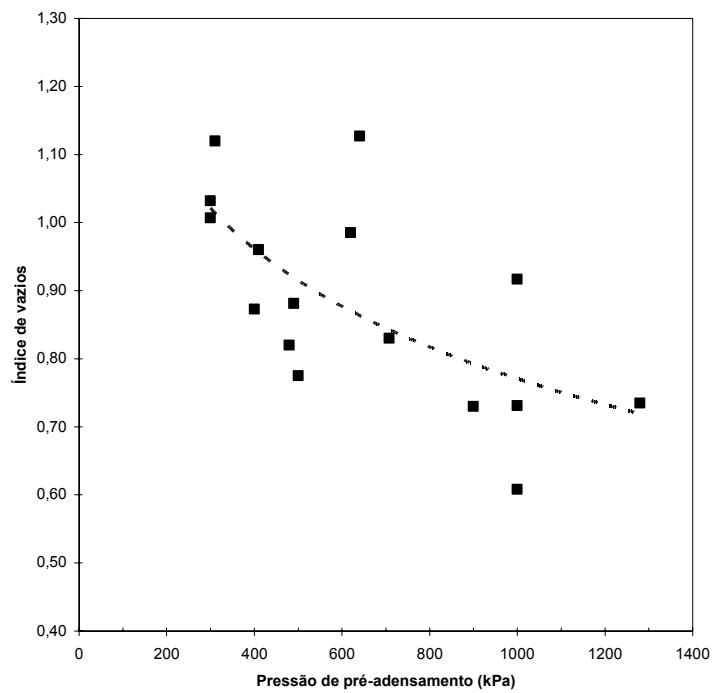


Figura 3.11. Correlação entre o índice de vazios e a pressão de pré-adensamento.

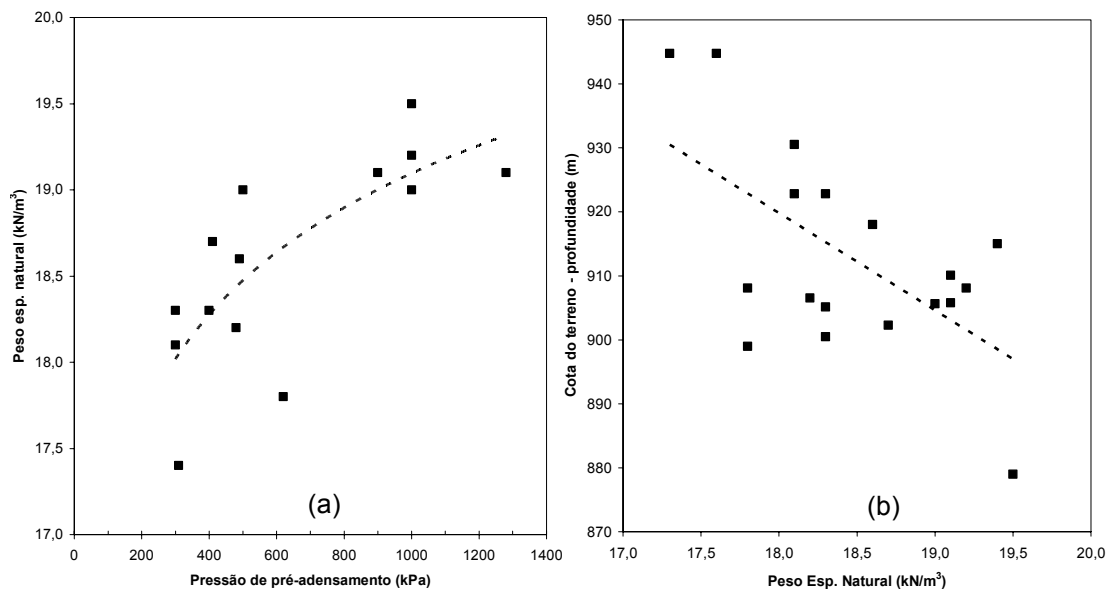


Figura 3.12. Relação entre o peso específico natural, pressão de pré-adensamento e cota.

3.5 Resistência de Pico e Residual

A envoltória de resistência de um solo sobre-adensado exhibe dois trechos distintos. Acima da pressão de pré-adensamento, a envoltória é semelhante à de um solo normalmente adensado, havendo a tendência da coesão ser nula. Abaixo de σ'_{vm} , surge um intercepto coesivo e a envoltória pode exhibir uma curvatura relativamente acentuada. A definição de parâmetros de resistência c' e ϕ' deve ser efetuada dentro de uma faixa de tensões aplicável ao problema em estudo.

Os dados da Tabela 3.1 referem-se a ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, realizados com níveis de tensão inferiores às pressões de pré-adensamento dos solos. Para os sedimentos não intemperizados, os valores de ângulo de atrito de pico efetivo situam-se entre 22° e 28° , e a coesão efetiva varia entre 5 e 47 kPa.

Os primeiros resultados de ensaios triaxiais com solo da Formação Guabirotuba foram publicados por Massad et al. (1981). Em ensaios adensados não-drenados (*CIU*), os corpos de prova de 36 mm de diâmetro mostraram a geração de poro-pressões negativas, fato compatível com o sobre-adensamento do solo. Esse fenômeno está associado à tendência de aumento de volume (dilatância) do material, durante o cisalhamento. Boszczowski (2001) também realizou ensaios do tipo *CIU* (corpos de prova de 38 mm de diâmetro). Porém, um comportamento distinto foi verificado. Previamente ao cisalhamento, excessos significativos de poro-pressão positiva se desenvolveram, o que conduziu a valores do parâmetro A na ruptura situados entre 0 e 0,5. Uma tendência de redução das poro-pressões ocorreu apenas à medida que os deslocamentos aumentaram. Nas curvas tensão desviadora \times deformação, enquanto alguns corpos de prova exibiram um pico bem definido, outros apresentaram uma tendência do tipo *strain-hardening*. Boszczowski (2001) atribui esse comportamento ao papel que as descontinuidades do material exerceriam no modo de ruptura.

Resultados de um programa de ensaios com argila siltosa da Formação Guabirotuba, apresentados por Kormann et al. (1999d), sugerem que os parâmetros de resistência seriam influenciados pela velocidade de deslocamento. Os autores ensaiaram ao todo dezoito corpos de prova com 51,2 mm de lado e 20 mm de altura (Tabela 3.1,

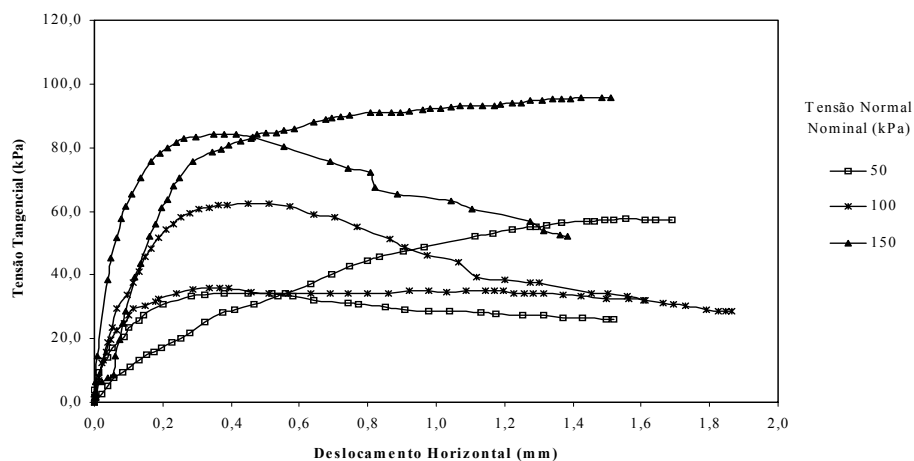
amostra 3), empregando três diferentes velocidades de deslocamento: 0,0018, 0,016 e 0,4 mm/min. As duas primeiras velocidades foram definidas a partir de considerações baseadas na proposição de Gibson e Henckel (1954). Os valores do coeficiente de adensamento (c_v) adotados foram 3×10^{-4} cm²/s e 4×10^{-3} cm²/s, e o grau de dissipação de pressões neutras correspondeu a 90 %.

Os resultados dos ensaios, sob a forma de curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, podem ser observados na Figura 3.13. As curvas estão agrupadas conforme a velocidade imposta no cisalhamento. Na Figura 3.14, os ensaios são representados como pontos em um diagrama tensão cisalhante máxima *versus* tensão normal. Para cada uma das velocidades empregadas, apresenta-se a reta que melhor se ajusta aos pontos.

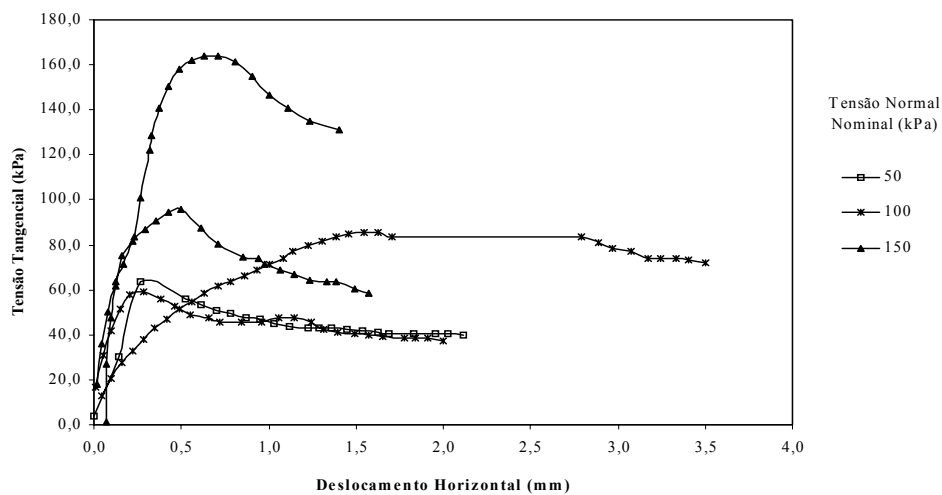
Os resultados possuem como característica marcante uma intensa dispersão. Para uma mesma tensão normal e velocidade de deslocamento, há casos em que a resistência dos corpos de prova chegou a variar mais de 100 %. Os autores não constataram relação entre os índices de vazios iniciais e as resistências dos corpos de prova.

A dispersão verificada nos ensaios pode ser atribuída à presença das superfícies polidas no interior da massa de solo. Lo (1970) destaca que uma grande variação nas resistências é esperada em materiais que contenham fissuras. Caso o corpo de prova ensaiado possua uma descontinuidade orientada na direção do plano de ruptura, a resistência pode tender a um valor mínimo. Se a fratura possuir um aspecto polido, é possível que a resistência mobilizada seja pouco superior à residual. Em outro extremo, caso o corpo de prova estivesse intacto – sem descontinuidades em seu interior –, a resistência corresponderia a um máximo.

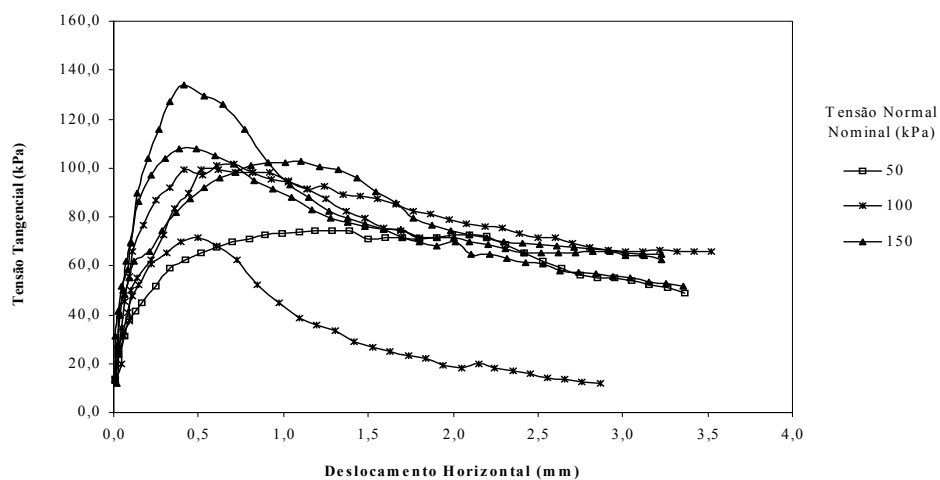
Na literatura, não são incomuns exemplos de dispersão em ensaios de cisalhamento direto com argilas fraturadas (e.g. Williams e Jennings, 1977; Thorne, 1984; Thomson e Kjartanson, 1985). Deve-se observar que o processo de moldagem dos corpos de prova pode “abrir” as fraturas do solo, contribuindo para a dispersão das resistências. Por outro lado, a rejeição de corpos de prova fraturados – que inevitavelmente acaba ocorrendo na prática – pode induzir o ensaio a representar mais a resistência do material intacto do que a do solo fraturado propriamente dita.



(a) Velocidade de deslocamento = 0,0018 mm/min



(b) Velocidade de deslocamento = 0,016 mm/min



(c) Velocidade de deslocamento = 0,4 mm/min

Figura 3.13. Curvas tensão cisalhante \times deslocamento horizontal (Kormann et al., 1999d).

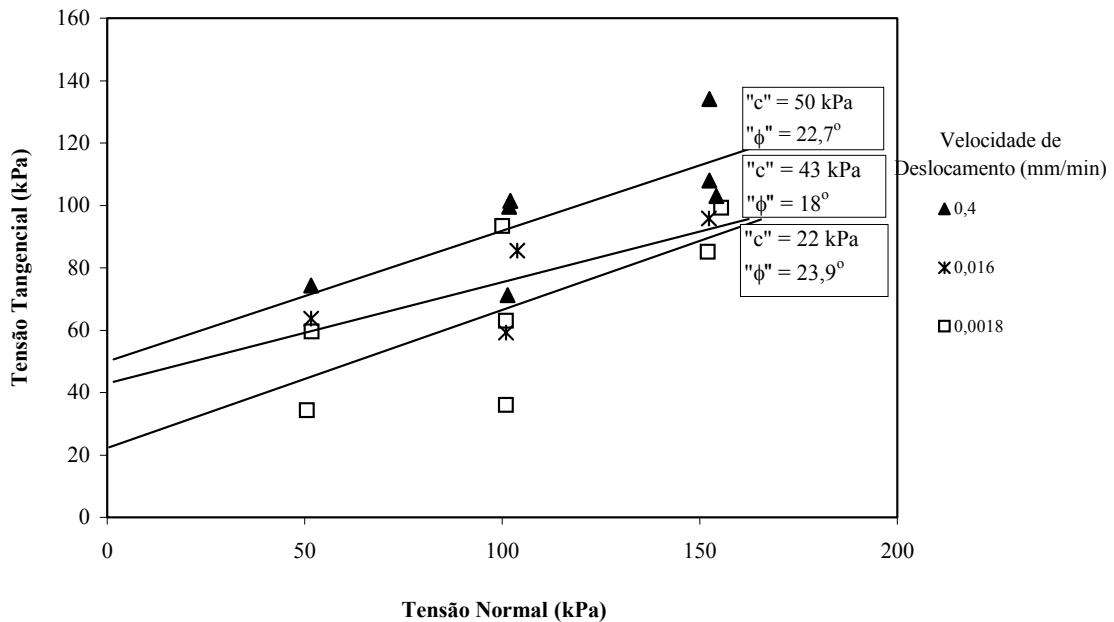


Figura 3.14. Tensão cisalhante máxima \times tensão normal (Kormann et al., 1999d).

Analisando-se a posição dos pontos representados na Figura 3.14, pode-se perceber que à medida que a velocidade de deslocamento é maior, a resistência ao cisalhamento aumenta. A envoltória correspondente à velocidade de 0,4 mm/min situa-se nitidamente acima das envoltórias ajustadas para as velocidades de 0,016 e 0,0018 mm/min. A dispersão mascara possíveis reflexos da velocidade no “ângulo de atrito”. É difícil afirmar, com base nos dados disponíveis, até que ponto o coeficiente angular das retas ajustadas seria influenciado pela velocidade. Entretanto, na “coesão” o efeito é bastante claro, podendo-se constatar que a mesma se reduziu à medida que a velocidade foi menor.

Um aspecto interveniente no comportamento de solos que exibem *strain-softening* – queda da resistência após um pico bem pronunciado – diz respeito à ruptura progressiva. O aparecimento desse fenômeno torna-se mais provável se o problema envolver concentrações de tensão e deformações não uniformes (Bjerrum, 1969). Essas duas condições – que são inerentes ao ensaio de cisalhamento direto – poderiam ser intensificadas no solo em questão, dada a presença das superfícies polidas. Assim, para velocidades de deslocamento muito reduzidas, especula-se que um fenômeno dessa natureza poderia reduzir as resistências de pico. Entretanto,

deve-se observar que Potts et al. (1987), usando elementos finitos como ferramenta, sugerem que o *strain-softening* não chegaria a conduzir a uma ruptura progressiva pronunciada no ensaio de cisalhamento direto.

A influência da velocidade pode estar associada ao desenvolvimento de poro-pressões negativas durante o ensaio. Quanto mais se impedisse a drenagem – fato que tende a ocorrer quando a velocidade aumenta – as poro-pressões negativas fariam com que a tensão efetiva no interior do corpo de prova aumentasse. Como resultado, uma maior resistência seria oferecida pelo solo durante o cisalhamento. Esse efeito desapareceria à medida que a drenagem fosse favorecida, condição que se daria nas velocidades mais lentas.

Independentemente dos possíveis mecanismos de ruptura progressiva ou de geração de poro-pressões negativas, deve-se observar que uma influência da velocidade é esperada, devido ao comportamento tensão \times deformação dos solos incorporar efeitos de “viscosidade”. Conforme sugerido por Mitchell (1976), a resistência ao cisalhamento aumentaria linearmente com o logaritmo da velocidade de deslocamento. Apesar da dispersão dos ensaios, os dados da Figura 3.14 podem ser ajustados ao modelo proposto por Mitchell (1976).

A queda de resistência após um pico bem definido, aspecto observado nas curvas da Figura 3.13, é uma característica de solos sobre-adensados. A resistência mobilizada após grandes deformações – denominada *resistência residual* – pode ser sensivelmente inferior à de pico. Skempton (1964) discute as causas desse comportamento. A tendência de aumento de volume durante o cisalhamento, principalmente após o pico, provoca um acréscimo de umidade na região da superfície de ruptura. Adicionalmente, o acúmulo de deslocamentos tende a conferir uma orientação às partículas do solo, reduzindo-se o seu entrosamento. Esse mecanismo, que leva à diminuição das resistências, possui um importante papel em processos de ruptura progressiva de taludes.

Uma das características marcantes das argilas da Formação Guabirotuba diz respeito à sua resistência residual, que se mostra reduzida. Utilizando ensaios de reversão múltipla, Massad et al. (1981) encontraram um ângulo de atrito residual (ϕ_{res}) de 10°. Duarte (1986), empregando diferentes métodos de ensaio – tais como cisalhamento direto com reversão múltipla, interface lisa e *ring shear* –, também constatou a baixa

resistência residual do material. A Figura 3.15 resume os resultados obtidos por Duarte (1986). A envoltória correspondente ao ensaio de cisalhamento por torção (*ring shear*) mostrou as menores resistências, com um ângulo de atrito residual de aproximadamente 8° . Esse fato está relacionado com o elevado grau de orientação das partículas que o *ring shear* determina. A magnitude reduzida de ϕ_{res} estaria associada à presença de esmectita (Massad et al., 1981; Duarte, 1986).

Deve-se observar que no estado residual a coesão tende a ser nula. Os interceptos coesivos que aparecem na Figura 3.15 decorrem de um ajuste linear a envoltórias que, na verdade, exibem alguma curvatura. A velocidade de ensaio, no caso da resistência residual, tem uma influência muito pequena. A tendência à variação de volume – e, conseqüentemente, à geração de poro-pressões – é reduzida. Além disso, a pequena espessura da região cisalhada facilitaria a drenagem (Terzaghi et al., 1996).

Um comportamento semelhante ao dos solos da Formação Guabirotuba pode ser encontrado em argilas cinza-esverdeadas de São Paulo. Dados de Massad (1980) mostram valores de ϕ' na faixa de 15° - 30° , e de c' entre 40 e 70 kPa, os quais não diferem significativamente dos observados para o *sabão de caboclo*. Galves e Massad (1982), ensaiando duas amostras de argila cinza-esverdeada com cisalhamento direto com reversão múltipla, encontraram ângulos de atrito residuais de 10° e 14° , sensivelmente inferiores à condição de pico, onde ϕ' resultou igual a 25° e 30° . Porém, os poucos dados disponíveis conferem um aspecto meramente qualitativo a comparações entre a resistência do *sabão de caboclo* e da argila cinza-esverdeada de São Paulo.

Deve-se observar que, devido às discontinuidades que as argilas sobre-adensadas possuem, os parâmetros de pico não são aplicáveis no dimensionamento de obras geotécnicas. Por sua vez, é consenso na literatura que a resistência residual controla apenas os casos em que há a reativação de movimento ao longo de superfícies de ruptura pré-existentes, causadas por escorregamento anteriores ou agentes geológicos. Esses aspectos serão aprofundados no próximo item.

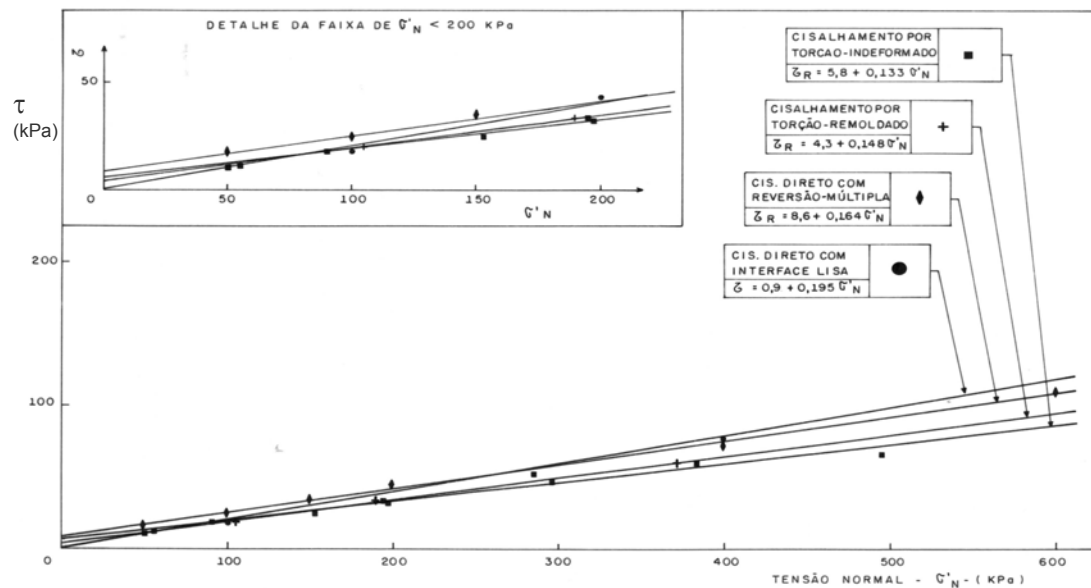


Figura 3.15. Envolvórias de resistência residual – Formação Guabirota (Duarte, 1986).

3.6 Formação Guabirota: Um Meio Fraturado

Argilas rijas e duras, altamente sobre-adensadas como as da Formação Guabirota, raramente são encontradas na natureza em um estado intacto. Uma breve revisão bibliográfica (e.g. Fookes, 1965; Skempton et al., 1969; Williams e Jennings, 1977; Mitchell, 1976; Vallejo, 1987) mostra que inúmeros mecanismos podem contribuir para que descontinuidades se originem em maciços de argila rija ou dura. Dentre outros agentes, pode-se mencionar:

- o processo de consolidação dos sedimentos;
- a remoção de camadas de solo, incluindo possíveis efeitos de erosão diferencial;
- a *sinérese*, um fenômeno coloidal;
- reações químicas na argila;
- tensões tectônicas;
- escorregamentos antigos;
- o desenvolvimento de pressões horizontais elevadas;
- processos de intemperismo.

Conforme já mencionado no presente trabalho, descontinuidades estão presentes nos maciços da Formação Guabirotuba. Essas feições podem ser, de um modo simplificado, divididas em dois grupos (Kormann, 1999):

- *superfícies polidas*, as quais aparecem na massa de solo segundo um padrão de difícil identificação;
- *fraturamentos tectônicos*, que tendem a seguir padrões definidos e podem apresentar também um aspecto polido.

A presença das *superfícies polidas* é uma característica marcante das argilas rijas e duras da Formação Guabirotuba. Conforme descrito por Duarte (1986), “ao manusear o solo aparentemente intacto, tentando destacar um torrão da massa, constata-se uma propriedade interessante deste material: a fratura quase sempre resulta em uma superfície polida”. O aspecto brilhante sugere que tenham ocorrido movimentações anteriores ao longo das superfícies, com uma possível orientação das partículas. Na literatura internacional, esse tipo de feição é freqüentemente denominado *slickenside*. Deve-se notar que Boszczowski (2001) menciona que, além das superfícies polidas, “há a ocorrência de superfícies foscas e de aspecto poliédrico na massa de solo, porém com menor intensidade”.

As superfícies polidas da Formação Guabirotuba podem ser planas ou conchoidais, e normalmente estão “fechadas”. Ao menos na limitada profundidade em que geralmente o terreno pode ser examinado, o espaçamento entre as superfícies polidas mostra-se reduzido, da ordem de poucos centímetros. As informações disponíveis não permitem caracterizar qualquer orientação ou mergulho predominante para essas feições. Em uma inspeção visual, tem-se a impressão que as superfícies polidas ocorrem aleatoriamente no solo. Em alguns casos, é possível discernir estrias macroscópicas, que também não guardam um padrão identificável. Ocasionalmente, pode-se observar a deposição de “manchas” escuras nas descontinuidades que, segundo Fiori[†], Salamuni[‡] e Boszczowski (2001), seriam *manganês*.

[†] FIORI, A. P. (Universidade Federal do Paraná). Comunicação pessoal, 1998.

[‡] SALAMUNI, E. (Universidade Federal do Paraná). Comunicação pessoal, 2000.

De acordo com Duarte (1986), informação verbal de Nogami (1985) atribuiria a origem das superfícies polidas a ciclos de secagem e umedecimento. A validade dessa hipótese seria reforçada, uma vez que o sobre-adensamento do solo também poderia decorrer de efeitos de ressecamento.

As informações disponíveis na literatura em geral associam fraturas orientadas aleatoriamente a processos de intemperismo, os quais conduziriam a uma expansão desigual do terreno, ou a agentes erosivos. Por exemplo, na argila de Londres, os sedimentos depositados em ambiente marinho sofreram uma intensa erosão, com a remoção de 150 a 300 m de camadas de solo (Skempton et al., 1969). As “fissuras” (em inglês *fissures*) decorrentes desse processo possuem uma orientação aleatória, porém os mergulhos seguem duas direções predominantes: 0-20° e 70-90°. O espaçamento entre as descontinuidades aumenta com a profundidade. Ao contrário da Formação Guabirotuba, menos de 10 % das “fissuras” da argila de Londres tem um aspecto polido. Essa diferença essencial sugere uma gênese distinta para as “fissuras” da argila de Londres e as superfícies polidas da Formação Guabirotuba.

Williams e Jennings (1977), tendo estudado diversos depósitos de argilas rijas na África do Sul, concluíram que superfícies polidas (*slickensides*) ocorrem à medida que as seguintes condições são atendidas:

- a fração argila ($\% < 2 \mu\text{m}$) corresponde a pelo menos 30 % do material;
- a atividade do solo é maior que 0,7;
- o índice de plasticidade é superior a 30 %;
- o material possui argilo-minerais expansivos;
- existem variações sazonais do teor de umidade.

Próximo à superfície, um ressecamento do terreno formaria fraturas verticais. Em profundidade, sob uma determinada tensão vertical, a contração decorrente do ressecamento determinaria uma redução nas tensões horizontais, o que levaria o solo à ruptura. Entretanto, deve-se observar que Mesri e Hayat (1993) associam a ruptura por ressecamento a um estado passivo. Thorne (1984) atribui parte das fissuras encontradas em um perfil de argila rija de New South Wales, Austrália, a uma ruptura passiva que se desenvolveria devido à inundação do solo ressecado. Williams e Jennings (1977) enfatizam a necessidade da ciclicidade climática para a formação de *slickensides* – quando esta fosse inexistente, as fraturas não apresentariam um

aspecto polido. Os autores constataram ainda que mergulhos aparentemente aleatórios dos *slickensides* situavam-se, na realidade, entre 30 e 60°.

Trabalhos de autores no âmbito da agronomia, como o de Brown (1977), também associam a presença de fraturas a solos expansivos, as quais não teriam padrão definido. O fato dos solos da Formação Guabirotuba se enquadrarem nas condições estudadas por Williams e Jennings (1977), e as evidências geológicas de que alternâncias climáticas ocorreram no passado, principalmente no Pleistoceno (Becker, 1982; Salamuni, 1998), reforçam a hipótese de que ciclos de ressecamento-umedecimento teriam originado as superfícies polidas.

O outro conjunto de descontinuidades, os *fraturamentos tectônicos*, engloba tanto as falhas como as diáclases presentes nos sedimentos, ambas descritas no item 2.4. Muitas dessas feições, devido à movimentação cisalhante, tendem também a apresentar um aspecto polido. As estrias dos planos de falha sugerem a direção da movimentação pretérita. Frequentemente, pode-se notar a presença de água nas descontinuidades. Embora a orientação e mergulho dos fraturamentos tectônicos sejam variáveis na Bacia de Curitiba, seu padrão pode ser identificado em escavações ou afloramentos em um dado sítio.

As descontinuidades de argilas rijas e duras há muito tempo vêm chamando a atenção dos engenheiros. Skempton et al. (1969) citam que Gregory (1844) já atribuía às fraturas a instabilidade de taludes que ocorriam em Londres. Após a publicação do trabalho de Terzaghi (1936), que despertou a atenção para os problemas que as fraturas podem causar em taludes e escavações, inúmeros estudos foram efetuados para avaliar seus efeitos no desempenho de obras geotécnicas. É interessante notar como a descrição de Terzaghi (1936) se aplica às feições presentes nas argilas da Formação Guabirotuba: *“When it is dropped, a big chunk of such clay breaks into polyhedric, angular or subangular fragments with dull or shiny surfaces. The diameter of the fragments may range between less than one centimeter and more than twenty centimeters.”*

Além da Formação Guabirotuba, outros sedimentos terciários do *Rift Continental* do Sudeste do Brasil apresentam problemas associados a fraturamentos. Wolle e Silva (1992) abordam o tema, descrevendo alguns casos de instabilidade de taludes envolvendo argilas rijas e duras da Bacia de São Paulo. As fraturas descritas

possuem como principal origem a ação tectônica, mas ocorrem também juntas de alívio nos maciços de vales, fissuras geradas por ressecamento e trincas de tração associadas a taludes íngremes de corte. Negro Jr. et al. (1992) discutem casos de rupturas em escavações de túneis, deflagradas por fraturas nas argilas variegadas e cinza-esverdeadas de São Paulo. Em um trecho da extensão Norte do Metrô, os autores verificaram que a resistência do maciço fraturado era oito vezes inferior à do material intacto.

A presença de descontinuidades em argilas rijas e duras leva a uma redução da resistência ao cisalhamento. Essa característica deve ser considerada quando da avaliação experimental de parâmetros de resistência, seja ela drenada ou não-drenada. Em laboratório, normalmente as amostras utilizadas possuem pequenas dimensões. No campo, as solicitações envolvem volumes inúmeras vezes maiores – a resistência disponível pode ser sensivelmente inferior à convencionalmente medida em laboratório. A literatura aponta um grande número de evidências de efeitos de escala, que tornam questionável a representatividade das amostras de argilas fraturadas ensaiadas em laboratório (e.g. Terzaghi, 1936; Skempton e La Rochelle, 1965; Whitaker e Cooke, 1966 apud Skempton et al. 1969; Lo, 1970; Thorne, 1984; Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993 apud Terzaghi et al., 1996).

Lo (1970) discute os mecanismos envolvidos nos efeitos de escala. A Figura 3.16 ilustra como a resistência de um corpo de prova pode ser influenciada pelas dimensões. À medida que o tamanho da amostra ensaiada aumenta, a resistência diminui, e os resultados tendem a se aproximar dos parâmetros “operacionais” de campo. A resistência da fratura representa um limite inferior. A dimensão a_0 – que corresponde ao tamanho de amostra que conduz à resistência do material intacto – depende do espaçamento entre as descontinuidades do material. Quanto maior for a dimensão da amostra ensaiada, a resistência se reduz porque aumentam as chances de “defeitos” ou fraturas:

- aparecerem em maior quantidade;
- estarem orientados criticamente em relação às tensões aplicadas;
- possuírem maiores dimensões;
- estarem presentes nas adjacências do plano potencial de ruptura.

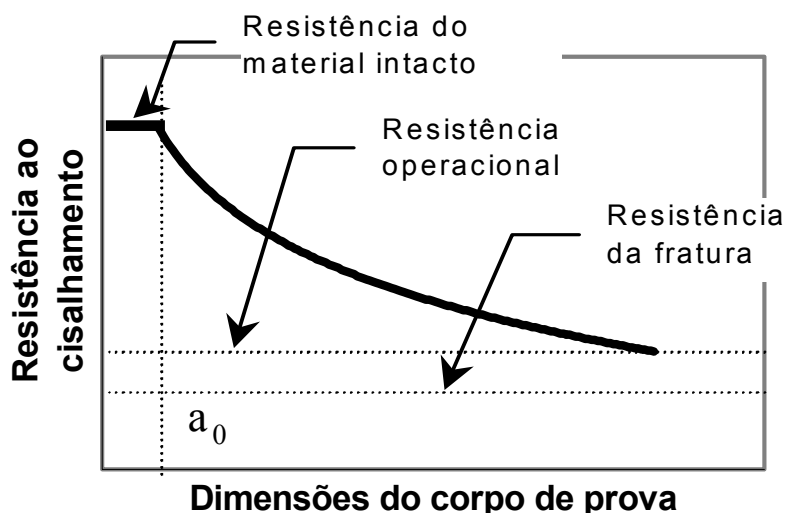


Figura 3.16. Influência das dimensões do corpo de prova na resistência (apud Lo, 1970).

Adicionalmente, devido à presença das discontinuidades, é de se esperar que os resultados de ensaios de corpos de prova de pequenas dimensões mostrem-se dispersos. Os dados das Figuras 3.13 e 3.14 ilustram esse comportamento.

Resultados de provas de carga sugerem que o desempenho de fundações na Formação Guabirotuba é heterogêneo (e.g. Kormann et al., 1999a, Antoniutti Neto et al., 1999; Russo Neto et al., 1999a). É de se esperar que a dispersão verificada possa, ao menos em parte, ser atribuída às discontinuidades, as quais poderiam aumentar a variabilidade espacial dos maciços.

Para corrigir a resistência não-drenada em função de efeitos de escala, Lo (1970) sugere o uso da seguinte equação:

$$S_u = S_{um} + (S_{uo} - S_{um})e^{-\alpha(\alpha - \alpha_0)^\beta}, \quad (\text{Equação 3.1})$$

onde S_u é a resistência não-drenada da amostra, S_{um} é a resistência operacional da massa de solo, S_{uo} é a resistência intacta, α é a área do plano de ruptura da amostra e α_0 é a área da superfície de ruptura abaixo da qual se obtém a resistência intacta. Na ausência de determinações experimentais, os valores de α_0 e de S_{uo} podem ser estimados. Os parâmetros α e β traduzem o grau de fraturamento da argila e, juntamente com S_{um} , são obtidos ajustando-se por tentativas a equação proposta a dados de ensaios com amostras de diferentes dimensões.

Na Figura 3.17, pode-se observar um exemplo de efeito de escala na argila fraturada de Boom, sob a ponta de estacas cravadas com 10 m de comprimento (de Beer et al., 1977 apud Terzaghi et al., 1996). Os dados mostram que a mobilização de resistência não drenada, calculada com base em teorias de equilíbrio limite, se reduz com o acréscimo do diâmetro da estaca.

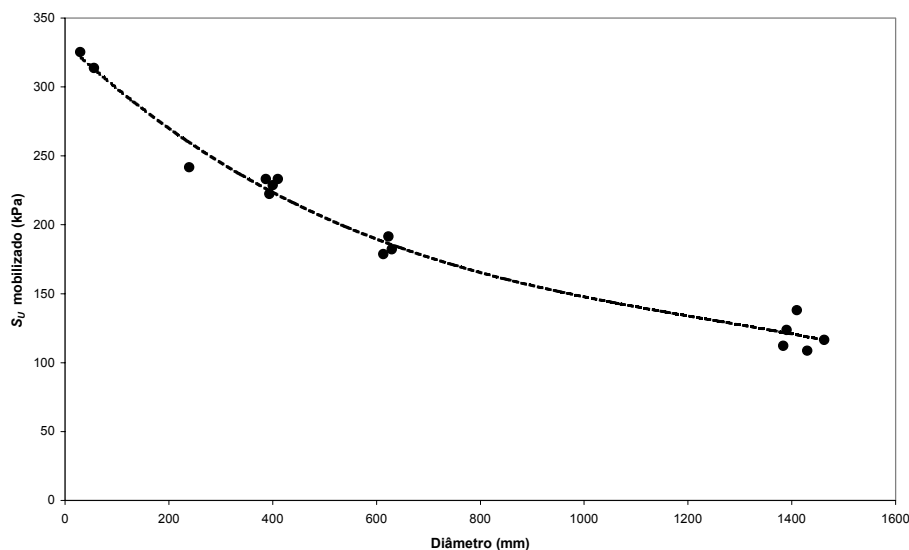


Figura 3.17. Mobilização da resistência não-drenada em função do diâmetro da estaca (de Beer, 1977 apud Terzaghi et al., 1996).

Meyerhof (1983), analisando dados de diversos autores referentes a provas de carga de fundações instaladas em perfis de argilas fraturadas, constatou que efeitos de escala ocorrem na resistência de ponta de estacas cravadas e escavadas. O autor propôs o uso de um fator empírico de minoração das resistências usualmente obtidas com teorias de capacidade de suporte, o qual depende do diâmetro da estaca. Quanto ao atrito lateral, Meyerhof (1983) não identificou efeitos de escala, atribuindo tal fato aos processos de instalação, que perturbam o solo adjacente ao fuste tanto em estacas cravadas como escavadas.

No caso da resistência não-drenada, as discontinuidades não geram apenas efeitos de escala. Morgenstern (1977) discute a influência de anisotropia. Tem-se também que as fraturas podem facilitar a dissipação de poro-pressões. Na argila de Londres, Skempton e La Rochelle (1965) observaram que ensaios de longa duração podem reduzir em até 20 % a resistência não-drenada. Atkinson e Richardson (1987)

atribuem a influência do tempo de ensaio na determinação de S_u ao próprio modo de ruptura das argilas sobre-adensadas, que é caracterizado pela formação de uma superfície de cisalhamento bem definida. Devido à drenagem que pode ocorrer nessa região e aos outros fatores que influenciam a resistência não-drenada, Atkinson e Richardson (1987) sugerem que S_u não deve ser encarado como uma propriedade “fundamental” do solo, principalmente em argilas sobre-adensadas.

Em uma escavação, é importante observar que a remoção de solo provoca um alívio nas pressões horizontais do terreno, devido à retirada do suporte lateral. Essa remoção de solo determina o aparecimento de excessos de poro-pressão negativos. As superfícies polidas ou fraturamentos presentes no maciço podem não suportar as sucções impostas pelo descarregamento. Nesse caso, as discontinuidades se tornariam “abertas”. A presença de fraturas abertas aceleraria a dissipação das poro-pressões negativas. Conforme apontado por Bjerrum (1969), nessas condições a resistência não-drenada pode se reduzir rapidamente. A presença de pressões horizontais elevadas tende a potencializar a abertura de fraturas.

Caso o processo de “abertura” das fraturas não se mostre intenso, a dissipação de poro-pressões em argilas sobre-adensadas pode se processar de um modo extremamente lento. Um dos grandes desafios da Geotecnia nas décadas de 1960-1990 foi entender os mecanismos que controlavam os escorregamentos na argila de Londres. Os taludes de corte nesse solo podem romper dezenas de anos após sua execução. Em outras palavras, quanto mais antigo o talude maior é a chance de ruptura. Uma das causas desse fenômeno é a reduzida taxa de equilíbrio das poro-pressões, que faz com que a diminuição do fator de segurança ao longo do tempo ocorra muito lentamente. Skempton (1977) constatou que, sob um ponto de vista prático, tal processo somente se encerra 40 ou 50 anos após a escavação.

Na Formação Guabirotuba, ainda não há informações que permitam delinear um comportamento semelhante ao dos taludes em Londres. Os problemas de que se tem notícia manifestam-se em prazos relativamente curtos após as escavações. As argilas sobre-adensadas de Londres e as de Curitiba possuem propriedades índice semelhantes (Tabela 3.4), conforme já constatado por Duarte (1986). Apesar desse fato, há diferenças importantes entre os dois materiais. O ambiente de deposição é um exemplo – as argilas de Londres foram depositadas no mar, durante o Eoceno.

Informações de Chandler et al. (1998) sugerem que a ação tectônica em Londres foi menos intensa que na Bacia de Curitiba. O sobre-adensamento da argila de Londres é significativamente mais pronunciado que o da Formação Guabirotuba. Ao passo que no solo londrino predominam fraturas ligeiramente “rugosas”, na Formação Guabirotuba tem-se *slickensides*. Outro aspecto é a presença de pacotes granulares nos sedimentos de Curitiba, que evidentemente contribuem para uma dissipação de poro-pressões mais acelerada. O argilo-mineral predominante na argila de Londres é a illita, enquanto que na Formação Guabirotuba tem-se a esmectita. Esse fato determina uma resistência residual mais baixa para as argilas de Curitiba do que a observada em Londres, que é da ordem de 13-16° (Skempton et al., 1969; Skempton, 1977). Entretanto, apesar dessas particularidades, a possibilidade de que rupturas após prazos muito longos ocorram na Formação Guabirotuba, e mesmo em outros sedimentos do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil, é uma questão que merece ser investigada.

Tabela 3.4. Comparação entre propriedades do *sabão de caboclo* e da argila de Londres.

SOLO	w (%)	LP (%)	LL (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	% < 2 μ m
Argila da Formação Guabirotuba (valores médios da Tab 3.1)	32	30	73	18,4	62
Argila de Londres (Skempton, 1977)	31	30	82	18,8	55

A estabilidade a longo prazo de maciços de argila fraturada, principalmente em escavações e taludes, não é controlada pelos parâmetros de pico c' e ϕ' , inclusive quando estes são obtidos com amostras de grandes dimensões (e.g. Morgenstern, 1977; Skempton, 1977; Terzaghi et al., 1996). A presença de descontinuidades evidentemente possui um papel importante nesse processo. Nas fraturas, a coesão tende a ser desprezível, e o ângulo de atrito inferior ao do material “intacto”. Fraturas abertas não possuem resistência ao cisalhamento. Uma vez que as descontinuidades são regiões de menor resistência, o desenvolvimento de uma superfície de ruptura no maciço em parte se dá pelas fraturas e em parte por trechos de material “intacto”.

Ensaio triaxiais efetuados por Skempton et al. (1969), nos quais se conseguiu induzir o cisalhamento ao longo de fraturas previamente identificadas, mostraram um

pico pouco pronunciado, com c' igual a 7 kPa e um ϕ' de $18,5^\circ$. Esses parâmetros situam-se entre a condição de pico do material intacto ($c' = 31$ kPa, $\phi' = 20^\circ$) e a residual ($c' = 1$ kPa, $\phi' = 16^\circ$). Os autores concluem que o excesso de resistência da fratura em relação à condição residual deve-se a irregularidades da superfície, e sugerem que do ponto de vista prático a resistência da descontinuidade pode ser considerada igual à residual. Williams e Jennings (1977) submeteram uma fratura a um ensaio de cisalhamento direto, e também verificaram que sua resistência tendia à residual.

Na Formação Guabirotuba, o aspecto das superfícies polidas sugere que as partículas estariam orientadas (ver também itens 5.22 e 6.7). Uma orientação de partículas é característica da condição residual. Conseqüentemente, a resistência ao longo das superfícies polidas pode estar próxima de valores residuais. Deve-se observar que, apesar das fraturas ensaiadas por Skempton et al. (1969) não serem “polidas”, após um pequeno pico sua resistência caía rapidamente para a residual.

Dados da literatura sugerem que a parcela coesiva da resistência de argilas fraturadas deve ser encarada com uma certa cautela (e.g. Terzaghi et al., 1996). Marsland (1972) executou ensaios triaxiais drenados com a argila de Londres, usando corpos de prova com 98 mm de diâmetro (Figura 3.18). Para baixos níveis de tensão efetiva, o solo comporta-se como um material granular, com o cisalhamento sendo controlado pelas descontinuidades. A coesão resulta nula, mas o ângulo de atrito é relativamente alto. Para tensões confinantes mais elevadas, as fraturas tendem a permanecer fechadas, e o cisalhamento passa a ocorrer também através do material intacto. A envoltória de resistência apresenta uma curvatura acentuada. Marsland (1972) observou ainda que abaixo da tensão efetiva de campo não ocorre um pico bem definido. Um comportamento do tipo *strain-softening* se manifesta à medida que as tensões confinantes crescem.

Outro processo que interfere na estabilidade a longo prazo dos maciços de argila sobre-adensada é o fato das fraturas favorecerem a infiltração de água. Ao longo do tempo, a dissipação gradual das poro-pressões negativas, que leva também à diminuição das tensões efetivas, tenderia a abrir as fraturas, permitindo cada vez mais a entrada de água. A variação de umidade provoca a desagregação do solo adjacente às fraturas. Expansões desiguais em pontos do maciço podem criar novas

fraturas. Esse processo, que leva a uma redução gradual da coesão e do ângulo de atrito, é denominado *softening* (Terzaghi, 1936; Bjerrum, 1969; Skempton, 1970 apud Morgenstern, 1977; Terzaghi et al., 1996). No caso específico da Formação Guabirota, é de se esperar que o efeito de “amolecimento” seja importante somente quando a umidade e o grau de saturação do maciço forem reduzidos.

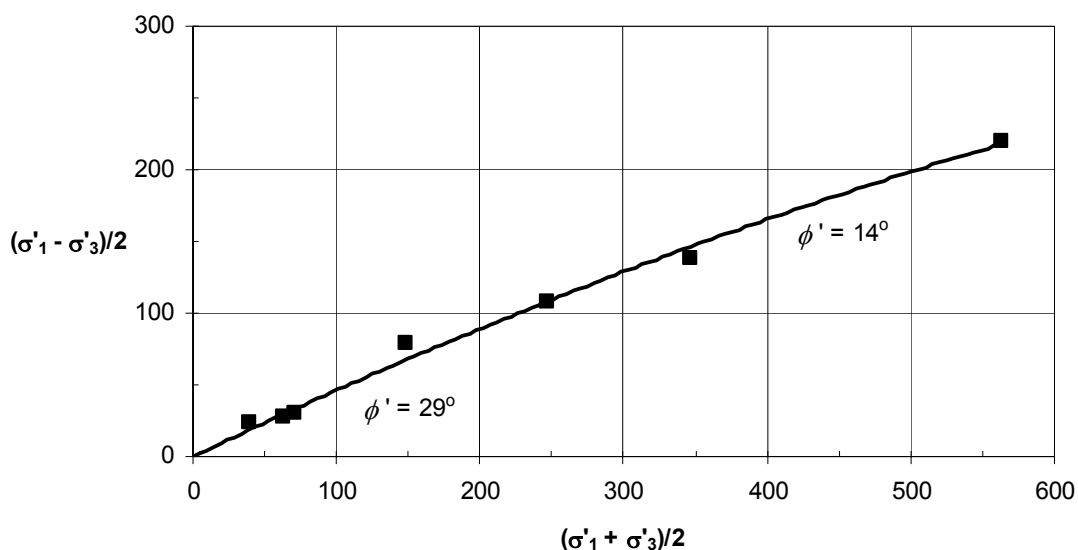


Figura 3.18. Resistência da argila de Londres (Marsland, 1972).

Sabe-se que a ocorrência de chuvas pode instabilizar rapidamente escavações na Formação Guabirota. Esse comportamento possivelmente está associado à infiltração de água nas fraturas. Entretanto, parece difícil que a consequência das infiltrações seja uma expansão físico-química pronunciada ou efeitos de “amolecimento”. Na opinião do autor do presente trabalho, a infiltração de água pode reduzir ou anular as sucções presentes, o que diminuiria as tensões efetivas e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do maciço. Adicionalmente, a infiltração de água gera excessos de pressão hidrostática que, na ausência de suporte lateral, favorecem deslizamentos e a queda de blocos de solo. Thomson e Kjartanson (1985) relatam a ocorrência de um mecanismo semelhante nos sedimentos de Edmonton, Canadá.

Conforme discutido no item 3.5, a curva tensão-deformação de solos altamente sobre-adensados mostra um pico bem pronunciado, após o qual ocorre uma queda significativa da resistência. Esse comportamento pode levar ao desenvolvimento de

ruptura progressiva. Em um maciço, as solicitações podem fazer com que alguns pontos se deformem mais que outros. Em uma dada região, o solo pode atingir o pico de resistência, e até mesmo ultrapassá-lo. A queda de resistência após o pico tende a transferir tensões para pontos adjacentes. A evolução desse fenômeno dentro do maciço pode levá-lo à ruptura. A mobilização não-uniforme de tensões, característica da ruptura progressiva, faz com que a resistência ao cisalhamento disponível no terreno seja inferior à de pico.

Em uma polêmica *Terzaghi Lecture*, Bjerrum (1967) atribuiu à ruptura progressiva os problemas de instabilidade dos maciços de argila sobre-adensada, colocando em um segundo plano o papel das fraturas. Segundo o autor, após uma escavação, o alívio das elevadas pressões horizontais que ocorrem em solos sobre-adensados provocaria deslocamentos significativos no maciço. As concentrações de tensão resultantes fariam com que uma superfície de ruptura se desenvolvesse a partir do pé do talude. Na ruptura, a resistência disponível corresponderia à residual. Simulações numéricas de escavações, efetuadas por Duncan e Dunlop (1969), mostraram que as pressões horizontais elevadas provocariam concentrações de tensões, favorecendo a ocorrência de ruptura progressiva. Entretanto, Morgenstern (1977) contestou duramente as idéias de Bjerrum (1967), descartando a ruptura progressiva como principal causa da instabilidade. Estudos em laboratório, efetuados por Vallejo (1986, 1987) mostram que as descontinuidades geram concentrações de tensões, fazendo com que fraturas secundárias se propaguem dentro do material. Deve-se observar que a complexidade dos fenômenos envolvidos torna difícil dissociar os efeitos de ruptura progressiva dos demais processos intervenientes: a redução de resistência que as fraturas representam, a dissipação lenta das sucções após o descarregamento e os efeitos de “amolecimento”.

Mais recentemente, Potts et al. (1997) estudaram o problema das rupturas de taludes na argila de Londres através de análises acopladas com o método dos elementos finitos. Os dados dos autores reforçam o fato de que a resistência operacional que controla os escorregamentos é sensivelmente inferior à resistência de pico, mesmo quando esta é obtida com ensaios em amostras de grandes dimensões. Conforme havia sido postulado por Bjerrum (1967), o estudo rigoroso de Potts et al. (1997) confirmou que um mecanismo de ruptura progressiva controla o comportamento de

maciços escavados em argilas sobre-adensadas, e que este fenômeno decorre da presença de tensões horizontais elevadas.

Skempton (1977) observou que os parâmetros de resistência obtidos na retro-análise de escorregamentos em Londres eram comparáveis aos do solo normalmente adensado, a partir de uma lama. Essa condição foi denominada *fully-softened* (“totalmente amolecido”). A Figura 3.19 representa esquematicamente as envoltórias de resistência e a idéia do “amolecimento”, que reduziria a resistência do pico para a condição *fully-softened*. Skempton (1977) constatou também que os parâmetros associados a esse estado ($c' = 0$, $\phi' = 20^\circ$) eram semelhantes aos das fraturas. Trabalhos posteriores validaram a aplicação prática da resistência do solo remoldado na análise de estabilidade de taludes a longo prazo, em argilas fraturadas (e.g. Thomson e Kjartanson, 1985; Terzaghi et al., 1996; Bromhead e Dixon, 2000). É consenso na literatura que os parâmetros de pico são inaplicáveis, devendo ser reduzidos para a resistência *fully-softened* ou com base em “julgamento de engenharia”. Um exemplo de obra projetada com esse enfoque é o canal que liga os Rio Danúbio e Main, na Alemanha (Gartung, 1986).

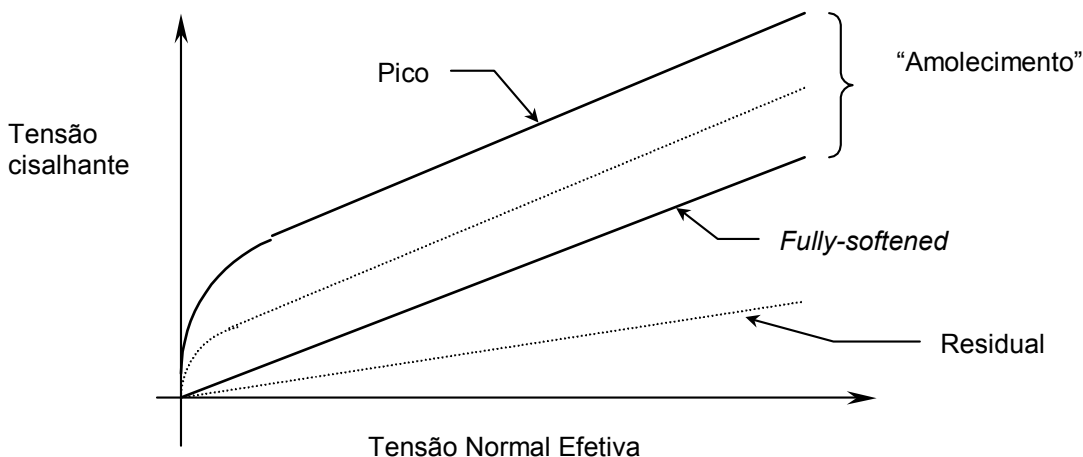


Figura 3.19. Redução da resistência devido ao “amolecimento” (apud Morgenstern, 1977 e Skempton, 1977).

A discussão precedente tem evidentemente implicações práticas. Em um projeto, é fundamental estimar parâmetros de resistência operacionais para o maciço envolvido. Na análise da estabilidade a curto prazo, a resistência não-drenada obtida em laboratório pode ser corrigida, em função de efeitos de escala, seguindo-se o

procedimento de Lo (1970) ou outras sugestões da literatura. É recomendável prudência no uso de S_u , pois as fraturas podem facilitar a dissipação das pressões neutras negativas, levando a uma queda na resistência.

É importante observar que as dificuldades associadas à avaliação de parâmetros das argilas rijas não se limitam a ensaios de laboratório. No campo, as ferramentas usuais de investigação geotécnica ensaiam o terreno em uma condição “confinada”. Os amostradores ou ponteiras introduzidos condicionam a geometria segundo a qual o solo será ensaiado. Parece difícil que descontinuidades como as da Formação Guabirota possam ser detectadas com sondagens rotineiras. Entretanto, correlações entre S_u e ensaios de campo, como *CPT* e *SPT*, têm sido propostas para argilas sobre-adensadas fraturadas (e.g. Stroud, 1974 apud Terzaghi et al., 1996; Powell e Quarterman, 1988). De qualquer forma, procedimentos como esses demandam adaptação a condições regionais.

Com relação à estabilidade a longo prazo, a bibliografia consultada tende a minimizar a contribuição da coesão. O ângulo de atrito estaria associado ao estado *fully-softened*, ou situado entre a condição de pico e a residual, conforme a intensidade da ruptura progressiva (Potts et al., 2000). É digno de nota que, após décadas de estudos científicos, a literatura não deixa de apontar para critérios que incorporam um certo empirismo.

Na presente pesquisa, boa parte do programa experimental contemplará o estudo de efeitos de escala e, conseqüentemente, a questão da resistência operacional dos maciços da Formação Guabirota. O Capítulo 4 descreverá a execução de estacas do tipo escavadas, submetidas a um programa de ensaios dinâmicos. Os dados das provas de carga dessas estacas, executadas com diferentes diâmetros, serão analisados buscando-se avaliar efeitos de escala no campo. O Capítulo 5 descreverá análises de efeitos de escala em laboratório, envolvendo ensaios de cisalhamento direto e triaxiais com amostras de diferentes dimensões. Adicionalmente, uma envoltória de resistência *fully-softened* será obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto. A discussão dos dados obtidos poderá ser encontrada no Capítulo 6.

3.7 Deformabilidade

O papel decisivo que as fraturas exercem na resistência de argilas sobre-adensadas também pode afetar os parâmetros de compressibilidade e deformabilidade, embora de uma forma aparentemente menos intensa. Uma revisão de dados da argila de Londres, efetuada por Costa Filho (1980), sugere que é importante distinguir se as descontinuidades estão “abertas” ou “fechadas”. Estudos efetuados por Walsh (1965) mostram que se as fraturas estiverem fechadas, a compressibilidade da massa de solo é similar à do material intacto. Em uma situação oposta – se as descontinuidades estiverem abertas – evidentemente a compressibilidade e a deformabilidade aumentarão. Garga (1988), usando amostras de diferentes dimensões, determinou o coeficiente de adensamento e parâmetros de compressibilidade de argilas fraturadas, a partir de ensaios de adensamento isotrópico e edométrico. Os resultados mostraram pouca influência das dimensões dos corpos de prova. Costa Filho (1987) considera pouco relevante a influência de descontinuidades “fechadas” no comportamento tensão \times deformação, ao menos para os níveis de sollicitação usualmente associados, por exemplo, a fundações.

No campo, as superfícies polidas das argilas da Formação Guabirotuba normalmente estão “fechadas”. É importante observar que nem sempre essa condição é plenamente preservada quando da retirada de amostras indeformadas. Devido ao alívio de tensões, as descontinuidades podem se abrir (McManis e Arman, 1987). Esse fato poderia interferir na compressibilidade sob pequenos níveis de tensão, até que ocorresse o “fechamento” das fraturas. No caso de fraturamentos tectônicos, não se descarta a possibilidade de que os mesmos se apresentem “abertos”.

Os dados da Tabela 3.1 mostram que o índice de compressão (C_c) possui um valor médio relativamente reduzido, igual a 0,2. Entretanto, deve-se notar que esse parâmetro varia dentro de uma faixa bastante ampla – entre 0,08 e 0,47 –, com um desvio padrão de 0,12. Conforme discutido no item 3.4, é possível que limitações nas cargas dos ensaios e deformações das prensas tenham introduzido erros nos dados disponíveis. A dispersão conduz a uma fraca correlação entre o índice de compressão

e parâmetros tais como a pressão de pré-adensamento, o índice de vazios e o limite de liquidez, dentre outros.

Massad et al. (1981) apresentam curvas tensão \times deformação, obtidas em condições não-drenadas. Os corpos de prova foram adensados sob tensões confinantes de 49, 98 e 294 kPa. As curvas resultantes sugerem módulos de elasticidade $E_{u\ 50\ \%}$ (não-drenados, secantes, considerando-se 50 % da resistência) da ordem de 25-35 MPa. Os dados de Boszczowski (2001), que trabalhou com tensões confinantes entre 189 e 541 kPa, mostram uma dispersão intensa, com módulos $E_{u\ 50\ \%}$ que variam desde 10 até 150 MPa. Deve-se observar que uma avaliação acurada de módulos em ensaios triaxiais demanda o uso de medições de deformação diretamente no corpo de prova. Costa Filho (1980, 1987) discute o fato de que ensaios convencionais tendem a subestimar a rigidez do solo. O autor obteve curvas tensão \times deformação da Argila de Londres que mostram uma curvatura acentuada, mesmo para pequenos níveis de sollicitação. Os módulos iniciais, com 0,1 % de deformação, resultaram em média 65 % maiores que os correspondentes à metade da tensão desviadora máxima.

Antoniutti Neto et al. (1999) apresentam resultados de cinco ensaios de placa em argilas siltosas rijas e duras da Formação Guabirotuba, utilizando-se o procedimento da NBR-6489 (ABNT, 1984). Porém, dadas as circunstâncias de obra, o terreno foi ensaiado no fundo de escavações, as quais descaracterizavam um perfeito “embutimento” da placa. Para 50 % da tensão de ruptura do terreno, os autores estimaram módulos de elasticidade secantes que se situam na faixa entre 10 e 34 MPa. É possível que ensaios de placa com “embutimento” conduzissem a uma maior rigidez.

3.8 Índícios de Tensões Horizontais Elevadas

Em um terreno, quando as direções horizontal e vertical estão associadas a planos principais, a relação entre a pressão efetiva horizontal σ'_H e a pressão efetiva vertical σ'_V é chamada de *coeficiente de empuxo no repouso* (K_0).

De um modo geral, um solo normalmente adensado tende a apresentar pressões verticais maiores que as pressões horizontais. Ou seja, o coeficiente de empuxo no repouso é inferior à unidade. Ao final do adensamento primário, medições efetuadas em areias, siltes e argilas por Mesri e Hayat (1993) sugerem valores de K_0 entre 0,3 e 0,7. Entretanto, uma série de fatores pode contribuir para que o valor do coeficiente de empuxo no repouso seja maior que o correspondente ao final do adensamento primário do solo. De um modo geral, K_0 é afetado pelos mesmos agentes que podem tornar um solo sobre-adensado (ver item 3.4).

Quando o terreno sofre um sobre-adensamento – por exemplo, devido à remoção de camadas de solo – a relação entre as pressões horizontais e as pressões verticais que existia em seu interior se modifica. À medida que o solo se torna mais sobre-adensado, o coeficiente de empuxo no repouso aumenta. Em terrenos altamente sobre-adensados, K_0 tende a ser maior que 1,0. Ou seja, as pressões horizontais passam a exceder as pressões verticais. A Figura 3.20 ilustra o desenvolvimento desse mecanismo. A relação entre as pressões efetivas horizontais e verticais da fase de deposição do solo não se preserva durante uma fase de erosão. O “caminho” seguido é outro – ocorre uma histerese que determina maiores valores de K_0 à medida que o terreno é “descarregado”.

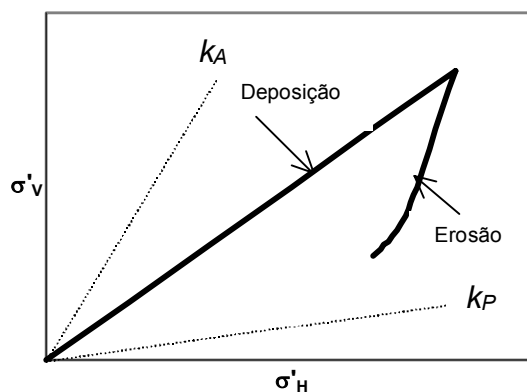


Figura 3.20. Evolução de K_0 com o sobre-adensamento.

Mesri e Hayat (1993) discutem os mecanismos que controlam o coeficiente de empuxo no repouso. Durante o processo de deposição, em que predomina uma compressão unidimensional, as partículas do solo se movem segundo direção semelhante à que ocorre em um estado de empuxo ativo. A movimentação relativa

entre as partículas durante o adensamento mobiliza uma parcela ϕ'_0 do ângulo de atrito interno. Assim, o coeficiente de empuxo no repouso pode ser definido por:

$$K_0 = \frac{1 - \text{sen } \phi'_0}{1 + \text{sen } \phi'_0} \quad (\text{Equação 3.2})$$

Quando o processo de deformação cessa, por exemplo, ao final do adensamento primário, tende a ocorrer um rearranjo das partículas ao longo do tempo, reduzindo o ângulo de atrito mobilizado. Esse fenômeno leva gradualmente a um aumento de K_0 . Uma subsequente erosão, ou mesmo a interveniência de agentes como ressecamento, elevação do nível freático ou compressão tectônica, fazem com que as partículas se movimentem com um sentido contrário ao da fase de deposição. As deformações estão agora associadas às que ocorrem durante uma sollicitação passiva. Assim, enquanto durante a consolidação ϕ'_0 crescia, o desenvolvimento do sobre-adensamento leva à redução de ϕ'_0 . A menor mobilização do atrito interno aumenta o valor de K_0 . Ao término das sollicitações passivas – por exemplo, quando um processo erosivo se encerra – ajustes entre as partículas conduzirão a um maior ϕ'_0 . Ao longo do tempo, o coeficiente do empuxo no repouso tenderá a experimentar alguma redução. O mecanismo descrito é sustentado pelo trabalho experimental de Mesri e Hayat (1993).

A literatura apresenta vários exemplos de pressões horizontais elevadas em argilas sobre-adensadas (e.g Skempton, 1961; Duncan e Dunlop, 1969; Thorne, 1984; Jefferies et al., 1987 e Chan e Morgenstern apud Mesri e Hayat, 1993; Pinto e Abramento, 1998). Na argila de Londres, próximo à superfície o valor de K_0 é superior a 2, reduzindo-se para 1,5 a maiores profundidades (Skempton, 1961). Nas argilas cinza-esverdeadas de São Paulo, ensaios pressiométricos realizados por Pinto e Abramento (1998) mostram K_0 entre 1,7 e 2,9. Na Formação Guabirota, o sobre-adensamento sugere que o coeficiente de empuxo no repouso possa ser elevado. A magnitude de K_0 da Formação Guabirota seria maior à medida que a natureza de seu sobre-adensamento estivesse associada aos processos de sollicitação passiva descritos acima. Além dos fatores que contribuíram para o sobre-adensamento dos sedimentos, eventuais alterações diagenéticas subsequentes à deposição – formando um argilo-mineral expansivo – também poderiam aumentar as tensões horizontais.

Uma grande diversidade de procedimentos de campo (e.g. pressiômetro e dilatômetro) e de laboratório (e.g. Skempton, 1961; Schulz e Khera, 1986; Becker et al., 1987) é disponível para a avaliação de K_0 . Entretanto, a determinação experimental do valor do coeficiente de empuxo no repouso enfrenta uma série de conhecidas limitações. Alternativamente, trabalhos como os de Brooker e Ireland (1965), Mayne e Kulhawy (1982) e Mesri e Hayat (1993) fornecem bases para a estimativa do coeficiente de empuxo no repouso, a partir da história de tensões do solo e de parâmetros como o índice de plasticidade e ângulo de atrito. A avaliação do K_0 da Formação Guabirota com métodos indiretos é questionável, dada a complexidade dos agentes geológicos intervenientes. Porém, de uma forma qualitativa, é importante observar que para a faixa de OCR que se verifica até aproximadamente 6 m de profundidade (Figura 3.9) e dados da Tabela 3.1, as proposições citadas levariam a um K_0 superior à unidade. Ou seja, as pressões horizontais efetivas excederiam as pressões verticais.

Dados de investigações com o dilatômetro de Marchetti (*DMT*), a que o autor deste trabalho teve acesso, acusam índices de pressão horizontal K_D elevados, sugerindo um coeficiente de empuxo no repouso alto. Porém, os dados mostram-se muito dispersos (na faixa de 4 a 60). Deve-se observar também que as correlações que associam K_D ao coeficiente de empuxo no repouso são discutíveis, principalmente quando aplicadas a argilas sobre-adensadas (e.g. Tanaka e Bauer, 1998).

No caso de um solo saturado, uma forma de avaliar experimentalmente as pressões horizontais utiliza amostras indeformadas, nas quais se mede a sucção matricial p_k gerada como resposta ao alívio de tensões totais (Skempton, 1961). Para tanto, a sucção pode ser medida impedindo-se a expansão de corpos de prova, com a técnica do papel filtro ou ainda usando-se sensores apropriados (Chandler et al., 1992; Chandler et al., 1998). Em um ensaio de adensamento, após expansão do corpo de prova, a pressão que reproduz o índice de vazios inicial é igual à sucção p_k . O valor do coeficiente de empuxo no repouso é calculado com a seguinte expressão, válida para K_0 superior a 1:

$$p_k = \sigma'_v [K_0 - A_S (K_0 - 1)] . \quad (\text{Equação 3.3})$$

O parâmetro de poro-pressão A_S associado à amostragem pode ser adotado igual a $1/3$, considerando-se um comportamento elástico (Chandler et al., 1998).

Muitas das amostras relacionadas na Tabela 3.1 foram ensaiadas por Nascimento (1992). Os ensaios de adensamento conduzidos pelo autor iniciaram-se com tensões verticais de 12,5 kPa, que foram dobradas a cada novo estágio. As amostras 9, 10, 11, 12, 17 e 21 da Tabela 3.1 apresentaram expansão no estágio de 12,5 kPa. Como exemplo, na Figura 3.21 está reproduzida a curva índice de vazios \times \log tensão efetiva da amostra número 10, coletada a 1,0 m de profundidade. O índice de vazios inicial é igual a 0,608, seu grau de saturação natural 99,5 % e a pressão de pré-adensamento, avaliada por Nascimento (1992), corresponde a 1000 kPa. A expansão medida no ensaio poderia estar associada a um coeficiente de empuxo no repouso elevado. Conforme indicado na figura, a pressão vertical que reproduz o índice de vazios inicial é aproximadamente 25 kPa. Com base na equação 3.3, considerando-se o nível d'água na superfície do terreno tem-se um limite superior para K_0 , que seria igual a 3,4. Tal avaliação expedita está evidentemente sujeita a críticas, mas os poucos dados disponíveis não permitem descartar indícios desse tipo. Os principais questionamentos referem-se a efeitos de amostragem e à sucção matricial de campo, que nesse exemplo foi considerada nula.

Boszcowski (2001) procedeu a um importante estudo sobre a avaliação experimental do K_0 de argilas sobre-adensadas, tendo ensaiado um solo da Formação Guabirotuba. O modelo proposto pela autora baseia-se no fato de que as tensões de campo e a máxima tensão experimentada pelo maciço controlam o comportamento do material, introduzindo superfícies de escoamento em um plano tridimensional de tensões. O procedimento envolve a execução de um ensaio de extensão triaxial, seguindo-se uma trajetória que mantém constante a tensão efetiva média de campo. Nas curvas tensão desviadora *versus* deformação axial resultantes, os pontos associados a mudanças de comportamento descrevem a história de tensões do solo. Os resultados dos ensaios, realizados com uma amostra coletada a 3,7 m de profundidade do Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR (Área 1), sugeriram um coeficiente de empuxo no repouso de aproximadamente 1,2. De acordo com Boszcowski (2001), esse valor de K_0 mostrou-se compatível com os resultados obtidos com outras metodologias (Skempton, 1961; Becker et al., 1987).

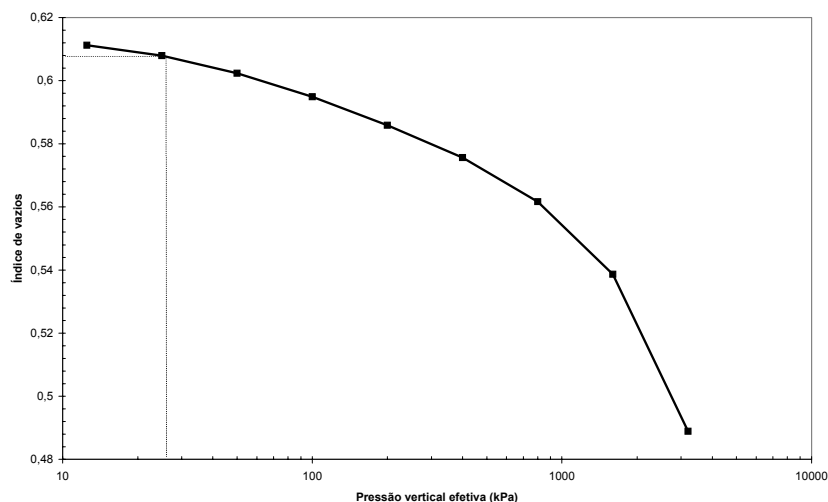


Figura 3.21. Curva $e \times \log$ pressão efetiva da amostra 10 – Tabela 3.1 (dados de Nascimento, 1992).

Dado o elevado sobre-adensamento do terreno em questão, Boszczowski (2001) menciona que um valor de K_0 superior ao obtido era esperado, discutindo a hipótese de que um alívio tectônico teria reduzido a magnitude das pressões horizontais. Na opinião do autor do presente trabalho, o coeficiente de empuxo no repouso encontrado por Boszczowski (2001) pode, na realidade, ter sido influenciado pela sucção matricial do bloco indeformado, que se mostrava igual a 600 kPa. Essa sucção, que é elevada em comparação com a tensão vertical total na profundidade de coleta do bloco (75 kPa), poderia estar associada a uma redução sazonal do teor de umidade do terreno ou também a algum ressecamento decorrente da amostragem. O nível de sucção matricial observado tenderia a produzir no material um estado isotrópico de tensões, o que faria com que o valor de K_0 resultasse próximo à unidade.

Para confirmar os indícios de que as pressões horizontais na Formação Guabirotuba seriam elevadas, uma maior quantidade de determinações experimentais faz-se necessária. Dentre outras ferramentas, informações de ensaios pressiométricos do tipo *camkometer* são particularmente desejáveis.

Do ponto de vista prático, se pressões horizontais intensas ocorrerem, a execução de uma escavação poderá provocar deslocamentos significativos no maciço, levando a um processo de ruptura progressiva (Bjerrum, 1967). Duncan e Dunlop (1969) modelaram escavações de taludes inclinados e verticais, usando o método dos

elementos finitos. Os autores concluíram que a concentração de tensões que se desenvolve em argilas com K_0 elevado é suficiente para causar a ruptura em alguns pontos do maciço, mesmo que se use um fator de segurança alto.

Potts et al. (1997), também utilizando elementos finitos, mostram que em solos que exibem *strain-softening* a presença de pressões horizontais elevadas conduz a um processo de ruptura progressiva. A magnitude do coeficiente de empuxo no repouso influencia a forma da superfície de ruptura que se desenvolverá. De um modo geral, quanto maior é o K_0 , mais profunda tende a ser a superfície de ruptura e menor é a resistência operacional. Adicionalmente, à medida que cresce o coeficiente de empuxo no repouso, o tempo até o colapso aumenta. Esse “atraso” se deve à maior intensidade das sucções que se desenvolvem como resposta à escavação. Conforme descrito no item 3.6, em maciços de argila sobre-adensada a ruptura pode se dar dezenas de anos após a execução do corte.

No projeto de obras de contenção em que o processo construtivo vier a impedir deslocamentos horizontais do terreno, o valor do coeficiente de empuxo no repouso torna-se um dado particularmente importante. Nessas situações, os empuxos devem ser avaliados com base em K_0 . Do ponto de vista de fundações, à medida que o alívio de tensões no processo executivo for minimizado, um K_0 elevado pode contribuir para melhorar o desempenho de estacas e fundações diretas.

Independentemente da real magnitude do coeficiente de repouso nos solos da Formação Guabirota, a diversidade dos eventos geológicos que ocorreram na Bacia de Curitiba pode tornar a avaliação das pressões horizontais uma tarefa complexa. Além dos agentes erosivos e climáticos que atuaram nos sedimentos, tem-se a interveniência de esforços tectônicos.

Conforme exposto no item 2.3, Salamuni (1998) sugere que dois eventos tectônicos principais teriam atuado na evolução geológica da Formação Guabirota:

- Primeiro evento (*D1*): Uma distensão, segundo E-W ou ENE-WSW, que teria atingido com uma maior intensidade o embasamento, e posteriormente e com menor intensidade, os sedimentos;
- Segundo evento (*D2*): Uma compressão horizontal entre as direções E-W e WNW-ESE, que teria afetado com maior intensidade os sedimentos, e em menor grau o embasamento cristalino. Esse evento estaria atuando até o presente.

Uma vez que o evento compressivo $D2$ ainda poderia se manter ativo, é possível que o coeficiente de empuxo no repouso tenda a exibir alguma anisotropia (Kormann, 1999). Ou seja, as pressões horizontais seriam maiores na direção do fenômeno compressivo (E-W ou WNW-ESE). No entanto, deve-se observar que esse efeito dificilmente seria identificável caso a magnitude das pressões horizontais tenha levado a um estado de ruptura passiva no terreno, o qual representa um limite superior para K_0 . Localizadamente, o entalhamento de vales também poderia induzir anisotropias no coeficiente de empuxo no repouso. É importante destacar que as direções dos eixos de tensão apontados por Salamuni (1998) não seriam constantes em toda a Bacia de Curitiba, fato que torna o entendimento desses mecanismos algo extremamente complexo.

No Capítulo 4, serão descritos ensaios com pressiômetro auto-perfurante, realizados no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR. Os resultados dessas investigações permitirão melhorar significativamente o conhecimento a respeito das pressões horizontais nos maciços da Formação Guabirota.

3.9 Fundações na Formação Guabirota

Na Figura 3.22 pode-se observar um mapa geológico de Curitiba, elaborado pelo CPRM (Silva, 1999), no qual foram superpostos dados de obras. Essas informações, apresentadas no trabalho de Chamecki et al. (2001), referem-se a construções relativamente recentes, sendo em sua maioria edifícios de três ou mais pavimentos. Os elementos foram levantados durante a execução das obras, e incluem sondagens e projeto de fundações. A maior parte dos empreendimentos cadastrados está localizada em regiões de zoneamento correspondentes ao Setor Estrutural do planejamento urbano de Curitiba, nas quais é permitida a execução de edifícios de maior porte.

A Tabela 3.5 resume as informações levantadas por Chamecki et al. (2001). Das 246 obras analisadas, uma parcela significativa – 192 edificações, que correspondem a 78 % do total – situa-se em regiões mapeadas como pertencentes à Formação

Guabiro tuba. Analisando os dados das sondagens, os autores observaram que existe uma boa concordância entre o perfil geotécnico de cada local e o mapeamento geológico.

É importante notar que, nas porções do mapa correspondentes à Formação Guabiro tuba, há uma quantidade considerável de pontos (117 obras) em que não foi possível delinear claramente a presença das argilas rijas e duras, com coloração cinza ou marrom, típicas dessa unidade geológica. Tal fato, em maior ou menor grau, estaria associado às seguintes condicionantes:

- Os sedimentos argilosos mais próximos à superfície podem exibir processos de alteração (plintificação ou laterização) – nestes casos, conforme discutido em itens precedentes, há uma transição da coloração cinza ou marrom para tons amarelados, variegados ou avermelhados. A ação do intemperismo químico pode reduzir a consistência do solo.
- Conforme exposto no Capítulo 2, a Formação Guabiro tuba não apresenta apenas materiais argilosos. Frequentemente, lentes arenosas ocorrem em meio aos sedimentos argilosos. Depósitos de conglomerados e carbonatos também aparecem em determinadas áreas. Sedimentos associados à Formação Tinguis podem estar inseridos nas porções mapeadas como pertencentes à Formação Guabiro tuba.
- Um detalhamento insuficiente do mapa geológico pode mascarar a presença de terrenos mais recentes, depositados sobre os sedimentos da Formação Guabiro tuba por ação de drenagens secundárias.
- Erros aleatórios nas sondagens e na classificação dos perfis.

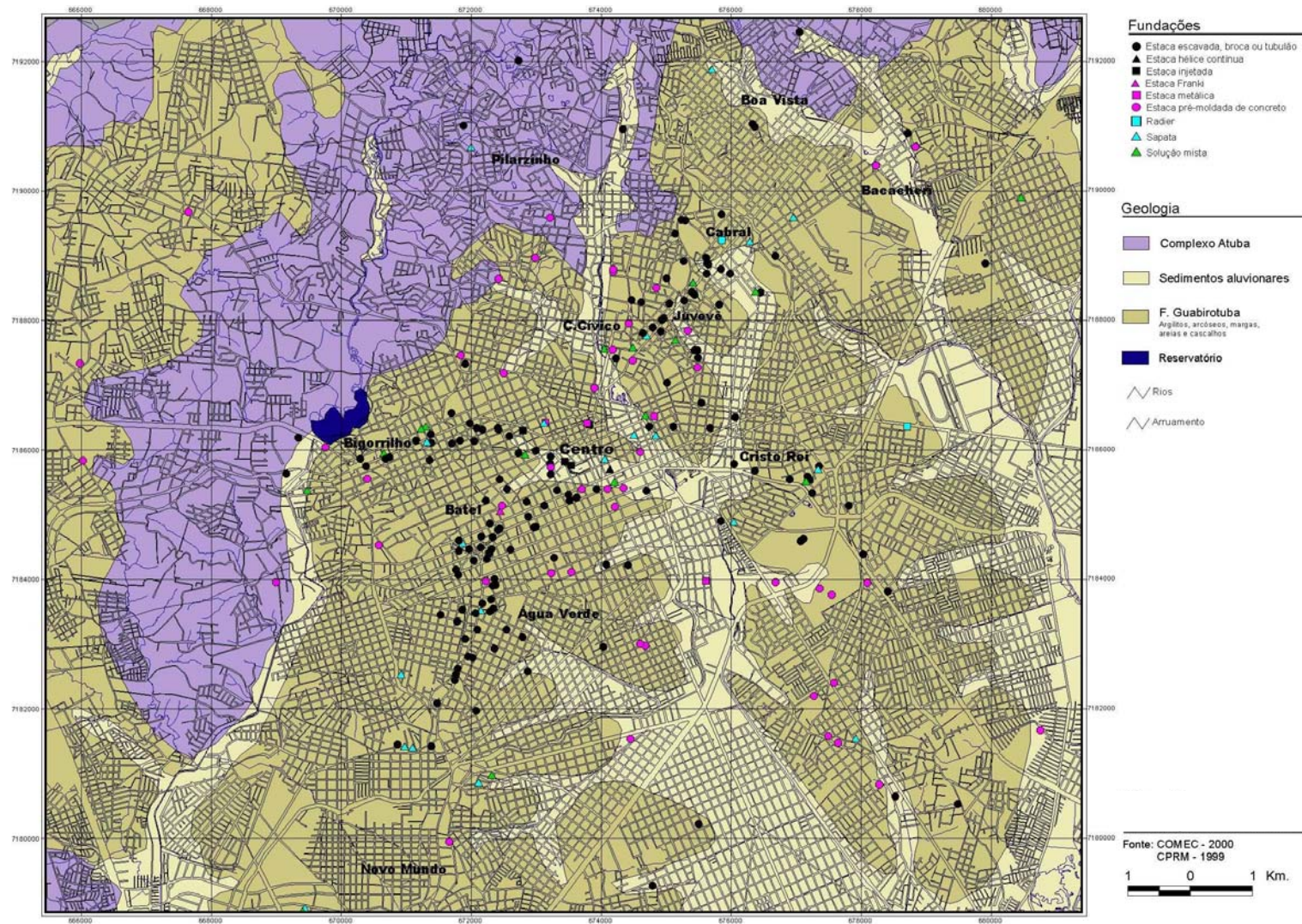


Figura 3.22. Fundações em Curitiba (Chamecki et al., 2001).

Tabela 3.5. Estatística das soluções de fundação (Chamecki et al., 2001).

TIPO DE FUNDAÇÃO	FORMAÇÃO	SEDIMENTOS	COMPLEXO	TOTAL
	GUABIROTUBA	ALUVIONARES	ATUBA	
Estaca escavada, broca ou tubulão	120	25	3	148
Estaca Franki	1	0	0	1
Estaca hélice-contínua	0	1	1	2
Estaca injetada	2	2	0	4
Estaca metálica	3	1	0	4
Estaca pré-moldada em concreto	36	11	1	48
Radier	2	0	0	2
Sapata	15	5	0	20
Solução mista	13	4	0	17
TOTAL	192	49	5	246

Os dados da Tabela 3.5 mostram que, na Formação Guabirota, predomina o emprego de fundações profundas moldadas *in loco*, sem revestimento – 62,5 % das obras possuem estacas escavadas, tubulões ou brocas. Deve-se ressaltar que, em Curitiba e região, as estacas escavadas são usualmente executadas sem o uso de revestimento ou lama bentonítica.

A tendência de maior utilização de elementos moldados *in loco*, sem revestimento, não se limita apenas à Formação Guabirota, manifestando-se em todas as unidades geológicas da região. Do total de obras analisadas, 60 % apresentam esse tipo de solução. Em seguida, com 19,5 %, aparecem as estacas pré-moldadas de concreto. As fundações diretas (sapatas e radiers) ocorrem em uma pequena parcela das obras cadastradas (8,1 %).

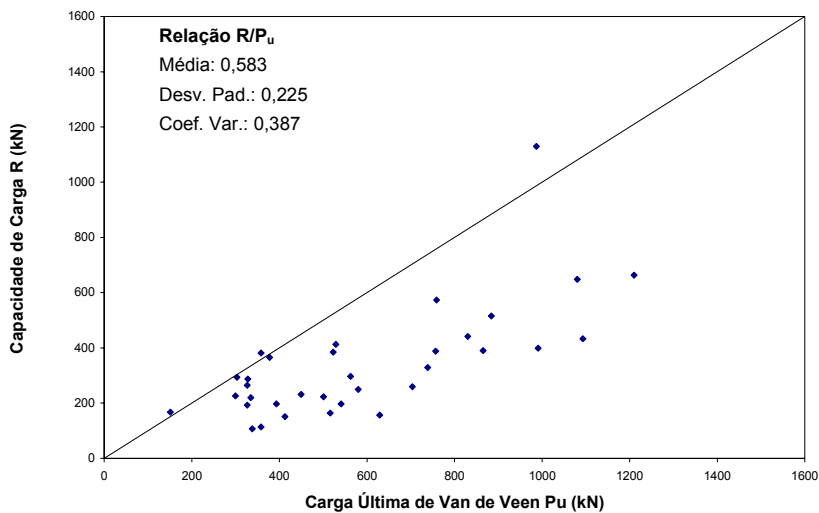
Embora muitas vezes os perfis da Formação Guabirota exibam uma consistência elevada, é digno de nota o reduzido emprego de fundações diretas. Poucas referências bibliográficas relatam casos em que essa solução foi adotada. Antoniutti Neto et al. (1999) descrevem um caso de obra industrial em que a tensão de ruptura, avaliada com ensaios de placa na argila siltosa da Formação Guabirota, alcançou 800 kPa. Entretanto, conforme apontado por Nascimento e Puppi (1999), “seja por desconhecimento ou insegurança quanto ao comportamento do subsolo da Formação Guabirota”, fundações diretas ainda são pouco utilizadas em Curitiba e Região Metropolitana.

Deve-se observar que a execução de estacas escavadas pode se tornar problemática, pois há situações em que o fraturamento do terreno provoca o desprendimento de blocos de solo, com a obstrução das perfurações colocando em risco a integridade dos elementos. Prates (1999) recomenda que se proceda à concretagem em, no máximo, seis horas após a perfuração. A presença de lentes granulares – que podem favorecer a rápida infiltração de água nas perfurações – é outro fator que tende a acarretar dificuldades executivas. Conforme apontado por Russo Neto et al. (1999b) “... é comum a execução dos elementos abaixo do nível do lençol freático. A forma de lançamento do concreto – muitas vezes de grandes alturas – favorece a segregação do mesmo ou a contaminação do concreto com solo das paredes do fuste do elemento”. No caso de sedimentos aluvionares, o emprego de elementos escavados sem a devida proteção é questionável tecnicamente, em função da baixa resistência e da posição do lençol freático, usualmente próxima à superfície.

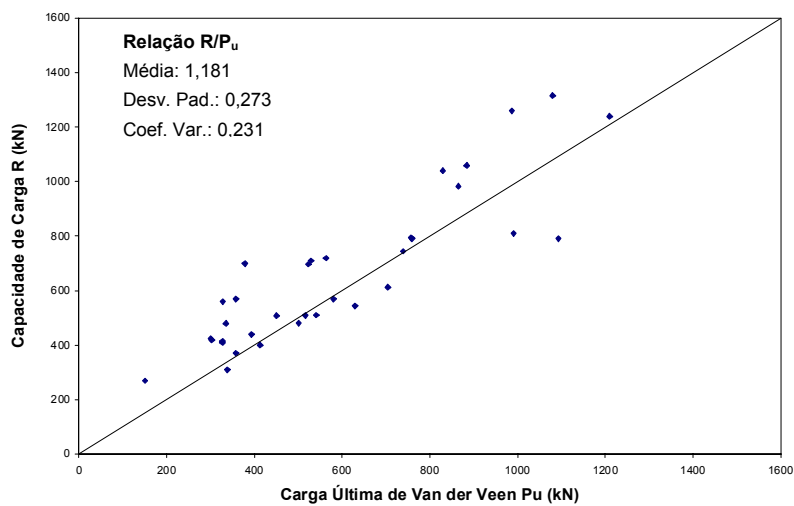
Curiosamente, apesar de estacas escavadas com trado mecânico se constituírem na solução mais utilizada na região de Curitiba, no âmbito da presente pesquisa não foram encontradas referências que apresentassem o resultado de provas de carga com este tipo de fundação na Formação Guabirota. As informações disponíveis na literatura referem-se a estacas cravadas ou estacas hélice-contínua.

Amaral (1982) apresentou um procedimento de dimensionamento de estacas pré-moldadas baseado no *SPT*, que foi desenvolvido a partir de dados de provas de carga estáticas conduzidas na Formação Guabirota. Posteriormente, essa metodologia foi aperfeiçoada, tendo-se incorporado os dados de novos ensaios (Amaral et al., 1999; Amaral et al., 2000).

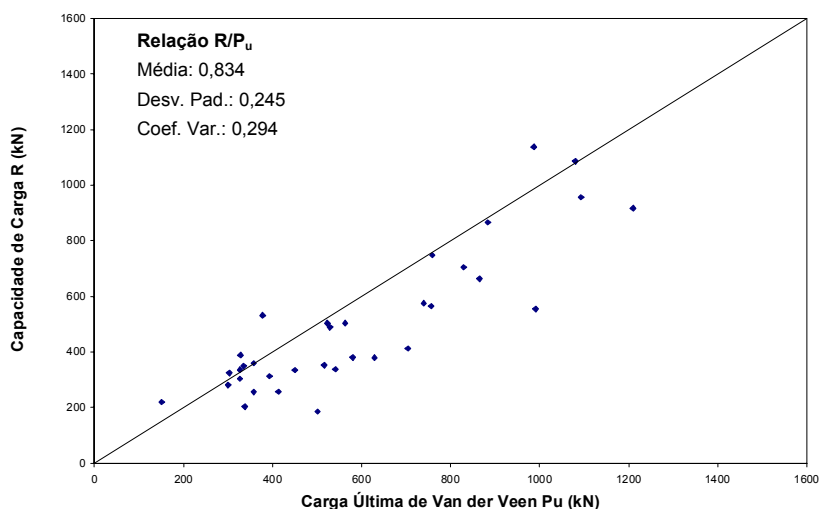
Vianna (2000) analisou 34 provas de carga em estacas pré-moldadas executadas na região de Curitiba, a maioria das quais em perfis da Formação Guabirota. A Figura 3.23 mostra uma comparação entre a carga última extrapolada dos ensaios (Van der Veen, 1953) e previsões de capacidade de suporte baseadas no *SPT*, calculadas com os procedimentos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Amaral et al. (1999). Para cada um dos métodos semi-empíricos, estão indicados os valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação da relação entre os resultados das provas de carga e as previsões.



(a) Método de Aoki e Velloso (1975).



(b) Método de Amaral et al. (1999).



(c) Método de Décourt e Quaresma (1978).

Figura 3.23. Comparações entre resultados de provas de carga de estacas cravadas e previsões de métodos semi-empíricos (Vianna, 2000).

A aplicação do método de Aoki e Velloso (1975) mostra uma dispersão considerável e uma tendência demasiadamente conservadora (Figura 3.23a) – em média, as cargas previstas resultam iguais a 58 % das capacidades extrapoladas por Van der Veen (1953). Por outro lado, os dados da Figura 3.23b sugerem que a proposição de Amaral et al. (1999) conduz a estimativas arrojadas, que são em média 18 % superiores aos resultados das provas de carga. Esse método aparentemente leva a uma menor dispersão que os demais procedimentos semi-empíricos. Entretanto, deve-se observar que tal comparação pode ser tendenciosa, pois dados analisados por Vianna (2000) foram também utilizados por Amaral et al. (1999) no desenvolvimento de sua proposição.

O método de Décourt e Quaresma (1978) produz resultados aceitáveis (Figura 3.23c), ao menos dentro do universo de informações analisadas. As estimativas mostram-se relativamente conservadoras, com as cargas previstas correspondendo em média a 83 % das extrapoladas. Assim como observado nos demais procedimentos semi-empíricos, a dispersão dos resultados do método de Décourt e Quaresma (1978) não deixa de ser acentuada.

Um dos aspectos relacionados com o comportamento de estacas cravadas diz respeito à evolução da resistência do solo, após a instalação. Já é fato bastante conhecido na engenharia de fundações que estacas cravadas tendem, na maioria dos terrenos, a ganhar resistência ao longo do tempo. Esse fenômeno – conhecido como recuperação, cicatrização ou ainda *set-up* – é normalmente atribuído à dissipação de poro-pressões positivas, geradas pelo processo de instalação da estaca. Entretanto, sabe-se que solos como areias e siltes compactos, argilas duras e folhelhos, podem exibir uma redução de resistências (relaxação) ao longo do tempo. O fenômeno de relaxação é usualmente associado à resistência de ponta.

Apesar do elevado sobre-adensamento dos terrenos da Formação Guabirota, dados de provas de carga dinâmicas em estacas cravadas mostram uma recuperação de resistências ao longo do tempo. Os ensaios de uma estaca com seção de 20 × 20 cm e 9,15 m de penetração, cravada em um perfil do bairro do Novo Mundo, sugerem que após um período de 16 horas de *set-up* houve um aumento de 7 % em sua capacidade de suporte (Kormann et al., 1999c). No Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR (Área 2), uma estaca com seção de 26 × 26 cm e 9,0 m de penetração mostrou, após

12 dias de repouso, um fator de *set-up* igual a 1,34 (Kormann et al., 2000a). Embora nos dois casos não tenham sido encontradas evidências de relaxação, essa questão ainda demanda uma investigação aprofundada, dada a diversidade de materiais que ocorrem na Formação Guabirota. Deve-se observar que a inevitável recuperação de resistências que se dá ao longo do fuste pode mascarar uma eventual relaxação na ponta da estaca.

O comportamento de estacas do tipo hélice-contínua na Formação Guabirota também tem sido objeto de pesquisas. Kormann et al. (1999a, 2000b, 2000c) descrevem estudos conduzidos no Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR (Área 1), aonde duas estacas com diâmetros de 35 cm e comprimentos perfurados de 600 e 700 cm foram submetidas a ensaios estáticos e dinâmicos (Figura 3.24). Na Figura 3.25 são apresentados os resultados das provas de carga estáticas, às quais se procedeu inicialmente. Uma vez que a integridade estrutural dos blocos de coroamento das estacas limitou a carga máxima dos ensaios, os autores empregaram alguns métodos de extrapolação (e.g. Van der Veen, 1953), sugerindo cargas de ruptura de 1006 kN e 1473 kN, respectivamente para as estacas CFA-1 e CFA-2 (Kormann et al., 1999a). Esses valores mostraram-se próximos às cargas máximas aplicadas nos ensaios. Entretanto, é importante observar que os métodos de extrapolação de resultados de provas de carga possuem conhecidas limitações, principalmente quando aplicados a estacas escavadas. Esse fato torna-se relevante à medida que os deslocamentos máximos alcançados durante os ensaios apresentaram uma magnitude reduzida.

Apesar das semelhanças entre as duas estacas ensaiadas – as mesmas diferiam apenas 1,0 m no comprimento –, um comportamento distinto foi observado. A estaca CFA-2 apresentou recalques sensivelmente inferiores aos da estaca CFA-1, além de exibir uma carga de ruptura elevada. A Figura 3.26 ilustra uma comparação entre extrapolações dos resultados de provas de carga e procedimentos semi-empíricos. Os métodos de previsão mostraram-se conservadores no caso da estaca CFA-2. Kormann et al. (1999a) observaram que a pressão de injeção do concreto monitorada na estaca CFA-1 (100 kPa) foi inferior à da estaca CFA-2 (> 200 kPa), levantando a hipótese de que tal fato poderia estar associado à diferença de comportamento entre os dois elementos.

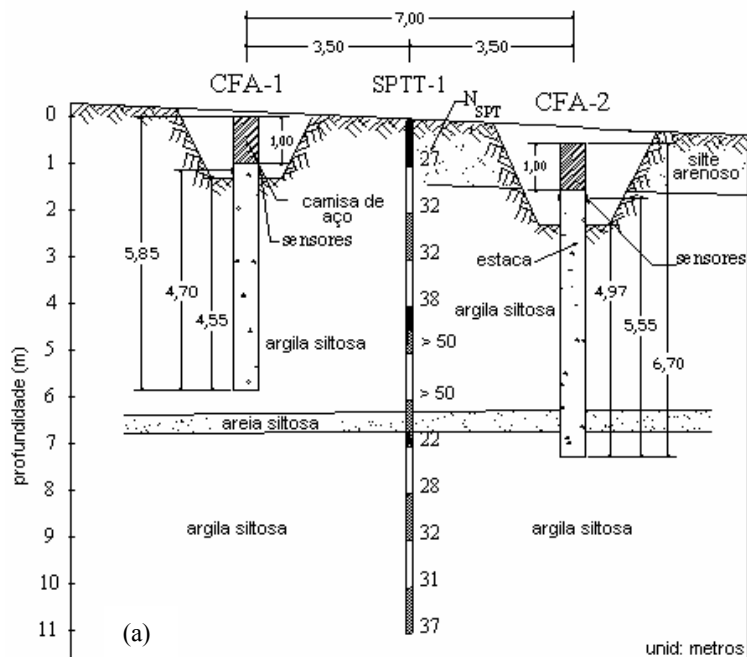


Figura 3.24. Perfil geotécnico e arranjo das estacas hélice-continua por ocasião dos ensaios dinâmicos – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR – Área 1 (Kormann et al., 2000b).

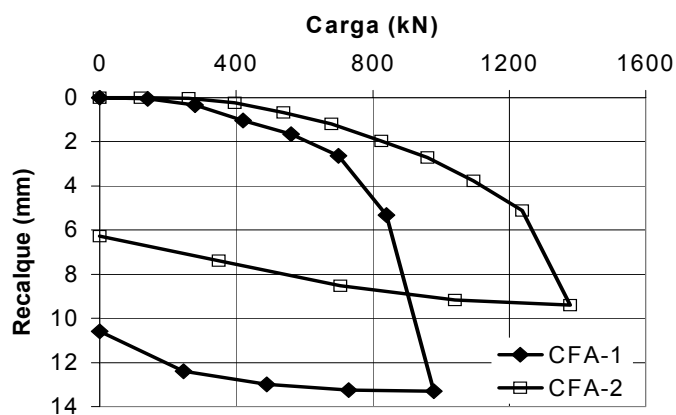


Figura 3.25. Resultados de provas de carga estáticas nas estacas CFA-1 e CFA-2 (Kormann et al., 1999a).

No intuito de se obter uma melhor compreensão do comportamento das estacas, os autores conduziram investigações complementares. O topo dos elementos recebeu um reforço, tendo-se procedido a provas de carga dinâmicas. Após os ensaios, uma escavação do terreno permitiu a inspeção visual do solo e do fuste das estacas (Figuras 3.27a e 3.27b). As estacas foram ainda parcialmente extraídas, com a finalidade de ensaiar o concreto em laboratório (Figura 3.27c).

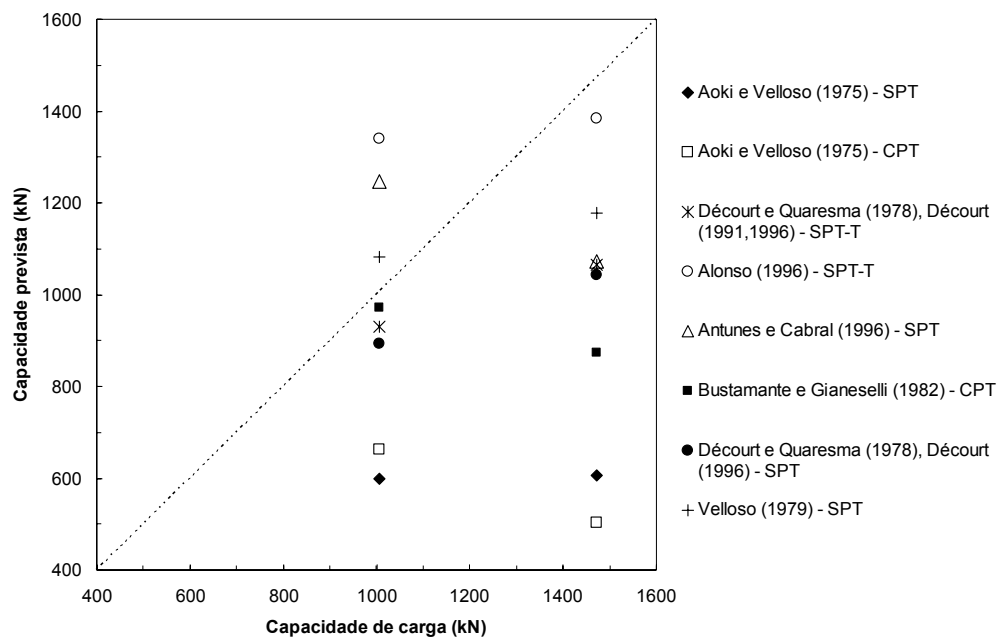


Figura 3.26. Comparações entre resultados de provas de carga de estacas hélice contínua e previsões de métodos semi-empíricos (Kormann et al., 1999a).

A seção real das estacas mostrou-se ligeiramente inferior à seção nominal de 35 cm – o diâmetro medido situou-se entre 33 e 34 cm. De um modo geral, a superfície das estacas apresentou-se lisa e regular, com variações no diâmetro inferiores a 1,5 cm. Na estaca CFA-1, pequenas intrusões de solo foram observadas em toda a porção examinada do fuste (Figura 3.27b), formando um ânulo com cerca de 4 cm de espessura. Essas feições não ocorreram na estaca CFA-2. Os ensaios de laboratório revelaram um peso específico do concreto reduzido, em torno de 20 kN/m^3 .

Os resultados das provas de carga dinâmicas são apresentados na Figura 3.28, sob a forma de simulações estáticas, obtidas com o programa *CAPWAP*. Conforme sugerido por Kormann et al. (2000b, 2000c), uma forma de interpretar ensaios estáticos e dinâmicos executados em uma mesma estaca pode considerá-los como uma sucessão de ciclos de carregamento (e.g. Seitz, 1984; Niyama e Aoki, 1991). Para tanto, acumulam-se os deslocamentos permanentes das provas de carga estáticas e dos golpes dos ensaios dinâmicos.

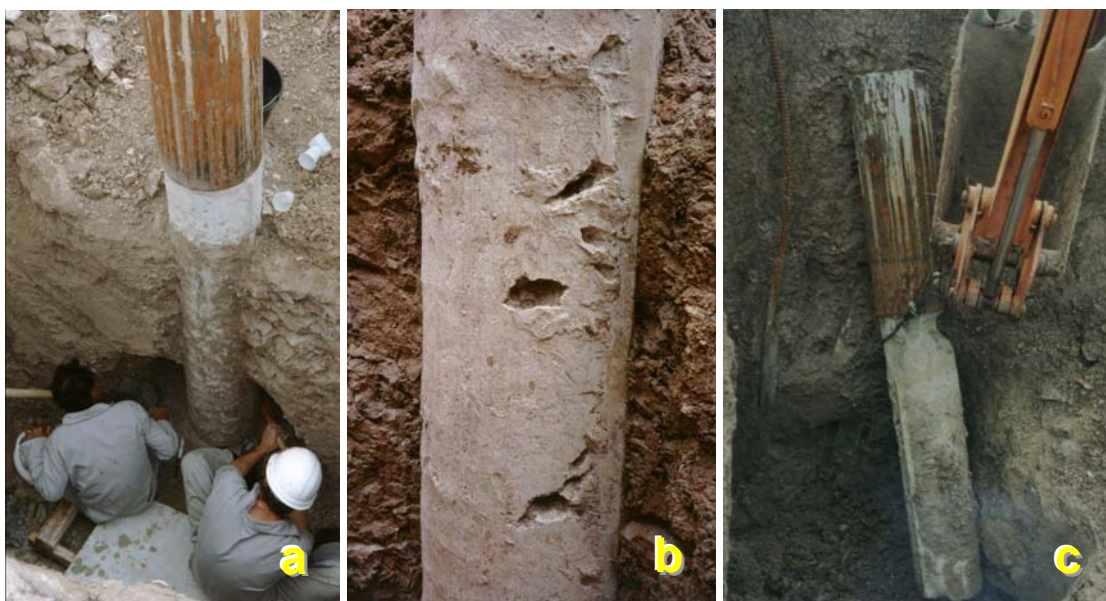


Figura 3.27. Inspeção do fuste e extração de estacas hélice-contínua – Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR.

Na estaca CFA-1, a energia dos três primeiros golpes não foi suficiente para que fosse mobilizada a resistência máxima obtida no ensaio estático. Na estaca CFA-2, capacidades mais altas foram alcançadas já no início dos ensaios dinâmicos. À medida que o aumento da energia dos golpes mobilizou sucessivamente maiores resistências, pode-se constatar que as curvas simuladas das provas de carga dinâmicas de ambas as estacas seguiram, dentro de limites razoáveis, a tendência dos ensaios estáticos.

Com relação à diferença de comportamento entre os dois elementos, os autores observaram que, nos ensaios dinâmicos, o atrito lateral da estaca CFA-2 resultou significativamente maior que o da estaca CFA-1. Conseqüentemente, a hipótese da influência da pressão de injeção não pode ser descartada. Entretanto, deve-se notar que uma lente de areia intercepta o fuste da estaca CFA-2 imediatamente acima da ponta (Figura 3.24). Uma resposta distinta desse material granular aos procedimentos de instalação – por exemplo, favorecendo a ocorrência de um alargamento – tenderia a tornar mais rígido o comportamento carga \times recalque da estaca CFA-2.

Alonso (1996) propôs um método para o dimensionamento de estacas hélice-contínua, baseado em medições de torque de sondagens a percussão e provas de carga estáticas, realizadas na Bacia de São Paulo. Uma reavaliação desse

procedimento para a aplicação na Formação Guabirota é apresentada no trabalho de Alonso (2000). Analisando os resultados da estaca CFA-1 do Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR e de uma prova de carga conduzida no município de Araucária, Alonso (2000) sugeriu minorações para o cálculo do atrito lateral e da resistência de ponta em seu procedimento original. Deve-se ressaltar que, dada a limitada quantidade de informações disponíveis, tal proposição ainda merece ser confirmada com dados adicionais de provas de carga.

Além das referências citadas na discussão precedente, em que se abordou carregamentos axiais e de compressão, dados do comportamento de fundações sujeitas a esforços laterais na Formação Guabirota podem ser encontrados nos trabalhos de Russo Neto et al. (1999a), que analisaram estacas pré-moldadas, e de Alonso (1999), que descreve um ensaio em estaca hélice-contínua.

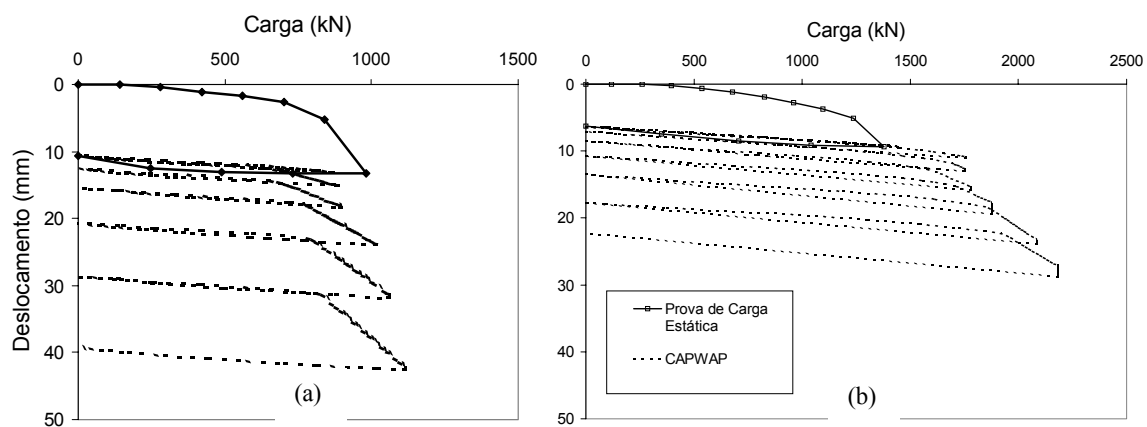


Figura 3.28. Resultados das provas de carga estáticas e das simulações do programa CAPWAP, para as estacas CFA-1 (a) e CFA-2 (b) (Kormann et al., 2000b; 2000c).