



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAM PINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISM O**

Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/ SP

Julio César Beltrame Benatti

CAM PINAS

2010

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAM PINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISM O

Julio César Beltrame Benatti

**Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico
de Campinas/ SP**

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Miriam Gonçalves Miguel

CAM PINAS

2010

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

B431c Benatti, Julio César Beltrame
Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP / Julio César Beltrame Benatti. --Campinas, SP: [s.n.], 2010.

Orientador: Miriam Gonçalves Miguel.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Solos Tropicais. 2. Mecânica do Solo. 3. Compressibilidade. 4. Sucção. 5. Solos - Campinas. I. Miguel, Miriam Gonçalves. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Collapsibility with controlled suction of a colluvial and lateritic soil from Campinas/SP

Palavras-chave em Inglês: Tropical Soil, Soil Mechanics, Compressibility, Suction, Soil - Campinas

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Roger Augusto Rodrigues, Maria Lucia Galves

Data da defesa: 24/05/2010

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

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

Julio César Beltrame Benatti

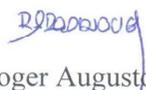
**Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e
laterítico de Campinas/ SP**

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

COMISSÃO EXAMINADORA



Prof.^a. Dr.^a Miriam Gonçalves Miguel
Presidente e Orientadora/Universidade Estadual de Campinas



Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues
Universidade Estadual Paulista – Ilha Solteira



Prof.^a. Dr.^a. Maria Lucia Galves
Universidade Estadual de Campinas

Campinas, 24 de maio de 2010

*Aos meus pais e meus irmãos, pelo amor, carinho,
incentivo e confiança.*

Agradecimento

À Deus, pelo dom da vida, pela saúde, paz e sabedoria;

À Prof^a. Dr^a. Miriam Gonçalves Miguel, orientadora dessa dissertação, pelo trabalho impecável, por sua dedicação e por seus ensinamentos, absolutamente indispensáveis para a realização deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues, pelos importantes ensinamentos passados, pela amizade e hospitalidade durante minha estada na EESC/USP;

Ao Prof. Dr. Orêncio Monje Vilar, por ter disponibilizado os equipamentos e instalações necessários para a realização dos ensaios edométricos na EESC/USP.

Aos técnicos de laboratório da EESC/USP, Oscar dos Santos Neto e José Luis Guerra, pelo apoio na realização dos ensaios.

Aos Professores do Departamento de Geotecnia da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, pelos ensinamentos passados;

Aos técnicos de laboratório do DGT da UNICAMP, José Benedito Cipriano, Reinaldo B. Leite Silva e Luis Eduardo Meyer (in memorian);

Ao Prof. Dr. Jairo Roberto Jimenez Rueda, Larissa Marques Barbosa de Araújo Ruiz, Patrícia Lupi Guimarães e Daniel Bartolomeu, do Departamento de Petrologia e Metalogenia, do Instituto de Geociências e Ciências Exatas da Unesp/Rio Claro, pela análise das lâminas delgadas e impregnadas do solo e pelos ensinamentos passados;

Aos Professores da POLI/USP Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho e Dr. José Jorge Nader, pelos ensinamentos passados;

Às Funcionárias da Secretaria de Pós Graduação da FEC/UNICAMP, em especial Paulerman Maria da Conceição Mendes, pelo empenho e dedicação;

À Prof^a Dr^a Maria Lucia Galves, pela contribuição prestada no exame de qualificação;

Ao Cristiano Gonçalves da Silva, do laboratório de Laminação do Departamento de Geologia e Recursos Naturais do Instituto de Geociências da UNICAMP, pela elaboração das lâminas delgadas de solo.

À Fapesp, pela concessão do auxílio a pesquisas 2008/00016-6 e pela bolsa de mestrado 2008/02162-0.

A todos os amigos e colegas, pelo carinho e incentivo, e pelos incontáveis momentos de felicidade.

“Não está na natureza das coisas que um único homem realize um descobrimento súbito e inesperado; o conhecimento avança passo a passo e cada homem depende do trabalho dos seus pares e de seus predecessores”.

(Sir Ernest Rutherford)

Resumo

BENATTI, Julio César Beltrame. **Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/ SP**. Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2010. 189 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2010.

Este trabalho tem como objetivo geral estudar a colapsibilidade de um solo coluvionar e laterítico, através da realização de ensaios edométricos com controle de sucção, executados em laboratório, e da interpretação de lâminas delgadas e impregnadas com o solo antes e depois dos ensaios, de modo a se levar em conta as diferenças das estruturas naturais e após o colapso. As amostras de solo indeformadas, submetidas aos ensaios, foram coletadas através da abertura de um poço de inspeção no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da UNICAMP - CEMSF, cujo perfil geotécnico apresenta uma camada de solo superficial de origem coluvionar, constituída de uma argila siltosa, porosa, em condição não saturada, laterítica e de espessura em torno de 6,5m. As amostras foram caracterizadas por meio de ensaios geotécnicos padronizados, por ensaios químico-mineralógicos e de porosimetria por intrusão de mercúrio. Os ensaios edométricos com controle de sucção foram realizados para amostras retiradas das profundidades 1,5m; 4,5m e 6,5m, e os valores de sucção matricial impostos foram 0kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa. Os ensaios edométricos mostraram que o solo é colapsível para praticamente todos os valores de carregamentos e de sucções ensaiados. Encontraram-se valores de Potencial de Colapso da ordem de 12% para a amostra da profundidade 1,5m. A partir dos resultados experimentais, fez-se a calibração de modelos elasto-plásticos propostos na literatura técnico-científica. Verificou-se que para cada profundidade ensaiada houve um modelo que mais se ajustou. Propuseram-se, a partir dos resultados obtidos, modelos estruturais para o colapso do solo. Verificou-se uma diferença de comportamento para cada uma das profundidades ensaiadas, sendo o comportamento da amostra da profundidade 1,5m influenciado basicamente por forças de sucção, o da amostra da profundidade 4,5m regido pela presença de agente cimentante, e a da profundidade 6,5m influenciado pela presença de grãos de quartzo mais angulosos.

Palavras chave: Solos não saturados; colapsibilidade; controle de sucção; solos tropicais.

Abstract

BENATTI, Julio César Beltrame. **Collapsibility with controlled suction of a coluvionar and lateritic soil from Campinas/ SP**. Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2010. 189 p. Thesis (Master of Science) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2010.

This study aims at investigating the collapsibility of coluvionar and lateritic soil by oedometer tests with controlled suction, performed in the laboratory, and by the interpretation of the soil-impregnated thin plates before and after the tests, so as to take into account the differences between natural and “after collapse” structures. The undisturbed soil samples submitted for testing were extracted from the pit shaft opened in the Foundation and Mechanics Soil Experimental Field of the State University of Campinas – Unicamp whose geotechnical profile shows a superficial layer of coluvionar origin, consisting of a porous, unsaturated and lateritic silty clay with an approximate thickness of 6.5m. The samples were characterized by geotechnical tests, through chemical and mineralogical tests and porosimetry tests. The oedometric tests with controlled suction were performed for samples from 1.5m, 4.5m and 6.5m depths, and the matric suction path values were 0kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa and 400kPa. Collapse Index values, about 12%, were found in the more superficial sample. The calibration of elastoplastic models, proposed by technical and scientific literatures, was carried out, based on the experimental results. Model, which best fitted each sample, was found. Structural models were proposed for the collapse of the samples and differences in the behavior for each of the samples were observed. The behavior of sample depth of 1.5m was influenced primarily by suction forces; the sample behavior at 4.5m depth was controlled by the presence of cementing agent, and for the sample at 6.5m depth, the behavior was characterized by the presence of more angular quartz grains.

Key words: Unsaturated soils; collapsibility; controlled suction; Tropical soil.

LISTA DE FIGURAS

	Página
<i>Figura 3.1. Fluxograma para identificação do tipo de solo (Vaz, 1996).</i>	36
<i>Figura 3.2. Variação da pressão de água em um perfil de solo (RODRIGUES, 2007).</i>	41
<i>Figura 3.3. Sistema que ilustra as definições de sucção osmótica, matricial e total (Hillel, 1971 apud Rodrigues, 2007).</i>	43
<i>Figura 3.4. Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo.</i>	52
<i>Figura 3.5. Arranjo estrutural devido à capilaridade (DUDLEY, 1970).</i>	54
<i>Figura 3.6. Arranjo estrutural devido a vínculos de silte (DUDLEY, 1970).</i>	54
<i>Figura 3.7. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do intemperismo (DUDLEY, 1970).</i>	55
<i>Figura 3.8. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do processo de lixiviação (DUDLEY, 1970).</i>	55
<i>Figura 3.9. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes de corridas de lama (DUDLEY, 1970).</i>	56
<i>Figura 3.10. Micro agregações ligadas por pontes de argila (CLEMENCE E FINBARR, 1981).</i>	56
<i>Figura 3.11. Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (ALONSO et al, 1987).</i>	58
<i>Figura 3.12. Curva e versus Log σ_v do ensaio edométrico simples.</i>	62
<i>Figura 3.13. Curva e versus Log σ_v do ensaio edométrico duplo (JENNINGS e KNIGHT, 1957).</i>	65
<i>Figura 3.14. Curvas índice de vazios (e) versus Log σ_v do ensaio edométrico duplo ajustadas (JENNINGS e KNIGHT, 1957).</i>	66
<i>Figura 3.15. Curvas e versus Log σ_v do ensaio edométrico duplo ajustadas (JENNINGS e KNIGHT, 1957).</i>	66
<i>Figura 3.16. Câmara edométrica proposta por Escario (1969).</i>	69

<i>Figura 3.17. Câmara edométrica utilizada nos ensaios edométricos com controle de sucção (RODRIGUES, 2007).</i>	69
<i>Figura 3.18. Trajetória de tensões de carregamento e umedecimento no plano (p,s) (ALONSO et al, 1987 apud RODRIGUES, 2007).</i>	73
<i>Figura 3.19. Relação entre as tensões de pré-adensamento p_0 e p_0^*.</i>	74
<i>Figura 3.20. (a) caminho de tensões no espaço (p, s); (b) Curvas volume específico “versus” tensão isotrópica (FUTAI, 1997).</i>	78
<i>Figura 4.1. Localização do Campo Experimental dentro do Campus da UNICAMP.</i>	83
<i>Figura 4.2. Sondagem de simples reconhecimento – SPT (CAVALCANTE et al, 2006).</i>	84
<i>Figura 4.3. Sondagem de penetração estática (resistência de ponta) - CPT (CAVALCANTE et al, 2006).</i>	84
<i>Figura 4.4. Sondagem de penetração estática (atrito lateral) – CPT (CAVALCANTE et al, 2006)</i>	85
<i>Figura 4.5. Edômetro utilizado nos ensaios com controle de sucção matricial.</i>	90
<i>Figura 5.1. Curvas Granulométricas obtidas com o uso de defloculante.</i>	96
<i>Figura 5.2. Curvas Granulométricas obtidas sem o uso de defloculante.</i>	97
<i>Figura 5.3. Curvas de Retenção obtidas pelo método do papel filtro (BONDER, 2008).</i>	99
<i>Figura 5.4. Curvas de Retenção obtidas pela técnica da translação de eixos.</i>	101
<i>Figura 5.5. Porcentagens de óxidos predominantes versus profundidade.</i>	102
<i>Figura 5.6. Resultados dos ensaios de difração em Raio-X para as amostras estudadas.</i>	103
<i>Figura 5.7. Grão de quartzo recoberto por material hematítico, profundidade 1,5m.</i>	104
<i>Figura 5.8. Aparecimento de poros aparentemente não comunicantes, profundidade 2,5m.</i>	105
<i>Figura 5.9. Grãos de quartzo e zircão envoltos por goethita, profundidade 3,5m.</i>	106
<i>Figura 5.10. Grão de quartzo fraturado, profundidade 4,5m.</i>	106
<i>Figura 5.11. Cimentação entre os grãos de quartzo, profundidade 5,5m.</i>	107
<i>Figura 5.12. Grão formado pela agregação de material hematítico e finos, profundidade 6,5m.</i>	108
<i>Figura 5.13. Presença de ranhuras e agregações, sucção 0kPa.</i>	109
<i>Figura 5.14. Distribuição homogênea de poros, sucção 25kPa.</i>	109
<i>Figura 5.15. Fratura e início de alinhamento dos minerais, sucção 50kPa.</i>	110
<i>Figura 5.16. Indício de alinhamento dos minerais, sucção 100kPa.</i>	110
<i>Figura 5.17. Alinhamento substancial dos minerais, sucção 200kPa.</i>	110
<i>Figura 5.18. Alinhamento dos minerais e vazios, sucção 400kPa.</i>	110
<i>Figura 5.19. Presença de minerais sem indícios de alinhamento, sucção 0kPa.</i>	112

<i>Figura 5.20. Aparecimento de indícios de alinhamento e fraturas ao redor dos grãos, sucção 50kPa.</i>	112
<i>Figura 5.21. Alinhamento evidente dos minerais, sucção 100kPa.</i>	112
<i>Figura 5.22. Alinhamento evidente dos minerais dentro da fratura, sucção 200kPa.</i>	112
<i>Figura 5.23. Minerais alinhados, sucção 400kPa.</i>	113
<i>Figura 5.24. Problemas de laminação evidentes, sucção 0kPa.</i>	114
<i>Figura 5.25. Padrão de alinhamento de minerais, sucção 50kPa.</i>	114
<i>Figura 5.26. Fratura e alinhamento dos minerais, sucção 100kPa.</i>	114
<i>Figura 5.27. Alinhamento dos minerais, sucção 200kPa.</i>	114
<i>Figura 5.28. Alinhamento dos minerais, sucção 400kPa.</i>	115
<i>Figura 5.29. Curvas de distribuição diferencial (histograma de frequência dos poros).</i>	116
<i>Figura 5.30. Curvas de distribuição dos poros.</i>	116
<i>Figura 5.31. Resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a profundidade 1,5m.</i>	118
<i>Figura 5.32. Valores de Potencial de Colapso, em função da sucção, para a profundidade 1,5m.</i>	119
<i>Figura 5.33. Variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra com a sucção, para a profundidade de 1,5m.</i>	121
<i>Figura 5.34. Resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a profundidade 4,5m.</i>	122
<i>Figura 5.35. Valores de Potencial de Colapso, em função da sucção, para a profundidade 4,5m.</i>	123
<i>Figura 5.36. Variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra com a sucção para a profundidade 4,5m.</i>	125
<i>Figura 5.37. Resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a profundidade 6,5m.</i>	126
<i>Figura 5.38. Valores de Potencial de Colapso, em função da sucção, para a profundidade de 6,5m.</i>	126
<i>Figura 5.39. Variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra com a sucção, para a profundidade 6,5m.</i>	128
<i>Figura 5.40. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.</i>	130
<i>Figura 5.41. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para carregamentos menores que 200kPa.</i>	131
<i>Figura 5.42. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.</i>	132

<i>Figura 5.43. Curva LC, para a profundidade 1,5m, segundo o modelo de Alonso et al (1990).</i>	132
<i>Figura 5.44. Variação do parâmetro $\kappa(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.</i>	134
<i>Figura 4.45. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.</i>	134
<i>Figura 5.46. Curva LC, para a profundidade 1,5m, segundo o modelo de Futai (1997).</i>	134
<i>Figura 5.47. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.</i>	135
<i>Figura 5.48. Curva LC, para a profundidade 1,5m, segundo o modelo de Machado (1998).</i>	136
<i>Figura 5.49. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 4,5m.</i>	137
<i>Figura 5.50. Curva LC, para a profundidade 4,5m, segundo o modelo de Alonso et al (1990).</i>	137
<i>Figura 5.51. Variação do parâmetro $\kappa(s)$ com a sucção, para a profundidade 4,5m.</i>	138
<i>Figura 5.52. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 4,5m.</i>	139
<i>Figura 5.53. Curva LC, para a profundidade 4,5m, segundo o modelo de Futai (1997).</i>	139
<i>Figura 5.54. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 6,5m.</i>	141
<i>Figura 5.55. Curva LC, para a profundidade 6,5m, segundo o modelo de Alonso et al (1990).</i>	141
<i>Figura 5.56. Variação do parâmetro $\kappa(s)$ com a sucção, para a profundidade 6,5m.</i>	142
<i>Figura 5.57. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 6,5m.</i>	143
<i>Figura 5.58. Curva LC, para a profundidade 6,5m, segundo o modelo de Futai (1997).</i>	143
<i>Figura 5.59. Coeficientes de rigidez $\lambda(s)$ obtidos dos modelos e dos ensaios.</i>	144
<i>Figura 5.60. Curvas LC obtidas dos modelos estudados e dos ensaios.</i>	144
<i>Figura 5.61. Verificação dos modelos para sucção de 0kPa, profundidade 1,5m.</i>	145
<i>Figura 5.62. Verificação dos modelos para sucção de 25kPa, profundidade 1,5m.</i>	145
<i>Figura 5.63. Verificação dos modelos para sucção de 50kPa, profundidade 1,5m.</i>	146
<i>Figura 5.64. Verificação dos modelos para sucção de 100kPa, profundidade 1,5m.</i>	146
<i>Figura 5.65. Verificação dos modelos para sucção de 200kPa, profundidade 1,5m.</i>	146
<i>Figura 5.66. Verificação dos modelos para sucção de 400kPa, profundidade 1,5m.</i>	147
<i>Figura 5.67. Coeficientes de rigidez $\lambda(s)$ obtidos dos modelos e dos ensaios.</i>	148
<i>Figura 5.68. Curvas LC obtidas dos modelos estudados e dos ensaios.</i>	148
<i>Figura 5.69. Verificação dos modelos para sucção de 0kPa, profundidade 4,5m.</i>	149
<i>Figura 5.70. Verificação dos modelos para sucção de 50kPa, profundidade 4,5m.</i>	149
<i>Figura 5.71. Verificação dos modelos para sucção de 100kPa, profundidade 4,5m.</i>	150
<i>Figura 5.72. Verificação dos modelos para sucção de 200kPa, profundidade 4,5m.</i>	150
<i>Figura 5.73. Verificação dos modelos para sucção de 400kPa, profundidade 4,5m.</i>	150
<i>Figura 5.74. Coeficientes de rigidez $\lambda(s)$ obtidos dos modelos e dos ensaios.</i>	151

<i>Figura 5.75. Curvas LC obtidas dos modelos estudados e dos ensaios.</i>	152
<i>Figura 5.76. Verificação dos modelos para sucção de 0kPa, profundidade 6,5m.</i>	153
<i>Figura 5.77. Verificação dos modelos para sucção de 50kPa, profundidade 6,5m.</i>	153
<i>Figura 5.78. Verificação dos modelos para sucção de 100kPa, profundidade 6,5m.</i>	153
<i>Figura 5.79. Verificação dos modelos para sucção de 200kPa, profundidade 6,5m.</i>	154
<i>Figura 5.80. Verificação dos modelos para sucção de 400kPa, profundidade 6,5m.</i>	154
<i>Figura 5.81. Processo de formação das concreções.</i>	157
<i>Figura 5.82. Representação esquemática do solo estudado.</i>	158
<i>Figura 5.83. Material hematítico servindo como cimento entre os agregados, profundidade 4,5m.</i>	160
<i>Figura 5.84. Presença de grãos de quartzo mais angulosos, profundidade 6,5m.</i>	160
<i>Figura 5.85. Modelo esquemático proposto para o comportamento estrutural do solo, profundidade 1,5m.</i>	164
<i>Figura 5.86. Fissuras margeando os agregados do solo.</i>	165
<i>Figura 5.87. Comparação entre as curvas edométricas para as profundidades estudadas.</i>	166
<i>Figura 5.88. Comparação entre as curvas LC para as profundidades estudadas.</i>	167
<i>Figura 5.89. Comparação entre os valores de $\lambda(s)$ para as profundidades estudadas.</i>	167
<i>Figura 5.90. Modelo esquemático para comportamento estrutural do solo, profundidade 4,5m.</i>	169
<i>Figura 5.91. Modelo esquemático para comportamento estrutural do solo, profundidade 6,5m.</i>	171

LISTA DE TABELAS

	Página
<i>Tabela 3.1. Características geoquímicas e cristalóquímicas de alteração hidrolítica (MELFI, 1994).</i>	31
<i>Tabela 3.2. Ocorrência de solos colapsíveis no mundo (VILAR et al, 1998, FUTAI, 1997 e MEDEIRO, 2005).</i>	47
<i>Tabela 3.3. Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (FERREIRA, 2007).</i>	49
<i>Tabela 3.4. Critérios de identificação de solos colapsíveis baseados em índices físicos e limites de Atteberg (FUTAI, 1997 e 2000).</i>	59
<i>Tabela 3.5. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS e KNIGHT, 1975).</i>	64
<i>Tabela 3.6. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (LUTENEGGER e SABER, 1988).</i>	64
<i>Tabela 5.1. Valores de índices físicos das amostras indeformadas.</i>	96
<i>Tabela 5.2. Valores de limites de consistência.</i>	98
<i>Tabela 5.3. Valores de Tensão de Pré-Adensamento Virtual, calculados pelo método Pacheco e Silva, para a profundidade 1,5m.</i>	120
<i>Tabela 5.4. Valores de Tensão de Pré-Adensamento Virtual, calculados pelo método Pacheco e Silva, para a profundidade 4,5m.</i>	124
<i>Tabela 5.5. Valores de Tensão de Pré-Adensamento Virtual, calculados pelo método Pacheco e Silva, para a profundidade 6,5m.</i>	127
<i>Tabela 5.6. Valores de $\lambda(s)$ experimentais, para a profundidade 1,5m.</i>	129
<i>Tabela 5.7. Valores de $\lambda(s)$ experimentais, obtidas para carregamentos inferiores a 200kPa.</i>	130
<i>Tabela 5.8. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Alonso et al (1990).</i>	132

<i>Tabela 5.9. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Futai (1997).</i>	133
<i>Tabela 5.10. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Machado (1998).</i>	135
<i>Tabela 5.11. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Alonso et al (1990).</i>	137
<i>Tabela 5.12. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Futai (1997).</i>	138
<i>Tabela 5.13. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Alonso et al (1990).</i>	140
<i>Tabela 5.14. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Futai (1997).</i>	142

LISTA DE SÍMBOLOS

a_λ e b_λ : parâmetros para determinação do $\lambda(s)$ do modelo de Machado (1998)

C_u : coeficiente de uniformidade

e : índice de vazios

e_0 : índice de vazios natural

e_i : índice de vazios correspondente a tensão em que se realizou a inundação

H_i : altura do corpo-de-prova antes de se realizar a inundação

H_0 : altura inicial do corpo de prova

IP : índice de plasticidade

K : coeficiente de subsidência

LL : limite de liquidez

LP : limite de plasticidade

n : porosidade

$N(0)$: volume específico para $p=p^c$ para o solo na condição saturada

$N(s)$: volume específico para $p=p^c$

PC : potencial de colapso

p_{atm} : pressão atmosférica

p^c : tensão de referência para $v=N(s)$

F_0 : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado

F_0^* : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado

r : constante relacionada com a máxima rigidez do solo

S_r : grau de saturação
 $s = (u_a - u_w)$: sucção matricial
 v : volume específico
 w : teor de umidade
 w_0 : umidade natural
 W_L : teor de umidade correspondente ao LL
 W_p : teor de umidade correspondente ao LP
 w_{sat} : teor de umidade correspondente ao grau de saturação de 100%;
 β : parâmetro que controla a rigidez do solo
 γ_d : peso específico seco
 ψ : sucção total
 κ : parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensão
 κ_s : parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção
 $\lambda(0)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada
 $\lambda(s)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção
 π : sucção osmótica
 ρ : massa específica natural
 ρ_s : massa específica dos sólidos
 $\sigma - u_a$: tensão normal líquida
 σ'_a : tensão de pré adensamento virtual do solo
 σ_{vpn} : tensão de pré-adensamento virtual do solo na umidade natural
 σ_{vps} : tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado
 σ_w : tensão de inundação do ensaio edométrico
 σ_{v0} : tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo
 σ_{vi} : tensão inicial do estágio
 σ_{vi+1} : tensão final do estágio.
 Δv : variação de índice de vazios em um estágio de carregamento
 Δe : variação do índice de vazios devido ao colapso
 ΔH : variação da altura do corpo-de-prova devido ao colapso

Δv : *variação de volume específico*

SUMÁRIO

	Página
1 INTRODUÇÃO	23
2 OBJETIVOS	27
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
3.1 Solos Tropicais	29
3.2 Classificação Genética dos Solos de Alterações de Rochas em Regiões Tropicais	32
3.3 Solos Lateríticos	36
3.4 Solos Saprolíticos	37
3.5 Solos Não Saturados	38
3.6 Fenômeno do Colapso	44
3.7 Ocorrência de Solos Colapsíveis	46
3.8 Comportamento Tensão-Deformação	52
3.9 Estrutura dos Solos Colapsíveis	53
3.10 Identificação dos Solos Colapsíveis	58
3.10.1 Critérios baseados nos índices físicos e limites de Atteberg	59
3.10.2 Ensaio Edométrico	61
3.10.3 Outros Ensaio	71
3.11 Modelos Elastoplásticos para Solos Não Saturados	72

<i>3.11.1 Modelo Básico de Barcelona BBM</i>	72
<i>3.11.2 Modelo Proposto por Futai (1997)</i>	77
<i>3.11.3 Modelo Proposto por Machado (1998)</i>	80
<i>3.11.4 Outros Modelos</i>	81
4 MÉTODOS E MATERIAIS	83
4.1 Considerações a respeito do Solo Estudado	83
4.2 Coleta e Caracterização das Amostras de Solo	86
4.3 Ensaios de Fluorescência de Raios-X	86
4.4 Ensaios de Difração de Raios-X	87
4.5 Confeção de Lâminas Delgadas Impregnadas do Solo Natural e Após os Ensaios	88
4.6 Ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio	88
4.7 Ensaios Edométricos com Controle de Sucção	89
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	95
5.1 Ensaios de Caracterização Geotécnica	95
5.2 Curvas de Retenção de Água no solo	98
<i>5.2.1 Curvas Obtidas pelo Método do Papel Filtro</i>	98
<i>5.2.2 Curvas Obtidas pela Técnica da Translação de Eixos</i>	100
5.3 Ensaios de Fluorescência de Raios-X	101
5.4 Ensaios de Difração em Raios-X	102
5.5 Lâminas Delgadas e Impregnadas das Amostras Naturais	103
5.6 Confeção de Lâminas Delgadas e Impregnadas das Amostras após os Ensaios	108
<i>5.6.1 Profundidade 1,5m</i>	109
<i>5.6.2 Profundidade 4,5m</i>	111
<i>5.6.3 Profundidade 6,5m</i>	113

5.7 Porosimetria por intrusão de Mercúrio	115
5.8 Ensaio Edométrico	118
5.8.1 Amostras da Profundidade 1,5m	118
5.8.2 Amostras da Profundidade 4,5m	121
5.8.3 Amostras da Profundidade 6,5m	125
5.9 Obtenção dos Parâmetros dos Modelos para Solos não Saturados	128
5.9.1 Amostras da Profundidade 1,5m	128
5.9.2 Amostras da Profundidade 4,5m	136
5.9.3 Amostras da Profundidade 6,5m	140
5.10 Verificação das Modelagens	143
5.10.1 Amostras da Profundidade 1,5m	143
5.10.2 Amostras da Profundidade 4,5m	147
5.10.3 Amostras da Profundidade 6,5m	151
5.11 Considerações a respeito das Modelagens	154
5.12 Proposição de um Modelo Estrutural	155
5.12.1 Gênese	155
5.12.2 Profundidade 1,5m	160
5.12.3 Profundidade 4,5m	165
5.12.4 Profundidade 6,5m	170
6 CONCLUSÕES	173
REFERÊNCIAS	177

1 INTRODUÇÃO

Os solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma estrutura porosa potencialmente instável, e que, estando sob a ação de um carregamento, tem uma redução brusca de índices de vazios, mediante a inundação. Para tanto, é necessário que exista uma cimentação ou sucção, que mantenha a estrutura do solo estável em seu estado natural, mas que, sob a atuação do fluido de inundação, se perca, instabilizando a estrutura do solo e levando ao colapso. A colapsibilidade do solo pode acarretar danos arquitetônicos ou estruturais em edificações, devido à expressiva magnitude dos recalques diferenciais, e ser ocasionada por meio de ruptura de tubulações, alagamentos do terreno, alteamento do nível d água, entre outros.

Geralmente, o estudo em laboratório dos solos colapsíveis é feito através de ensaios edométricos convencionais, simples ou duplos, sem que se leve em conta a influência da sucção matricial no comportamento do solo. Ao se considerar o solo saturado ou seco pode não estar havendo uma reprodução da condição de campo (RÖHM, 1992).

O uso de edômetros com controle de sucção é de grande importância para o estudo de colapso em solos não saturados. Utilizando-se dessa técnica é possível prever o comportamento do solo para valores conhecidos de sucção matricial, eliminando-se o problema do desconhecimento do teor umidade inicial do corpo-de-prova, valor esse que influencia significativamente na magnitude do colapso dos solos.

Os solos tropicais apresentam certas peculiaridades que os difere dos solos oriundos de climas temperados. As condições climáticas típicas das regiões tropicais levam a formação de solos como os solos lateríticos, caracterizados em sua formação pela intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações, dando origem a um horizonte superficial poroso, permanecendo quase que exclusivamente os minerais mais estáveis – quartzo, magnetita, ilmelita e caulinita. Nesses solos é comum a agregação das partículas de argila e silte, pela ação dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, o que dá aos solos lateríticos características de comportamentos mecânicos e hidráulicos não condizentes com a sua textura.

Ensaio edométrico simples, com inundação em diversos níveis de tensão, foram realizados com corpos-de-prova moldados de amostras de solo laterítico do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF) da Unicamp (MIGUEL *et al*, 2007; MIGUEL e VILAR, 2009). Os resultados apontaram a ocorrência do fenômeno de colapso até a profundidade de 5,5m. Por meio de lâminas delgadas confeccionadas antes e após esses ensaios edométricos, verificou-se que os contatos grão-grão se dão por adesividade (capilaridade) e não tanto por cimentações (óxidos de ferro), que se apresentam como concreções, envolvendo os grãos. Isso demonstra a importância da avaliação da sucção no comportamento colapsível desse solo, devendo ser estudada por meio de ensaios edométricos com controle de sucção matricial.

Assim, esse trabalho apresenta e discute resultados de ensaios edométricos realizados com controle de sucção, para amostras retiradas da camada de solo laterítico superficial do CEMS F, com o objetivo de se estudar a colapsibilidade desse solo. Além disso, através da interpretação de lâminas delgadas e impregnadas do solo, confeccionadas com as amostras de solo antes e após os ensaios edométricos, avalia o papel da sucção matricial no fenômeno do colapso desse solo, frente as suas características químico-mineralógicas, oriundas de seu processo de transporte e laterização, propondo modelos estruturais para explicar o mecanismo de colapso em cada profundidade estudada no perfil.

O presente texto está dividido em seis capítulos. O capítulo inicial traz uma introdução ao assunto estudado, no caso os solos colapsíveis, bem como os objetivos propostos. Após isso,

são apresentados os objetivos do trabalho. No capítulo 3 é apresentada uma revisão da literatura técnico-científica, visando situar o leitor com relação ao desenvolvimento das pesquisas no tema. A parte destinada à descrição dos Materiais e Métodos é exposta no capítulo 4, onde são apresentadas algumas propriedades do material estudado, bem como uma breve descrição das metodologias utilizadas para os ensaios realizados. Os resultados obtidos, bem como sua análise, são apresentados no capítulo 5, onde também se propõem modelos estruturais para o comportamento do solo em relação ao colapso. Finalmente, chega-se às conclusões, mostradas no capítulo 6, seguidas das referências citadas no texto.

2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral estudar a colapsibilidade do solo laterítico da cidade de Campinas/SP, através da realização de ensaios edométricos com controle de sucção, executados em laboratório, com corpos-de-prova moldados em amostras indeformadas, coletadas da camada superficial e coluvionar de argila-siltosa do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp.

Objetiva-se especificamente:

- a) Determinar as curvas: variação do índice de vazios *versus* logaritmo das tensões líquidas aplicadas e *versus* sucção matricial, para as amostras coletadas nas profundidades de 1,5m, 4,5m e 6,5m;
- b) Determinar os parâmetros e as curvas LC propostos pelos modelos de Alonso *et al* (1990), Futai (1997) e Machado (1998), para as amostras estudadas;
- c) Avaliar a relação entre colapsibilidade e sucção matricial;
- d) Obter modelos estruturais para o mecanismo de colapso do solo, para cada profundidade estudada.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Solos Tropicais

O Committee of Tropical Soils of ISSMFE, em 1985, definiu os solos tropicais como sendo aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, em relação aos solos não tropicais, devido à atuação de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Camapum de Carvalho (2004), entretanto, entende que não há um divisor entre as propriedades e os comportamentos dos solos ditos tropicais e os demais. Segundo o autor, isso depende do grau de intemperismo a que o solo se submeteu ao longo dos anos. Assim, os solos tropicais estão simplesmente mais intemperizados que os demais solos, não tropicais, podendo ser divididos nas seguintes classes:

- a) A dos solos pouco intemperizados, que guardam a estrutura da rocha mãe e a maioria dos minerais primários ou parte significativa deles;

- b) A dos solos de intemperização média, que já não guardam a estrutura, mas mantém parte dos minerais primários e contém quantidade significativa de argilo-minerais 2:1, aparecendo também argilo-minerais 1:1;

c) A dos solos profundamente intemperizados, que praticamente não possuem mais minerais primários, a exceção de minerais muito resistentes ao intemperismo, como é o caso do quartzo; onde os minerais de estrutura 2:1 já foram em sua totalidade transformados e parte significativa dos argilo-minerais 1:1 já passou à oxihidróxidos de alumínio.

Esta última classe, ainda segundo Camapum de Carvalho (2004), corresponde aos solos tropicais geralmente ricos em oxihidróxidos de ferro e alumínio e que são de difícil distinção dos solos transportados nesse mesmo estágio de intemperização. Nessa classe, dos solos profundamente intemperizados, a importância da origem do solo no seu comportamento não chega a ser grande, diferentemente dos solos pouco intemperizados, onde a origem é geralmente relevante.

Para se estudar as propriedades dos solos tropicais, é indispensável o entendimento do seu mecanismo de formação. Assim como os solos oriundos de climas temperados, os solos tropicais se originam da rocha, mesmo que não localmente. São formados por elementos químicos combinados, formando minerais, argilo-minerais e oxihidróxidos. Dos tipos de intemperismo que propiciam a formação e evolução dos solos, o químico assume papel de destaque em regiões intertropicais, dadas as condições climáticas favoráveis. Os tipos de reações químicas que promovem o intemperismo no ambiente superficial são: hidratação-desidratação, oxidação-redução, dissolução-precipitação, carbonatação-descarbonatação, hidrólise e queluviação (CARVALHO, 1995), sendo que no Brasil predominam as duas últimas.

A hidrólise é uma reação de quebra de ligação entre os íons dos minerais, pela ação do H^+ e do OH da água. Os prótons H^+ , os íons OH , os cátions e ácido silícico são colocados em solução, podendo dar origem a produtos secundários. Em meios tropicais, a rápida degradação da matéria orgânica gera soluções de alteração levemente ácidas (pH entre 5,5 e 6), caracterizadas por certa carga de CO_2 . Nessa faixa de pH, o alumínio e o ferro são praticamente insolúveis, enquanto que os elementos alcalinos e alcalinos terrosos são geralmente totalmente lixiviados. A sílica também é mobilizada, embora em menor velocidade, havendo possibilidade,

em certas situações, de recombinação de parte dessa sílica com o alumínio que permanece *in situ*, gerando argilo-minerais (TOLEDO *et al*, 2000).

Melfi (1994) afirma que os diferentes tipos de constituintes formados vão depender da velocidade de fluxo das soluções de alteração, ou seja, da drenagem. Como o alumínio e o ferro permanecem sempre *in situ*, a velocidade de fluxo vai definir o comportamento relativo da sílica e das bases. O grau de eliminação desses elementos caracteriza os diferentes tipos da hidrólise, que pode ser total, quando toda a sílica e bases são eliminadas, dando origem à gibbsita, processo este chamado de Alitização; ou parcial, quando parte da sílica é liberada do mineral primário, reagindo com o alumínio para formar sais básicos insolúveis, que são os hidroxissilicatos aluminosos (argilas), processo este chamado de Sialitização. Na hidrólise parcial, quando a eliminação dos cátions básicos é total, dá-se origem ao argilo-mineral 1:1 do tipo caulinita, processo conhecido como Monossilização. Quando a eliminação é parcial, ocorre formação de argilo-mineral com estrutura 2:1 do tipo esmectita, processo denominado Bissialitização. A Tabela 3.1 apresentada por Melfi (1994), resume os diferentes tipos de hidrólise.

Tabela 3.1. Características geoquímicas e cristalóquímicas de alteração hidrolítica (MELFI, 1994).

Grau da Hidrólise	Hidrólise Total	Hidrólise Parcial	
Geoquímica da Dessilicificação	<i>Dessilicificação Total</i>	<i>Dessilicificação Parcial</i>	
	<i>Alitização</i>	<i>Sialitização</i>	
Caracterização Cristalóquímica	<i>Hidróxido de Alumínio</i>	<i>Silicatos Argilosos</i>	
	<i>Gibbsita</i>	<i>Tipo 1:1</i>	<i>Tipo 2:1</i>
Processo de Alteração	<i>Alitização</i>	<i>Monossilização</i>	<i>Bissialitização</i>
Geoquímica da Desalcalinização	<i>Desalcalinização Total</i>		<i>Desalcalinização Parcial</i>

A queluviação é o processo em que os elementos metálicos, em especial o alumínio e o ferro-férrico (Fe^{3+}), são móveis em relação à sílica, que tendem a se concentrar no perfil de alteração (CARVALHO, 1995). A queluviação pode ser também total ou parcial. A total ocorre em condições de acidez elevada com a saída completa das bases e do alumínio, restando como material residual um produto silicoso. A queluviação parcial ocorre em solução percolante menos ácida, ficando retido, além da sílica, parte do alumínio e algumas bases como o *K* e o *Mg*. O alumínio parcialmente retido se redistribui no perfil dando origem a argilo-minerais 2:1 ou do grupo das esmectitas. Este processo é denominado Aluminossilificação (CAMAPUM DE CARVALHO, 2004).

3.2 Classificação Genética dos Solos de Alterações de Rochas em Regiões Tropicais

Vaz (1996) elaborou uma classificação genética para os solos tropicais, dividindo os solos em residuais e transportados. Para os solos residuais, o autor propõe um perfil de intemperismo, definido através de processos de escavação e perfuração, com dois horizontes de solo e três de rocha. Os tipos de solos transportados são definidos de acordo com seu processo de origem.

Assim, os solos tropicais, segundo Vaz (1996) são divididos em:

a) Solos Residuais

O perfil de intemperismo de um solo residual deve conter as seguintes classes:

- 1) Classe S1 – Solo Eluvial (SE): caracterizada pela camada superior de perfis de solo residual, cuja diferenciação foi feita através de processos pedogenéticos. Esse solo é sempre homogêneo em relação à cor, granulometria e

composição mineralógica. Pode apresentar alguma heterogeneidade, em função da evolução pedogenética, porém seu comportamento será sempre o de um solo homogêneo.

2) Classe S2 – Solo de Alteração (SA): caracterizada pela camada de solo que se encontra ainda em processo de alteração intempérica, onde os processos pedogenéticos são incipientes ou muito limitados. O termo solo de alteração e saprolito são sinônimos, sendo que alguns autores identificam essa camada como solo residual jovem. O solo de alteração é sempre heterogêneo em relação à cor, textura e composição mineralógica.

3) Classe R3 – Rocha Alterada Mole (RAM): caracterizada pela camada de rocha que só pode ser escavada manualmente com picareta ou com bico de martelo de geólogo, ou então mecanicamente, com escarificador. Nas sondagens à percussão é o material perfurado pelo processo de lavagem, correspondendo ao material de 2ª categoria nos contratos de escavação. Esse horizonte pode estar ausente nos perfis de intemperismo, mas, para perfis muito evoluídos, pode apresentar espessura superior a 10m.

4) Classe R2 – Rocha Alterada Dura (RAD): o limite à escavação com picareta e escarificador, exigindo a utilização de explosivos, marca a separação entre a RAM e a RAD. Nessas rochas, o impenetrável à lavagem por tempo de sondagem à percussão, identifica, com segurança, o início da camada.

5) Classe R3 – Rocha Sã (RS): a distinção entre as camadas RAD e RS é feita através da alteração mineralógica. Esse horizonte apresenta os minerais são ou praticamente são, com suas cores e resistências originais ou pouco afetadas.

b) Solos Transportados

1) Aluviões (AL): constituídos por materiais erodidos, retrabalhados, transportados pelos cursos d'água e depositados em seus leitos e margens. São também depositados nos fundos e nas margens de lagoas e lagos, sempre associados a ambientes fluviais.

2) Terraços Fluviais (TF): são aluviões antigos, depositados quando o nível de base do curso d'água encontrava-se em uma posição superior à atual. Em consequência, os terraços são sempre encontrados em cotas mais altas que os aluviões. Essa condição topográfica induz a uma importante diferença entre os aluviões e os terraços: esses estão normalmente não saturados, diferentemente dos aluviões. Os terraços se distinguem ainda por se apresentarem, quase sempre, constituídos por areia grossa e cascalho.

3) Coluviões (CO): são os depósitos de material solto, usualmente encontrados em sopé de encostas, e que foram transportados, principalmente, pela ação da gravidade; ou simplesmente material decomposto transportado por gravidade. Aplicam-se a depósitos constituídos exclusivamente por solos. Os coluviões são relativamente frequentes em regiões tropicais, onde podem ocupar grandes extensões. São produzidos por movimentos de massa lentos, do tipo rastejo, ou rápidos, como os escorregamentos, processos que restringem a ocorrência de colúvios às regiões de topografia acidentadas, ou, ao menos, colinosa.

Os coluviões apresentam características singulares, derivadas da sua isotropia e da homogeneidade mineralógica e granulométrica, notavelmente persistente, tanto na vertical quanto na horizontal. Mais do que isso, os coluviões apresentam propriedades semelhantes, mesmo quando comparados a coluviões formados em ambientes completamente distintos. Da mesma forma que para o solo eluvial, a presença de feições superimpostas, ou a diferenciação pedológica podem afetar a isotropia dos coluviões.

Além de serem homogêneos, os coluviões são sempre muito porosos, dando origem a solos bem drenados, facilmente colapsíveis com a saturação e o carregamento. É, ainda, característica dos coluviões, a baixa resistência nos ensaios SPT, em geral inferior a seis golpes, e que se mantém ao longo de todo o perfil.

4) Tálus (TT): são formados pelo mesmo processo de transporte por gravidade, em encostas, que constituem os coluviões, diferenciando-se pela presença ou predominância de blocos de rocha.

5) Sedimentos Marinhos (SS): são produzidos em ambientes de praias e de manguezais. Ao longo das praias, a deposição é essencialmente de areias limpas, finas a médias, quartzosas. Nos manguezais, as marés transportam apenas sedimentos muito finos, argilosos, que se depositam incorporando matéria orgânica, dando origem às argilas orgânicas marinhas.

6) Solos Eólicos (SO): os solos de origem eólica, transportados e depositados pela ação do vento. Esses solos ocorrem, no Brasil, apenas junto à costa, principalmente na região nordeste.

A Figura 3.1 apresenta um fluxograma para a identificação dos tipos de solo, apresentada por Vaz (1996).

Os solos tropicais, quando profundamente intemperizados, são comumente denominados na literatura de laterito/laterita, solo laterítico e, dependendo da origem, solo residual maduro ou eluvial (VAZ, 1996). Quando pouco intemperizados, eles são denominados solos saprolíticos ou solos residuais jovens.

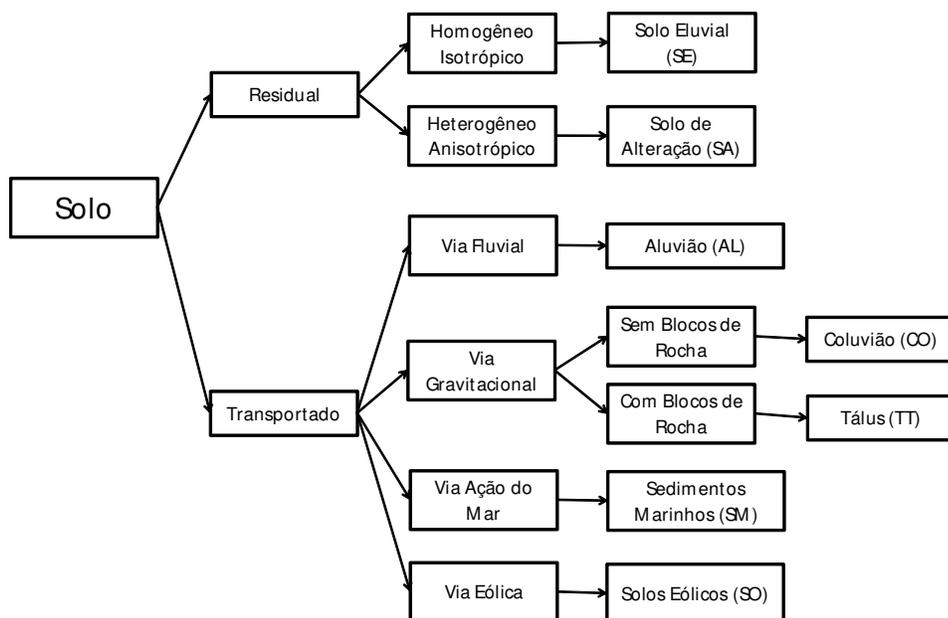


Figura 3.1. Fluxograma para identificação do tipo de solo (Vaz, 1996).

3.3 Solos Lateríticos

Miguel *et al* (2007) explicam que a formação dos solos lateríticos se dá pela atuação dos processos de alteração pedológica, que atuam após ou conjuntamente com os mecanismos de desagregação e decomposição da rocha provocados pelos intemperismos físicos e químicos, com a atuação mais intensa dos químicos. O processo de laterização se caracteriza pela intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações, dando origem a um horizonte superficial poroso, permanecendo quase que exclusivamente os minerais mais estáveis – quartzo, magnetita, ilmilita e caulinita. Os solos lateríticos constituem a camada superficial das áreas bem drenadas, com espessura que raramente ultrapassa o intervalo entre 1m e 10m, podendo ter origem residual ou ser transportados.

Cozzolino e Nogami (1993) apresentam os solos lateríticos como sendo os constituintes da camada mais superficial das áreas bem drenadas, caracterizada pela cor, em que

predominam os tons vermelho e amarelo, com espessura que pode atingir com muita frequência mais de 2m, mais que raramente ultrapassa os 10m. Mineralogicamente, esses solos se caracterizam pela presença de grãos muito resistentes mecânica e quimicamente, na fração areia e pedregulho, elevada porcentagem de partículas constituídas de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio na fração argila; o argilo-mineral geralmente presente nessa fração é a caulinita. Os grãos mais finos estão agregados, formando uma massa de aspecto esponjoso cujos elementos constituintes lembram pipocas. Nessas condições distingue-se grande volume de vazios, mas não os grãos individuais. Nessa estrutura contínua, em linhas gerais, na escala macroscópica, nota-se a presença de torrões, que podem ser bastante resistentes à água, e grande quantidade de vazios preenchidos de ar, o que justifica sua baixa massa específica aparente e elevada permeabilidade. Os autores afirmam ainda que as camadas de solo lateríticos quase sempre não se relacionam diretamente, sob o ponto de vista genético, com as camadas subjacentes. Isso pode ser observado, com frequência, pela presença de linhas de seixo. As camadas de solo laterítico recobrem tanto camadas de solos saprolíticos como de solos transportados. Esses últimos são, muitas vezes, parcialmente intemperizados e, nesses casos, podem possuir propriedades similares aos tipicamente lateríticos sobrejacentes.

A composição mineralógica e a estrutura dos solos lateríticos influem em muito em suas características e propriedades geotécnicas. A ação combinada da lixiviação e da cimentação das partículas é responsável pela formação de agregados e pela estrutura porosa (VARGAS, 1973), o que em geral resulta em um solo com elevado índice de vazios, elevada resistência contra a ação erosiva das águas pluviais e alta permeabilidade. No entanto, os macro poros conferem-lhes elevada compressibilidade, além de serem solos colapsíveis, isto é, sofrem deformações bruscas quando umedecidos até um valor crítico, sob carga (MASSAD, 2005).

3.4 Solos Saprolíticos

Nogami e Villibor (1995) definem os solos saprolíticos como sendo aqueles que constituem, em condições naturais, camadas subjacentes às lateríticas, ou outro solo pedogenético, ou, ainda, a solos sedimentares ou transportados. As espessuras dessas camadas são variadas, atingindo frequentemente dezenas de metros. Suas cores, assim como as dos solos lateríticos, também variam muito, sendo frequente uma mesma amostra apresentar partes de diversas cores diferentes. Sua aparência macroscópica é em geral caracterizada pela presença de camadas, manchas, xistosidades, vazios etc., em grande parte herdadas da rocha matriz. Contrastando com os solos lateríticos, são genuinamente residuais. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença frequente de grande número de minerais, parte dos quais são decorrentes do processo de intemperização e parte herdada da rocha matriz. Os minerais neoformados constituem, na maioria das vezes, associações, muitas vezes pseudomorfos, mas os seus contornos são facilmente distinguíveis em microscopia eletrônica de varredura. Na fração argila pode ocorrer grande quantidade de argilo-minerais e a fração silte pode ter mineralogia muito variada, com os macrocristais de caulinita e micas, que podem impor comportamento peculiar a esses solos.

3.5 Solos Não Saturados

O comportamento dos solos não saturados sempre foi reconhecido no âmbito da mecânica dos solos, desde os primórdios de seu estabelecimento como ramo de conhecimento dentro da engenharia. Entretanto, os princípios da mecânica dos solos foram estabelecidos para solos saturados. Muitas razões podem ser apontadas para esse fato. O desenvolvimento da mecânica dos solos em países de clima temperado, a aceitação de que a condição saturada tende a ser mais crítica em uma diversidade de situações e o alcance do princípio das tensões efetivas estão entre algumas dessas razões. Por outro lado, o fato de as maiores ocorrências de solos não saturados encontrar-se em regiões menos desenvolvidas e menos prósperas do globo terrestre e a inerente complexidade associada ao comportamento dos solos não saturados são

fatores adicionais relevantes que contribuíram para retardar o desenvolvimento de teorias, experimentações e aplicação de conceitos adequados ao comportamento desses solos (VILAR, 2004).

O fato de grande parte de a população mundial habitar regiões de clima árido e semi-árido, onde o nível do lençol freático se situa a grandes profundidades, justifica o estudo e desenvolvimento da mecânica dos solos não saturados. Os solos tropicais, frequentemente não saturados, apresentam comportamento bastante característico quanto às deformações volumétricas oriundas de modificações no grau de saturação. Essas deformações podem ser tanto negativas, devido a um inchamento ou expansão, quanto positivas, quando se observa redução de volume ou colapso.

A diferenciação entre solos saturados e não saturados tornou-se necessária devido a duas diferenças básicas existentes. Os solos não saturados apresentam mais de duas fases, e a pressão de água nesses solos é negativa em relação à pressão de ar (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Eles são compostos por um sistema trifásico: fase sólida, fase líquida e fase gasosa. De uma forma simplificada pode-se considerar que a estrutura do solo é representada pela fase sólida e os vazios são preenchidos por água (fase líquida) e ar (fase gasosa).

Fredlund (2006) indica a existência de uma quarta fase, a interface entre a água livre e o ar livre, denominada membrana contráctil. Segundo o autor, essa interface é formada por uma película de propriedades distintas da água e do ar. As relações peso/volume, entretanto, consideram o solo como um sistema trifásico, incluindo o peso da membrana como parte do peso da água e desconsiderando o seu volume.

Gallipoli (2000) afirma que a fase líquida dos solos pode estar presente preenchendo completamente os vazios do solo, ou formando meniscos de água entre as partículas. Quando o teor de umidade do solo é baixo, o ar está presente em condutos contínuos e a água se concentra principalmente ao redor das partículas. Quando o teor de umidade é alto, o ar pode estar ocluído no solo, na forma de bolhas isoladas (VARGAS, 1970).

Wroth e Houlsby (1985) propuseram três categorias diferentes de solos não saturados, baseando-se na continuidade da fase líquida:

- a) Fase ar descontínua e fase água contínua (grau de saturação elevado, apresentando bolhas de ar oclusas);
- b) Fase ar e água contínua (grau de saturação intermediário);
- c) Fase ar contínua e fase água descontínua (grau de saturação baixo).

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o clima desempenha um importante papel para que um solo esteja saturado ou não saturado. A água pode ser removida do solo pela evaporação superficial ou pela evapotranspiração da cobertura vegetal. Esse processo leva a um fluxo de água para fora do solo. Por outro lado, a chuva ou outras formas de precipitação produzem um fluxo de água para dentro do solo. A diferença entre essas duas condições de fluxo em uma escala local rege as condições da pressão de água no solo.

Ano após ano, o solo está sujeito a variações e mudanças em suas condições ambientais. Isso produz mudanças na distribuição da pressão de água no solo, o que resulta em expansão ou contração. A distribuição da pressão de água no solo com a profundidade pode assumir uma grande variedade de formas, em conformidade com as mudanças ambientais a que está sujeito.

As principais características da variação da pressão de água em um perfil representativo podem ser observadas na Figura 2.2, extraída de Rodrigues (2007).

Na Figura 3.2, a porção do perfil de solo acima do lençol freático, chamada de zona vadosa, pode ser subdividida em duas regiões:

a) A região imediatamente acima do nível d'água, chamada de franja ou zona capilar, que permanece saturada invariavelmente, ainda que as pressões neutras sejam negativas;

b) A região acima da franja capilar, chamada de zona ativa, onde o grau de saturação do solo tenderá a se equilibrar na condição hidrostática quando o fluxo da superfície do terreno for nulo. Se houver uma diminuição do teor de umidade (evaporação/evapotranspiração), a pressão na água diminui; se houver um aumento do teor de umidade (infiltração), a pressão aumenta.

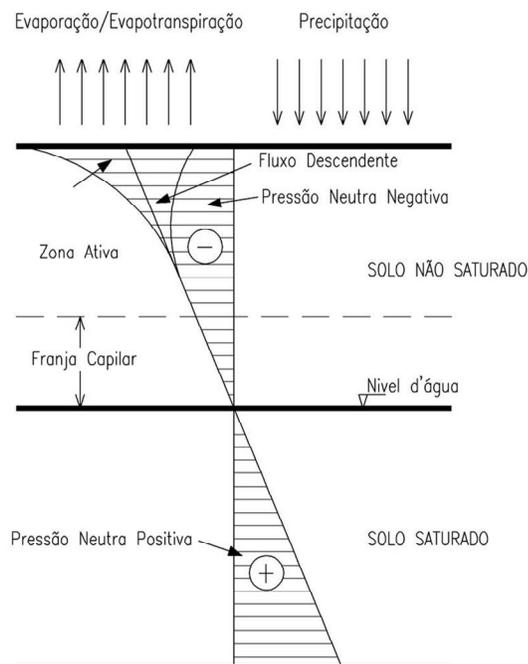


Figura 3.2. Variação da pressão de água em um perfil de solo (RODRIGUES, 2007).

Uma importante variável no estudo dos solos não saturados é a sucção. Ela pode ser definida como a capacidade que um meio poroso tem de reter água que está livre para se mover. Richards (1928) afirma que a existência de sucção em solos não saturados é reconhecida como decorrente dos efeitos combinados de capilaridade (predominantes nos solos arenosos),

de absorção (predominantes em solos argilosos) e de osmose (que tem a mesma importância relativa tanto no caso de solos não saturados como saturados) e é devida à presença de íons dissolvidos na água.

A capacidade de sucção está ligada à mineralogia do solo, a densidade, a distribuição dos poros e ao teor de umidade, variando com a mudança desses parâmetros. Normalmente, é medida em unidade de pressão, já que a sucção pode ser definida como a máxima pressão que o solo, numa dada condição, pode exercer para absorver água.

Normalmente, divide-se a sucção em duas componentes: a componente matricial e a componente osmótica. A sucção total é a soma da sucção matricial com a sucção osmótica, conforme a Equação 3.1:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (3.1)$$

onde:

ψ - sucção total; $(u_a - u_w)$ - sucção matricial e π - sucção osmótica.

A sucção matricial é a pressão negativa que se desenvolve na água intersticial, devido à capilaridade e forças de absorção, e é dada pela diferença entre a pressão de ar e a pressão de água nos vazios ($u_a - u_w$). A capilaridade tem domínio maior nas menores sucções, ou seja, quando se trata de poros de diâmetro relativamente grande. As forças de absorção têm maiores domínios nas sucções maiores, ou seja, quando se trata de poros de menores diâmetros.

A sucção osmótica é derivada das forças osmóticas associadas à composição da água do solo que, por sua vez, é influenciada pela capacidade das partículas do solo de reter íons trocáveis, que alteram a composição da água. O valor da sucção osmótica irá depender do líquido externo ao solo, pois a alteração do soluto implica em mudança de pressão. Essa sucção

será máxima se a água do soluto for pura e será nula se for da mesma composição química da água intersticial.

Um modelo bastante utilizado para se explicar os conceitos de sucção total, matricial e osmótica foi apresentado por Hillel (1971), conforme Figura 3.3. A sucção total é medida pela elevação da coluna de mercúrio no reservatório de água pura, que está em contato com o solo através de uma membrana semipermeável (permeável à água e impermeável ao soluto). A sucção matricial pode ser medida pela elevação da coluna de mercúrio do reservatório que contém a mesma solução do solo e está em contato com o solo através de uma membrana permeável à água e ao soluto. A sucção osmótica, por sua vez, é medida pela elevação da coluna de mercúrio que une os reservatório de água pura e de solução do solo, e que estão em contato por uma membrana semipermeável.

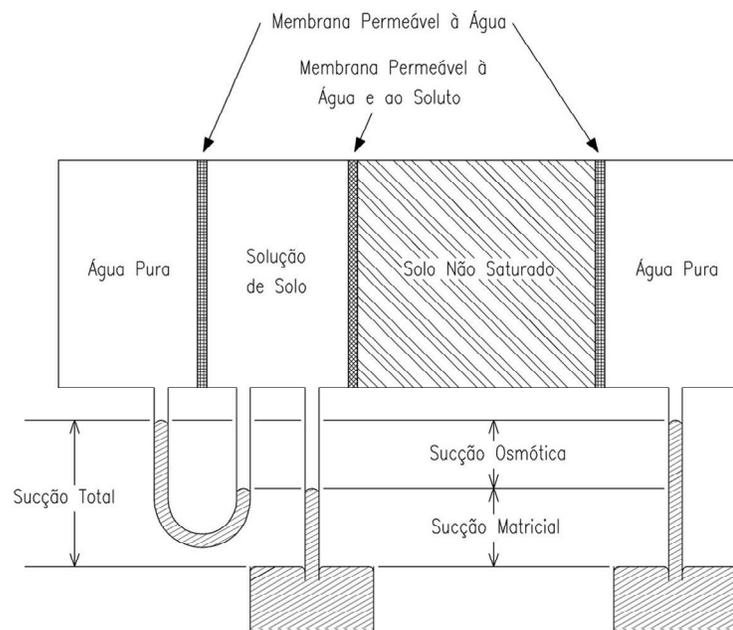


Figura 3.3. Sistema que ilustra as definições de sucção osmótica, matricial e total (Hillel, 1971 apud Rodrigues, 2007).

A sucção matricial tem sido reconhecida como a componente que mais influencia no comportamento mecânico dos solos não saturados (ALONSO *et al*, 1978). A diminuição da sucção matricial pode causar, por exemplo, colapso ou expansão, comprometendo a vida útil das obras de engenharia (RODRIGUES, 2007). A influência da sucção no colapso dos solos pode ser vista em Rodrigues e Vilar (2006) e em Rao e Revanasiddappa (2000).

3.6 Fenômeno do Colapso

Alguns solos não saturados se caracterizam por sofrerem um recalque suplementar, brusco e de grandes proporções, quando submetidos a um aumento do grau de saturação, sob tensões totais praticamente constantes, ocasionado pelo colapso da estrutura do solo. Por esta razão, tais solos são normalmente denominados colapsíveis, metaestáveis ou subsidentes (GUTIERREZ, 2005).

Existem solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas pelo próprio peso da camada. Em outros, o colapso está associado a uma sobrecarga. Entretanto, mais frequentemente, o fenômeno ocorre por uma combinação do efeito da sobrecarga e do acréscimo do grau de saturação (VILAR, 1979).

Reginatto e Ferrero (1973) dividem os solos colapsível em solos verdadeiramente colapsíveis, que não suportam seu peso próprio quando inundados e colapsam, e solos condicionados ao colapso, onde o colapso é função do nível de tensão ao que o solo está submetido.

Existem duas características que configuram um solo colapsível: um elevado índice de vazios (o que determina sua estrutura porosa) e um baixo teor de umidade (menor que o necessário para sua completa saturação).

O fator estrutura é altamente determinante do comportamento e das características que os solos colapsíveis exibem. As estruturas porosas destes solos apresentam uma situação de equilíbrio metaestável entre as partículas constituintes, as quais são mantidas em sua posição pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência adicional temporária. A resistência temporária das ligações interpartículas é proveniente das tensões capilares, das forças eletro-magnéticas de superfície e da presença de algum agente cimentante, como os óxidos de ferro e os carbonatos.

Jennings e Knight (1957) fornecem uma hipótese para o fenômeno do colapso: a estrutura de um solo colapsível ao ser carregada, no seu teor de umidade natural, comprime suavemente, sem variação sensível de volume, resistindo aos esforços de compressão entre os grãos, sem grandes movimentos relativos entre eles. Porém, quando este solo carregado ganha umidade e alcança um teor de umidade crítico, os vínculos de resistência enfraquecem e a estrutura colapsa.

Os grãos ou micro agregações são mantidos estáveis pela presença de sucção (forças capilares e de adsorção) e/ou de agentes cimentantes (óxidos, hidróxidos de ferro e/ou alumínio e carbonatos). Quando umedecidos, estas forças estabilizantes da estrutura do solo perdem intensidade, possibilitando o deslocamento relativo entre as partículas, de modo que estas passam a ocupar os espaços vazios da estrutura do solo (DUDLEY, 1970).

Segundo Barden *et al* (1973) existem quatro condições necessárias para a ocorrência de colapso em um solo:

- a) Existência de uma estrutura porosa potencialmente instável;
- b) Existência de uma pressão aplicada que aumente a instabilidade;
- c) Presença de um alto valor de sucção ou agente cimentante, que estabiliza os contatos intergranulares e que são susceptíveis de enfraquecimento quando umedecidos;

d) Adição de água no solo, a qual reduz a sucção existente, amolecendo ou destruindo os vínculos que o mantém em equilíbrio, causando assim rupturas de cisalhamento nos contatos intergranulares.

Um estudo realizado com solos artificialmente cimentados, apresentados por Medero *et al* (2009), demonstraram que o colapso é resultado de uma combinação de índice de vazios, cimentação, valor da sucção inicial e trajetória de tensões.

O fenômeno do colapso ocorre quando a magnitude das tensões cisalhantes entre os grãos excede as resistências dos vínculos entre as partículas, para certo valor de umidade e estado de tensão. A diminuição da resistência dos vínculos é proveniente do aumento do grau de saturação e do acréscimo de sobrecarga.

O acréscimo da sobrecarga produz um aumento das tensões tangenciais nos contatos entre as partículas, já o aumento do grau de saturação provoca a redução da sucção matricial, a perda de ligações cimentíceas ou redução da resistência dos torrões. Como resultado, há um processo de “ruptura local”, onde um grão desliza sobre o vizinho, ocupando os vazios da estrutura original e provocando assim o colapso.

3.7 Ocorrência de Solos Colapsíveis

Determinadas regiões do globo apresentam características flagrantes para o desenvolvimento de solos colapsíveis. Seja pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alteram estações de relativa seca e de precipitações intensas, o que origina solos de elevada porosidades, como ocorre no centro sul do Brasil; ou pelos solos com deficiência de umidade, que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas (VILAR *et al*, 1981).

Registros indicam a ocorrência de colapso em vários tipos de solo e em diversos países do mundo. Esses solos podem ser eólicos, aluvionares, coluvionares, residuais ou vulcânicos (FUTAI, 1997). Solos compactados também podem apresentar colapso (PEREIRA e FREDLUND, 2000; LIM e MILLER, 2004; JOTISANKASA *et al*, 2007; CERATO *et al*, 2008).

A Tabela 3.2 indica a ocorrência de colapso em diversos países (VILAR *et al*, 1981; FUTAI, 1997 e MEDERO, 2005):

Tabela 3.2. Ocorrência de solos colapsáveis no mundo (VILAR *et al*, 1998, FUTAI, 1997 e MEDERO, 2005).

Referência	Local	Tipo de Solo
<i>Abeleff (1938)</i>	<i>Ucrânia</i>	<i>Loess</i>
<i>Jaly (1948)</i>	<i>Budapeste</i>	<i>Silte Argiloso</i>
<i>Peck e Peck (1948)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Denisov (1951)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>
<i>Clevenger (1956)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Kassif (1957)</i>	<i>Israel</i>	<i>Loess</i>
<i>Jennings e Knight (1957)</i>	<i>África do Sul</i>	<i>Silte Argiloso</i>
<i>Abelev e Askalonov (1957)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>
<i>Holtz e Hilf (1961)</i>	<i>Nebraska e Kansas (EUA)</i>	<i>Loess</i>
<i>Réthati (1961)</i>	<i>Hungria</i>	-
<i>Brink e Kantey (1961)</i>	<i>Africa do Sul</i>	<i>Silte Arenoso</i>
<i>Belles e Stanculesco (1961)</i>	<i>Romênia</i>	<i>Loess</i>
<i>Bally et al (1965)</i>	<i>Romênia</i>	<i>Loess</i>
<i>Gibbs e Bara (1967)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Sultan (1969)</i>	<i>EUA</i>	<i>Loess</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Transvall e Sul da África</i>	<i>Eólico</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Luanda (Angola)</i>	<i>“Maceque” (solo ferruginoso)</i>

Referência	Local	Tipo de Solo
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Nevada</i>	<i>Solo aluvional bem graduado</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Rodésia</i>	<i>Solo residual de granito</i>
<i>Dudley (1970)</i>	<i>Estados Unidos, França, Alemanha, Europa Oriental, Rússia, Sibéria, China.</i>	<i>Loess de cor avermelhada e brumo-amarela</i>
<i>Sokolovich (1971)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>
<i>Barden e Collins (1973)</i>	<i>África do Sul</i>	<i>Eólico (areia vermelha)</i>
<i>Barden e Collins (1973)</i>	<i>Arizona</i>	<i>Aluvião</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Austrália</i>	<i>Argila Arenosa</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Quênia</i>	<i>Argila Vermelha</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Israel</i>	<i>Loess</i>
<i>Aitichison (1973)</i>	<i>Espanha</i>	<i>Siltos e Argilas gipsíferos</i>
<i>Furtado e Martins (1973)</i>	<i>Angola</i>	<i>Areias com poucos finos</i>
<i>Reginatto e Ferrero (1973)</i>	<i>Argentina</i>	<i>Siltos e Argilas com carbonatos</i>
<i>Nadeo e Videla (1975)</i>	<i>Argentina</i>	-
<i>Nuñes (1975)</i>	<i>Argentina</i>	<i>Loess</i>
<i>Abelev (1975)</i>	<i>URSS</i>	<i>Loess</i>
<i>Knodel (1981)</i>	<i>Califórnia (EUA)</i>	-
<i>Popescu (1986)</i>	<i>Romênia</i>	<i>Loess</i>
<i>Derbyshire e Mellors (1988)</i>	<i>China, Sudeste da Inglaterra</i>	<i>Loess</i>
<i>Lin e Wang (1988)</i>	<i>China</i>	<i>Loess</i>
<i>Day (1990)</i>	<i>Califórnia (EUA)</i>	<i>Aluvião</i>
<i>Phien-wej et al (1992)</i>	<i>Khon Kaen (Tailândia)</i>	<i>Argila</i>

Referência	Local	Tipo de Solo
<i>Rezenik (1995)</i>	<i>Odessa</i>	<i>Loess</i>
<i>Rao e Revanasiddappa (2002)</i>	<i>Índia</i>	<i>Solo Residual Vermelho</i>
<i>Zeng e Meng (2006)</i>	<i>China</i>	<i>Loess</i>
<i>Jotisankasa et al (2007)</i>	<i>Londres</i>	<i>Argila siltosa</i>
<i>Zorlu e Kasapoglu (2009)</i>	<i>Turquia</i>	<i>“Caliche”</i>

No Brasil, os solos colapsíveis foram encontrados em vários locais, como: Amazonas, Pará, Tocantins, Piauí, Pernambuco, Paraíba, Bahia, Distrito Federal, Goiás, Minas Gerais, Paraná, Santa Catarina, Rio Grande do Sul e São Paulo. A Tabela 3.3. apresenta locais de ocorrência de solos colapsíveis, indicando as origens e formações, assim como as referências utilizadas (FERREIRA, 2007).

Tabela 3.3. Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil (FERREIRA, 2007).

Município/ Estado	Referência	Origem/ Classe Pedológica
<i>Manaus/AM</i>	<i>Dias e Gonzales (1985)</i>	<i>Formação Barreira/ Latossolo</i>
<i>Belém/PA</i>	<i>Santos Filho et al (2005)</i>	<i>Formação Barreira/ Latossolo</i>
<i>Palmas/TO</i>	<i>Ferreira et al (2002)</i>	<i>Formação Pimentais/ Coluvial</i>
<i>Parnaíba/PI</i>	<i>Riani e Barbosa (1989)</i>	<i>Eólico/ Areia Quartzosa</i>
<i>Natal/RN</i>	<i>Santos Jr e Araújo (1999)</i>	<i>Eólico/ Areia Quartzosa</i>
<i>João Pessoa/PB</i>	<i>Martins et al (2004)</i>	<i>Formação São Martins</i>
<i>Sape/PB</i>	<i>Martins et al (2004)</i>	<i>Formação Barreira</i>

Município/ Estado	Referência	Origem/ Classe Pedológica
<i>Areia/PB</i>	<i>Martins et al (2004)</i>	<i>Formação Barreira</i>
<i>Recife/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Formação Barreira/ Latosolo e Aluvial/ Arenito</i>
<i>Gravatá/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Complexo Carnaíba/ Podzólico</i>
<i>Carnaíba/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Complexo Monteiro/ Bruno não Cálcico</i>
<i>Petrolândia/PE</i>	<i>Ferreira (1987)</i>	<i>Formação Marizal</i>
<i>Cabrobó/PE</i>	<i>Ferreira et al (2007)</i>	-
<i>Sta M B Vista/PE</i>	<i>Ferreira e Teixeira (1989)</i>	<i>Granitóides Diversos/ Podzólicos</i>
<i>Petrolina/PE</i>	<i>Aragão e Melo (1982), Ferreira (1989)</i>	<i>Aluvial/ Areia Quartzosa</i>
<i>Rodelas/BA</i>	<i>Ferreira (1988)</i>	<i>Formação Tacaratu/ Areia Quartzosa</i>
<i>Bom Jesus da Lapa/BA</i>	<i>Mendonça (1990)</i>	<i>Formação Vazantes e Aluviões/ Areia Quartzosa e Latosolo</i>
<i>Brasília/DF</i>	<i>Berberiam (1982), Paixão e Carvalho (1994), Guimarães et al (2002) e Silva (2006)</i>	<i>Laterítico</i>
<i>Goiás/GO</i>	<i>Moraes et al (1994)</i>	<i>Coluvial</i>
<i>Itumbiara/GO</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial e Aluvial</i>
<i>Jaíba/MG</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Aluvial</i>
<i>Manga/MG</i>	<i>Bevenuto (1982)</i>	<i>Aluvionar/ Areia Quartzosa</i>
<i>Três Marias/MG</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial/ Siltitos</i>
<i>Uberlândia/MG</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial/ Basalto e Arenito</i>
<i>Ilha Solteira/SP</i>	<i>Rodrigues e Lobo (2002)</i>	<i>Colúvio/ Podzólicos e Latosolos</i>
<i>Perreira Barreto/ SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial Arenito</i>

Município/ Estado	Referência	Origem/ Classe Pedológica
<i>Bauru/SP</i>	<i>Vargas (1973), Ferreira et al (1989), Agnelli (1992)</i>	<i>Coluvial/ Latossolo Vermelho Escuro</i>
<i>São Carlos/SP</i>	<i>Vilar et al (1985), Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial - arenito</i>
<i>Sumaré e Paulínia/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial - Arenito</i>
<i>Mogi Guaçu/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial - Granito</i>
<i>Campinas/SP</i>	<i>Albuquerque (2006)</i>	<i>Coluvial/ Laterítico</i>
<i>Itapetininga/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial</i>
<i>Canoas/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial – Basalto</i>
<i>Rio Sapucaia/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Coluvial e Residual</i>
<i>São J. dos Campos/SP</i>	<i>Ferreira et al (1989)</i>	<i>Aluvial</i>
<i>São Paulo/SP</i>	<i>Vargas (1973)</i>	<i>Aluvial</i>
<i>Maringá/PR</i>	<i>Gutierrez et al (2004)</i>	<i>Latossolo</i>
<i>Londrina/PR</i>	<i>Teixeira et al (2004), Miguel e Belicanta (2004) e Gonçalves et al (2006)</i>	<i>Basalto/Latossolo</i>
<i>Timbé do Sul/SC</i>	<i>Feuerhaumel et al (2004)</i>	<i>Colúvio Basalto</i>
<i>São Leopoldo/RS</i>	<i>Martins et al (2002) e Medero et al (2004)</i>	<i>Areia Botucatu, Eólica Solo Residual</i>
<i>S. J. dos Ausentes/RS</i>	<i>Feuerhaumel et al (2004)</i>	<i>Coluvial Arenito</i>
<i>Gravataí/RS</i>	<i>Dias (1989)</i>	<i>Formação Serra Geral/ Latossolo e Podzólico</i>

Os solos colapsíveis são encontrados principalmente nas regiões de clima tropical, onde os processos pedogenéticos e geoquímicos atuam intensamente. Os processos pedogenéticos são responsáveis pelas transformações dos constituintes, transferências permanentes ou

temporárias de materiais sólidos, líquidos e gasosos, levando a uma evolução e transformação, ao longo do tempo, das propriedades físicas, químicas e mecânicas dos solos (GUTIERREZ *et al*, 2004).

3.8 Comportamento Tensão-Deformação

Para a maioria dos solos, o comportamento tensão-deformação é representado por uma função contínua. No caso dos solos colapsíveis, essa condição só é válida se for mantida uma condição de baixa saturação. Nesses solos, se o grau de saturação for aumentado até certo valor crítico, mesmo sem atingir sua completa saturação, ocorrerá uma redução brusca e acentuada de volume. Devido a essa resposta ao umedecimento, o comportamento tensão-deformação não pode ser caracterizado como contínuo, mas como dependente das variações no teor de umidade (MEDERO, 2005). Um exemplo deste fenômeno é ilustrado na Figura 3.4, que representa o recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo.

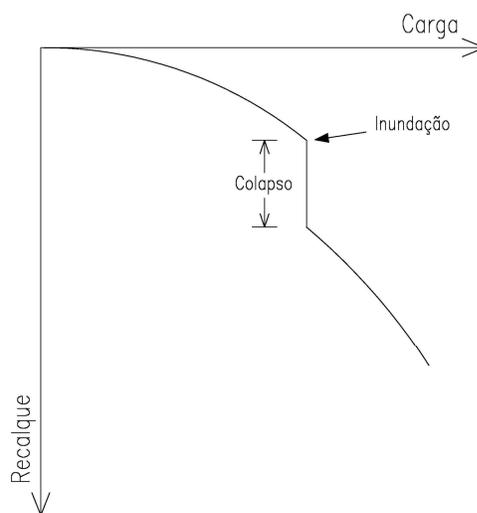


Figura 3.4. Conceito básico de recalque adicional devido ao colapso da estrutura do solo.

Dessa forma, para solos com estrutura metaestável, é imprescindível se conhecer a resposta do material, em diferentes condições de carregamento, para diferentes graus de saturação.

3.9 Estrutura dos Solos Colapsíveis

Solos colapsíveis naturais apresentam uma estrutura porosa, caracterizada por elevado índice de vazios, e a condição não saturada, representada por um baixo teor de umidade. Muitas vezes, a estrutura porosa pode estar associada a um agente cimentante que, atuando conjuntamente a uma sucção suficientemente elevada, estabiliza os solos na condição não saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente” (MEDERO, 2005).

Essa resistência é justificada por Dudley (1970), pela atuação das forças capilares, forças eletromagnéticas de superfície, ligações cimentantes de óxido de ferro, carbonatos e sais solúveis.

A estrutura metaestável dos solos colapsíveis torna-se instável com o aumento do teor de umidade até um limite crítico, onde ocorre o colapso, desde que a carga atuante também esteja acima de certo limite. Na maioria dos solos, a água é o agente instabilizador da estrutura dos solos colapsíveis.

Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) propuseram alguns modelos para a estrutura metaestável dos solos colapsíveis:

- a) A estrutura é mantida pela atuação da sucção, que surge quando o solo está na condição não saturada. A água presente no solo se retrai dentro dos pequenos vazios próximos ao contato grão-grão (Figura 3.5). O ar que flui dentro do solo, através do contato ar-água, faz com que a água fique com elevada pressão negativa. Dessa

forma, a tensão efetiva torna-se maior que a tensão total atuante no solo. Isso faz com que o solo adquira uma resistência aparente, que é reduzida caso ocorra umedecimento.

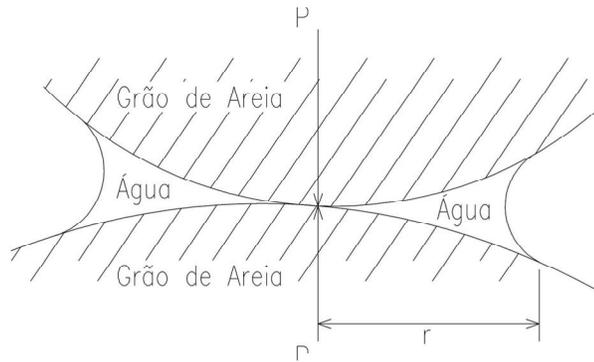


Figura 3.5. Arranjo estrutural devido à capilaridade (DUDLEY, 1970).

b) A estrutura é mantida por vínculos de silte. Nesse caso, a sucção atuante entre os grãos de silte e areia mantém a estrutura. Pode-se considerar que os grãos de areia estão “calçados” pelos grãos de silte (Figura 3.6).

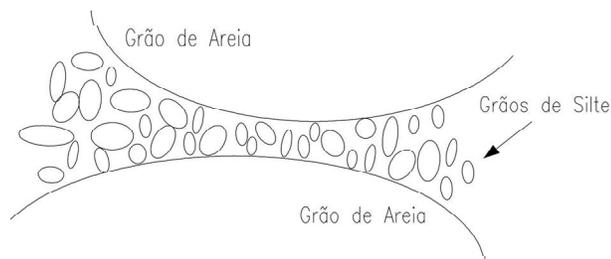


Figura 3.6. Arranjo estrutural devido a vínculos de silte (DUDLEY, 1970).

c) A estrutura é mantida por vínculos de argila. Ocorre devido à ação do intemperismo, que altera os minerais primários, criando uma fina camada de argilo-minerais recobrindo os grãos maiores (Figura 3.7).

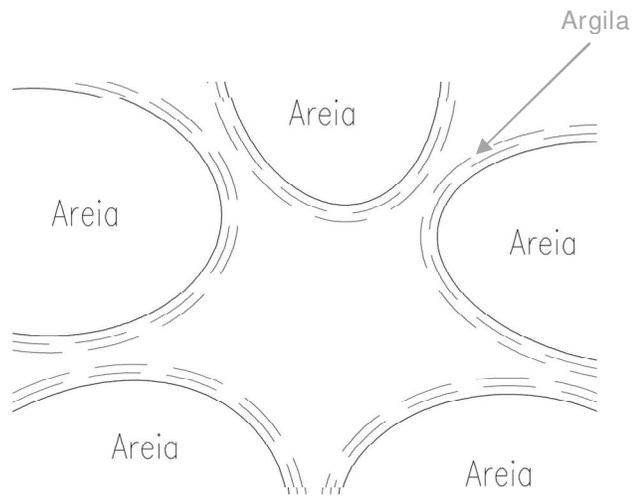


Figura 3.7. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do intemperismo (DUDLEY, 1970).

d) A estrutura é também mantida por vínculos de argila. Ocorre devido à ação do processo de lixiviação, fazendo com que as partículas se tornem floculadas (Figura 3.8).

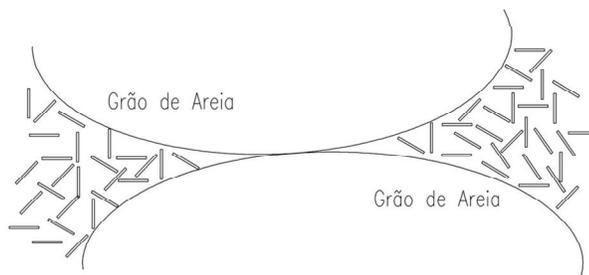


Figura 3.8. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes do processo de lixiviação (DUDLEY, 1970).

e) A estrutura é mantida por vínculos de argila. Ocorre devido, por exemplo, à deposição de corridas de lama, criando estruturas de argilas dispersas (Figura 3.9).

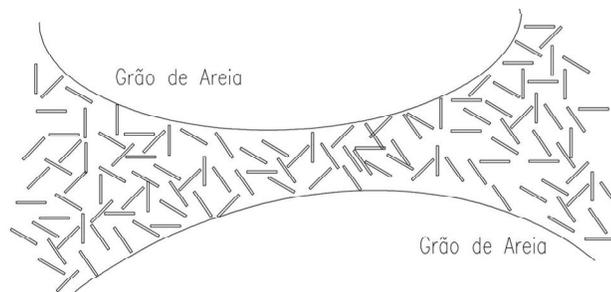


Figura 3.9. Arranjo estrutural devido a vínculos de argila resultantes de corridas de lama (DUDLEY, 1970).

f) A estrutura é constituída por grãos formados pela agregação de argila ou silte e ligados entre si por pontes de argila (Figura 3.10).

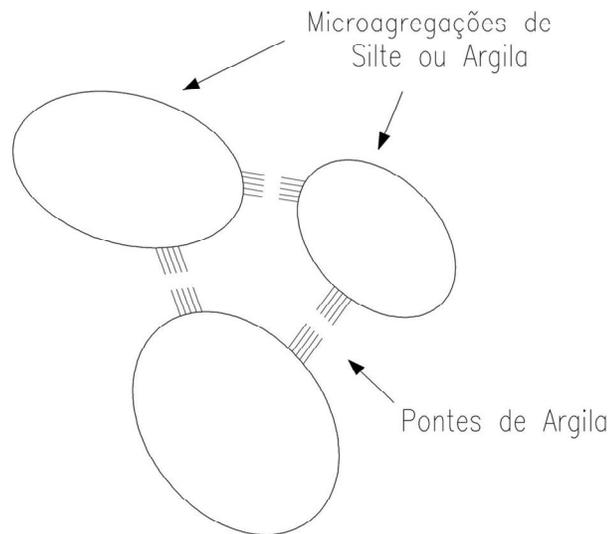


Figura 3.10. Micro agregações ligadas por pontes de argila (CLEMENCE E FINBARR, 1981).

Futai (1997) comenta que os primeiros esquemas estruturais do solo colapsível, como os de Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981), adotam como elementos constituintes do solo a areia, o silte e a argila, organizados de forma plana e individual. Segundo o autor, na prática, os solos não são formados por areia e argila de forma comportada. Com as partículas de argila

exclusivamente calçadas, dispersas ou floculadas, ocorre uma combinação entre as diversas formas possíveis.

Alonso *et al* (1987) mostram um estudo mais minucioso da microestrutura dos solos, a partir de ensaios de microscopia eletrônica. Os autores propuseram a descrição da microestrutura baseados em três elementos:

- a) Arranjo de partículas elementares;
- b) Partículas reunidas;
- c) Espaços porosos.

O arranjo de partículas elementares (Figura 3.11 d) tem organização mais ou menos paralela e, em geral, solos com predominância desses elementos são expansivos (Figura 3.11 a). Os grãos cobertos com argila têm comportamento predominantemente colapsível (Figuras 3.11 b e 3.11 c).

As estruturas são tridimensionais, onde partículas de silte, areias e agregações de argila são apoiadas, envoltas ou conectadas por arranjos elementares de argila.

Cruz (1996), afirma que a cimentação entre partículas nos solos lateríticos e mesmo em solos saprolíticos é um fato comprovado. Segundo o autor, alguns dos cimentos são mais ou menos solúveis na água.

O consenso geral é de que a sucção é o principal fator que contribui para a resistência temporária dos solos não saturados colapsíveis (DUDLEY, 1970). Entretanto, independentemente das ligações ou vínculos que mantém essas estruturas, os solos susceptíveis ao colapso apresentam uma grande sensibilidade à ação da água, sendo o aumento do teor de umidade o mecanismo detonador ou o efeito gatilho no processo do colapso (CINTRA, 1998).

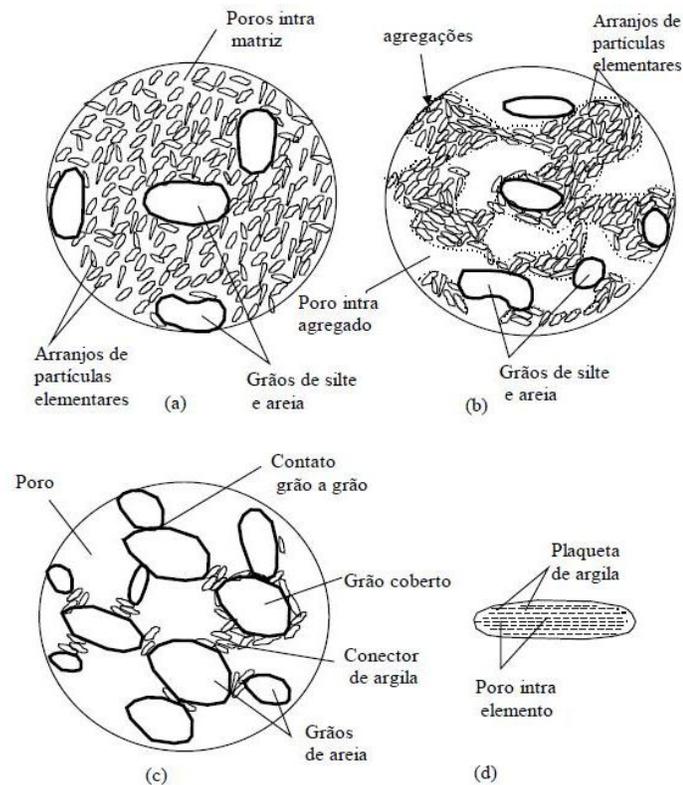


Figura 3.11. Arranjos microestruturais dos solos colapsíveis (ALONSO et al, 1987). (a) Matriz de argila, (b) Microestrutura de argila constituída por agregações de arranjos elementares, (c) Matriz de silte e areia ligados por conectores de argila, (d) Arranjo elementar de argila na configuração paralela.

3.10 Identificação dos Solos Colapsíveis

Diversos autores têm proposto metodologias para a identificação dos solos colapsíveis. Algumas delas são diretas, outras indiretas, podendo ser qualitativas ou quantitativas. Essas metodologias são baseadas em:

- a) Índices físicos e limites de Atteberg;
- b) Ensaio edométrico (simples e duplos);
- c) Outros ensaios.

3.10.1 Critérios baseados nos índices físicos e limites de Atteberg

A Tabela 3.4 apresenta um resumo dos diversos métodos existentes para a identificação dos solos colapsíveis, apresentados por Futai (1997 e 2000).

Tabela 3.4. Critérios de identificação de solos colapsíveis baseados em índices físicos e limites de Atteberg (FUTAI, 1997 e 2000).

Referência	Expressão	Limites
Denisov (1951) apud Reginatto (1970)	$K = \frac{e_1}{e_0} \quad (3.2)$	0,5 < K < 0,75 - altamente colapsível; K = 1,0 - não colapsível; 1,5 < K < 2,0 - não colapsível
Feda (1966)	$KI = \frac{\left(\frac{w_0}{S_{r_0}}\right) - W_p}{W_L - W_p} \quad (3.3)$	KI > 0,85 - colapsível
Código de obras da URSS (1962) apud Reginatto (1970)	$\lambda = \frac{e_e - e_l}{1 + e_0} \quad (3.4)$	$\lambda \geq -0,1$ - colapsível
Priklonskij (1952) apud Feda (1966)	$K_d = \frac{W_L - w_0}{W_L - W_p} \quad (3.5)$	$K_d < 0,0$ - Altamente colapsível; $K_d > 0,5$ - colapsível $K_d > 1,0$ - expansivo
Gibbs e Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{W_L} \quad (3.6)$	R > 1 - colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \times w \quad (3.7)$	K < 15 - colapsível

Referência	Expressão	Limites
Jennings e Knight (1975)	cascalho fino (a) areia fina (b) Silte argiloso (c)	(a) – $S_r < 6,0$ - colapsível (b) – $S_r < 50,0$ - colapsível (c) – $S_r < 90,0$ - colapsível
Código de obras da URSS (1977) apud Resnick (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_l}{1 + e_0} \quad (3.8)$ $S_r < 80,0\%$	São colapsíveis; $1,0\% \leq W_p \leq 10\% \rightarrow CI < 0,10$ $10\% \leq W_p \leq 14\% \rightarrow CI < 0,17$ $14\% \leq W_p \leq 22\% \rightarrow CI < 0,24$
Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48,496 + 0,102 \times cu -$ $0,457 \times w_0 - 3,533 \times \gamma_d +$ $2,8 \times \ln \sigma_w \quad (3.9)$ $CP = 45,507 - 0,072 \times (S - C) -$ $0,439 \times w_0 - 3,123 \times \gamma_d +$ $2,851 \times \ln \sigma_w \quad (3.10)$	O resultado é o potencial de colapso
Handry (1973) apud Lutenegger e Saber (1988)	Teor de finos (<0,002 mm)	<16% - alta probabilidade de colapso 16% a 24% - provavelmente colapsível 24% a 32% - probabilidade de colapso < 50% >32% - geralmente não colapsível
Futai (2000)	$PC_{m\acute{a}x} = 4,2 \times \left[\frac{e \times \sqrt{S_r}}{A \times (1 + IP)} \right]^{0,6} \quad (3.11)$	O resultado é o potencial de colapso

onde:

K – coeficiente de subsidência; e_l – índice de vazios amolgado correspondente a W_L ; e_0 ou e – índice de vazios natural; KI – coeficiente de colapsibilidade; w_0 – umidade natural; S_{r0} ou S_r – grau de saturação; CP ou CP – potencial de colapso; cu – coeficiente de uniformidade; $(S-C)$ – diferença entre os teores de areia e argila; γ_d – peso específico seco; σ_w – tensão de inundação do ensaio edométrico; w_{sat} – teor de umidade correspondente ao grau de saturação de 100%; W_L – teor de umidade correspondente ao LL ; W_p - teor de umidade correspondente ao LP ; A – teor de umidade em valor absoluto; IP – índice de plasticidade.

Com exceção das funções de Basma e Tuncer (1992) e de Futai (2000), todos os outros métodos são qualitativos e, portanto, servem apenas como uma identificação preliminar do solo. Essas metodologias apresentadas têm aplicação restrita para os solos para as quais foram desenvolvidas, já que se baseiam nos índices físicos e nos limites de Atteberg desses solos. É provável que existam solos colapsíveis com características diferentes dos solos utilizados na formulação dessas expressões e que sejam caracterizados como não colapsíveis, pelos critérios empregados pelos autores, por exemplo.

3.10.2 Ensaio Edométrico

Os ensaios edométricos têm sido os mais utilizados em laboratório para se avaliar a possibilidade de ocorrência de colapso, além de fornecerem informações quantitativas que permitem a estimativa da magnitude dos recalques.

Existem duas formas de realizar os ensaios edométricos. Uma delas é o ensaio edométrico simples, executado com uma amostra inundada numa determinada tensão de interesse, e a outra é o ensaio edométrico duplo, executado com duas amostras, uma na umidade natural e a outra inundada no início do ensaio.

Ensaio Edométrico Simples

O ensaio edométrico simples consiste em executar o ensaio edométrico convencional, com apenas um corpo-de-prova, no teor de umidade de campo, até que seja atingida a tensão de interesse; quando esta tensão estiver estabilizada, inunda-se o corpo-de-prova e medem-se as deformações por colapso. Depois do estágio de inundação, o corpo-de-prova sofre carregamento progressivo até final do ensaio. A curva típica obtida desse ensaio é apresentada na Figura 3.12.

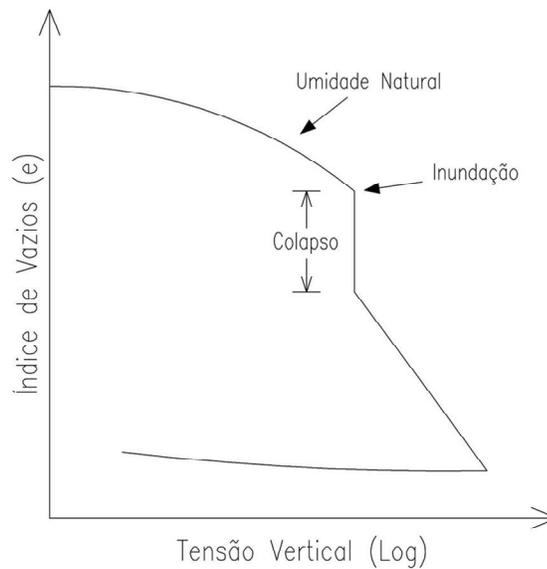


Figura 3.12. Curva e versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico simples.

A metodologia desse ensaio foi proposta por Jennings e Knight (1975), Vargas (1973) e Lutenegeger e Saber (1988).

O potencial de Colapso (PC) é definido, segundo Jennings e Knight (1975), através da expressão:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (3.12)$$

onde:

Δe – variação do índice de vazios devido ao colapso; e_0 – índice de vazios natural; ΔH – variação da altura do corpo-de-prova devido ao colapso; H_0 – altura inicial do corpo de prova.

Vargas (1973) e Lutenegger e Saber (1988), por sua vez, definiram o Potencial de Colapso (PC), através da expressão:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_i} = \frac{\Delta H}{H_i} \quad (3.13)$$

onde:

Δe – variação do índice de vazios devido ao colapso; e_i – índice de vazios correspondente a tensão em que se realizou a inundação, H_i – altura do corpo-de-prova antes de se realizar a inundação.

Vargas (1973) considerou colapsíveis os solos que produzem um potencial de colapso (PC) igual ou superior a 2,0%, independente da tensão vertical na qual se realizou a inundação. Jennings e Knight (1975) utilizaram a tensão de inundação de 200kPa como padrão de referência e Lutenegger e Saber (1988) utilizaram a tensão de 300kPa como padrão. As classificações para os critérios de Jennings e Knight (1975) e de Lutenegger e Saber (1988) são apresentadas nas Tabelas 3.5 e 3.6.

Tabela 3.5. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS e KNIGHT, 1975).

PC (%)	Gravidade do Problema
0 a 1	<i>sem problemas</i>
1 a 5	<i>Problema moderado</i>
5 a 10	<i>Problemático</i>
>20	<i>Problema muito grave</i>

Tabela 3.6. Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (LUTENEGGER e SABER, 1988).

PC (%)	Gravidade do Problema
2	<i>leve</i>
6	<i>moderado</i>
10	<i>alto</i>

Ensaio Edométrico Duplo

A metodologia desse ensaio foi proposta por Jennings e Knight (1957) e por Reginatto e Ferrero (1973). Para esse ensaio, são tomados dois corpos-de-prova nas mesmas condições iniciais. Um deles é previamente inundado e ensaiado normalmente. O outro corpo-de-prova é ensaiado na condição natural, com umidade constante.

Os ensaios são conduzidos aumentando-se progressivamente a carga, sendo que cada incremento é aplicado somente após a estabilização das deformações. Após a aplicação da máxima tensão de interesse e estabilização das deformações, procede-se o descarregamento dos corpos-de-prova.

Concluídos os ensaios, as interpretações dos resultados são feitas através das curvas traçadas índice de vazios (e) versus $\text{Log } \sigma_v$, para cada corpo-de-prova, conforme a Figura 3.13.

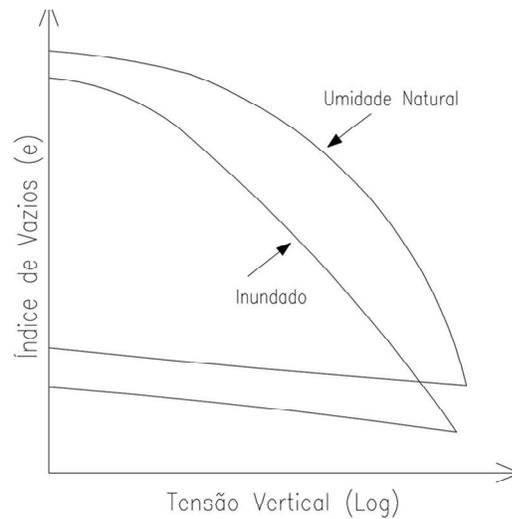


Figura 3.13. Curva e versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico duplo (JENNINGS e KNIGHT, 1957).

Observa-se, geralmente, que as curvas apresentam-se deslocadas, o que pode ser considerado comum e se deve, principalmente, à heterogeneidade das características físicas iniciais das amostras submetidas aos ensaios edométricos.

Jennings e Knight (1957) propuseram um ajuste para as curvas, por translação, de forma a se obter aproximadamente uma média das condições de campo no início do ensaio (Figura 3.14). Esses ajustes são permitidos somente nos casos em que os solos não sofrem colapso, sob condições de tensão de campo (peso próprio), quando submetidos às variações de umidade.

Com as curvas ajustadas é possível obter os deslocamentos verticais do corpo-de-prova ensaiado na umidade de campo e também os deslocamentos adicionais (colapso) devido à inundação, para o corpo-de-prova inundado.

O potencial de colapso é obtido através das curvas corrigidas (Figura 3.15), utilizando-se a formulação:

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (3.14)$$

onde:

Δe – variação do índice de vazios devido ao colapso; e_0 – índice de vazios natural; ΔH – variação da altura do corpo-de-prova devido ao colapso; H_0 – altura inicial do corpo de prova.

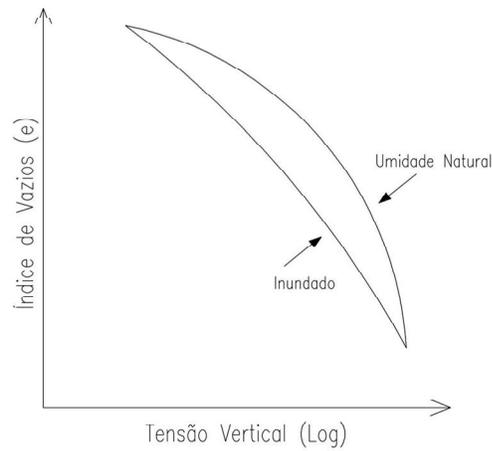


Figura 3.14. Curvas índice de vazios (e) versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico duplo ajustadas (JENNINGS e KNIGHT, 1957).

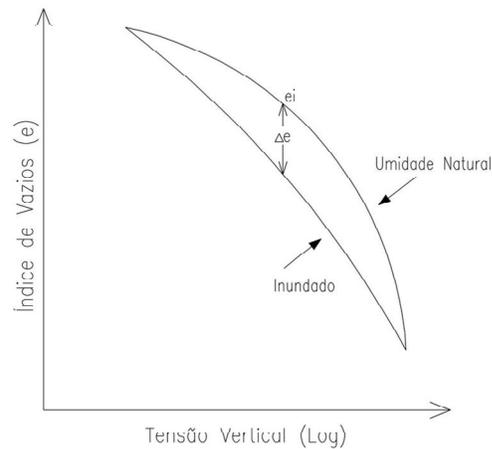


Figura 3.15. Curvas e versus $\text{Log } \sigma_v$ do ensaio edométrico duplo ajustadas (JENNINGS e KNIGHT, 1957).

Reginatto e Ferrero (1973) definem o coeficiente de colapsibilidade como:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (3.15)$$

onde:

σ_{vpn} – tensão de pré-adensamento virtual do solo na umidade natural; σ_{vps} – tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado; σ_{v0} – tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

O maior valor da tensão de pré-adensamento virtual no corpo-de-prova em condição natural se deve ao efeito da sucção, promovendo um aumento no enrijecimento do solo.

Através do coeficiente de colapsibilidade C, da tensão de pré-adensamento virtual e do estado de tensão de campo, o solo pode ser classificado em:

a) Solo verdadeiramente colapsível - $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$, o solo sofre colapso sem carregamento externo;

b) Solo condicionado ao colapso - $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$. A ocorrência de colapso depende do nível de tensão induzido pelo carregamento externo, que é subdividido em:

1) Não ocorre colapso com a inundação do solo $\sigma_{v0} < \sigma_{vps}$, o incremento máximo que o solo suporta sem colapsar é $(\sigma_{vps} - \sigma_{v0})$;

2) Ocorre colapso quando o solo é inundado após carregamento $(\sigma_{vps} < \sigma_{v0} < \sigma_{vpn})$;

3) Pode ocorrer colapso mesmo sem inundação $\sigma_{vo} > \sigma_{vpn}$.

c) Uma última condição, que pode ocorrer em qualquer categoria de solo $\sigma_{vpn} = \sigma_{vps}$ e $C=1$, o que significa que há uma indefinição quanto à ocorrência do colapso.

O ensaio edométrico simples apresenta vantagem em relação ao ensaio edométrico duplo por utilizar apenas um corpo-de-prova. Dessa forma, eliminam-se os problemas quanto à similaridade dos corpos-de-prova talhados. Durante a moldagem dos corpos-de-prova, podem ocorrer perturbações da amostra, alterando as condições de campo. Além disso, evitam-se problemas com uma possível heterogeneidade da amostra.

Lutenegger e Saber (1988) afirmam que dependendo do tipo de solo pode haver diferenças significativas nos valores de potencial de colapso, obtidos através de ensaios edométricos simples e duplo.

Basma e Tuncer (1992) desenvolveram uma série de ensaios laboratoriais envolvendo oito diferentes tipos de solo, submetidos a ensaios edométricos simples e duplos. Os resultados encontrados para os dois procedimentos foram similares.

Ensaio Edométrico com Controle de Sucção

Dada a importância da sucção no comportamento dos solos não saturados, a determinação das suas propriedades exigiu o desenvolvimento de novas técnicas e equipamentos que permitissem a realização dos ensaios com controle de sucção (Gutierrez, 2006).

Assim, muitos equipamentos convencionais da geotecnia vêm sendo adaptados para a utilização dessa técnica, como as câmeras edométricas.

Gutierrez (2006) afirma que várias câmaras edométricas com controle de sucção foram desenvolvidas, com destaque para as de Escario (1967, 1969), Barden *et al* (1969), Chang (1969), Atchison e Woodburn (1969), Escario e Saez (1973) e Fredlund e Morgenstern (1976).

A câmara edométrica desenvolvida por Escario e Saez (1973) é composta de uma membrana semipermeável ou pedra porosa de alta entrada de ar, adaptada à base do equipamento, para a implementação do controle de sucção matricial. Para a realização do ensaio, o corpo-de-prova saturado é posto em contato, na base, com a membrana ou a pedra porosa de alta entrada de ar, e no topo é colocada uma pedra porosa comum. É aplicada uma pressão de ar na câmara e espera-se a estabilização da saída de água do corpo-de-prova, de forma que a sucção matricial se torna constante no início do ensaio. Os carregamentos são feitos de forma convencional, e a sucção matricial é mantida constante, utilizando-se para isso a técnica da translação de eixos de Hilf (1956). A Figura 3.16 traz uma representação esquemática da câmara edométrica proposta por Escario (1969), e a Figura 3.17 mostra a câmara edométrica apresentada por Rodrigues (2007), desenvolvida a partir da câmara de Escario (1969).

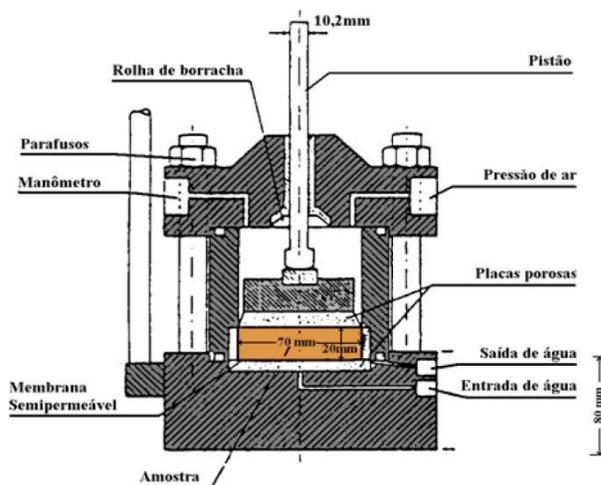


Figura 3.16. Câmara edométrica proposta por Escario (1969).

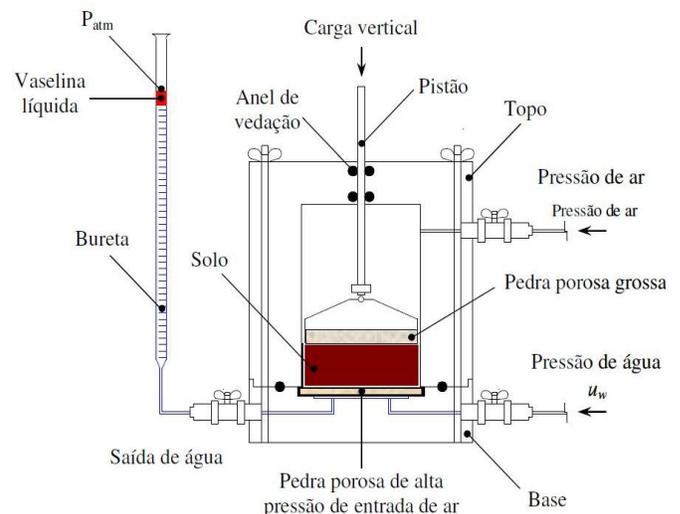


Figura 3.17. Câmara edométrica utilizada nos ensaios edométricos com controle de sucção (RODRIGUES, 2007).

A técnica proposta por Hilf (1956) utiliza o artifício de se aplicar uma pressão de ar superior à pressão atmosférica. Com o ajuste das pressões, a diferença entre a pressão de ar aplicada e a pressão da água ($u_a - u_w$) continua a ser a mesma que se tinha antes da aplicação da pressão na câmara, com a vantagem de não se ter mais pressão de água negativa.

Resultados de ensaios edométricos com controle de sucção para diferentes solos são apresentados por González e Colmenares (2006); Honda *et al* (2006); Jotisankasa *et al* (2007), entre muitos outros autores.

Outras Técnicas para Controle de Sucção

Além da técnica da translação de eixos, outras técnicas também podem ser utilizadas para o controle da sucção.

Na técnica osmótica, o corpo-de-prova é posto em contato com uma membrana semipermeável (permeável à água), enquanto uma solução aquosa contendo moléculas de polietileno de glicol (PEG) circula ao lado da membrana. As moléculas de PEG não podem atravessar a membrana, resultando em uma sucção osmótica aplicada ao corpo-de-prova através da membrana. Sendo a membrana permeável a sais dissolvidos na água, a técnica osmótica controla a sucção matricial, assim como a técnica da translação de eixos. O valor da sucção imposta depende da concentração da solução, sendo maior o valor da sucção conforme maior valor da concentração (DELAGE *et al*, 2008; SLATTER *et al*, 2006). A técnica é discutida em detalhes por Slatter *et al* (2004 e 2005).

A técnica do controle ou equilíbrio de vapor é feita pelo controle da umidade relativa em um sistema fechado. O potencial de água no solo é controlado pela migração de moléculas de água através da fase vapor para um sistema de referência, que atinge o mesmo potencial do solo, quando o equilíbrio é atingido (DELAGE *et al*, 2008). A relação termodinâmica entre a

sucção total do solo e a umidade relativa do sistema de referência é dada pela lei da psicrometria (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). A umidade relativa do sistema de referência pode ser controlada pela variação do potencial químico de diferentes tipos de soluções aquosas (DELAGE *et al*, 2008).

Soto (2004) apresenta uma série de vantagens e desvantagens da utilização dessas técnicas.

3.10.3 Outros Ensaio

Outros ensaios podem ser utilizados para a identificação ou como auxiliares na identificação dos solos colapsíveis:

A microscopia eletrônica de varredura permite a observação do arranjo do solo, dos contatos dos grãos, do tipo de estrutura, da orientação das partículas e dos poros (WOLLE, 1974). A microscopia ótica, através do estudo de lâminas delgadas, permite a análise qualitativa da microestrutura do solo. Assim, segundo Gutierrez (2006), as análises micro morfológicas permitem acompanhar a evolução da microestrutura do solo (modificações da porosidade, das formas dos agregados e das suas relações, desenvolvimento de orientações e fissuras), em função dos diferentes carregamentos e condições de saturação, antes e após o colapso.

No estudo da estrutura dos solos colapsíveis, as análises mineralógicas podem ser empregadas para identificar os minerais presentes e auxiliar no entendimento da formação da estrutura do solo, bem como suas interações, que podem interferir no colapso. As análises mineralógicas por difração de raios-x têm sido as mais empregadas.

O ensaio de porosimetria permite a obtenção da curva de distribuição de vazios no solo, e, portanto, é de particular interesse na determinação de propriedades do solo e no entendimento de diversas manifestações, como o colapso e expansão (VILAR *et al*, 1995).

Ensaio de campo também têm sido bastante utilizados para o estudo do comportamento dos solos colapsíveis. A realização de provas de carga, o uso de expansocolapsômetro, as sondagens de simples reconhecimento SPT e os ensaios de penetração de cone elétrico CPT, com e sem inundação do solo, são alguns dos ensaios que têm permitido acompanhar e avaliar o comportamento desses solos.

3.11 Modelos Elastoplásticos para Solos Não Saturados

3.11.1 Modelo Básico de Barcelona BBM

O modelo Básico de Barcelona, desenvolvido por Alonso *et al* (1990), foi proposto a partir de um estudo em que diferentes características dos solos não saturados são analisadas de forma acoplada. Nesse estudo são apresentadas as trajetórias de tensões idealizadas por Alonso *et al* (1987), com simulações de carregamento e de colapso no espaço (p, s, v) , onde p é a tensão média, s a sucção matricial e v o volume específico $(1+e)$.

Segundo Alonso *et al* (1987), os solos colapsíveis exibirão comportamento colapsível se suas umidades estiverem relativamente baixas. Quando amostras desses solos são submetidas a diferentes sucções e cada uma delas a compressão, várias curvas do tipo tensão/deformação surgirão com suas respectivas tensões de pré-adensamento. Os valores dessas tensões de pré-adensamento, uma vez reunidas no plano (p,s) , resultaram em pontos que, ao serem interpolados, gerarão uma curva conforme a apresentada na Figura 3.18. Os pontos $(p_0^*)_1$,

$(p_0^*)_2$ e $(p_0)_1$ e $(p_0)_2$, representam as tensões de pré-adensamento 1 e 2, dos solos saturados e não saturados, respectivamente. As curvas A_1B_1 e A_2B_2 são chamadas de curvas de plastificação ou de escoamento LC (loading-collapse), porque representam deformações volumétricas irreversíveis para as trajetórias L e C, ou seja, para carregamento e colapso (RODRIGUES, 2007).

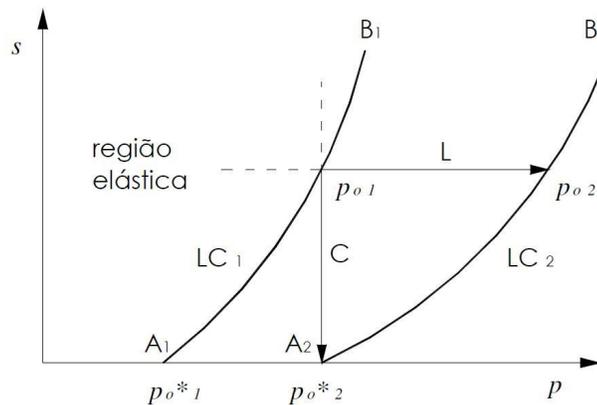


Figura 3.18. Trajetória de tensões de carregamento e umedecimento no plano (p,s) (ALONSO et al, 1987 apud RODRIGUES, 2007).

As duas trajetórias (*loading* ou *collapse*) deslocaram a curva de plastificação de A_1B_1 para A_2B_2 . A translação da curva implica em aumento da região elástica, já que o solo acumula deformações plásticas ao longo dos trechos L ou C. No arranjo estrutural da Figura 3.18, tanto L como C levarão o solo ao mesmo estado de compactidade, isto é, deslocarão a curva de plastificação de A_1B_1 para A_2B_2 , por mudanças de carregamento ou de sucção no solo.

Resultados também mostraram que um solo não saturado pode deformar-se irreversivelmente se a sucção aplicada exceder a máxima sucção imposta a ele anteriormente. Nesse caso, outra curva de plastificação é estabelecida no plano (p,s) , denominada SI (*suction increase*). Essa curva é representada por uma linha horizontal paralela ao eixo p . Os limites definidos pelas curvas LC e SI são acoplados. Uma vez excedido o limite elástico, o solo se

deformará plasticamente e as curvas limites LC e SI serão transladadas para uma nova posição no plano (p,s) .

O Modelo Básico de Barcelona foi elaborado para um estado triaxial de tensões (de compressão hidrostática), onde p é a tensão octaédrica ou tensão média. Isso não impede, entretanto, que o modelo seja ajustado para o estado de tensões K_0 (de compressão confinada). Para isso, basta substituir a variável de estado p por σ_v .

O desenvolvimento matemático do modelo está idealizado na Figura 3.19, onde dois corpos-de-prova, um saturado e outro submetido a um valor de sucção constante, são carregados no trecho virgem da reta de compressão. O corpo-de-prova não saturado é solicitado até a tensão p_0 (ponto 1). A partir desse ponto, procede-se o descarregamento com sucção constante até a tensão p_0^* (ponto 2). O corpo-de-prova não saturado é umedecido, mantendo-se a tensão p_0^* até que se atinja o ponto 3, sofrendo expansão. O corpo-de-prova saturado é solicitado até a tensão p_0^* , também alcançando o ponto 3.

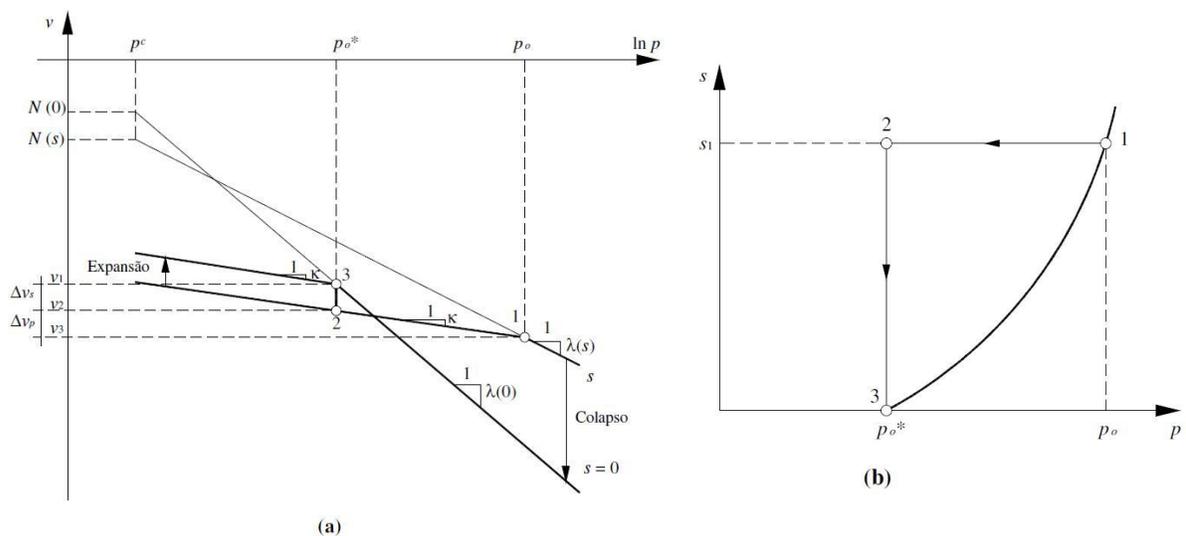


Figura 3.19. Relação entre as tensões de pré-adensamento p_0 e p_0^* : (a) curva de compressão para os solos saturado e não saturado; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano de tensões (p,s)

(ALONSO et al, 1990 apud RODRIGUES, 2007).

Considerando-se o ensaio onde corpos-de-prova, a uma dada sucção matricial, estão sujeitos a acréscimos de tensão ao longo de seu estado virgem, o volume específico ($1+e$) será:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (3.16)$$

onde:

p^c - tensão de referência para $v=N(s)$; $N(s)$ - volume específico para $p=p^c$; $\lambda(s)$ - parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção s .

Admitindo os volumes específicos dos pontos 1 e 3 da Figura 3.19, é possível relacionar os seus valores utilizando a equação:

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \quad (3.17)$$

onde:

v_1 - volume específico no ponto 1; v_3 - volume específico no ponto 3; Δv_p - variação de volume específico devido à variação de p e Δv_s - variação de volume específico devido à variação de s .

Para o descarregamento e recarregamento a sucção constante, a variação de volume no domínio elástico é dada pela equação:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (3.18)$$

onde:

κ - parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensão.

As deformações provocadas pelo umedecimento também ocorrem dentro do domínio elástico, conforme a equação:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (3.19)$$

onde:

κ_s - parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção e p_{atm} - pressão atmosférica.

Modificando as Equações 3.18 e 3.19, e substituindo-as, juntamente com as Equações 3.16 e 3.17, obtém-se:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = N(0) - \lambda(0) \cdot \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (3.20)$$

onde:

$\lambda(0)$ - parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada; $N(0)$ - volume específico para $p=p^c$, com o solo na condição saturada.

A Equação 3.20 pode ser reescrita, segundo análise da Figura 3.17 (b):

$$\Delta v \left(p^c \right)_0^s = N(0) - N(s) = \kappa_s \cdot \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (3.21)$$

Substituindo a Equação 3.21 na Equação 3.20 obtém-se:

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (3.22)$$

A Equação 3.22 é uma relação entre p_0 e s . Ela define a curva de plastificação e sua posição é estabelecida pela tensão de pré-adensamento do solo saturado p_0^* , funcionando como um parâmetro de enrijecimento.

A proposta de aumento da rigidez do solo com a sucção formulada por Alonso *et al* (1990) consiste na incorporação de uma rigidez anisotrópica máxima, considerada mais próxima da real pelos autores:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r) \cdot e^{-\beta s} + r \right] \quad (3.23)$$

onde:

β - parâmetro que controla a rigidez do solo e r - constante relacionada com a máxima rigidez desse solo.

$$r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)} \quad (3.24)$$

3.11.2 Modelo Proposto por Futai (1997)

Futai (1997) desenvolveu um modelo baseado na função $\lambda(s)$ de Alonso *et al* (1990), mas com mudanças conceituais. Ele utilizou ainda o parâmetro $N(s)$ retirado do modelo de Wheeler e Svakumar (1995) e introduziu ainda alguns outros parâmetros sem aumentar o número de ensaios necessários para a obtenção desses parâmetros. A formulação faz com que os valores experimentais de $\lambda(s)$, $N(s)$ e p_0^* possam ser utilizados de forma integrada. Este procedimento resulta num bom comportamento das deformações devido ao ajuste de $\lambda(s)$, bom ajuste da superfície de escoamento inicial e também na sua movimentação.

A superfície de escoamento no plano (p,s) será obtida da mesma forma que em Alonso *et al* (1990) e Wheeler e Sivakumar (1995). O caminho de tensões seguido para a obtenção da função é mostrado na Figura 3.20, e podendo descrevê-la em duas etapas:

- a) carregamento da sucção (1-2) com tensão isotrópica igual a p_0^* ;
- b) carregamento da tensão isotrópica p com sucção constante (2-3).

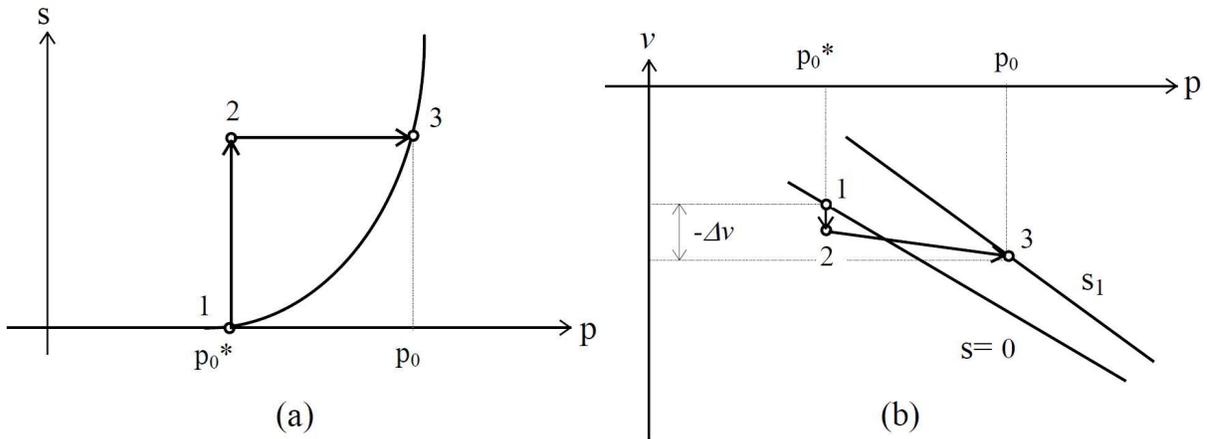


Figura 3.20. (a) caminho de tensões no espaço (p, s) ; (b) Curvas volume específico “versus” tensão isotrópica (FUTAI, 1997).

Considerando-se os carregamentos elásticos (1-2-3):

$$\Delta v = -\kappa_s \ln \left(\frac{s + P_{atm}}{P_{atm}} \right) - \kappa(s) \ln \frac{P_0}{P_0^*} \quad (3.25)$$

Sabendo-se que os pontos 1 e 3 pertencem às respectivas retas virgens, encontra-se:

$$\Delta v = N(s) - \lambda(s) \ln \left(\frac{P_0}{P_{atm}} \right) - N(0) + \lambda(0) \ln \left(\frac{P_0^*}{P_{atm}} \right) \quad (3.26)$$

Sabendo-se que os parâmetros $\lambda(s)$, $N(s)$ e $\kappa(s)$ são definidos segundo as equações a seguir:

$$\lambda(s) = \lambda(0) + [\lambda(\infty) - \lambda(0)](1 - e^{-\beta s}) \quad (3.27)$$

$$N(s) = N(0) + [\lambda(s) - \lambda(0)](1 - e^{-\beta s}) \ln\left(\frac{P_f}{P_c}\right) \quad (2.28)$$

onde:

p_c - deve ser considerado igual à p_{atm} e este igual à 100kPa.

$$\kappa(s) = \kappa(0) + [\kappa(\infty) - \kappa(0)](1 - e^{-\gamma s}) \quad (3.29)$$

E igualando-se a Equação 3.29 com a Equação 3.25, chega-se a:

$$-\kappa_s \ln\left(\frac{s + P_{atm}}{P_{atm}}\right) - \kappa(s) \ln \frac{P_0}{P_0^*} = N(s) - \lambda(s) \ln\left(\frac{P_0}{P_{atm}}\right) - N(0) + \lambda(0) \ln\left(\frac{P_0^*}{P_{atm}}\right) \quad (3.30)$$

Isolando-se e substituindo-se os valores de $\lambda(s)$, $N(s)$ e $\kappa(s)$, encontra-se a função p_o :

$$\frac{P_0}{P_{atm}} = e^{\left\{ \frac{[\lambda(0) - (\kappa(0) + [\kappa(\infty) - \kappa(0)](1 - e^{-\gamma s}))] \ln \frac{P_0^*}{P_{atm}} + [\lambda(\infty) - \lambda(0)](1 - e^{-\beta s}) \ln \frac{P_f}{P_{atm}} + \kappa_s \ln\left(\frac{s + P_{atm}}{P_{atm}}\right)}{\lambda(0) - (\kappa(0) + [\kappa(\infty) - \kappa(0)](1 - e^{-\gamma s})) + [\lambda(\infty) - \lambda(0)](1 - e^{-\beta s})} \right\}} \quad (3.31)$$

São necessários três ensaios, com corpos-de-prova submetidos a três valores de sucção matricial diferentes e constantes, e um com o corpo-de-prova saturado. Monta-se um sistema de três equações e obtém-se os parâmetros p_f , β , $\lambda(\infty)$. Estes parâmetros devem ser concordantes com os resultados experimentais.

3.11.3 Modelo Proposto por Machado (1998)

Machado (1998) verificou que funções potenciais podem ser utilizadas para representar o comportamento de alguns parâmetros do solo em relação à sucção. Assim, propôs a utilização dessas equações para a representação das funções $\lambda(s)$ e $p_0(s)$.

São necessárias algumas restrições em relação a essas funções. Uma dessas restrições é que as funções devem ser de natureza tal que as deformações plásticas previstas utilizando-se o encruamento do solo em um plano com determinado valor de sucção sejam as mesmas previstas em um plano para a condição de solo saturado.

Pode-se mostrar, segundo o autor, que para que a equação da superfície de plastificação atenda à exigência postulada, ela deve ser escrita da seguinte forma:

$$p_0 = C \times p_0^{*\alpha_p} \quad (3.32)$$

onde:

α_p é uma função exclusiva da sucção, dada pela Equação 3.33 e C é uma constante, ou como será adotado, uma função exclusiva da sucção.

$$\alpha_p = \left(\frac{\lambda_{(0)} - K}{\lambda_{(s)} - K} \right) \quad (3.33)$$

A partir de dados experimentais o autor optou por representar a função $\lambda(s)$ do solo através de uma função hiperbólica, dada pela Equação 3.34.

$$\lambda(s) = \lambda(0) + \frac{s}{a_\lambda + b_\lambda \cdot s} \quad (3.34)$$

onde:

a_λ e b_λ são parâmetros do solo.

O autor verificou que o uso de uma função hiperbólica para representar a função C da equação 3.32 no ajuste da superfície LC adotada apresentava resultados satisfatórios. Assim, chegou-se à Equação 3.35 para a curva de plastificação do solo.

$$p_0 = \left[\frac{s}{a_p + b_p \cdot s} + 1 \right] \cdot p_0^{*\alpha_p} \quad (3.35)$$

onde:

a_p e b_p são parâmetros do solo.

3.11.4 Outros Modelos

Outros modelos elastoplásticos foram desenvolvidos a partir do Modelo Básico de Barcelona (BBM), assim como os propostos por Futai (1995) e Machado (1998). Os novos modelos são desenvolvidos a fim de se incorporar particularidades dos solos, que interferem em seu comportamento. Alonso e Gens (1994); Leroueil e Barbosa (2000) e Garitte *et al* (2006) descrevem, por exemplo, a incorporação do efeito dobrado da sucção sobre o comportamento de solos cimentados. Wheeler *et al* (2002) apresenta um modelo que prevê diminuição do potencial de colapso com aumento da tensão vertical líquida. Modificações do BBM podem ser vistas também em Zang e Lytton (2009); Gens e Alonso (1992); Alonso *et al* (1999); Gens (1996); Sheng *et al* (2004) e Vassallo *et al* (2007).

4 MÉTODOS E MATERIAIS

4.1 Considerações a respeito do Solo Estudado

A pesquisa foi realizada com amostras de solos retiradas do Campo Experimental de Mecânica de Solos e Fundações (CEM SF) da Unicamp (*Campus Campinas*), localizado na FEAGRI – Faculdade de Engenharia Agrícola (Figura 4.1).

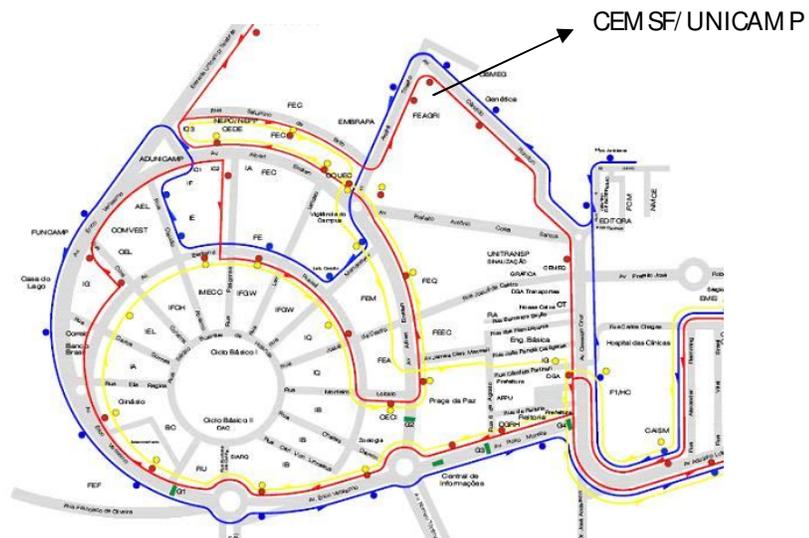


Figura 4.1. Localização do Campo Experimental dentro do Campus da UNICAMP.

No local em questão, foram realizados diversos ensaios de campo como: sondagens dos tipos SPT-T (*Standard Penetration Test with Torque Measurements*), CPT (*Cone Penetration Test*), DMT (*Dilatômetro de Marchetti*) e outros. Os detalhes de caracterização deste perfil podem ser vistos em Giacheti (1991), Cavalcante *et al* (2006). Alguns resultados destes ensaios estão apresentados nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4.

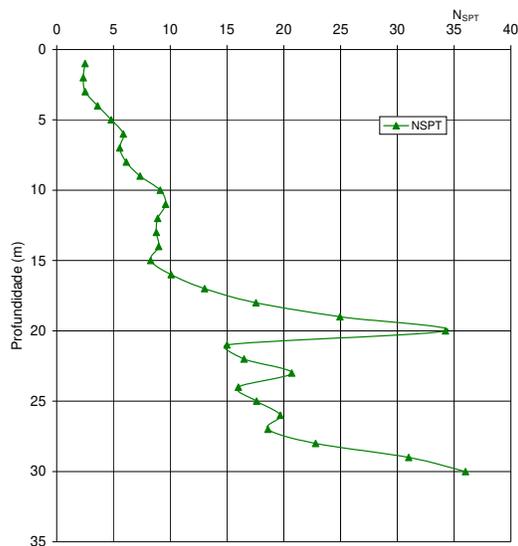


Figura 4.2. Sondagem de simples reconhecimento – SPT (CAVALCANTE *et al*, 2006).

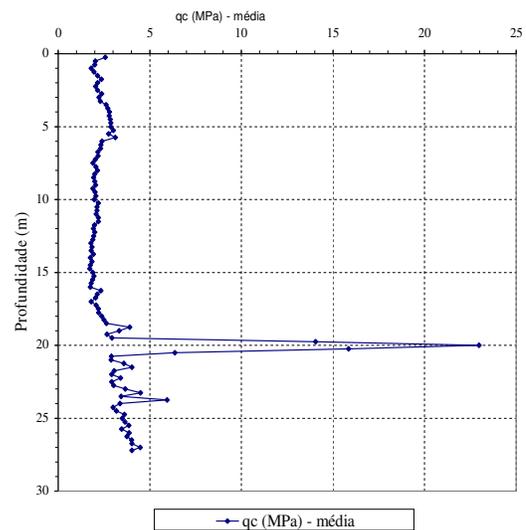


Figura 4.3. Sondagem de penetração estática (resistência de ponta) - CPT (CAVALCANTE *et al*, 2006).

Segundo Albuquerque *et al* (2001), o subsolo da região é formado por Migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da Serra Geral (Diabásio). Perfazem 98 km² da região de Campinas, ocupando 14% da área total.

O perfil de solo do Campo Experimental, até 6,5 m de profundidade, apresenta uma camada de argila silto-arenosa, porosa, de origem coluvionar, composta, predominantemente, por argilo-minerais do tipo caulinita, quartzo e óxidos de ferro (hematita), provavelmente servindo como cimentação entre os grãos de argila e de areia (Miguel *et al*, 2007). Até 6,5 m de

profundidade, o perfil de solo, referente à camada superficial coluvionar, não apresenta anisotropia com relação à permeabilidade, visto que os valores de condutividade hidráulica vertical e horizontal são bastante próximos e típicos de areias finas, como visto em Miguel *et al* (2007), constatando a estrutura macro porosa desse solo oriunda dos processos de laterização ocorridos.

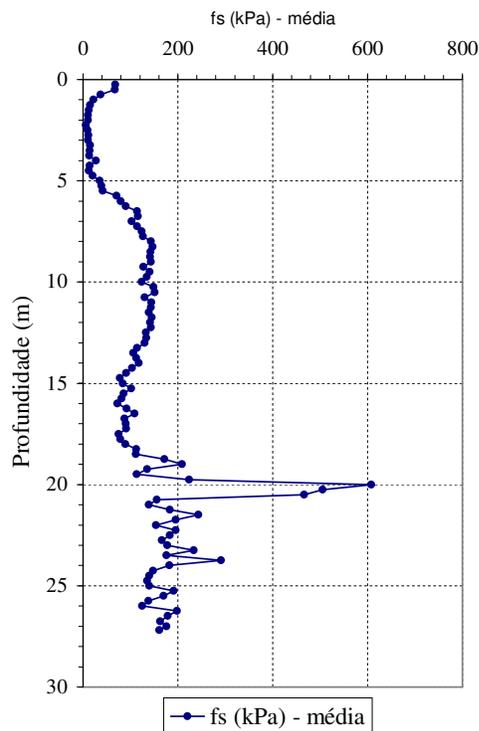


Figura 4.4. Sondagem de penetração estática (atrito lateral) – CPT (CAVALCANTE *et al*, 2006)

O material subjacente à profundidade de 6,5m até 7,0m se refere a uma camada de silte arenoso, residual de Diabásio, que sofreu laterização intensa, porém não possui plasticidade. É composto basicamente por gibbsita e por óxidos de ferro do tipo goethita, além de quartzo.

O solo da camada subjacente à profundidade 7,0m é caracterizada como um silte argilo-arenoso, não laterítico, e é encontrado até 20 m de profundidade. O nível d'água se apresenta a 17,0 m.

4.2 Coleta e Caracterização das Amostras de Solo

As amostras de solo da camada superficial do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações (CEMSF) da Unicamp, submetidas aos ensaios edométricos, foram do tipo indeformadas.

Um poço de inspeção de um metro de diâmetro foi aberto no CEMSF, segundo os procedimentos da NBR 9604 (ABNT, 1986). Nesse poço, foram coletadas três amostras indeformadas de cada metro de profundidade, a partir de 1,5m até 6,5m, somando um total de dezoito amostras. No momento da coleta das amostras, foi determinado o teor de umidade natural em campo, através do Ensaio da Estufa - NBR 6457 (ABNT, 1986a). Uma parte dessas amostras indeformadas foi submetida aos ensaios de caracterização em laboratório, para obter maiores informações de caráter geotécnico: análise granulométrica - NBR 7181 (ABNT, 1984a) com e sem defloculante na fase de sedimentação; limite de liquidez - NBR 6459 (ABNT, 1984b); limite de plasticidade - NBR 7180 (ABNT, 1984c); massa específica natural - MB-2887 (ABNT, 1988); massa específica dos sólidos - NBR 6508 (ABNT, 1984d).

4.3 Ensaio de Fluorescência de Raios-X

Os ensaios de Fluorescência de Raios-x foram realizados em amostras deformadas, nas profundidades de 1,5m, 2,5m, 3,0m, 4,3m 5,0m, 6,0m, 6,8m e 7,0m, utilizando-se o

equipamento Espectrômetro de Fluorescência de Raios-X de Energia dispersiva *Shimadzu EDX 700*.

As amostras foram pesadas (300 mg, triplicata), em celas de fluorescências convencionais, com o fundo contendo um filme de *Mylar® (politereftalato)* de 2,5µm de espessura. Assim preparadas, elas foram irradiadas, também em triplicata, nas seguintes condições: Tubo de raios-X - voltagem aplicada: 15kV, corrente aplicada: 200µA, tempo de irradiação: 200s, atmosfera de irradiação: vácuo (30Pa)

Utilizaram-se os padrões certificados para calibração, a saber: *NIST-SRM 1646a*, *NIST-SRM 2709*, *NIST-SRM 2710*, *NIST-SRM 2711*. A calibração multivariada foi feita por quimiometria (*PLS_Partial Least Square Regression*), criando modelos por meio da utilização do Programa *The Unscrambler*, versão 9.2, da *CAMO*. Assim, foram tiradas as médias dos espectros das amostras e seus valores de concentração foram obtidos através dos modelos descritos acima.

4.4 Ensaios de Difração de Raios-X

Os ensaios de difração de raios-x foram realizados com o feixe de raios-x incidindo sobre as amostras provenientes das profundidades de 1,5m, 2,5m, 3,0m, 4,3m, 5,0m, 6,0m, 6,5m e 7,0m, na forma de pó (considerando que a distribuição dos cristalitos é aleatória). Em teoria, um feixe é difratado pelos cristalitos, que estão orientados de forma a difratar o feixe incidente. O feixe incidente forma um ângulo θ com os planos atômicos difratantes e 2θ com o detector (satisfazendo a lei de *Bragg*). O registro das intensidades difratadas, coletadas pelo detector, corresponde a um difratograma de raios-x da amostra e representa uma “impressão digital” dela. A análise dos difratogramas obtidos com condições adequadas, através do método desenvolvido por *Hugo Rietveld*, forneceu informações estruturais das amostras de solo ensaiadas.

4.5 Confeção de Lâminas Delgadas Impregnadas do Solo Natural e Após os Ensaios

Lâminas delgadas e impregnadas foram confeccionadas através de amostras indeformadas coletadas nas profundidades de 1,5m, 2,5m, 3,5m, 4,5m, 5,5m e 6,5m e de pequenos fragmentos indeformados da amostra coletada a 7,0m. Foram confeccionadas lâminas do plano horizontal das amostras. As lâminas foram impregnadas com resina acrílica em pequenas quantidades (impregnação por capilaridade), utilizando-se dessecador a vácuo, e depois com azul de metileno, com a finalidade de obtenção da distribuição dos poros. Após o endurecimento das amostras, elas foram fatiadas para confecção das lâminas delgadas. A interpretação dessas lâminas foi realizada por meio de um microscópio petrográfico com objetivas de aumento 2,5 X, 10,0X, 25,0X, 40,0X e 50,0X, associadas com os dados de difração de Raios-X e de fluorescência de Raios-X. Foram também confeccionadas lâminas para as amostras de solo após a realização dos ensaios edométricos, para as três profundidades estudadas e em cada uma das condições de ensaio.

4.6 Ensaio de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio

Na determinação das curvas de distribuição de poros, foi empregado o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, utilizando-se o *POROSIZES 9320*, da *Micromeritics Instrument Corporation*, com capacidade máxima de aplicação de pressão de 30000psi e com controle automático de pressão.

Os ensaios das três amostras foram realizados no Instituto de Física de São Carlos (USP), sobre as amostras coletadas nas profundidades de interesse (1,5m; 4,5m e 6,5m), na condição indeformada.

Do ensaio de porosimetria é possível obter, basicamente, duas curvas. As curvas de distribuição diferencial (histograma de frequências) e porcentagens em relação ao volume de vazios total da amostra *versus* diâmetro dos poros, representado apenas pelos vazios acessíveis ao mercúrio, isto é, considerando-se apenas a porosidade efetiva. A curva de distribuição diferencial permite que se observem os intervalos de diâmetros de poros que aparecem com mais frequência na estrutura do solo.

4.7 Ensaios Edométricos com Controle de Sucção

Nos ensaios edométricos com controle de sucção foram submetidos corpos-de-prova moldados das amostras indeformadas coletadas nas profundidades de 1,5m, 4,5m e 6,5m. Essa escolha foi baseada em trabalhos realizados como Miguel *et al* (2007a e 2007b), os quais indicaram diferenças de comportamento geotécnico para essas profundidades. A seguir, apresentam-se os procedimentos básicos para a execução de um ensaio edométrico com sucção controlada, que utiliza a técnica de translação de eixos para imposição da sucção.

FASE 1 – Saturação da placa porosa de alta pressão de entrada de ar

Antes de iniciar o ensaio edométrico com controle de sucção a placa porosa de alta pressão de entrada de ar é saturada. Posteriormente, realizam-se os seguintes passos:

- a) Satura-se a base do edômetro com água destilada a partir da rede de alimentação de água, fazendo-se com que haja um fluxo de água em sua base, para que

ocorra a expulsão das bolhas de ar. A Figura 4.5 apresenta os edômetros desenvolvidos para os ensaios edométricos com controle de sucção.

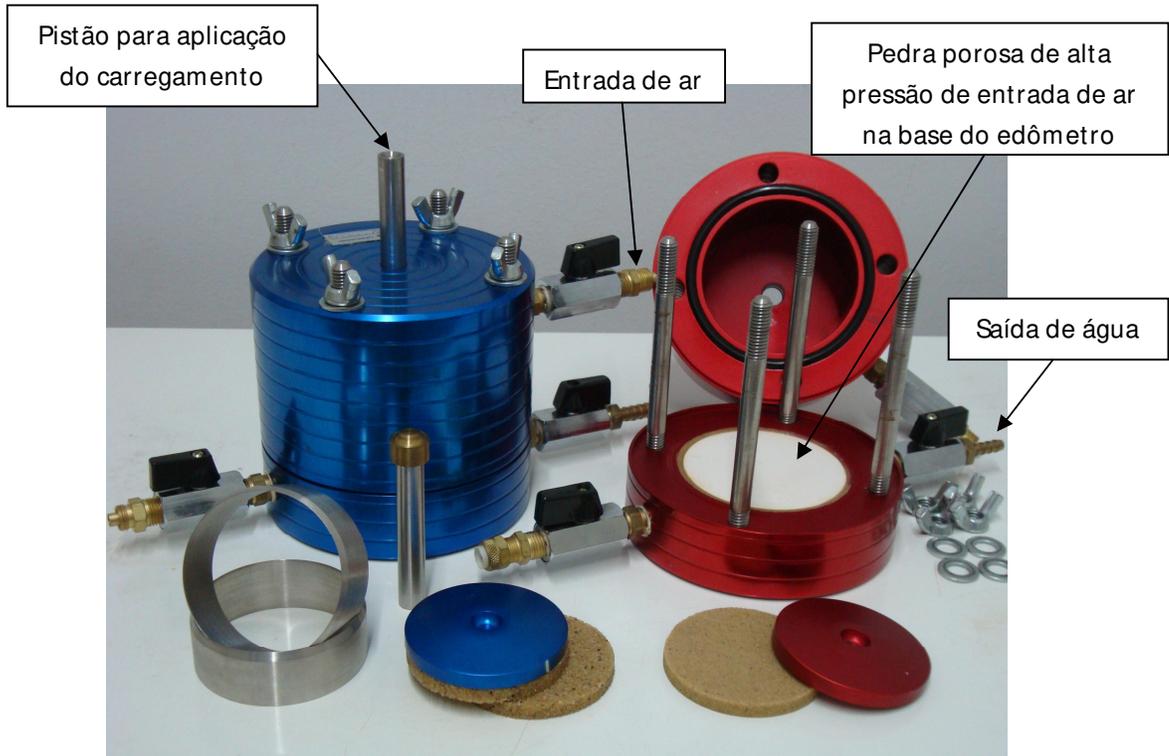


Figura 4.5. Edômetro utilizado nos ensaios com controle de sucção matricial.

- b) Adicionam-se de cerca de 200 ml de água destilada e deaerada na parte superior do edômetro ou até a marca de referência;
- c) Conecta-se a base do edômetro à parte superior através das hastas de fixação e prendem-se as duas partes com as porcas “tipo borboleta”.
- d) Coloca-se o edômetro sobre uma superfície horizontal fixa. Ajusta-se a conexão da mangueira de alimentação de ar, assim como da mangueira para retirada de água no edômetro. A mangueira para retirada de água deverá ser conectada a uma

bureta graduada para medição do volume de água percolado através da placa. As torneiras de entrada de ar e de saída de água do Edômetro deverão permanecer fechadas durante toda essa operação.

e) Regulariza-se, no painel da rede de ar, a pressão que será aplicada na câmara, mantendo fechadas todas as torneiras conectadas ao edômetro. Usa-se uma pressão de ar inferior a capacidade das placas porosas de alta pressão de entrada de ar.

f) Após estabilização da pressão de ar, abrem-se as torneiras de entrada de ar e de saída de água do edômetro. Permite-se que um volume de água, inferior aos 200 ml colocados no edômetro, percole através da placa para a sua saturação. Este volume é medido pela bureta.

g) Fecha-se a torneira de saída de água e aumenta-se a pressão no painel da rede de ar após a saturação da placa porosa. Em seguida, o edômetro é inclinado de tal forma que a entrada de ar fique para baixo. Periodicamente se abre e, em seguida, fecha a saída de água da câmara para expulsão de bolhas de ar.

h) Após a saturação da placa porosa e da retirada de ar da base do edômetro, desmonta-se o sistema.

i) Após a Fase 1, o edômetro é aberto para retirar o volume de água restante usado para a percolação.

FASE 2 – Saturação da amostra de solo

Após a saturação a placa porosa de alta pressão de entrada de ar, pode-se montar o ensaio, desde que a amostra moldada de solo esteja saturada. Para umedecer a amostra, realiza-se o seguinte procedimento:

a) A amostra moldada com anel metálico é colocada em bandeja sobre uma placa porosa comum e papel filtro comum.

b) Preferencialmente, adiciona-se água destilada e deaerada, em certa quantidade, de modo que não ultrapasse a altura da placa porosa, para o solo absorver a água por capilaridade.

FASE 3 – Montagem do Ensaio

a) A superfície da placa porosa do edômetro é enxuta com o auxílio de um papel ou de uma toalha para a retirada do excesso de água ainda existente. Retira-se a amostra da bandeja, removendo a placa porosa, o papel filtro e o excesso de água entre eles para a pesagem do solo saturado + anel de moldagem. Posiciona-se a amostra verticalmente, colocando-a em contato com a base do Edômetro (sem uma haste de fixação).

b) Acomoda-se a base do edômetro, assim como da amostra, sobre uma superfície horizontal fixa, centralizando, se necessário, o anel de amostragem na base do edômetro.

c) Coloca-se uma placa porosa comum sobre o corpo-de-prova. Em ensaios com sucções diferentes de zero, isto é, com o solo não saturado, a pedra deverá estar seca, para facilitar o controle de saída de água através do solo no sistema. Neste caso, o ensaio deve ser montado o mais rápido possível, pois a placa seca absorverá água do solo por capilaridade. Já para ensaios com o solo saturado é conveniente umedecer a placa porosa de topo antes da montagem.

d) O cabeçote é colocado sobre a placa porosa e o pistão é lubrificado com graxa de silicone.

e) Após a lubrificação, mantém-se a cabeça interna do pistão a cerca de 5mm do topo interno do edômetro para não afetar a amostra de solo durante a montagem. A haste de fixação é colocada na base do edômetro e sobre ela é colocada a sua parte superior. Depois, a entrada de ar (parte superior) é posicionada do lado oposto à saída de água do edômetro (parte inferior).

f) Fixa-se a parte superior do edômetro e apertam-se as porcas “tipo borboleta” alternadamente.

g) Baixa-se o pistão com cuidado até que ofereça certa resistência. Nesta etapa, é imprescindível que o operador use as duas mãos, uma para empurrar e a outra para controlar a descida do pistão. Então, o edômetro é conduzido com cuidado até a prensa.

h) Inicialmente, adiciona-se uma quantidade de água ao sistema bureta-mangueira, suficiente para preencher toda a mangueira e o registro da bureta. Antes de conectar a mangueira ao edômetro, é aberto parcialmente o registro para evitar e/ou retirar bolhas. Em seguida, a mangueira é conectada na base do edômetro.

i) Após essa conexão, uma pequena quantidade de vaselina líquida é separada, com o auxílio de uma seringa.

j) A vaselina líquida é posta sobre o nível d'água superficial da bureta com o auxílio da seringa e mangueira, com as funções de se evitar evaporação da água da bureta e de auxiliar nas leituras do volume d'água. A mangueira de alimentação de ar é conectada ao edômetro.

k) Depois, fazem-se os ajustes necessários na prensa para a realização do ensaio, tais como: equilíbrio de massa, deflectômetro, êmbolo de aplicação de cargas e nível da alavanca. Além do ajuste fino entre o nível da alavanca e o êmbolo.

l) Através do painel, a pressão de ar é aplicada para imposição da sucção ao solo, lembrando que, após o equilíbrio de umidade, a pressão de ar escolhida corresponderá à sucção do solo segundo a técnica de translação de eixos.

m) Após todos os ajustes da prensa e da pressão de ar, abre-se a entrada de ar do edômetro, mantendo a saída de água fechada.

n) A torneira de saída de água é aberta para o equilíbrio de umidade, retirando possíveis bolhas na mangueira. Leituras periódicas do volume de água da bureta até sua estabilização são anotadas. Depois de decorrido esta etapa, o solo estará preparado para ser ensaiado. Desta forma, o procedimento de ensaio torna-se agora semelhante ao ensaio edométrico convencional (sem controle de sucção). Os estágios de tensões líquidas aplicadas são: 13kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa, 800kPa e 1600kPa.

FASE 4 – Desmontagem do ensaio

a) O procedimento para a desmontagem do ensaio segue basicamente as etapas descritas na Fase 3, mas em ordem inversa, tanto na retirada do edômetro da prensa, quanto na retirada da pressão de ar aplicada na câmara.

b) A massa final do corpo-de-prova e o teor de umidade final são determinados para o cálculo dos índices físicos pós-ensaio.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Ensaios de Caracterização Geotécnica

A Tabela 5.1 apresenta os valores dos índices físicos das amostras indeformadas ensaiadas, como massa específica natural (ρ), massa específica dos sólidos (ρ_s), teor de umidade natural ou de campo (w_{campo}), índice de vazios (e), porosidade (n), grau de saturação (S_r) e umidade de saturação (w_{sat}). Observando esses valores, verifica-se que as amostras possuem elevados índices de vazios e baixos graus de saturação, típicos de solos tropicais lateríticos e colapsíveis. Os valores de massa específica dos sólidos das amostras são relativamente altos, indicando a possível presença de óxidos de ferro, agentes cimentantes típicos dos solos lateríticos.

As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam as curvas granulométricas das amostras de solo ensaiadas com e sem defloculante, respectivamente. As curvas granulométricas das Figuras 5.1 e 5.2, analisadas conjuntamente, indicam, para as amostras das profundidades de 1,5m a 6,0m, a presença de uma estrutura com microagregações de partículas finas, formando grumos (ou flocos). As partículas finas se agregam em função das atrações físico-químicas e da cimentação presente no perfil do solo, essa última fruto dos processos de lixiviação sofridos. Na Figura 5.1, nota-se a presença das frações argila em maior quantidade, devido à ação do defloculante que desagrega os grumos (flocos), constituídos de partículas finas aglomeradas. Na Figura 5.2, essas partículas de argila se mostram agregadas, pois não há a ação do defloculante, e, dessa

maneira, se expressam como partículas de silte e areia fina, conforme pode ser visto em Miguel *et al* (2007a).

Tabela 5.1. Valores de índices físicos das amostras indeformadas.

Prof. (m)	ρ (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	w (%)	e (-)	n (%)	S _r (%)	W _{sat} (%)
1,5	1,18	2,99	24,2	2,14	68,2	33,7	71,6
2,5	1,37	3,04	23,7	1,74	62,4	44,3	57,2
3,5	1,40	3,06	22,3	1,68	62,7	40,7	54,8
4,5	1,44	3,08	27,2	1,72	63,3	48,6	55,9
5,5	1,41	3,08	22,2	1,66	62,4	41,1	53,9
6,5	1,47	3,06	22,4	1,55	60,8	44,2	50,6

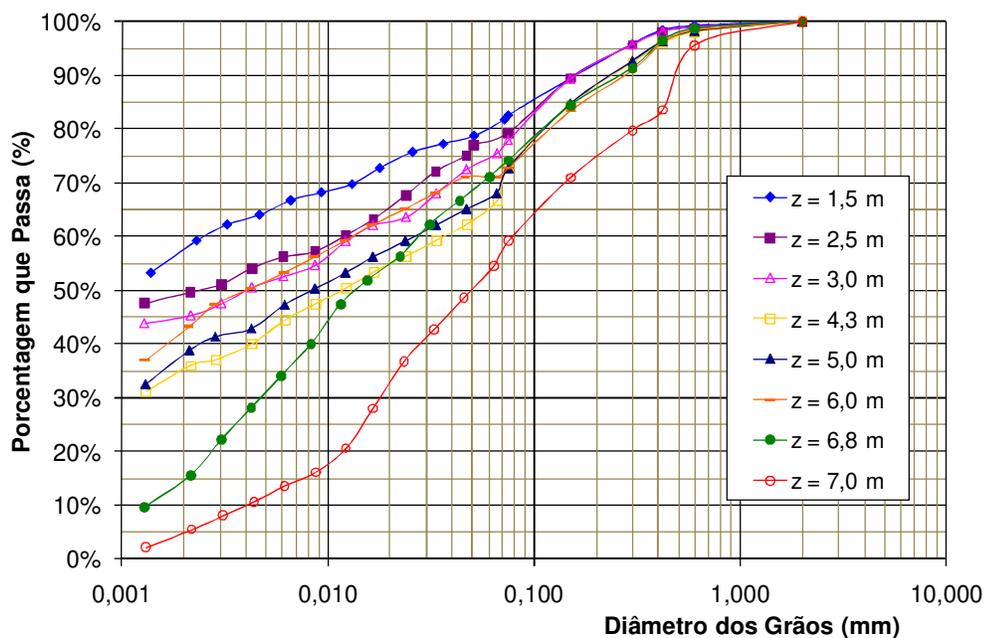


Figura 5.1. Curvas Granulométricas obtidas com o uso de defloculante.

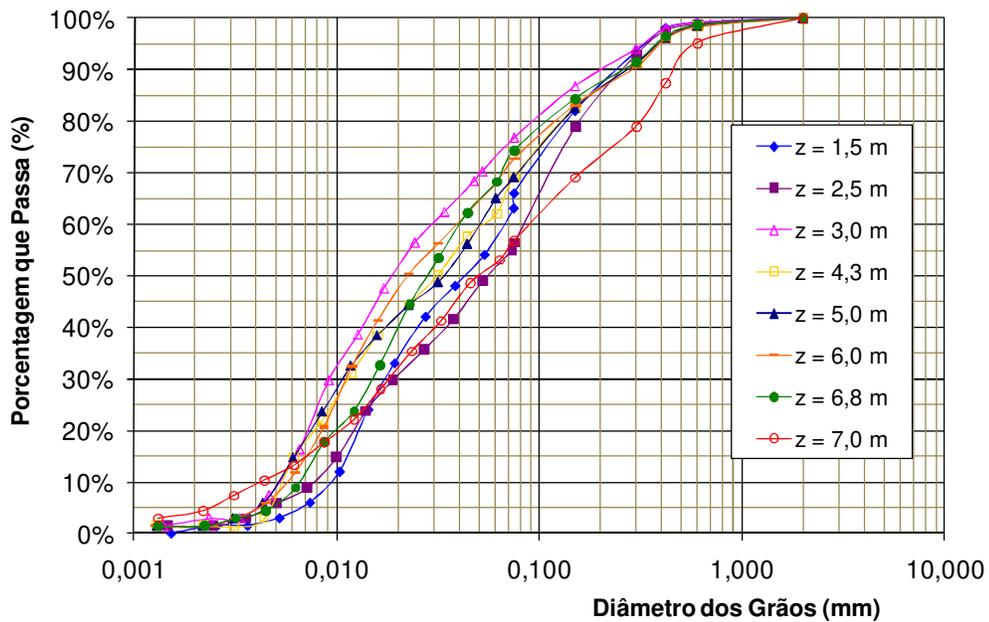


Figura 5.2. Curvas Granulométricas obtidas sem o uso de defloculante.

Analisando as mesmas curvas granulométricas, mas para a profundidade de 7,0m, percebe-se que a estrutura microagregada não mais se apresenta e a ação do defloculante torna-se indiferente. A amostra da profundidade de 6,8m apresenta sua curva granulométrica sob ação do defloculante (Figura 5.1) como transição entre as amostras com estrutura agregada (1,5m a 6,0m) e a amostra sem estrutura agregada (7,0 m). A fração argila diminui em relação à fração arenosa.

As classificações granulométricas sob ação do defloculante indicam, para o perfil de solo, texturas de argilas silto-arenosas até a profundidade de 6,0 m, concordando com Albuquerque *et al* (2001) e Giachetti (1991), e siltes areno-argilosos a siltes arenosos quando se avança de 6,8m a 7,0m. No caso das curvas granulométricas obtidas sem defloculante, verifica-se que o perfil se constitui de siltes arenosos em toda a sua extensão, indicando essa textura em campo.

Os valores obtidos dos Limites de Liquidez (LL), Limites de Plasticidade (LP) e Índices de Plasticidade (IP), em função da profundidade de coleta das amostras, estão apresentados na Tabela 5.2. Praticamente, não há variações expressivas dos limites de consistência ao longo da profundidade. Os valores de LL compreendem valores abaixo de 50% (exceto para a amostra de 2,5m), que representam solos de baixa compressibilidade. Assim, segundo a Carta de Plasticidade de Casagrande (1948), são classificados como ML (siltes de baixa compressibilidade), com exceção da amostra de 2,5m, que é classificada como MH (silte de alta compressibilidade).

Tabela 5.2. Valores de limites de consistência.

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1,5	48	37,3	10,7
2,5	51,3	37,1	14,2
3,5	47,9	35,4	12,5
4,5	49,6	38,4	11,2
5,5	48	38,4	9,6
6,5	49,2	35,1	14,1

5.2 Curvas de Retenção de Água no solo

5.2.1 Curvas Obtidas pelo Método do Papel Filtro

A Figura 5.3, apresentada por Bonder (2008), traz as curvas de retenção de água no solo, para as profundidades 1,5m, 2,5m, 3,5m, 4,5m, 5,5m e 6,5m, obtidas pela técnica do papel filtro, para as trajetórias de umedecimento e secagem.

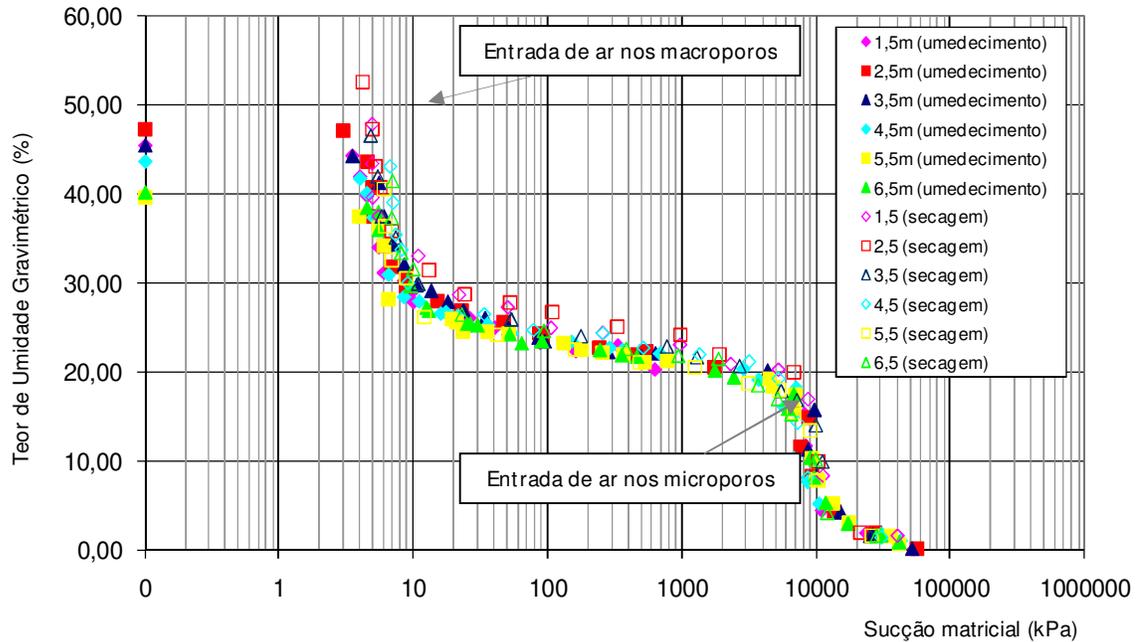


Figura 5.3. Curvas de Retenção obtidas pelo método do papel filtro (BONDER, 2008).

As curvas obtidas pelo método do papel filtro, tanto pelas trajetórias de umedecimento quanto de secagem, para as profundidades 1,5m até 6,5m, foram obtidas sem se levar em consideração as variações volumétricas sofridas pelos corpos-de-prova durante a execução do ensaio.

Essas curvas são geralmente plotadas em função do teor de umidade volumétrico ou grau de saturação, mas como não foi considerada a variação volumétrica dos corpos-de-prova analisados, as curvas são mostradas em função do teor de umidade gravimétrico.

Nota-se que as curvas (umedecimento e secagem) são bastante semelhantes em todas as profundidades e os valores obtidos são bem próximos. O formato é do tipo bimodal, típico de solos com estrutura macro e microporosa.

Percebe-se que a porosidade do material, juntamente com a distribuição destes poros, influencia nos valores de sucção matricial para um mesmo teor de umidade gravimétrico, principalmente no trecho entre a entrada de ar dos macroporos e a entrada de ar nos microporos (BONDER, 2008).

Os valores de entrada de ar em todas as amostras foram bem próximos, podendo ser considerados iguais para todas as profundidades, em torno de 3kPa. Esses valores são relativamente baixos, caracterizando solos arenosos. Esse fato leva a crer que o solo, embora possua textura argilosa, apresenta-se com as partículas microagregadas.

5.2.2 Curvas Obtidas pela Técnica da Translação de Eixos

As curvas de retenção determinadas pelo método da translação de eixos foram obtidas por Miguel e Vilar (2009), utilizando o processo de secagem e umedecimento, para as amostras das profundidades de 1,5m, 2,5m, 3,5m, 4,5m. (Figura 5.4).

Devido à limitação do método, no que diz respeito à máxima sucção imposta, poder-se-iam obter análises equivocadas sobre este tipo de solo. Como foram determinados pontos até se atingir o valor de sucção matricial de 1200 kPa, no caso do método de secagem, e valor de sucção matricial de 450 kPa, no método de umedecimento, a curva apresentou uma aparência unimodal, típica de solos de regiões temperadas, não tropicais, ou até mesmo de areia. As curvas são distintas até, aproximadamente, o valor de sucção matricial de 40 kPa, a partir do qual elas tendem praticamente a uma curva comum. Isto comparando as curvas obtidas pelo mesmo método, mas para profundidades diferentes (BONDER, 2008).

Os valores da entrada de ar nos macroporos são praticamente iguais em todas as profundidades, e com valores muito baixos, em torno de 1kPa, típicos de areias, enfatizando a estrutura microagregada do solo analisado.

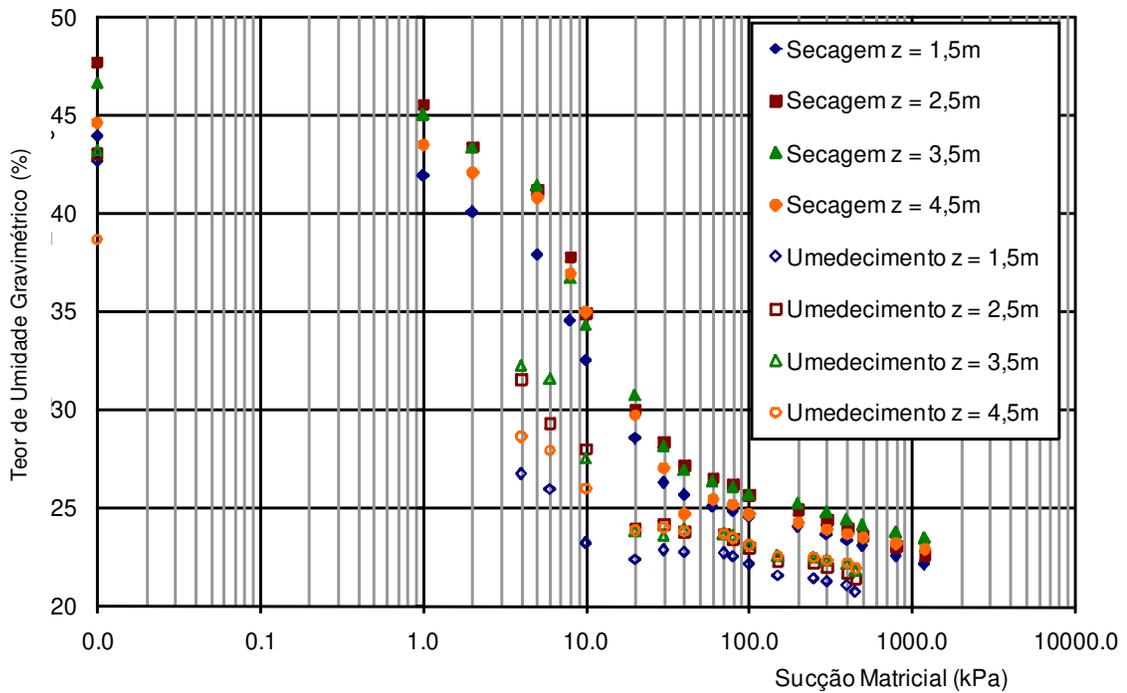


Figura 5.4. Curvas de Retenção obtidas pela técnica da translação de eixos.

5.3 Ensaios de Fluorescência de Raios-X

A Figura 5.5 apresenta as porcentagens dos óxidos predominantes no perfil de solo em função das profundidades das amostras coletadas. Observam-se valores praticamente constantes dos óxidos mais correntes até a profundidade de 6,0m, porém, a partir dessa profundidade, há uma redução das porcentagens de sílica e um aumento das porcentagens de óxidos de alumínio; já as porcentagens do óxido de magnésio e de hematita (Fe_2O_3) sofrem um leve aumento.

Essas variações das porcentagens de óxidos no perfil de solo coluvionar indicam que, a partir da profundidade de 6,0m, há um material bastante distinto do sobrejacente em termos de composição química.

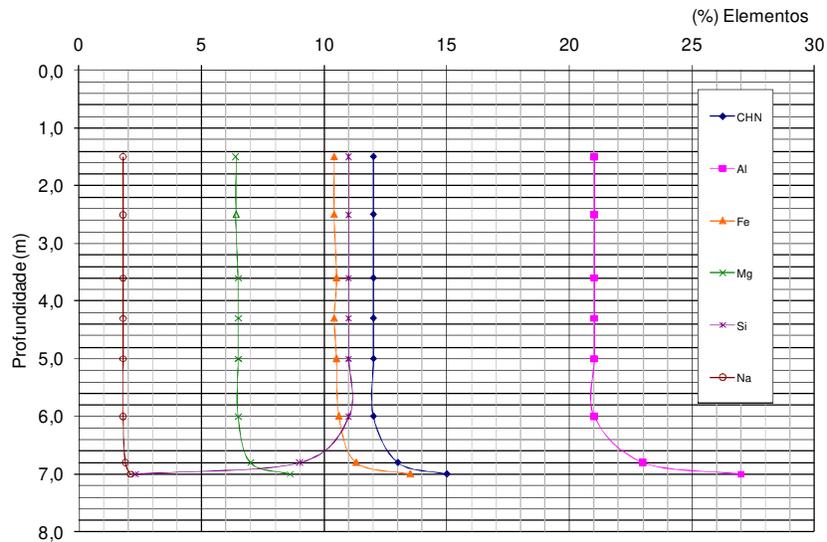


Figura 5.5. Porcentagens de óxidos predominantes versus profundidade.

5.4 Ensaios de Difração em Raios-X

Os resultados dos ensaios de difração de Raios-X são apresentados na Figura 5.6.

As amostras, até a profundidade de 6,0m, apresentam praticamente a mesma composição mineralógica. Verifica-se que, entre as profundidades de 6,5m e 7,0m, as quantidades dos minerais caulinita e hematita diminuem, surgindo, em contrapartida, os minerais gibbsita e goethita. A diminuição de sílica e o aumento de óxido de alumínio, após a profundidade de 6,0m, se traduzem na presença de gibbsita, ao contrário das profundidades sobrejacentes, que são compostas em maior grau pelas caulinitas. Esses resultados vêm

confirmar que o material até a profundidade de 6,0m é bastante distinto do mais profundo (7,0m), conforme indicaram os resultados dos ensaios de Fluorescência de Raios-X.

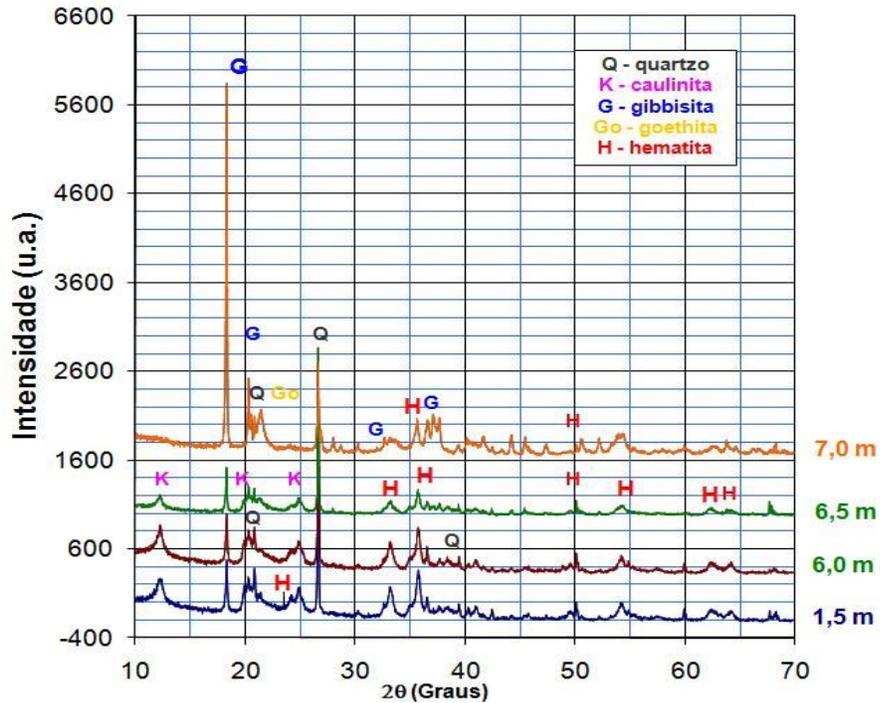


Figura 5.6. Resultados dos ensaios de difração em Raio-X para as amostras estudadas.

5.5 Lâminas Delgadas e Impregnadas das Amostras Naturais

Observa-se, da Figura 5.7, que o material da profundidade 1,5m é basicamente composto por grãos de quartzo bem angulosos, apresentando extinções ondulantes, típicas de material sedimentar. O entorno dos grãos apresentam-se recobertos por material ferruginoso de coloração avermelhada, com composição hematítica. Alguns destes grãos encontram-se fraturados e preenchidos por este mesmo material que está a sua volta.

O material hematítico serve como cimento entre os grãos de quartzo que possuem baixo contato entre si, fornecendo um material de alta porosidade e com poros comunicantes.

Pela análise geral das lâminas percebe-se tratar de material coluvionar, pela falta de orientação dos grãos mais alongados, de fonte bem próxima, provavelmente sedimentar.

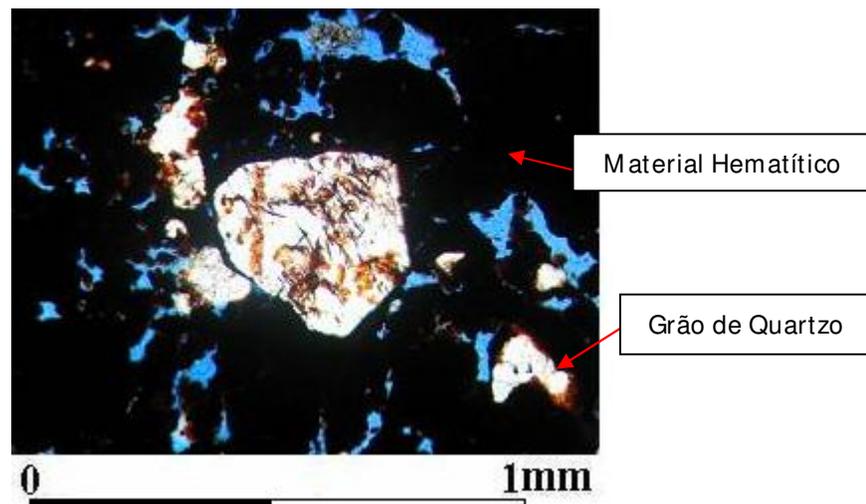


Figura 5.7. Grão de quartzo recoberto por material hematítico, profundidade 1,5m.

Na profundidade 2,5 m, o material é composto basicamente por grãos de quartzo e zircão e material hematítico. Os grãos de quartzo possuem as mesmas características do material da parte superior.

A Figura 5.8 mostra a porosidade do material. Esta porosidade fica extremamente reduzida quanto ocorre cimentação por material hematítico. Nesta profundidade, começa-se a observar poros aparentemente não comunicantes.

O material cimentante, de composição provavelmente hematítica, pode ser visto em quase toda a superfície da lâmina, recobrimdo parcialmente os grãos de quartzo.

Nesta profundidade ainda podem ser encontrados materiais orgânicos vegetais como contribuintes na composição da formação superficial.

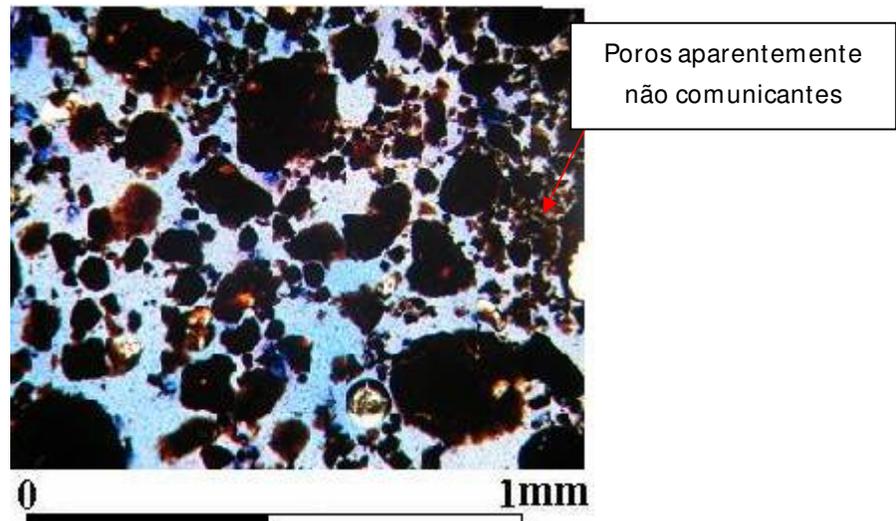


Figura 5.8. Aparecimento de poros aparentemente não comunicantes, profundidade 2,5m.

O solo da profundidade 3,5 m apresenta composição essencialmente quartzosa com material hematítico. Alguns cristais de zircão também podem ser encontrados, porém de forma rara e esparsa.

Os grãos de quartzo apresentam características semelhantes aos das amostras superiores. O material que preenche as fraturas também recobre as bordas dos minerais, e alguns são quase totalmente recobertos, como visto na Figura 5.9. Começa a ser notada uma diferença de cores, devida à transformação do material hematítico em goethita.

Devido à maior quantidade de material cimentante, existe um equilíbrio maior entre os poros, fornecendo poros comunicantes e não comunicantes.

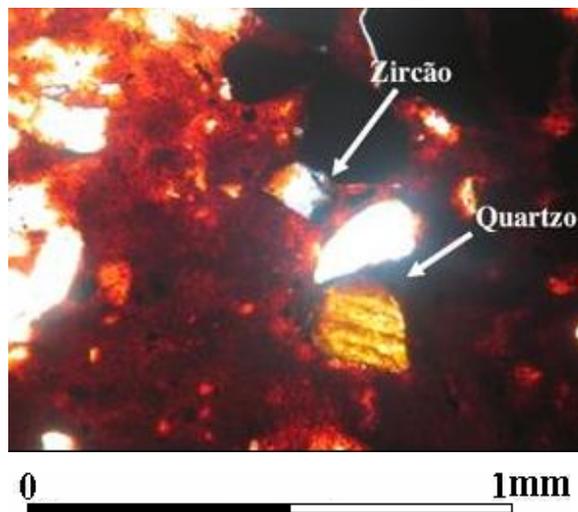


Figura 5.9. Grãos de quartzo e zircão envoltos por goethita, profundidade 3,5m.

O material da profundidade 4,5m é composto basicamente por grãos de quartzo. Ocorrem fraturamentos leves, preferencialmente nos grãos maiores, como pode ser visto na Figura 5.10, sendo pouco frequentes nos cristais menores. Estas fraturas encontram-se preenchidas por material ferruginoso de composição hematítica, assim como nas amostras das camadas superiores.

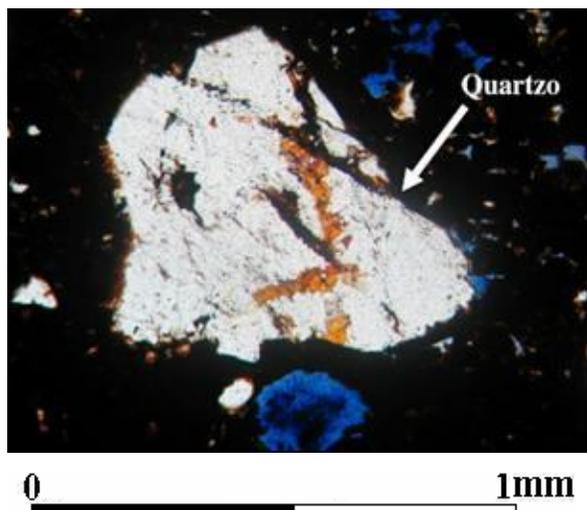


Figura 5.10. Grão de quartzo fraturado, profundidade 4,5m.

A porosidade existente nesta amostra representa poros não comunicantes, contudo podem, em associação, ter comunicação de forma generalizada. A diminuição do tamanho destes poros pode estar associada a materiais mais finos, fração de argila, de composição hematítica, goethítica e gibbsítica, lixiviadas das camadas superiores. Percebe-se que o material da profundidade 3,5m possui uma melhor distribuição de poros do que a deste material.

Na profundidade 5,5m, o material é muito semelhante ao solo da profundidade 4,5m. Há ocorrência de fraturas, preferencialmente nos grãos maiores. Estas fraturas encontram-se preenchidas por material ferruginoso tanto de composição hematítica, quanto de composição goethítica. Este material ferruginoso, servindo de cimento entre os grãos de quartzo e como recobrimento dos mesmos, pode ser observado na Figura 5.11.

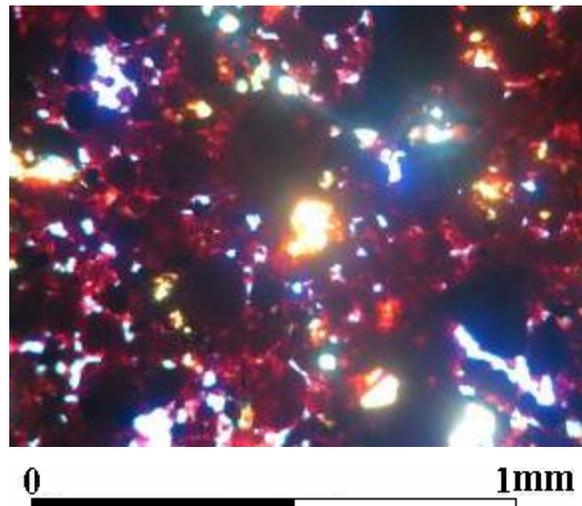


Figura 5.11. Cimentação entre os grãos de quartzo, profundidade 5,5m.

Os poros vistos nas amostras da profundidade 5,5m não apresentam comunicação entre si e são pequenos, se comparados com os das amostras superiores. Isso se deve ao fato de receber maior contribuição de material fino, de composição hematítica, goethítica e gibbsítica. Aumenta-se, assim, a aglutinação e cimentação dos demais grãos.

O solo da profundidade 6,5m apresenta composição predominantemente quartzosa, com grãos angulosos em sua maioria, porém com alguma contribuição de material mais arredondado.

Alguns cristais apresentam suas bordas com algum desgaste e recobrimento por material ferruginoso, provavelmente de composição hematítica/goethítica, como pode ser observado na Figura 5.12.

A porosidade deste material é aparentemente maior que a do material superior e com comunicação entre poros mais frequente. A ocorrência de material anguloso indica um material coluvionar de fonte próxima, igualmente aos materiais das camadas superiores, porém a existência conjunta dos grãos de quartzo mais arredondados evidencia a contribuição de outro material, podendo ser do material subjacente a ele, isto é, diabásio.

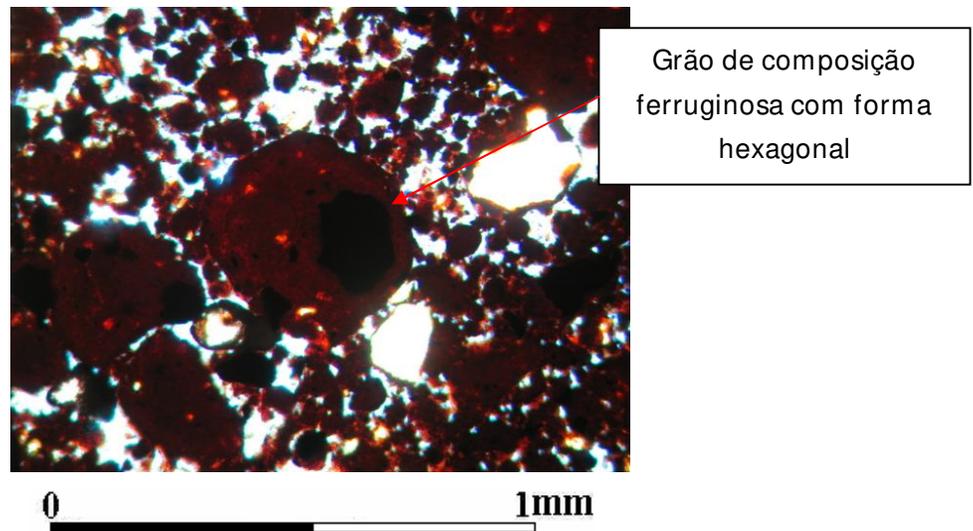


Figura 5.12. Grão formado pela agregação de material hematítico e finos, profundidade 6,5m.

5.6 Confeccção de Lâminas Delgadas e Impregnadas das Amostras após os Ensaiois

5.6.1 Profundidade 1,5m

As Figuras 5.13 a 5.18 apresentam as fotografias das lâminas delgadas impregnadas obtidas das amostras da profundidade 1,5m após a realização dos ensaios edométricos, organizadas em ordem crescente de sucção matricial imposta. Verifica-se, das figuras apresentadas, um aumento no alinhamento dos minerais com o aumento da sucção matricial imposta. Para a amostra submetida ao ensaio edométrico na condição saturada, ou seja, com sucção matricial nula (Figura 5.13), não há indício de orientação mineral.

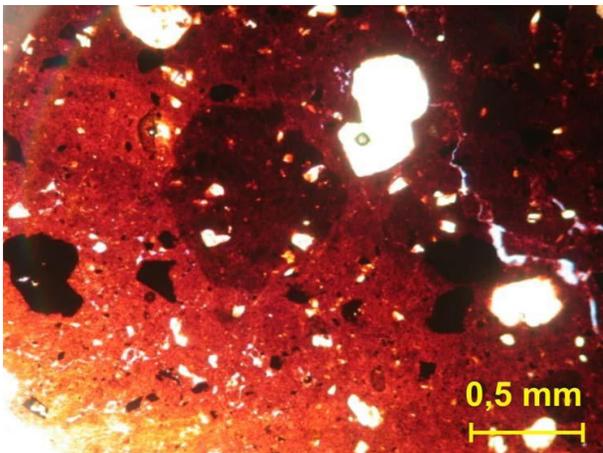


Figura 5.13. Presença de ranhuras e agregações, sucção 0kPa.

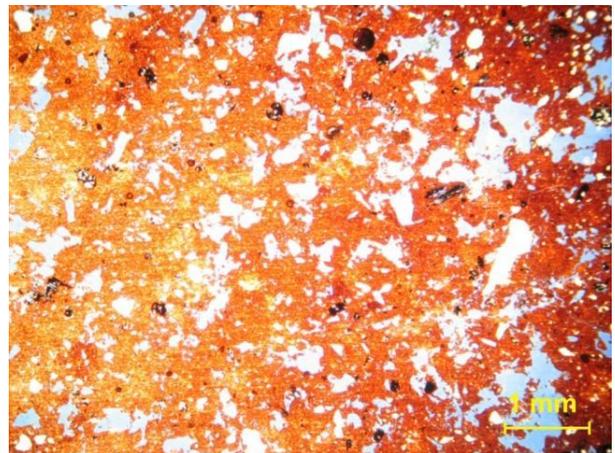


Figura 5.14. Distribuição homogênea de poros, sucção 25kPa.

Com o aumento da sucção para 100kPa (Figura 5.16) há um leve indício de orientação para os minerais, principalmente na direção do plano de fraqueza do solo, observado das lâminas realizadas com as amostras naturais.

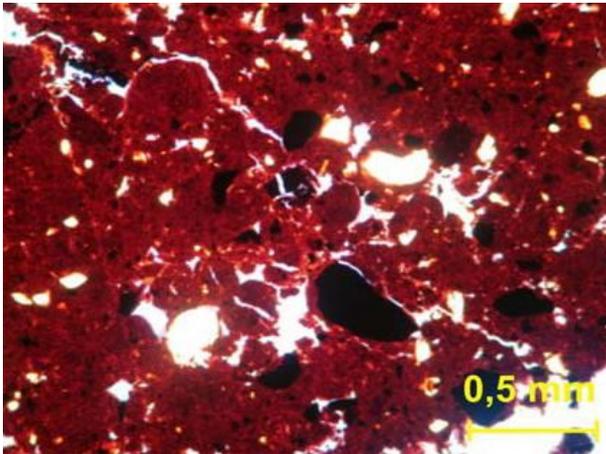


Figura 5.15. Fratura e início de alinhamento dos minerais, sucção 50kPa.

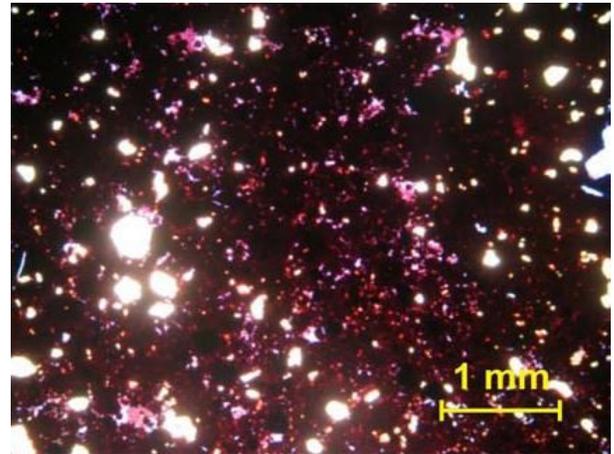


Figura 5.16. Indício de alinhamento dos minerais, sucção 100kPa.

Na lâmina submetida à sucção matricial de 200kPa (Figura 5.17) é possível observar um bom alinhamento dos minerais (direção NW), além do aparecimento de fraturas mais substanciais quando comparadas às apresentadas nas demais lâminas.

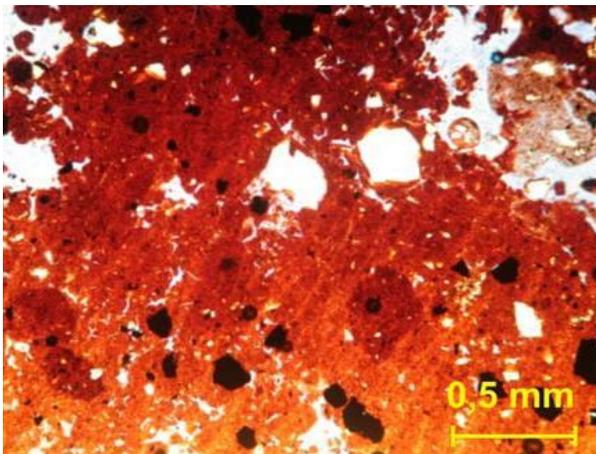


Figura 5.17. Alinhamento substancial dos minerais, sucção 200kPa.

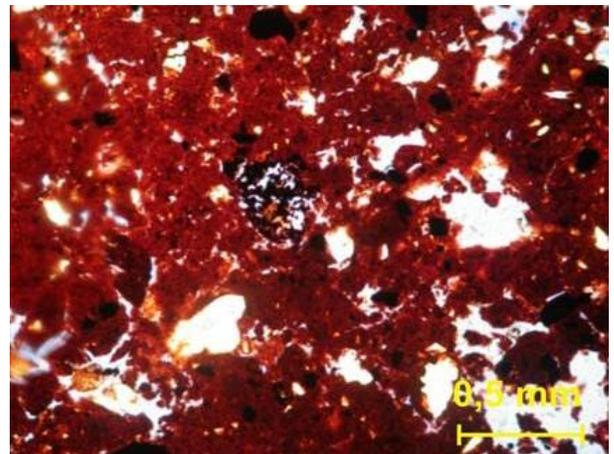


Figura 5.18. Alinhamento dos minerais e vazios, sucção 400kPa.

Por fim, para a amostra ensaiada com sucção matricial de 400kPa (Figura 5.18), já são aparentes dois *trends* de alinhamento (direções NW e EW), e observa-se também alinhamento dos vazios e das feições da matriz segundo as direções dos alinhamentos dos minerais.

Da análise das lâminas apresentadas fica evidente um aumento no alinhamento dos minerais à medida que se aumenta a sucção matricial do solo. É importante lembrar que todas as lâminas apresentadas foram obtidas de amostras retiradas da mesma profundidade (1,5m) e submetidas aos mesmos níveis de carregamentos verticais. Assim, verifica-se que sucções matriciais relativamente elevadas contribuem para a manutenção da microestrutura natural do solo. Isso fica evidente, pensando-se macro estruturalmente: a sucção matricial, agindo como um “cimento aparente”, ou melhor, como uma espécie de coesão aparente, auxilia na resistência ao cisalhamento do solo, colaborando na manutenção de sua estrutura. À medida que se diminui a sucção matricial imposta, o solo torna-se menos rígido, ficando mais suscetível às deformações impostas pelo carregamento, no que tange sua estrutura.

5.6.2 Profundidade 4,5m

As Figuras 5.19 a 5.23 apresentam as fotografias das lâminas delgadas impregnadas obtidas das amostras da profundidade 4,5m após a realização dos ensaios edométricos, organizadas em ordem crescente de sucção matricial imposta.

Observa-se que, para a amostra submetida ao ensaio edométrico com sucção matricial nula (Figura 5.19), não há evidência de alinhamento dos minerais.

Quando se verifica a amostra ensaiada com sucção matricial de 50kPa, já surgem indícios de alinhamento dos minerais e também merece destaque a presença de fraturas bordejando grãos minerais, conforme se observa na Figura 5.20.

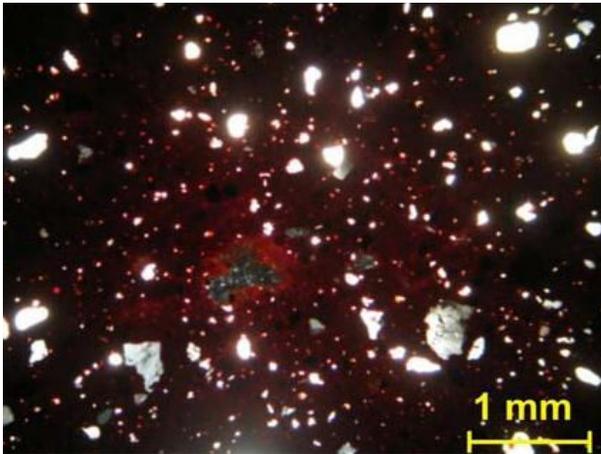


Figura 5.19. Presença de minerais sem indícios de alinhamento, sucção 0kPa.



Figura 5.20. Aparecimento de indícios de alinhamento e fraturas ao redor dos grãos, sucção 50kPa.

Para as amostras ensaiadas com sucções matriciais mais elevadas (Figuras 5.21, 5.22 e 5.23) o alinhamento dos minerais torna-se bastante evidente e crescente com o aumento da sucção imposta.

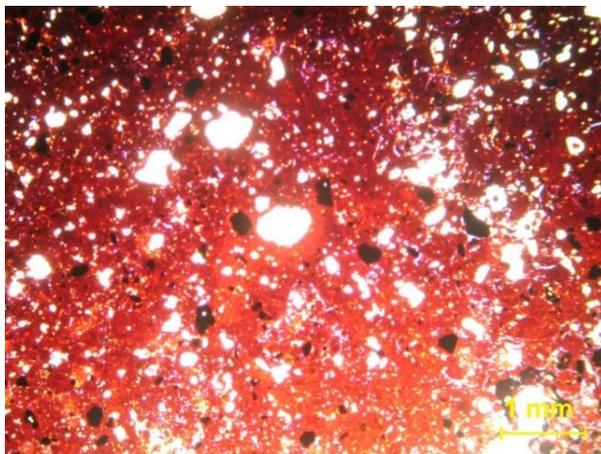


Figura 5.21. Alinhamento evidente dos minerais, sucção 100kPa.

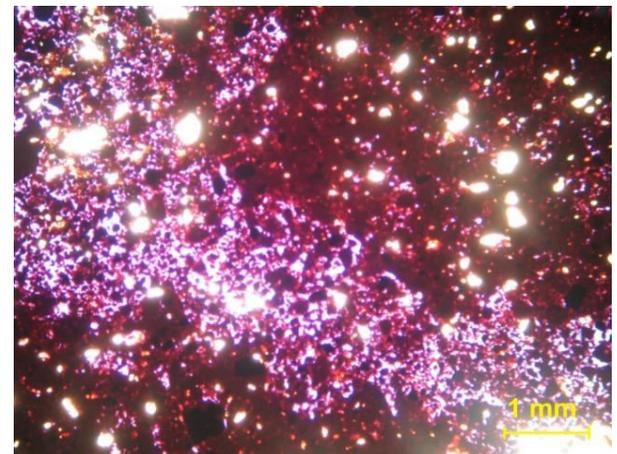


Figura 5.22. Alinhamento evidente dos minerais dentro da fratura, sucção 200kPa.

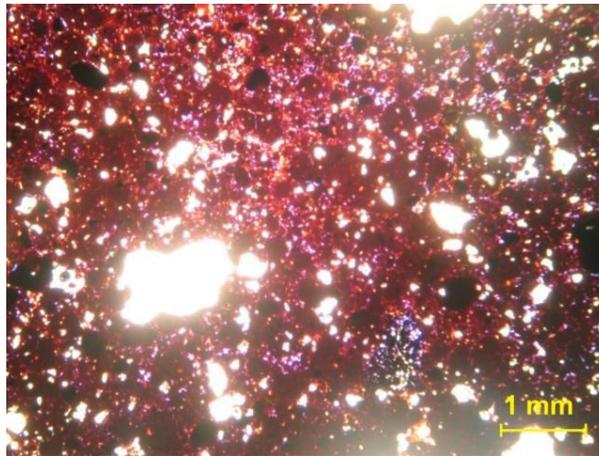


Figura 5.23. Minerais alinhados, sucção 400kPa.

Observa-se, a partir das análises apresentadas, um comportamento bastante semelhante ao ocorrido para as amostras da profundidade 1,5m: o alinhamento dos minerais se torna mais forte e evidente com o aumento da sucção matricial imposta.

5.6.3 Profundidade 6,5m

As Figuras 5.24 a 5.28 apresentam as fotografias das lâminas delgadas impregnadas obtidas das amostras da profundidade 6,5m após a realização dos ensaios edométricos, organizadas em ordem crescente de sucção matricial imposta.

A lâmina obtida da amostra ensaiada com sucção matricial nula apresenta problemas de laminação, evidenciados na Figura 5.24. Observa-se, entretanto, algum alinhamento dos minerais. Não é evidente, a partir das lâminas estudadas, aumento do alinhamento dos minerais com o aumento da sucção, como nas profundidades apresentadas anteriormente. Para todos os valores de sucção matricial impostos (Figuras 5.24 a 5.28) o alinhamento dos minerais aparece, com maior ou menor nitidez, não sendo possível obter um padrão de comportamento sob esse aspecto.

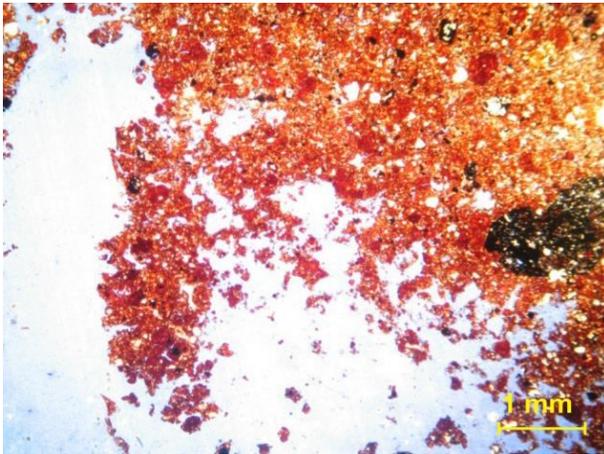


Figura 5.24. Problemas de laminação evidentes, sucção 0kPa.

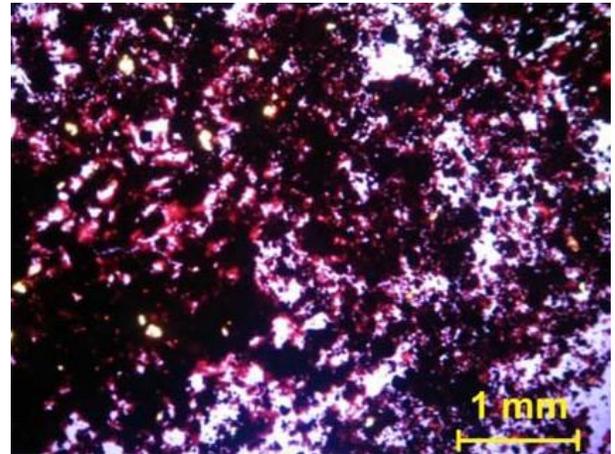


Figura 5.25. Padrão de alinhamento de minerais, sucção 50kPa.

A análise das lâminas apresentadas, para a profundidade 6,5m não evidenciou nenhum padrão de comportamento. Na verdade, o alinhamento dos minerais se manteve, independentemente do valor da sucção matricial imposta. Pode-se considerar assim que esse material é mais rígido que o material mais superficial, e que a sucção matricial tem menor influência em sua resistência ao cisalhamento.

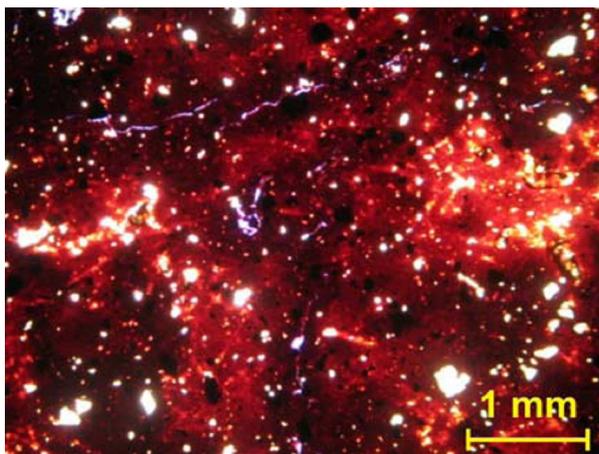


Figura 5.26. Fratura e alinhamento dos minerais, sucção 100kPa.

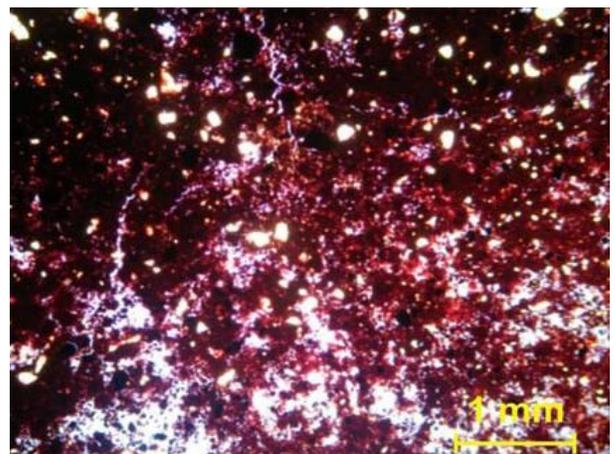


Figura 5.27. Alinhamento dos minerais, sucção 200kPa.

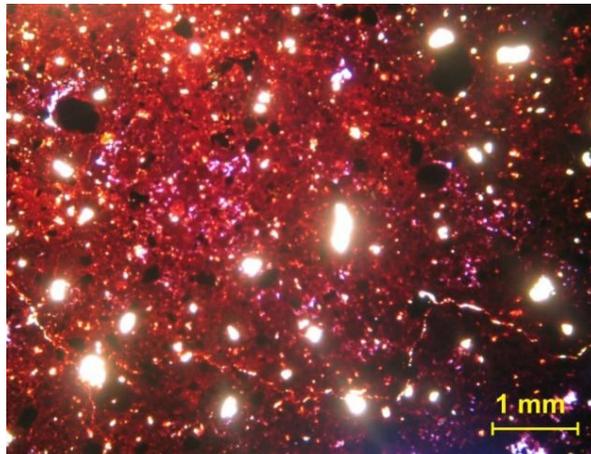


Figura 5.28. Alinhamento dos minerais, sucção 400kPa.

5.7 Porosimetria por intrusão de Mercúrio

As Figuras 5.29 e 5.30 apresentam as curvas de distribuição diferencial (histograma de frequências) e as curvas de distribuição dos poros, para as profundidades das amostras estudadas.

Verifica-se, da Figura 4.29, a presença de dois picos de frequência de poros, mostrando que o solo, independentemente da profundidade, se caracteriza por apresentar predominância de dois diâmetros de poros: $0,02\mu\text{m}$ e $30\mu\text{m}$, aproximadamente. Isso é também verificado pela análise da Figura 5.30. Observa-se também que há uma semelhança importante entre as curvas apresentadas na Figura 5.30 e as curvas de retenção de água no solo, obtidas pelo método do papel filtro e apresentadas por Bonder (2008) (Figura 5.3). A predominância de dois diâmetros de poros faz com que apareçam, nas curvas de retenção de água, dois valores de entrada de ar, caracterizando-a como bimodal.

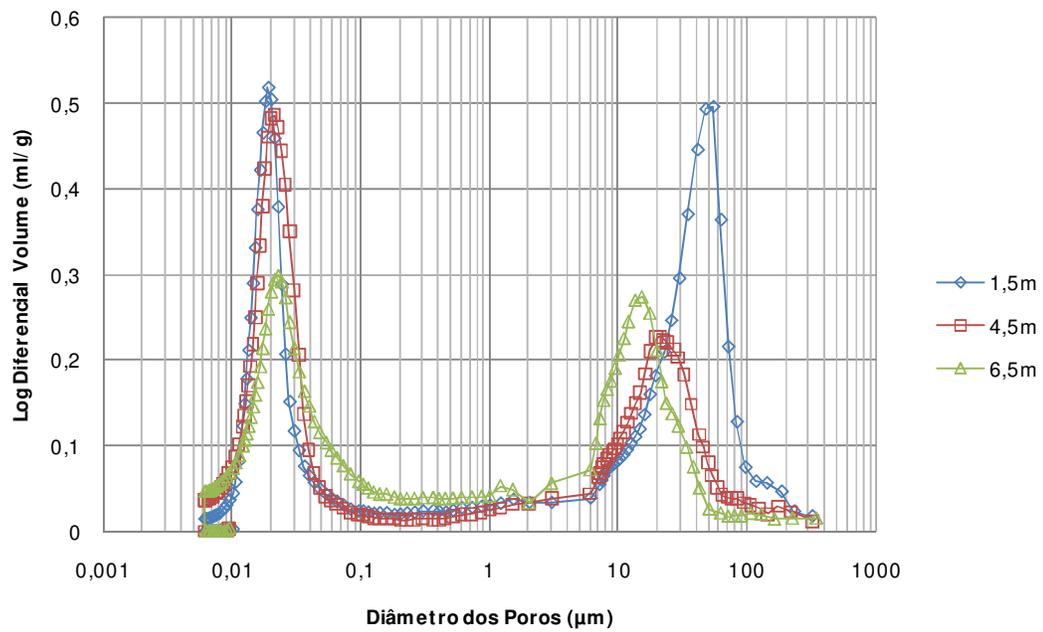


Figura 5.29. Curvas de distribuição diferencial (histograma de frequência dos poros).

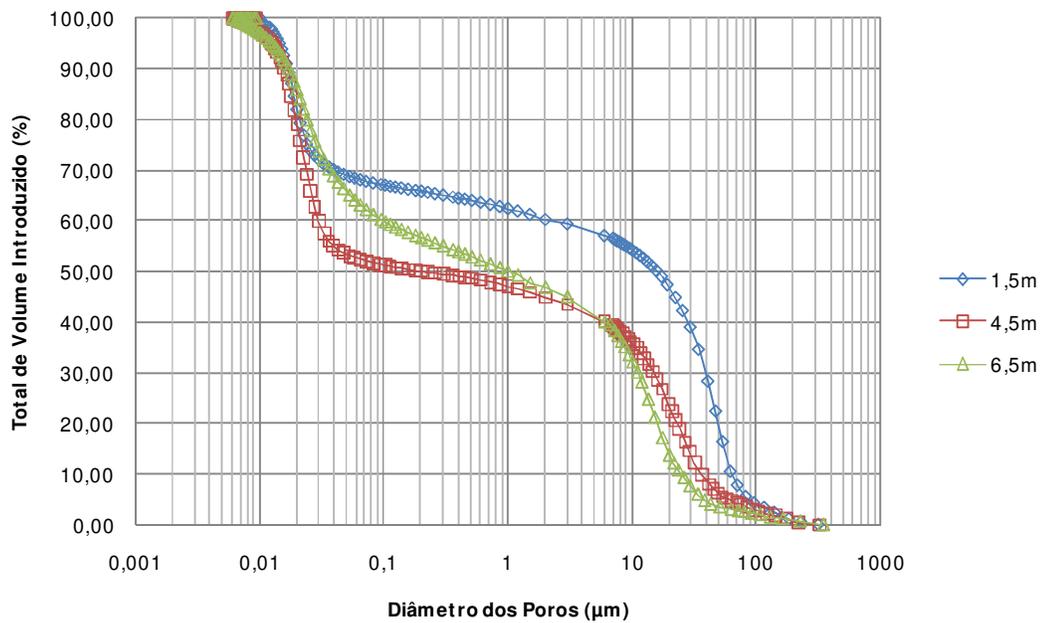


Figura 5.30. Curvas de distribuição dos poros.

Observa-se também, da análise da Figura 5.29, que o solo da profundidade 1,5m é mais poroso e tem um equilíbrio entre as frequências de micro e macro poros. No solo de profundidade 4,5m, há uma predominância de micro poros, e uma frequência menor de macro poros, em relação à camada mais superior. O solo da profundidade 6,5m, apresenta também um equilíbrio entre as frequências de macro e micro poros, mas os apresenta em menor quantidade. Essa característica pôde ser observada na análise das lâminas delgadas, mas somente com o ensaio de porosimetria é que se verifica com mais nitidez tal afirmação. Vale ressaltar que o ensaio de porosimetria trabalha com a porosidade efetiva, isso é, apenas com os poros comunicantes.

Verificando-se a macro porosidade das amostras, na Figura 5.29, observa-se que há um decréscimo no diâmetro dos poros mais frequentes, quando se avança em profundidade.

Quando se estuda resistência ou rigidez de solos lateríticos e colapsíveis, deve-se dar maior ênfase na análise de macro porosidade. Quando um solo sofre uma deformação vertical devido à aplicação de um carregamento, a parcela de vazios que é afetada predominantemente é a referente aos macroporos. Isso porque, nesses solos, os finos estão agregados e estes funcionam como grãos de areia ou de silte, ou seja, como um único grão de diâmetro maior, e a diminuição do índice de vazios do solo é devida ao deslocamento relativo entre estes agregados. Esse efeito foi verificado por Juang e Holtz (1986) *apud* Machado (1998), e por Vilar *et al* (1995) e Bustillos (2009).

5.8 Ensaios Edométricos

5.8.1 Amostras da Profundidade 1,5m

A Figura 5.31 apresenta os resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a amostra de profundidade 1,5m, e para as sucções 0kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa. Os valores de índice de vazios são apresentados de forma a ficarem normalizados, fazendo-se e/e_0 . A Figura 5.32 apresenta os valores de Potencial de Colapso (PC), segundo a formulação apresentada por Jennings e Knight (1975), em função da sucção, para a profundidade 1,5m.

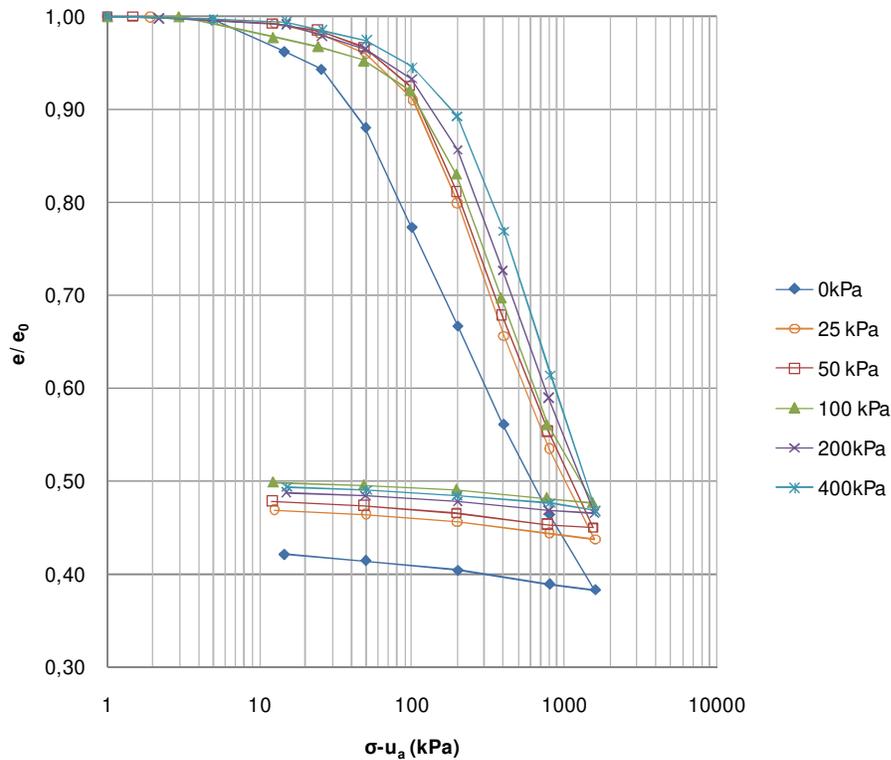


Figura 5.31. Resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a profundidade 1,5m.

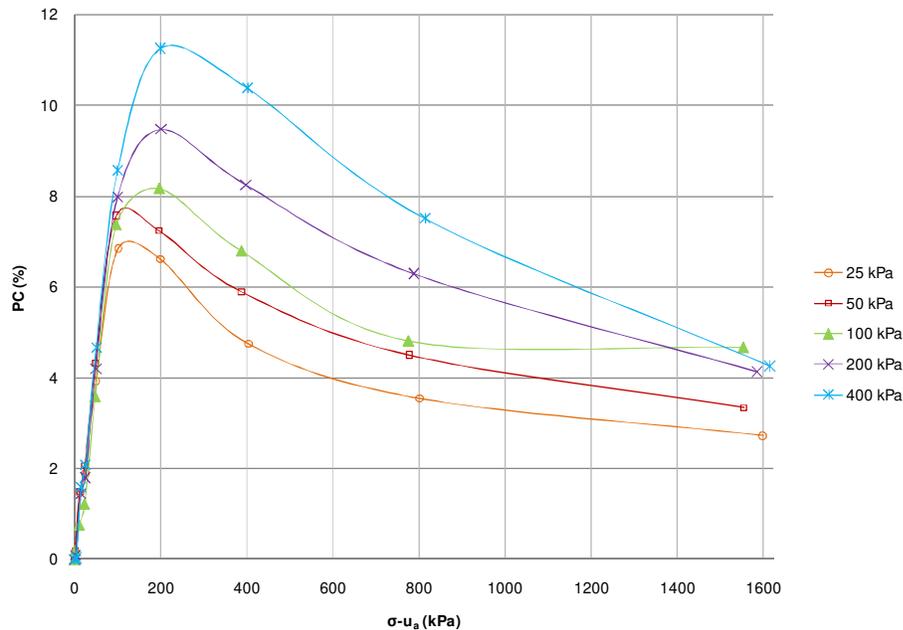


Figura 5.32. Valores de Potencial de Colapso, em função da sucção, para a profundidade 1,5m.

Verifica-se, da análise da Figura 5.31, que a compressibilidade do solo é dependente da sucção imposta e, portanto, do grau de saturação da amostra. Verifica-se também que há pouca diferença entre as curvas, para sucções acima de 25kPa.

Pela análise da Figura 5.32, pode-se verificar que o Potencial de Colapso (PC) é tanto maior quanto maior a sucção imposta e, portanto, quanto menor o grau de saturação inicial da amostra. Verifica-se também, que para todos os valores de sucção matricial ensaiados, o PC tem um valor máximo para as tensões próximas de 200kPa, sendo que esse máximo ocorre com aproximadamente 120kPa, para a sucção de 25kPa, e com, aproximadamente, 250kPa para a sucção de 400kPa. Verifica-se, que para valores de tensão acima de, aproximadamente, 30kPa, todos os solos apresentam PC superiores a 2%, sendo considerados colapsíveis pelo critério sugerido por Vargas (1973). Para todos os valores de tensão utilizados, e para os valores de sucção impostos, o solo é considerado colapsível, desde que a tensão aplicada seja superior a, aproximadamente, 30kPa.

A Tabela 5.3 apresenta os valores de tensão de pré-adensamento virtual do solo, para as sucções impostas, obtidas pela aplicação do método Pacheco e Silva. Em solos com estrutura composta por agentes cimentantes, as tensões de pré-adensamento são virtuais (VARGAS, 1992), isto é, seus valores não são fruto do histórico de tensões do solo, mas devido à própria cimentação que compõe a estrutura.

Tabela 5.3. Valores de Tensão de Pré-Adensamento Virtual, calculados pelo método Pacheco e Silva, para a profundidade 1,5m.

Sucção (kPa)	Tensão de Pré- Adensamento Virtual (kPa)
0	30
25	73
50	82
100	105
200	138
400	168

Verifica-se que a sucção matricial influencia a tensão de pré-adensamento virtual do solo. A Figura 5.33 apresenta a variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra na profundidade 1,5m com a sucção.

É possível, a partir da curva LC apresentada na Figura 5.33, prever o comportamento do solo quando submetido a um acréscimo de tensão vertical ou a uma diminuição da sucção matricial. Assim, pode-se verificar, por exemplo, se o solo sofre colapso devido à tensão vertical geostática efetiva natural quando inundado. Inicialmente, encontra-se na curva o ponto que caracteriza o solo em seu estado natural. Sendo a massa específica natural de campo $\rho=1,18g/cm^3$, pode-se calcular a tensão geostática vertical efetiva do solo, obtendo-se

$\sigma'_{0}=18kPa$. Para um teor de umidade de campo de $w_{campo}=24,4\%$, tem-se, a partir das curvas de retenção apresentadas na Figura 5.3, um valor de sucção matricial de campo próximo de $60kPa$. Assim, verifica-se que, caso a sucção se torne nula, o deslocamento do ponto $(18;60)$ para $(0;60)$ não causará deslocamento na curva LC e, portanto, o solo não sofre colapso sob tensão geostática efetiva natural, isto é, sob peso próprio.

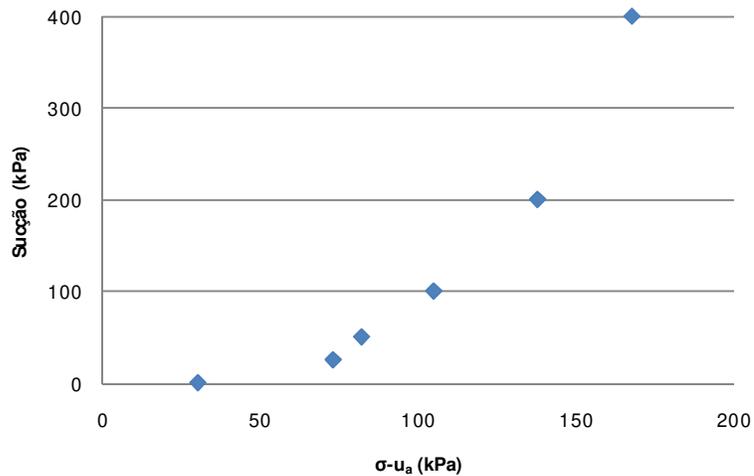


Figura 5.33. Variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra com a sucção, para a profundidade de 1,5m.

5.8.2 Amostras da Profundidade 4,5m

A Figura 5.34 apresenta os resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a amostra de profundidade de 4,5m, e para as sucções 0kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa. A Figura 5.35 apresenta os valores de Potencial de Colapso (PC), segundo a formulação apresentada por Jennings e Knight (1975), em função da sucção, para a profundidade de 4,5m.

Da análise da Figura 5.34, é possível observar que, assim como para a profundidade 1,5m, a compressibilidade é dependente da sucção matricial imposta. Observa-se também que

o solo dessa profundidade é menos compressível que da amostra mais superficial, fato que pode ser explicado pela menor porosidade dessa amostra, em relação a mais superficial, conforme pode ser visto nas lâminas do solo natural (Figuras 5.7 e 5.10), e no ensaio de porosimetria (Figuras 5.29 e 5.30), além da Tabela 5.1.

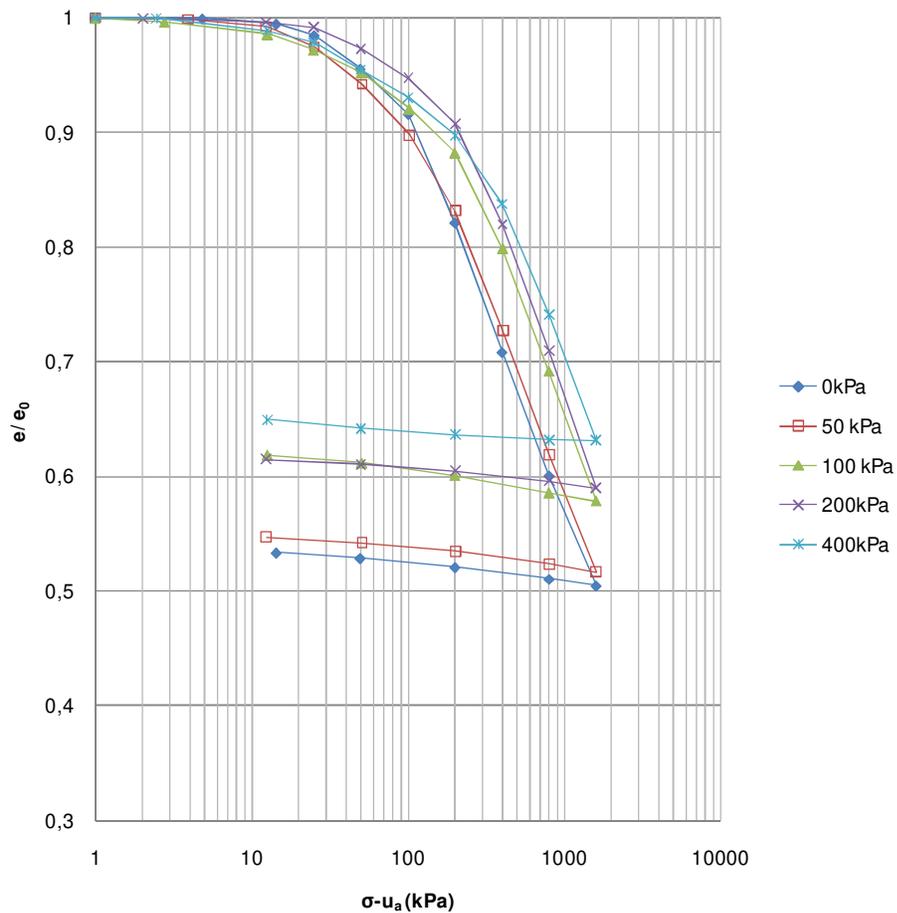


Figura 5.34. Resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a profundidade 4,5m.

Verifica-se também, pela análise da Figura 5.35, que assim como para o solo da camada mais superficial, o Potencial de Colapso (PC) é tanto maior quanto maior a sucção matricial imposta e, portanto, quanto menor o grau de saturação inicial da amostra. Verifica-se também que, para todas as sucções ensaiadas, o PC tem um máximo para as tensões próximas de

600kPa, sendo que o máximo ocorre com aproximadamente 400kPa para a sucção de 50kPa, e com aproximadamente 800kPa para a sucção de 400kPa.

Comparando-se os valores de PC para essa profundidade, com os obtidos para a amostra 1,5m, verifica-se um aumento significativo nos valores de tensão para as quais se tem PC máximos. Enquanto para a profundidade 1,5m os PC máximos ocorriam com tensões próximas de 200kPa, para a profundidade de 4,5m essa tensão, onde ocorrem PC máximos, sobe para aproximadamente 600kPa.

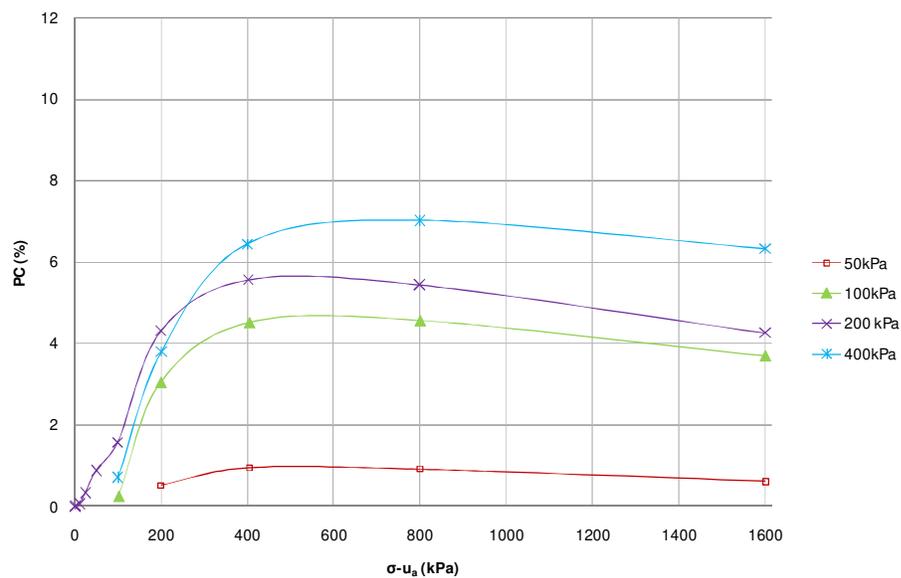


Figura 5.35. Valores de Potencial de Colapso, em função da sucção, para a profundidade 4,5m.

Verifica-se, ainda da análise da Figura 5.35, que o solo submetido à sucção de 50kPa não é considerado colapsível, pelo critério proposto por Vargas (1973), por apresentar potencial de colapso inferior a 2,0%. Para os outros valores de sucção matricial impostos, entretanto, verifica-se que o solo apresenta potencial de colapso maior que 2,0% para todos os valores de carregamento superiores a, aproximadamente, 120kPa.

Nota-se, nessa série de ensaios, a importância da realização de ensaios edométricos com controle de sucção. É comum executar ensaios edométricos, para a verificação de colapsibilidade, em amostras com umidade de campo. Entretanto, dependendo da umidade a que o solo estiver submetido, ele pode ou não apresentar colapso significativo, assim como ocorreu nessa série de ensaios. Assim, é possível afirmar que a colapsibilidade é uma condição do solo, muito mais que uma característica do material.

Comparando-se os valores de PC da amostra 1,5m com os apresentados na Figura 5.35, percebe-se que o solo da profundidade 4,5m apresenta menores valores de PC.

A Tabela 5.4 apresenta os valores de tensão de pré-adensamento virtual do solo, para as sucções impostas, obtidas pela aplicação do método Pacheco e Silva.

Tabela 5.4. Valores de Tensão de Pré-Adensamento Virtual, calculados pelo método Pacheco e Silva, para a profundidade 4,5m.

Sucção (kPa)	Tensão de Pré- Adensamento Virtual (kPa)
<i>0</i>	<i>84</i>
<i>50</i>	<i>118</i>
<i>100</i>	<i>188</i>
<i>200</i>	<i>225</i>
<i>400</i>	<i>238</i>

Vê-se mais uma vez a influência da sucção matricial na tensão de pré-adensamento virtual do solo. A Figura 5.36 apresenta a variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra na profundidade 4,5m com a sucção.

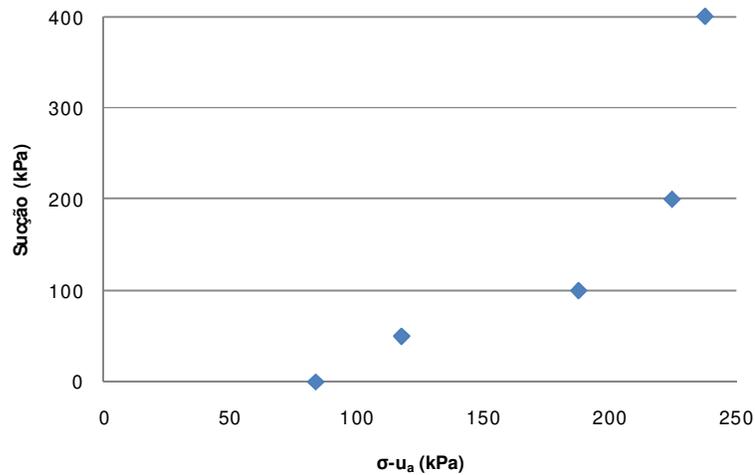


Figura 5.36. Variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra com a sucção para a profundidade 4,5m.

Assim como foi feito para a curva LC da profundidade 1,5m, pode-se verificar se o solo da profundidade 4,5m sofre colapso quando inundado, sem acréscimo de carregamento. Tem-se, da Tabela 5.1, massa específica natural $\rho=1,44g/cm^3$. Assim, $\sigma'_0=65kPa$. Sendo $w_{campo}=27,2\%$, a sucção matricial de campo será, da Figura 5.3, $s=20kPa$. Assim, caso se diminua s para zero, não haverá deslocamento da curva LC e, portanto, o solo não colapsa quando inundado sob tensão vertical geostática efetiva de campo, ou seja, sob peso próprio.

5.8.3 Amostras da Profundidade 6,5m

A Figura 5.37 apresenta os resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a amostra de profundidade de 6,5m, e para as sucções 0kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa. A Figura 5.38 apresenta os valores de Potencial de Colapso (PC), segundo a formulação apresentada por Jennings e Knight (1975), em função da sucção, para a profundidade 6,5m.

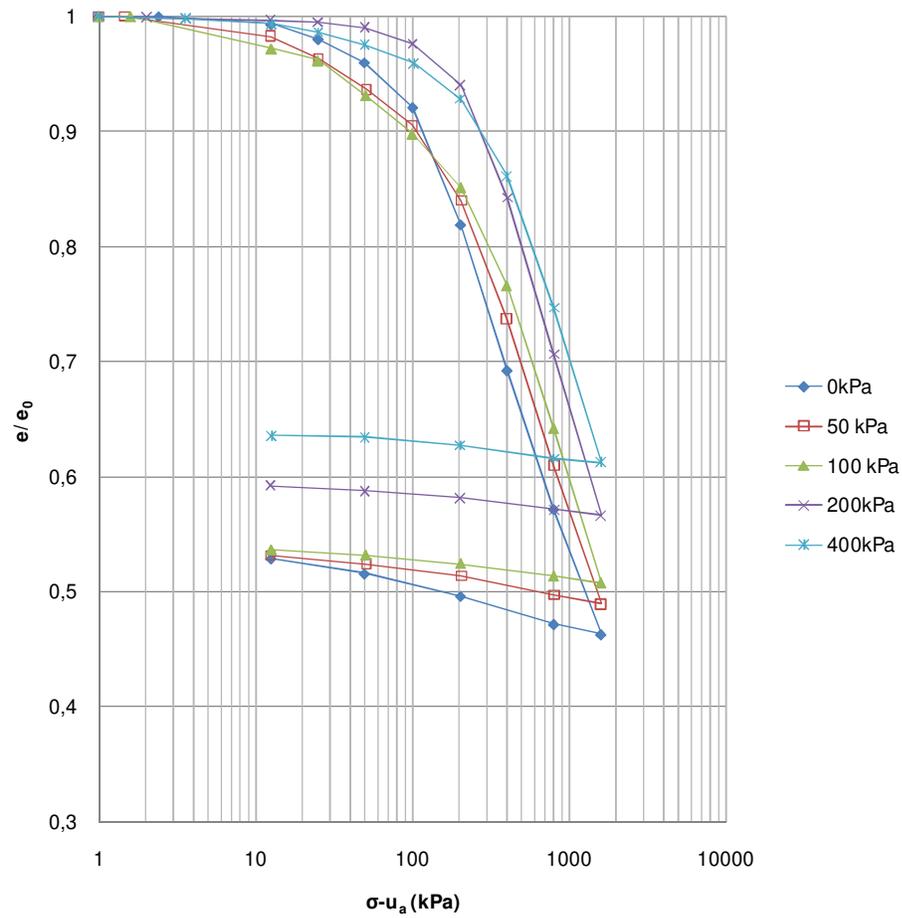


Figura 5.37. Resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção, para a profundidade 6,5m.

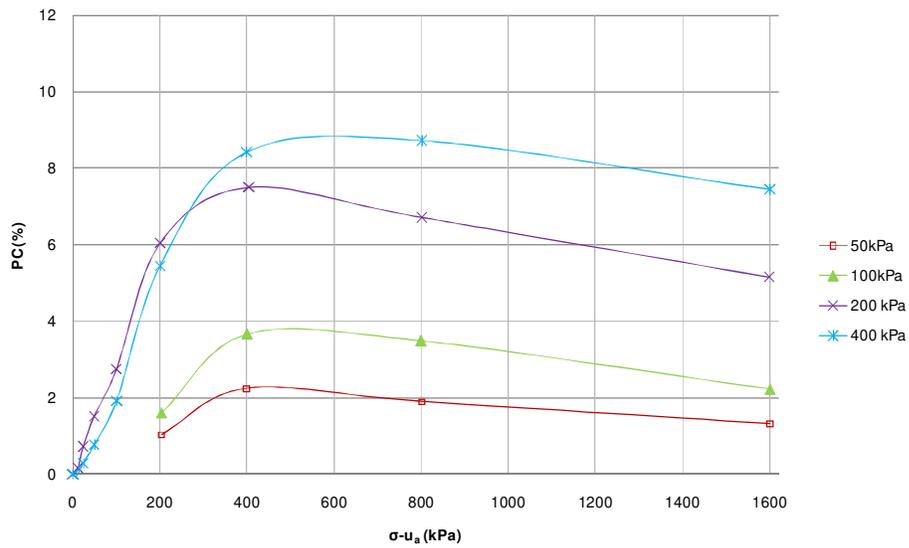


Figura 5.38. Valores de Potencial de Colapso, em função da sucção, para a profundidade de 6,5m.

Mais uma vez verifica-se, da Figura 5.37, a influência da sucção matricial na compressibilidade do solo. Observa-se também que o solo dessa profundidade apresentou-se levemente mais compressível que o da profundidade 4,5m, mas ainda menos compressível que o da profundidade 1,5m.

Pela análise da Figura 5.38, pode-se verificar mais uma vez que o Potencial de Colapso é tanto maior quanto maior a sucção imposta e, portanto, quanto menor o grau de saturação inicial da amostra. A amostra submetida à sucção 50kPa apresentou PC acima de 2,0% apenas para a tensão de 400kPa e a amostra submetida à sucção matricial de 100kPa apresentou PC superior a 2,0% apenas para as tensões de 400kPa, 800kPa e 1600kPa. As demais amostras apresentaram PC superior a 2,0% para todas as tensões superiores a, aproximadamente, 100kPa. Verifica-se também que os valores de PC máximos ocorrem para tensões em torno de 500kPa, valores próximos aos encontrados para a profundidade 4,5m.

A Tabela 5.5 apresenta os valores de tensão de pré-adensamento virtual do solo, para as sucções impostas, obtidas pela aplicação do método Pacheco e Silva.

Tabela 5.5. Valores de Tensão de Pré-Adensamento Virtual, calculados pelo método Pacheco e Silva, para a profundidade 6,5m.

Sucção (kPa)	Tensão de Pré- Adensamento Virtual (kPa)
0	90
50	132
100	160
200	212
400	267

A Figura 5.39 apresenta a variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra na profundidade de 6,5m com a sucção.

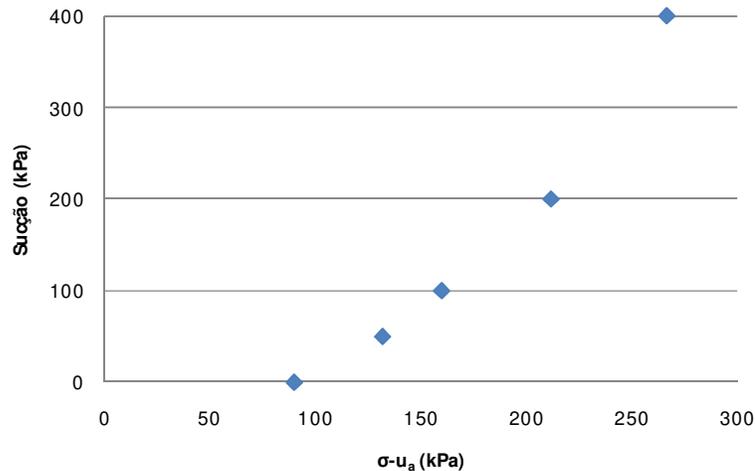


Figura 5.39. Variação da tensão de pré-adensamento virtual da amostra com a sucção, para a profundidade 6,5m.

Pode-se verificar se o solo da profundidade 6,5m é colapsível sob tensão geoestática vertical efetiva de campo: tem-se, da Tabela 5.1, $\rho=1,47g/cm^3$. Assim, $\sigma'_0=95kPa$. Sendo $w_{campo}=22,4\%$, a sucção de campo será, da Figura 5.3, $s=100kPa$. Assim, fazendo-se $s=0$, não haverá deslocamento da curva LC e, portanto, o solo não colapsa quando inundado sob tensão geoestática vertical efetiva de campo, ou seja, sob peso próprio.

5.9 Obtenção dos Parâmetros dos Modelos para Solos não Saturados

5.9.1 Amostras da Profundidade 1,5m

Modelo Básico de Barcelona (Alonso et al, 1990)

A Tabela 5.6 apresenta os valores experimentais do parâmetro $\lambda(s)$, para os valores de sucção matricial aplicados. Os valores de $\lambda(s)$ foram obtidos pela aproximação do carregamento virgem a uma reta e utilizando-se a Expressão (5.1).

$$\lambda(s) = \frac{\Delta v}{\ln \frac{\sigma_{vi}}{\sigma_{vi+1}}} \quad (5.1)$$

onde:

Δv – variação de índice de vazios em um estágio de carregamento; σ_{vi} – tensão inicial do estágio; σ_{vi+1} – tensão final do estágio.

A Figura 5.40 apresenta os valores da variação de $\lambda(s)$ com a sucção, obtidos das curvas experimentais.

Tabela 5.6. Valores de $\lambda(s)$ experimentais, para a profundidade 1,5m.

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$
0	0,137
25	0,174
50	0,175
100	0,174
200	0,190
400	0,204

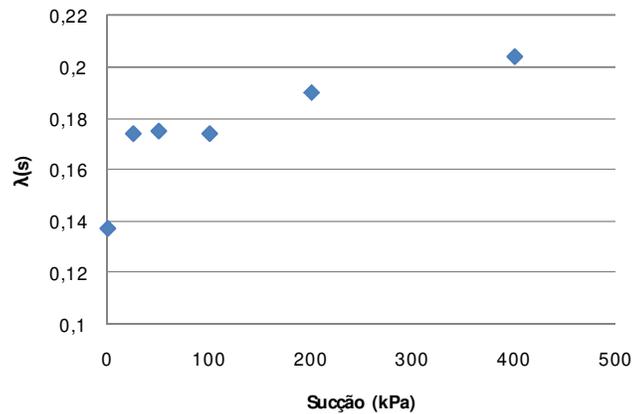


Figura 5.40. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.

O modelo proposto por Alonso *et al* (1990) prevê diminuição do parâmetro $\lambda(s)$ com o aumento da sucção e impõe $r \leq 1,0$. O valor de r , calculado a partir dos resultados experimentais apresentados, será $r = 1,49$. Para que o modelo seja aplicável de forma coerente, optou-se por obter os parâmetros para tensões verticais inferiores a 200kPa, onde os valores de $\lambda(s)$ são decrescentes com aumento da sucção. A Tabela 5.7 apresenta os valores de $\lambda(s)$ obtidos para valores de carregamento inferiores a 200kPa.

Tabela 5.7. Valores de $\lambda(s)$ experimentais, obtidas para carregamentos inferiores a 200kPa.

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$
0	0,154
25	0,116
50	0,111
100	0,087
200	0,078
400	0,060

A Figura 5.41 apresenta a variação de $\lambda(s)$ com a sucção matricial, obtidos para valores de carregamento inferiores a 200kPa.

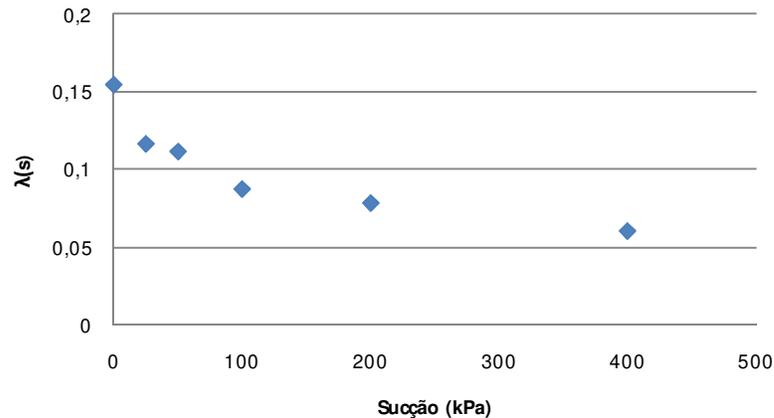


Figura 5.41. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para carregamentos menores que 200kPa.

Com esse procedimento, é possível obter os parâmetros de modelagem segundo o modelo de Alonso *et al* (1990). É importante frisar que, em virtude dessa restrição, o modelo não deve apresentar bom ajuste aos dados experimentais, para valores de carregamento maiores que 200kPa.

A Tabela 5.8 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção da superfície de plastificação.

As Figuras 5.42 e 5.43 apresentam os ajustes entre os dados experimentais e os obtidos pelas equações do modelo.

Tabela 5.8. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Alonso et al (1990).

Parâmetro	Valor
$\lambda(0)$	0,154
$\lambda(\infty)$	0,060
$\kappa(0)$	0,008
r	0,390
β	0,015 kPa ⁻¹
p_c	11,5 kPa
p_0^*	30,0 kPa

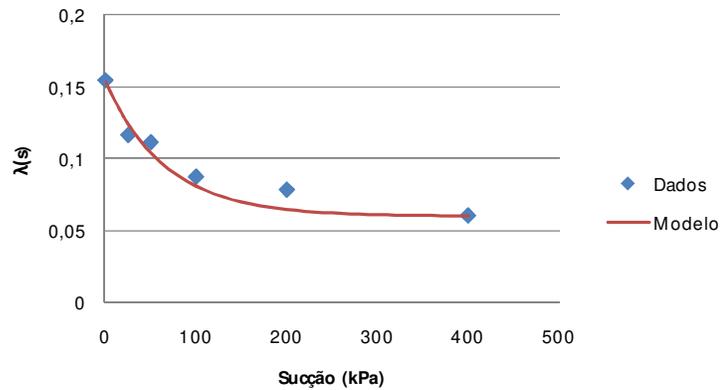


Figura 5.42. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.

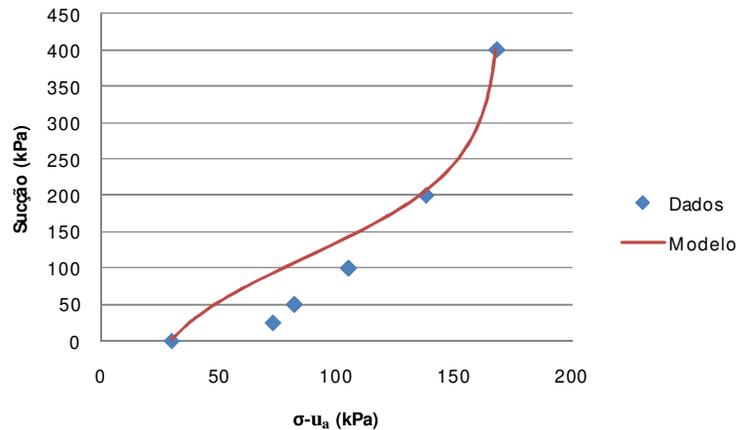


Figura 5.43. Curva LC, para a profundidade 1,5m, segundo o modelo de Alonso et al (1990).

Modelo Proposto por Futai (1997)

O modelo proposto por Futai (1997) considera o aumento do parâmetro de rigidez do solo $\lambda(s)$ com o aumento da sucção. Assim sua aplicação torna-se coerente para o solo laterítico estudado. A Tabela 5.9 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção da superfície de plastificação.

Tabela 5.9. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Futai (1997).

Parâmetro	Valor
$\lambda(0)$	0,137
$\lambda(\infty)$	0,204
$\kappa(0)$	0,008
$\kappa(\infty)$	0,006
χ	0,026 kPa ⁻¹
β	0,014 kPa ⁻¹
p_f	2500,0 kPa
p_0^*	30,0 kPa

As Figuras 5.44, 5.45 e 5.46 apresentam os ajustes entre os dados experimentais e os obtidos pelas equações do modelo.

Verifica-se nas Figuras 5.44, 5.45 e 5.46 que os dados experimentais se ajustaram relativamente bem ao modelo proposto por Futai (1997).

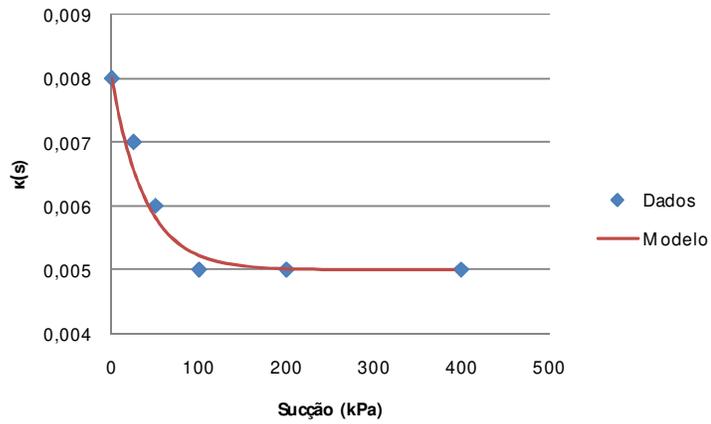


Figura 5.44. Variação do parâmetro κ (s) com a sucção, para a profundidade 1,5m.

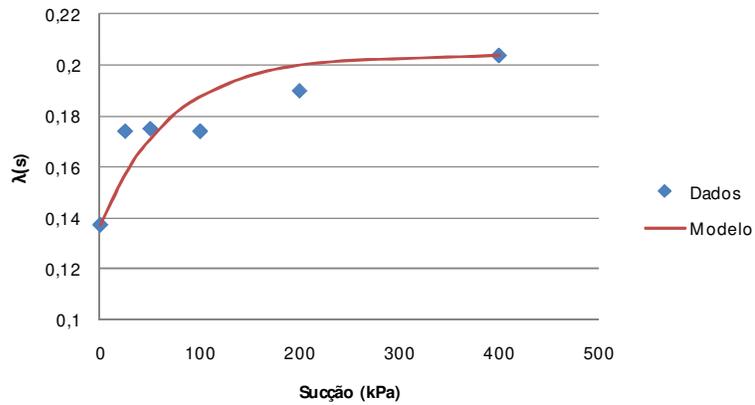


Figura 4.45. Variação do parâmetro λ (s) com a sucção, para a profundidade 1,5m.

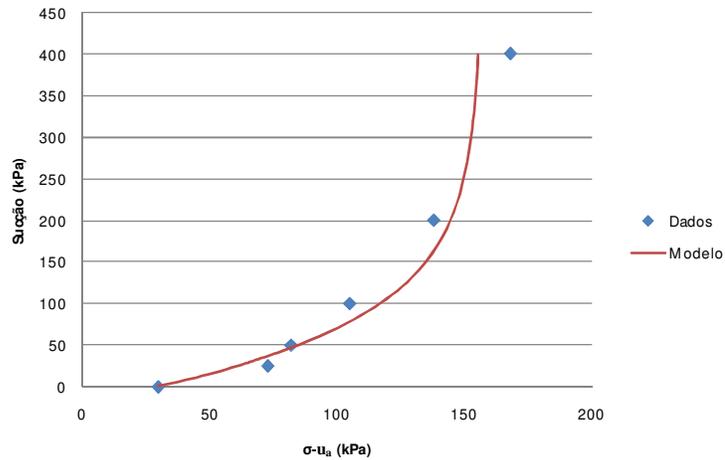


Figura 5.46. Curva LC, para a profundidade 1,5m, segundo o modelo de Futai (1997).

Modelo Proposto por Machado (1998)

A Tabela 5.10 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção da superfície de plastificação, segundo o modelo proposto por Machado (1998).

Tabela 5.10. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Machado (1998).

Parâmetro	Valor
$\lambda(0)$	0,137
k	0,008
a_λ	791,16
b_λ	13,53 kPa ⁻¹
a_p	8,07
b_p	0,042 kPa ⁻¹
p_0^*	30 kPa

As Figuras 5.47 e 5.48 apresentam os ajustes entre os dados experimentais e os obtidos pelas equações do modelo.

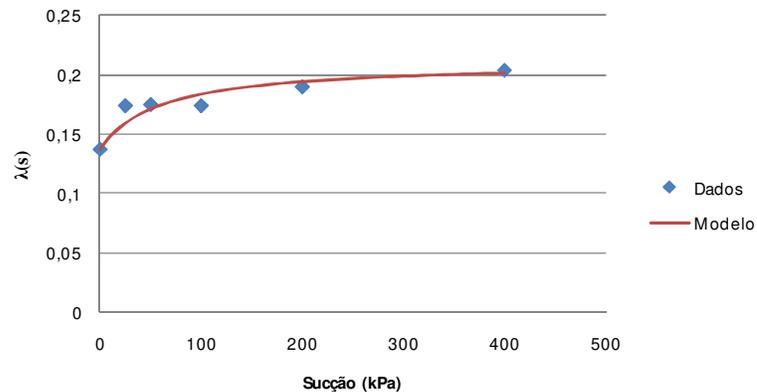


Figura 5.47. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 1,5m.

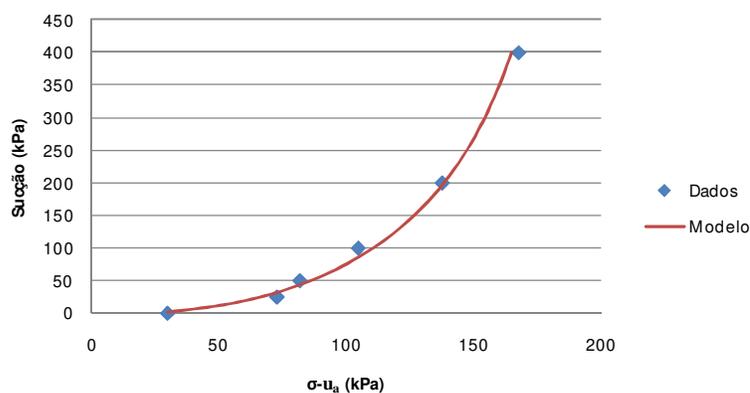


Figura 5.48. Curva LC, para a profundidade 1,5m, segundo o modelo de Machado (1998).

Verifica-se, a partir das Figuras 4.45 e 4.46, um bom ajuste entre os dados experimentais e o modelo.

5.9.2 Amostras da Profundidade 4,5m

Modelo Básico de Barcelona (Alonso et al, 1990)

A Tabela 5.11 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção da superfície de plastificação. Para esse solo, encontraram-se valores de $\lambda(s)$ decrescentes com o aumento da sucção matricial, não sendo necessário, portanto, uma restrição no trecho de carregamento virgem utilizado.

As Figuras 5.49 e 5.50 apresentam os ajustes entre os dados experimentais e os obtidos pelas equações do modelo. Verifica-se, da análise das figuras, que o modelo não apresentou um bom ajuste aos dados experimentais.

Tabela 5.11. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Alonso et al (1990).

Parâmetro	Valor
$\lambda(0)$	0,153
$\lambda(\infty)$	0,129
$\kappa(0)$	0,006
r	0,843
β	0,008 kPa ⁻¹
p_f	0,250 kPa
p_0^*	84,0 kPa

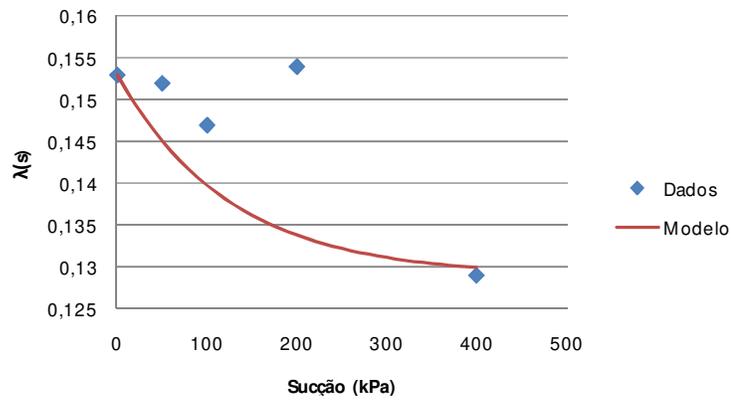


Figura 5.49. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 4,5m.

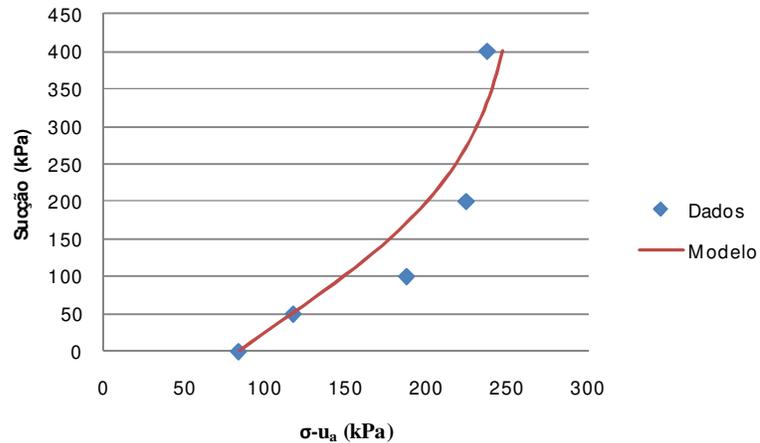


Figura 5.50. Curva LC, para a profundidade 4,5m, segundo o modelo de Alonso et al (1990).

Modelo Proposto por Futai (1997)

A Tabela 5.12 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção da superfície de plastificação, segundo o modelo proposto por Futai (1997).

Tabela 5.12. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Futai (1997).

Parâmetro	Valor
$\lambda(0)$	0,153
$\lambda(\infty)$	0,136
$\kappa(0)$	0,006
$\kappa(\infty)$	0,004
χ	0,0045 kPa ⁻¹
β	0,003 kPa ⁻¹
p_f	0,003 kPa
p_0^*	84,0 kPa

As Figuras 5.51, 5.52 e 5.53 apresentam os ajustes entre os dados experimentais e os obtidos pelas equações do modelo.

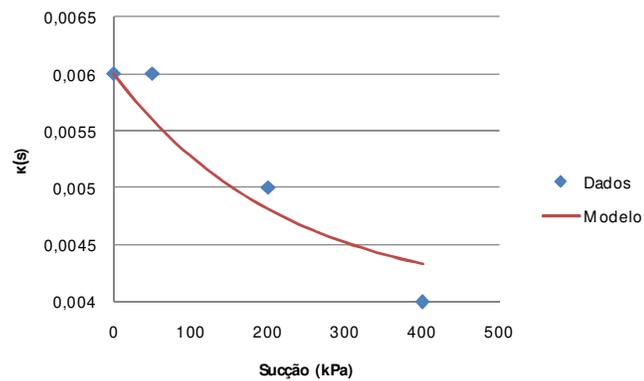


Figura 5.51. Variação do parâmetro κ (s) com a sucção, para a profundidade 4,5m.

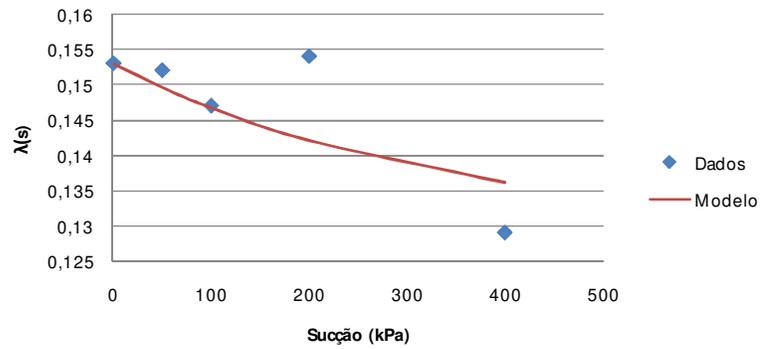


Figura 5.52. Variação do parâmetro $\lambda(s)$ com a sucção, para a profundidade 4,5m.

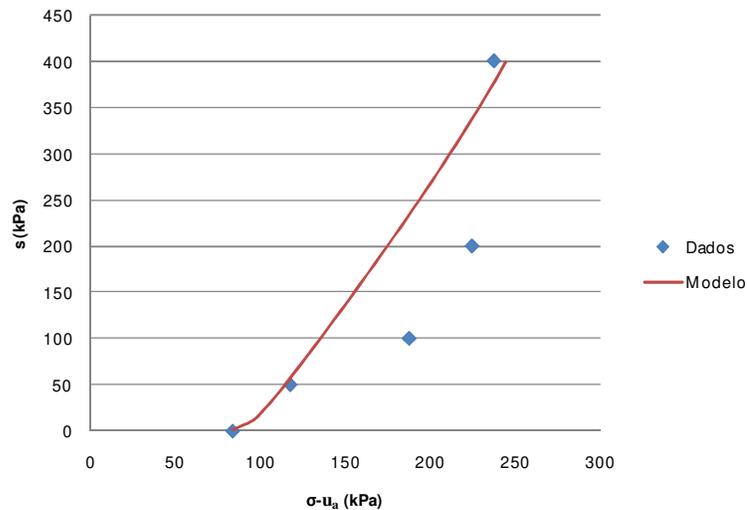


Figura 5.53. Curva LC, para a profundidade 4,5m, segundo o modelo de Futai (1997).

Verifica-se, nas figuras apresentadas, que não houve um ajuste muito bom entre os dados experimentais e o modelo proposto.

O modelo proposto por Machado (1998) não foi aplicado às amostras das profundidades 4,5m e 6,5m, pois nesses solos há tendência de diminuição do parâmetro de rigidez $\lambda(s)$ com o aumento da sucção, assim como proposto inicialmente por Alonso *et al* (1987 e 1990). Machado (1998) desenvolveu seu modelo para solos que apresentam valores de $\lambda(s)$ crescentes com aumento da sucção. Apesar do modelo desenvolvido por Futai (1997) também

prever esse comportamento ($\lambda(s)$ crescente com aumento de sucção), ele foi estendido para os solos onde $\lambda(s)$ é decrescente, assim, pôde ser aplicado a essas amostras.

5.9.3 Amostras da Profundidade 6,5m

Modelo Básico de Barcelona (Alonso et al, 1990)

A Tabela 5.13 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção da superfície de plastificação. Para esse solo, encontraram-se valores de $\lambda(s)$ decrescentes com o aumento da sucção matricial, não sendo necessário, portanto, uma restrição no trecho de carregamento virgem utilizado.

Tabela 5.13. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Alonso et al (1990).

Parâmetro	Valor
$\lambda(0)$	0,173
$\lambda(\infty)$	0,156
$\kappa(0)$	0,014
r	0,890
β	0,055 kPa ⁻¹
p_f	0,006 kPa
p_0^*	90,0 kPa

As Figuras 5.54 e 5.55 apresentam os ajustes entre os dados experimentais e os obtidos pelas equações do modelo.

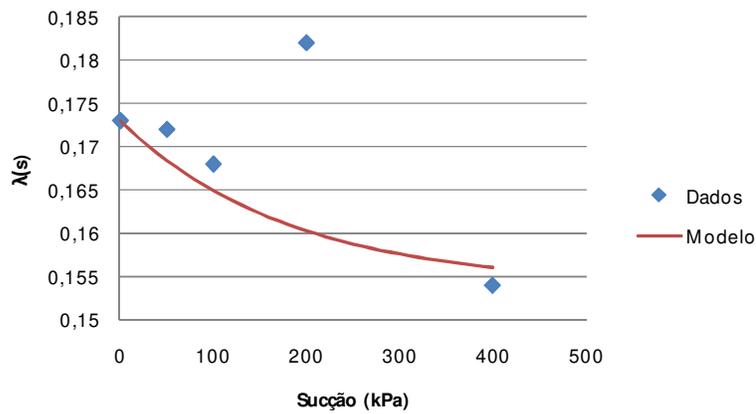


Figura 5.54. Variação do parâmetro λ (s) com a sucção, para a profundidade 6,5m.

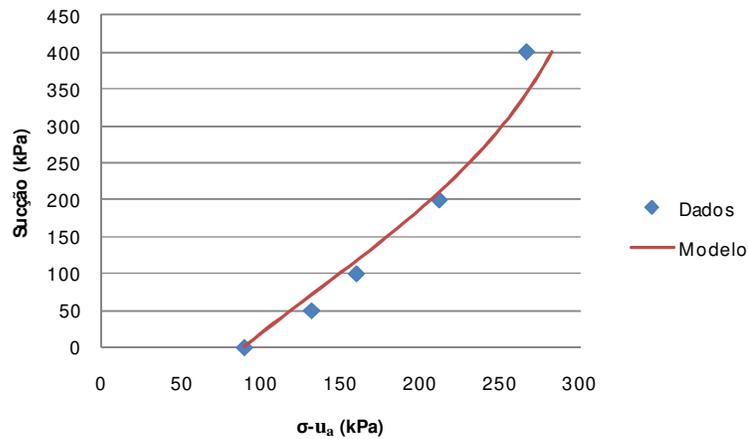


Figura 5.55. Curva LC, para a profundidade 6,5m, segundo o modelo de Alonso et al (1990).

Modelo Proposto por Futai (1997)

A Tabela 5.14 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção da superfície de plastificação, segundo o modelo proposto por Futai (1997).

As Figuras 5.56, 5.57 e 5.58 apresentam os ajustes entre os dados experimentais e os obtidos pelas equações do modelo.

Tabela 5.14. Parâmetros para modelagem segundo o modelo de Futai (1997).

Parâmetro	Valor
$\lambda(0)$	0,173
$\lambda(\infty)$	0,157
$\kappa(0)$	0,014
$\kappa(\infty)$	0,005
χ	0,02 Pa ⁻¹
β	0,005 kPa ⁻¹
p_f	0,005 kPa
p_0^*	90,0 kPa

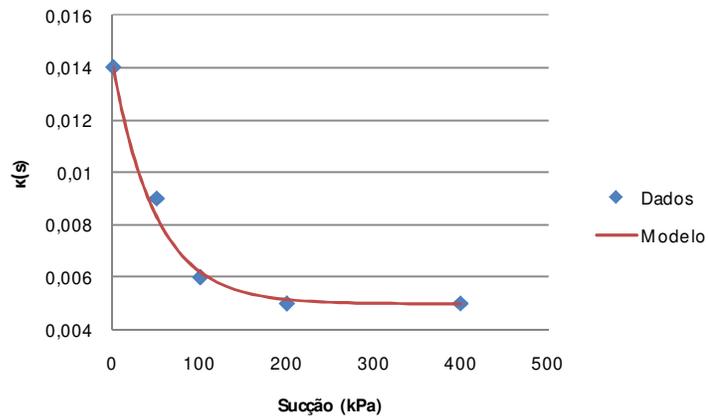


Figura 5.56. Variação do parâmetro κ (s) com a sucção, para a profundidade 6,5m.

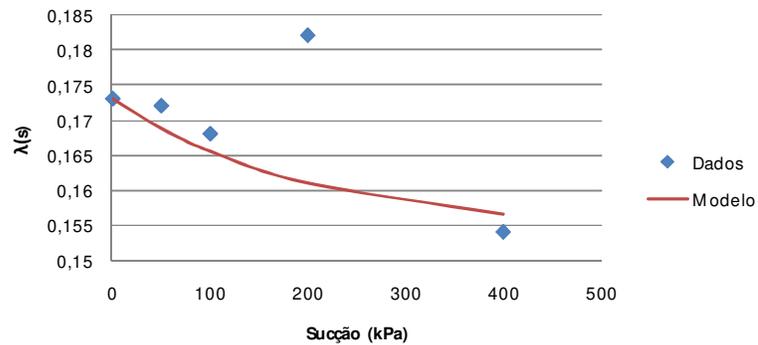


Figura 5.57. Variação do parâmetro λ (s) com a sucção, para a profundidade 6,5m.

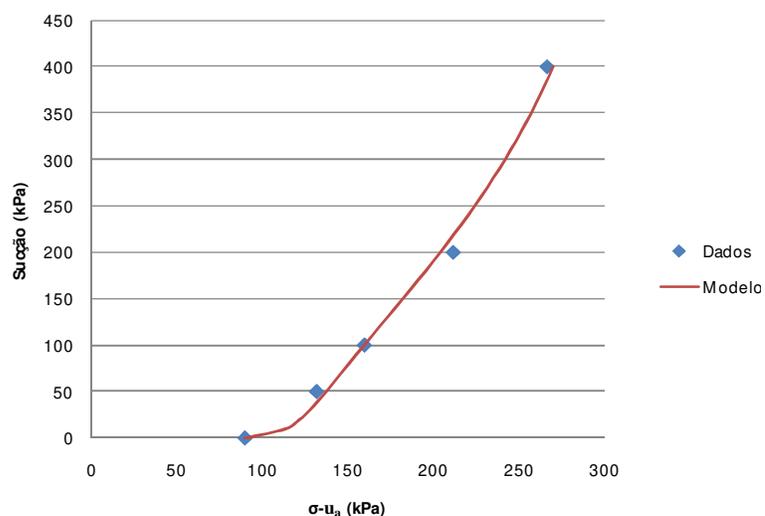


Figura 5.58. Curva LC, para a profundidade 6,5m, segundo o modelo de Futai (1997).

Verifica-se, nas figuras apresentadas, que os dados experimentais apresentaram um bom ajuste com o modelo proposto.

5.10 Verificação das Modelagens

5.10.1 Amostras da Profundidade 1,5m

A Figura 5.59 traz uma comparação entre os valores teóricos do coeficiente de rigidez $\lambda(s)$ para os três modelos estudados na profundidade 1,5m, além dos valores obtidos dos ensaios edométricos.

A Figura 5.60 apresenta as curvas LC obtidas pela aplicação dos modelos estudados e os pontos experimentais.

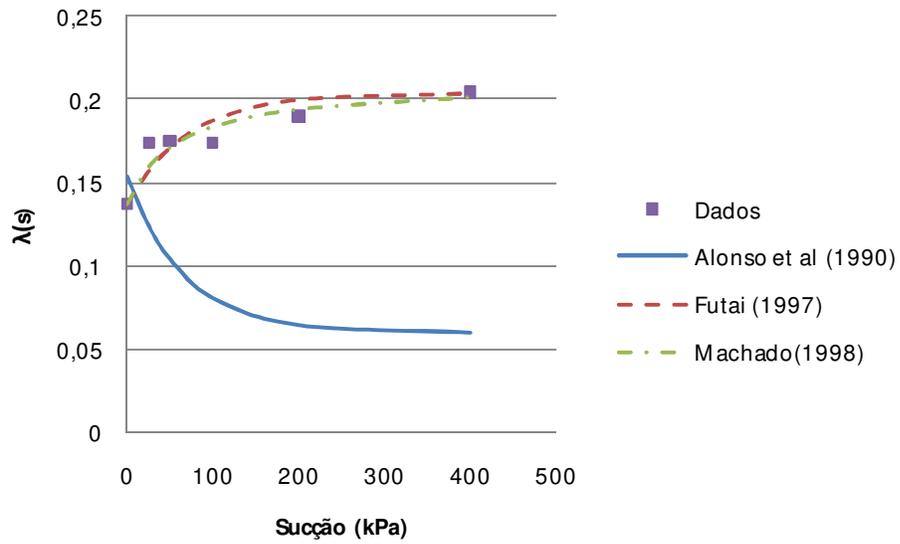


Figura 5.59. Coeficientes de rigidez λ (s) obtidos dos modelos e dos ensaios.

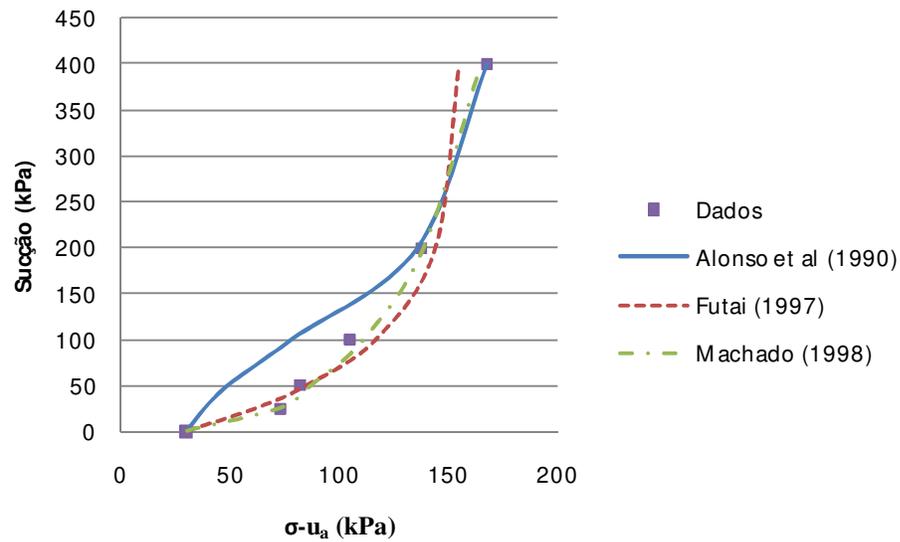


Figura 5.60. Curvas LC obtidas dos modelos estudados e dos ensaios.

Verifica-se, da análise das Figuras 5.59 e 5.60, que os modelos propostos por Futai (1997) e Machado (1998) se assemelham em termos de resultados e apresentam um bom ajuste aos dados experimentais. O modelo proposto por Alonso *et al* (1990) não se ajusta bem aos dados, principalmente quanto ao parâmetro λ (s), isso porque foi desenvolvido para solos

onde se tem $\lambda(s)$ decrescente com o aumento da sucção. Mesmo restringindo os valores de tensão vertical para os quais o modelo de Alonso *et al* (1990) foi aplicado ($\sigma - u_a < 200 \text{ kPa}$), observa-se uma discordância entre o modelo e os dados apresentados.

Com os parâmetros dos modelos calculados, é possível obter curvas de compressão edométricas teóricas. As Figuras 5.61, 5.62, 5.63, 5.64, 5.65 e 5.66 apresentam as curvas edométricas obtidas pela aplicação dos modelos de Alonso *et al* (1990), Futai (1997) e Machado (1998).

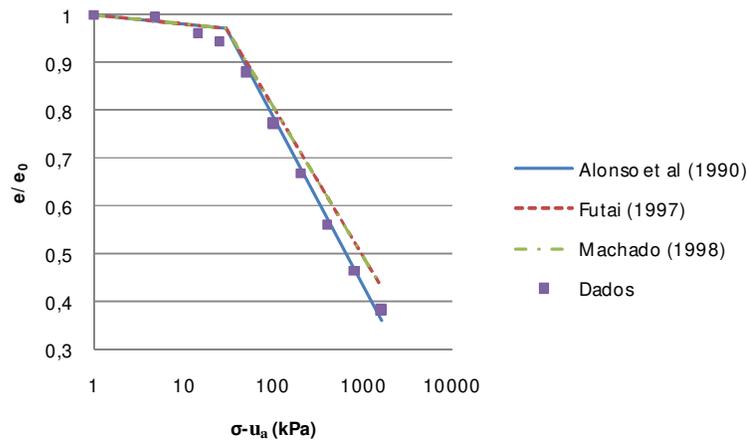


Figura 5.61. Verificação dos modelos para sucção de 0kPa, profundidade 1,5m.

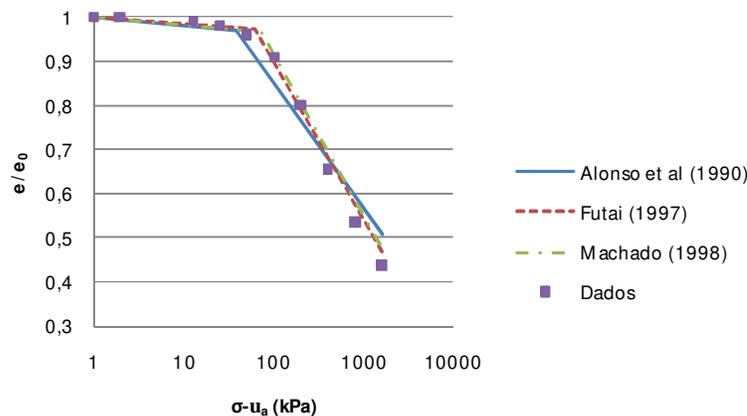


Figura 5.62. Verificação dos modelos para sucção de 25kPa, profundidade 1,5m.

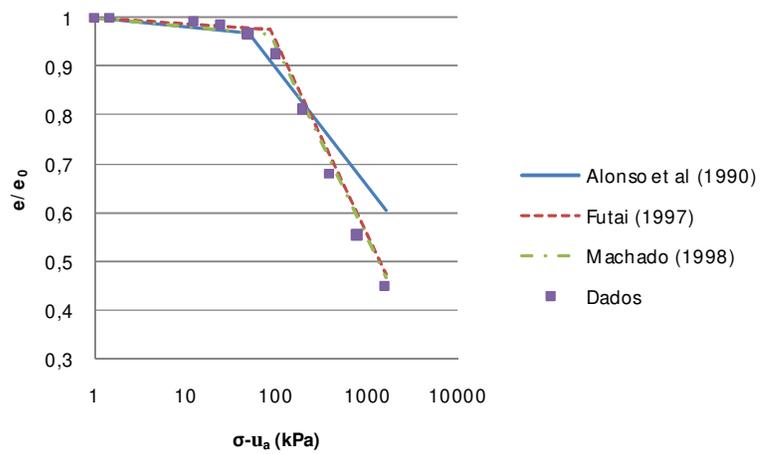


Figura 5.63. Verificação dos modelos para sucção de 50kPa, profundidade 1,5m.

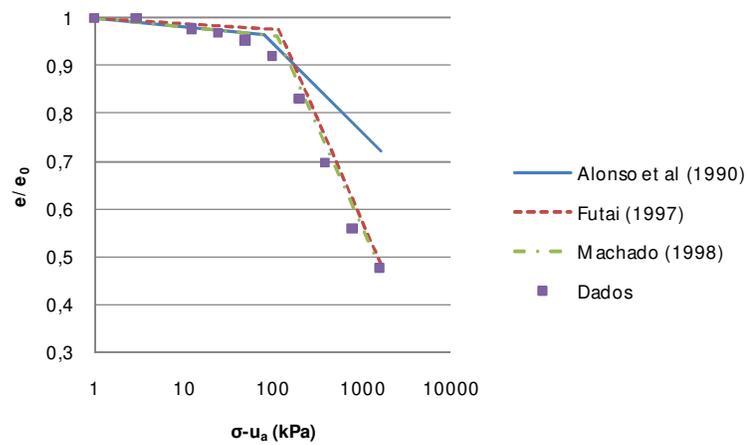


Figura 5.64. Verificação dos modelos para sucção de 100kPa, profundidade 1,5m.

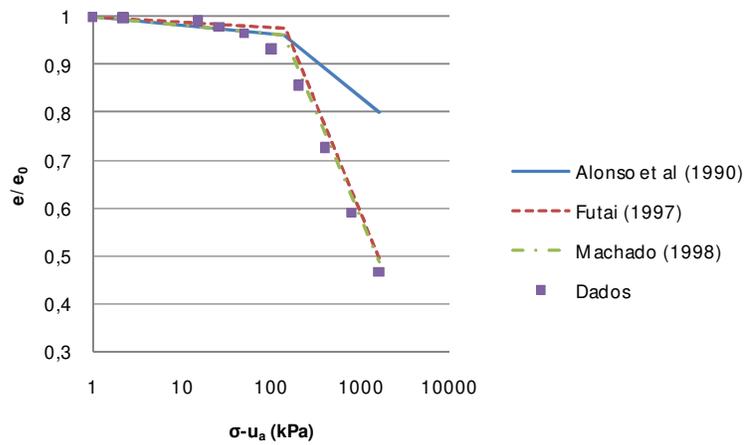


Figura 5.65. Verificação dos modelos para sucção de 200kPa, profundidade 1,5m.

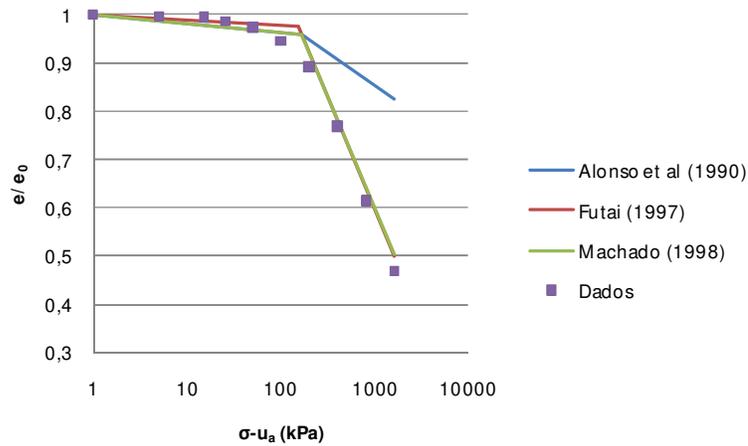


Figura 5.66. Verificação dos modelos para sucção de 400kPa, profundidade 1,5m.

Os resultados das verificações apresentados, para a profundidade 1,5m, mostram um bom ajuste entre os resultados experimentais e os modelos propostos por Futai (1997) e Machado (1998). Conforme era esperado, a partir dos resultados apresentados nas Figuras 4.57 e 4.58, o modelo de Alonso *et al* (1990) não apresentou um bom ajuste aos dados. Para valores baixos de sucção matricial (0kPa e 25kPa) o modelo apresenta um bom ajuste, que vai se perdendo a medida que os valores de sucção são majorados.

5.10.2 Amostras da Profundidade 4,5m

A Figura 5.67 traz uma comparação entre os valores teóricos do coeficiente de rigidez $\lambda(s)$ para os modelos estudados na profundidade 4,5m, além dos valores obtidos dos ensaios edométricos.

A Figura 5.68 apresenta as curvas LC obtidas pela aplicação dos modelos estudados e os pontos experimentais.

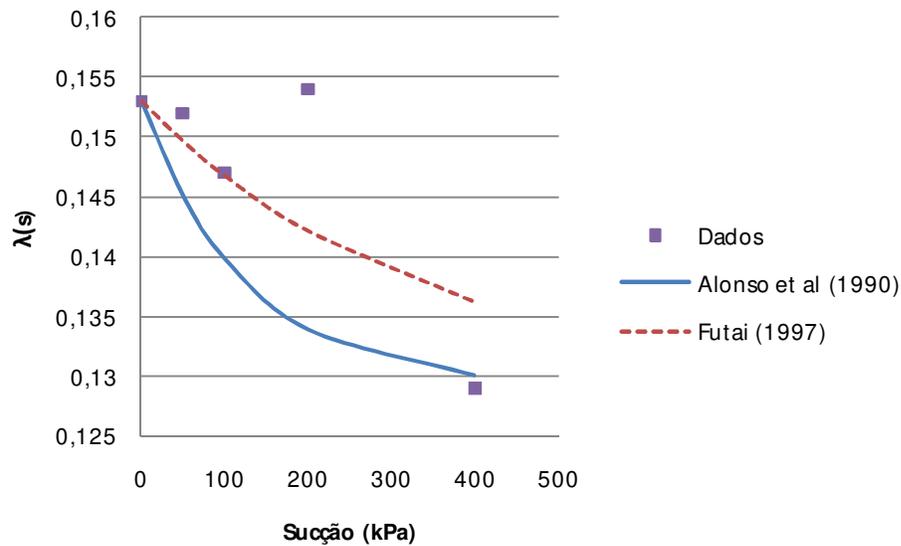


Figura 5.67. Coeficientes de rigidez λ (s) obtidos dos modelos e dos ensaios.

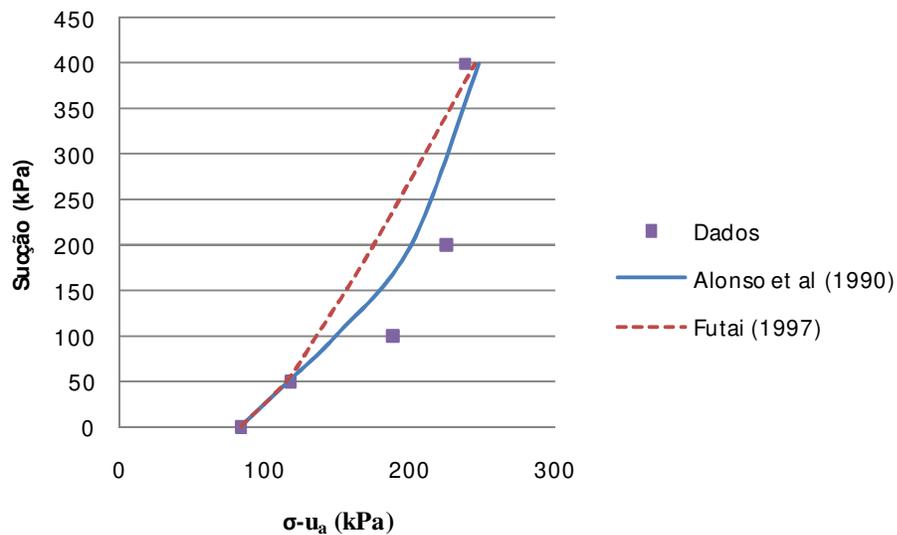


Figura 5.68. Curvas LC obtidas dos modelos estudados e dos ensaios.

Verifica-se, da análise das Figuras 5.67 e 5.68 que os modelos propostos por Alonso et al (1990) e Futai (1997) não apresentam uma boa convergência aos dados dos ensaios. O ponto experimental de λ (s) para sucção de 200kPa destoa dos demais, inviabilizando um bom ajuste dos dados. Optou-se por não desconsiderar nenhum resultado, como um critério, a fim de se

evitar manipulação acidental de dados. O modelo proposto por Machado (1998) não foi aplicado, uma vez que foi desenvolvido para solos com $\lambda(s)$ crescente com a sucção. A aplicação do modelo de Futai (1997), também desenvolvido para solos com $\lambda(s)$ crescente, foi possível, pois o modelo também contempla os solos com parâmetro de rigidez decrescente.

Com esses parâmetros, é possível obter curvas de compressão edométricas teóricas. As Figuras 5.69, 5.70, 5.71, 5.72 e 5.73 apresentam as curvas edométricas obtidas pela aplicação dos modelos de Alonso *et al* (1990) e Futai (1997).

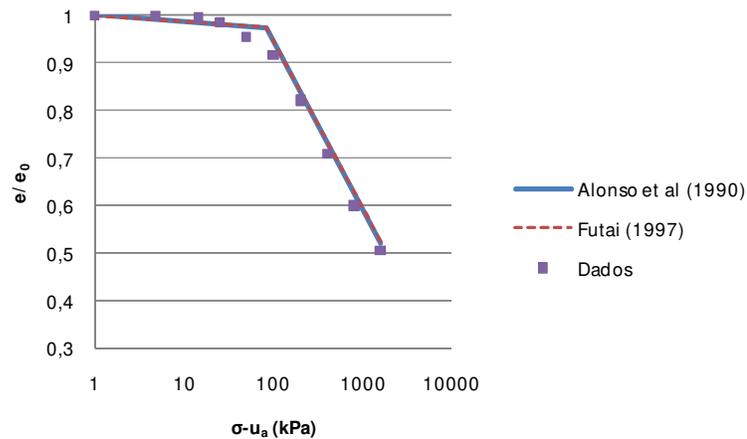


Figura 5.69. Verificação dos modelos para sucção de 0kPa, profundidade 4,5m.

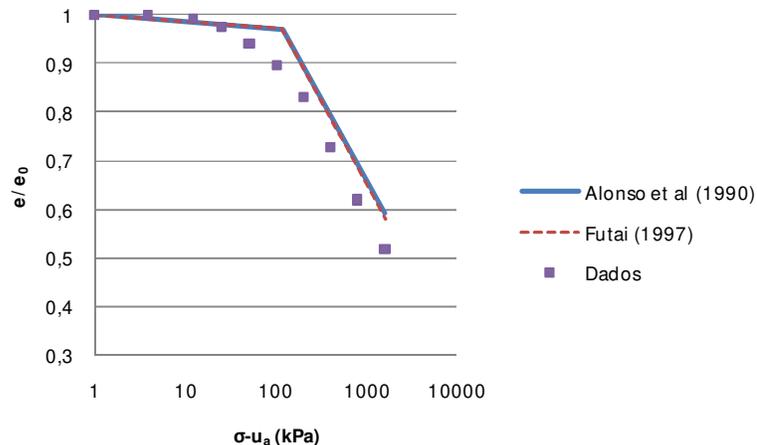


Figura 5.70. Verificação dos modelos para sucção de 50kPa, profundidade 4,5m.

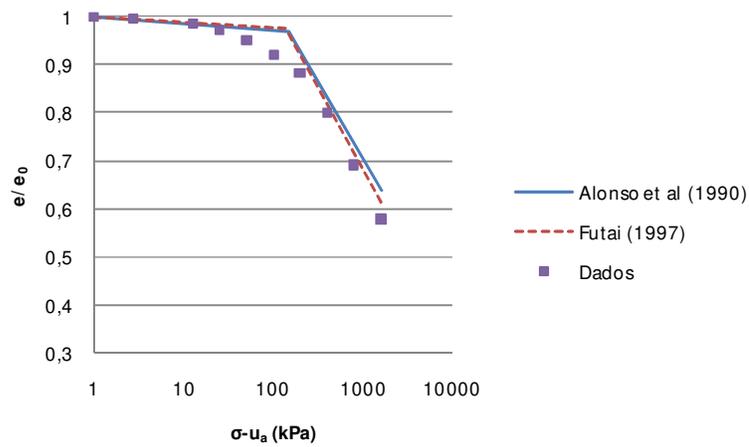


Figura 5.71. Verificação dos modelos para sucção de 100kPa, profundidade 4,5m.

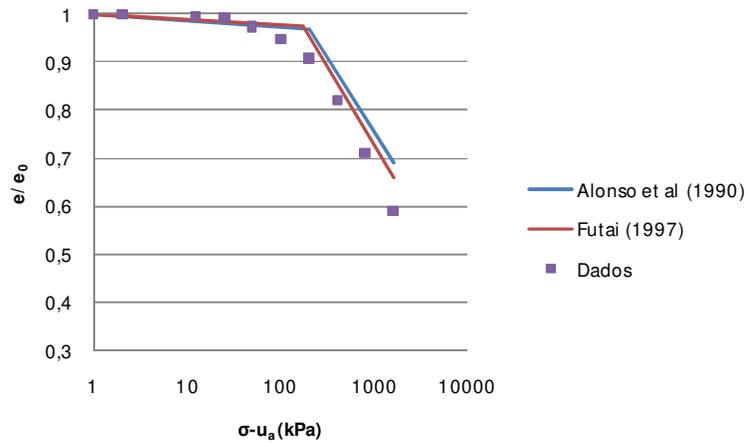


Figura 5.72. Verificação dos modelos para sucção de 200kPa, profundidade 4,5m.

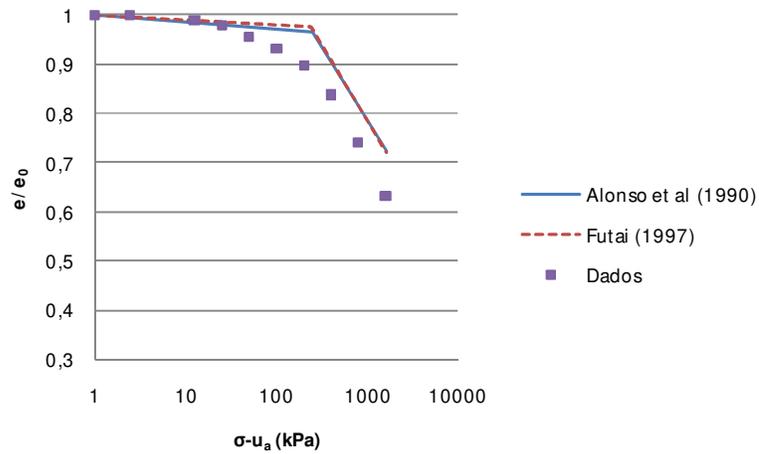


Figura 5.73. Verificação dos modelos para sucção de 400kPa, profundidade 4,5m.

A análise das Figuras 5.69 a 5.73 mostram uma quase coincidência entre os resultados das modelagens por Alonso *et al* (1990) e Futai (1997). Os modelos, apesar de gerarem resultados quase coincidentes, não trazem um bom ajuste aos dados experimentais, principalmente para as sucções mais elevadas.

5.10.3 Amostras da Profundidade 6,5m

A Figura 5.74 traz uma comparação entre os valores teóricos do coeficiente de rigidez $\lambda(s)$ para os modelos estudados na profundidade 6,5m, além dos valores obtidos dos ensaios edométricos.

A Figura 5.75 apresenta as curvas LC obtidas pela aplicação dos modelos estudados e os pontos experimentais.

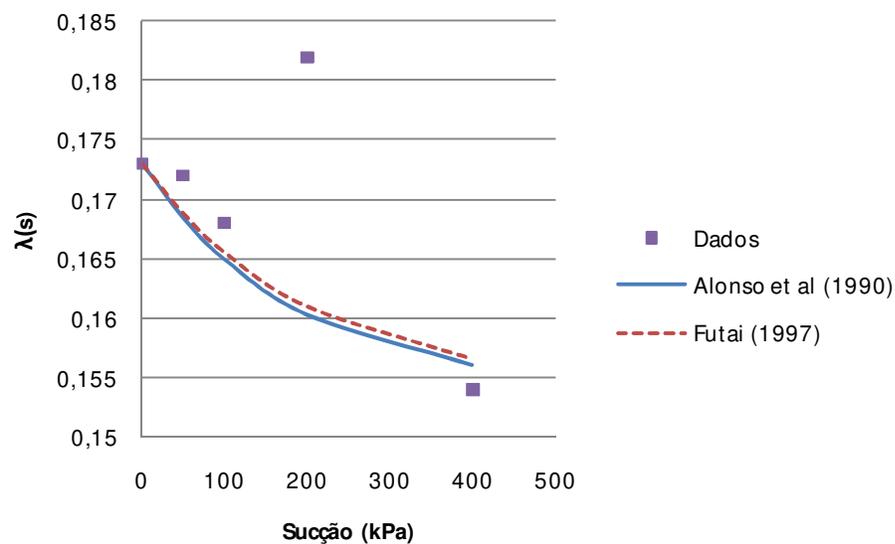


Figura 5.74. Coeficientes de rigidez $\lambda(s)$ obtidos dos modelos e dos ensaios.

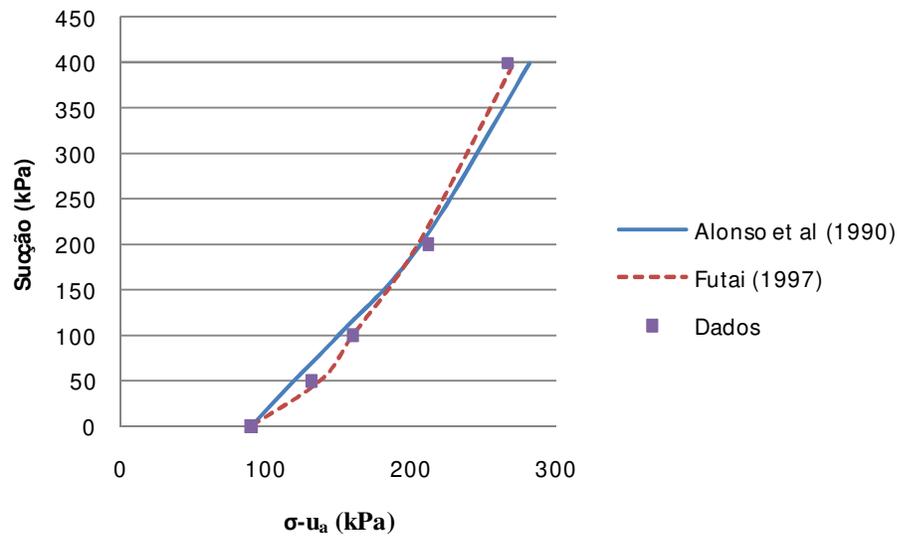


Figura 5.75. Curvas LC obtidas dos modelos estudados e dos ensaios.

Verifica-se, da análise das Figuras 5.74 e 5.75, uma boa convergência entre os dados experimentais e os obtidos pelos modelos de Alonso *et al* (1990) e Futai (1997). Mais uma vez os resultados dos dois modelos são praticamente coincidentes, mas aqui também coincidem com os resultados experimentais. Mais uma vez o coeficiente $\lambda(s)$ experimental para a sucção de 200kPa distingue-se da curva, mas como dito anteriormente, optou-se por não desconsiderar esse resultado.

Com esses parâmetros, é possível obter curvas de compressão edométricas teóricas. As Figuras 5.76, 5.77, 5.78, 5.79 e 5.80 apresentam as curvas edométricas obtidas pela aplicação dos modelos de Alonso *et al* (1990) e Futai (1997).

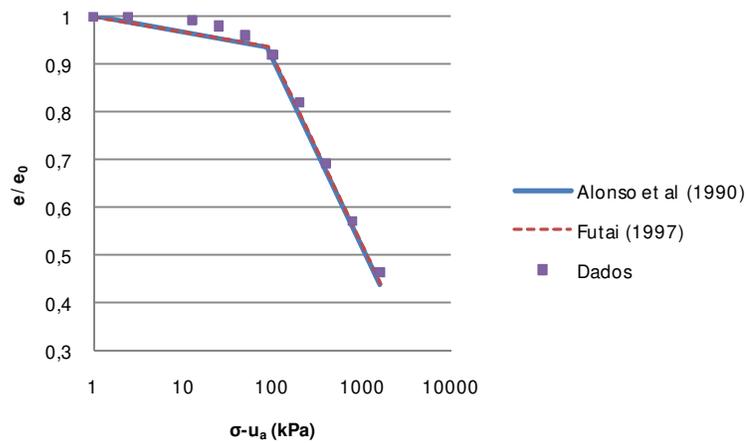


Figura 5.76. Verificação dos modelos para sucção de 0kPa, profundidade 6,5m.

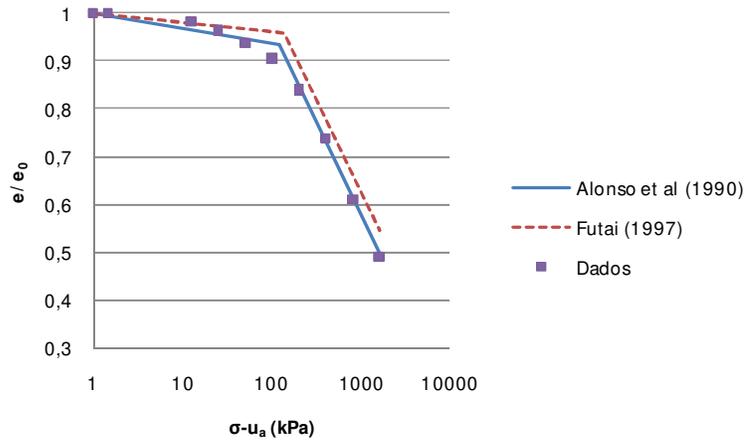


Figura 5.77. Verificação dos modelos para sucção de 50kPa, profundidade 6,5m.

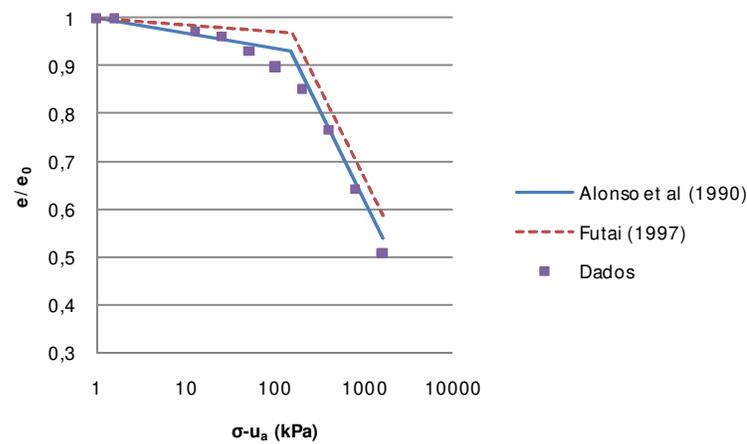


Figura 5.78. Verificação dos modelos para sucção de 100kPa, profundidade 6,5m.

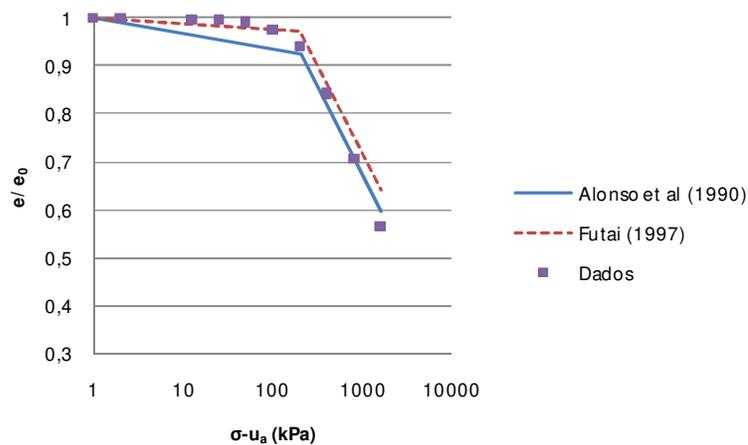


Figura 5.79. Verificação dos modelos para sucção de 200kPa, profundidade 6,5m.

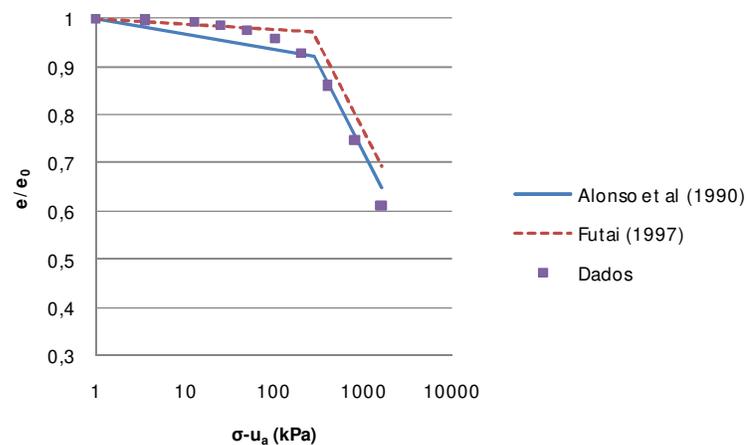


Figura 5.80. Verificação dos modelos para sucção de 400kPa, profundidade 6,5m.

5.11 Considerações a respeito das Modelagens

Observando-se os resultados das modelagens apresentados, bem como as verificações, é possível fazer algumas considerações interessantes. Nota-se que o solo da profundidade 1,5m tem comportamento quanto ao parâmetro de rigidez $\lambda(s)$ distinto das outras profundidades do

perfil. Enquanto que para o solo mais superficial o parâmetro é crescente com o aumento da sucção, para as outras duas profundidades estudadas esse comportamento se inverte.

Observa-se também que para cada uma das profundidades estudadas houve um modelo que melhor se adaptou. Para 1,5m o modelo mais coerente foi o proposto por Machado (1998), conforme se observa nas Figuras 5.59 a 5.66. Para 4,5m, verifica-se uma melhor convergência para o modelo de Futai (1997) (Figuras 5.67 a 5.73) e, finalmente, para a maior profundidade, o modelo de Alonso *et al* (1990) se mostrou mais eficaz (Figuras 5.77 a 5.80).

Essas duas considerações vêm concordar com a escolha das três profundidades do perfil como mais representativas. Resultados obtidos em ensaios anteriores (MIGUEL *et al*, 2007a) mostraram que há, no perfil de solo estudado, um comportamento não homogêneo, como seria de se esperar para um perfil de solo coluvionar e tropical dessa magnitude.

Assim, pretende-se, pautado em todos os resultados e discussões apresentados, propor um modelo estrutural para cada uma das profundidades estudadas.

5.12 Proposição de um Modelo Estrutural

5.12.1 Gênese

Para que se possa propor um modelo estrutural capaz de explicar o comportamento em relação ao colapso de um solo, primeiramente é preciso que se entenda o seu processo de formação.

O solo em estudo tem uma característica bastante especial quanto ao seu processo de formação, característica esta evidenciada pela análise das lâminas delgadas e impregnadas. Ao

se observar o perfil de solo, percebe-se que ele sofreu um intenso processo de alteração pedológica, predominando o mecanismo de lixiviação. O interessante é que grande parte desse processo se deu antes do transporte e deposição do solo onde ele se encontra atualmente, e continua ocorrendo, agora *in situ*.

Essa característica é evidenciada pela presença, nas lâminas delgadas e impregnadas, de minerais típicos da formação *Itararé*, certamente oriundos do processo de transporte, uma vez que não são encontrados, na forma em que estão, na rocha diabásio, embasamento rochoso do perfil. Partículas de quartzo com feições arredondadas indicam que o solo sofreu transporte.

O fato de se tratar de um solo que sofreu laterização antes mesmo de se consolidar como o perfil atual é explicado pela presença de opacos e alguns grãos de quartzo subarredondados, associados à matriz (plasma) constituída por argilo-minerais, hematita e goethita. Isso indica a ocorrência de vários processos pedogenéticos, como a lixiviação, relacionados a mudanças do ambiente, clima e a tectônica durante a deposição deste material. Além disso, verifica-se que os óxidos que formam as estruturas cimentadas têm origem externa e não *in situ*.

Assim, quando depositadas, algumas partículas do solo já se encontravam sob a forma de pequenas concreções. Essas concreções, típicas de horizontes que sofreram processos de alteração pedogenética e posterior transporte, são constituídas no perfil de solo estudado por grãos de quartzo, envoltos por hematita e/ou goethita.

A Figura 5.81 apresenta o processo de formação das concreções. O movimento gravitacional da massa, influenciado por ondulações no relevo e pelo tipo do material transportado, faz com que ocorra agregação do material, pela incorporação do material do relevo, ou quebra dessas agregações, levando a formação de grãos menores, como estruturas do tipo migalhosa ou grãos de café.

Quando o material é proveniente de fontes externas, como no caso do material analisado, proveniente em partes de rochas sedimentares, as partículas (areia, silte e argila), vão sendo transportadas junto à massa pela ação da gravidade causada pela própria declividade da superfície. Conforme ocorre o transporte, o material vai sofrendo processos de partição e/ou de aglutinação, formando sucessivamente estruturas migalhosas ou na forma de grumos. Quando isso ocorre, a origem deste material é derivada de fonte externa e não *in situ*.

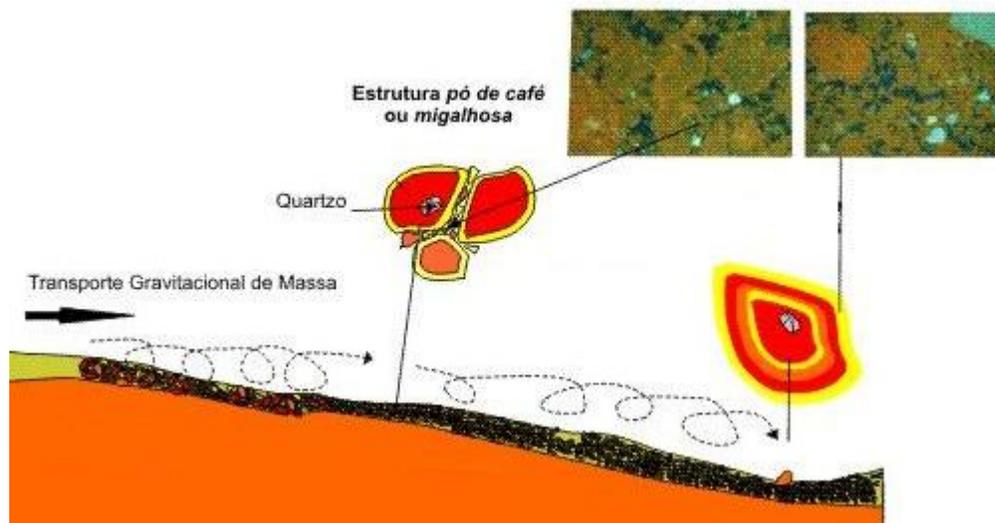


Figura 5.81. Processo de formação das concreções.

Em solos que sofrem os processos pedogenéticos *in situ*, a matriz funciona como um forte cimento unindo os agregados (grãos de quartzo, concreções ou grumos de material fino), criando uma característica de solos altamente cimentados, com elevada coesão verdadeira. No solo estudado, entretanto, as ligações cimentíceas que uniam os agregados foi quebrada durante o processo de transporte. Assim, verifica-se um solo onde as partículas estão unidas simplesmente por forças denominadas de adesividade, ou de sucção, e a coesão que apresentam é predominantemente aparente, isto é, temporária. Essa propriedade é bastante evidente nas lâminas apresentadas, onde se verifica a presença das concreções e a ausência de ligações cimentíceas entre elas, principalmente para as menores profundidades. A Figura 5.82

traz uma representação esquemática do solo em estudo. O esquema apresentado pode ser comparado com as lâminas do solo natural, já apresentadas (Figuras 5.7 a 5.12).

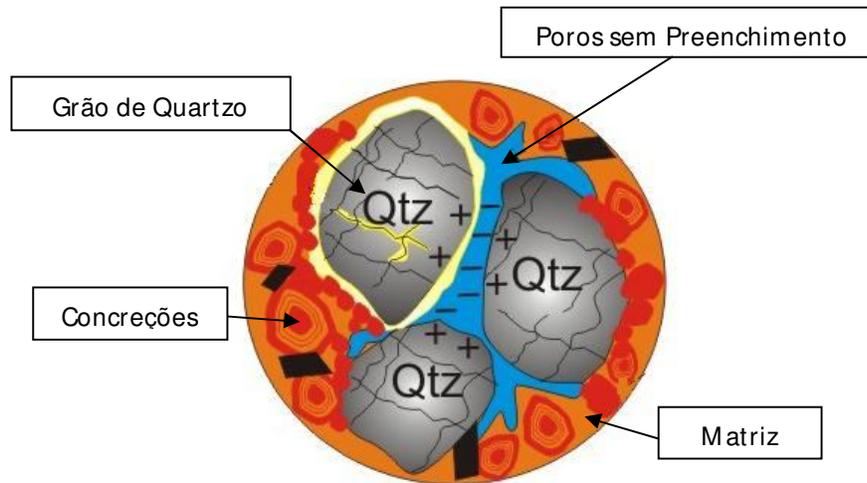


Figura 5.82. Representação esquemática do solo estudado.

Notam-se, a partir da Figura 5.82, as conecções dispersas na matriz, formando a estrutura do solo, juntamente com os grãos de quartzo, e grande quantidade de vazios. Não há ligações de óxidos de ferro unindo os agregados, apenas forças de sucção ou adesividade. Os agregados encontram-se dispersos na matriz. Essa característica de ausência de ligações fortes entre os grãos faz com que o material se torne bastante susceptível quando submetido a situações extremas, tornando-se facilmente desagregável. Essa propriedade ficou evidenciada pelos altos valores de PC apresentados pelo solo e pela grande influência da sucção matricial nas propriedades desse solo.

É importante salientar que os processos de formação e alteração do solo continuaram acontecendo após sua deposição, e sua atuação fica evidente quando se verificam as maiores profundidades.

O transporte sofrido pelas partículas e posterior deposição, se pensado de forma cronológica, explica as diferenças de comportamento entre as amostras de solo das

profundidades estudadas. Quanto maior a profundidade, mais antiga é a deposição do material, de forma que o solo mais superficial é o mais recente e deve apresentar características peculiares. As diversas camadas do perfil de solo coluvionar estudado, embora possuam composição mineralógica comum (Figura 5.5 e 5.6), diferem em disposição, forma e distribuição dos diversos materiais constituintes. As camadas superiores apresentam, predominantemente, poros comunicantes, frutos dos processos de lixiviação mais acentuados, e agregados unidos por adesividade. Nas camadas intermediárias aparecem também poros não comunicantes, devido a uma maior concentração da matriz, em função da translocação do ferro das camadas superiores. Nas camadas mais inferiores, a submissão das partículas às tensões geostáticas verticais, mantém um vínculo por atrito entre os agregados, que são maiores e menos arredondados, provenientes de fontes próximas, além da presença de matriz cimentante menos expressiva. Aparecem também poros não comunicantes.

Além disso, para as amostras mais profundas, principalmente 6,5m, há a presença predominante de materiais oriundos do intemperismo do diabásio, que contribui em seu comportamento mecânico.

Assim, pode-se supor que, para a amostra retirada da profundidade 1,5m, os agregados do solo estão unidos entre si basicamente por forças de sucção matricial, com pouca participação da parcela de coesão verdadeira. Quando se avança em profundidade, entretanto, é provável que algumas ligações cimentíceas comecem a unir os agregados, uma vez que o processo de alteração pedogenética continua ocorrendo no perfil. A translocação do ferro, por exemplo, é um processo de alteração pedogenética evidente no perfil, uma vez que se observa presença de óxidos de ferro na profundidade 4,5m translocados das menores profundidades. Essa presença do óxido de ferro é percebida pela maior concentração de matriz (argilo-minerais, hematita e goetita) mais rígida naquela profundidade e pela presença de material hematítico servindo de cimento entre os agregados, conforme se verifica na Figura 5.83. Na profundidade 6,5m, são observados grãos de quartzo mais angulosos, conforme a Figura 5.84, devido ao menor transporte sofrido por essas partículas, oriundas de fonte próxima.

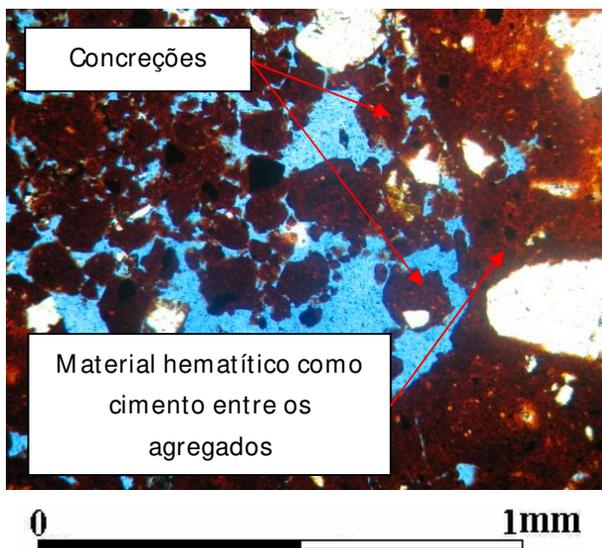


Figura 5.83. Material hematítico servindo como cimento entre os agregados, profundidade 4,5m.

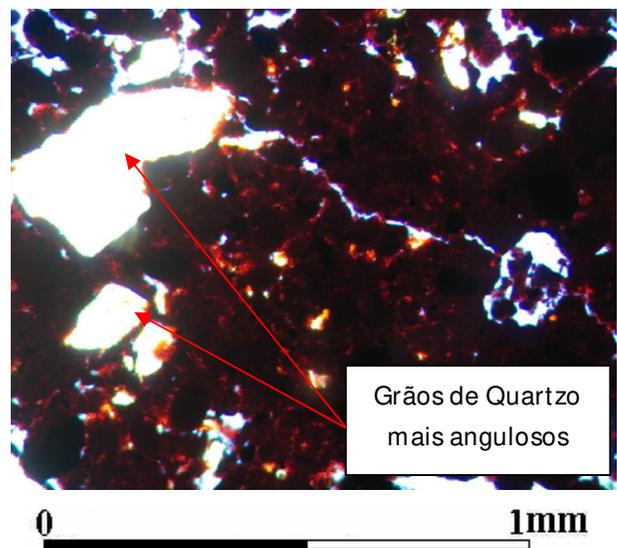


Figura 5.84. Presença de grãos de quartzo mais angulosos, profundidade 6,5m.

5.12.2 Profundidade 1,5m

Como exposto acima, o solo da camada mais superficial tem suas partículas unidas basicamente por ligações aparentes ou temporárias, devidas à sucção. Assim sendo, a ligação entre os agregados é facilmente rompida, bastando para isso, por exemplo, um aumento no grau de saturação do solo. É importante dizer que quanto maior a sucção a que o solo está submetido menor será a sua compressibilidade. A suscetibilidade ao colapso desse solo é, como visto anteriormente, bastante elevada. A estrutura do solo funciona como a de uma areia fina pouco argilosa, sendo as agregações de materiais finos, grãos de quartzo e concreções representadas pelas partículas do solo granular. A matriz pode ser representada por pequena quantidade de argila e óxidos de ferro, por exemplo, que confere ao solo, em analogia, pequeno valor de coesão verdadeira. Isso se evidencia quando se estudam as curvas de retenção, apresentadas nas Figuras 5.3 e 5.4, ou ainda as curvas granulométricas com e sem a utilização de defloculante, apresentadas nas Figuras 5.1 e 5.2. Um fato interessante do ensaio de

granulometria é que o defloculante utilizado, além de romper as ligações entre as agregações (grumos), age também as desagregando internamente. Quando se estuda o procedimento do ensaio de granulometria, onde a amostra de solo é posta em um dispersor elétrico, imagina-se que haverá a quebra das concreções já por processo físico. Entretanto, elas são tão resistentes, que é preciso o auxílio de um agente químico desestabilizante para proceder a ruptura dos grânulos, uma vez que no ensaio realizado sem defloculante, porém com dispersão mecânica, as concreções permanecem no solo.

Dessa forma, por exemplo, verifica-se a grande resistência dessas partículas, também evidenciada nas lâminas realizadas após a execução dos ensaios edométricos. Na Figura 5.18, por exemplo, é possível identificar as concreções mantidas mesmo após a aplicação das tensões verticais no solo.

Não foi possível verificar com nitidez o que ocorre com as partículas do solo após a realização dos ensaios edométricos, pela análise das lâminas delgadas. Entretanto, é possível notar alguns detalhes que podem auxiliar no entendimento do comportamento colapsível do solo. Um desses detalhes, talvez o mais importante, é a presença de concreções inalteradas nas lâminas realizadas após o ensaio edométrico, como descrito no parágrafo anterior. A partir disto, pode-se propor que as concreções do solo não são quebradas durante o ensaio edométrico, mas apenas se rearranjam formando uma nova estrutura mais compacta. Ocorre, portanto, segundo essa linha de pensamento, um rearranjo, seguido de um cisalhamento das partículas, mas não sua ruptura.

Outro detalhe interessante a respeito do estudo das lâminas é relativo ao alinhamento dos minerais, que aumenta com o aumento da sucção matricial imposta. O que ocorre é que esse alinhamento, não muito substancial devido ao processo de formação do solo, está presente nas amostras indeformadas. Quando se realiza o ensaio edométrico, há um rearranjo das partículas, seguido de um cisalhamento, dependendo do nível de tensão aplicado, e esse alinhamento é afetado, tanto mais quanto maior a compressibilidade do solo ou menor a sucção matricial inicial imposta à amostra.

Há ainda outra informação importante a respeito do estudo de porosimetria que pode auxiliar no entendimento do comportamento do solo. As amostras da profundidade 1,5m apresentam elevada frequência de micro e macroporos. Young e Warkentin (1975) *apud* Bustillos (2009) afirmam que a micro porosidade em solos argilosos, onde as partículas de argila se encontram agrupadas, é devida aos vazios internos das estruturas cimentadas, enquanto a macro porosidade corresponde aos vazios entre os grumos. Juan e Holtz (1986) *apud* Machado (1998) perceberam que quando um solo sofre uma diminuição de vazios, a parcela de poros que é afetada restringe-se aos macroporos, de forma que a micro porosidade se mantém. Isso evidencia a manutenção dos agregados intactos após a realização dos ensaios edométricos.

Levando-se em conta todos esses detalhes, pode-se conceber um modelo ou mecanismo para o colapso do solo. Inicialmente, tem-se a estrutura do solo formada por micro agregações (grumos), grãos de quartzo e concreções envoltos por uma matriz não cimentante. Esses agregados encontram-se unidos entre si basicamente por ligações aparentes, devido às forças de sucção. Quando o solo é carregado, sob um determinado valor de sucção, há uma diminuição no índice de vazios da amostra, decorrente de um rearranjo dos agregados e da matriz, que se comportam de forma semelhante aos grãos de um solo puramente granular. Esse rearranjo é influenciado pela sucção que ocorre entre os agregados. Acredita-se que haja inicialmente um fechamento dos macroporos, quando se perdem as forças de sucção entre os grãos. Após isso, quando já se tem contato entre as partículas do solo, tem-se uma influência grande do atrito entre os agregados, e estes se rearranjam, surgindo então um cisalhamento entre eles, de forma que possam ocupar um novo local dentro da estrutura do solo. Como a ligação entre os agregados se dá por forças de sucção, o teor de umidade da amostra influencia sobremaneira no comportamento do solo. Esse comportamento, verificado durante trajetória de aumento de tensão vertical no solo, ocorre de forma brusca quando se tem diminuição de sucção matricial, o que caracteriza o colapso.

O modelo de “arranjo estrutural devido à capilaridade” proposto por Dudley (1970) pode ser aplicado ao solo da profundidade 1,5m, mas com algumas modificações. Dudley (1970) concebe um modelo onde não há a presença de uma matriz dispersa. Essa matriz, entretanto, é

encontrada no solo da profundidade 1,5m, mas tem pouca influência em seu comportamento, posto que não confere ao solo valor expressivo de coesão verdadeira.

A Figura 5.85 apresenta um desenho esquemático do modelo estrutural proposto para o solo da profundidade 1,5m. Inicialmente o solo apresenta-se em sua condição natural (A ou C). Quando se aumenta o carregamento até certo valor, há uma deformação elástica no solo, mas a estrutura é mantida pelas forças de sucção existentes entre os agregados (A-x ou C-z; Estágio 1). Quando a tensão aplicada excede as forças de sucção, ou seja, quando $\sigma - \mu_a = \sigma'_a$ (pontos x ou z), o solo começa a sofrer deformações plásticas, deslocando a curva LCi, e há um rearranjo dos grãos, com fechamento dos vazios (estágio 2). À medida que se aumenta a tensão aplicada, os agregados começam a ter contato entre si, e surge então uma resistência em decorrência das forças de atrito entre as partículas. Ocorre, caso haja ainda incremento de tensão, um movimento de cisalhamento entre os grãos constituintes do solo (estágio 3), e eles passam a ocupar novas posições, para que se chegue a uma condição de índice de vazios bastante reduzido. Esse efeito, caracterizado por uma trajetória de incremento de tensão - “Loading” (A-B ou C-D), ocorre também, caso haja uma trajetória de diminuição de sucção - “Collapse” (z-y ou D-B). O estado do solo após o colapso será função da tensão aplicada durante a diminuição da sucção. Tanto as trajetórias de incremento de tensão (“Loading”), quanto as trajetórias de diminuição da sucção (“Collapse”), levarão a um estado de reduzido índice de vazios. O estágio 3, caracterizado pelo cisalhamento entre os agregados constituintes do solo, foi proposto a partir da verificação, nas lâminas delgadas impregnadas pós ensaio, de fissuras rodeando os grãos e/ou micro agregados, conforme se verifica na Figura 5.86. Para que surjam essas fissuras, é necessário que se tenha um movimento relativo entre as partículas.

É importante salientar que a trajetória de diminuição de sucção (“Collapse”) é caracterizada por uma variação brusca nos índices de vazios do solo, o que caracteriza o colapso.

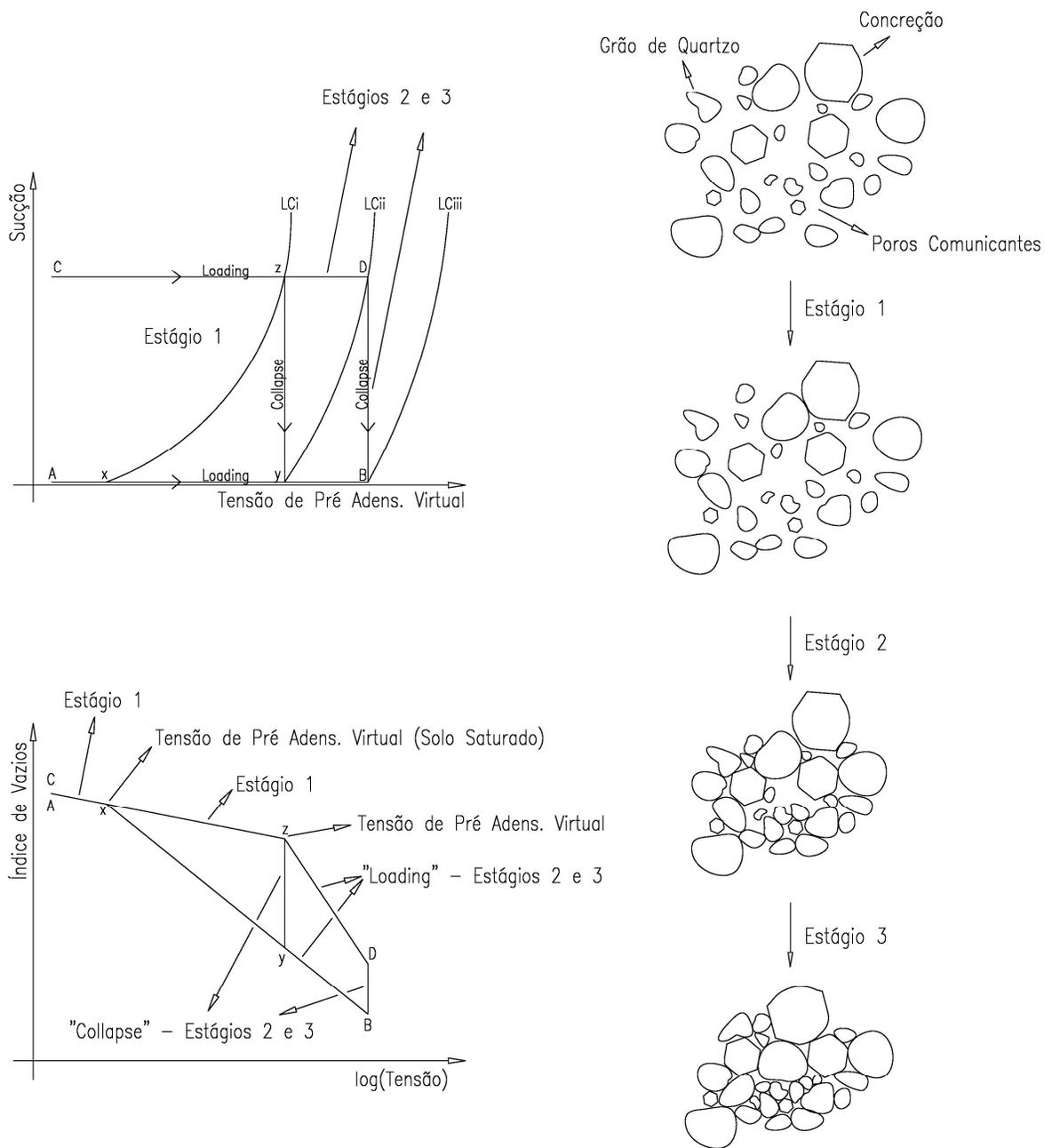


Figura 5.85. Modelo esquemático proposto para o comportamento estrutural do solo, profundidade 1,5m.

Quando se observam as variações de índices de vazios devido à trajetória de “collapse” (diminuição da sucção matricial imposta), percebe-se que há, para a trajetória z-y, um valor de Δe maior, em relação à trajetória D-B. Esse efeito é devido à menor inclinação da reta de carregamento virgem do solo com sucção matricial nula, em relação ao solo com valor positivo de sucção matricial aplicado. Essa diferença entre os valores de parâmetro de rigidez do solo, para essa profundidade, explica as curvas de PC apresentadas na Figura 5.32, onde se verificam picos de PC para valores baixos de carregamento vertical aplicados.

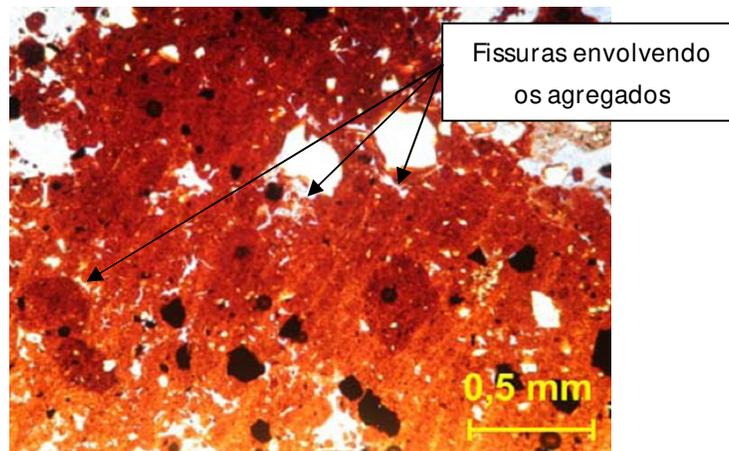


Figura 5.86. Fissuras margeando os agregados do solo.

5.12.3 Profundidade 4,5m

Para as amostras da profundidade 4,5m verifica-se, além das ligações entre os agregados devido à sucção, a presença de material hematítico agindo como cimento entre eles. Essa presença, devido à translocação de óxidos de ferro dos horizontes mais superficiais, influencia de forma substancial no comportamento mecânico desse solo.

A presença de material cimentante unindo as partículas faz com o comportamento do solo seja menos afetado pela sucção, tornando-se menos compressível em relação ao solo da

profundidade 1,5m. O modelo proposto por Alonso *et al* (1987) explica o comportamento desse solo, mas deve-se fazer uma analogia entre os grãos de areia propostos pelos autores e os agregados (quartzo, grumos e concreções), presente no solo estudado.

A menor compressibilidade do solo é verificada quando se comparam as curvas edométricas das amostras, para mesmos valores de sucção. A Figura 5.87 apresenta essa comparação, para as três profundidades estudadas, e para valores de sucção nulo e 400kPa.

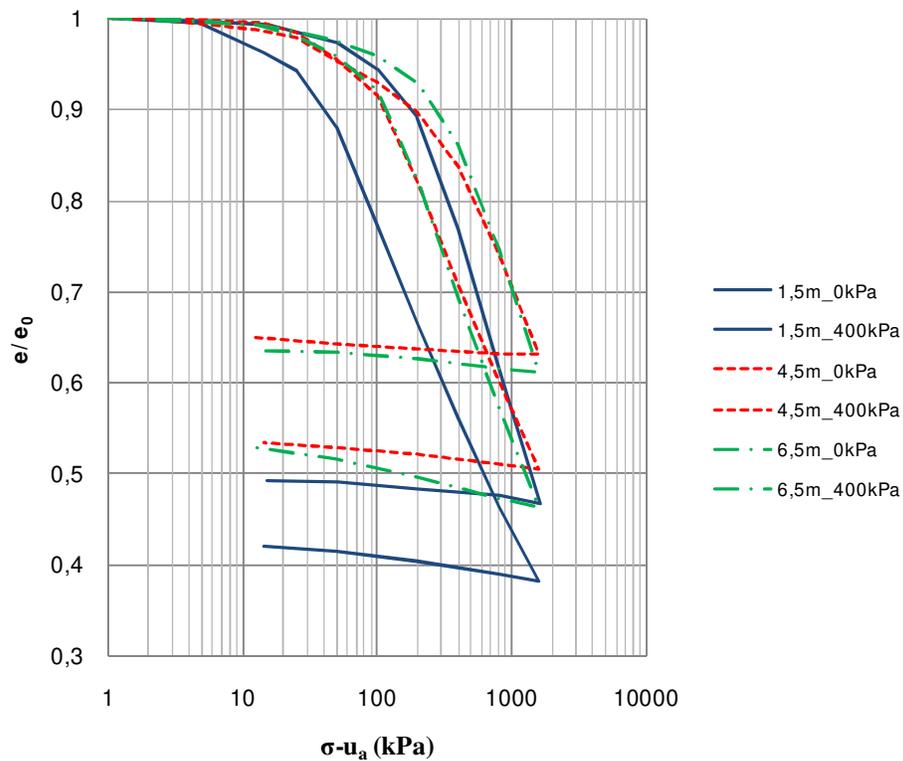


Figura 5.87. Comparação entre as curvas edométricas para as profundidades estudadas.

É possível notar, da Figura 5.87, que o fator preponderante para a menor compressibilidade do solo é a tensão de pré-adensamento virtual. As retas virgens de todos os ensaios apresentados são praticamente paralelas, de forma que o que controla realmente o comportamento quanto à compressibilidade do solo é a tensão de pré-adensamento virtual.

Isso se torna mais claro quando se verifica a Figura 5.88, que apresenta os pontos experimentais das curvas LC para as três profundidades estudadas, e a Figura 5.89, na qual são apresentados os valores de coeficientes de rigidez das amostras estudadas.

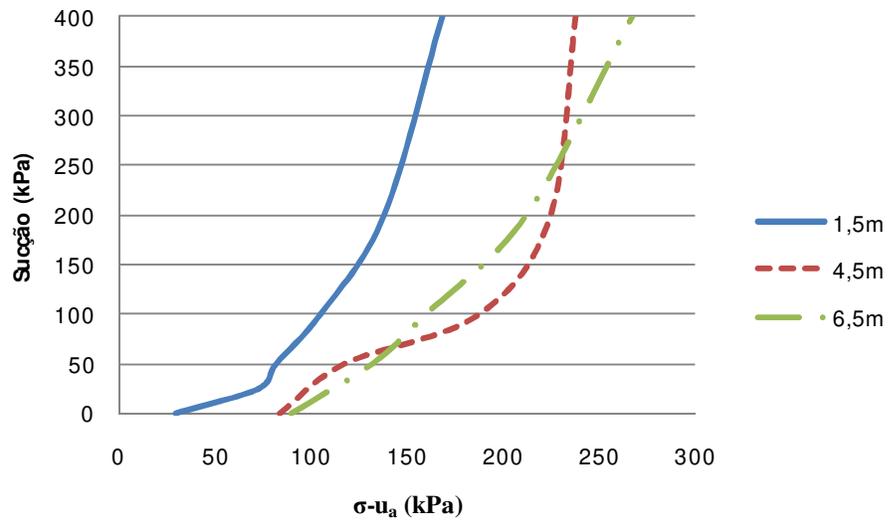


Figura 5.88. Comparação entre as curvas LC para as profundidades estudadas.

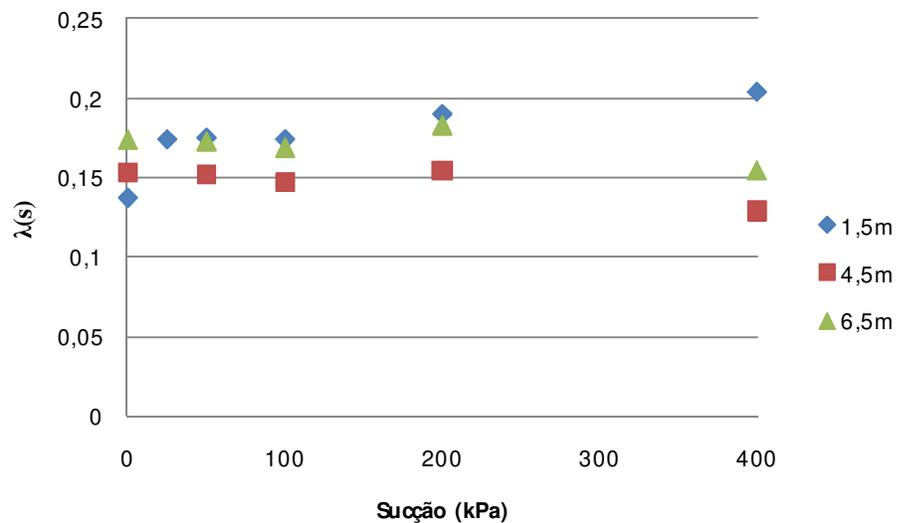


Figura 5.89. Comparação entre os valores de λ (s) para as profundidades estudadas.

Vê-se, das Figuras 5.88, que há uma translação da curva LC quando se passa de 1,5m para 4,5m, evidenciando a cimentação maior nesta profundidade. Assim, para o solo mais superficial, há um trecho de comportamento elástico menor, e assim, com um carregamento vertical menor, em relação a 4,5m, já se atinge o trecho de carregamento virgem, onde se tem maiores deformações. A amostra da profundidade 4,5m precisa percorrer um trecho elástico maior para atingir a curva LC, de forma que no final do ensaio se tem menor variação de índice de vazios. A Figura 5.89 mostra as pequenas diferenças que existem entre os valores de $\lambda(s)$ para as amostras estudadas. Na verdade, a influência desse fator ficaria mais evidente para carregamentos muito maiores, acima de 1600kPa.

A Figura 5.90 traz uma representação do modelo estrutural proposto para esse solo. Basicamente, em relação ao modelo proposto para a profundidade 1,5m, há a incorporação de uma parcela de resistência devido às cimentações entre os agregados do solo. Essa cimentação gera uma translação da curva LC, em relação à apresentada para 1,5m e, conseqüentemente, têm-se menores variações de índices de vazios para uma mesma tensão, para essa profundidade (o solo é menos compressível).

Verifica-se também, para a profundidade 4,5m, uma diferença pouco sensível entre as inclinações das retas de carregamento virgem para o solo com sucção matricial nula e com valores positivos de sucção matricial imposta, representando a pequena variação de PC em relação ao valor de carregamento aplicado (Figura 5.35). Assim, os valores de Δe para as trajetórias z-y e D-B são equivalentes, chegando-se a valores de PC também equivalentes.

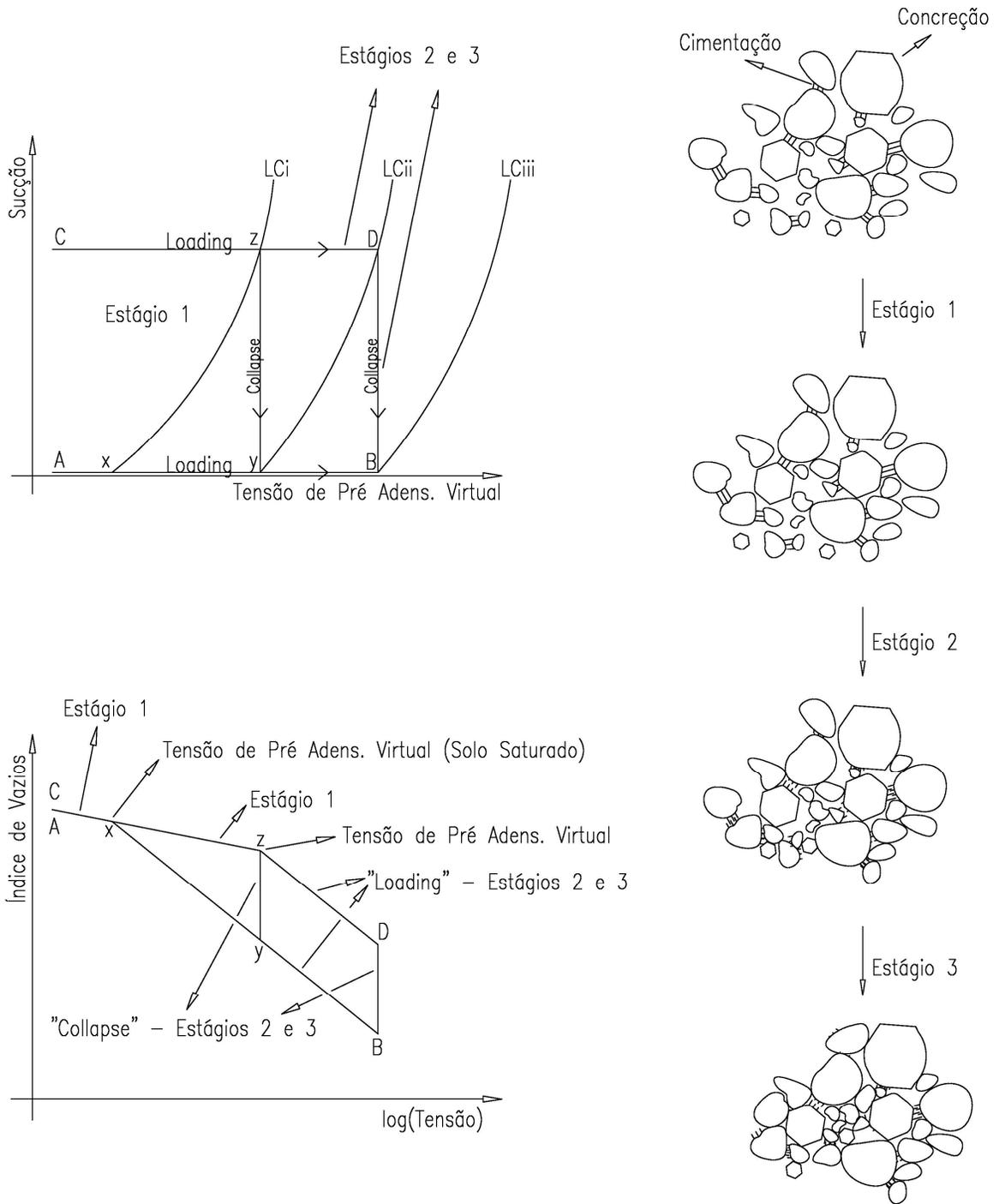


Figura 5.90. Modelo esquemático para comportamento estrutural do solo, profundidade 4,5m.

5.12.4 Profundidade 6,5m

O solo da profundidade 6,5m tem um comportamento bastante similar ao apresentado pelo solo da profundidade 4,5m, conforme se vê nas Figuras 5.87, 5.88 e 5.89. Esse comportamento, entretanto, não é devido exatamente aos mesmos fatores. Na maior profundidade existe uma influência mais significativa do material presente nos solos residuais de diabásio, de características diferentes do perfil de solo estudado. Além disso, nessa profundidade existe menor contribuição do óxido de ferro translocado das menores profundidades. Outra característica desse material que traz grande influência em seu comportamento é a presença de grãos de quartzo mais angulares, o que confere ao solo maior ângulo de atrito. Assim, pode-se dizer que a compressibilidade do solo da profundidade 6,5m é influenciada pela presença de alguma matriz cimentante unindo os agregados, mas também pelo fato do solo apresentar maior ângulo de atrito. A presença de grãos de quartzo mais angulosos fica evidente quando se compara as Figuras 5.83 e 5.84.

A Figura 5.91 apresenta o modelo estrutural proposto para a profundidade 6,5m. O modelo segue os mesmos preceitos estabelecidos para as profundidades 1,5m e 4,5m, entretanto, tem-se, para a profundidade 6,5m, uma maior influência do atrito no comportamento do solo, devido à presença de grãos de quartzo mais angulosos, como já descrito. Verifica-se também, para essa profundidade, que as inclinações das retas de carregamento vigem para os solos com sucção nula e positiva são equivalentes, representando o comportamento do PC sem a presença de picos pronunciados.

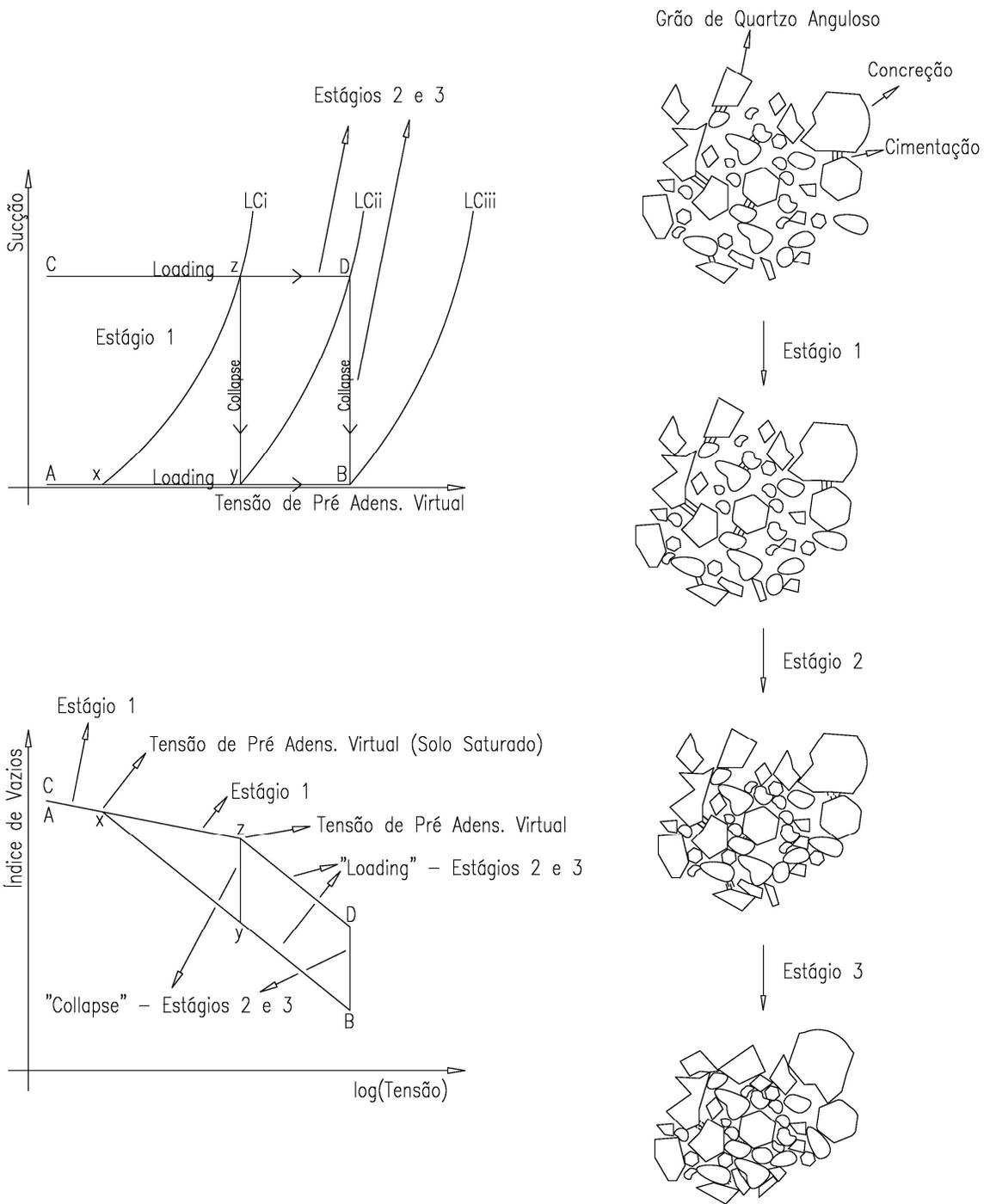


Figura 5.91. Modelo esquemático para comportamento estrutural do solo, profundidade 6,5m.

6 CONCLUSÕES

A partir dos resultados e análises apresentados, pode-se chegar às seguintes conclusões:

O perfil de solo tropical estudado é formado por uma argila silto-arenosa, porosa, de origem coluvionar, laterítica, composta, predominantemente, por argilo-minerais do tipo caulinita, quartzo e óxidos de ferro (hematita). Parte dos grãos de silte e argila apresentam-se sob a forma de grumos, devido à presença de óxido de ferro, forte agente cimentante. Tanto as curvas de retenção de água como as curvas de distribuição dos poros mostraram que se trata de um solo com distribuição bimodal de poros, também visível na análise das lâminas delgadas impregnadas.

A compressibilidade do solo, bem como seu Potencial de Colapso (PC), é fortemente influenciada pela sucção matricial imposta nos ensaios edométricos.

As amostras das três profundidades estudadas mostraram-se colapsíveis para praticamente todos os valores de sucção matricial impostos. Os valores de PC para a amostra mais superficial foram os mais expressivos, chegando a valores da ordem de 12,0%. Verificaram-se valores de PC menores para as amostras mais profundas, concordando com a diminuição da porosidade dessas amostras, evidente nos resultados apresentados de lâminas delgadas e de porosimetria.

Percebeu-se uma mesma tendência para a variação do PC com a tensão vertical aplicada. Os valores de PC atingem um ponto máximo e tendem a diminuir com o aumento dessas tensões.

Para a profundidade 1,5m observou-se um bom ajuste entre os resultados experimentais e os modelos propostos por Futai (1997) e Machado (1998). O modelo proposto por Alonso *et al* (1990) não apresentou um bom ajuste aos dados. Para valores baixos de sucção matricial o modelo apresenta um bom ajuste, que vai se perdendo a medida que os valores de sucção são majorados.

Para a profundidade 4,5m verificou-se uma quase coincidência entre os resultados das modelagens por Alonso *et al* (1990) e Futai (1997). Os modelos, apesar de gerarem resultados quase coincidentes, não trazem um bom ajuste aos dados experimentais, principalmente para as sucções mais elevadas.

Verifica-se, para a profundidade 6,5m, uma boa convergência entre os dados experimentais e os obtidos pelo modelo de Alonso *et al* (1990). O Modelo proposto por Futai (1997) apresentou boa convergência somente para alguns valores de sucção matricial.

O solo da profundidade 1,5m mostrou comportamento quanto ao parâmetro de rigidez $\lambda(s)$ distinto das outras profundidades do perfil. Enquanto que para o solo mais superficial o parâmetro é crescente com o aumento da sucção, para as outras duas profundidades estudadas esse comportamento se inverte.

Para cada uma das profundidades estudadas houve um modelo que melhor se adaptou. Para 1,5m o modelo mais coerente foi o proposto por Machado (1998). Para 4,5m, verificou-se uma melhor convergência com Futai (1997) e, finalmente, para a maior profundidade, o modelo de Alonso *et al* (1990) se mostrou mais eficaz.

Verificou-se um comportamento quanto ao colapso do solo estudado caracterizado por um estágio inicial, de comportamento elástico, que se mantém até que sejam rompidas as ligações entre os agregados do solo. Após isso, chega-se a um estágio de comportamento elasto-plástico, caracterizado por um rearranjo dos agregados do solo, com fechamento dos vazios. Finalmente, chega-se a um terceiro estágio, onde há influência do atrito entre os grãos no comportamento do solo. Nesse estágio ocorre movimento de cisalhamento entre os grãos constituintes do solo, e eles passam a ocupar novas posições, para que se chegue a uma condição de índice de vazios bastante reduzido.

Para a profundidade 1,5m propôs-se que as ligações que mantêm a estrutura do solo são devidas, basicamente, a forças de sucção. Para a profundidade 4,5m verificou-se a presença de cimentações unindo os agregados do solo e, na profundidade 6,5m, notou-se maior angularidade dos grãos de quartzo em relação às outras profundidades, além da presença esporádica de matriz cimentante.

Sugere-se, para trabalhos futuros, a realização de ensaios de porosimetria com corpos-de-prova submetidos aos ensaios edométricos, para o estudo do comportamento de macro e micro poros após o colapso. Ensaios de microscopia eletrônica de varredura também poderiam auxiliar na proposição dos modelos estruturais e, finalmente, sugere-se a realização de ensaios edométricos com trajetórias de sucção, para a simulação do colapso do solo.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas **NBR 6457/1986a** - Amostras de Solos - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização.

_____. **NBR 7181/1984**: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 6459/1984b**: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7180/1984c**: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 6508/1984d**: Determinação da Massa Específica dos Grãos. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9604/1986**: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas (procedimentos). Rio de Janeiro.

AGNELLI, N. **Estudo da colapsibilidade do solo de Bauru através de provas de carga diretas**. 1986. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, EESC/USP, 1986.

AITCHISON, G. D. Structurally Unstable Soils, State of the Art. **Proc. 8th I. C. S. M. F. E.**, Moscú, General Report Section 4, vol. 3, 161 - 190. 1973.

ALBUQUERQUE, P.J.R. de; MASSAD, F.; CARVALHO, D. de e FERREIRA, M.A.M. (2001) **Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Hélice Tipo Ômega, em Solo Residual de Diabásio**. Campinas/ SP: UNICAMP P. 198p.

ATCHISON, G. D.; WOODBURN, J. A. (1969). Soil suction in foundation design. **In:** International conference in soil mechanics and foundation engineering. Mexico, v.2, p. 1-18.

ALONSO, E. E. ; GENS, A.; HIGHT, D. W. (1987). Special Problem soils. **Proc. 9 th E.C.S.M.F.E. Dublin General Report, Section 5, 5.1- 5.60.**

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soil. **Géotechnique** 40, nº 3, p. 405-430.

ALONSO, E. E.; GENS, A. (1994). Keynote lecture: On the mechanical behavior of arid soils. **In:** Proc. Conf. on Engineering Characteristics of Arid Soils. London, 1994.

ALONSO, E.E.; VAUNAT, J.; GENS, A. (1999). Modeling the mechanical behavior of expansive clays. **Engineering Geology**, 54.

ARAGÃO, C. J. G.; MELO, A. C. (1982) Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-árido de Pernambuco, **In:** VII OBRAM SEF, Olinda, **Anais...** vol. 2, 14 - 22.

BARDEN, L.; MADEDOR, A. O.; COLLINS, K. (1973) The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**, v.7, p. 49-60.

BARDEN, L.; MCGROWN, A.; COLLINS, K. (1973) The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**, vol 7, p.49-60.

BASMA, A. A.; TUNCER, E. R. (1992) Evaluation and Control of Colapsible Soils. **J. Geot. Eng.**, vol 118, N. 10, 1490 - 1505.

BENVENUTO, C. (1982) **Uma Avaliação Teórico-Experimental do comportamento de alguns Solos Colapsíveis**, Tese de Mestrado, EPUSP, São Paulo.

BERBERIAN, D. (1982) A Prática das Fundações no Centro Oeste do Brasil, In: VII COBRANSEF, Olinda, **Anais...** vol. 7, 149 - 188.

BONDER, B. H. (2008). **Curvas de Retenção de água de um solo coluvionar de Campinas obtidas mediante técnicas de laboratório e de campo**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP.

BUSTILLOS, R. F. S. (2009). **Um modelo hidromecânico para solo fino no saturado a partir de su porosimetria**. Tesina de Máster. Dept. d'Enginyeria Del Terreny, Cartogràfica i Geofísica E. T. S. Enginyers de Carmins, Canals i Ports. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2004). Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5. São Carlos/SP. V NSAT2004. 2004. **Anais...** P.597-616.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2007). Solos Expansivos e Colapsíveis. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. Salvador/BA. VI NSAT2007. Novembro de 2007. **Anais...** P.641-655.

CARVALHO, I.G. (1995) **Fundamentos da geoquímica dos processos exógenos**. Bureau Gráfica e editora Ltda. Salvador/BA. 239p.

CAVALCANTE, E. H.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D. de (2006). Workshop Campos Experimentais - Campo Experimental da Unicamp., 08/2006, *XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Vol. 1, pp.28-35, Curitiba, PR, Brasil.

CERATO, A. B.; HAJJAT, J. A.; MILLER, G. A. (2008). The influence of structure on one-dimensional wetting induced volume change of compacted soil. GEOCONGRESS 2008.

CHANG, R. K. (1969). Pressure plate apparatus for volumetrical measurement of suction. Swelling pressure and consolidation in clay soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 6, n. 2, p. 209-212.

CINTRA, J. C. A. (1998). **Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos, SP, Projeto Reenge, Escola de Engenharia de São Carlos/USP, 116p.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. (1981). Design Considerations for Collapsible Soils, **J Geot. Eng. Div. A.S.C.E.**, vol. 107, N. GT3, 305 - 307.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. (1993). Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. In: **Solos e Rochas**, 16. São Paulo/SP. P. 77-91.

CRUZ, P. T. (1996). **100 barragens brasileiras**. Oficina de Textos, São Paulo, 647 p.
DENISOV, N. Y. (1951). **The Engineering Propieties of the loess and Loess Loam**, Gosstroizdat, Moscow.

DERBYSHIRE, E.; MELLORS, T. W. (1988). *Geological and Geotechnical Characteristics of some Loess and Loessic Soils from China and Britain: a Comparision*, **Engineering Geology**, vol. 25, N. 2 (4), 135 - 175.

DIAS, R. D.; GONZALEZ, M. D. (1985). *Stress-Strain Behaviour of a Brazilian Amazon Yellow Latosol*. **Proc. 1st I.C.G.T.L.S.L**, vol. 1, Brasilia, 239 - 253.

DIAS, R. D. (1989). *Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil*. II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, Porto Alegre, vol. 1, 96 - 120.

DELAGE, P.; ROMERO, E.; TARANTINO, A. (2008). Recent Developments in the techniques of controlling and measuring in unsaturated soils. **In: Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engeneering**. London.

DUDLEY, J.H. (1970). Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**. ASCE, Vol. 96, n.SM3, p.925-947.

ESCARIO, V. (1967). Measurement of the swelling characteristics of the soil fed with water under tension. International cooperative research on the prediction of the moisture content under roads pavements, O. C. D. E., Madrid.

ESCARIO, V. (1969). Swelling of soil in contact with water at negative pressure. **In:** International research and engineering conference on expansive clay soils, Texas, v. 1, p. 207-217.

ESCARIO, V., SAEZ, J. (1973). *Measurement of the Properties of Swelling and Collapsing Soils under Controlled Suction*. 3th I.C.E.S., Haifa, 195 - 200.

FEDA, J. (1966). Strutral Stability of Subsident Loess Soil from Prahadejvice, **Engineering Geology**, vol. 3, N. 3, 201 - 219.

FERREIRA, R. C.; MONTEIRO, L. B.; PERES, J. E. E.; BENVENUTO, C. (1989). *Some Aspects on Behaviour of the Brazilian Collapsible Soils*. Supplementary Contributions by Brasiliam Society for Soil Mechanics. 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro, 117 - 120.

FERREIRA, S. R. M. (1989). ***Solos Especiais - Colapsíveis, dispersivos e Expansivos***, Relatório CNPq.

FERREIRA, S. R. M.; TEIXEIRA, D. C. L. (1989). Collapsible soil – a practical case in construction, Pernambuco, Brazil. In: International conference on soil mechanics and foundation engineering, 12, 1989. **Proceedings**. Rio de Janeiro-RJ, v. 1, p. 603-606.

FERREIRA, S. R. M. (1997). Relatório de pesquisa comportamento da variação de volume de solos não saturados devidos à inundação e os efeitos do meio ambiente. Departamento de Engenharia Civil- UFP, Recife. 80p.

FERREIRA, R. S. M.; FUCALE, S. P.; AMORIM, S. F.; LACERDA, W. A. (2002). Comportamento de variação de volume em um solo colapsível da região de Palmas – Tocantins. **In:** Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, 12. 2002. São Paulo Anais..., ABMS, 2002, v2, p. 595-603.

FERREIRA, R. S. M. (2007). **Relatório de Pesquisa comportamento da variação de volume de solos devido à inundação**. Departamento de Engenharia Civil, UFP, Recife.

FERREIRA, R. S. M. (2007a). Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. 2007. Salvador. **Anais...** ABMS, 2007, p. 593-618.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D.; PEREIRA, A. (2004). Análise do potencial de colapso de solos coluvionares da formação Serra Geral/RS. In: Simpósio brasileiro de solos não saturados, 5, 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Suprema gráfica e editora Ltda, 2004. V. 1, p. 431-437.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. (1976). Constitutive relation for volume change in unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**. Ottawa, v. 13, n. 3, p. 261-276, 1976.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. (1993). **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York, John Wiley & Sons, Inc.

FREDLUND, D. G. (2006). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. ASCE, March 2006, 286-315.

FUTAI, M.M. (1997). **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. **Dissertação de Mestrado**, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

GALLIPOLI, D. (2000). **Constitutive and numerical modeling of unsaturated soils**. 2000. 288p. PHD Thesis – University of Glasgow, Glasgow, UK.

GARITTE, B.; VAUNAT, J.; GENS, A. (2006). A constitutive model that incorporates the effect of suction in cemented geological materials. *Unsaturated Soil*, 2006. Arizona.

GENS, A. (1996). Constitutive modelling: Application to compacted soil. In *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, 6–8 September 1995. Edited by E.E. Alonso and P. Delage. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. Vol. 3.

GENS, A.; and ALONSO, E.E. (1992). A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. **Canadian Geotechnical Journal**, 29.

GIACHETI, H.L. (1991). **Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais do Estado de São Paulo**. Tese de Doutorado. EESC/USP, São Carlos.

GIBBS, H. J.; BARA, J. P. (1962). Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Test. Special Technical Publication, A.S.T.M., N. 232, Philadelphia.

GONÇALVES, R. L.; MIGUEL, M. G.; BELICANTA, A. (2006). A influência da colapsibilidade do solo laterítico de Londrina/PR no comportamento de estacas apiloadas. In: Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, 13, 2006, Curitiba. **Anais...** São Paulo, ABMS, 2006, v. 1, p. 291-296.

GONZÁLES, N. A.; COLMENARES, J. E. (2006). Influence of matric suction on the volume change behaviour of a compacted clayed soil. *Unsaturated Soils 2006*. Arizona

GUTIERREZ, N. H. M. (2005). **Influência de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná. Tese de Doutorado**, EESC/USP. São Carlos, SP. 311p.

GUTIERREZ, N. H. M.; NOBREGA, M. T.; VILAR, O. M. (2004). Condicionantes estruturais do colapso de um solo argiloso tropical oriundo de basalto no norte do Paraná. In: Simpósio brasileiro de solos não saturados, 5, 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos, Suprema Gráfica e Editora Ltda., 2004, v. 1, p. 439-444.

HILF, J. W. (1956). *An investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils*. Technical Memorandum N. 654, Bureau of Reclamation U. S. Department of Interior, Denver, Colorado.

HILLEL, D. (1971). **Soil Water- Physical Principle and Processes**, New York, Academic Press, cap. 1-5

HONDA, M.; LIZUCA, A.; OHNO, S.; KAWAI, K.; WANG, W. (2006). An evaluation method for the volume change characteristics of compacted soil. *Unsaturated Soils 2006*. Arizona.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy sub soils on wetting. In: IV International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering. Londres. **Proceedings**. Vol.1, p.316-319, 1957.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1975). A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to a Collapse of Grain Structure. Proc. 4th Regional Conference for African on Soil Mech. Found. Eng., Durban, 99 - 105.

JOTISANKASA, A.; RIDLEY, A.; COOP, M. (2007). Collapse behavior of compacted silty clay in suction-monitored oedometer apparatus. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, ASCE, July 2007. P. 867-877.

JUANG, C. H.; HOLTZ, R. D. (1986). A probabilistic permeability model and the pore size density function. Int. J. **Numer. Anal. Meth. Geomech.**, 10.

KASSIF, G.; HENKIN, E. N. (1967). Engineering and Physico-Chemical Properties Affecting Piping Failure of Loess Dams in the Negeve, **Proc. 3th Asian Regional Conf. Soil Mech. Found. Eng.**, Haifa, vol. 1, 13 - 16.

KNODEL, P. C. (1981). *Construction of Large Canal on Collapsing Soils*. **J. Geotech. Eng. Div.**, A.S.C.E., vol. 107, N GT1, 79 - 94.

LEROUEIL, S.; BARBOSA, A. (2000). Combined effect of fabric, bonding and partial saturation on yielding of soils. **Proc. Asian Conf. on Unsaturated Soils**.

LIM, Y. Y.; MILLER, G. A. (2004). Wetting-induced compression of compacted Oklahoma soils. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, 130.

LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. (1988). Determination of Collapse Potential of Soil. **Geot. Testing J.**, A.S.T.M., vol. 11, N. 173 - 178.

MACHADO, S. L. (1998). **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. Tese de Doutorado. EESC/USP. São Carlos/SP. 378p.

MARTINS, F. B.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; COOP, M. R. (2002). Interação das componentes porosidade e cimentação no comportamento mecânico de um solo arenoso. In: Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, 12, 2002, São Paulo, **Anais...** São Paulo, ABMS, 2002, v. 2, p. 657-669.

MEDERO, G. M. (2005). **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado**. Tese de Doutorado, UFRGS. Porto Alegre/RS. 297p.

MEDERO, G. M.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Y. (2009). Oedometer behavior of an artificial cemented highly collapsible soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**.

MELFI, A. J. (1994). **Lateritas e processos de lateritização**. São Carlos: USP, 1994. 29p. Aula inaugural da área de pós-graduação em Geotecnia de 1994.

MENDONÇA, M. B. (1990). **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa - Bahia**. Tese de Mestrado, COPPE, Rio de Janeiro.

MIGUEL, M. G.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; SAUEIA, F. N.; BENATTI, J. C. B.; MARQUE, R.; HAJNAL, V. H. J. (2007a). Aspectos Geológico-Geotécnicos da Camada de Solo Argiloso, Laterítico e Coluvionar de Campinas/ SP **In: III Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos do Centro-Oeste e Norte**. Cuiabá/MT: CEFET/MT, 2007. v.1. CDRom.

MIGUEL, M. G.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; MARQUES, R.; CARVALHO, D. de (2007b). Análise do comportamento colapsível de uma argila laterítica, de origem coluvionar da região de Campinas. **In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, 6. Salvador/BA, 2007. CDrom.

MIGUEL, M. G.; BELICANTA, A. (2004). Influência da colapsibilidade do solo de Londrina/PR na capacidade de carga de estacas escavadas com trado manual. **In: Simpósio brasileiro de solos não saturados**, 5, 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Suprema gráfica e editora Ltda.

MIGUEL, M. G.; VILAR, O. M. (2009). Study of Water Retention Properties of a Tropical Soil. **Can. Geotech. J.**, 46.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). **Pavimentos de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo, VILLIBOR.

PEREIRA, J. H. F.; FREDLUND, D. G. (2000). Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, 126.

PRIKLONSKIJ, V. A. (1952). Gruntovenedie - Utoraira Chast. Gosgoelizdat, Moscow.

RAO, S. M.; REVANASIDDAPPA, K. (2000). Role of matrix suction in collapse of compacted clay soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**.

RAO, S. M.; REVANASIDDAPPA, K. (2002). Collapse behaviour of a residual soil. **Geotechnique** 52, n4, p. 259-268.

REGINATTO, A. (1970). Suelos Colapsibles: Prediction de la Susceptibilidad al Colapso, **Proc. 2nd Reunion Argentina Mec. Suelos Ing. Fundac., Cordoba**, vol. 1-7, 1-7.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. (1973). Collapse Potencial of Soils and Soil Water Chemistry. **Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscow**, vol.2.2, 177-183.

RESNIK, Y. M. (1989). Discursion of Determination of Collapse Potencial of Soils, **Geot. Testing J., A.S.C.E.**, vol. 12, N. 3, 248 - 249.

RIANI, H. C.; BARBOSA, M. C. (1989). Collapsible Sand and its Tratament by Compaction. **Proc. 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro**, 643 -645.

RICHARDS, L. A. (1928). The usefulness of capillary potencial to soil-moisture and plant investigators. **Journal of The Agricultural Research**. Washington. 37 (12):719-742. December. 1928.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. (2006). Relationship between collapse and soil-water retention curve of a sandy soil. **Unsaturated Soils, 2006**. Arizona.

RODRIGUES, R.A. (2007). **Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático**. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, 2007. 262 p.

RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. (2002). Avaliação do efeito do esgoto doméstico como fluido de saturação no processo de colapso dos solos na área urbana de Ilha Solteira, SP (Brasil). In: Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, 12, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002, v. 2, p. 573-582.

RODRIGUEZ, T. G.; MIGUEL, M. G.; MARQUE, R.; ALBUQUERQUE, P. J. R. (2007). Resistência ao cisalhamento de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/ SP. **In:** Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura, 6. ENTECA 2007.

RÖHM, S. A (1992). **Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos**. Tese de Doutorado. Departamento de Geotecnia- USP/ São Carlos.

SANTOS FILHO, W. M.; SANDALLA NETO, S. F.; SALAME, A. M. (2005). Práticas de fundações na região norte. **In:** Geotecnia do Nordeste, Ed. Universitária UFPE, pp 309-330, 2005.

SANTOS JUNIOR, O. F.; ARAÚJO, F. A. (1999). Relatório da pesquisa características geotécnicas dos solos de Natal. Departamento de Engenharia Civil – PRPPG – UFRGN, Natal.

SHENG, D.; SLOAN, S.W.; and GENS, A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. **Computational Mechanics**, 33.

SLATTER, E. E.; FITYUS, S. G.; SMITH, D. W. (2006). Experimental determination of parameters of the Barcelona Basic Model for a reconstituted kaolin. *Unsaturated Soils*, 2006. Arizona.

SLATTER, E. E.; FITYUS, S. G.; SMITH, D. W. (2005). Measuring lateral pressures during suction-controlled one-dimensional consolidation. *Experus* 2005. Trento.

SLATTER E. E.; JUNGnickel, C. A.; SMITH, D. W.; ALLMAN, M. A. (2000). Investigation of suction generation in apparatus employing osmotic methods. *Unsat Asia*, Singapore.

SOTO, M. A. A. (2004). **Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados**. Tese de Doutorado, EESC/ USP, São Carlos.

TOLEDO, M. C. M.; OLIVEIRA, S. M. B.; MELFI, A. J. (2000). Intemperismo e formação do solo. **In:** TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. **Decifrando a Terra**. São Paulo, Oficina de Textos, p. 113-138.

TEIXEIRA, R. S.; BELICANTA, A.; LOPES, F. F.; GUTIERRES, N.; BRANCO, C. J. M. C. (2004). Avaliação do colapso do solo da camada superficial da cidade de Londrina/PR. In: Simpósio brasileiro de solos não saturados, 5, 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: Suprema gráfica e editora Ltda, 2004. V. 1, p. 495-499.

VARGAS, M. (1973). Strutral Instable Soils in Sourther Brasil. **Proc.** 8th I.C.S.M.F.E, Moscow, vol. 2, 239 - 246.

VARGAS, M. (1992). **Solos Porosos e Colapsíveis**. Publicação: EESC/ USP São Carlos. (Aula Inaugural de 1992). São Carlos/ SP. Reimpressão.

VARGAS, M. (1970). Situação do conhecimento das propriedades dos solos brasileiros. In Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, 4. 1970, Rio de Janeiro, V2, p. 45-76.

VASSALLO, R.; MANCUSO, C.; VINALE, F. (2007). Effects of net stress and suction history on the small strain stiffness of a compacted clayey silt. **Canadian Geotechnical Journal**, 44.

VAZ, L.F. (1996). Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, Vol 19, n. 2, p. 117-136.

VILAR, O.M. (2004). Prefácio. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5, São Carlos. **Anais...**, São Carlos, p.vii.

VILAR, O.M. (1979). **Estudo da Compressão Unidirecional do Sedimento M oderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos**. São Carlo, 105p. Dissertação (M estrado em Geotecnia). EESC/ USP.

VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E.; ENOQUEIRA, J.B. (1981). Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, 1. Rio de Janeiro, **Anais...** Rio de Janeiro/ RJ, v. 1, p. 209-224.

VILAR, O. M.; BORTOLUCCI, A. A.; RODRIGUES, J. E. (1985). Geotechnical Characteristics of Tropical Cenozoic Sediment, I.C.G.T.L.S.S, Brasilia, vol. 1, 461 - 470.

VILAR, O. M., *et al.* (1995). Ensaios de campo e laboratório em solos não saturados. In: Encontro sobre solos não saturados 1995. Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre/RS.

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. (1995). An elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil. **Géotechnique**, vol. 45, N. 1, 35 - 53.

WHEELER, S. J.; GALIPOLLI, D.; KARSTUNEN, M. (2002). Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. Int. **J Numer. Anal. Meth. Geomech.**, 2002; 26.

WROTH, D. M.; HOULSBY, G. T. (1985). Soil mechanics: Property characterization and analysis procedure. In: International conference on soil mechanics and foundation engineering, 11. 1985, San Francisco, **Proceedings...** San Francisco, 1985, v1, p. 1-55.

YOUNG, R.; WARKENTIN, B. (1975). **Soil properties and behavior**. Elsevier, Amsterdam.

ZENG, G.; MENG, X. (2006). Experimental study on the relationship between moisture content and deformation of collapsible loess. **Unsaturated Soil, Seepage, and Environmental Geotechnics** (GSP 148).

ZHANG, X.; LYTTON, R. (2009). Modified state-surface approach to the study of unsaturated soil behavior. Part I: Basic concept. **Can. Geotech. J.** 46.

ZORLU, K.; KASAPOGLU, K. E. (2009). Determination of geomechanical properties and collapse potential of a caliche by in situ and laboratory tests. **Environ. Geol.**