



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS LATERÍTICOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS

Tese apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Doutor em Engenharia.

Gioconda Santos e Souza Martínez

Porto Alegre, 31 de março de 2003.

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação.

Prof. Wai Ying Yuk Gehling
Orientadora

Prof. Adriano V. D. Bica
Orientador

Prof. João Batista Queiroz de Carvalho
Co-orientador externo

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Prof. Orêncio Monjes Vilar
Dr. Pela EESC/USP – SP.

Prof. Cesar Augusto Burket Bastos
Dr. pela PPGEC/UFRGS – RS.

Prof. Juan A. Altamirando Flores
PhD. Univ. Poitiers/ França

Prof. Jorge Augusto Ceratti
Dr. pela COPPE / UFRJ – RJ.

Ao meu esposo Alberto e às minhas
filhinhas Maria Beatriz e Maria Raquel.

AGRADECIMENTOS

Expresso minha gratidão à Prof. Wai Ying Yuk Gehling, pelo estímulo e pela dedicação com que orientou este trabalho, sempre confiante no projeto e na minha capacidade para cumprí-lo. Agradeço sobretudo a amizade com que recebeu-nos desde o ano de 1998, já nos primeiros contatos para a nossa vinda ao sul do país.

Aos Prof. Adriano Vírgilo D. Bica sempre disponível na resolução dos problemas experimentais e no provimento de recursos financeiros.

Ao Prof. João Batista Queiroz de Carvalho, que desde a orientação no mestrado demonstrou interesse para que eu chegasse a concluir esta etapa.

Ao Prof. Juan Antônio Altamirando Flores pela disposição com que me recebeu no Instituto de Geociências e pelo interesse e entusiasmo demonstrado em cada encontro.

Ao Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal e às funcionárias do PPGEC: Elódia Aguirre, Liliane Gaeversen e Carmem sempre disponíveis na remoção dos entraves burocráticos.

Aos demais professores do PPGEC pelas excelentes aulas ministradas.

Aos funcionários do DECIV, Raquel, Bernadete e Luiz Adolfo pela cortesia com que sempre me atenderam. E ao laboratorista Jair Floriano da Silva, pelo auxílio fundamental na execução do programa experimental.

Aos colegas do Departamento de Estrutura da Universidade Federal de Roraima, pela concentração de trabalho a que se submeteram para minha liberação por quatro longos anos.

Ao PICD-CAPES pela concessão da bolsa de estudos, meios sem os quais não seria possível este aperfeiçoamento.

À Associação Técnico Científica Ernesto Luiz Oliveira da Universidade Federal de Campina Grande – ATECEL, pelo apoio na coleta das amostra e envio do material.

Ao Núcleo de Apoio à Indústria da Universidade do Vale do Rio dos Sinos – NAI / UNISINOS, na pessoa do Prof. Cláudio de Souza Kazmierczak pelo apoio oferecido na execução dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

Aos bolsistas de iniciação científica Cleber Panke, Carolina Feuerharmel e Ana Paula da Silva pela dedicação e interesse dispensados.

Aos colegas de doutoramento Andrea Nummer, Gabriela Medero, Karla Heineck, Marcelo Rigo, Michele Dal Toé, Mirtes Ramires, Pedro Miguel Ferreira e Rinaldo Pinheiro pelas discussões, críticas e apoio e principalmente pela amizade.

Agradecimento especial fica para minha mãe Albanisa Santos e Souza e meus irmãos Luizalba, Monalisa, Luiz Carlos e Shirley Maria pelo exemplo e pelo amor que nos une. Ao meu pai Luiz Carlos de Souza minha saudade.

Título: Estudo do comportamento mecânico de solos residuais da Formação Barreiras.

Lista de Figuras

Lista de Tabelas

Lista de Símbolos

Resumo

Abstract

Capítulo 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Relevância e justificativa do trabalho.....	1
1.2. Objetivos	2
Capítulo 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Considerações iniciais	4
2.2. Solos não saturados / sucção no solo.....	4
2.2.1. Resistência ao cisalhamento	6
2.2.2. Compressibilidade.....	18
2.2.3. Métodos de medição de sucção	20
2.2.3.1. Método do papel filtro.....	21
2.2.3.2. Técnica da translação de eixos.....	23
2.2.3.3. Curva característica	24
2.2.4. Fases em um solo não saturado	32
2.3. Solos residuais e residuais tropicais	35
2.3.1. Origem e formação.	36
2.3.2. Mineralogia	37
2.3.3. Classificação	40
2.3.4. Compressibilidade e resistência ao cisalhamento.....	44
2.4. Solos compactados.....	47
2.4.1. Estrutura.....	49
2.4.2. Compressibilidade de solos compactados	56
2.4.3. Resistência ao cisalhamento de solos compactados	58
Capítulo 3. METODOLOGIA DE ENSAIOS	64
3.1. Coleta das amostras.....	64
3.2. Preparação dos corpos de prova.....	64
3.3. Ensaio de caracterização física e compactação	64
3.4. Métodos de medida e controle de sucção	65

3.5. Difractometria de Raios X.....	66
3.6. Fotomicrografias	67
3.7. Ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio	67
3.8. Ensaio de condutividade hidráulica	67
3.9. Ensaio de compressibilidade.....	70
3.9.1. Ensaio edométrico convencionais.....	70
3.9.2. Ensaio edométrico com controle de sucção.....	70
3.10. Ensaio de resistência ao cisalhamento.....	72
3.10.1. Cisalhamento direto convencional.....	73
3.10.2. Cisalhamento direto com controle de sucção.....	73
Capítulo 4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS.....	77
4.1. Localização das jazidas de solos estudados.	77
4.2. Perfis das Jazidas.	77
4.3. Caracterização geológica dos solos estudados.	80
4.4. Caracterização pedológica dos solos.	81
4.5. Caracterização física dos solos.	83
4.6. Caracterização química e mineralógica dos solos estudados.	87
4.6.1. Difractometria de raios X.....	88
4.6.2. Microscopias óticas (análise de lâminas delgadas e seções polidas).	91
4.6.2.1. Solo ARPB.	92
4.6.2.2. Solo JPPB.	94
4.6.2.2. Solo SAPB.....	97
4.6.3. Característica parcialmente sedimentar dos grãos dos solos JPPB e SAPB.....	99
4.7. Curvas características dos solos (SWCC).	100
4.8. Porosimetria por intrusão de mercúrio.	108
4.8.1. Solo ARPB.	111
4.8.2. Solo JPPB.	114
4.8.3. Solo SAPB.....	117
4.8.4. Condição seca para os três solos.....	120
4.8.5. Condição ótima para os três solos.....	123
4.8.6. Condição úmida para os três solos.....	126
Capítulo 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	130
5.1. Relação entre vazios observados pela porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM) e pela microscopia ótica (MO).	130
5.1.1. Solo ARPB.....	130
5.1.2. Solo JPPB.....	133
5.1.3. Solo SAPB.....	137

5.1.4. Considerações sobre os tipos de poros observados em cada condição de compactação.....	140
5.2. Condutividade hidráulica.....	141
5.3. Compressibilidade dos solos	146
5.3.1. Introdução.....	146
5.3.2. Análise da compressibilidade para o solo ARPB nas três condições de compactação.....	147
5.3.3. Análise da compressibilidade para o solo JPPB nas três condições de compactação.....	153
5.3.4. Análise da compressibilidade para o solo SAPB nas três condições de compactação.....	159
5.3.5. Análise da compressibilidade para os três solos nas mesmas condições de compactação.....	165
5.3.5.1. Condição seca	165
5.3.5.2. Condição ótima.....	168
5.3.5.3. Condição úmida.....	170
5.3.6. Análise da compressibilidade dos solos sob variação de trajetória de tensão.....	174
5.3.6.1. Trajetória CE.....	175
5.3.6.2. Trajetória BDED.....	177
5.4. Resistência ao cisalhamento.....	179
5.4.1. Introdução.....	180
5.4.2. Análise da variação de resistência cisalhante para o solo JPPB nas condições ótima e seca.....	180
5.4.3. Análise da variação de resistência cisalhante para o solo SAPB nas condições ótima e seca.....	184
5.4.4. Análise da resistência ao cisalhamento para os solos JPPB e SAPB nas mesmas condições de compactação.....	191
5.4.4.1. Condição ótima.....	191
5.4.4.2. Condição seca.....	192
5.4.5. Análise da variação do ângulo de resistência ao cisalhamento com relação à sucção matricial (ϕ^b).....	193
5.4.6. Análise das curvas tensão x deformação.....	194
5.4.6.1. Análise para Sucção = 0kPa.....	194
5.4.4.2. Análise para Sucção = 100kPa.....	196
5.4.4.3. Análise para Sucção = 300kPa.....	199
5.5. Resistência ao cisalhamento não saturado utilizando-se de modelos de previsão comportamento.....	201
5.6. Resistência ao cisalhamento x deformabilidade.....	214

Capítulo 6. PROPRIEDADES QUÍMICAS E MINERALÓGICAS DE SOLOS LATERÍTICOS: RELAÇÕES COM PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS SELECIONADAS	217
6.1. Introdução.....	217
6.2. Relação entre propriedades químicas e mineralógicas e resistência ao cisalhamento.....	218
6.2.1. Influência dos sesquióxidos de ferro	218
6.2.2. Influência dos materiais amorfos na formação da matriz e no comportamento de resistência	

ao cisalhamento.....	221
6.2.3. Índice de cristalinidade da caulinita presente.....	223
6.2.4. Influência da capacidade de troca de cátions (CTC) e do potencial hidrogeniônico (pH).....	224
6.3. Relação entre propriedades químicas e mineralógicas e compressibilidade.....	226
7.0. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	229
7.1. Conclusões	229
7.2. Sugestões para pesquisas futuras.....	234
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	236
ANEXO.....	264

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Envoltórias de ruptura definida em termos das variáveis de estado de tensão (σ - u_a) e (u_a - u_w) (Fredlund e Rahardjo, 1993)	9
Figura 2.2. Envoltórias tr x (u_a - u_w) pelo modelo de Oberg e Sallfors (1995) para (a) solo ALGB e (b) solo ALGC (Bastos, 1999)	15
Figura 2.3. Trajetórias de tensão características no plano p - u_a versus s (Alonso et al, 1987)	19
Figura 2.4. Superfície de estado de índice de vazios e grau de saturação (Smith, 1998)	20
Figura 2.5. Definição de variáveis associadas com a curva caracterísitca do solo	25
Figura 2.6. (a) Influência de textura do solo (Vanapalli, 1994), (b) da consolidação (Huang 1994) e (c) da compactação (Vanapalli, 1994) (sobre a curva característica do solo (Barbour, 1999).	28
Figura 2.7. Forças atuantes num tubo capilar (Fredlund e Rahardjo, 1993).	29
Figura 2.8. Efeitos de altura e raio sobre a capilaridade (Taylor, 1948).	29
Figura 2.9. Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção mátrica (assumindo que a resistência ao cisalhamento permanece constante ou decresce após o estado residual) (Vanapalli, 1994).	32
Figura 2.10. Estruturas de solos compactados: a) Fase de água contínua e fase de ar descontínua; b) Fases de ar e água descontínuas; c) Fase de ar contínua e fase de água descontínua (Barrera, 2002)	33
Figura 2.11. Tipos de estrutura do solo (Alonso et al, 1987).	51
Figura 2.12. Estruturas de solos compactados. a) Água contínua e ar descontínuo; b) Ar e água descontínuos e c) Ar contínuo e água descontínua (Barrera 2002).	51
Figura 2.13. Faixa de aplicação dos principais métodos para caracterização de espaços porosos (Baroghel, 1994) apud (Sato, 1998).	53
Figura 2.14. Esquema representativo do efeito ink-bottle	55
Figura 2.15. Compressibilidade de amostras de argilas compactadas (Reséndiz, 1965; Balmaceda, 1991).	57
Figura 3.1. Porosímetro de mercúrio Quantachrome, modelo Poremaster	68
Figura 3.2. Permeâmetro baseado na técnica de Bjerrum e Huder(1957) apud Bica (1999).	69

Figura 3.3. Esquema do edômetro com sucção controlada (Gehling, 1994).	71
Figura 3.4. Vista geral do edômetro com controle de sucção do LMS/UFRGS	71
Figura 3.5(a,b). Equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção do LMS/ UFRGS, a) Vista geral, b) Câmara de cisalhamento	73
Figura 3.6. Secção lateral do equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção LMS/ PPGEC/ UFRGS baseado em ilustração de Bastos (1999).	75
Figura 4.1. Localização das jazidas estudadas no Estado da Paraíba	77
Figura 4.2. Vista geral do perfil da jazida ARPB com esquema do perfil fora de escala	78
Figura 4.3. Vista geral do perfil da jazida JPPB com esquema do perfil fora de escala	79
Figura 4.4. Vista geral do perfil da jazida SAPB com esquema do perfil fora de escala.	80
Figura 4.5. Mapa geológico (PROJETO RADAMBRASIL, esc: 1:1.000.000)	82
Figura 4.6. Mapa exploratório de solos (PROJETO RADAMBRASIL, escala 1:1.000.000).	82
Figura 4.7. Difractometria da fração $d < 0,05\text{mm}$ do solo ARPB.	89
Figura 4.8. Difractometria da fração $d < 0,05\text{mm}$ do solo JPPB.	90
Figura 4.9. Difractometria da fração $d < 0,05\text{mm}$ do solo SAPB.	90
Figura 4.10. Imagem em microscopia do solo ARPB compactado na umidade ótima, LN (aumento de 96 x).	92
Figura 4.11. Imagem em microscopia do solo ARPB compactado no ramo úmido, LN (aumento de 96 x).	93
Figura 4.12. Imagem em microscopia do solo ARPB compactado no ramo seco, LN (aumento de 96 x).	93
Figura 4.13. Imagem em microscopia do solo JPPB compactado na umidade ótima, LN (aumento de 96 x).	94
Figura 4.14. Imagem em microscopia do solo JPPB compactado no ramo úmido, LN (aumento de 96 x).	95
Figura 4.15. Imagem em microscopia do solo JPPB compactado no ramo seco, LN (aumento de 96 x).	95
Figura 4.16. Imagem em microscopia do solo SAPB compactado na umidade	97

ótima, LN (aumento de 96 x).	
Figura 4.17. Imagem em microscopia do solo SAPB compactado no ramo úmido, LN (aumento de 96 x).	98
Figura 4.18. Curva caracterísitca do solo ARPB obtida em trajetórias de umedecimento e dessaturação pela técnica do papel filtro.	100
Figura 4.19. Curva caracterísitca do solo JPPB obtida em trajetórias de umedecimento e dessaturação pela técnica do papel filtro.	101
Figura 4.20. Curva caracterísitca do solo JPPB obtida em trajetórias de umedecimento e dessaturação pela técnica do papel filtro .	101
Figura 4.21. Curvas de ajuste para a curva característica do solo JPPB.	103
Figura 4.22. Curvas de ajuste para a curva característica do solo ARPB.	104
Figura 4.23. Curvas de ajuste para a curva característica do solo SAPB.	104
Figura 4.24. Curvas correspondentes aos ajustes de Fredlund e Xing (1994) para os solos: a) ARPB, b) JPPB e c) SAPB em trajetória de umedecimento e dessaturação.	107
Figura 4.25. Nomenclaturas para classificação dos diâmetros de poro.	109
Figura 4.26. a) Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solo ARPB nas três condições de compactação	112
Figura 4.27. a) Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solo ARPB nas três condições de compactação.	113
Figura 4.28. a) Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solo JPPB nas três condições de compactação.	116
Figura 4.29. a) Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solo JPPB nas três condições de compactação.	115
Figura 4.30. a) Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solo SAPB nas três condições de compactação.	118
Figura 4.31. a) Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solo SAPB nas três condições de compactação.	119
Figura 4.32. Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solos na condição seca.	121
Figura 4.33. Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solos na condição seca.	122
Figura 4.34. Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa	124

para solos na condição ótima.	
Figura 4.35. Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solos na condição ótima.	125
Figura 4.36. Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solos na condição úmida.	127
Figura 4.37. Relação entre D_{50} e teor de umidade de compactação para os macroporos dos solos nas três condições de compactação.	128
Figura 5.1. Imagem em microscopia do solo ARPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição ótima.	130
Figura 5.2. a e b. Imagem em microscopia do solo ARPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição seca.	131
Figura 5.3. Imagem em microscopia do solo ARPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição úmida.	132
Figura 5.4. Imagem em microscopia do solo JPPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição ótima.	134
Figura 5.5. Imagem em microscopia do solo JPPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição seca.	134
Figura 5.6 a e b. Imagem em microscopia do solo JPPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição úmida.	135
Figura 5.7. Imagem em microscopia do solo SAPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição ótima.	137
Figura 5.8 a e b. Imagem em microscopia do solo SAPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição seca.	138
Figura 5.9. Imagem em microscopia do solo SAPB (LN, aumento de 96 x) para compactação na condição seca.	139
Figura 5.10. Função de permeabilidade proposta por Vanapalli e Lobbezoo (2002).	143
Figura 5.11. Relação entre o parâmetro de ajuste y e índices de plasticidade (modificada de Vanapalli e Lobbezoo, 2002).	146
Figura 5.12. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB na condição ótima.	148
Figura 5.13. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB na condição seca.	148
Figura 5.14. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB na condição úmida.	149
Figura 5.15. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB nas	

condições ótima e seca.	150
Figura 5.16. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB nas condições ótima e úmida.	150
Figura 5.17. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB nas condições seca e úmida.	151
Figura 5.18. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB nas três condições de compactação.	153
Figura 5.19. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo JPPB na condição ótima.	154
Figura 5.20. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo JPPB na condição seca.	154
Figura 5.21. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo JPPB na condição úmida.	155
Figura 5.22. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB nas condições ótima e seca.	156
Figura 5.23. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB nas condições ótima e úmida.	156
Figura 5.24. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB nas condições secas e úmidas.	157
Figura 5.25. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB nas três condições de compactação.	159
Figura 5.26. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo SAPB na condição ótima.	160
Figura 5.27. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo SAPB na condição seca.	160
Figura 5.28. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo SAPB na condição úmida.	161
Figura 5.29. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições ótimas e seca.	162
Figura 5.30. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições ótima e úmida.	162
Figura 5.31. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições seca e úmida.	163
Figura 5.32. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas três condições de compactação.	165
Figura 5.33. Variação do índice de vazios x sucção para solos na condição seca e tensões verticais de: a) 50kPa, b) 100kPa e c) 200kPa.	167
Figura 5.34. Superposição das superfícies de estado para os solos na condição seca.	168
Figura 5.35. Variação do índice de vazios x sucção para os solos na condição ótima	

para tensões verticais de: a) 50kPa, b)100kPa e c) 200kPa.	169
Figura 5.36. Superposição das superfícies de estado para os solos na condição ótima.	170
Figura 5.37. Variações de índice de vazios x sucção para solos na condição úmida e tensões verticais de: a)50kPa, b) 100kPa e c) 200kPa.	171
Figura 5.38. Superposição das superfícies de estado para os solos na condição úmida.	172
Figura 5.39. Trajetórias de tensão seguidas no plano σ_v x (u_a-u_w) .	174
Figura 5.40. Curvas (u_a-u_w) x e com tensão vertical constante em trajetória de umedecimento para solos compactados no ramo seco.	175
Figura 5.41. Curva $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB na condição ótima com variação de sucção.	177
Figura 5.42. Curvas $\log \sigma_v$ x e para os solos JPPB e SAPB na condição seca com variação de sucção.	178
Figura 5.43. Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo JPPB na condição ótima.	180
Figura 5.44. Envoltórias de resistência cisalhante para o solo JPPB na condição seca.	180
Figura 5.45. Superfície de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo JPPB na condição ótima.	181
Figura 5.46. Superfície de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo JPPB na condição seca.	182
Figura 5.47. Superposição das superfícies de estado de resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal para o solo JPPB nas condições ótima e seca.	185
Figura 5.48. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo SAPB na condição ótima.	186
Figura 5.49. Envoltória de resistência para o solo SAPB na condição seca.	187
Figura 5.50. Superfície de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo SAPB na condição ótima.	187
Figura 5.51. Superfície de estado de resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal para o solo SAPB na condição seca.	188
Figura 5.52. Superposição das superfícies de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo SAPB nas condições ótima e seca.	190

Figura 5.53. Sobreposição das superfícies de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para os solos JPPB e SAPB na condição ótima.	191
Figura 5.54. Superposição das superfícies de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para os solos JPPB e SAPB na condição seca.	192
Figura 5.55. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição ótima e sucção igual a zero.	194
Figura 5.56. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição ótima e sucção igual a zero.	195
Figura 5.57. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição seca e sucção igual a zero.	195
Figura 5.58. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição seca e sucção igual a zero.	196
Figura 5.59. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição ótima e sucção de 100kPa.	197
Figura 5.60. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição ótima e sucção de 100kPa.	197
Figura 5.61. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição seca e sucção de 100kPa.	198
Figura 5.62. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição seca e sucção de 100kPa	198
Figura 5.63. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição ótima e sucção de 300kPa.	199
Figura 5.64. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição ótima e sucção de 300kPa.	199
Figura 5.65. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição seca e sucção de 300kPa.	200
Figura 5.66. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição seca e sucção de 300kPa.	200
Figura 5.67. Previsão da resistência ao cisalhamento em função da sucção utilizando Modelo de Khalili e Khabbaz (1988) com valores de entrada de ar convencional e ajustado (Tensão normal = 200kPa) para: a) solo JPPB e b) solo SAPB.	203
Figura 5.68. Relação entre o parâmetro χ e sucção mátrica ($u_a - u_w$) apud Khalili e	205

Khabbaz (1998) para 14 solos referenciados pelo autor e para os solos JPPB e SAPB.	
Figura 5.69. Relação entre o parâmetro χ e a sucção para de sucção de até 1000kPa (escala: log-log) para solos SAPB e JPPB.	208
Figura 5.70. Previsão do comportamento de resistência em função da sucção através da equação de Bishop (1959) utilizando valores dos parâmetros χ propostos ($\sigma_n = 100\text{kPa}$).	209
Figura 5.71. Relação entre o parâmetro χ e a sucção para valores obtidos segundo Fredlund e Rahardjo (1993) e em laboratório até 1000kPa (escala: log-log).	211
Figura 5.72. Comportamento de resistência ao cisalhamento em função da sucção utilizando modelo de Vanapalli et al (1996).	213
Figura 5.73. Relação entre a variação de índice de vazios normalizada e resistência ao cisalhamento ($\sigma_n=100\text{kPa}$).	214
Figura 5.74. Relação entre a variação de índice de vazios normalizada e resistência ao cisalhamento ($\sigma_n=200\text{kPa}$).	215
Figura 6.1. Relação entre teor de óxido de ferro total e ângulo de atrito interno efetivo, $(u_a-u_w) = 0\text{kPa}$.	219
Figura 6.2. Resistencia ao cisalhamento x % Fe_2O_3 para várias tensões normais $((u_a-u_w) = 0\text{kPa})$.	220
Figura 6.3. Relação entre teor de óxido de ferro amorfo e ângulo de atrito interno efetivo.	222
Figura 6.4. Relação entre o índice de cristalinidade da caulinita presente nos solos e o ângulo de atrito interno efetivo.	223
Figura 6.5. Relação entre capacidade de troca de cátions e ângulo de atrito interno efetivo para os solos na condição de saturação.	226
Figura 6.6. Relação entre variação de índice de vazios e $\text{Fe}_2\text{O}_3(\%)$ correspondente aos solos nas condições secas e úmidas com sucção igual a zero.	227

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Equações de resistência ao cisalhamento para solos não saturados (uma variável de estado de tensão) (Vanapalli, 1994).	8
Tabela 2.2. Valores típicos de ϕ^b para diversos tipos de solo, de acordo com intervalos de sucção aplicados.	12
Tabela 2.3. Técnicas de medição de sucção (Marinho, 1997; Ridley et al,1995).	21
Tabela 2.4. Ângulos de atrito interno de acordo com a mineralogia das argilas (Lupini et al., 1981; Boyce 1985).	38
Tabela 2.5. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (pico e residual) obtidos através de ensaios de cisalhamento direto (Rigo, 2000).	38
Tabela 2.6. Classificação dos solos residuais (Wesley et al, 1997).	41
Tabela 2.7. Características de grupos de solos residuais (Wesley et al, 1997).	42
Tabela 2.8. Aproximação equivalente de várias classes pedológicas principais de solos residuais tropicais (Duchaufour, 1982).	43
Tabela 2.9. Sumário das fases dos solos residuais em relação aos fatores climáticos (Duchaufour (1982)).	43
Tabela 2.10. Fatores que distinguem solos residuais e transportados (Brenner et al, 1988).	46
Tabela 2.11. Parâmetros de resistência para solos residuais compactados (Cruz, 1996).	60
Tabela 2.12. Parâmetros de resistência para solos saprolíticos compactados (modificado de Cruz e Maiolino, 1983).	61
Tabela 4.1. Características geológicas, pedológicas, climáticas e localização das jazidas (Martínez (1993), RADAMBRASIL (1981)).	83
Tabela 4.2. Granulometria, limites de Atteberg e peso específico real dos grãos.	84
Tabela 4.3. Relações arcabouço – matriz averiguadas através da observação de microscopias de lâminas delgadas.	85
Tabela 4.4. Características físicas das amostras de solo moldadas nas várias condições de compactação.	85

Tabela 4.5. Tensões de compactação para os solos nas três condições de moldagem.	86
Tabela 4.6. Critério de classificação dos solos de acordo com HRB, SUCS, BRASILEIRO, FAO, segundo Wesley e Irfan (1997) e pela relação sílica-sesquióxidos (Fookes, 1997).	86
Tabela 4.7. Fluorescências de raios x de amostras das frações solo (% de peso das amostras secas a 60° C) (Queiroz de Carvalho, 1979).	88
Tabela 4.8. Potencial hidrogeniônico, matéria orgânica dos solos estudados e índice de cristalinidade da caulinita presente ((Queiroz de Carvalho, 1979), Martínez (1993)).	91
Tabela 4.9. Composição mineralógica dos solos obtida por análise das microscopias ópticas.	92
Tabela 4.10. Valores de sucção residual ($(u_a - u_w)_r$), grau de saturação residual (S_r) e valor de entrada de ar (VEA) correspondente às curvas características dos solos estudados.	102
Tabela 4.11. Expressões das curvas de ajuste para relações $(u_a - u_w) \times w$ e $(u_a - u_w) \times S$.	105
Tabela 4.12. Parâmetros de entrada no modelo de Fredlund e Xing (1993) para ajuste às curvas características dos solos ARPB, JPPB e SAPB.	106
Tabela 4.13 . Coeficientes de uniformidade (C_u), coeficiente de curvatura (C_c), diâmetro efetivo (D_e) e diâmetros correspondentes a 50% do volume de mercúrio intrudido (D_{50}) para os mesoporos em cada condição de compactação.	110
Tabela 4.14. Diâmetros correspondentes a 50% do volume de mercúrio intrudido (D_{50}) para os macroporos nas três condições de compactação.	110
Tabela 4.15. Volumes totais intrudidos (cm^3/g) para macroporos e mesoporos em cada condição de compactação.	110
Tabela 5.1. Condutividade hidráulica dos solos em função da condição de compactação da pressão confinante aplicada.	143
Tabela 5.2. Valores de condutividade hidráulica não saturada estimados a partir da	143

função normalizada de Vanapalli e Lobbezoo (2002) para condições ótimas de compactação e tensão confinante de 100kPa.	
Tabela 5.3. Índices de compressibilidade para o solo ARPB em diferentes condições de compactação e de sucção.	148
Tabela 5.4. Índices de compressibilidade para o solo JPPB em diferentes condições de compactação e sucção.	154
Tabela 5.5. Índices de compressibilidade para o solo SAPB em diferentes condições de compactação e sucção.	160
Tabela 5.6. Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de variação da resistência ao cisalhamento, em função da sucção (ϕ^b), para o solo JPPB nas condições ótimas e ramo seco.	181
Tabela 5.7. Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de variação da resistência ao cisalhamento, em função da sucção (ϕ^b), para o solo SAPB nas condições ótimas e ramo seco.	187
Tabela 5.8. Valores de ϕ^b em função da sucção matricial por intervalos.	192
Tabela 5.9. Detalhes dos tipos de solos referentes à Figura 5.56 (modificado de Khalili e Khabaz 1998).	206
Tabela 5.10. Valores do parâmetro χ em função da sucção para solos JPPB e SAPB.	208
Tabela 5.11. Valores de variação de índice de vazios normalizados e resistência ao cisalhamento para sucções de 0kPa, 100kPa e 300kPa e tensões normais de 100kPa e 200kPa	215
Tabela 6.1. Percentuais de amorfos de sílica, alumina e ferro extraídos da fração tamanho argila dos solos estudados (Queiroz de Carvalho, 1979).	221
Tabela 6.2. Percentuais de amorfos de sílica, alumina e ferro extraído da fração tamanho pedregulho dos solos estudados.	222
Tabela 6.3. Capacidade de troca de cátions (meq/100g) para fração solo menor que 0,002mm de diâmetro (Queiroz de Carvalho, 1979).	225

LISTA DE SÍMBOLOS

a, m, n - parâmetros de ajuste do modelo de Fredlund e Xing (1994)

aw – área de contato de água normalizada

Aw – área de contato de água nos poros

c – coesão

c' - coesão efetiva

Cc - coeficiente de compressão primária

cm³ - centímetros cúbicos

CTC – capacidade de troca de cátions

Cu - coeficiente de uniformidade

De - diâmetro efetivo

e - índice de vazios

ei – índice de vazios para um dado teor de umidade

eo – índice de vazios inicial de compactação

IP – índice de plasticidade

k – condutividade hidráulica

kr – relação molecular sílica -sesquióxidos

k_o - coeficiente de tensão lateral no repouso

ks - declividade de descarga

LL – limite de liquidez

LP - limite de plasticidade

S - grau de saturação

Sr – grau de saturação residual

u_a - pressão de ar nos poros

u_w - pressão de água nos poros

(u_a-u_w) – sucção matricial

(u_a-u_w)_r – sucção matricial residual

w – teor de umidade

Δ ei/eo – variação de índice de vazios normalizada

χ - parâmetro de sucção de Bishop (1959)

φ - ângulo de atrito

φ' - ângulo de atrito efetivo

ϕ^b - ângulo de resistência ao cisalhamento com respeito à sucção matricial (Fredlund et al., 1978)

ϕ^{b1} e ϕ^{b2} - ϕ^b estimado para intervalos $(u_a - u_w) \leq 100\text{kPa}$ e $>100\text{kPa}$ respectivamente

γ - peso específico aparente natural

γ_d - peso específico aparente seco

γ_g - peso específico aparente dos grãos

λ_s - declividade de carga

κ - parâmetro de ajuste do modelo de Vanapalli et al. (1996)

θ - teor de umidade volumétrica

θ_s - teor de umidade volumétrica para saturação

Θ - teor de umidade volumétrica normalizado

σ - tensão normal

σ' - tensão normal efetiva

τ_r - tensão cisalhante de ruptura

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ARPB – solo proveniente da cidade de Areia – PB

BS – British Standard

CDC – cisalhamento direto convencional

CDCS - cisalhamento direto com controle de sucção

DTP – Distribuição do tamanho de poros

JPPB - solo proveniente da cidade de João Pessoa - PB

LACER / EE / UFRGS – Laboratório de Materiais Cerâmicos da Escola de Engenharia de Materiais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LMS/EE/UFRGS - Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

MO – Microscopia óptica

PB – Estado da Paraíba

PIM – Porosimetria por intrusão de mercúrio

SAPB - solo proveniente da cidade de Sapé - PB

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

UNISINOS – Universidade do Vale do Rio dos Sinos

RESUMO

Os solos residuais tropicais são solos que tem sido objeto de pesquisa devido às suas peculiaridades em relação aos solos sedimentares. Estes solos sofrem alterações de suas características devido às condições geológicas nas quais são formados e em consequência apresentam uma composição mineralógica diferenciada. O presente trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento mecânico de três solos residuais tropicais pertencentes a jazidas do Estado da Paraíba, no nordeste do Brasil. O comportamento mecânico foi avaliado em termos de resistência ao cisalhamento e compressibilidade na condição compactada (não saturada) e após foi realizada uma análise conjunta de tais propriedades com as características químicas e mineralógicas dos solos. O programa experimental constou de ensaios edométricos e ensaios de cisalhamento direto nas condições saturadas e não saturadas. Este trabalho apresenta ainda uma análise dos vazios existentes nas várias condições de compactação, através da técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio e microscopia ótica. Os resultados mostraram que o comportamento mecânico não saturado recebe a influência da densidade e do teor de umidade inicial de compactação, bem como da composição química-mineralógica e do tipo de poro presente na estrutura. Foi verificada a influência da sucção nos parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturados e nas características de compressibilidade.

ABSTRACT

Tropical residual soils have been widespread researched because of their peculiarities when compared with sedimentary soils. These soils suffer alterations of their characteristics due to the geological conditions in which they are formed, and consequently, they have a different mineralogical composition. The present work shows a study on the mechanical behavior of three tropical residual soils sampled in mines of the State of Paraíba, northeast of Brazil.

The mechanical behavior was evaluated in terms of shear strength and compressibility in the compacted (partly saturated) condition and later on it was performed a correlation of such properties with chemical and mineralogical characteristics of these soils. The experimental program consisted of oedometric tests and direct shear tests in both saturated and partly saturated conditions. The study also contains an analysis of the existing porosity in several compactation conditions, through mercury intrusion porosimetry tests and optical microscopy analyses.

The results showed that the unsaturated mechanical behavior is influenced by the compaction density, by the chemistry-mineralogical composition and by the type of pores present in the structure. This is related both to the compressibility characteristics and shear strength characteristics.

It was verified the influence of the suction on unsaturated shear strength parameters and on compressibility characteristics.

Capítulo 1. INTRODUÇÃO

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Os solos residuais tropicais, abundantes no norte e nordeste do país, existem onde o clima induziu à dessecação profunda do perfil de solo ou onde ocorre umidade sazonal seca e severa. Deste modo, a tensão efetiva do solo varia de acordo com a época do ano. Estes solos, também denominados lateríticos pelos engenheiros, têm sua fração argila constituída principalmente pelo argilomineral caulinítico e apresentam elevados teores de óxido de ferro e alumínio. Estas características, aliadas a fatores mineralógicos, de estrutura de grãos, índice de vazios e outros, influenciarão diretamente nos parâmetros de resistência, de compressibilidade e de condutividade hidráulica da massa de solo. Na condição indeformada, estes solos apresentam elevada compressibilidade devido aos altos índices de vazios, porém na condição compactada têm melhorada esta propriedade, sendo bastante utilizados em pavimentação, aterros e barragens de terra. Determinar o comportamento de solos residuais tropicais, seja na condição indeformada ou na condição compactada, já é por si só uma tarefa de grande importância devido à escassez de informações. Por outro lado, poucos dados existem na literatura a respeito da condição não saturada dos solos residuais compactados.

Apesar do exposto, uma das perguntas que se poderia fazer é: “Por que buscar diferenças de comportamento entre materiais que se tornam, devido à densidade imposta, de compressibilidade tão baixa?”.

Delage *et al* (2002) comentam a recente ênfase que se tem dado à relação entre projetos de geotecnia ambiental e solos não saturados na condição compactada. Os parâmetros de projeto para quaisquer obras desta nova área de interesse se tornam cada vez mais exigentes. O entendimento do comportamento mecânico destes materiais é fundamental para definição de projetos que envolvam *liners* de cobertura e de fundo, remediação de escorregamentos, recuperação de antigas jazidas e deposição de lixo nuclear.

Os solos residuais lateríticos já são amplamente utilizados como materiais de construção na condição compactada, principalmente em barragens de terra e como camadas selecionadas de estradas e aeroportos. O desafio então, compreende o entendimento mais

amplo do comportamento dos mesmos frente a variações de estrutura e sucção, de modo a ampliar sua aplicação, visando provimento dos demais tipos de projeto.

Neste contexto, o presente trabalho visa contribuir para a compreensão do comportamento mecânico dos solos residuais tropicais na condição compactada. Objetivando a melhor utilização destes solos, de forma a otimizar os custos de projetos, principalmente por serem encontrados em regiões com escassos recursos.

Este trabalho contém duas partes principais, o estudo do comportamento mecânico com relação à (1) compressibilidade e (2) resistência ao cisalhamento dos solos na condição não saturada. Para análise dos resultados foi necessário o entendimento de propriedades associadas como a mineralogia, a porosidade e a microestrutura nas várias condições de compactação.

1.2. OBJETIVOS

O estudo objetiva avaliar o comportamento mecânico dos solos lateríticos na condição compactada, bem como a influência dos mecanismos de sucção e composição mineralógica dos solos nas propriedades de resistência e de compressibilidade. Os objetivos específicos foram divididos de modo a enfocar os seguintes aspectos:

- Avaliar a influência da composição mineralógica e das características dos vazios (obtidas por diferentes condições de compactação) no comportamento de compressibilidade e resistência ao cisalhamento;
- Analisar o efeito da variação da sucção no comportamento de compressibilidade e resistência ao cisalhamento;
- Analisar as correlações entre as propriedades químicas e mineralógicas com as propriedades mecânicas.

O trabalho foi dividido da seguinte maneira:

Revisão bibliográfica sobre o comportamento dos solos residuais tropicais, inclusive na condição compactada.

Realização do programa experimental constituído de ensaios edométricos e ensaios de cisalhamento direto convencionais e com controle de sucção.

Realização de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio e caracterização mineralógica.

Capítulo 2.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações iniciais

O estudo do comportamento geomecânico dos solos não saturados tem avançado significativamente nas últimas quatro décadas e está sendo considerado como uma abordagem geral na engenharia geotécnica. Lambe (1989), Fredlund e Rahardjo (1993) e Delage *et al* (1995) comentam que o estudo de solos saturados deve ser analisado como um caso especial dentro deste contexto.

Atualmente, na grande maioria dos projetos geotécnicos em regiões tropicais, os perfis de solos áridos e de solos residuais (expansivos e/ou colapsíveis) situam-se acima da zona vadosa, ou seja, os solos encontram-se na condição não saturada. No caso de solos residuais, estes são amplamente utilizados como materiais de construção na condição compactada e, como tais, podem ter seu comportamento descrito pelas teorias da Mecânica dos Solos não saturados. Segundo Barrera (2002), é muito importante entender o comportamento mecânico dos solos não saturados, formados pelo processo de compactação. Este conhecimento é aplicável ao projeto, construção e manutenção de pavimentos, aterros, diques e barragens de terra, além de barragens de proteção ambiental contra as emissões de contaminantes gasosas e líquidas. Estas obras estão com frequência submetidas a variações de umidade no solo e, portanto, a modificações de comportamento geotécnico ao longo de sua vida útil. Neste contexto, esta tese pretende desenvolver um estudo experimental do comportamento mecânico de solos residuais lateríticos compactados.

2.2. Solos não saturados / sucção no solo

Quando os vazios num solo estão ocupados, em parte por ar e em parte por água, diz-se que o solo está não saturado. Quando o teor de umidade é baixo, o ar está presente em condutos contínuos, enquanto a água se concentra principalmente ao redor dos contatos entre partículas. As interfaces entre estas duas fases estão na forma de meniscos dentro dos vazios do solo (Smith e Smith, 1998). Quando o teor de umidade é elevado, o ar pode estar ocluído no solo na forma de bolhas isoladas. Os fenômenos envolvidos na não saturação geram uma

pressão na água do solo, abaixo da pressão atmosférica. Esta pressão é chamada de sucção (Marinho, 1997).

A sucção é normalmente dividida em dois componentes, o matricial (relacionado com a matriz do solo, i.é., a combinação do tipo de partículas e arranjo estrutural) e o osmótico (devido à composição química da água presente nos vazios do solo). A sucção total é a soma da sucção matricial (ou mátrica) e da sucção osmótica. Normalmente a sucção osmótica é inferida pela diferença entre a sucção total e a matricial (Marinho, 1997).

A sucção matricial presente num solo não saturado é a diferença entre os valores de pressão de ar (u_a) e pressão de água (u_w). Segundo vários autores, a sucção matricial é o parâmetro mais importante - e talvez suficiente - para o estudo do comportamento mecânico dos solos não saturados. A componente osmótica é a sucção equivalente obtida através da medição da pressão parcial de vapor de água, em equilíbrio com uma solução de composição idêntica à da água intersticial (mas com a interface ar/água intersticial plana), em relação à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com água pura “livre” (interface ar/água plana) (Aitchison, 1965, apud Marinho, 1997).

A sucção está relacionada com as propriedades da matriz deste solo (ex: o tamanho e forma dos vazios, o tamanho das partículas, a quantidade de água retida, etc). A sucção osmótica varia de acordo com as condições químicas e térmicas do solo. Para um solo granular e livre de sais, não existe a sucção osmótica e as sucções matricial e total são iguais (Smith e Smith, 1998).

Existem vários fatores que influem na sucção total de um solo não saturado (Hillel, 1971; Marshall, 1979; Campos, 1992; Fredlund e Rahardjo, 1993; Neto e Carvalho, 1995; Rodrigues, 1997). Entre estes podem ser citados:

- granulometria e mineralogia do solo: a relação entre a granulometria e a sucção do solo é refletida na curva característica (seção 2.2.3.3). Os solos arenosos necessitam de baixas sucções para a dessaturação dos poros maiores e os solos argilosos, devido a uma maior capacidade de armazenamento d'água, necessitam de uma sucção mais elevada para obtenção de um mesmo decréscimo de umidade (Vanapalli *et al*, 1999; Houston *et al*, 1997);

- estrutura do solo: o tamanho dos poros e a tensão superficial entre as partículas do solo e as moléculas da água influenciam no valor da sucção. Cruz (1996) cita que, para solos de semelhantes índices de vazios, o tipo de poro determinará as propriedades de

condutividade hidráulica. Analogamente, as propriedades de retenção d'água no solo, refletidas na curva característica, dependerão das distribuições de volume total de poros em mesoporos e macroporos;

- trajetória de umedecimento e/ou secagem: este é um fator de grande influência na curva característica de um solo. As trajetórias de secagem e umedecimento geram o denominado ciclo de histerese na curva característica.

2.2.1. Resistência ao cisalhamento

As primeiras teorias relativas ao estudo dos solos não saturados envolveram o uso de tensões efetivas. Várias equações foram propostas para definir tensões efetivas em solos não saturados, sendo a mais conhecida a de Bishop (1959) (equação 2.1)

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (2.1)$$

onde:

u_a é poropressão de ar nos vazios do solo;

χ é um parâmetro dependente do tipo de solo e do grau de saturação, variando de 0 a 1.

Bishop *et al* (1960), a partir da equação 2.1, supõem uma envoltória de resistência ao cisalhamento do tipo Mohr-Coulomb e propõem a equação 2.2 para representá-la.

$$\tau_r = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi (u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (2.2)$$

onde:

τ_r é a resistência ao cisalhamento;

c' é o intercepto coesivo efetivo;

σ_n é a tensão normal;

ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo.

Segundo Campos (1997), a equação de Bishop (2.1), que pode ser considerada como a mais geral dentre as demais proposições, apresenta o inconveniente de incorporar um

parâmetro χ , que não representa uma característica geral do solo, sendo função de sua história prévia de umedecimento e secagem, além do grau de saturação e tipo do material. Alguns autores concordam com estas alegações, dentre os quais Vanapalli (1994). Este afirma que a equação de resistência ao cisalhamento (2.2) é expressa em termos de um estado simples de tensões variáveis, o que conduz à conclusão de que a resistência ao cisalhamento e a variação de volume são referidas unicamente às variações na tensão efetiva, similarmente aos solos saturados.

Segundo Matyas e Radhakrishna (1968), Fredlund e Morgenstem (1977) e Fredlund (1997), o uso do conceito de tensão efetiva com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb provou ser satisfatório na prática de engenharia associada a solos saturados. Tentativa idêntica tem sido feita para encontrar um único valor de tensão efetiva para solos não saturados. Várias equações disponíveis para a interpretação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados foram sintetizadas por Vanapalli (1994) e são apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Equações de resistência ao cisalhamento para solos não saturados (uma variável de estado de tensão) (Vanapalli, 1994).

No.	Referência	Equação	Teoria principal
1	Bishop (1960)	$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi (u_n - u_w)] \tan \phi'$	“partitioning stress”
2	Gracén (1960)	$\tau = [\sigma_n + (u_n - u_w)] \tan \phi' (1 - n_a)$	Aproximação empírica
3	Sridharan (1959)	$\tau = f(\sigma - u_w - R - A)$	Mineralogia do solo
4	Fredlund <i>et al</i> (1978)	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_n - u_w) \tan \phi^b$	Mecânica do contínuo
5	Satija (1978)	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = a + (\sigma_3 - u_a) \tan \alpha + (u_n - u_w) \tan \beta$	Análise estatística
6	Lamborn (1986)	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_n - u_w) \theta_w \tan \phi'$	Micro-mecânica
7	Karube (1988)	$q = M' [p + f(s)]$	Mecânica dos solos do estado crítico
8	Peterson (1988)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + C_\psi$	Extensão da teoria de Hvorslev
9	Toll (1990)	$q = M(p - u_a) + M_w(u_n - u_w)$	Mecânica dos solos do estado crítico
10	Wheeler e Sivakumar (1992)	$q = Mp' + \mu(u_n - u_w)$	Mecânica dos solos do estado crítico

Como limitações gerais para utilização destas expressões, Vanapalli (1994) cita a necessidade de muitos equipamentos de laboratórios onerosos e muito tempo disponível para a realização dos ensaios.

Fredlund *et al* (1978) propõem a equação 2.3, onde a resistência ao cisalhamento é também escrita em termos de duas variáveis de estado de tensão ($\sigma - u_a$) e $(u_a - u_w)$. Nesta equação, σ é a tensão total:

$$\tau_r = c' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' \quad (2.3)$$

onde:

c' é o intercepto coesivo efetivo quando $(\sigma_n - u_a) = (u_a - u_w) = 0$;
 ϕ' é o ângulo de atrito interno com relação à variação de $(\sigma_n - u_a)$;
 ϕ^b é o ângulo de atrito interno com relação à variação de $(u_a - u_w)$;
 $(u_a - u_w)_f$ é a sucção matricial no plano de ruptura na ruptura.

No caso de solos saturados, a envoltória de resistência ao cisalhamento é definida em um gráfico bidimensional envolvendo a variável de estado de tensão $(\sigma_n - u_w)$ e a tensão cisalhante na ruptura; para definição da envoltória de resistência para solos não saturados necessita-se de um gráfico no espaço tridimensional. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam detalhadamente a obtenção desta envoltória, denominada de Envoltória de Ruptura Estendida de Mohr-Coulomb.

A Figura 2.1 mostra uma representação tridimensional da equação 2.3.

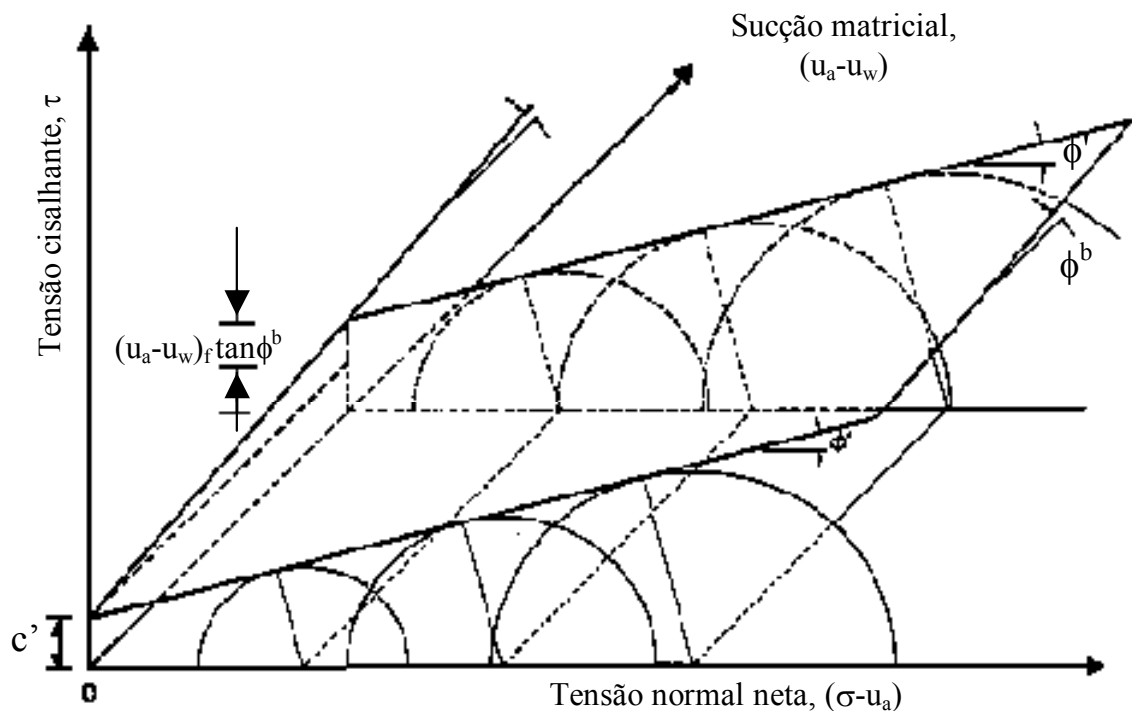


Figura 2.1. Envoltória de ruptura definida em termos das variáveis de estado de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Percebe-se que ϕ^b indica a razão do incremento na resistência ao cisalhamento com relação à variação na sucção matricial. As proposições iniciais indicavam uma variação linear entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial, representada por ϕ^b .

Posteriormente, uma variação não linear foi identificada, ou seja, o ângulo de atrito ϕ^b foi encontrado aproximadamente igual a ϕ' , para valores de sucção matricial inferiores ao valor de entrada de ar do solo. Após este valor ser ultrapassado, o ângulo ϕ^b decresce com o aumento da sucção matricial (Vanapalli, 1994). A não linearidade da relação entre ϕ^b e sucção foi comprovada por vários autores como Escário e Saez (1986), Escário e Jucá (1989), Vanapalli (1994), Bastos (1999) e Abramento e Carvalho (1989). Gan e Fredlund (1996), citados por Bastos (1999), afirmam que a não linearidade da envoltória $\tau_r \times (u_a - u_w)$ está relacionada ao efeito de dessaturação do solo devido à sucção aplicada e à dilatância (expansão volumétrica do solo durante o cisalhamento). Segundo os autores, estes fatores resultam na diminuição da área de contato dos meniscos capilares com as partículas de solo e agregados e, assim, na redução da taxa de elevação de resistência ao cisalhamento com a sucção matricial.

Comparando-se as equações (2.2) e (2.3), observa-se que as proposições de Fredlund *et al* (1978) e Bishop *et al* (1960), apesar de serem essencialmente diferentes em suas conceituações teóricas, resultam em equações de resistência ao cisalhamento equivalentes. Desta forma, o seguinte artifício pode ser utilizado, igualando-se as equações (2.2) e (2.3) tem-se,

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (2.4)$$

Segundo Campos (1997), na prática, a determinação experimental do parâmetro χ de Bishop é mais complexa do que a determinação do parâmetro ϕ^b de Fredlund, o que reforça o emprego atual da equação 2.3 como base para se avaliar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Por outro lado, Oberg e Sallfors (1997) argumentam que a obtenção do parâmetro ϕ^b exige tempo e que normas técnicas não têm sido desenvolvidas.

Gens (1995) afirma que o aumento de resistência ao cisalhamento devido à sucção é responsável pela elevada estabilidade de taludes apresentada algumas vezes pelos solos não saturados. Por outro lado, há evidências de que os parâmetros de resistência ao cisalhamento podem se comportar de modo diferente perante incrementos de sucção. Para solos residuais, o comportamento do intercepto coesivo e do ângulo de atrito interno, perante a elevação da sucção, está relacionado com a estrutura e a composição mineralógica do solo. Bastos (1999) observou comportamentos diferenciados para dois solos residuais de granito, com duas

composições mineralógicas distintas. As envoltórias de resistência ao cisalhamento sob elevação de sucção tendem a permanecer paralelas ou a convergir para certo valor de sucção. Este comportamento está relacionado com a capacidade do solo transferir ou não a sucção imposta ao arranjo de partículas. Desta forma, o comportamento de resistência ao cisalhamento depende do tipo de estrutura imposta e da composição mineralógica (relação arcabouço/matriz). Estes dois fatores em conjunto influenciam na capacidade de transferência de sucção à estrutura.

A Tabela 2.2 apresenta valores típicos dos parâmetros ϕ^b , para diversos tipos de solo, de acordo com intervalos de sucção aplicados, respectivamente.

Tabela 2.2. Valores típicos de ϕ^b para diversos tipos de solo referidos na literatura, de acordo com os intervalos de sucção aplicados.

Solo	Referência	$\phi^b(^{\circ})$	$(\sigma_n - u_a)$ (kPa)	Intervalo de sucção (kPa)	Tipo de ensaio
Residual de granito ALG B	Bastos (1999)	28,7	50	<30	CDCS-EU
		6,0		>30	
Residual de granito ALG B	Bastos (1999)	18,4	50	<30	
		3,8		>30	
Glacial compactado Na umidade ótima	Vanapalli (1994)	22	200	1-10	
		17		10-100	
		0		100-1000	
Glacial compactado no ramo seco		23		1-10	
		22		10-100	
		5		100-1000	
Glacial compactado no ramo úmido		23		1-10	
		23		10-100	
		5		100-1000	
Residual de migmatito		Abramento e Carvalho (1989)		11,5	10
Colúvio arenoso	14,4		10	50-200	
Residual de gnaiss kinzigítico – areia siltosa (NP)	Fonseca (1991)	28,0	68	50-200	CDCS-EM
Residual de gnaiss kinzigítico – areia siltosa (IP=10%)		29,3			
Solo sedimentar laterítico, arenoso (IP=14%)	Rohm e Vilar (1995)	18,4	50	50-250	TCSC-EM
Residual de biotita gnaiss, areia silto- argilosa (NP)	Carrillo (1993)	4,6	53	25-220	CDCS-EU
Residual de biotita gnaiss, areia argilo- siltosa (NP)		6,8	58		

CDCS= ensaio de cisalhamento direto com controle de sucção

TCSC= ensaio triaxial de compressão com controle de sucção

EU = estágio único de aplicação da tensão normal ou confinante

EM = estágio múltiplo de aplicação de tensão normal ou confinante

Modelos para previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Vários autores apresentam modelos para tentar estimar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Isto ocorre em função das dificuldades associadas à obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturados, como a necessidade de equipamentos especialmente destinados a esta finalidade, além do longo tempo de execução destes ensaios. Os modelos disponíveis, em sua maioria, se utilizam dos parâmetros de resistência ao cisalhamento saturados e da curva característica do solo ou de algum outro fator que exprima a relação de não saturação do solo.

Entre alguns destes modelos estão os de Vanapalli (1994), Oberg e Sallfors (1997) e Khalili e Khabbaz (1998). A seguir se detalha resumidamente estes três modelos.

a) Modelo de Oberg e Sallfors (1995)

O modelo proposto por Oberg e Sallfors foi denominado de “aproximação racional para determinação da resistência ao cisalhamento de siltes e areias não saturadas”. A hipótese sugerida pelos autores é que o fator χ reflete a fração da área de poros totais preenchida por água, A_w/A_{tot} , baseando-se em estudos com solos ideais, representado por esferas. Supõem ainda que, para solos arenosos e siltosos e, para valores de grau de saturação superiores a 50%, a área A_w/A_{tot} seja equivalente ao próprio grau de saturação, e assim $\chi = S$.

A formulação proposta é enunciada como:

$$\tau_r = c' + [\sigma - (A_w / A_{tot}) \cdot u_w - (A_a / A_{tot}) \cdot u_a] \tan \phi' \quad (2.5)$$

onde :

(A_w / A_{tot}) = fração de área de poros preenchida por água e

(A_a / A_{tot}) = fração de área de poros preenchida por ar.

Esta razão de área de água não pode ser diretamente determinada, mas segundo os autores, pode ser estimada em função do grau de saturação.

Reescrevendo a equação de resistência ao cisalhamento, a partir da substituição de χ por S , tem-se

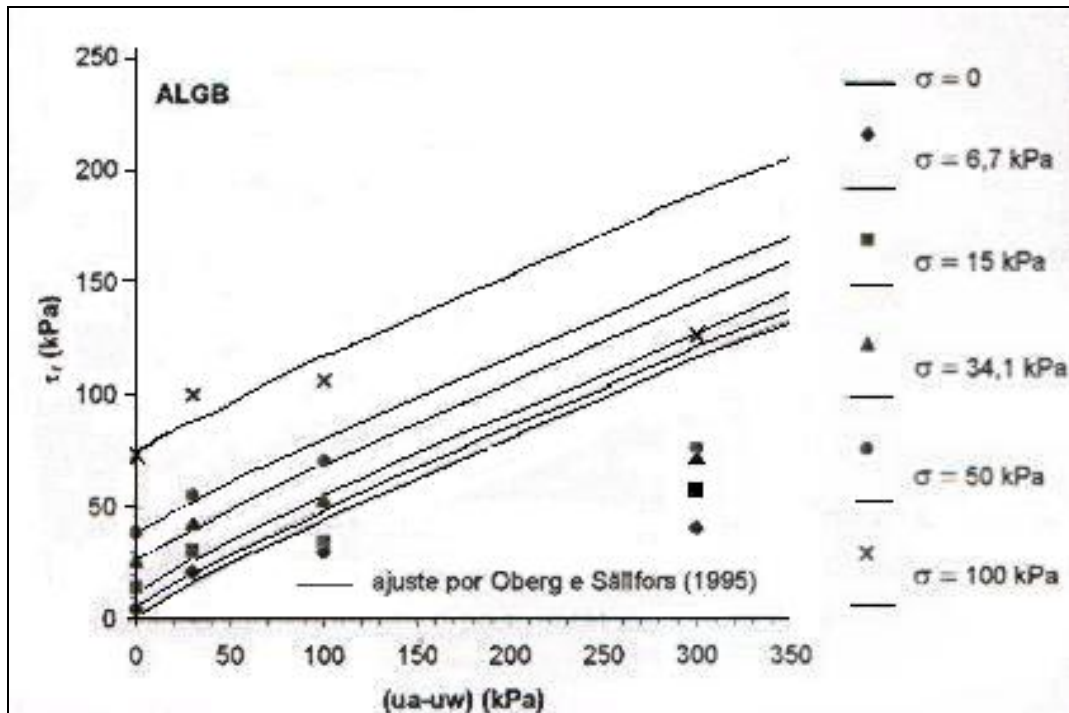
$$\tau_r = c' + [\sigma - S \cdot u_w - (1-S) \cdot u_a] \tan\phi' \quad (2.6)$$

e ainda:

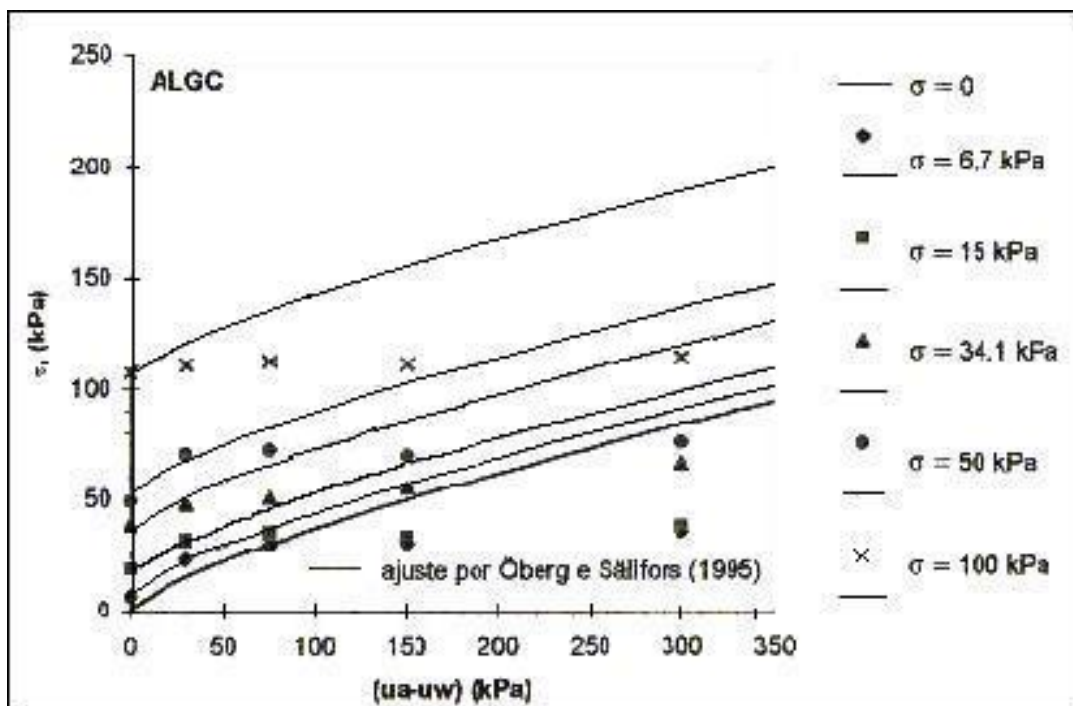
$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + S(u_a - u_w) \tan\phi' \quad (2.7)$$

Como o modelo é baseado na curva característica, caso não se disponha da mesma, os autores recomendam que se utilizem curvas correspondentes a solos de distribuição granulométrica semelhante. Oberg e Sallfors (1995) aplicaram o modelo a resultados experimentais de resistência ao cisalhamento não saturados, provenientes de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto com controle de sucção, apresentados por Escario e Saez (1986) e Abramento e Carvalho (1989), entre outros, e concluíram que há uma razoável concordância entre os resultados e o ajuste pelo modelo.

Em relação a solos nacionais, Bastos (1999) testou o modelo de Oberg e Sallfors (1995) para dois solos residuais de granito da região metropolitana de Porto Alegre, denominados ALGC e ALGB. No caso do primeiro solo, de natureza mais arenosa, a linha de tendência do ajuste do modelo situou-se abaixo dos valores obtidos em laboratório. Para o solo ALGB, mais argiloso, Bastos (1999) observou um desempenho pior em relação ao solo ALGC, o que já estava previsto devido ao fato de que o modelo foi concebido para solos arenosos. A Figura 2.2 apresenta as envoltórias $\tau_r \times (u_a - u_w)$ pelo modelo de Oberg e Sallfors (1995) para (a) solo ALGB e (b) solo ALGC (Bastos, 1999).



(a)



(b)

Figura 2.2. Envoltórias $\tau_r \times (u_a - u_w)$ pelo modelo de Oberg e Sällfors (1995) para (a) solo ALGB e (b) solo ALGC (Bastos, 1999).

b) Modelo de Khalili e Khabbaz (1998)

Para o modelo de Khalili e Khabbaz (1998), a hipótese adotada é a de que existe uma única relação para o valor de χ em função da sucção matricial e do valor de entrada de ar. Desta forma, os autores utilizam a equação de Bishop (1959) para representar a resistência ao cisalhamento não saturada.

Os autores formaram um banco de dados referente a 14 solos publicados na literatura, com indicações de resistência ao cisalhamento e respectiva sucção e obtiveram os valores do parâmetro χ da equação de Bishop para estes solos.

A formulação utilizada foi a seguinte:

$$\tau_r = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (2.8)$$

para $(u_a - u_w) = 0$

$$\tau_0 = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (2.9)$$

a diferença entre as equações 2.8 e 2.9 é:

$$\tau_r - \tau_0 = \chi (u_a - u_w) \tan \phi' \quad (2.10)$$

onde o valor do parâmetro χ é dado por:

$$\chi = \frac{\tau_r - \tau_0}{u_a - u_w} \tan \phi' \quad (2.11)$$

Utilizando esta equação, Khalili e Khabbaz (1998) determinaram uma relação entre χ e sucção para os 14 solos estudados. Ao perceber que a intersecção da reta $\chi = m(u_a - u_w)$ para $\chi = 1$ fornece o valor de entrada de ar dos vários solos, os autores normalizaram os valores de sucção em relação aos valores de entrada de ar e obtiveram a seguinte expressão:

$$\chi = \left[\frac{u_a - u_w}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \quad (2.12)$$

onde: $(u_a - u_w)_b$ é o valor de entrada de ar proveniente da curva característica.

Oliveira e Marinho (2002) testando o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para um solo residual de gnaiss encontraram erros inferiores a 10% para um dado intervalo de sucção. Todavia, argumentam que o referido modelo é bastante sensível à determinação do valor de entrada de ar, tendo sido necessário um ajuste para encontrar esta sucção de entrada de ar. O valor de entrada de ar para utilização no modelo não pôde ser definido da forma conceitual.

Um teste do modelo de Khalili e Khabbaz (1998) para os solos SAPB e JPPB é apresentado no Capítulo 5. Desta forma, a figura correspondente à relação entre o parâmetro χ e a sucção, proveniente do modelo de Khalili e Khabbaz (1988), será apresentada conjuntamente com o teste deste modelo.

c) Modelo de Fredlund *et al* (1996) e Vanapalli *et al* (1996)

O modelo de Fredlund (1996) e Vanapalli *et al* (1996), para previsão da resistência ao cisalhamento com base na curva característica, tem como hipótese que a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento pode ser representada pela área de água normalizada (a_w). A relação entre a área de água para uma determinada sucção e a área de água na saturação indica a_w .

Para a condição de saturação a_w é igual a 1 e para o solo seco a_w é igual a zero. O teor de umidade volumétrica normalizado é definido como o teor de umidade volumétrica num determinado grau de saturação. Desta forma, devido às similaridades entre a_w e o teor de umidade volumétrica normalizado(θ) os autores propõem que:

$$a_w = (\Theta)^k \quad (2.13)$$

onde k é um parâmetro de forma.

A contribuição na resistência ao cisalhamento não saturada em função do teor de umidade volumétrica normalizado é atribuída como:

$$\tau = (u_a - u_w) [(\Theta)^k \tan \phi'] \quad (2.14)$$

Substituindo a equação (2.14) na equação de Fredlund *et al* (1978) tem-se que:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [(\Theta)^k \tan \phi'] \quad (2.15)$$

onde:

c' = coesão efetiva e ϕ' = ângulo de atrito interno (parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saturado);

u_w = pressão na água intersticial;

u_a = pressão no ar intersticial;

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial;

σ tensão normal.

Na utilização do modelo, cada ponto da curva característica conduz a um valor de resistência ao cisalhamento. O valor de k é dado por uma relação entre k e o índice de plasticidade do solo proposta por Vanapalli e Fredlund (2000). Segundo Vanapalli (2000), o valor de k pode ser influenciado por fatores como a estrutura e a condição inicial do solo.

Este modelo foi testado por Vanapalli *et al* (1996) para um solo glacial. Os autores encontraram uma boa concordância entre os dados experimentais e o ajuste do modelo. Por outro lado, Oliveira e Marinho (2002) aplicaram este modelo para um solo residual de gnaiss e comentaram a necessidade de um ajuste nos valores do parâmetro k . Os autores indicam que o valor de k que melhor se ajustou aos dados referentes ao solo estudado foi de 3,5. Também sugerem que seja estudada uma nova correlação entre k e IP para solos localizados abaixo da linha A na carta de plasticidade, alternativamente à relação proposta por Vanapalli e Fredlund (2000).

2.2.2. Compressibilidade

O comportamento tensão versus deformação de solos não saturados tem sido analisado através das variáveis tensionais $\sigma - u_a$ e $u_a - u_w$, em ensaios edométricos (sendo $\sigma = \sigma_v$). O mesmo comportamento tem também sido analisado através das variáveis $\sigma_1 - u_a$, $\sigma_3 - u_a$ e $u_a - u_w$ em ensaios triaxiais em condições axissimétricas (sendo $\sigma_2 = \sigma_3$) ou em condições isotrópicas ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Estas variáveis tensionais têm sido representadas no espaço bi-dimensional através de p (tensão vertical ou principal) e s (sucção = $u_a - u_w$). Alonso *et al* (1987) apresentam algumas trajetórias de tensão características do estudo de solos não saturados (Figura 2.3).

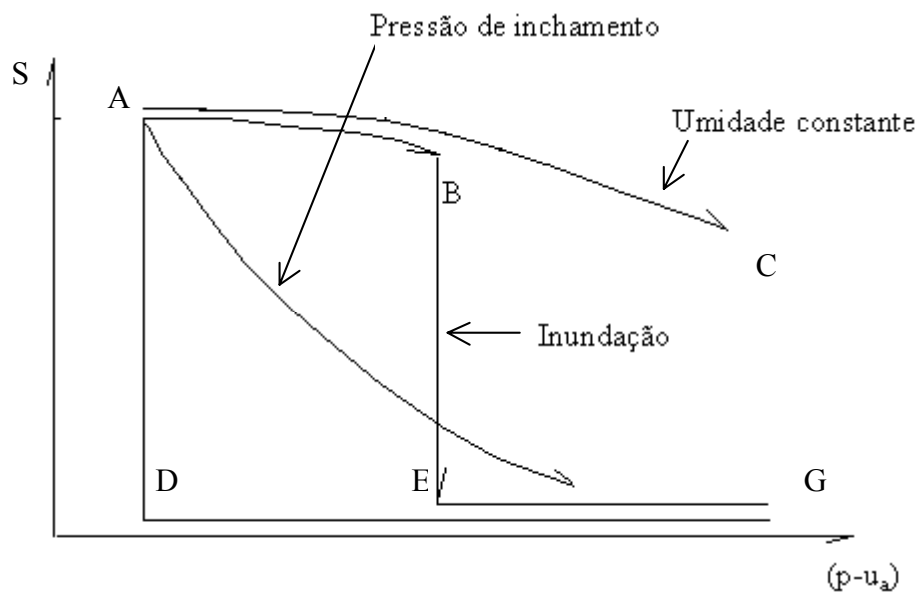


Figura 2.3. Trajetórias de tensões características no plano $p-u_a$ versus s (Alonso *et al*, 1987).

Os solos não saturados com estruturas abertas e submetidos a tensões externas experimentam colapso quando são inundados. Este fenômeno é observado em siltes e areias argilosas de baixa densidade, em argilas siltosas pouco plásticas e em alguns solos residuais. A magnitude do colapso aumenta com a carga externa e com a diminuição da sucção. Para sucção constante, o aumento do colapso com a carga externa alcança um valor máximo e posteriormente diminui (Yudhbir, 1982).

As características de variação de volume de um solo não saturado podem ser expressas como as variações do índice de vazios (e) e as variações do grau de saturação S . As relações entre estas variações e as variáveis de estado de tensão ($\sigma-u_a$) e $(u_a - u_w)$ podem ser representadas pelas “superfícies de estado” obtidas na forma tridimensional de (e) , de S e das variáveis de estado de tensão (Smith e Smith, 1998).

A superfície de estado é útil para quantificar: (i) a expansão (aumento de volume) que o solo experimentará se for inundado a um baixo valor de tensão neta e (ii) o colapso (decréscimo de volume) caso seja inundado a um alto valor de tensão neta (Smith *et al*, 1998). Barden *et al* (1969) citam algumas limitações desta abordagem. Um exemplo é a dependência da trajetória de tensão, onde distintas trajetórias podem conduzir a diferentes variações de volume. Concordam com esta afirmação: Alonso (1990), Jucá (1990), Justo (1984), Delgado (1986) e Cruz (1996). Alguns autores atribuem este fato às deformações plásticas ou à histerese nos ciclos de umedecimento e secagem (Jucá, 1990). Um exemplo de comportamento apresentado em termos de superfície de estado é apresentado pela Figura 2.4.

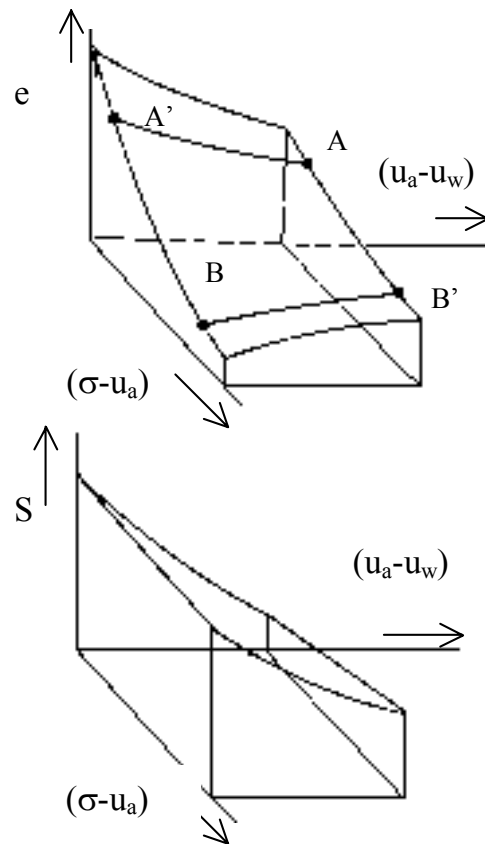


Figura 2.4. Superfície de estado de índice de vazios e grau de saturação (Smith *et al*, 1998).

2.2.3. Métodos de medição de sucção

Como foi mencionado anteriormente, desde um ponto de vista geotécnico existem duas componentes de sucção no solo não saturado (Smith *et al*, 1998):

- (1) Sucção matricial: que parte da energia de retenção d'água gerada pela matriz do solo.
- (2) Sucção osmótica: que parte da energia de retenção d'água gerada pela presença de sais dissolvidos no meio solo / água.

Deve-se notar que estas duas formas de sucção do solo não saturado são completamente independentes e não têm influência uma sobre a outra.

Existem diversos métodos diretos ou indiretos, de campo ou de laboratório, para medir as sucções total, osmótica e matricial. Com estes métodos relacionando a sucção com o teor de umidade ou com o grau de saturação do solo não saturado, obtém-se a curva característica do solo. Estes métodos podem ser divididos em dois grupos: métodos diretos e métodos indiretos. A placa de sucção, a centrífuga, o tensiômetro, o psicrômetro e o aparelho de membrana de pressão constituem os métodos diretos e entre os métodos indiretos estão o dessecador de vazios, a balança de adsorção e o papel filtro (Gehling, 1994). A Tabela 2.3 apresenta as várias técnicas de medição de sucção e os intervalos de aplicação de cada técnica.

Tabela 2.3. Técnicas de medição de sucção (Marinho, 1997; Ridley *et al*,1995).

Técnica	Sucção matricial	Sucção osmótica	Sucção total	Intervalo(kPa)
Psicrômetro		X	X	100-8000
Papel filtro em contato	X			0-29000
Papel filtro sem contato			X	400-30000
Tensiômetro	X		X	0-900 0-1000
Tensiômetro osmótico	X			0-1500
Translação de eixos	X			0-1500
Condutividade térmica	X			0-400
Condutividade elétrica	X	X		20-1500

Os detalhes de cada técnica encontram-se descritos em Marinho (1997). Todavia, os métodos que foram utilizados nesta tese são a seguir descritos em maior detalhe, estando os respectivos procedimentos detalhados no Capítulo 3.

2.2.3.1. Método do papel filtro

O uso do papel filtro como um sensor indireto da medida de sucção foi proposto por Gardner (1937). A técnica foi estudada depois por Duran (1986), para medidas de sucção total, e por Gutierrez-Guevara (1985) e Jucá (1990), para medidas de sucção matricial. Marinho (1995) descreve o método do papel filtro, que consiste na utilização de um material

poroso com a capacidade de absorver água e atingir um equilíbrio de sucção com a amostra. A sucção obtida depende do tipo de transferência de água do solo para o papel, que pode resultar da capilaridade (correspondente à sucção matricial) ou através de vapor (correspondente à sucção osmótica). Um dos papéis filtro utilizado é o Whatman N°.42, cuja umidade inicial no estado seco ao ar é aproximadamente 6%, permitindo que sejam determinadas sucções no solo não saturado de 0 até 29MPa (máxima sucção que o solo pode ter para que o papel filtro absorva água do mesmo).

A calibração do papel filtro Whatman N°. 42 foi obtida por Chandler *et al.* (1992). São apresentadas a seguir as equações que devem ser utilizadas no cálculo da sucção, a partir da medição do teor de umidade do papel filtro:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48*\log w)} \text{ para umidades do papel filtro } > 47 \%$$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,48-0,0622*w)} \text{ para umidades do papel filtro } \leq 47 \%$$

Dependendo da forma em que ocorre o fluxo de água entre o papel filtro e a amostra de solo, pode-se obter uma sucção matricial (fluxo capilar) ou osmótica (fluxo de vapor). Na sucção matricial ocorre fluxo capilar entre os poros da massa do solo e das fibras do papel sem que a água perca continuidade. Na sucção osmótica, as moléculas de água escapam da água dos poros vencendo as forças capilares do solo com diferentes concentrações de sais. Neste caso, o papel não é colocado em contato direto sobre a amostra e o fluxo ocorre através do vapor.

O tempo de equalização compreende o tempo necessário para que ocorra o equilíbrio entre o papel filtro e a amostra de solo. Para sucções mais baixas, a condutividade hidráulica é maior e o tempo para a água percorrer uma determinada distância no solo é menor; para sucções elevadas ocorre o inverso.

A precisão do método está diretamente relacionada com o sistema de pesagem para obtenção de umidade do papel filtro. Uma variação na quarta casa decimal do grama pode levar a diferenças de 50kPa no valor da sucção; por este motivo, para sucções muito baixas o método pode se tornar impreciso.

A dificuldade maior em se medir diretamente a sucção está ligada à cavitação dos sistemas de medição, que medem ou impõem diretamente o valor da sucção. Por isso, segundo Marinho (1997), o método do papel filtro, como método de medida indireta, vem ganhando a confiança dos pesquisadores e já vem sendo utilizado na prática. Melgarejo *et al*

(2002) afirmam que a técnica do papel filtro apresenta a vantagem de permitir que o teor de umidade, sucção e volume podem ser simultaneamente registrados. Cruz (1996) afirma que o papel filtro, como elemento poroso para a medida de sucção em solos, há muito tempo utilizado na agronomia, vem sendo utilizado nos laboratórios de Mecânica dos Solos; o método tem se mostrado eficiente e preciso. No Brasil, pesquisadores que trabalham com solos não saturados em diversas universidades têm utilizado a técnica com sucesso. Guimarães (2002), Delgado (2002), Camapum de Carvalho (2002), Bastos (1999) e Bortoli (1984) concordam nos aspectos referentes à facilidade e praticidade de execução, relacionados com os procedimentos descritos no Capítulo 3.

2.2.3.2. Técnica da translação de eixos

Os ensaios de laboratório com solos não saturados estiveram relacionados com dificuldades pertinentes à aplicação de poropressões d'água muito abaixo à condição atmosférica ($< 1\text{atm}$). A técnica da translação de eixos surgiu visando evitar a cavitação do sistema de medição devida à aplicação destas pressões.

A cavitação de água está associada à presença de ar dissolvido, que volta à fase gasosa quando a tensão na água é negativa (Marinho, 1997). Quando a cavitação ocorre, o sistema de medida fica cheio de ar e a água do sistema de medição é forçada para dentro do solo. Com o uso da técnica de translação de eixos, transfere-se a origem da pressão da água para uma pressão superior, com o correspondente incremento da pressão do ar. A poropressão de água pode então ser tomada como referência de uma poropressão positiva de ar (Hilf, 1956).

A técnica de translação de eixos serve tanto para controlar a sucção durante o ensaio como para medir a sucção numa amostra de solo. Marinho (1997) apresenta os procedimentos para medição de sucção utilizando-se a técnica da translação de eixos.

A técnica da translação de eixos foi utilizada para a imposição da sucção (pressão de água) nas câmaras de compressão tanto do equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção (CDCS) como da célula edométrica com controle de sucção (os procedimentos destes ensaios estão apresentados no capítulo 3). As câmaras de compressão, construídas em aço inoxidável, permitem, pela técnica da translação de eixos, a imposição de um estado de pressões ($u_a - u_w$) às amostras antes e durante os ensaios. Em ambos os equipamentos, a poropressão d'água é controlada utilizando-se uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento, que está fixada no pedestal (base) do equipamento. Nesta base foi ranhurado

um conduto espiral para circulação d'água. O valor de entrada de ar da pedra porosa (que varia de 50,5kPa a 1515kPa, segundo Fredlund e Rahardjo, 1993) é que dita o máximo valor de sucção matricial a ser imposto.

Uma das limitações da técnica de translação de eixos diz respeito à necessidade da continuidade entre a água no solo e a água existente na pedra porosa, de modo a estabelecer corretamente a sucção matricial. As demais limitações existentes para esta técnica são detalhadas por Bocking e Fredlund (1980).

2.2.3.3. Curva característica

A relação constitutiva entre o teor de umidade ou o grau de saturação e a sucção matricial é definida como curva característica. A curva característica mostra um padrão conceitual de comportamento do solo com relação à variação de umidade e tem um papel, para solos não saturados, semelhante ao da curva de adensamento para os solos saturados. Desta forma, permite contribuir para o entendimento do comportamento do solo não saturado frente à variação de umidade. Barbour (1999) cita que Childs e Collis-George (1948) já consideravam que as informações contidas numa curva característica poderiam ser úteis na estimativa das propriedades dos solos não saturados. De fato, vários métodos têm sido propostos na literatura para prever variação de volume, tensão cisalhante de ruptura, condutividade hidráulica, difusão, adsorção, condutividade térmica e uma variedade de outras propriedades de solos não saturados, baseados em parte nas informações contidas nas curvas características.

Segundo Vanapalli *et al* (1999), as propriedades peculiares da curva característica dependem de vários fatores tais como: estrutura e agregação, teor de umidade inicial, índice de vazios, tipo de solo, textura, mineralogia, história de tensões e método de compactação. Dos fatores citados, a história de tensões e o teor de umidade inicial, aparentemente, têm a maior influência sobre a estrutura e agregação que dominam a natureza da curva característica para solos de granulação fina. Amostras de um solo particular, apesar de terem a mesma estrutura e mineralogia, podem exibir diferentes curvas características, se forem preparadas a diferentes teores de umidade inicial e se possuírem diferentes histórias de tensões. Como resultado, o comportamento de engenharia de tais solos também será diferente.

Os dois pontos principais das curvas características são os valores das sucções matriciais correspondentes à entrada de ar e ao início do estágio residual de dessaturação (Figura 2.5). Este último é frequentemente usado como parâmetro de entrada em vários

modelos de comportamento. Estes pontos são de difícil determinação, havendo em alguns casos a necessidade de obtenção através de formulações teóricas. A seguir estão apresentados os pontos principais.

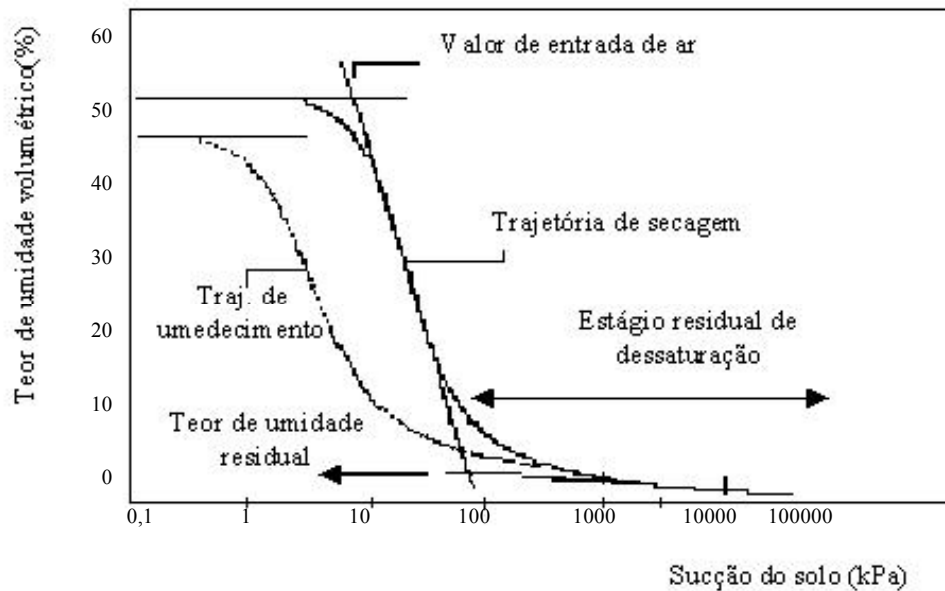


Figura 2.5. Definição de variáveis associadas com a curva característica do solo.

a) Valor de entrada de ar (V.E.A.):

Conceitualmente, o valor de entrada de ar representa a sucção matricial necessária para causar a dessaturação dos poros maiores do solo não saturado. O valor de entrada de ar do solo é obtido pela extensão da constante de declividade da curva característica até interceptar a linha de saturação de 100%. O correspondente valor de sucção matricial é tomado como o valor de sucção de entrada de ar do solo.

O valor de entrada de ar é utilizado como parâmetro de entrada no modelo de previsão da resistência cisalhante em função da curva característica do solo de Khalili e Khabbaz (1998). Oliveira e Marinho (2002), na tentativa de utilização do modelo, observaram que encontrar o valor de entrada de ar na curva característica de acordo com o procedimento acima descrito, conduz a valores que necessitam de ajuste para adequação no modelo e sugerem que se obtenha o valor de entrada de ar da seguinte forma: “Tomando-se o valor correspondente ao ponto onde a parte horizontal da curva começa a inclinar-se. Este valor caracteriza o início da entrada de ar nos poros de maiores dimensões.”

A determinação do valor de entrada de ar portanto é de fundamental importância, quando se deseja utilizar modelos de previsões de comportamento de resistência ao

cisalhamento (por exemplo, Vanapalli, 1994 e Khalili e Khabbaz, 1998) em função da curva característica dos solos.

b) Estágios identificáveis de dessaturação

Existem três estágios identificáveis de dessaturação: o início da zona de dessaturação, o estágio transicional (i.e. primário e secundário) e o estágio residual de dessaturação (Vanapalli, 1994).

No início da zona de dessaturação, quase todos os poros do solo estão preenchidos com água. O solo começa a dessaturar no valor de entrada de ar (início do estágio de transição). Neste estágio, o fluxo de água ocorre na fase líquida. À medida que a sucção aplicada aumenta, o grau de saturação do solo diminui rapidamente. A conectividade da água nos vazios ou poros continua a diminuir com o aumento do valor da sucção. Eventualmente, um aumento acentuado no valor da sucção conduz a variações relativamente pequenas no grau de saturação.

O estágio residual de saturação pode ser considerado como o grau de saturação em que a fase líquida começa a ficar descontínua. Conseqüentemente, este representa o grau de saturação em que se torna muito difícil remover água do corpo de prova por drenagem. O ponto em que este estado é alcançado não é claramente definido. Para a determinação do estado residual de saturação, recorre-se a um procedimento gráfico com a trajetória de dessaturação da curva característica, semelhante ao procedimento de Casagrande para determinação do ponto de 100% de adensamento primário.

Os valores relativamente baixos de sucção, associados com remoção de água dos macroporos, são significativamente diferentes das sucções requeridas para remover água de poros microscópicos (mesoporos e microporos) entre as partículas, dentro de agregados de argila. Como resultado, a macroestrutura controla a dessaturação inicial das amostras argilosas compactadas no ramo seco da curva de compactação. Por outro lado, para amostras de solo argiloso compactadas nas condições úmidas (ramo úmido), geralmente os macroporos não estão interconectados, de forma que a microestrutura vem a controlar a dessaturação inicial (Vanapalli *et al*, 1999, Barbour, 1999).

Para solos compactados no ramo seco, a estrutura do solo é função do teor de umidade de compactação e impõe o valor de entrada de ar. Segundo Vanapalli *et al* (1999), sob elevados valores de sucção (20000kPa a 1000000kPa), a curva característica aparenta ser

aproximadamente a mesma, para amostras ensaiadas sob diferentes teores iniciais de compactação, indicando que, para altos intervalos de sucção, a estrutura do solo não tem muita influência sobre o comportamento da curva característica.

Barbour (1998) apresenta uma coletânea de curvas características onde se podem observar as influências dos seguintes fatores no comportamento das curvas características: textura do solo, tensão de pré-adensamento e condição de compactação do solo (Figuras 2.6 a,b,c respectivamente).

Observa-se da Figura 2.6(a) que a diminuição no tamanho do grão conduz a um aumento no valor de entrada de ar e a uma suavização da curva característica. Solos mais finos necessitarão de maior sucção para o início da dessaturação, e para estes solos observa-se uma menor declividade da relação $(u_a - u_w) \times S$ no estágio de transição (primária e secundária). Quanto mais fina a granulometria do material, maior a dificuldade para a determinação do estágio residual de dessaturação. Observa-se que os solos de granulometria mais grosseira (a areia e o silte Botkin) apresentam valor de entrada de ar menor e um bem definido início do estágio residual de dessaturação.

O autor afirma ainda que a elevada retenção d'água pela amostra de argila Regina é justificável pelo maior percentual de argilominerais expansivos.

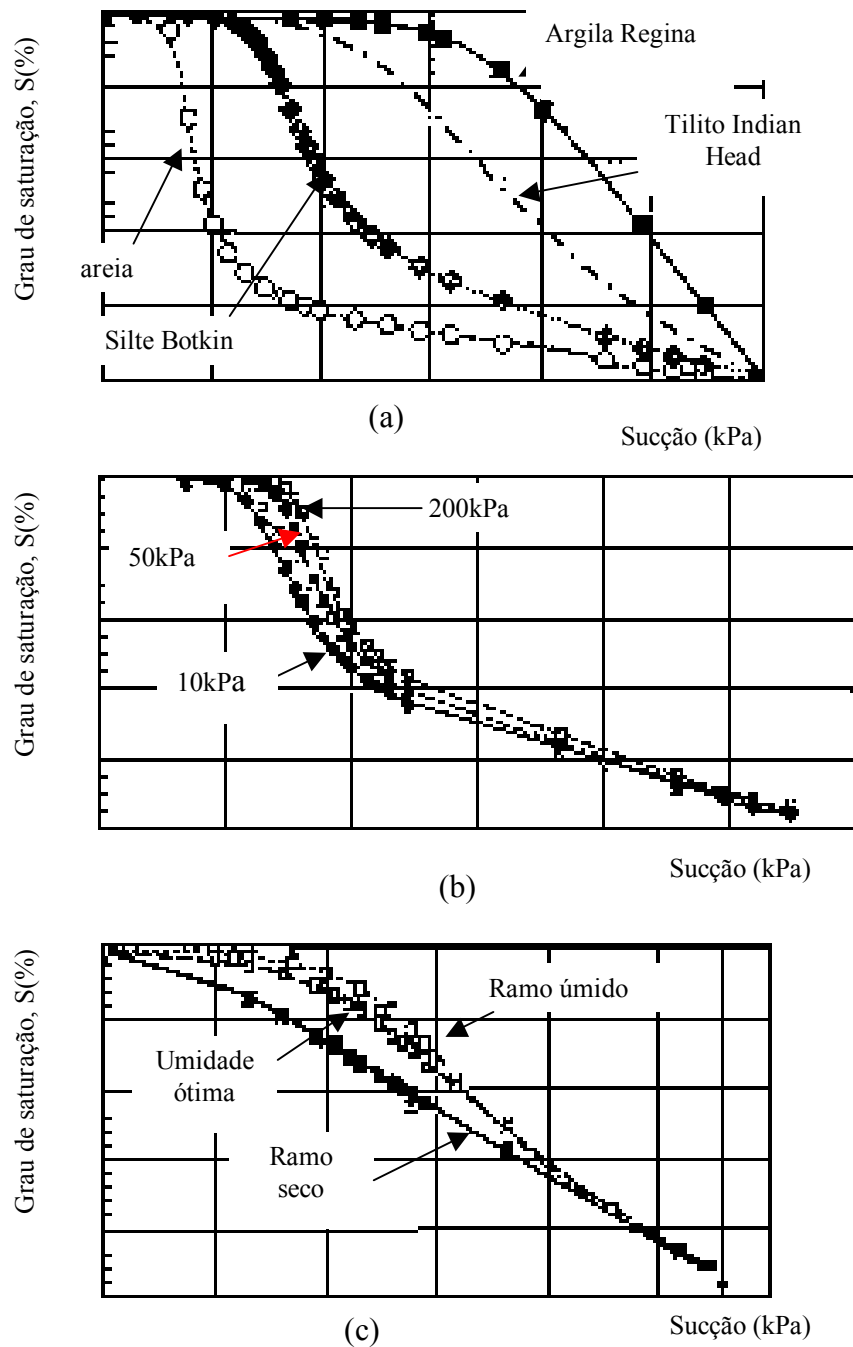


Figura 2.6. (a) Influência de textura do solo (Vanapalli, 1994), (b) da consolidação (Huang 1994) e (c) da compactação (Vanapalli, 1994) sobre a curva característica do solo (Barbour, 1999).

A Figura 2.6 (b) mostra que as diferentes tensões de pré-adensamento a que foi submetido o silte conduzem a diferentes valores de entrada de ar, ou seja, para tensões de

pré-adensamento mais elevadas (200kPa e 50kPa) os valores de entrada de ar são maiores; o silte que foi pré-adensado numa menor tensão apresentou o menor valor de entrada de ar. Todavia, para sucções mais elevadas o comportamento entre as três curvas características torna-se semelhante, e no estágio residual apresentam praticamente a mesma relação de dessaturação. Lapierre *et al* (1990) justificam afirmando que, para altas sucções, os poros não são afetados pelo adensamento.

Na Figura 2.6(c), observa-se que a compactação de um solo argiloso no ramo seco conduz a um valor de entrada de ar mais baixo que para o mesmo solo compactado no ramo úmido. Segundo Benson e Daniel (1990), isto é ocasionado pelo maior tamanho dos macroporos gerados pela estrutura floclada da amostra. Como comentado anteriormente, a macroestrutura governa a dessaturação inicial; desta forma, para sucções mais elevadas a estrutura inicial imposta na compactação não influi no estágio residual de dessaturação referente às três curvas.

c) Histerese da curva característica:

Vários estudos realizados com a curva característica de solos não saturados mostram que a mesma não é uma função biunívoca, apresentando formas distintas conforme sejam seguidas as trajetórias de secagem ou de umedecimento da amostra de solo.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), uma distribuição não uniforme no tamanho de poros pode resultar em histerese na curva característica. A Figura 2.7 (Fredlund e Rahardjo, 1993) mostra o tamanho, o raio de curvatura e a altura de ascensão da água por capilaridade no interior de um tubo capilar. Para uma dada sucção matricial, os teores de umidade durante as trajetórias de umedecimento e dessaturação são diferentes, como ilustrado através de tubos capilares com diferentes formas na Figura 2.8. O ângulo de contato numa interface água/ar em avanço (Figura 2.8), durante a trajetória de umedecimento, é diferente do ângulo numa interface em retrocesso, durante a trajetória de dessaturação (Bear, 1979). Os fatores acima, bem como a presença da ar retido no solo, são considerados as principais causas da histerese numa curva característica.

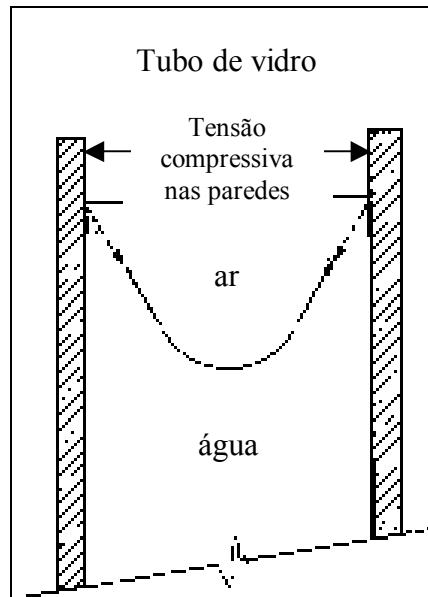


Figura 2.7. Forças atuantes num tubo capilar (Fredlund e Rahardjo, 1993).

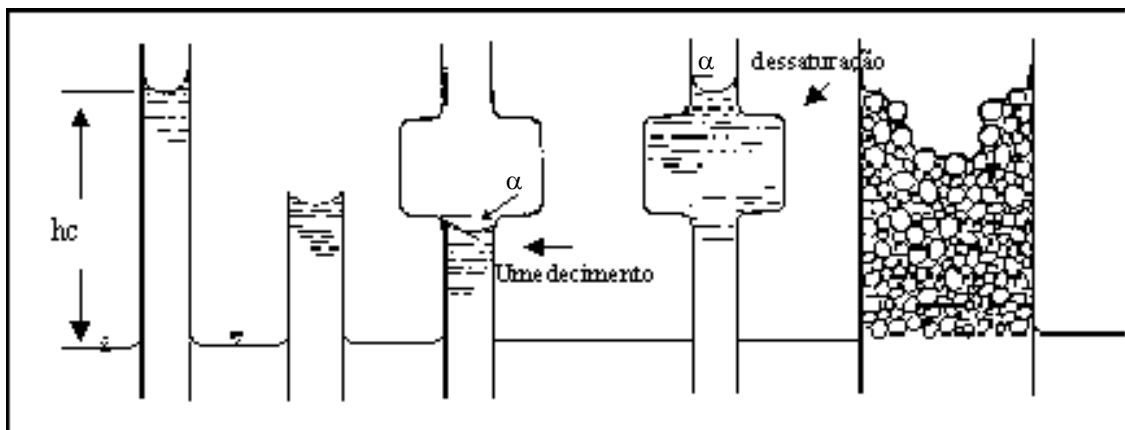


Figura 2.8. Efeitos de altura e raio do menisco sobre a capilaridade (Taylor, 1948).

d) Previsão da resistência ao cisalhamento em função da curva característica

A dessaturação do solo varia com a sucção matricial. A taxa correspondente à dessaturação é mais elevada entre o valor de entrada de ar e a sucção residual (onde se torna muito difícil remover água através de drenagem). A contribuição na resistência ao cisalhamento, devida às variáveis de estado de tensão da sucção matricial, mostra uma variação similar. Uma forte correlação aparece entre o comportamento experimental de resistência ao cisalhamento e o comportamento da curva característica (Vanapalli, 1994).

O comportamento de resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, como apresentado na seção 2.2.2, é função do tipo de solo e da estrutura apresentada, de tal forma que podem ser feitas previsões sobre a evolução da resistência ao cisalhamento a partir de incrementos de sucção, baseando-se na curva característica. Vanapalli (1994), estudando a previsão da resistência ao cisalhamento de solos não-saturados, enumerou três hipóteses para o comportamento de resistência do solo, baseado no tipo de curva característica determinada experimentalmente. As três hipóteses são ilustradas pela Figura 2.9:

- 1^a.) A resistência ao cisalhamento permanece constante após o estado residual.
- 2^a.) A resistência ao cisalhamento diminui após atingir o estado residual.
- 3^a.) A resistência ao cisalhamento aumenta depois do estado residual.

Segundo o autor, a primeira hipótese se enquadra no caso de solos arenosos e a segunda corresponde a solos siltosos, de baixa plasticidade. A terceira hipótese deve se encaixar no caso de solos argilosos, em que é difícil identificar o estado residual da curva característica.

Conforme a teoria, os solos devem apresentar um incremento da resistência ao cisalhamento, em função da sucção, até ser atingido o valor de sucção correspondente ao início do estágio residual de dessaturação e após este valor ocorrem as três hipóteses. Vanapalli (1994) cita que a contribuição na resistência ao cisalhamento devida ao aumento da sucção matricial é equivalente a um aumento na tensão normal, abaixo do valor de entrada de ar do solo. Todavia, uma vez que o solo dessatura, a contribuição na resistência proveniente da sucção matricial torna-se função mais de ϕ^b que de ϕ' . Este fenômeno pode ser atribuído ao processo de dessaturação que reduz a superfície de área úmida de contato no solo não saturado.

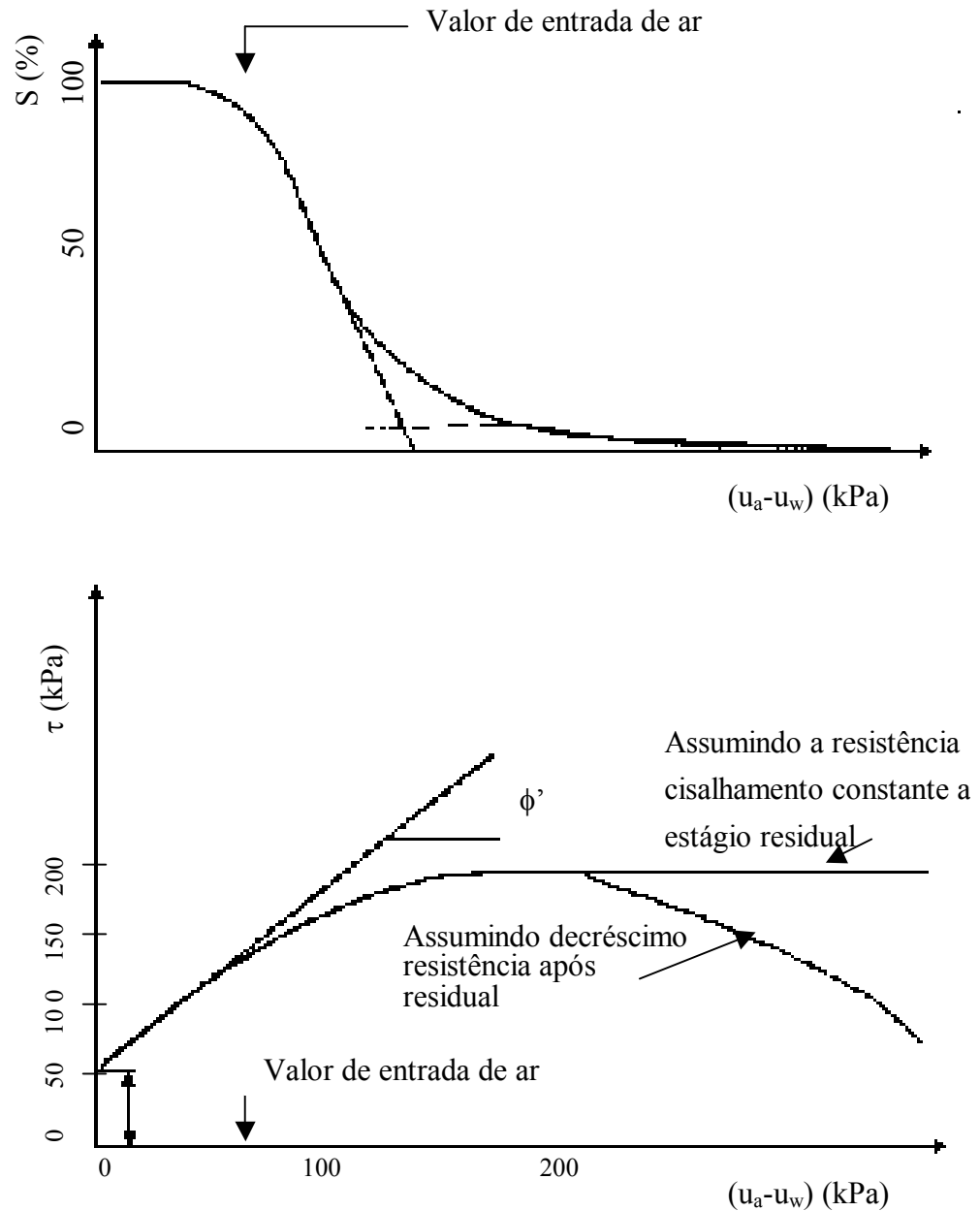


Figura 2.9. Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção mátrica (supondo que a resistência ao cisalhamento permanece constante ou decresce após o estado residual) (modificada de Vanapalli, 1994).

2.2.5. Fases em um solo não saturado

Três diferentes tipos de solos não saturados, tomando como base a continuidade das fases de ar e água, são propostos por Wroth e Houlsby (1985). A Figura 2.10 apresenta as estruturas de solos compactados.

1. Fase de ar descontínua e fase de água contínua. Este tipo de estrutura se encontra nos solos não saturados que contêm alto grau de saturação. O ar se encontra em forma de bolhas discretas (Figura 2.10a).

2. Fases contínuas de ar e água. Este tipo de estrutura se encontra nos solos não saturados que se encontram com um grau intermediário de saturação e se apresentam em zona de transição da curva característica. Ocorre, por exemplo, em depósitos de solos naturais e em aterros compactados de grãos finos (siltes e argilas) (Figura 2.10b).

3. Fase de ar contínua e fase de água descontínua (Figura 2.9c). Este tipo de estrutura se encontra em solos não saturados com baixo grau de saturação. Apresenta-se, por exemplo, em solos naturais próximos à superfície e em alguns aterros compactados (Figura 2.10c).

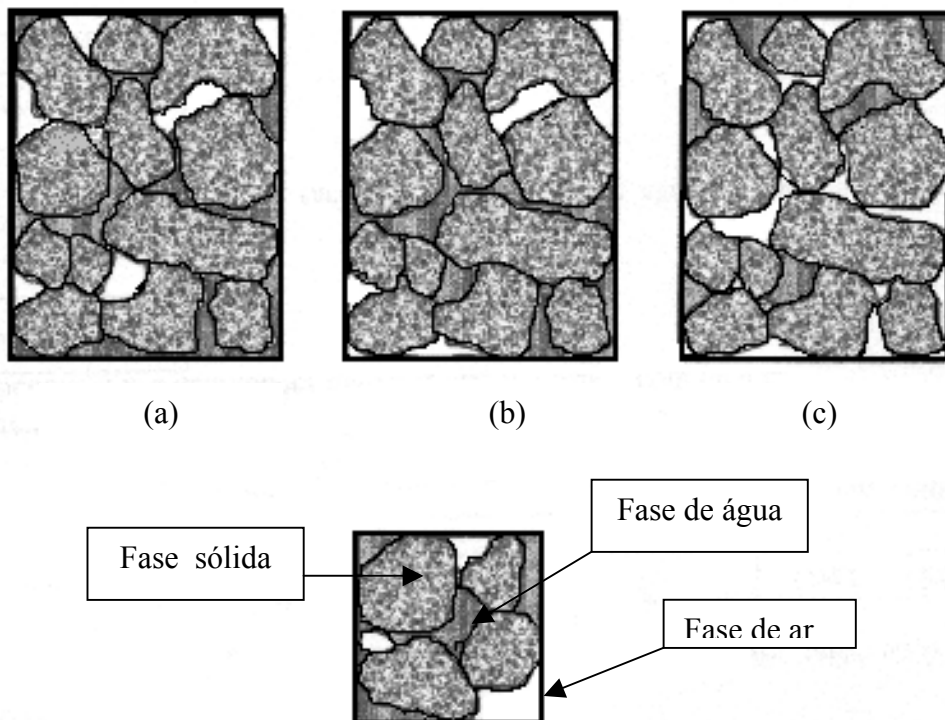


Figura 2.10. Estruturas de solos compactados: a) Fase de água contínua e fase de ar descontínua; b) Fases de ar e água descontínuas; c) Fase de ar contínua e fase de água descontínua (Barrera, 2002).

Anteriormente a esta proposição, todavia, Barden (1965) já tinha sugerido que os efeitos da variação no grau de saturação poderiam ser melhor estudados, dividindo os intervalos do grau de saturação (S) em um conjunto de cinco elementos. Sua classificação resulta numa descrição compreensível de como o comportamento de um solo não saturado varia com S (Smith, 1998).

(1) Extremamente seco ($S < 5\%$)

A fase ar é contínua através da massa de solo e alguma água está em forma altamente viscosa adsorvida firmemente ao esqueleto sólido. Como os vazios de ar estão interconectados, apenas ar será expelido com o adensamento do solo e, como o grau de saturação é muito pequeno, o valor da tensão efetiva, σ' , pode ser tomado como igual à tensão aplicada menos a pressão do ar ($\sigma - u_a$). Todavia, a pressão do ar (u_a) é geralmente a pressão atmosférica e, neste caso, pode ser suposta como zero, fazendo $\sigma' = \sigma$.

(2) Na condição seca (ramo seco) (S de 5% a 90%)

Quanto mais água é acrescentada a um solo mais o comportamento do solo torna-se afetado pela água livre que pela absorvida, numa transição gradual. Com o adensamento, embora o ar seja expulso, o valor de u_w raramente ficará positivo e o valor de sucção ($u_a - u_w$) ainda é suficientemente alto, assegurando que pouca água flua através do solo.

(3) Na condição ótima (S = 90%)

Para este valor, que é um estágio de transição para a saturação completa, o valor de $u_a - u_w$ pode cair para u_w . Se isto acontece, apenas a água pode drenar do solo.

(4) Na condição úmida em relação à ótima ($90\% < S < 95\%$)

O ar já não pode existir num estado livre mas pode estar ocluído, isto é, ocorrer na forma de bolhas isoladas. Não existe meio de medir u_a e o ar remanescente está preso ao esqueleto, sendo incapaz de ser removido pelo fluxo de água. Todavia, se algum ar

permanecer no solo na forma de bolhas, estas podem tornar o fluido do poro altamente compressível, apesar de terem pouco efeito sobre o valor de u_w .

(5) Na condição “saturada” ($S > 95\%$)

Smith e Smith (1998) concluem que, para solos argilosos com grau de saturação relativamente alto, de cerca de 90%, o ar neste solo está ocluído. Pode-se então supor que este ar tem pouco efeito sobre a poropressão d'água. Em tais casos, o solo não saturado tende a se comportar como se fosse saturado e a tensão efetiva pode ser assumida como igual a $\sigma - u_w$.

2.3. Solos residuais e residuais tropicais

Um acúmulo de solo residual é formado quando a velocidade de decomposição da rocha supera a de arraste dos produtos de decomposição. Entre os fatores que influem na velocidade de alteração da natureza dos produtos de intemperismo estão o clima (temperatura e pluviosidade), o tempo, a natureza da rocha original, a vegetação, a drenagem e a atividade biológica.

O perfil de um solo residual pode dividir-se em três zonas: a) zona superior, na qual existe um elevado grau de intemperismo, porém também certo arraste de materiais; b) zona intermediária, em cuja parte superior existe um certo intemperismo, porém na parte inferior o intemperismo promove uma granulometria variável; e c) zona parcialmente intemperizada, que serve de transição do solo residual à rocha original não alterada (Lambe, 1989). Existem ainda outras terminologias para os horizontes de solo residual, entre as quais as de Vargas (1953) e Deere e Patton (1971).

Fookes (1997) e Blight (1997) concordam que os solos residuais exibem características que são totalmente distintas dos solos transportados. Um exemplo é o conceito original de solo granular ou tamanho de partículas, que é inaplicável à maioria dos solos residuais, em razão do concrecionamento característico destes solos, cujas agregações modificam o tamanho original das partículas. Outros fatores são descritos no item correspondente à classificação dos solos residuais, seção 2.3.3, onde será discutido um sistema de classificação de solos residuais mais atualizado, devido a Wesley *et al* (1997).

Em relação às características gerais, tem-se que os solos residuais não têm comportamento plenamente definido pelos parâmetros geotécnicos convencionais, devido aos diferentes graus de intemperismo. Desta forma, os princípios da Mecânica dos Solos, que

foram desenvolvidos para solos sedimentares ou transportados, são algumas vezes inadequados para solos residuais e podem oferecer resultados errôneos. Os solos residuais exibem propriedades de engenharia especiais e características que diferem das encontradas em solos sedimentares, como resultado do papel predominante do intemperismo na gênese do solo. Fookes (1998) resume algumas destas características especiais:

1) Solos residuais existem freqüentemente onde o clima induziu à dessecação profunda ou onde há umidade sazonal severa e seca; 2) a tensão efetiva varia de acordo com a época do ano e quando a evaporação superficial é impedida estas mudanças podem produzir deformações grandes no solo superficial; 3) as camadas da superfície de solo podem ser mais quimicamente ativas que o habitual para solos sedimentares.

As seguintes características dos solos residuais *in situ* devem ser consideradas :

(a) mineralogia; (b) fratura de grãos; (c) estrutura variável e a presença de ligações entre partículas; (d) índice de vazios variável desconexo com a história de tensão; (e) condutividade hidráulica freqüentemente sem conexão com o tamanho de partículas e a granulometria; (f) descontinuidades de baixa resistência e (g) saturação parcial, que freqüentemente ocorre em profundidade considerável nestes solos.

Dentre os solos residuais, os residuais tropicais representam uma considerável parcela, e necessitam de mais estudos para entender completamente seu comportamento.

2.3.1. Origem e formação

Segundo Fookes (1997), ao contrário dos solos de regiões temperadas, os solos residuais tropicais lateríticos sofrem um intemperismo tão intenso que quase nunca apresentam as mesmas características dos materiais de origem. Nestas regiões, o intemperismo atinge grandes profundidades. Além disto, estes solos incluem a incorporação de húmus (proveniente da decomposição da vegetação), a lixiviação de materiais insolúveis, o carreamento de partículas finas, as perturbações por penetração de raízes, as escavações realizadas por animais e a dessecação. Agindo individualmente ou conjuntamente, estes fatores produzem uma sucessão de horizontes mais ou menos distintos, aproximadamente paralelos à superfície. Quimicamente, os óxidos de ferro e alumínio liberados pelo intemperismo tropical na subsuperfície não são dissolvidos tanto quanto acontece em ambientes mais ácidos (típicos de regiões temperadas) e, por conseguinte, os mesmos tendem a permanecer *in situ*. O óxido de ferro é cristalizado como hematita na época seca e como

goethita em um ambiente constantemente úmido. A gipsita será o principal óxido de alumínio formado, resultando num solo de cores predominantemente vermelhas (hematita) ou amarelas (goethita).

Quanto aos processos de formação, em situações extremas de laterização, tem-se o surgimento de horizontes de solos endurecidos formados pelo acúmulo residual de ferro e alumina ou pela precipitação da calcita, dolomita ou gipsita. O transporte de ferro ferroso em solução pode acontecer sobre distâncias muito curtas e originar um horizonte salpicado com concreções ou segregações. Alternativamente pode acontecer que o ferro seja reprecipitado na forma férrica e acumular-se na base de taludes sobre vales e outras depressões.

De acordo com McFarlane (1976), os materiais não concrecionados formam ligações numa seqüência em placa contínua de laterita endurecida próximo à superfície. As superfícies ricas em ferro são chamadas de laterita e as mais ricas em alumínio (bauxita). O processo de formação torna-se complexo e dependente dos fatores de intemperismo, clima e topografia.

2.3.2. Mineralogia

A mineralogia de solos residuais varia consideravelmente devido aos processos de intemperismo envolvidos na gênese. Esta variação na mineralogia proporciona diferenças de comportamento aos solos residuais. Como uma das conseqüências, o peso específico dos grãos presentes no solo residual pode variar mais do que em solos sedimentares.

A caulinita ocorre na maioria dos solos residuais, particularmente em solos residuais tropicais como os fersialíticos, ferruginosos e ferralíticos. A caulinita é caracterizada pelo baixo coeficiente de atrito interpartículas, mas apresenta partículas maiores e menos ativas que as esmectitas. Assim, um solo que contém caulinita tem uma resistência ao cisalhamento mais alta e uma compressibilidade mais baixa que outro solo, de mesma fração argila, mas contendo esmectitas. As lâminas de argilominerais, que contêm um baixo coeficiente de atrito, tais como as esmectitas ou a caulinita, podem se orientar quando o cisalhamento acontece com deslocamentos relativos muito grandes ao longo de uma superfície de ruptura (Lupini *et al*, 1981).

A ausência de orientação das partículas de argilominerais durante o cisalhamento é possível e um único valor do ângulo de atrito interno de estado crítico (ϕ_{cv}) é obtido a grandes deformações. Um solo com fração argila maior que 40% tem as propriedades geomecânicas dominadas pela presença desta fração. Em tais solos, as lâminas de argilominerais podem orientar-se ao longo de uma superfície de cisalhamento contínua, como descrito antes. Caso

isto ocorra, o ângulo de atrito interno decresce a um valor residual mais baixo (ϕ_{res}). Para frações argila intermediárias, o comportamento cisalhante é uma transição entre estes dois estados (Lupini *et al*, 1981; Boyce, 1985). A mineralogia das argilas também influencia na resistência ao cisalhamento drenada do solo residual, após ser reconstituído e cisalhado a volume constante. A Tabela 2.4 apresenta alguns valores de ângulos de atrito interno relacionados com a mineralogia das argilas.

Rigo *et al* (2000) e Rigo (2000), estudando um solo saprolítico de basalto (Formação Botucatu), observaram que existe uma relação direta entre a mudança de comportamento de resistência ao cisalhamento, após uma certa tensão normal, e o intemperismo observado. Segundo os autores, embora os solos tenham apresentado textura predominantemente granular, ocorrem significativas diminuições de resistência com o aumento das deformações. A Tabela 2.5 apresenta as reduções de ângulo de atrito observadas por Rigo (2000) em função do aumento das deformações.

Tabela 2.4. Ângulos de atrito interno de acordo com a mineralogia das argilas (Lupini *et al.*, 1981; Boyce 1985).

ARGILOMINERAL	ϕ_{cv}	ϕ_{res}
Esmectitas	15-20°	5-11°
Caulinitas	22-30°	12-18°
Alofana	30-40°	30-40°
Haloisita	25-35°	25-35°

Tabela 2.5. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (pico e residual) obtidos através de ensaios de cisalhamento direto (Rigo, 2000).

Local	Parâmetros de pico		Parâmetros residuais	
	c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)
Teutônia (RS) RS453 Km 24+180	25,5	29,5	18,2	14,7
km 109+180 RS 486	16,4	33,2	31,7	13,3
km 113+100 RS 486	11,9	35,2	8,7	33,8
km 119+120 RS 486	25,1	29,3	19,9	22,6

Segundo Rigo (2000), os solos residuais saprolíticos de basalto estudados apresentaram elevados índices de vazios, que são associados diretamente ao intemperismo

envolvido. Este intemperismo por sua vez, induziu a fragilidade observada para os grãos de areia.

Em relação aos solos residuais tropicais, segundo Queiroz de Carvalho *et al* (1997), a mineralogia e a microestrutura são associadas com o modo de formação e ocorrência. Sob condições tropicais, as reações pedogenéticas podem ocorrer relativamente rápido, de forma que solos recentemente transportados podem subseqüentemente ser modificados em materiais com características de solos residuais. As velocidades de reação variam de forma que alguns minerais podem ser completamente decompostos (e.g. feldspatos) quando os grãos vizinhos (e.g. quartzo) estão virtualmente inalterados.

A lixiviação e a redeposição, que incluem o processo de laterização, envolvem a remoção de sílica combinada resultante em solos alcalinos e álcalis. Esta remoção é uma conseqüência da acumulação de óxidos e hidróxidos de sesquióxidos. Os materiais lixiviados podem ser redepositados e acumular em outro local no perfil de solo.

Em geral, a decomposição tropical resulta na formação do argilomineral caulinita e, sob condições adequadamente úmidas, na formação de haloisitas. Usualmente, parte da sílica produzida no solo está na forma de quartzo. Óxidos de ferro cristalizam formando um mineral dependendo das condições *in situ*. Por exemplo, freqüentemente são identificadas ilitas em solos africanos lateríticos, mas não em lateritas brasileiras, onde normalmente só a caulinita está presente. As esmectitas são normalmente os argilominerais predominantes nas ocorrências mais freqüentes dos “*black cotton soils*”, um tipo de solo orgânico com aspecto de algodão, comuns na África e na Índia. Quantidades importantes de componentes amorfos têm sido também identificados em lateritas tropicais e saprólitos (Queiroz de Carvalho 1981, 1985, 1991).

Richards (1985) comenta que uma ampla variedade de processos podem conduzir à formação de solos residuais. Sendo assim, torna-se necessária uma descrição metodológica muito disciplinada de cada perfil de solo residual, com uma ordem adequada de modo a registrar com precisão os diferentes horizontes.

A determinação da mineralogia dos solos pode ser obtida através de vários métodos. Os mais comuns são: a difração de raios X, a termogravimetria, a microscopia ótica, inclusive com medidas de polarização, a microscopia eletrônica de transmissão ou varredura, esta combinada com alguma forma de identificação de elemento espectral. Freqüentemente, combinações de diferentes técnicas são necessárias para realizar uma identificação mais precisa da mineralogia. Os processos de determinação não são diretos porque a preparação e o processo de medição normalmente alteram os minerais.

2.3.3. Classificação

Wesley e Irfan (1997) relatam que existem várias razões pelas quais os solos residuais necessitam de um sistema de classificação especial, pois suas características não estão devidamente cobertas pelos atuais métodos convencionais de classificação de solos. Entre estas razões podem ser citadas:

a) a mineralogia distinta das argilas em alguns solos tropicais produz características que não são compatíveis com o grupo no qual se enquadram no Sistema Unificado de Classificação dos Solos. A composição mineralógica promove fenômenos de agregação que induzem a resultados enganosos de distribuição granulométrica;

b) a massa de solo residual in situ pode apresentar uma seqüência de materiais que vai desde um solo propriamente dito até uma rocha branda, dependendo do grau de intemperismo, e que não pode ser adequadamente descrita usando os sistemas convencionais, baseados em solos transportados;

c) os sistemas de classificação convencionais focalizam principalmente as propriedades do solo no estado deformado. Isto é diferente para os solos residuais, cujas propriedades são fortemente influenciadas pelas características estruturais in situ, herdadas da massa de solo original ou desenvolvidas como consequência do intemperismo. O próprio termo solo residual engloba toda a profundidade do perfil, incluindo mesmo alguns horizontes que se comportam mais como rocha que como solo.

Wesley e Irfan (1997) propõem um sistema de classificação para todos os solos residuais, baseado na composição mineralógica e na micro e macroestrutura do solo. Este sistema é resumido nas Tabelas 2.6 e 2.7. A primeira sugere um sistema de agrupamento dos solos e a segunda apresenta algumas das características mais distintas desses grupos de solos, além de indicar os meios pelos quais é possível a identificação. A proposta desta classificação não é substituir os sistemas existentes, mas fornecer um sistema de agrupamento geral e complementar aos sistemas existentes.

Tabela 2.6. Classificação dos solos residuais (Wesley e Irfan, 1997).

Sistema de agrupamento		Denominações pedológicas usadas por grupo	Informações sobre estrutura			
Divisões principais	Sub-grupos		Rocha mãe	Informações sobre estrutura		
Grupo A (solos sem uma forte influência mineralógica)	(a) forte influência macroestrutural	Denomine se preciso	Forneça detalhes do tipo de rocha do qual o solo derivou.	Descrever a natureza da estrutura: estratificação, refletindo a rocha matriz fraturas, fissuras, defeitos, etc. presença de rocha parcialmente intemperizada.		
	(b) forte influência microestrutural	Denomine se preciso		Descrever a natureza da microestrutura ou suas evidências: efeito da remoldagem, sensibilidade limite de liquidez.		
	(c) pequena ou inexistente infl. microestrutural	Denomine se preciso		Descrever evidências de pequena ou inexistente influência.		
Grupo B (solos fortemente influenciados por ocorrência de minerais)	Montmorilonita (grupo esmectita)	"Black cotton soils", argilas pretas, solos tropicais, grumussolos, vertissolos		Forneça detalhes do tipo de rocha do qual o solo derivou.	Descrever um efeito estrutural que pode estar presente, ou outros aspectos relevantes a propriedades de engenharia. Evidências de comportamento expansivo, existência de superfícies com rachaduras em clima seco, "slickensides" abaixo da superfície, etc.	
	(b) outros minerais					
Grupo C (solos fortemente influenciados por argilomine-rais encontrados apenas em solos residuais)	(a) Subgrupo da alofana	Cinzas vulcânicas, andossolos			Forneça detalhes do tipo de rocha do qual o solo derivou.	Formar base para inclusão neste grupo. Descrever influência estrutural, macro ou microestrutural,
	(b) Subgrupo da haloisita	Solos vermelhos tropicais, oxissolos, ferralsolos				
	(c) Subgrupo dos sesquióxidos (gipsita, goethita, hematita)	Solos lateríticos, lateritas.				Dar base para inclusão neste grupo. Descrever influência estrutural, especialmente efeitos da cimentação dos sesquióxidos.

Tabela 2.7. Características de grupos de solos residuais (Wesley *et al*, 1997).

Grupos		Exemplo	Meios de identificação	Comentários sobre propriedades e comportamento de engenharia
Grupo principal	Subgrupo			
Grupo A (solos sem uma forte influência mineralógica)	(a) forte influência macroestrutural	Rochas intemperizadas de rochas ácidas ou ígneas e rochas sedimentares,	Inspeção visual e avaliação de sensibilidade, índices de liquidez, etc.	Este é um grande grupo de solos (incluindo os 'saprólitos') onde o comportamento (especialmente em taludes) é dominado pela influência de descontinuidades fissuras, etc.
	(b) forte influência microestrutural	Rochas completamente intemperizadas formadas de rochas ígneas e rochas sedimentares,	Inspeção visual e avaliação de sensibilidade.	Estes solos são essencialmente homogêneos.
	(c) pequena influência estrutural	Solos formados de rochas homogêneas,	Pouca ou ausente sensibilidade, aparência uniforme.	Este é um sub-grupo menor. Provavelmente de comportamento similar a solos moderadamente pré-adensados.
Grupo B (Solos fortemente influenciados por ocorrência de minerais)	(a) montimorrilonitas (grupo das esmectitas)	" <i>Black cotton soils</i> ", muitos solos formados em áreas tropicais pouco drenadas,	Cor cinza ou preta e alta plasticidade sugerem solos deste grupo.	Baixa resistência, alta compressibilidade e características de inchamento e contração.
	(b) outros minerais			Este é provavelmente um subgrupo menor.
Grupo C (solos fortemente influenciados por argilominerais encontrados apenas em solos residuais)	(a) grupo da alofana	Solos intemperizados de cinzas vulcânicas nos trópicos úmidos e climas temperados,	Teor de umidade natural muito alto e irreversíveis variações sob secagem.	Caracterizado por um teor de umidade natural elevado e altos limites de liquidez e plasticidade. Propriedades de engenharia geralmente boas, contudo em alguns casos a alta sensibilidade pode tornar manejo e compactação difícil.
	(b) grupo da haloisita	Solos largamente derivados de rochas vulcânicas antigas, especialmente argilas vermelhas tropicais,	Cor avermelhada, topografia bem drenada e rocha matriz vulcânica são os indicadores usuais	São geralmente solos muito finos, de baixa a média plasticidade, mas baixa atividade. Propriedades de engenharia geralmente boas. (Notar que existe frequentemente alguma interposição entre alofanas e solos haloisíticos.
	(c) grupo dos sesquióxidos	Grupo de solos referido como laterítico ou laterita,	Aparência granular ou nodular,	Este é um grupo muito abrangente, compreendendo desde argila siltosa a areia grossa e pedregulho. O comportamento pode variar de baixa plasticidade a pedregulho não plástico.

Em relação aos solos residuais tropicais, existem vários sistemas de classificação de origem pedológica, que geralmente são referidos em conjunto. A Tabela 2.8 apresenta um sistema registrado por Duchaufour (1982), que fornece uma equivalência aproximada com outros sistemas comumente utilizados e podem ser sinteticamente classificados da seguinte forma (os solos residuais tropicais estudados nesta tese são classificados, seguindo estes diferentes sistemas, no capítulo 3).

Tabela 2.8. Aproximação equivalente de várias classes pedológicas principais de solos residuais tropicais (Duchaufour, 1982).

Duchaufour (1982)	FAO-UNESCO	E.U.A
solos fersialíticos	cambisolos, calcisolos, luvisolos, alisolos	alfisolos, inceptisolos
andosolos	andosolos	inceptisolos
solos ferruginosos	luvisolos, alisolos, lixisolos, plinthosolos	alfisolos, ultisolos
ferrisolos	nitisolos, acrisolos, lixisolos, luvisolos, plinthosolos	ultisolos, oxisolos
solos ferralíticos	ferrasolos, plinthosolos	oxisolos
vertisolos	vertisolos	vertisolos
podzolos	podzolos	spodosolos

O mesmo autor distingue as três fases de desenvolvimento de solos residuais em áreas tropicais em relação aos fatores climáticos, sintetizados na Tabela 2.9.

Tabela 2.9. Sumário das fases dos solos residuais em relação aos fatores climáticos (Duchaufour (1982)).

Fase	Tipo de solo	Zona	Temperatura anual média anual (°C)	Pluviosidade (mm)	Estação seca
1	fersialítico	mediterrânea subtropical	13-20	0,5-1,0	sim
2	ferruginoso ferrisolos (transicional)	subtropical	20-25	1,0-1,5	algumas vezes
3	ferralítico	tropical	>25	>1,5	não

Onde:

Solos Ferralíticos - Grupo de solos formados em regiões tropicais não úmidas principalmente por hidrólise de minerais primários, lixiviação de resíduos de ferro e alumínio, sendo que a sílica, os álcalis e solos alcalinos são removidos em solução.

Solos Fersialíticos - Grupo de solos formados em clima subtropical ou mediterrâneo, onde o intemperismo é mais fraco que em solos ferralíticos e não afeta os grãos de quartzo, álcalis, feldspatos e muscovita. O argilomineral presente é a esmectita, mas a caulinita pode ser formada em áreas bem drenadas.

Ferrisolos - Um tipo de solo transicional entre os tipos ferruginosos e ferralíticos.

Solos Ferruginosos - Um tipo intermediário entre fersialíticos e ferralíticos. As argilas formadas recentemente são geralmente caulinitas. Há ainda alguma esmectita.

No Brasil, a classificação proposta por Nogami e Vilibor (1981), denominada de Classificação MCT (miniatura, compactado, tropical), buscou solucionar as lacunas deixadas pelos demais métodos em relação aos solos residuais tropicais.

Outra classificação nacional, denominada de Tipologia de Solos Compactados, foi proposta por Maiolino (1985) e Cruz e Maiolino (1983 e 1985). Consiste numa descrição das características e resultados de ensaios comuns para quatro grupos de solos tropicais. Em resumo, os quatro grupos referem-se a:

Grupo I – Solos lateríticos argilosos,

Grupo II – Solos saprolíticos,

Grupo III - Solos lateríticos arenosos,

Grupo IV – Solos transportados.

A descrição relaciona itens como grau de intemperismo (e propriedades associadas), posição no perfil, rocha de origem, trabalhabilidade e outras.

Logo, para ser efetivo, um sistema de classificação de solos residuais e residuais tropicais deve levar em consideração outros fatores adicionais em relação aos métodos convencionais de classificação, tais como grau de intemperismo, mineralogia, estrutura e clima.

2.3.4. Compressibilidade e resistência ao cisalhamento

Os solos residuais se comportam como pré-adensados e a sua compressibilidade é relativamente baixa a baixos níveis de tensão efetiva (Barksdale e Blight, 1997). Os estudos indicam uma relação aproximadamente linear entre a tensão de pré-adensamento e a

profundidade, indicando que, para maiores profundidades, a camada de solo estará mais pré-adensada. Para Barksdale e Bligh (1997), na maioria dos casos de obras de engenharia, a gama de tensões será tal que o solo permanecerá na faixa de comportamento “pseudo pré-adensado”.

Vários autores afirmam que a tensão de pré-adensamento é atribuída a ligações inter-partículas e interminerais que permanecem no solo residual mesmo após o intemperismo. As tensões horizontais de um perfil de solo residual serão minoradas pela decomposição e perda de minerais por lixiviação, pela erosão interna das partículas, etc. Isto difere dos solos transportados, onde as tensões horizontais aumentam com o crescimento do pré-adensamento. Barksdale conclui que, nos solos residuais, as tensões horizontais serão menores que as tensões verticais, de onde se obtém um coeficiente de empuxo ao repouso (K_0), inferior à unidade.

Um aspecto a relatar é o caso de fenômenos típicos de zonas semi-áridas que apresentam problemas de expansão e colapso por recalque. A expansão é proveniente do acréscimo do grau de saturação que causa uma redução na tensão efetiva (redução da sucção). É normalmente experimentada em solos residuais provenientes de xistos intemperizados e de rochas ígneas básicas, ou seja, em solos residuais argilosos, especialmente se a argila for a esmectita. A expansão ocorre quando a tensão total permanece constante, enquanto a sucção diminui devido ao aumento no teor de umidade (Brand e Phillipson, 1985).

A seleção de parâmetros de resistência ao cisalhamento apropriados e as análises de estabilidade e deformabilidade são passos importantes no projeto de estruturas em solos residuais. As técnicas experimentais mais utilizadas para a avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos residuais são os ensaios triaxiais, os ensaios de cisalhamento direto, os ensaios de penetração (cone e SPT) e as provas de carga (Brand *et al*, 1985). Um conhecimento da gênese do solo residual e dos fatores que afetam sua resistência capacitará engenheiros responsáveis pelos projetos e ensaios do material a apreciar as peculiaridades destes materiais em relação à deformabilidade e resistência ao cisalhamento (Brenner *et al*, 1997).

A Tabela 2.10 resume os principais fatores que distinguem o comportamento entre solos residuais e transportados.

Tabela 2.10. Fatores que distinguem solos residuais e transportados (Brenner *et al*, 1988).

Fator que afeta a resistência	Efeito no solo residual	Efeito no solo transportado
História de tensões	Usualmente não importante	Modifica o condicionamento inicial do grão, causando efeito de pré-adensamento.
Resistência de grão / partícula	Muito variável; variando a mineralogia, com possível ocorrência de muitos grãos fracos.	Muito uniforme; poucos grãos fracos porque são eliminadas partículas fracas durante o transporte.
Estruturas residuais e descontinuidades	Desenvolvimento de uma estrutura pré-existente ou características estruturais da rocha-mãe, incluindo estruturas de fluxo, juntas, superfícies de deslizamento.	Desenvolvimento de ciclos de deposição e de história de tensões; formação de possíveis superfícies de deslizamento.
Anisotropia	Usualmente derivada de arranjos residuais de rocha, e.g. estratificação horizontal.	Derivadas de deposição e história de tensões do solo.
Índice de vazios / densidade	Depende do estágio alcançado pelo processo de intemperismo; independe da história de tensões.	Depende diretamente da história de tensões.

As características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento nos solos residuais tropicais têm seus efeitos condicionados à não destruição da estrutura. Segundo Leroueil e Vaughan (1990), esta é um efeito combinado do arranjo das partículas com a cimentação natural destes solos. Esta estrutura pode ser perdida por remoldagem do solo.

Martins (1994), observando os resultados dos ensaios de compressão confinada em solos residuais apresentados por Vargas (1953), afirma que a diferença entre as curvas índice de vazios versus tensão vertical efetiva, provenientes de solos indeformados e solos deformados, pode ser explicada pelo fato de que a cimentação sustenta uma estrutura com alto índice de vazios. Uma vez destruída esta estrutura, não se consegue reproduzir a mesma relação índice de vazios versus tensão vertical efetiva. Leroueil e Vaughan (1990) relatam que, após atingir um certo nível de tensão, o solo sofre uma compressão acentuada; esta tensão é o ponto de fluência da estrutura ("*yield point*"). Este fenômeno é análogo ao que ocorre com uma argila pré-adensada em que a compressibilidade varia após ultrapassado o limite da tensão de pré-adensamento.

A avaliação da sucção como uma contribuição para a resistência ao cisalhamento se torna importante em solos residuais com problemas de estabilidade de taludes. Por exemplo,

uma sucção nos poros da água de 100kPa pode aumentar a coesão aparente do solo por aproximadamente 36kPa (Brenner *et al*, 1997).

A história de tensões, a resistência de grão, a cimentação, as estruturas residuais e as descontinuidades, a anisotropia, o índice de vazios e a sucção são condicionantes da resistência ao cisalhamento dos solos residuais tropicais, devendo ser analisados em conjunto.

2.4. Solos compactados

O processo de compactação é uma técnica que visa a redução do índice de vazios através da expulsão de ar dos seus poros. Tem por objetivo a obtenção de um material que tenha um comportamento adequado para sua aplicação específica. Os solos compactados classificam-se como solos artificiais não saturados e devem ser estudados aplicando-se os princípios destinados a estes. Segundo Balmaceda (1991), no estudo de solos compactados devem-se levar em conta todas as considerações que se fazem para os solos não saturados, como por exemplo, a inclusão da sucção nas trajetórias de tensões.

Os solos não saturados formados pelo processo de compactação são muito heterogêneos, com grupos de partículas que formam agregados. Os pequenos vazios dentro dos agregados estão geralmente cheios de água, de tal maneira que cada agregado individual consiste em um solo saturado (Brackley, 1975). Os vazios inter-agregados estão cheios de ar ou com uma mistura de ar e água, de tal maneira que o solo está não saturado a um nível de macro-escala (Barrera, 2002). A poropressão negativa que se desenvolve durante a compactação gera um acréscimo de resistência ao cisalhamento, especialmente em solos finos compactados.

A compactação gera no solo deformações permanentes que modificam suas propriedades originais causando entre outros, os seguintes efeitos: densificação do solo (aumento da densidade seca), aumento da resistência ao cisalhamento, redução da compressibilidade, redução da condutividade hidráulica, redução da erodibilidade. Estes são alguns dos efeitos importantes, porém a compactação também altera a estrutura do solo e modifica a anisotropia de suas propriedades mecânicas (Morel, 1980; Balmaceda, 1991). Segundo Fredlund (1997), os fatores como o teor de umidade de compactação, a energia de compactação e o método de compactação empregado devem ser controlados, pois solos compactados em teores de umidades iniciais diferentes e/ou densidades diferentes apresentam comportamentos diferenciados.

Os solos residuais são amplamente utilizados como materiais de construção na condição compactada, principalmente como aterros em barragens de terra e como camadas selecionadas de estradas e aeroportos. Para estes solos, os materiais primários das rochas ígneas geralmente variam e, portanto, o grau de intemperismo é também variável (conforme comentado no item 2.3.2 referente à mineralogia). Conseqüentemente, a seleção de amostras representativas para ensaios de laboratório pode representar um problema. Pela mesma razão, um bom controle de qualidade na compactação de materiais residuais é extremamente difícil de alcançar (Fookes, 1997; Blight, 1997). A secagem prévia de solos residuais a partir de seu teor de umidade in situ pode modificar as propriedades determinadas com ensaios de caracterização e compactação. Conseqüentemente, as amostras de solo têm que ser preparadas e ensaiadas com grande cuidado. A influência dos procedimentos de preparação das amostras e de ensaios de laboratório pode ser significativa.

Segundo Fookes (1997), as diferenças entre as densidades obtidas em ensaios de laboratório e aquelas medidas após a compactação em campo podem ser maiores para solos tropicais residuais que para solos sedimentares. A energia aplicada pela compactação no campo pode não ser suficiente para produzir uma ruptura estrutural completa do solo, a qual é obtida com maior facilidade em ensaios de laboratório.

Alguns solos residuais com presença de esmectitas ou haloisita podem ser inadequados para estes fins, ou pela baixa resistência ao cisalhamento ou pela excessiva suscetibilidade à variação de volume devida a uma variação no teor de umidade. Todavia, materiais como esmectitas e haloisita têm sido usados para formar camadas impermeáveis de barragens de terra (Simmons e Blight, 1997).

Num solo residual, a compactação freqüentemente resulta numa progressiva quebra das partículas. Neste caso, é imperativo não reutilizar solo em cada ponto da curva de compactação, caso contrário, as características de compactação do solo são modificadas progressivamente com o avanço do ensaio e, desta forma, os resultados podem ser enganosos.

Segundo Simmons e Blight (1997), as seguintes características são associadas com considerações especiais para a eficiente compactação dos solos residuais. Os solos residuais, especialmente os de origem vulcânica, freqüentemente têm alto teor de umidade in situ, argilominerais metastáveis, estrutura do solo ligeiramente cimentada, além de sesquióxidos que são afetados por umedecimento e secagem.

2.4.1. Estrutura dos solos compactados

O conhecimento da estrutura de um solo compactado permite uma interpretação qualitativa do seu comportamento geomecânico, determinado a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo. Nesta tese, o termo estrutura se referirá à distribuição e orientação do conjunto das partículas sólidas do solo, incluindo os aspectos relacionados com o arranjo das partículas, agregados de partículas e vazios do solo. A formação de um determinado tipo de estrutura é determinada em função do tipo de solo, teor de umidade, intensidade e forma de aplicação da energia de compactação, sendo a estrutura um dos fatores de maior importância na determinação do comportamento de um solo (Mitchell, 1993).

A estrutura de um solo foi tema de várias pesquisas importantes que formaram os conceitos básicos para o desenvolvimento das nomenclaturas utilizadas atualmente. Algumas destas referências clássicas são: Leroueil e Vaughan (1990), Lambe (1948, 1949), Seed *et al* (1966), Mitchel (1968), Horta da Silva (1969).

Atualmente, a estrutura de um solo residual deve ser analisada em dois níveis de escala, o microestrutural e o macroestrutural. Segundo Collins (1985), citado por Queiroz de Carvalho *et al* (1997), a análise pode ser realizada em três níveis de organização (nível elementar, nível de associação e nível de composição) onde:

- nível elementar é o formado por um grupo de partículas de argila, silte ou areia ou ainda por agregados de partículas tamanho argila;
- nível de associação inclui um grande número de partículas de argila ou partículas granulares; as agregações possuem bordas definidas e os três tipos identificados neste nível são as matrizes argilosas e granulares e as agregações;
- nível de composição é o composto por matrizes + agregações + conectores.

Desta forma, segundo os mesmos autores, o nível micro-estrutural diz respeito a associações de partículas dentro do solo e o nível macroestrutural diz respeito a arranjos de agregados dentro da massa de solo. Nos solos argilosos compactados estão presentes os dois níveis de estrutura. Analogamente, segundo Mitchell (1993), a micro-estrutura do solo é descrita como a associação elementar de partículas dentro do solo, considerando o arranjo dos agregados do solo como a macro-estrutura.

O fenômeno de agregação de partículas é corrente nos solos argilosos e tem sido demonstrado por vários autores. Porém, muitas vezes não se consideram os aspectos relativos à porosimetria (Jucá, 1990). Tipicamente, ambos os macro e microníveis da estrutura estão

presentes nos solos argilosos naturais e compactados. A macroestrutura resultante de amostras preparadas a diferentes teores iniciais de compactação é diferente, apesar de sua mineralogia, textura e método de preparação idênticos.

Queiroz de Carvalho e Simmons (1997) comentam que o arranjo estrutural, junto com a mineralogia do solo, determina o comportamento de engenharia. O aspecto mais relevante da estrutura no comportamento de engenharia é o macroestrutural (que pode ser observado sem microscópio).

Nos solos não saturados, a estrutura é especialmente importante devido à influência na interação das três fases constituintes do solo e no fenômeno de transferência de sucção. Neste sentido, o desenvolvimento da dupla camada iônica em solos argilosos e da sucção no solo são dois aspectos de fundamental importância para seu entendimento.

Analogamente ao critério proposto por Collins (1985), Alonso *et al* (1987) comentam que na atualidade considera-se a estrutura interna do solo, de forma simplificada, tendo em conta os elementos: partículas elementares e agregados de partículas e acrescentam os elementos: poros de ar e de água, que constituem o diferencial em relação ao critério de Collins (1985). A partir destes elementos, pode-se estabelecer três estruturas fundamentais que simplificam o conjunto de todas estruturas possíveis (Figura 2.11). Quando as partículas elementares estão distribuídas de forma homogênea, considera-se uma estrutura do tipo matricial com grãos de areia rodeados de partículas argilosas elementares criando uma matriz. Às vezes, as partículas elementares estão agrupadas como se fossem um grão de tamanho maior. Neste caso, a microestrutura é formada por agregados. Alonso *et al* (1987) mostra que uma estrutura de grãos de areia pode possuir conectores de argila entre os grãos, ou contatos diretos, sem partículas de argila (Figura 2.12).

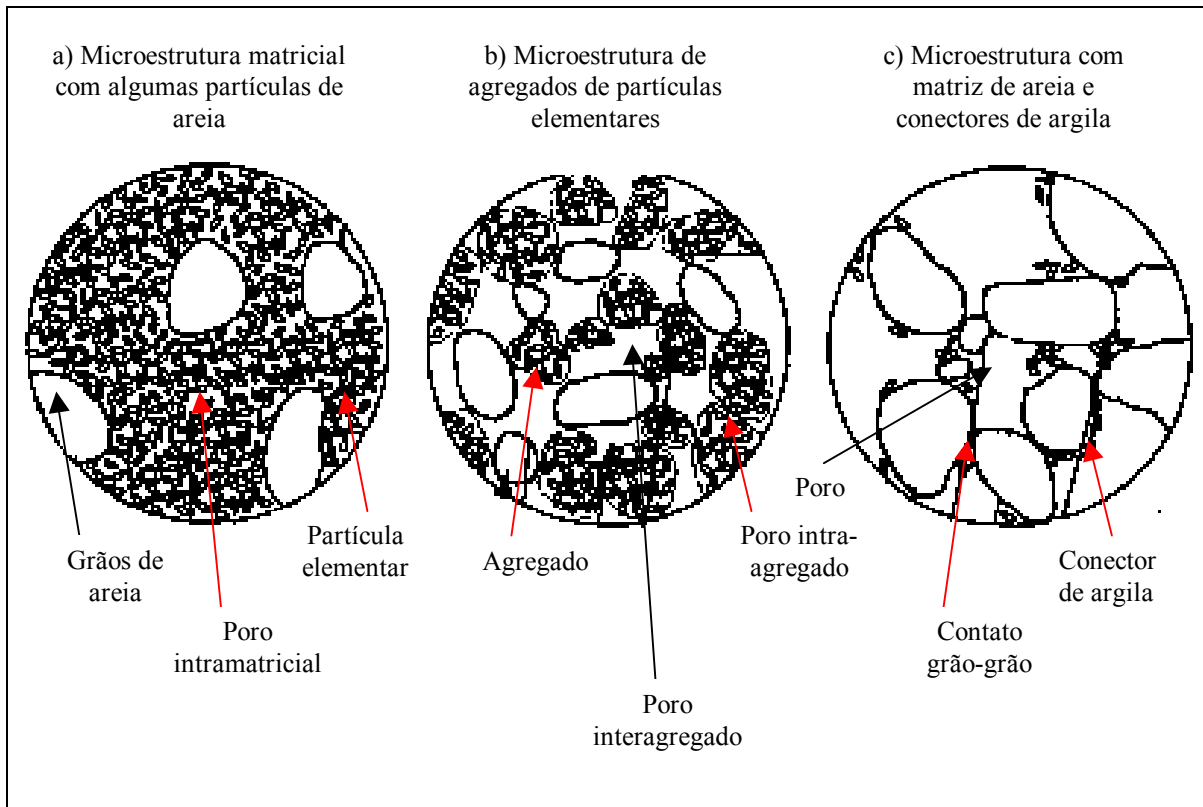


Figura 2.11. Tipos de estrutura do solo (Alonso *et al*, 1987).

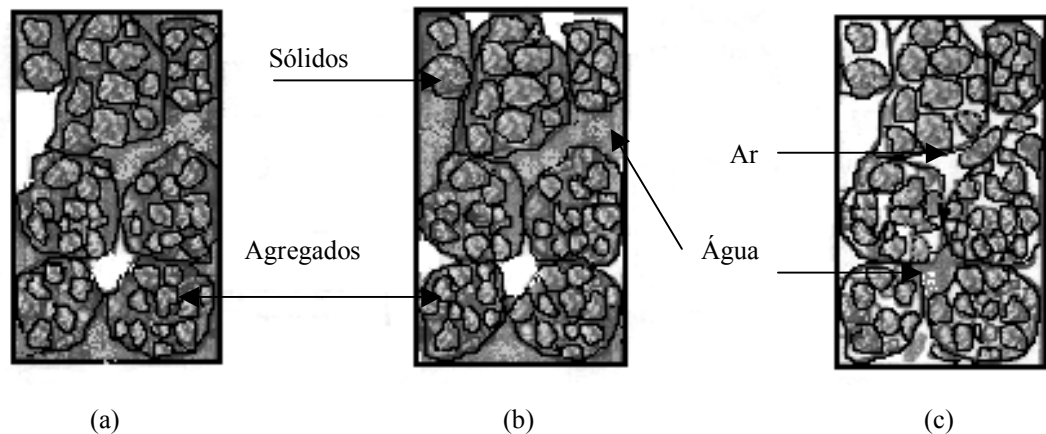


Figura 2.12. Estruturas de solos compactados. a) Água contínuo e ar descontínuo; b) Ar e água descontínuos e c) Ar contínuo e água descontínua (Barrera, 2002).

Os solos compactados no ramo úmido da curva de compactação correspondem à estrutura do tipo matricial. Por outro lado, os solos compactados no ramo seco, ou que tenham tendência ao colapso, costumam apresentar microestrutura de agregados ou com conectores de argila (Alonso *et al*, 1987).

No que se refere à sucção matricial, a composição mineralógica das partículas afeta a sua componente de adsorção e a geometria interna, a sua componente capilar. Isto gera um

estado de tensões que incrementa as tensões interpartículas, enrijecendo a estrutura do solo e deixando-a mais resistente. No caso de solos com mesmo índice de vazios, a distância entre partículas tem uma maior variação nas estruturas floculadas que nas dispersas. Como consequência, em processos de secagem, os primeiros têm maior sucção capilar (Romo *et al*, 1979).

Em relação aos solos granulares, a estrutura é bastante simples, com partículas de forma arredondada ou angulosa, cujo principal constituinte é o mineral quartzo, podendo ainda ocorrer a presença de mica e feldspato. Segundo Maiolino (1985), as partículas arenosas são denominadas de “material inerte” ou seja: material onde predominam esforços de natureza gravitacional, gerando um arranjo em que as partículas se apóiam diretamente umas sobre as outras. A compactação de solos arenosos é apenas um processo de densificação do material. Para os solos argilosos compactados, vários fatores interferem na sua formação estrutural. Maiolino (1985) considera os seguintes fatores: composição mineralógica, teor de umidade, forças internas entre partículas e esforços externos. A energia de compactação em conjunto com o teor de umidade empregado é um dos determinantes do tipo de estrutura. O teor de umidade influencia no desenvolvimento de forças de repulsão responsáveis pela dupla camada iônica.

Os efeitos da estrutura nos solos compactados são evidenciados pelos resultados de ensaios de condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica é tanto menor quanto mais compacto for o solo para o mesmo teor de umidade.

O teor de umidade de compactação proporciona o aparecimento de dois tipos de estruturas: a estrutura é floclada, quando o material for compactado no ramo seco da curva de compactação e dispersa, quando compactado no ramo úmido. Na estrutura floclada, as partículas ficam em contato face-aresta. Na estrutura dispersa, as duplas camadas difusas são formadas e as partículas tendem a se dispersar, tomando uma orientação paralela entre si. Os solos com estrutura floclada apresentam maior contração, maior expansividade, maior condutividade hidráulica e maior resistência, quando submetidos a pequenas deformações de cisalhamento, que os solos de estrutura paralela dispersa (Jucá, 1990). Para solos compactados no teor de umidade ótimo, com a energia de compactação Proctor Normal, tem-se uma estrutura intermediária entre estes dois tipos.

Técnicas para avaliação da microestrutura dos solos

Existem vários métodos para a caracterização dos espaços porosos, sendo os principais apresentados na Figura 2.13 a seguir, segundo classificação da União Internacional de Química Pura e Aplicada (IUPAC).

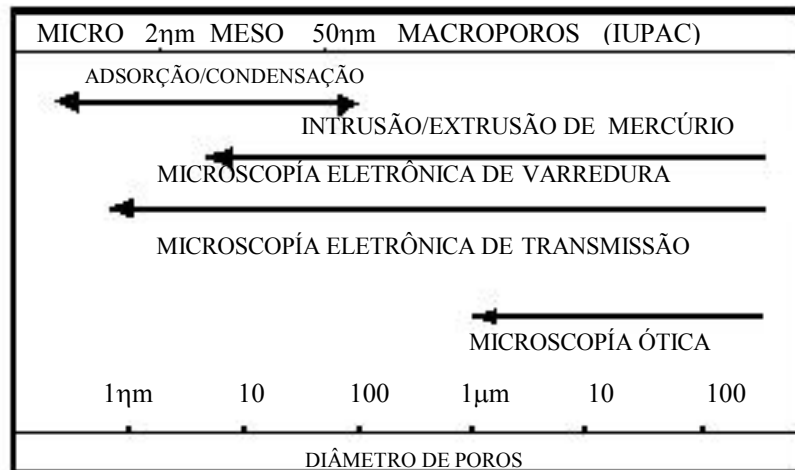


Figura 2.13. Faixa de aplicação dos principais métodos para caracterização de espaços porosos (Sato, 1998).

Segundo Delage *et al* (1996), entre as várias técnicas disponíveis usadas para estudar a microestrutura do solo, a porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM), a microscopia ótica em lâminas delgadas, a microscopia eletrônica de varredura (SEM) e a microscopia eletrônica de transmissão (TEM) são as mais frequentemente utilizadas pelos engenheiros geotécnicos. Os resultados podem revelar o tipo de mineral, além dos padrões de cimentação e arranjo de grãos. Autores como Al Mukhar (1995), Gens *et al* (1995), Sato e Kuwayama (1995) e Wan *et al* (1995) têm usado principalmente a porosimetria por intrusão de mercúrio. Outros autores, como Araki e Camapum de Carvalho (1995) e Kulikova (1995), têm usado em menor escala a microscopia eletrônica. Mais raramente o processamento de imagens tem sido utilizado (Shi Bin, 1995). O diâmetro dos poros menores, que pode ser medido por intrusão de mercúrio, depende da capacidade máxima de pressão do porosímetro utilizado. Geralmente, instrumentos com pressão máxima de 200Mpa ou mais altas estão disponíveis, correspondendo a um diâmetro de poro mínimo de 0,07μm. Isto é suficiente para acessar a maioria dos espaços de poros nas argilas menos plásticas. Shirdharan *et al* (1971), apud Delage *et al* (1996), mostraram que mais de 95% de volume total de uma caulinita (LP=36%;

IP=26%) foi intrudido a uma pressão de 100MPa (correspondendo a um diâmetro de poro de 0,014 μ m) dando uma fiel descrição da distribuição do tamanho de poros (DTP). O método de porosimetria por intrusão de mercúrio se aplica para a medição de poros na faixa de 0,003 μ m a 400 μ m, sendo mais adequado na faixa de 0,1 μ m a 100 μ m (British Standards Institution, 1992).

A Figura 2.13 apresenta as faixas de tamanho de poros para as quais cada método possibilita a caracterização dos espaços porosos. Nesta tese utilizaram-se os métodos de porosimetria por intrusão de mercúrio e de análise de microscopia ótica em lâminas delgadas. É importante salientar que, segundo vários autores, entre os quais Sill *et al* (1973), Lawrence (1978) e Delage (1984), a estrutura dos poros do solo não é afetada durante o processo de intrusão. Esta conclusão foi obtida em função das comparações entre o método de PIM e outros métodos utilizados pelos autores, como por exemplo: a técnica de absorção de nitrogênio e outras técnicas convencionais.

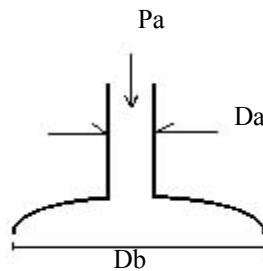
Segundo Jucá (1990), a técnica de intrusão de mercúrio é o meio mais conveniente para estudar a distribuição do tamanho de poros do solo, inclusive para tamanhos de poros tão pequenos quanto 120 Å (0,012 μ m) e volumes da ordem de 0,0001ml. Isto permite estudos de porosimetria em quase todos os tipos de solos, incluindo os solos finos.

Para solos compactados, Vilar *et al* (1995) observaram através de ensaios de porosimetria com solos compactados em diferentes densidades (mesmo teor de umidade), variações dos macroporos, permanecendo inalterado o volume de poros de menores dimensões.

A porosimetria por intrusão de mercúrio é um método comparativo, uma vez que a maioria dos meios disponíveis não permite um cálculo absoluto de dimensões de poros. Consiste em determinar o espectro de dimensões de poros, injetando-se mercúrio sob pressão crescente em uma amostra de solo previamente seca e submetida a vácuo, medindo-se o volume de líquido penetrante em função da pressão aplicada. A determinação pode ser feita aplicando-se pressões com aumentos discretos em forma de patamares, medindo-se o volume de mercúrio intrudido após um intervalo de tempo em que é atingida a estabilização. Alternativamente, pode-se utilizar um procedimento em que o acréscimo de pressão é contínuo (conforme foi realizado nesta tese). A técnica baseia-se na relação entre o diâmetro do poro, suposto como sendo cilíndrico, e o volume de mercúrio que pode penetrá-lo em função da pressão aplicada.

Neste método, supõe-se que os poros sejam independentes uns dos outros, compondo um conjunto de poros paralelos conectados individualmente à superfície do material (Sato, 1998).

Uma deficiência da técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM) diz respeito ao efeito “*ink-bottle*”. Este efeito é ilustrado pela Figura 2.14.



$$Pa \Leftrightarrow Da, Pb \Leftrightarrow Db, Pa > Pb$$

Figura 2.14. Esquema representativo do efeito *ink-bottle*.

Onde: P_a = pressão de intrusão necessária para preencher o poro P_a .

P_b = pressão de intrusão necessária para preencher o poro P_b .

D_a = diâmetro do poro a.

D_b = diâmetro do poro b.

Como na PIM, o raio do poro é determinado através da pressão necessária para intrudí-lo com mercúrio. Para poros do tipo mostrados na Figura 2.14, detecta-se um raio menor de poro pela necessidade de uma pressão de intrusão mais elevada (P_a) para preenchê-lo. Desta forma, a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio subdimensiona as dimensões dos poros tipo inteiro.

Delage *et al* (1996), estudando as relações entre os métodos de PIM e microscopia eletrônica, no estudo da distribuição de poros de um silte compactado, obtiveram uma boa concordância entre as duas técnicas. Os autores averiguaram que o tamanho dos poros observados na microscopia foi maior que os valores derivados da porosimetria. Observaram ainda que os poros interagregados grandes ficam presos entre os agregados e que não há um caminho contínuo para penetração do mercúrio. Todavia, caso os poros do material em estudo não sejam classificados como do tipo mostrados na Figura 2.14, tem-se que interessantes correlações podem ser feitas entre os dois métodos utilizados. A PIM pode indicar então, o

raio médio, ou uma estimativa da distancia média entre agregados, compatíveis com dados da microscopia.

2.4.2. Compressibilidade de solos compactados

Sabe-se que a compressibilidade é menor nos solos naturais mais compactos e nos solos compactados sob teores de umidade mais baixos. A menor compressibilidade dos solos mais secos, nesta situação, é fruto da estrutura e da própria sucção, devido à baixa saturação (Pinto, 2000). Resultados de vários autores, entre os quais Miussens (1980) e Popovic *et al* (1980), confirmam o exposto.

Duas amostras iguais de um mesmo solo argiloso, compactadas até alcançarem a mesma densidade seca, com teores de umidade diferentes, mas empregando o mesmo nível e tipo de energia de compactação, apresentam curvas de compressibilidade do tipo apresentadas por Reséndiz (1965) (Figura 2.15). As seguintes características podem ser observadas nestas curvas (Balmaceda, 1991):

- para pressões crescentes, a curva índice de vazios versus tensão vertical para o solo compactado no ramo úmido (amostra 2) tem uma declividade que decresce de forma contínua. O solo apresenta uma rigidez e um grau de pré-adensamento menor que aquele compactado no ramo seco;

- para pressões crescentes, a curva índice de vazios versus tensão vertical para o solo compactado no ramo seco (amostra 1) tem um primeiro trecho com pouca declividade, seguido por um segundo trecho com forte declividade e, finalmente, por um terceiro trecho em que a declividade volta a suavizar-se;

- para pressões elevadas, as amostras compactadas no ramo seco e no úmido apresentam uma compressibilidade muito semelhante, com tendência a alcançar os mesmos índices de vazios.

O ponto em que a primeira mudança de comportamento acontece, no caso do solo compactado no ramo seco, parece ter relação com a tensão necessária para romper o equilíbrio existente entre os pontos de contato dos grãos da estrutura floculada. Segundo Delage (2002), a maior rigidez devida à sucção seria verificada no ramo seco. Com menos água e com sucção mais elevada, sua coesão interna é mais forte e a compactação não quebra nem remolda os agregados e os poros interagregados maiores. Isto impede o solo de atingir a máxima densidade seca do ensaio de compactação Proctor Normal. No ramo úmido, devido à hidratação, o volume da fase líquida é maior, o que dissipa o esforço de compactação, não por

quebra de grãos ou remoldagem, mas pela deformação plástica da argila contendo grãos de quartzo. Segundo o autor, como a sucção diminui neste ramo, pode-se suportar algum tipo de energia elástica que retorna ao estado inicial quando é liberada.

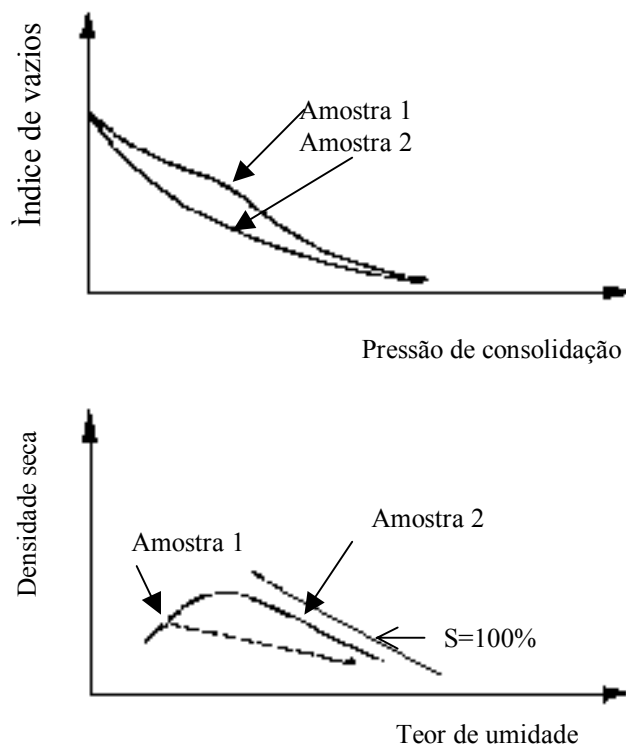


Figura 2.15. Compressibilidade de amostras de argilas compactadas (Reséndiz, 1965; Balmaceda, 1991).

Um aspecto importante a ser ressaltado em relação à compressibilidade de solos compactados é em referência à tensão de pré-adensamento. Estudos de vários autores, citados por Balmaceda (1991), indicam que o pré-adensamento que a compactação gera em um solo pode ser considerado análogo ao pré-adensamento de solos naturais.

Cui e Delage (1993), estudando um silte compactado, concluíram que a sucção afeta a variação de volume do solo não saturado, da mesma forma como diferentes densidades afetam o comportamento do solo saturado. O incremento da sucção tem uma importante influência na compressibilidade do solo, aumentando a pressão de pré-adensamento aparente e resultando numa separação dos comportamentos de rigidez elástica e perfeitamente plástica.

Lembrando a condição de não saturação dos solos compactados, estudos de Alonso *et al* (1987), citados por Gehling (1994), analisaram o comportamento deformacional do solo

não saturado em relação à variação de sucção. Segundo estes autores, um aumento na sucção contribui para um incremento da rigidez e do grau de pré-adensamento do solo.

Gens (1996) questiona especificações que permitem a compactação no ramo seco abaixo de 95% da energia de compactação do Proctor Normal. Segundo o autor, solos compactados no ramo seco exibem uma estrutura granular com poros grandes e propícios ao colapso. Observa ainda que, quando um solo é compactado numa densidade seca elevada, podem ocorrer casos de inchamento em solos não saturados causados pelo fluxo d'água no seu interior, mesmo não havendo materiais expansivos presentes.

Métodos para avaliação de compressibilidade em laboratório.

Para avaliação das variações volumétricas dos solos em condições saturadas e não saturadas em laboratório, os ensaios edométricos constituem uma indispensável ferramenta. Estes ensaios são amplamente utilizados e apresentam as vantagens de conveniência e controle satisfatório das condições de tensão e umidade. Os ensaios podem ser divididos em ensaios convencionais (equipamento: prensa de base móvel e tensão controlada, utilizada normalmente para ensaios de adensamento unidimensional) e em ensaios com controle de sucção (equipamento: célula edométrica desenvolvida por Gehling (1994) semelhante à de Escario e Saez (1973)).

Com o equipamento de controle de sucção, além das condições de tensão e umidade, podem ser controladas as poropressões d'água e de ar, permitindo o controle de sucção. Desta forma, o equipamento permite que se variem as trajetórias de tensão, possibilitando a simulação das condições *in situ*.

Muitos autores têm utilizado este método com sucesso, tanto para amostras deformadas como para amostras compactadas, entre os quais: Escario e Saez (1973), Escario (1980), Jucá (1991), Balmaceda (1991), Gehling (1994), Vilar *et al* (1995), Medero (2001), Pereira *et al* (2002) e Oliveira (2002).

No capítulo 3 encontram-se detalhados o equipamento empregado nesta tese e procedimentos de ensaio.

2.4.3. Resistência ao cisalhamento de solos compactados

Como a compressibilidade, a resistência ao cisalhamento dos solos compactados é influenciada pelo teor de umidade de compactação empregado (que controla a sucção do

solo). Segundo Gens (1996), a resistência ao cisalhamento é aumentada pela sucção, devido ao efeito estabilizante das forças intergranulares. Ensaios de laboratório têm mostrado que, com o aumento da sucção, a coesão aparente aumenta e o ângulo de atrito interno permanece aproximadamente constante.

Segundo Balmaceda (1991), a resistência ao cisalhamento diminui quando o teor de umidade é aumentado em relativos 20% em relação ao teor ótimo. Os ensaios realizados com teores de umidade de 95% e 120% do teor de umidade ótimo resultam em reduções de resistência ao cisalhamento na ordem de 25% em relação à resistência ao cisalhamento referente às condições ótimas.

Vinale *et al* (1998) comentam que o solo compactado num teor de umidade ótimo tem uma rigidez maior quando comparado com materiais secos e úmidos em ambas condições de solo (parcialmente ou totalmente saturados). Vanapalli (1994) afirma que as amostras com condições iniciais secas (compactadas no ramo seco) são relativamente mais rígidas (devido ao maior intertravamento entre as partículas proveniente da estrutura floclulada) e exibem uma estrutura que é diferente das amostras sob condições úmidas. O autor, estudando um solo glacial compactado, observou que a resistência ao cisalhamento das amostras compactadas no ramo seco foi maior que para as amostras compactadas no ramo úmido. E atribuiu o fato à presença de uma maior sucção matricial interna nas amostras compactadas no ramo seco.

A resistência ao cisalhamento do solo é função do índice de vazios (i.é. da densidade seca) que por sua vez é dependente da natureza da estrutura do solo. Segundo Morgenstern e Tchalenko (1967), o rearranjo das partículas é influenciado pelas tensões e deformações aplicadas. Todavia, uma tendência atual é de considerar não apenas o índice de vazios associado à densidade, mas o tipo e distribuição dos poros promovidos pela estrutura.

O teor de umidade de compactação é um dos fatores que mais afetam a resistência ao cisalhamento de solos compactados, pois também tem uma influência direta na estrutura obtida no processo de compactação, conforme comentado no item 2.4.1, bem como nas características de transferência de sucção.

As Tabelas 2.11 e 2.12 apresentam parâmetros de resistência ao cisalhamento de um grande número de ensaios em solos residuais compactados, onde são indicados os pares de valores c' e ϕ' para ensaios procedidos com e sem saturação das amostras; tais solos foram utilizados em barragens brasileiras. Os solos foram ensaiados em amostras compactadas em laboratório e em amostras retiradas de aterros (Cruz, 1996).

Tabela 2.11. Parâmetros de resistência ao cisalhamento para solos residuais compactados (Cruz, 1996).

Rocha de origem	Parâmetros de resistências – tensões efetivas							
	Não saturados				Saturados			
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Basalto	40 a 65	33 a 44,5	40 a 70	24 a 35	37	-	20 a 50	25 a 33
Arenito	12 a 30	37 a 47	10 a 50	26 a 31	37	-	5	33
Gnaisse	26 a 36	28 a 41	20 a 50	26 a 29	27	32	27	32
Quartzo/xisto	-	-	0,15	33	-	-	-	-
Colúvio Arenito e basalto	35	40	30 a 60	27 a 33	50	-	2 a 36	30 a 0,33
	Tensões baixas		Tensões intermediárias		Tensões baixas		Tensões intermediárias	

Observa-se da Tabela 2.11, que os valores dos interceptos coesivos na condição não saturada são superiores aos correspondentes à condição saturada, tanto para as tensões baixas como para tensões intermediárias. As diferenças entre os interceptos coesivos (condição de saturação e de não saturação) evidenciam uma tendência de acréscimo de até 28 kPa desta variável (com algumas exceções). Os maiores acréscimo observados foram para solo residual de basalto. Em relação aos ângulos de atrito interno, as diferenças de valores entre as condições não saturadas e saturadas são menos significantes.

Tabela 2.12. Parâmetros de resistência ao cisalhamento para solos saprolíticos compactados (modificado de Cruz e Maiolino, 1983).

Rocha de origem	Parâmetros de resistência ao cisalhamento			
	Não saturados		Saturados	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Basalto	70 a 97	21 a 25	12 a 40	24 a 30
Gnaise	26 a 100	27 a 33	0 a 20	28 a 32
Xisto e granito	20 a 90	25 a 28,5	10 a 45	24,5 a 33
granito	30	36 a 40	0 a 20	34 a 37
Biotita gnaise	0,0	37	-	-

Da Tabela 2.12 observa-se que as maiores variações de intercepto coesivo observadas entre as condições saturadas e não saturadas ocorrem para solos residuais de gnaise e basalto respectivamente. Nestes solos, a condição de não saturação promove uma elevação do intercepto coesivo em até 68kPa. Semelhante ao apresentado pela Tabela 2.11, os valores do ângulo de atrito interno referentes às condições saturadas e não saturadas não sofrem alterações significativas em função das condições de sucção.

Métodos de medida de resistência ao cisalhamento

As características peculiares dos solos não saturados, de apresentarem acréscimo de resistência devido à elevação de sucção, têm levado os pesquisadores a desenvolver equipamentos e técnicas que possam ajudar a entender o comportamento dos solos nestas condições (não saturadas). A necessidade de implementações técnicas, que permitam a aplicação e medição dos parâmetros de poropressão de ar e poropressão de água, vem sendo suprida nas últimas décadas. Desta forma, os equipamentos comumente empregados para ensaios de determinação da resistência ao cisalhamento dos solos, o equipamento triaxial e o equipamento de cisalhamento direto estão sofrendo consecutivas modificações.

a) Equipamento triaxial

O equipamento de compressão triaxial que atualmente está sendo utilizado em solos não saturados tem recebido várias inovações em relação aos primeiros equipamentos desenvolvidos (Bishop, 1961; Bishop *et al* 1960; Bishop e Donald, 1961). O equipamento concebido pelos autores consistia de uma célula triaxial modificada, que permitia a medida ou controle da pressão de água e de ar e medidas independentes das variações volumétricas (Jucá, 1991).

Vilar *et al* (1995) destacam que existem métodos alternativos de ensaio, como por exemplo, o proposto por Edil *et al* (1981) em que a sucção total é medida através de um psicrômetro instalado numa das extremidades do corpo de prova, ou o proposto por Delage *et al* (1987) em que a sucção matricial é controlada por princípio osmótico.

Para simular as condições de não saturação, os equipamentos atuais apresentam a injeção de pressão de ar diretamente no topo da amostra, sendo esta pressão monitorada por transdutores acoplados a um sistema de aquisição de dados (Ferreira, 2002; Sun *et al*, 2002; Nishigata *et al*, 2002; Barrera *et al*, 2002). Outra forma de aplicação de sucção é através de uma placa de pressão (Kawai *et al*, 2002). Uma característica comum destes equipamentos é que todos utilizam a técnica de translação de eixos (Hilf, 1956).

b) Equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção

Um dos primeiros equipamentos de ensaios de resistência ao cisalhamento não saturado foi concebido por Escario (1980). As principais alterações, em relação ao equipamento convencional, consistiram da imposição da pressão de ar (nitrogênio) pela parte de cima da amostra, ficando a parte de baixo em contato com a água na pressão atmosférica. Escario (1988) cita como vantagem principal do equipamento a pequena espessura da amostra, que conduz a um menor tempo necessário ao equilíbrio entre a sucção imposta e a sucção da amostra, comparado com o tempo necessário em amostras cilíndricas para ensaios triaxiais. Como desvantagem, argumenta que, devido à força horizontal que era aplicada na parte superior da caixa de cisalhamento, origina-se uma excentricidade na carga vertical aplicada, com a correspondente variação na distribuição de tensões verticais. Mais tarde, Escario (1989) apresenta um novo equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada, cujas dificuldades com a excentricidade da carga foram superadas e ainda são

adaptadas as dimensões exteriores da célula visando utilização de um equipamento de cisalhamento direto convencional.

Baseados no mesmo princípio, Gan e Fredlund (1988) apresentam um equipamento para ensaio de cisalhamento direto com ciclos de carga e descarga sucessivos. Neste equipamento, as pressões de ar e da água são aplicadas separadamente de modo a ser possível o uso da técnica da translação de eixos, possibilitando a medição da variação de volume durante as fases de adensamento e cisalhamento.

Semelhante ao que vem ocorrendo com o equipamento triaxial, o equipamento de cisalhamento direto convencional tem sido adaptado de modo a melhorar as condições de ensaio; atualmente todas as medições das variáveis envolvidas no ensaio (deslocamento horizontal, deslocamento vertical, pressão de ar, tensão vertical e tensão horizontal) já são realizadas por sensores e registradas em um sistema de aquisição de dados. Vários autores têm utilizado com sucesso esta técnica de ensaio, entre os quais, Jucá (1991), Vanapalli (1994), Campos (1997) e Bastos (1999).

Detalhes pertinentes ao equipamento e procedimentos de ensaio utilizados nesta tese encontram-se apresentados no Capítulo 3.

Capítulo 3.

MÉTODOS DE ENSAIO E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Estão apresentados neste capítulo os métodos de ensaio e demais procedimentos seguidos no programa experimental.

3.1. Coleta das amostras.

Os solos foram coletados dos perfis manualmente, com ajuda de pá e colher de pedreiro. Foram separadas em frações menores através do processo de quarteamento e a seguir transportadas ao laboratório em sacos plásticos. Logo após foram submetidas à secagem ao ar e ao peneiramento na peneira #10 (abertura de malha 2,00mm). A escolha deste diâmetro equivalente se deu para manter a mesma relação diâmetro do corpo de prova/diâmetro máximo das partículas, a exemplo do que se faz com as amostras para outros ensaios normalizados, como por exemplo: resistência à compressão simples.

3.2. Preparação dos corpos de prova.

Os corpos de prova foram confeccionados através de compactação estática. Como parâmetros de compactação foram adotados os estabelecidos através dos ensaios de compactação Proctor normal, conforme norma NBR 7182 (ABNT, 1986). Os parâmetros de compactação são apresentados na Tabela 4.3. A compactação estática foi realizada através de uma prensa manual, em uma única camada, até a obtenção da altura correspondente à densidade requerida. Imediatamente após a compactação, eram realizadas a pesagem em balança com precisão de 0,01gf e a medição das dimensões do corpo de prova com precisão de 0,1mm. O critério de aceitação dos corpos de prova em relação aos parâmetros de compactação foi de $\pm 2\%$ para γ_d e $\pm 3\%$ para w (valores relativos).

Nos ensaios de laboratório, como os edométricos convencionais e com controle de sucção, a porosimetria por intrusão de mercúrio, a microscopia ótica e a medição de sucção pelo método do papel filtro (curva característica), a compactação dos corpos de prova foi realizada em anéis metálicos de 20mm de altura por 50mm de diâmetro interno. Nos ensaios

de cisalhamento direto convencional e cisalhamento direto com controle de sucção, a compactação foi feita em anéis metálicos de 20mm de altura por 60mm de diâmetro interno.

Para os ensaios de condutividade hidráulica, a compactação dos corpos de prova foi executada em moldes bipartidos de 100mm de altura por 50mm de diâmetro, através do processo de compactação estática em três etapas, nas condições de umidade e densidade estabelecidas pelos ensaios de compactação. Para cada etapa, eram controladas a altura e o peso das camadas de modo a obter a homogeneidade do corpo de prova completo. Na interface entre duas camadas, o corpo de prova foi devidamente escarificado, de modo a promover o entrosamento entre as camadas.

Embora existam algumas críticas a respeito de compactar os corpos de prova estaticamente, adotando como referência os parâmetros obtidos através do ensaio de compactação dinâmica, Suriol *et al* (2002) observaram que a diferença entre os teores de umidade ótima provenientes dos diferentes processos de compactação é inferior a 1,25%. Para os solos que apresentam curvas de compactação abertas, esta diferença não é significativa. Por outro lado, Delage *et al* (1996), estudando porosimetrias de um material compactado por diferentes procedimentos de compactação, obtiveram curvas de distribuição de tamanhos de poros (DTP) idênticas, sugerindo que a influência do procedimento de compactação na DTP seja muito pequena.

3.3. Ensaios de caracterização física e compactação

Os ensaios de caracterização física e de compactação realizados nesta tese seguiram as normas técnicas listadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Ensaios de caracterização física e de compactação e normas técnicas correspondentes.

Ensaio	Norma
Análise granulométrica	NBR 7181 (ABNT, 1984a)
Limites de liquidez	NBR 6459 (ABNT, 1984)
Limite de plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 1984)
Densidade real dos grãos	NBR 6508 (ABNT, 1984c)
Compactação dinâmica	NBR 7182 (ABNT, 1984)

Deve-se ressaltar que, no ensaio de compactação dinâmica, para cada ponto da curva de compactação obtida com a energia Proctor Normal, foi utilizada uma amostra virgem de solo, visando evitar uma possível quebra dos agregados passantes na peneira nº 10.

As análises granulométricas foram realizadas com e sem defloculante; na análise com defloculante foi utilizado o hexametáfosfato de sódio.

3.4. Métodos de medida e controle de sucção - Método do Papel Filtro

O método utilizado para medida e controle de sucção foi o método do papel filtro (Chandler *et al*, 1992; Marinho e Chandler, 1994). Nesta pesquisa, o papel utilizado foi o Whatman N°.42, cujas equações de calibração encontram-se no Capítulo 2. A técnica do papel filtro consiste em colocar um pedaço (com área > 20mm²) de papel filtro em contato com a amostra até que seja estabelecida a equalização de sucção mátrica entre o papel e a amostra. A sucção é indicada pela correlação correspondente à calibração entre a umidade e sucção do papel filtro. O conjunto (papel + amostra) é protegido por papel alumínio e filme plástico tipo PVC, de modo a evitar variações de umidade; o contato direto permite que os sais dissolvidos na água migrem para o papel filtro. O tempo de equalização entre a umidade da amostra e a umidade do papel filtro foi adotado como 7 dias, de acordo com o Anexo I. Após a equalização foram realizadas as pesagens do papel filtro em balança com precisão de 0,001g. Para cada solo foram obtidas relações $(u_a - u_w) \times w$ e $(u_a - u_w) \times S$ em trajetórias de umedecimento e de secagem, onde $(u_a - u_w)$ = sucção matricial, w = teor de umidade e S = grau de saturação.

3.5. Difractometria de Raios X

Foram realizados ensaios de difratometria de raios X, no LACER (Laboratório de Materiais Cerâmicos) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. As amostras utilizadas passaram na peneira #100 (abertura de malha 0,05mm), com o objetivo de caracterizar a mineralogia da fração argila ($d \leq 0,002$ mm). Estes ensaios foram realizados para os três solos investigados nesta tese. As difratometrias foram realizadas no estado natural da amostra, que conjuntamente com dados de microscopia ótica foram consideradas suficientes para identificação dos argilominerais presentes.

O equipamento utilizado foi um difratômetro da marca *Phillips X'Pert* modelo *MPD* que opera através de um tubo com alvo de cobre. Após o ensaio, os difratogramas de raios X foram submetidos ao programa *Mac Diff* para identificação dos minerais através das intensidades de pico e distâncias basais.

3.6. Fotomicrografias

Para o estudo fotomicrográfico foram confeccionadas 9 lâminas delgadas, correspondentes aos três solos nas condições de umidade ótima, seca e úmida. A laminação foi realizada no Laboratório de Laminação do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. A confecção das lâminas seguiu as seguintes etapas:

- a) Compactação de corpos de prova de 20mm de altura por 50mm de diâmetro nas citadas condições de umidade.
- b) Secagem em estufa de 100°C por 24 horas.
- c) Impregnação com resina e corante. O corante foi aplicado visando análise qualitativa e quantitativa dos poros.
- d) Corte no sentido transversal do corpo de prova, seguido da colagem de lâminas de vidro e lixação até atingir a espessura de 0,3 mm de espessura.

O estudo fotomicrográfico consistiu da observação destas lâminas em microscópio óptico de luz transmitida.

As lâminas dos solos foram descritas visando-se caracterizar os seguintes aspectos: matriz, arcaço, cimentação e porosidade. Em relação à porosidade, procurou-se determinar os diâmetros e os diferentes tipos de poro. O Capítulo 5 apresenta uma relação entre os vazios medidos pelo método de porosimetria por intrusão de mercúrio e os apresentados pela microscopia ótica.

3.7. Porosimetria por intrusão de mercúrio

Para a análise de porosimetria por intrusão de mercúrio, foi utilizado um porosímetro fabricado pela empresa *Quantachrome Corporation*, modelo *Poremaster*, pertencente ao Núcleo de Pesquisa e Apoio à Indústria, da Universidade do Vale do Rio dos Sinos. A Figura 3.1 ilustra o equipamento descrito.



Figura 3.1. Porosímetro de mercúrio *Quantachrome*, modelo *Poremaster*.

Os ensaios foram realizados nos três solos investigados nesta tese, em cada teor de umidade de moldagem adotado, totalizando nove ensaios. Foi seguida a norma técnica inglesa BS 7591 (BSI,1992). O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio aplica-se para a determinação da distribuição de tamanhos de poros na faixa de $0,003\mu\text{m}$ a $400\mu\text{m}$ de diâmetro equivalente. Nesta tese, o intervalo de tamanhos de poros estudado situou-se entre $0,006\mu\text{m}$ e $250\mu\text{m}$.

A técnica de ensaio aplicada objetivou medir o espectro de dimensões de poros dos solos investigados. Os ensaios foram realizados através da intrusão de mercúrio sob pressão crescente em amostras de solo previamente secadas em estufa e submetidas a vácuo. Ao mesmo tempo foi efetuada a medição do volume de mercúrio penetrante, em função da pressão aplicada. O porosímetro utilizado nesta tese permitiu aplicar um procedimento contínuo de intrusão. Através do sistema de aquisição automática de dados do equipamento, o volume de mercúrio intrudido foi medido automaticamente, até decorrido o intervalo de tempo necessário para atingir a estabilização. Nesta tese, o processo de intrusão de mercúrio foi efetuado em duas etapas:

- a) Para a intrusão nos poros maiores aplicaram-se pressões no intervalo de 6,89 kPa a 344 kPa;
- b) Para a intrusão nos poros menores, aplicaram-se pressões no intervalo de 137,8 kPa a 227 MPa.

3.8. Ensaio de condutividade hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica foram efetuados com um permeâmetro de parede flexível, conforme recomendado por Daniel (1994). O equipamento utilizado encontra-se ilustrado na Figura 3.2. O ensaio foi baseado na técnica de Bjerrum e Huder (1957) de aplicação do gradiente hidráulico com coluna de mercúrio. Esta técnica, que impõe uma vazão de entrada igual à vazão de saída, permite determinar com precisão valores de coeficiente de condutividade hidráulica (k), particularmente no caso de solos argilosos compactados. No ensaio, a perda de carga é aplicada por meio de uma coluna de mercúrio. Os corpos de prova (de 50mm de diâmetro por 100mm de altura) foram compactados nas três condições de compactação e posteriormente saturados por percolação e contrapressão.

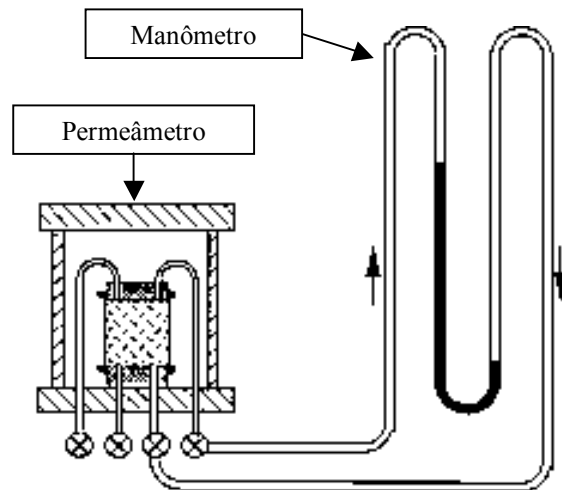


Figura 3.2. Permeâmetro baseado na técnica de Bjerrum e Huder(1957).

O equipamento é composto de um permeâmetro, que consiste numa câmara semelhante à utilizada em ensaios triaxiais, na base da qual estão dispostas válvulas de entrada e saída de água, e por um manômetro de mercúrio instalado sobre uma régua. Os ensaios foram realizados com carga variável, de forma que foi aplicada uma diferença no nível de mercúrio Δh (diferença de gradiente) inicial no manômetro e após permitiu-se a equalização com o tempo.

Os procedimentos para o ensaio consistem das seguintes etapas:

1. Instalação do corpo de prova na câmara e saturação por percolação d'água sem pressão;
2. Saturação do corpo de prova com contrapressão;

3. Aplicação de gradiente de mercúrio e cronometragem do tempo requerido para a percolação de um dado volume de água.

3.9. Ensaio de compressibilidade

3.9.1. Ensaio edométrico convencional

Para avaliação da compressibilidade foram realizados ensaios edométricos inundados e na umidade de compactação, em amostras compactadas na condição de umidade ótima, ramo seco e no ramo úmido, submetendo a tensões normais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, em um equipamento de marca *Wykeham Farrance*, de base móvel e tensão controlada. Foi seguida a norma NBR 12007 (ABNT, 1990). Para cada carregamento o período de consolidação foi de 24 horas. O descarregamento foi efetuado de forma controlada em intervalos de 24 horas para cada descarga.

Para os ensaios em que a umidade inicial foi mantida constante, as células foram protegidas com filme plástico do tipo PVC, visando evitar variações de umidade.

3.9.2. Ensaio edométrico com controle de sucção

Para avaliação da compressibilidade em amostras com sucção imposta, foram realizados ensaios edométricos com controle de sucção, em equipamento edométrico do LMS/UFRGS ilustrado na Figura 3.4. Este equipamento foi desenvolvido por Gehling (1994), semelhantemente ao equipamento de Escário e Saez (1973). Como equipamentos auxiliares tem-se: o sistema de pressão de ar, o sistema de pressão d'água, o medidor de variação de volume e o controle de sucção e o aplicador de altas pressões de marca *Wykehan Farrance*.

A Figura 3.3 ilustra o esquema do edômetro com sucção controlada desenvolvido por Gehling (1994) e a Figura 3.4 apresenta uma vista geral. O equipamento foi utilizado em pesquisas recentes por Medero (2001) e Oliveira (2002).

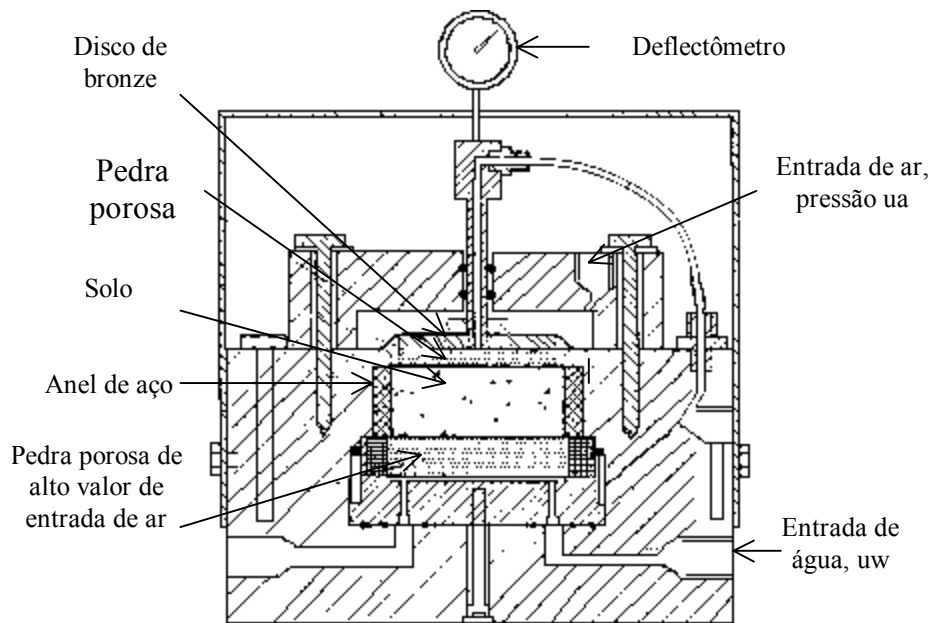


Figura 3.3. Esquema do edômetro com sucção controlada (Gehling, 1994).



Figura 3.4. Vista geral do edômetro com controle de sucção do LMS/UFRGS.

O equipamento consta de três partes principais unidas por anéis de vedação e parafusos, que asseguram a estanqueidade do sistema. A parte inferior da célula contém uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar. A parte superior contém um sistema de pressão de ar regulado por manômetros que se ajustam a uma membrana de borracha de modo a formar uma câmara de ar. Este sistema permite aplicar as pressões verticais por meio de um disco de

bronze que está conectado ao pistão de carga vertical e em comunicação com o sistema de pressão de ar (Gehling, 1994). O controle de deformação é feito através da leitura de um defletoômetro (com resolução de 0,01mm) instalado na parte superior da célula e em contato com o pistão de carga. Na base do equipamento está conectado um medidor de variação de volume com bureta graduada de 0,1cm³ e capacidade de 10cm³. As dimensões dos corpos de prova compactados nos próprios anéis de aço foram de 20mm de altura por 50mm de diâmetro interno.

Os procedimentos seguidos para o ensaio constam das seguintes etapas:

1. Saturação da pedra porosa de alta pressão de borbulhamento segundo técnica devida a Fredlund e Rahardjo (1993).
2. Condicionamento das amostras ao nível de sucção de ensaio com base na curva característica do solo (para os ensaios com amostras compactadas na umidade ótima) visando-se assegurar uma equalização mais rápida entre a sucção imposta e a sucção da amostra.
3. Instalação do corpo de prova.
4. Aplicação da pressão da ar (u_a), pressão de água (u_w) e tensão vertical (σ_v).
5. Equalização da sucção imposta e sucção do corpo de prova por 7 dias.
6. Aplicação dos carregamentos verticais de 24 em 24 horas e descarregamento da mesma forma.

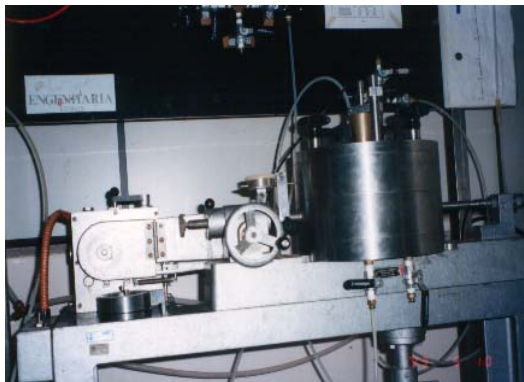
3.10. Ensaio de resistência ao cisalhamento

3.10.1. Ensaio de cisalhamento direto

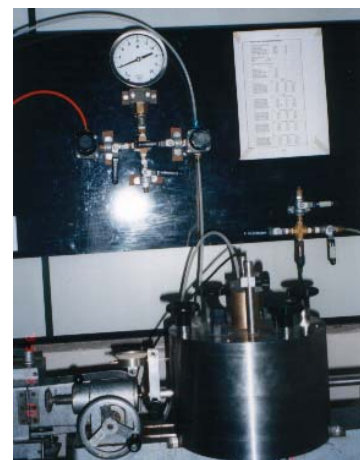
A resistência ao cisalhamento foi avaliada através de ensaios de cisalhamento direto com amostras cilíndricas ($\varnothing = 60\text{mm}$ e $h = 20\text{mm}$), compactadas conforme descrito na seção de preparação de amostras, em equipamento *Wykeham Farrance*. Os ensaios foram realizados com inundação dos corpos de prova, numa velocidade de 0,0122mm/min (Anexo I), até ser atingido o deslocamento máximo horizontal de 7mm. As envoltórias de resistência ao cisalhamento foram determinadas a partir dos ensaios realizados sob tensões normais de 50kPa, 100kPa, 200kPa e 300kPa. As amostras compactadas foram inundadas e adensadas por um período de 15h, considerado suficiente para que as amostras estivessem totalmente adensadas, como indicado nos ensaios edométricos convencionais.

3.10.2. Ensaio de cisalhamento direto com controle de sucção

A resistência ao cisalhamento para amostras submetidas a um certo valor de sucção foi avaliada através de ensaios de cisalhamento direto com controle de sucção, em equipamento construído por Bastos (1999), com base no proposto por Gan e Fredlund (1988). O equipamento utilizado consiste da modificação de um equipamento convencional *Wykeham Farrance*, ao qual foi adicionada uma câmara de cisalhamento com controle da sucção, ilustrada na Figura 3.5.



(a)



(b)

Figura 3.5(a,b). Equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção do LMS/UFRGS, a) Vista geral, b) Câmara de cisalhamento.

O equipamento de cisalhamento direto com sucção controlada é constituído por uma câmara de compressão de ar comprimido, que tem no seu interior instalada a caixa de cisalhamento bipartida, movimentada pelo controle externo de um motor elétrico. A câmara de compressão, construída em aço inoxidável e adaptada na posição da caixa de cisalhamento do equipamento convencional, permite, pela técnica da translação de eixos, a imposição de uma sucção ($u_a - u_w$) às amostras antes e durante o cisalhamento. A câmara é dotada de uma entrada de ar na tampa e de uma saída de ar para transdutor de tensão na base, duas entradas de água, uma para base da caixa de cisalhamento e outra para o topo da amostra, e uma saída de água para base da caixa. Através da tampa e da parede lateral da câmara passam os elementos de transmissão e medida dos esforços vertical e horizontal, respectivamente. Os orifícios para passagem dos pistões de carga vertical e horizontal são vedados por anéis de

borracha (o' *rings*) e dotados de buchas de rolamento lineares para redução do atrito. A transmissão de carga vertical é feita por um pistão que a transfere ao topo da amostra, o carregamento é imposto por um sistema de pendural e pesos. A carga horizontal é medida por uma célula de carga. A caixa de cisalhamento, também construída em aço inoxidável, recebe amostras cilíndricas de 60mm de diâmetro por 20mm de altura. Na base da caixa foi ranhurado um conduto espiral para circulação d'água, sobre o qual foi colada uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento com valor de entrada de ar de 300kPa. A base é dotada de entrada e saída d'água conectadas à câmara de pressão por tubos de cobre, dispostos na forma espiralada de modo a criar menor resistência ao movimento da caixa. Este movimento é realizado pela parte inferior da caixa por meio de roletes de esferas sobre trilhos adaptados ao fundo da câmara. A transmissão de carga do pistão para o cabeçote do corpo de prova é feita por uma esfera metálica. Já a transmissão de carga cisalhante a partir da célula de carga horizontal é feita pela parte superior da caixa. Os acessórios que compõem o sistema são: parafusos fixadores dos elementos da caixa e espaçadores utilizados para separar as partes superior e inferior da caixa quando da montagem da amostra. A pressurização da câmara de compressão é realizada com ar comprimido e monitorada em um painel de controle através de reguladores de pressão e manômetro. Esta pressão é aferida com maior exatidão através de um transdutor de pressão piezométrico (marca *Druck*, modelo *PCDR810*, com capacidade de 1000kPa) conectado a base da câmara. A pressão de água na base da amostra é aplicada por meio de um sistema de interface ar/água (Bastos, 1999).

Em relação ao equipamento desenvolvido por Bastos (1999), as principais modificações ocorridas foram:

- implantação de um sistema de aquisição de dados (provenientes da célula de carga, dos transdutores de deslocamento e do transdutor de pressão) marca Hewlett Packard software HP VEE (com placa de aquisição de dados e placa de condicionamento dos sinais marca *Computerboards*);
- troca da célula de carga horizontal (anteriormente inserida dentro da câmara) por uma de maior capacidade (marca *Kratos*, com capacidade de 200kg) instalada fora da câmara;
- introdução dos transdutores de deslocamento do tipo régua resistiva (marca *Gefran*, modelo *PY2FIOS*, com capacidade de 10mm e resolução infinita).

Em meados do programa experimental foi trocada a pedra porosa cerâmica original para outra com valor de entrada de ar de 500kPa. A Figura 3.6 mostra um esquema do equipamento referente à Figura 3.5.

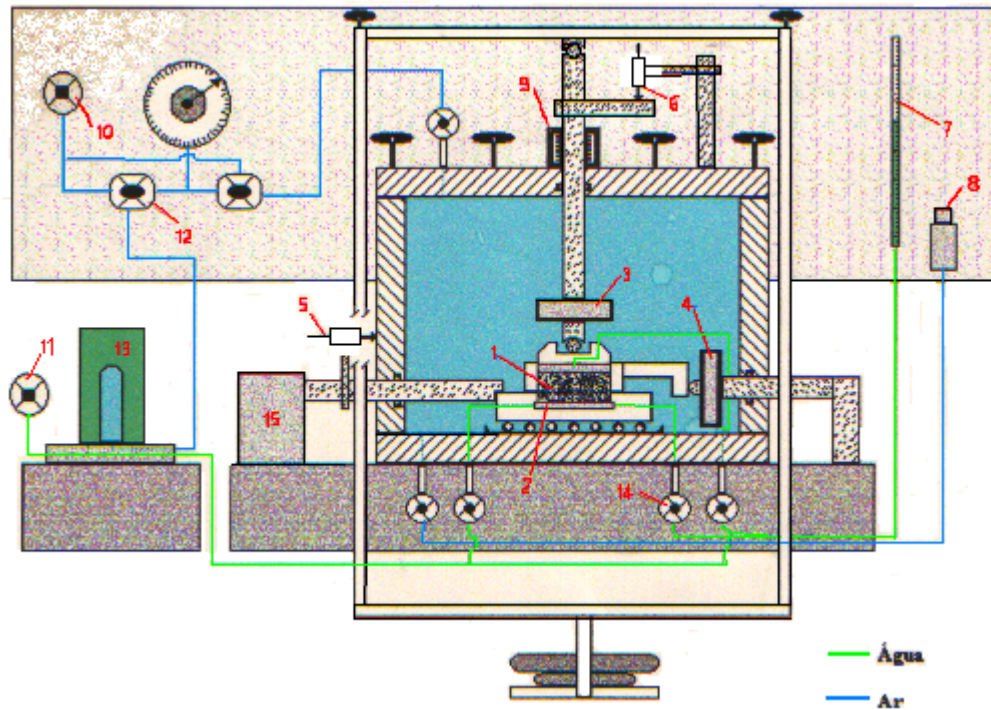


Figura 3.6. Seção lateral do equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção LMS/ PPGEC/ UFRGS baseado em ilustração de Bastos (1999).

Identificação dos elementos:

- | | |
|--|---|
| 1. Amostra | 9. Bucha com rolamentos lineares |
| 2. Pedra porosa de alta pressão de borbulhamento | 10. Entrada de ar |
| 3. Pistão de aplicação da carga vertical | 11. Entrada de água |
| 4. Célula de carga horizontal | 12. Reguladores de pressão de ar |
| 5. Transdutor de deslocamento horizontal | 13. Interface ar/água |
| 6. Transdutor de tensão vertical | 14. Válvulas |
| 7. Bureta | 15. Motor elétrico e caixa de engrenagens |
| 8. Transdutor de pressão | 16. Carregamento vertical |

Os procedimentos para realização dos ensaios com sucção controlada são os seguintes:

1. Saturação da pedra porosa de alta pressão de borbulhamento (Fredlund e Rahardjo, 1993) e do sistema através da circulação d'água sob a base da caixa;
2. Condicionamento das amostras ao nível de sucção de ensaio com base na curva característica do solo;
3. Montagem da caixa de cisalhamento com lubrificação entre as faces e instalação dos espaçadores;
4. Instalação da amostra na caixa de cisalhamento e colocação do cabeçote;
5. Montagem final da câmara, ajustes dos transdutores de deslocamento horizontais e verticais e da célula de carga horizontal;
6. Aplicação das pressões de ar u_a (injeção de ar comprimido) e de água u_w ;
7. Espera do período de equalização entre a sucção imposta na câmara e a sucção da amostra;
8. Cisalhamento do corpo de prova.

Para a imposição da sucção imposta nas amostras utilizou um procedimento de pré-condicionamento à sucção desejada, de modo idêntico ao que ocorreu nos ensaios edométricos. Foram impostos 2 níveis de sucção matricial (100kPa e 300kPa) e três tensões normais (50kPa, 100kPa e 200kPa) para os solos JPPB e SAPB na umidade ótima e ramo seco. As amostras foram preparadas da mesma forma que para o ensaio de cisalhamento direto convencional.

Segundo Campos *et al* (1995), a vantagem da utilização deste equipamento é que a pequena altura da amostra de solo oferece um tempo menor de equalização entre a sucção imposta na câmara e dentro da amostra. Em consequência, ocorre um grande decréscimo no tempo de ensaio quando comparado a ensaios triaxiais.

O período de equalização adotado foi de aproximadamente 7 dias, conforme estudo apresentado no Anexo I, que apresenta ainda referências à velocidade de deformação adotada.

Capítulo 4. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS

4.1. Localização das jazidas de solos estudados.

Os solos estudados são provenientes de três jazidas de solos residuais tropicais situadas no Estado da Paraíba. Os solos foram selecionados considerando-se o potencial de uso em obras de engenharia civil. As jazidas estão situadas nos municípios de João Pessoa (JPPB), Areia (ARPB) e Sapé (SAPB), conforme mostrado no mapa do Estado da Paraíba na Figura 4.1.

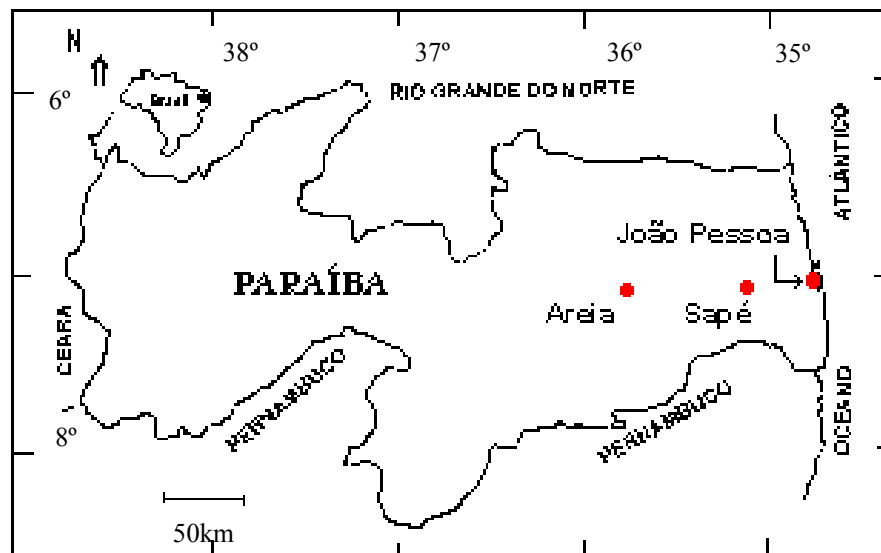


Figura 4.1. Localização das jazidas estudadas no Estado da Paraíba.

4.2. Perfis das Jazidas.

As Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam as vistas frontais dos perfis das jazidas dos solos de ARPB, JPPB e SAPB, respectivamente. A escolha das amostras foi baseada nos seguintes fatores: representatividade do perfil, experiência local e performance do material em obras de engenharia geotécnica. As amostras foram coletadas do horizonte B após remoção da camada superficial, quando necessário. No caso de um perfil inteiro tomado como representativo, as

amostras foram coletadas no centro do mesmo e embaladas em sacos plásticos, com o cuidado necessário para evitar contaminação.

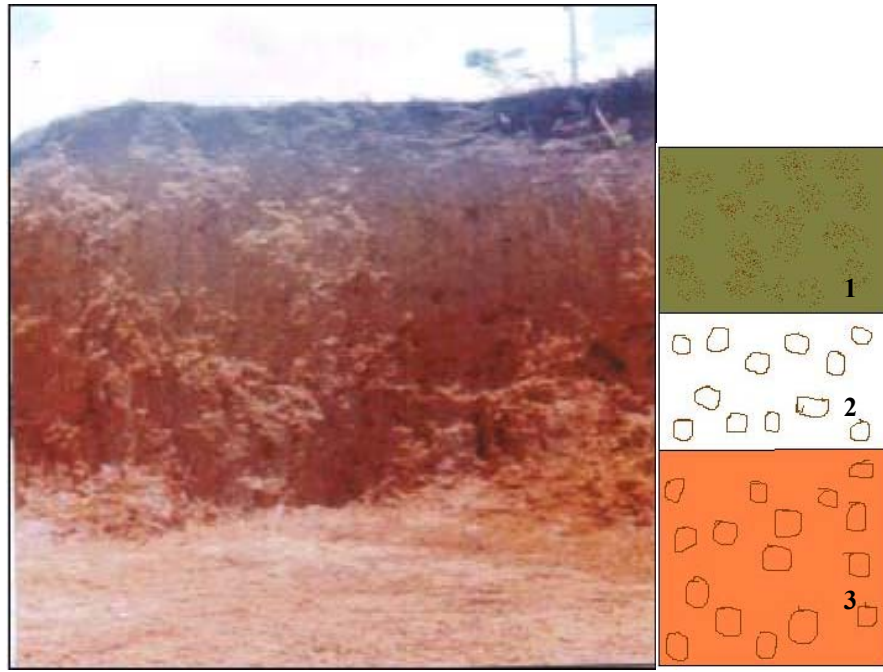


Figura 4.2. Vista geral do perfil da jazida ARPB com esquema do perfil fora de escala.

Camadas de:

1. Material areno-siltoso de cor escura. Espessura: entre 60 e 80 cm. Coleta das amostras.
2. Material de cor avermelhada com cascalho laterítico em grandes quantidades. Espessura: entre 40 e 50 cm.
3. Material de cor avermelhada com cascalho laterítico com diâmetro menor que 2,54 cm em pequena quantidade. Profundidade visível até 4 m.

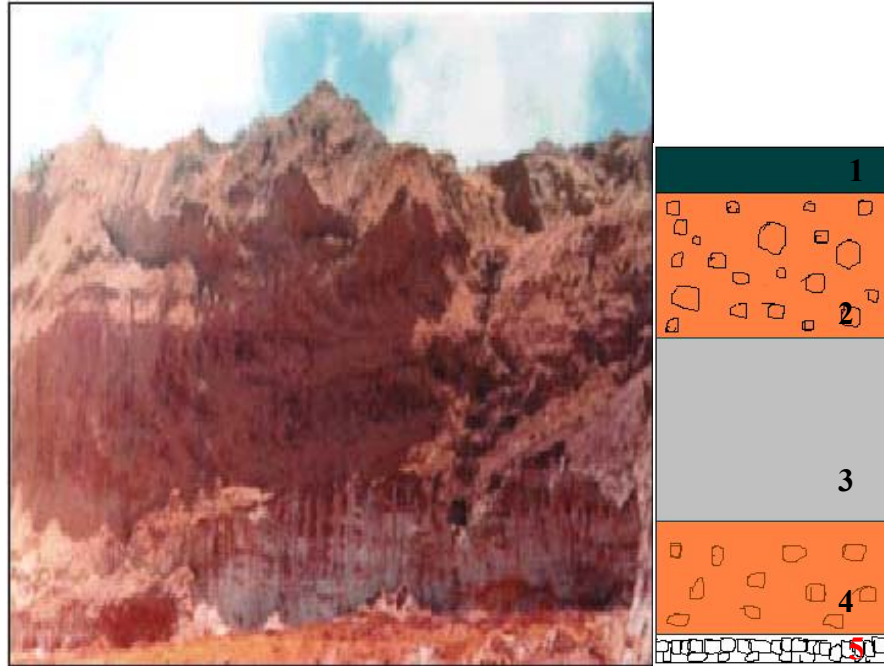


Figura 4.3. Vista geral do perfil da jazida JPPB, esquema do perfil fora de escala.

Camadas de:

1. Húmus com espessura máxima de 50cm.
2. Material laterítico com concreções de diâmetros variados (2 a 40cm). Espessura: 70 cm.
Coleta das amostras.
3. Zona pálida, material com diâmetro máximo de 2 cm. Espessura: 4 m.
4. Material laterítico com pequenas concreções. Espessura: 5m.
5. Rocha.

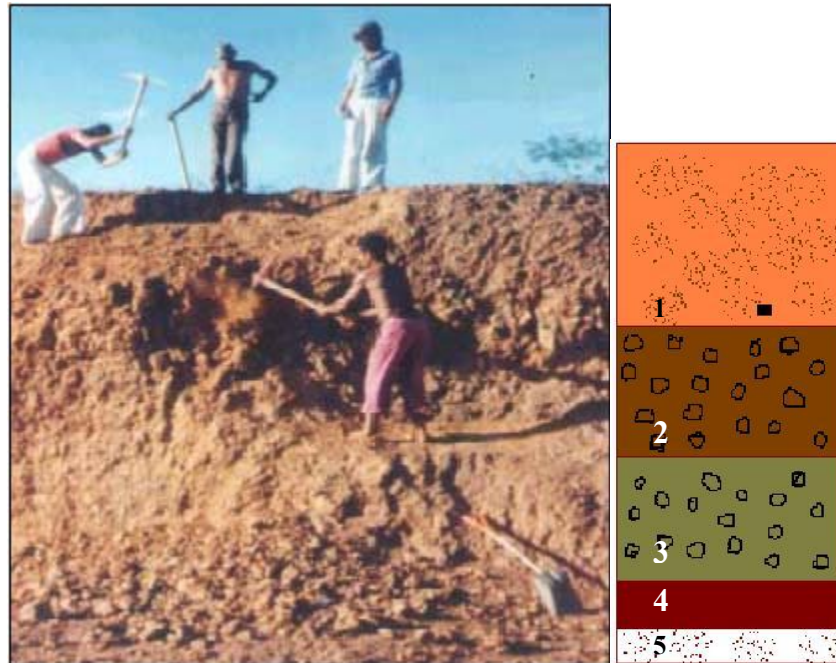


Figura 4.4. Vista geral do perfil da jazida SAPB, esquema do perfil fora de escala.

Camadas de:

1. Solo muito fino, profundidade até 1,40 m. Coleta das amostras.
2. Pequenas concreções lateríticas – pisólitos. Espessura: entre 60 e 80 cm.
3. Argila vermelha roxa com concreções lateríticas duras. Espessura: 1m.
4. Argila vermelha mais solta. Espessura: entre 20 e 40 cm.
5. Argila arenosa. Espessura desconhecida, com aproximadamente 20cm descoberto.

4.3. Caracterização geológica dos solos estudados.

O Grupo Barreiras, ao qual pertencem as três jazidas em estudo, foi inicialmente descrito por Branner (1902) e compreende os sedimentos clásticos, de natureza variegada, com variações de argilas e conglomerados ocorrentes no litoral brasileiro. Posteriormente, Oliveira e Leonardos (1943) denominaram de Série Barreiras. Mabessoone *et al* (1972) dividiram o Grupo Barreiras nas Formações Serra dos Martins, Guararapes e Macaíba (Projeto RADAMBRASIL).

O Projeto RADAMBRASIL separa o Grupo Barreiras em: Grupo Barreiras indiviso e Formação Serra dos Martins.

As tentativas de identificação e de caracterização do Grupo Barreiras têm sido baseadas em evoluções paleoclimáticas. A unidade basal Formação Serra dos Martins foi considerada como sendo do Oligoceno (entre 23,7 Ma e 36,6 Ma (milhões de anos)), ou um pouco mais antiga (King, 1956; Bigarella e Ab'Sáber, 1964).

O Grupo Barreiras expõe-se por toda a faixa litorânea, acompanhando a linha da costa, ou recobrando até 50km no continente, por toda a extensão oriental e setentrional da área de trabalho. A Formação Serra dos Martins ocorre em pequenas ilhas isoladas no interior.

A Figura 4.5 apresenta o mapa geológico proveniente do Projeto RADAMBRASIL (1981). Segundo o mapa, a jazida ARPB pertence ao Grupo Barreiras (TQb), Formação Serra dos Martins (TQbsm) e as jazidas JPPB e SAPB pertencem ao Grupo Barreiras.

4.4. Caracterização pedológica dos solos.

A Figura 4.6 apresenta o mapa exploratório de solos do PROJETO RADAMBRASIL (1981) que identifica as seguintes classes de solo na área onde se encontram as jazidas:

Solo ARPB - solo podzólico VERMELHO-AMARELO eutrófico (PE14);

Solo JPPB - solo podzólico AMARELO latossólico distrófico(PVLd4);

Solo SAPB - solo podzólico VERMELHO-AMARELO eutrófico (PE12).

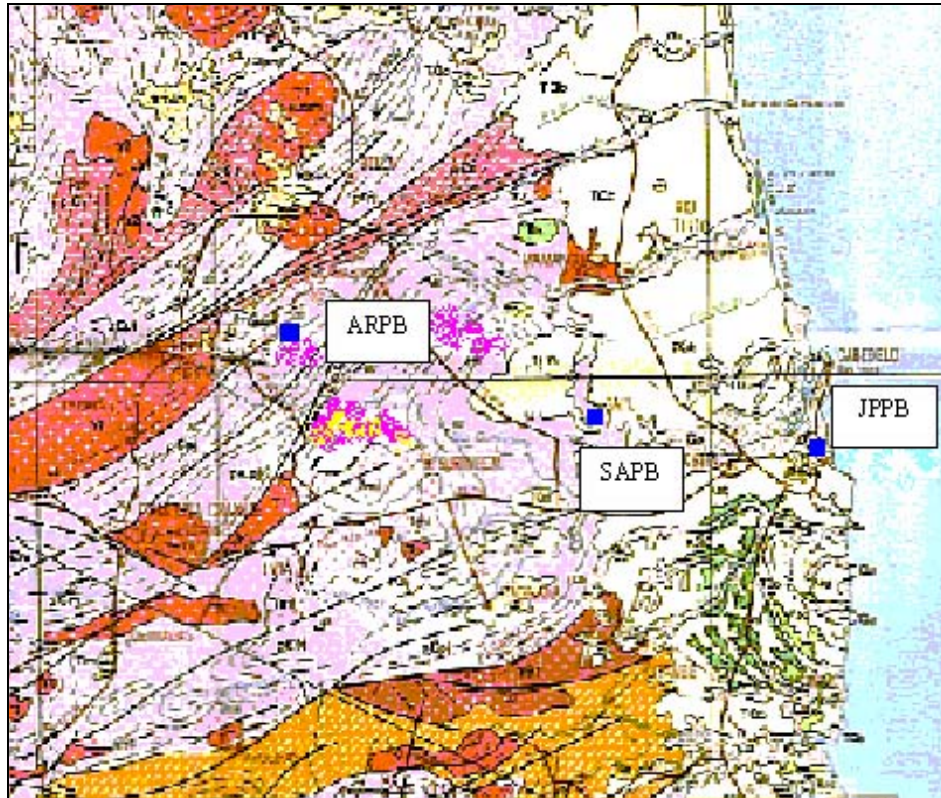


Figura 4.5. Mapa geológico (PROJETO RADAMBRASIL, esc: 1:1.000.000).

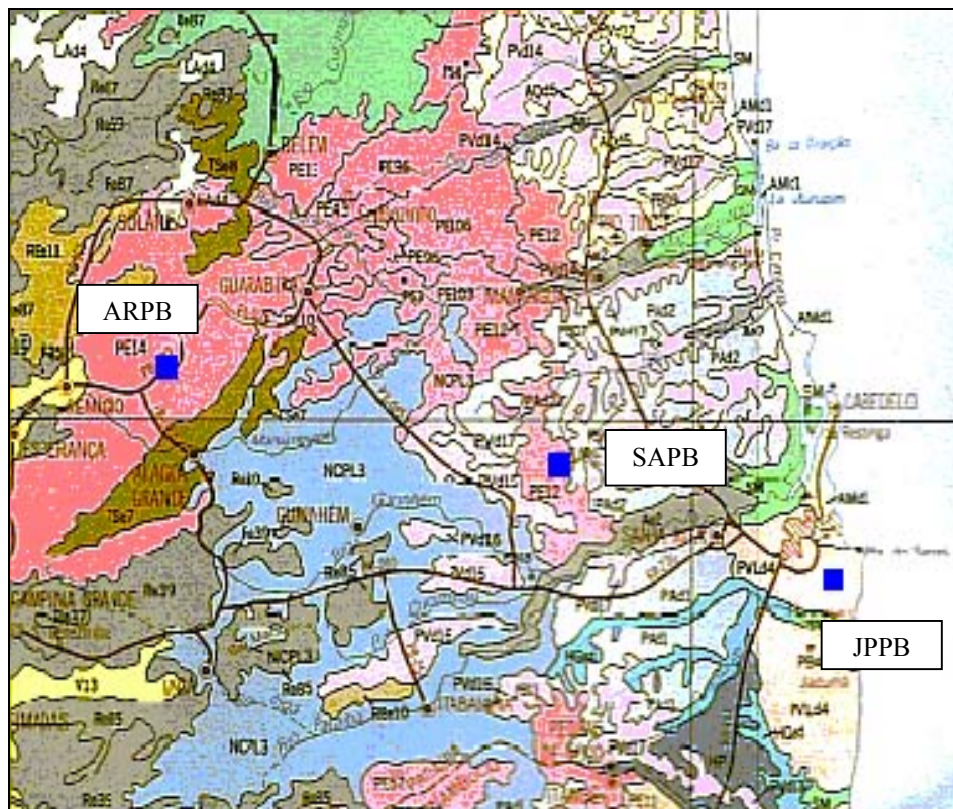


Figura 4.6. Mapa exploratório de solos (PROJETO RADAMBRASIL, escala 1:1.000.000).

A Tabela 4.1 resume as principais características geológicas, pedológicas e climáticas, bem como a localização das jazidas dos três solos estudados.

Tabela 4.1. Características geológicas, pedológicas, climáticas e localização das jazidas (Martínez, 1993; Camapum de Carvalho, 1981).

Jazidas	ARPB	JPPB	SAPB
Localização	Rodovia PB-079, margem esquerda a 5 km da cidade de Remígio – PB.	Conjunto dos Bancários a 2km do Campus Universitário de João Pessoa – PB.	Rodovia PB-055, margem direita, a 6km da cidade de Mari – PB.
Formação	Formação Serra dos Martins, de idade oligocênica, pertencente ao Grupo Barreiras, repousando discordantemente sobre rochas pré-cambrianas.	Formação Barreiras, constituída de sedimentos pouco consolidados, de estratificação predominantemente horizontal, afossilíferos, apresentando sedimentos areno-argilosos, argilo-arenosos, argila de coloração variegada, intercalando muitas vezes com camadas de seixos rolados e concreções lateríticas. Esta formação data do terciário.	
Pedologia	Argissolo, antigo PE-13, com textura argilosa e solos litolíticos eutróficos de textura média.	Argissolos (antigo PV5-podzólico VERMELHO AMARELO latossólico de textura arenosa).	Argissolos vermelho-amarelo eutróficos (antigo PV6, podzólico VERMELHO AMARELO com a proeminente textura argilosa).
Clima atual	Sub-seco com índice xerotérmico variando de 0 a 40, apresentando de 1 a 2 meses secos. “Bsh” na classificação de Koppen.	Quente de seca atenuada, com índice xerotérmico variando de 40 a 100, apresentando 3 a 4 meses secos. “Aw” na classificação de Koppen.	Quente de seca atenuada, com índice xerotérmico variando de 40 a 100, apresentando 3 a 4 meses secos. “Aw” na classificação de Koppen.
PMA*	Média anual de 1000 mm.	1720 mm	1100 mm

(*) Precipitação média anual.

4.5. Caracterização física dos solos.

A Tabela 4.2 apresenta dados de granulometria com e sem defloculante, limites de Atteberg e peso específico real dos grãos, determinados segundo normas da ABNT (Capítulo 3). Observa-se que os solos estudados apresentam um percentual de argila total (que consiste na argila determinada nos ensaios com defloculante) e não apresentam argila natural (presente nos ensaios sem defloculante). Para os três solos o grau de floculação é igual a 1, onde:

$$\text{grau de floculação} = \frac{\text{argila total} - \text{argila natural}}{\text{argila total}}$$

A ausência de argila natural ocorre devido aos sesquióxidos de ferro que revestem e unem os constituintes argilosos em agregações graúdas, concedendo uma estrutura granular ao solo. Dos três solos, o solo JPPB apresenta a granulometria sem defloculante mais modificada em relação à granulometria com defloculante. Isto ocorre em função da maior presença de ferro neste solo em relação aos demais.

Tabela 4.2. Granulometria, limites de Atterberg e peso específico real dos grãos.

Granulometria						
Solo	Com defloculante			Sem defloculante		
	ARPB	JPPB	SAPB	ARPB	JPPB	SAPB
Pedregulho (%)	15	15	24	15	15	24
Areia grossa (%)	1	2	9	1	2	9
Areia média (%)	19	20	27	19	20	27
Areia fina (%)	34	35	19	35	40	19
Silte (%)	18	8	9	30	23	21
Argila (%)	13	20	12	0	0	0
Limites de Atteberg e peso específico dos grãos						
	ARPB		JPPB		SAPB	
LL (%)	47		32		37	
LP (%)	32		19		25	
IP (%)	15		13		12	
γ_s	26,9		27,0		26,9	

A relação entre a fração de solo que serve de arcabouço e a fração de solo que preenche os vazios formados pela fração granular mais grossa é expressa pela relação arcabouço/matriz. Segundo Pettijohn (1975) o percentual de arcabouço compreende: %areia média + % areia grossa e a matriz é definida como: %areia fina + %silte + %argila. A Tabela 4.3 apresenta as relações arcabouço – matriz para os três solos, das frações passantes na peneira de 2mm, obtidas através da composição granulométrica com defloculante.

Tabela 4.3. Relações arcabouço – matriz para os três solos.

SOLO	Arcabouço (%)*	Matriz (%)**	%(arcabouço/matriz)
ARPB	20	65	0,31
JPPB	22	63	0,35
SAPB	38	40	0,95

* Arcabouço = (%areia média + % areia grossa)

** Matriz = (%areia fina + %silte +% argila)

Da Tabela 4.3, observam-se as relações arcabouço/matriz mais baixas para os solos JPPB e ARPB e a relação mais elevada do solo SAPB. Uma relação arcabouço-matriz mais elevada indica uma estrutura mais granular e com maior ocorrência de vazios.

A Tabela 4.4 apresenta as características físicas das amostras, nas várias condições de compactação, para o ensaio do Proctor normal. Estão indicadas as umidades de compactação, as densidades secas alcançadas, os graus de saturação inicial e os índices de vazios iniciais.

Tabela 4.4. Características físicas das amostras de solo moldadas nas várias condições de compactação.

SOLO	Condição seca				Condição ótima				Condição úmida			
	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e_i	S (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e_i	S(%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e_i	S (%)
ARPB	15,0	15,9	0,79	53,8	16,9	17,9	0,60	81,2	15,0	22,4	0,79	75,7
JPPB	15,8	18,4	0,71	70,1	16,8	20,4	0,61	90,7	15,8	22,4	0,71	85,3
SAPB	16,5	16,9	0,64	71,6	17,0	18,9	0,59	86,6	16,5	20,9	0,64	88,5

Onde: w= teor de umidade; S= Grau de saturação inicial, e_i = índice de vazios e γ_d = peso específico seco.

Estudos de vários autores (Balmaceda, 1991; Jucá 1990) indicam que a tensão de pré-adensamento que a compactação gera em um solo, pode ser considerada análoga à pressão de pré-adensamento de solos naturais. A Tabela 4.5 apresenta as médias aritméticas das pressões de compactação estática, impostas quando da confecção dos corpos de prova, podendo ser consideradas como pseudo-tensões de pré-adensamento.

Tabela 4.5. Tensões de compactação para os solos nas três condições de moldagem.

SOLO	Tensão de compactação (MPa)		
	Condição ótima	Condição seca	Condição úmida
ARPB	3,36	2,13	0,99
JPPB	3,76	2,63	1,28
SAPB	2,02	2,08	1,53

A Tabela 4.6 apresenta a classificação dos solos de acordo com critérios da Highway Research Board (HRB), Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), Food and Agriculture Organization of United Nations (FAO), Wesley e Irfan (1997), pela relação sílica-sesquióxidos (Fookes, 1997) e segundo a tipologia de solos compactados apresentada por Cruz (1996). Embora não tenha sido utilizada neste estudo, uma classificação recomendada consiste na metodologia MCT proposta por Nogami e Vilibor (1981) (Capítulo 2).

Tabela 4.6. Critério de classificação dos solos de acordo com HRB, SUCS, FAO, Wesley e Irfan (1997), pela relação sílica-sesquióxidos (Fookes, 1997) e Cruz (1996).

Critério / Solo	HRB	SUCS	FAO	Wesley e Irfan (1997)	Kr (Fookes, 1997)	Cruz (1996)
ARPB	A-6	SM	FE-FR	Grupo C	*	Grupo I
JPPB	A-6	SC	FE	Grupo C		Grupo I
SAPB	A-6	SM-SC	FE	Grupo C		Grupo I

Onde: FE = ferralítico, FR= fersialítico, Grupo C = Grupo dos Sesquióxidos, Lateríticos, Lateritas, Ferralíticos. Grupo I = solos lateríticos argilosos. (*) = Classificação em função da relação sílica sesquióxidos de cada fração de solo.

Segundo Wesley e Irfan (1997), o comportamento de solos do grupo C pode variar de solo de baixa plasticidade a pedregulho não plástico.

Pela classificação de Fookes (1997) os solos variam entre ferruginosos, ferrisolos e ferralíticos conforme a fração (descritos no Capítulo 2).

Segundo o critério de organização dos solos compactados proposto por Cruz (1996), os solos pertencem ao Grupo I, que denomina os solos lateríticos argilosos, também definidos como solos residuais maduros e correspondem à primeira camada do intemperismo. Estes solos são argilosos e podem ter sido pouco ou muito transportados. Sua trabalhabilidade pode ser considerada boa para umidade até 20% (valor relativo) acima da umidade ótima e são formados essencialmente devido aos processos de intemperismo.

4.6. Caracterização química e mineralógica dos solos estudados.

O processo de laterização consiste na lixiviação da sílica e deposição de sesquióxidos de ferro e alumínio. Desta forma, na definição da composição química de tais solos, estes são os elementos mais importantes. Segundo Borba (1981) além destes minerais, ocorre presença de óxidos de titânio, cálcio, magnésio, sódio, potássio e fósforo, mas em teores menores (inferiores a 1%, com exceção do titânio que pode aparecer em até 7%).

Segundo Queiroz de Carvalho (1985), para se ter êxito na análise da composição mineralógica de solos tropicais residuais, necessita-se do uso combinado de vários métodos que atestem, não só quantitativa como qualitativamente os minerais existentes e sua forma de exposição. Com este objetivo, foram realizados ensaios de difratometrias de raios X e microscopias óticas, não só de lâminas delgadas, como também de seções polidas das amostras dos solos, visando caracterizar o grau de cristalização dos minerais existentes. Um exemplo do exposto é o fato de que, na difração de raios X, os picos referentes à goethita (presente nos três solos) não tenham sido bem representados. Isto pode ter ocorrido em função do baixo grau de cristalinidade ou pela pequena proporção (inferior a 5%), o que torna difícil sua individualização.

A composição química foi obtida através de dados de Queiroz de Carvalho (1979). A Tabela 4.7 apresenta os percentuais de componentes químicos obtidos por fluorescência de raios X. Observam-se composições químicas típicas de solos laterizados, onde as porcentagens de sílica e sesquióxidos de ferro e alumínio aparecem em maior quantidade para os três solos. Todavia, devem-se destacar os teores mais elevados de ferro total para o solo JPPB.

Tabela 4.7. Fluorescências de raios X de amostras das frações solo (% de peso das amostras secas a 60° C) e relação sílica-sesquióxido para os solos estudados (Queiroz de Carvalho, 1979).

Solo	Fração de solo (mm)	Kr	Fe ₂ O ₃ total(%)	SiO ₂ total(%)	Al ₂ O ₃ total(%)	TiO ₂ (%)	MnO (%)	MgO (%)	CaO (%)	K ₂ O (%)	P ₂ O ₅ (%)	Na ₂ O (%)	Perda a 1000°C	Total (%)
JPPB	> 2,0	1,2	36,22	29,46	18,66	2,66	0,02	0,25	0,47	0,08	0,13	0,29	10,71	99,20
	e/ 2,0 e 0,074	2,7	20,88	48,96	17,02	2,41	0,02	0,19	0,47	0,08	0,14	0,03	11,07	101,30
	e/ 0,074 e 0,002	2,09	25,66	41,66	17,52	3,70	0,04	0,28	0,48	0,11	0,71	0,63	8,21	99,00
	< 0,002	1,55	13,85	35,32	30,00	2,96	0,01	0,42	0,54	0,60	1,52	0,79	13,96	99,98
M (%)			20,13	41,98	21,51	M = média ponderada das frações de solo utilizadas (%)								
ARPB	> 2,0	2,37	14,17	45,96	23,92	3,33	0,05	0,23	0,50	0,03	0,07	0,00	11,79	100,06
	e/ 2,0 e 0,074	5,36	9,23	64,82	14,67	2,12	0,03	0,22	0,47	0,03	0,11	0,04	8,57	100,30
	e/ 0,074 e 0,002	1,63	11,28	37,58	31,92	4,87	0,07	0,25	0,48	0,05	0,24	0,00	12,86	99,60
	< 0,002	1,56	9,31	37,40	34,16	2,70	0,03	0,25	0,52	0,08	1,00	1,02	14,14	100,61
M (%)			9,94	46,60	26,82	Kr = (%SiO ₂ /60) / ((%Al ₂ O ₃ /102) + (%Fe ₂ O ₃ / 160))								
SAPB	> 2,0	1,49	27,76	52,06	10,13	0,64	0,02	0,21	0,45	0,12	0,13	0,00	7,50	99,02
	e/ 2,0 e 0,074	2,57	11,40	70,18	10,71	0,69	0,02	0,21	0,49	0,15	0,09	0,10	7,50	101,54
	e/ 0,074 e 0,002	1,30	10,00	61,12	12,24	1,81	0,06	0,20	0,51	0,54	0,20	0,25	10,00	97,00
	< 0,002	1,59	7,98	36,14	31,20	1,19	0,01	0,25	0,50	0,34	2,94	1,29	17,85	99,69
M (%)			9,79	55,81	18,05									

4.6.1. Difratomia de raios X.

Objetivando a caracterização da mineralogia da fração fina e fração total < 0,074mm, foram realizados ensaios de difratometria de raios X, em amostra natural, cujos resultados são apresentados pelas Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 respectivamente para os solos ARPB, JPPB e SAPB.

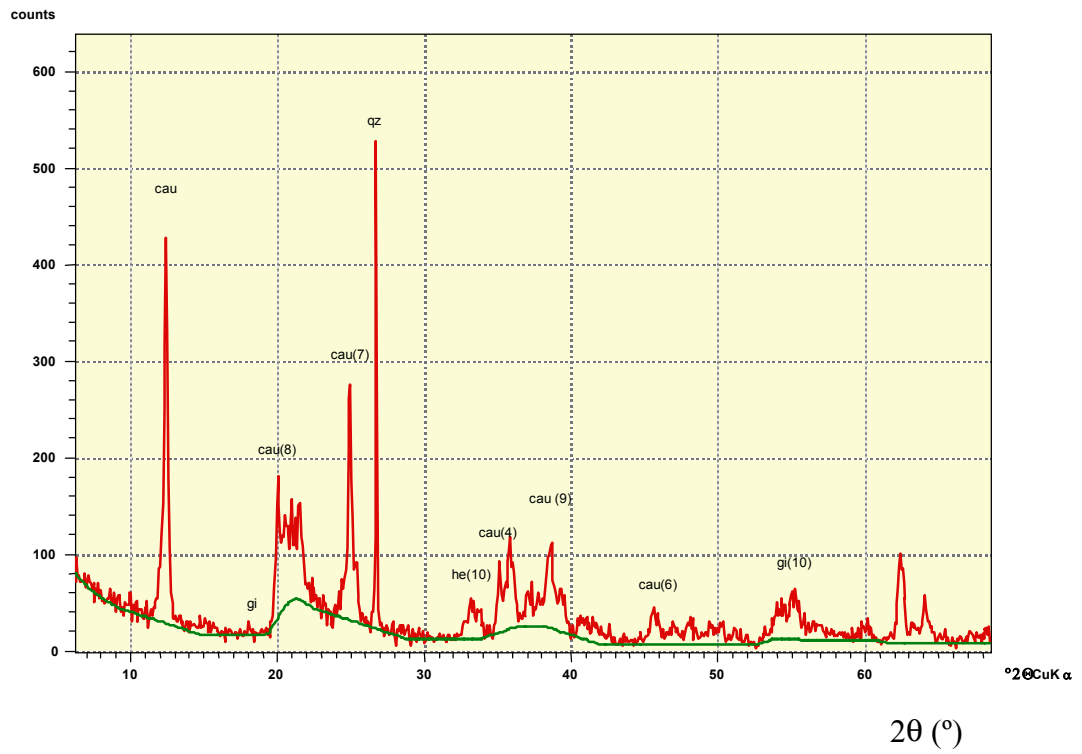


Figura 4.7. Difractometria da fração $d < 0,05\text{mm}$ do solo ARP.

Onde: Caulinita = cau, gibsitita = gb, quartzo = qz e hematita = he.

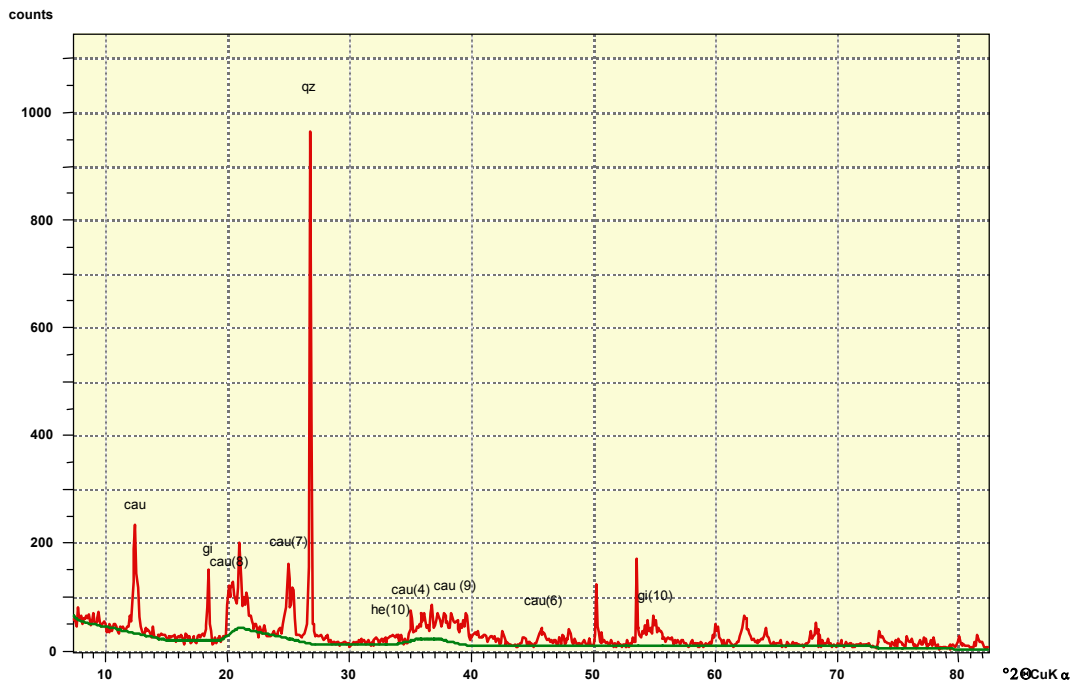


Figura 4.8. Difractometria da fração $d < 0,05\text{mm}$ do solo JPPB.

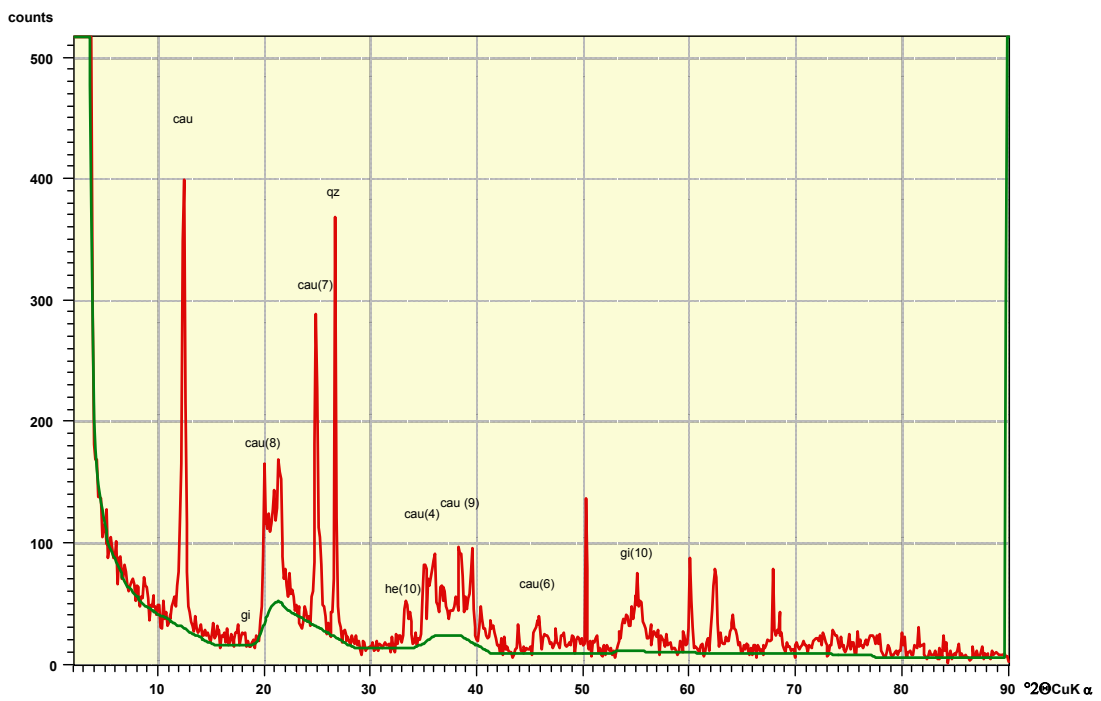


Figura 4.9. Difractometria da fração $d < 0,05\text{mm}$ do solo SAPB.

A análise das difrações mostrou que os solos JPPB, ARPB e SAPB são constituídos de quartzo, gibbsite e hematita, sendo a caulinita o argilomineral existente.

A Tabela 4.8 apresenta dados de potencial hidrogeniônico (pH), matéria orgânica (MO) e índice de cristalinidade da caulinita (IC) presente, segundo resultados de Queiroz de Carvalho (1979) e Martínez (1993) para os solos estudados. Observam-se potenciais hidrogeniônicos inferiores a 7, o que é típico de solos tropicais. Gidigasú (1976) e Bastos (2000) associam o pH dos solos ao grau de lixiviação e à pluviosidade. Os solos lateríticos são submetidos justamente ao processo de lixiviação para a concentração de sesquióxidos de ferro e alumínio. Desta forma, estes solos apresentam-se sempre de natureza ácida. Segundo Queiroz de Carvalho (1979), o pH destes solos pode ser encontrado variando de 4,6 a 6,6.

Tabela 4.8. Potencial hidrogeniônico, matéria orgânica dos solos estudados e índice de cristalinidade da caulinita presente (Queiroz de Carvalho, 1979; Martínez, 1993).

SOLO	pH	MO (%)	IC
JPPB	5,3	0,07	0,64
ARPB	4,7	0,23	0,53
SAPB	4,8	0,62	0,57

Os valores de matéria orgânica apresentam-se bastante reduzidos para os três solos, o que é característico de solos tropicais (teores entre 0,05% e 2,0%), onde a decomposição de restos vegetais é acelerada. Segundo Borba (1981) não se conhece exatamente o percentual de matéria orgânica a partir do qual esta pode influenciar nas características de um solo. Para Queiroz de Carvalho (1975) a partir de 6% pode ocorrer influência no comportamento do solo.

As características de percentual de amorfos e índice de cristalinidade da caulinita presente encontram-se analisadas no Capítulo 6.

4.6.2. Microscopias óticas (análise de lâminas delgadas e seções polidas).

Para análise da composição mineralógica e caracterização de vazios foram tomadas fotomicrografias dos três solos nas três condições de compactação. Nesta seção estão apresentadas as fotomicrografias correspondentes à caracterização da composição mineralógica dos solos. As fotomicrografias referentes à caracterização dos vazios dos solos nas três condições de compactação estão apresentadas na seção 5.1.

Os minerais observados nas lâminas delgadas e seções polidas encontram-se apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9. Composição mineralógica dos solos obtida por análise das microscopias óticas.

MINERAL	Solo		
	ARPB	JPPB	SAPB
Caulinita (cau) ($Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$)	X	X	X
Gibbsite (gb) ($Al(OH)_3$)		X	
Quartzo (qz) (SiO_2)	X	X	X
Goethita (go) (FeO,OH_2)	X	X	X
Hematita (he) ($2Fe_2O_3$)	X	X	X

4.6.2.1. Solo ARPB.

As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 apresentam micrografias do solo ARPB tomadas em diferentes condições de compactação.

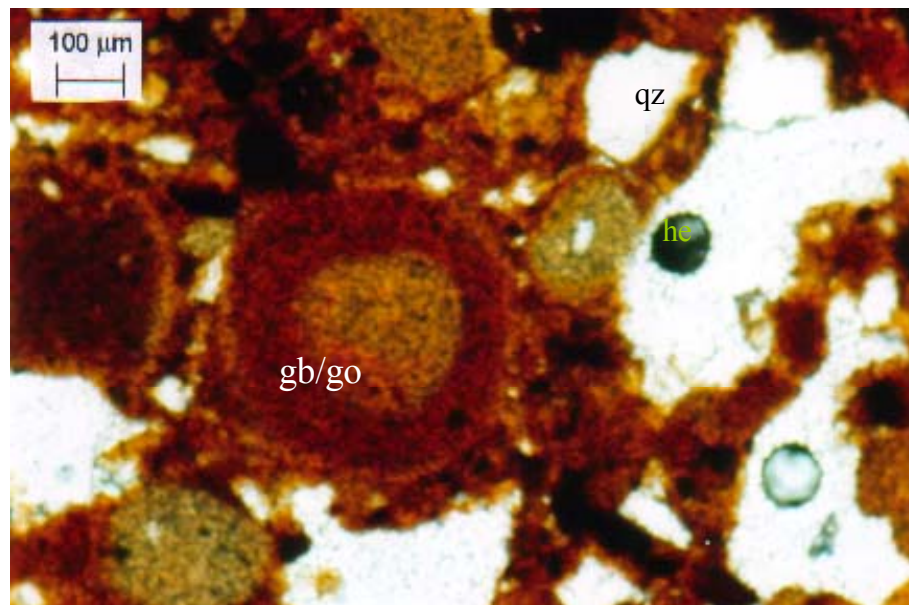


Figura 4.10. Imagem em microscopia do solo ARPB compactado na umidade ótima, luz natural (LN) (aumento de 96 x).

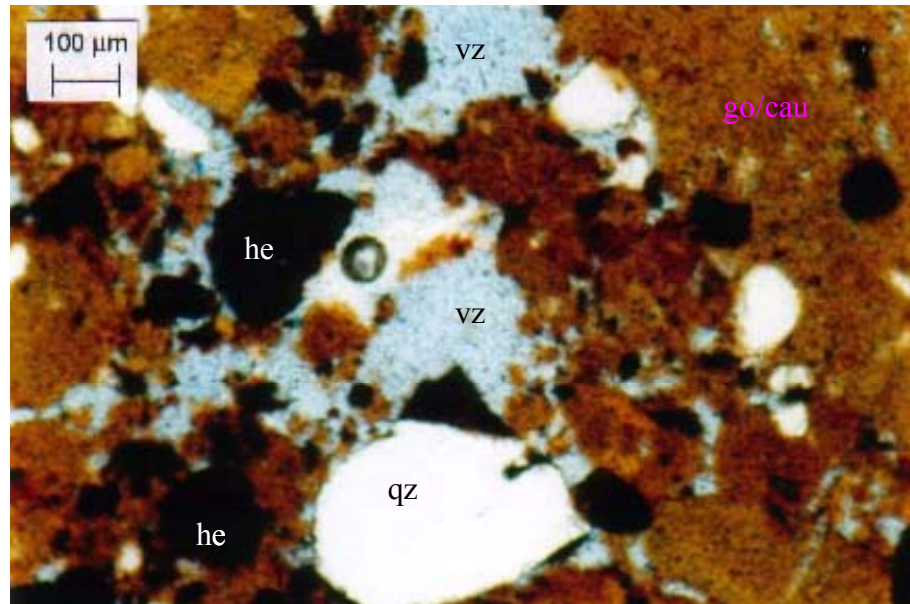


Figura 4.11. Imagem em microscopia do solo ARPB compactado no ramo úmido, LN (aumento de 96 x).

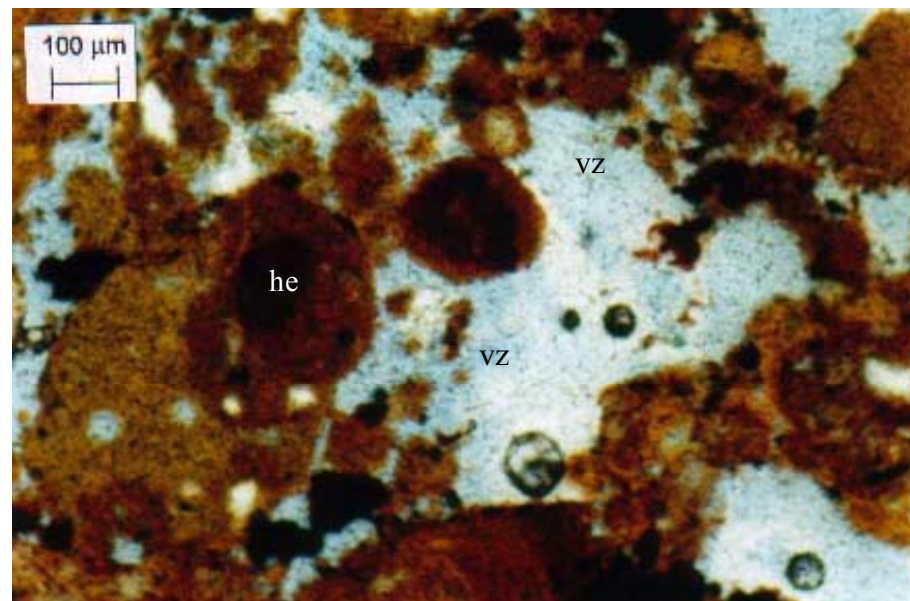


Figura 4.12. Imagem em microscopia do solo ARPB compactado no ramo seco, LN (aumento de 96 x).

O solo ARPB apresenta-se como um solo tipicamente residual, com grãos grosseiros e angulosos e aparecem grãos de quartzo em diferentes diâmetros. A microestrutura encontrada é semelhante à do tipo (b) microestrutura de agregados de partículas elementares, segundo classificação de Alonso *et al* (1987) (Figura 2.12).

A Figura 4.10, referente ao solo compactado na umidade ótima, apresenta esferolitos de gibsita/goethita (gb/go), partículas de quartzo cimentadas por massa de goethita e gibsita e

partículas de hematita. A goethita apresenta-se na cor opaca, proporcionada pelos diferentes graus de cristalinidade, característica de um solo em processo de intemperismo. O crescimento dos grãos referentes aos esferolitos de goethita/gibbsite acontece devido às sucessivas deposições de massa cimentante de óxido de ferro. As diferentes dimensões dos esferolitos atestam que a goethita se encontra em diferentes graus de cristalinidade, ou seja, numa textura colomórfica que revela a sua natureza pedogênica.

A Figura 4.11, referente ao solo compactado no ramo úmido, apresenta o maior volume de vazios em relação ao solo compactado na umidade ótima (Figura 4.10). A Figura 4.12, correspondente ao solo compactado no ramo seco, apresenta vazios ainda maiores que os correspondentes à compactação na condição úmida. Estes aspectos serão discutidos amplamente no Capítulo 5.

A análise das seções polidas revelou a presença de mica muscovita junto ao quartzo. Estes minerais encontram-se cimentados pela massa de goethita e gibbsite na condição de esferolitos.

4.6.2.2. Solo JPPB

As Figuras 4.13, 4.14 e 4.15 apresentam micrografias do solo JPPB, tomadas em diferentes condições de compactação.

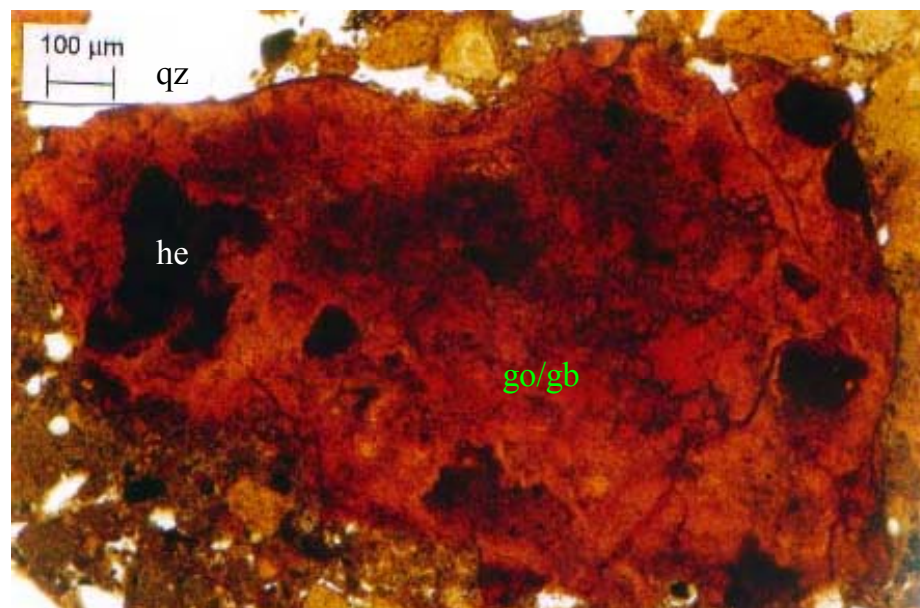


Figura 4.13. Imagem em microscopia do solo JPPB compactado na umidade ótima, LN (aumento de 96 x).

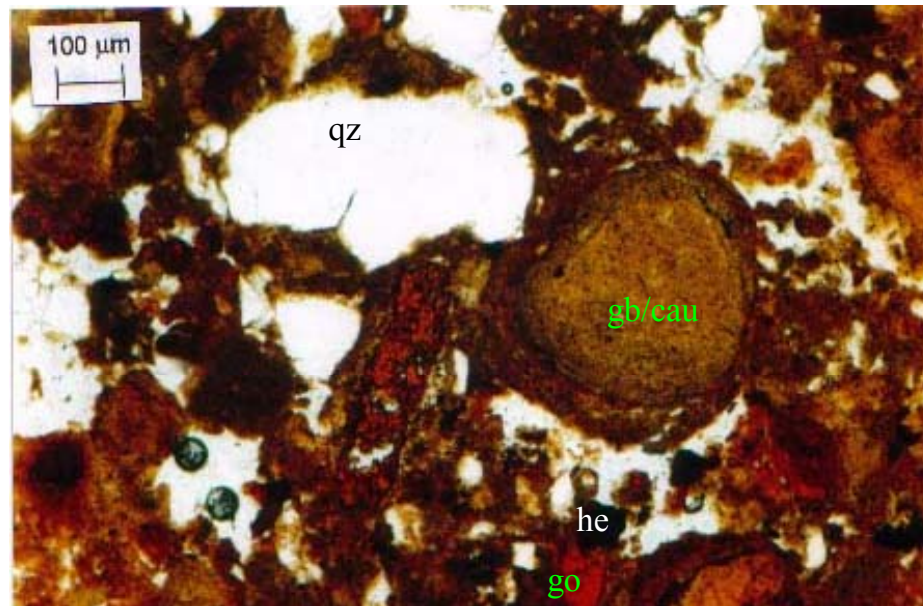


Figura 4.14. Imagem em microscopia do solo JPPB compactado no ramo úmido, LN (aumento de 96 x).

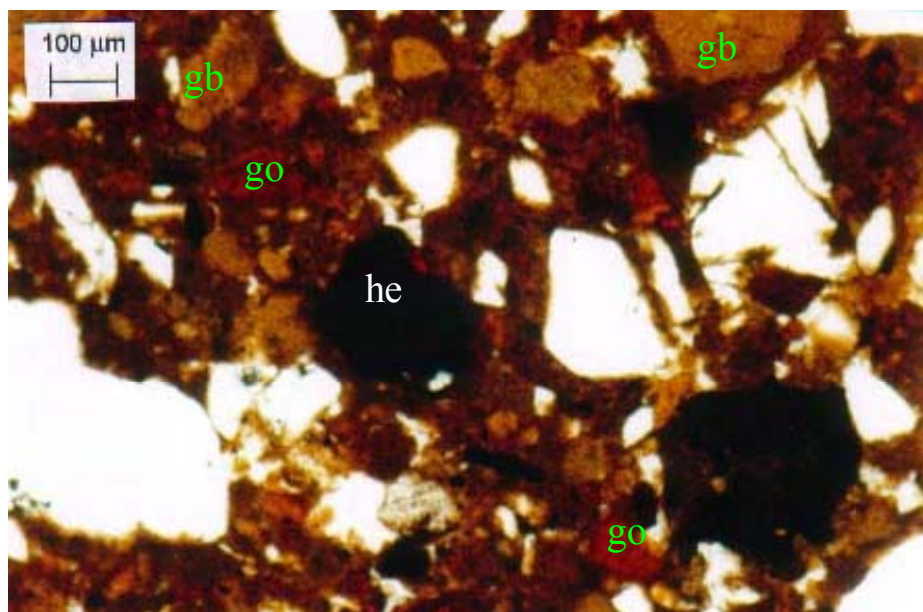


Figura 4.15. Imagem em microscopia do solo JPPB compactado na umidade ótima, LN (aumento de 96 x) (imagem adicional).

Como indicado através da difratometria de raios X e das Figuras 4.13, 4.14 e 4.15, a matriz do solo JPPB é composta por grãos de quartzo, gibsitita, caulinita e goethita em diversos graus de cristalinidade. Este último aspecto foi verificado em função da maior porosidade de uns agregados em relação aos outros e devido à maior presença de quartzo

dentro dos mesmos, sugerindo uma lixiviação intensa. Isto é coerente com o ambiente no qual a goethita geralmente é formada.

A Figura 4.13 mostra uma maior deposição de ferro em relação aos solos ARPB e SAPB, coerente com os teores apresentados pela Tabela 4.7 e com as evidências morfológicas de cor e textura e a evolução pedogênica do perfil. A maior presença de ferro foi indicada por vários autores, entre eles Queiroz de Carvalho (1979), Camapum de Carvalho (1981) e Borba (1976). Como uma de suas características principais, o solo JPPB apresenta uma matriz com presença de esferolitos de gibsita/caulinita (Figura 4.14). A gibsita apresenta-se como uma massa associada com a caulinita, o que vem a dificultar a individualização da caulinita, tanto neste solo como nos demais.

Os esferolitos de gibsita-caulinita (Figura 4.14), apresentados nas lâminas delgadas em diversos tamanhos, encontram-se refletidos na difratometria de raios X, que apresentou picos característicos referentes a diferentes fases do processo de formação. A presença de gibsita posteriormente cimentada reafirma a teoria de que o solo JPPB sofreu um transporte e após, já com comportamento de solo residual, foi cimentado.

A microestrutura apresentada pela Figura 4.14 corresponde ao tipo (b) microestrutura de agregados de partículas elementares, segundo critério de Alonso *et al* (1987) (Figura 2.11), ou nível de associação, segundo critério de Collins (1985).

Nas Figuras 4.14 e 4.15, aparecem grãos de quartzo em diferentes tamanhos. Estes grãos apresentam-se na forma arredondada, indicando que foram retrabalhados, isto é, devem ter sofrido algum tipo de transporte, até mesmo dentro do perfil (tratam-se de perfis elevados conforme descrição no item 4.2) que eliminou a angulosidade dos grãos. Este arredondamento, no entanto, foi mascarado pela dissolução parcial do quartzo e preenchimento pelos óxidos de ferro (Figura 4.15). Tal preenchimento, junto com a cimentação ao redor dos grãos, origina uma nova angulosidade e uma rigidez que compensam o arredondamento no que diz respeito ao comportamento mecânico.

A presença majoritária de goethita em detrimento da hematita se dá pelo fato de que, possivelmente, o agente de transporte e intemperismo tenha sido a lixiviação do perfil (via úmida), condição na qual a goethita é originada; posteriormente, teria acontecido a cimentação por um material mais aluminoso. Através da análise das seções polidas do solo JPPB, observou-se que a goethita ocorre com um aspecto de estrutura terrosa granular, muito finamente cristalizada, com presença de quartzo. E encontra-se numa estrutura lamelar

colofórmica bem mais evoluída, com variações texturais dentro do grão, apresentando cristalinidade. Ocorrem também, grãos arredondados de goethita mais compactos. Os grãos de gipsita apresentam um caráter esferolítico (< 2mm) que demonstra a forma do crescimento do grão. Os grãos de gipsita e quartzo ficam cimentados pela massa de goethita.

Observa-se ainda que os grãos de goethita apresentam uma forma arredondada, bem detritica, devido ao transporte que sofreram dentro do perfil (tratam-se de perfis elevados).

4.6.2.3. Solo SAPB.

As Figuras 4.16 e 4.17(a) (b) e (c) apresentam micrografias do solo SAPB tomadas em diferentes condições de compactação.

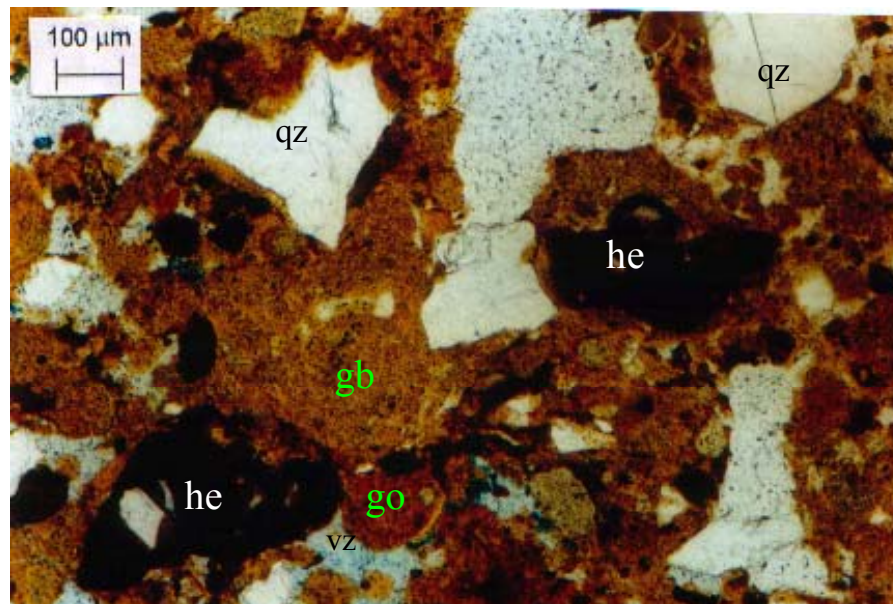


Figura 4.16. Imagem em microscopia do solo SAPB compactado na umidade ótima, LN (aumento de 96 x).

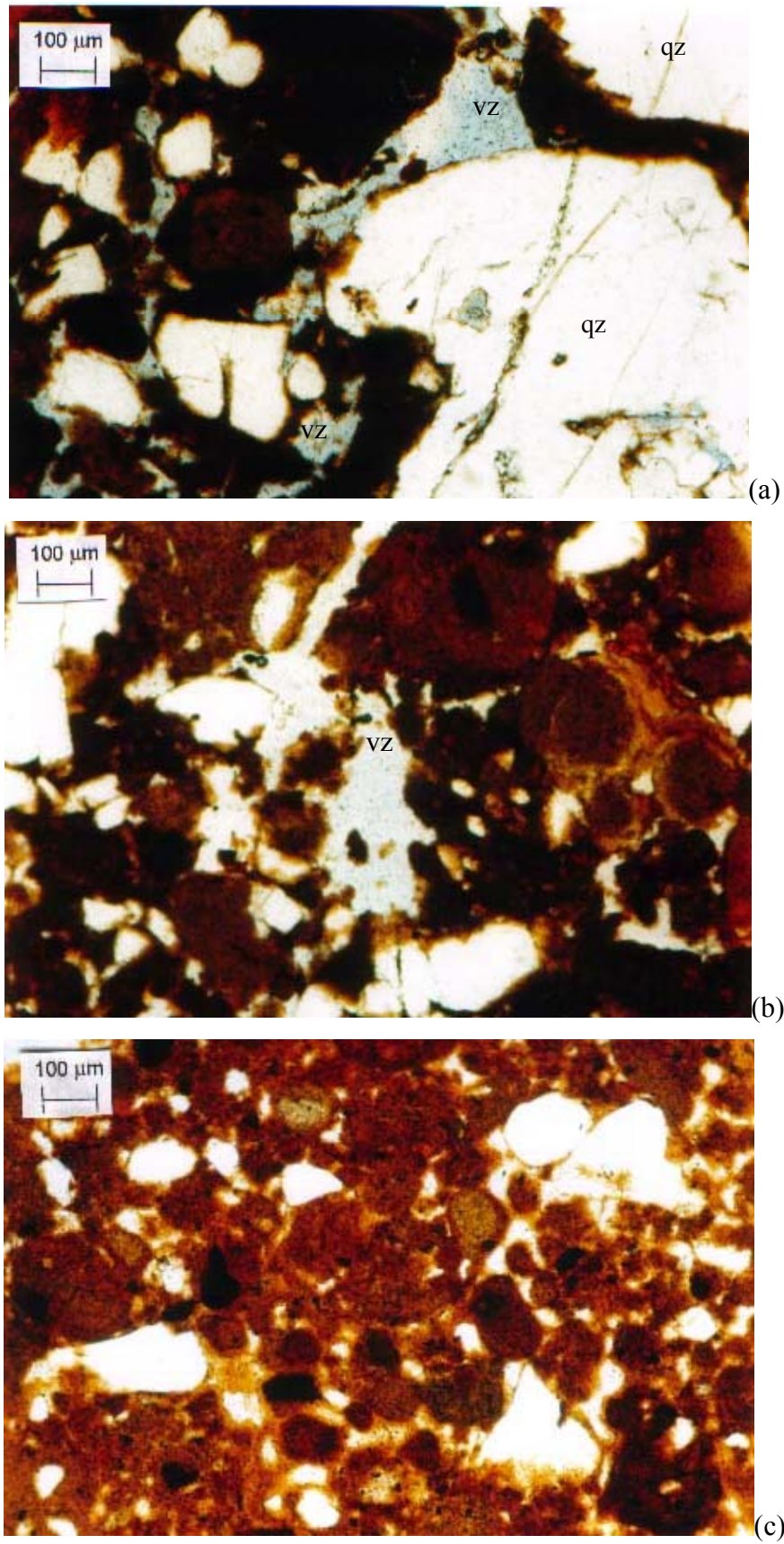


Figura 4.17. Imagem em microscopia do solo SAPB compactado no ramo úmido, LN (aumento de 96 x).

A Figura 4.16 apresenta o solo SAPB compactado na umidade ótima. Observa-se a composição mineralógica com presença de hematita cimentada pela massa de goethita e ao redor deste conjunto por uma massa de gibsita – caulinita. A matriz é formada por agregações de goethita e grãos de quartzo. O quartzo apresenta-se na forma de grãos angulosos e em várias texturas e granulometrias, com partículas cimentadas por hematita. Identificam-se esferolitos de gibsita-caulinita em diferentes estágios de formação, sendo possível a observação das fases do modo de formação. Trata-se de uma microestrutura de agregados de partículas elementares, segundo classificação de Alonso *et al* (1987) (Figura 2.11).

A Figura 4.17(a), referente ao solo compactado no ramo úmido, apresenta grãos de quartzo em diferentes tamanhos e sem angulosidade. Os vazios interagregados e intra-agregados (em azul) são superiores aos provenientes da compactação na umidade ótima (Figura 4.16) e serão discutidos no Capítulo 5.

A Figura 4.17(b) e (c) mostra grãos de hematita, esferolitos de goethita em diferentes tamanhos e o maior volume de vazios em relação ao solo moldado na umidade ótima.

A goethita, em fase de evolução, está presente em diversos graus de cristalinidade, o que pode ser verificado pelas diferentes dimensões dos esferolitos, e encontra-se subordinada à massa de caulinita – gibsita.

4.6.3. Característica parcialmente sedimentar dos grãos dos solos JPPB e SAPB.

Foi observado um certo arredondamento dos grãos de quartzo e perda da angulosidade, para os solos JPPB e SAPB. Estes solos foram gerados na Formação Barreiras e permaneceram lá. Todavia, ocorrem movimentos provocados por lixiviação e flutuação do nível d'água, deslocando os grãos dentro do perfil (considerar a elevada altura dos perfis, principalmente o perfil da jazida do solo JPPB).

Alguns autores têm salientado que pequenos transportes ou outros processos podem gerar solos que possuam alguma característica referente a solos transportados. Todavia, o comportamento global não se distancia do universo de solos residuais. Segundo Queiroz e Simmons (1998), sob condições tropicais, as reações intempéricas podem ocorrer relativamente rápido. Assim, solos recentemente transportados podem subseqüentemente ser modificados em materiais com características de solos residuais. Conforme Bligh (1997), a laterização usualmente ocorre em solos residuais, porém solos mais antigos transportados

podem também sofrer laterização. Cruz (1996) menciona características de solos transportados em perfis de solos residuais.

4.7. Curvas características dos solos (SWCC).

As SWCC foram determinadas para cada solo com as amostras moldadas nos parâmetros ótimos de compactação e após conduzidas às trajetórias de secagem e umedecimento. Para cada ponto da curva característica, foi moldado um corpo de prova e determinada a sucção, através do método do papel filtro (Capítulo 3).

As Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 apresentam as curvas características dos solos ARPB, JPPB e SAPB respectivamente em trajetórias de secagem e umedecimento. A Tabela 4.10 apresenta os pontos de entrada de ar (V.E.A.), sucção residual $((u_a - u_w)_r)$ e grau de saturação residual (S_r) correspondente a tais curvas.

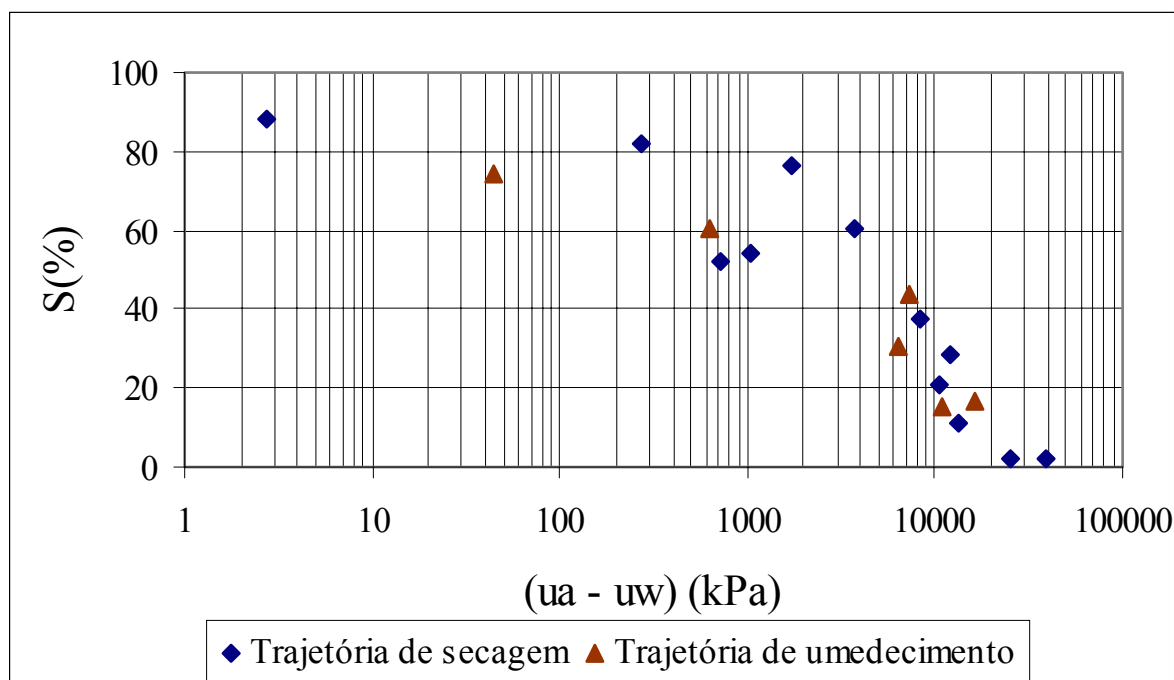


Figura 4.18. Curva característica do solo ARPB obtida em trajetórias de secagem e umedecimento pela técnica do papel filtro.

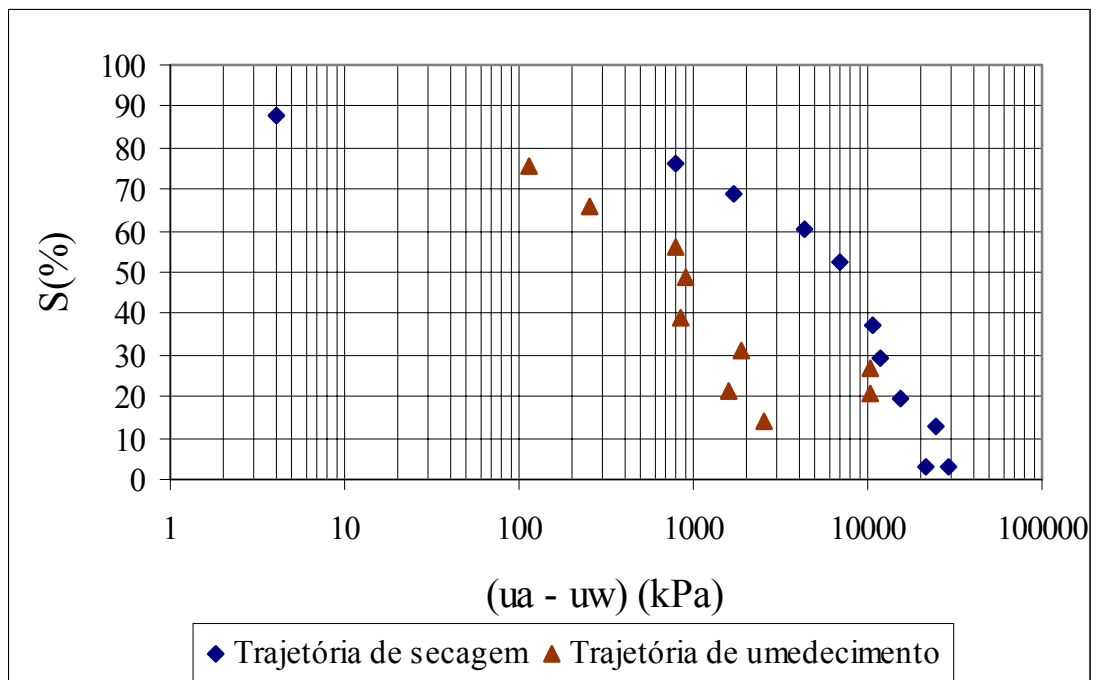


Figura 4.19. Curva característica do solo JPPB obtida em trajetórias de secagem e umedecimento pela técnica do papel filtro.

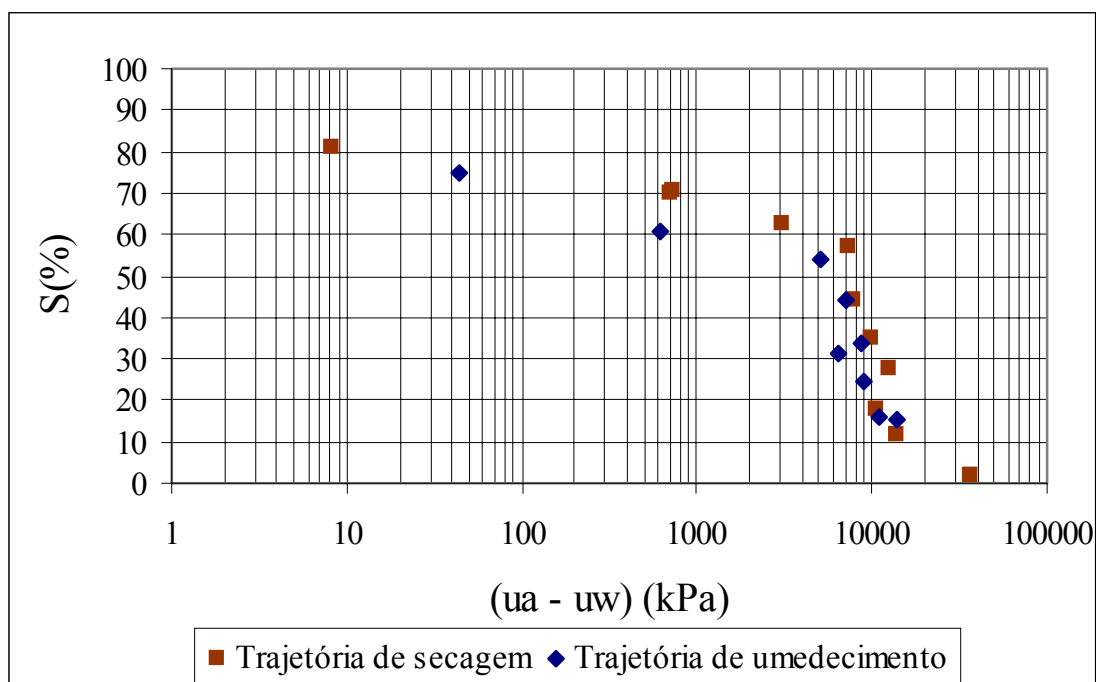


Figura 4.20. Curva característica do solo SAPB obtida em trajetórias de secagem e umedecimento pela técnica do papel filtro.

Tabela 4.10. Valores de sucção residual ($u_a - u_w$)_r, grau de saturação residual (Sr) e valor de entrada de ar (VEA) correspondente às curvas características dos solos estudados.

SOLO	VEA (kPa)	($u_a - u_w$)_r (kPa)	Sr (%)
ARPB	800	20.000	2
JPPB	1.050	30.000	3
SAPB	900	20.000	5

Observa-se que as Figuras 4.18 e 4.20, correspondentes aos solos ARPB e SAPB respectivamente, não permitem definir com clareza os efeitos de histerese entre as trajetórias de umedecimento e secagem. Por outro lado, a curva característica do solo JPPB é a única que mostra claramente o efeito de histerese.

O fenômeno de histerese, observado para o solo JPPB, pode ser explicado através da teoria de Fredlund e Rahardjo (1993) que atribui a histerese a uma distribuição não uniforme no tamanho de poros. O solo JPPB é caracterizado por apresentar uma maior porcentagem de argila (20%) e uma melhor graduação da curva de distribuição de tamanho dos mesoporos em relação aos solos ARPB e SAPB (item 4.8). O teor mais elevado de argila deste solo contribui para diferentes ângulos de contato, durante trajetórias de umedecimento e secagem (Fredlund e Rahardjo, 1993). E a melhor graduação da curva de distribuição dos mesoporos é responsável pelas sucções mais elevadas, correspondentes ao valor de entrada de ar e sucção residual para este solo.

Com relação aos valores de entrada de ar, na trajetória de secagem, o solo JPPB apresenta o maior valor, em torno de 1050 kPa de sucção para início da dessaturação. Nos solos ARPB e SAPB, que apresentam percentuais de argila inferiores, a dessaturação inicia em torno dos 800 e 900kPa de sucção, respectivamente.

Na trajetória de umedecimento para o solo JPPB, o valor de entrada de ar fica em torno de 100kPa, devido ao fenômeno de histerese.

Em relação aos valores de sucção residual, verificam-se através das Figuras 4.18 a 4.20 e da Tabela 4.10, valores de 20.000 kPa para os solos de ARPB e SAPB e de 30.000kPa para solo JPPB. Isto significa que para dessaturação dos mesoporos o solo JPPB necessitará de sucção maior que os demais solos.

A histerese apresentada pelo solo JPPB poderia ter sido atribuída à quebra das aglutinações de solo perante o esforço de compactação, com a consequente liberação da argila contida no interior dos agregados. Entretanto, as microscopias óticas mostraram a cimentação

presente ao redor dos grãos de quartzo e preservando os esferolitos de goethita e gibsita /caulinita, o que descartou a hipótese.

Foram determinadas curvas de tendência para as curvas características a partir de ajuste estatístico simples dos dados experimentais, para toda a faixa de sucção correspondente aos valores obtidos. Análise semelhante foi desenvolvida por Bastos (1999).

As Figuras 4.21, 4.22 e 4.23 apresentam os ajustes das relações entre sucção matricial x umidade para os solos JPPB, ARPB e SAPB respectivamente. A Tabela 4.11 apresenta o resumo dos parâmetros obtidos para relação sucção matricial x umidade e para sucção matricial x grau de saturação.

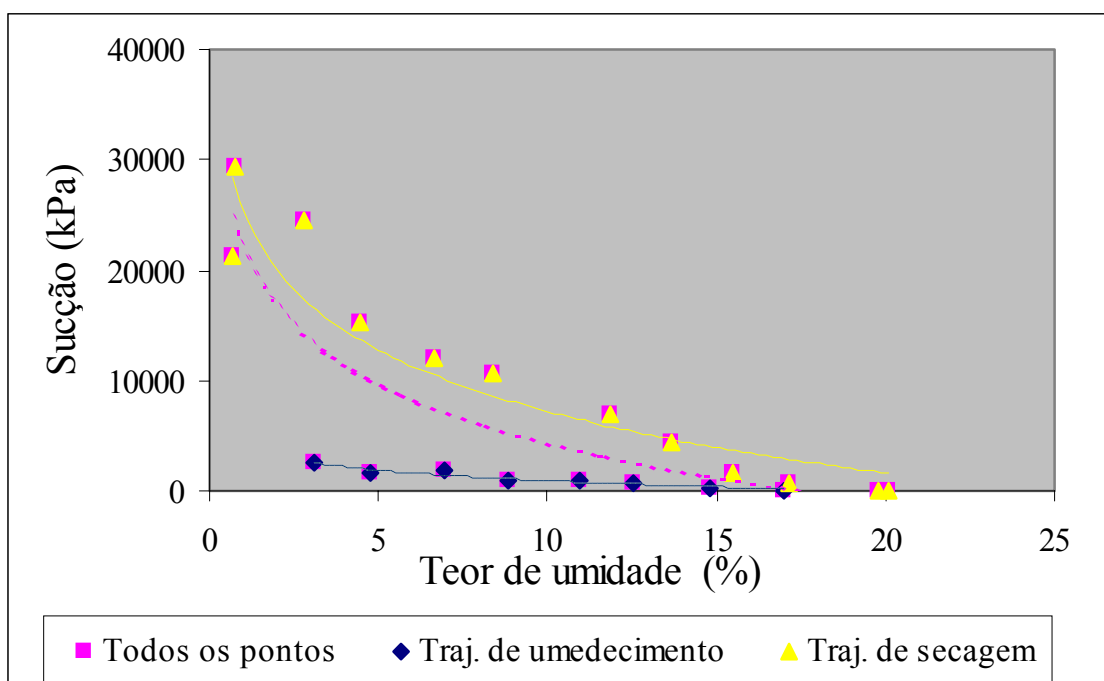


Figura 4.21. Curvas de ajuste para a curva característica do solo JPPB.

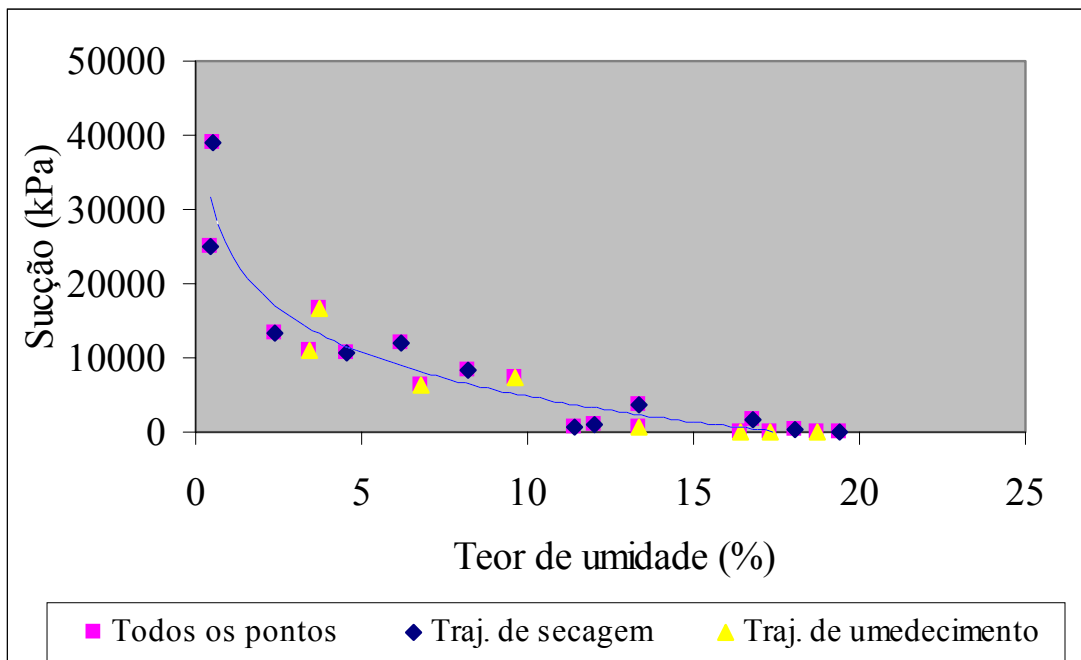


Figura 4.22. Curvas de ajuste para a curva característica do solo ARPB.

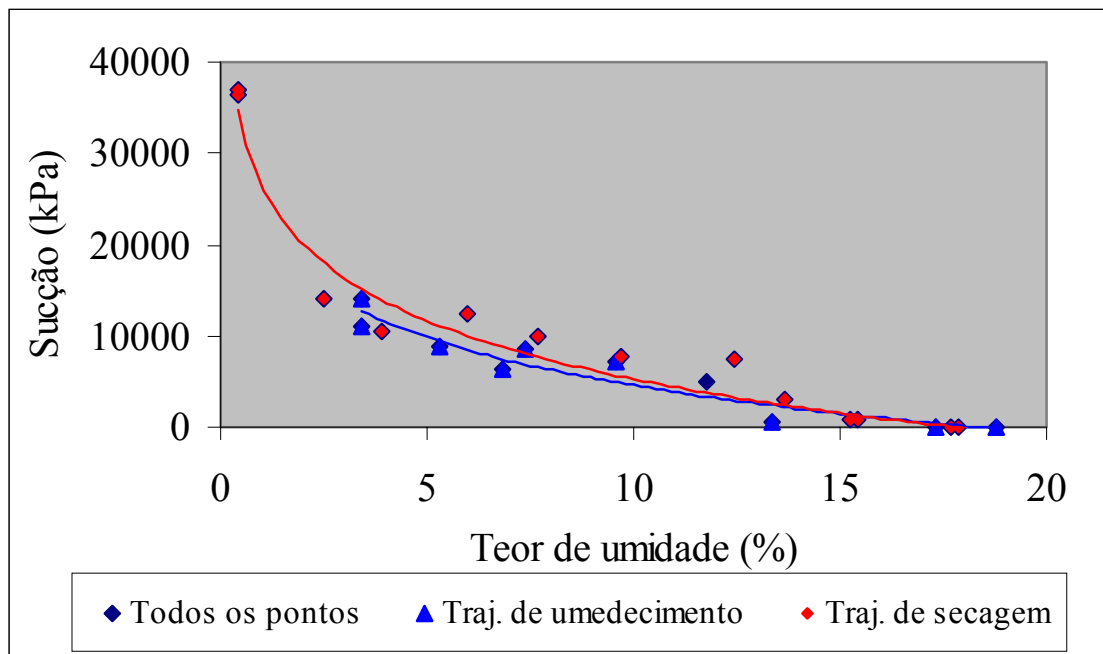


Figura 4.23. Curvas de ajuste para a curva característica do solo SAPB.

Tabela 4.11. Expressões das curvas de ajustes para relações $(u_a - u_w) \times w$ e $(u_a - u_w) \times S$.

Solo	Correlação $(u_a - u_w) \text{ (kPa)} \times w \text{ (%)}$		Correlação $(u_a - u_w) \text{ (kPa)} \times S \text{ (%)}$	
ARPB	Todos os pontos	$(u_a - u_w) = -8553,4 \ln w + 24511, R^2 = 0,8993$	Todos os pontos	$(u_a - u_w) = -8553,4 \ln S + 37449, R^2 = 0,8993$
	Trajatória de secagem	$(u_a - u_w) = -8521,9 \ln w + 24565, R^2 = 0,8956$	Trajatória de Secagem	$(u_a - u_w) = -8521,9 \ln S + 37455, R^2 = 0,8956$
	Trajatória de umedecimento	$(u_a - u_w) = -8543,6 \ln w + 24326, R^2 = 0,8865$	Trajatória de umedecimento	$(u_a - u_w) = -8543,6 \ln S + 37249, R^2 = 0,8865$
JPPB	Todos os pontos	$(u_a - u_w) = -7720,2 \ln w + 22270, R^2 = 0,6956$	Todos os pontos	$(u_a - u_w) = -7720,2 \ln S + 33791, R^2 = 0,6956$
	Trajatória de secagem	$(u_a - u_w) = -8034,5 \ln w + 25681, R^2 = 0,8881$	Trajatória de Secagem	$(u_a - u_w) = -8034,5 \ln S + 37670, R^2 = 0,8881$
	Trajatória de umedecimento	$(u_a - u_w) = -3752,0 \ln w + 10708, R^2 = 0,9112$	Trajatória de umedecimento	$(u_a - u_w) = -3752,0 \ln S + 16307, R^2 = 0,9112$
SAPB	Todos os pontos	$(u_a - u_w) = -9160,9 \ln w + 26351, R^2 = 0,9506$	Todos os pontos	$(u_a - u_w) = -9183 \ln S + 40331, R^2 = 0,9520$
	Trajatória de secagem	$(u_a - u_w) = -9315,1 \ln w + 27252, R^2 = 0,9651$	Trajatória de Secagem	$(u_a - u_w) = -9315,1 \ln S + 41418, R^2 = 0,9651$
	Trajatória de umedecimento	$(u_a - u_w) = -7574,2 \ln w + 22010, R^2 = 0,9131$	Trajatória de umedecimento	$(u_a - u_w) = -7570,5 \ln S + 33599, R^2 = 0,9118$

Onde: w = teor de umidade; S = grau de saturação.

Conforme se observa da Figura 4.21 correspondente ao solo JPPB, a melhor correlação é obtida quando se consideram os pontos referentes à trajetória de dessaturação separadamente do conjunto completo de pontos (secagem e umedecimento). Isto ocorre devido ao fenômeno de histerese, que altera a tendência única da curva. Pela Tabela 4.11, observa-se que o coeficiente de correlação, caso se considere o conjunto total de pontos,

chega a 0,696, enquanto que considerando apenas a trajetória de secagem, este valor aumenta a 0,888.

As Figuras 4.22 e 4.23, correspondentes aos solos ARPB e SAPB, apresentam uma tendência única para as trajetórias de secagem e umedecimento. Esta tendência reflete-se nos coeficientes de correlação médios (ARPB: $R^2_{\text{médio}} = 0,88$; SAPB: $R^2_{\text{médio}} = 0,94$), mostrando os ajustes pouco dispersos, quando se consideram a trajetória de secagem, de umedecimento ou o conjunto total de pontos obtidos.

Uma equação geral para representar a curva característica foi proposta por Fredlund e Xing (1994), baseando-se na hipótese de que a forma da curva é dependente da distribuição granulométrica do tamanho de poros do solo, e tem a forma de uma curva de distribuição de frequência integrada, abrangendo sucções da faixa de 0 a 1.000.000 kPa. O teste do modelo é apresentado pela Figura 4.24 (a),(b),(c), que apresenta as curvas correspondentes aos ajustes de Fredlund e Xing (1994) para os solos ARPB, JPPB e SAPB respectivamente.

A Tabela 4.12 apresenta os parâmetros de entrada no modelo de Fredlund e Xing (1993) para ajuste às curvas características dos solos ARPB, JPPB e SAPB.

Tabela 4.12. Parâmetros de entrada no modelo de Fredlund e Xing (1993) para ajuste às curvas características dos solos ARPB, JPPB e SAPB.

SOLO	Parâmetros de ajuste			Sucção residual ($u_a - u_w$) _r (kPa)
	a	n	m	
ARPB	$1,21 \times 10^8$	0,299	26,90	20.000
JPPB	$8,00 \times 10^8$	0,235	22,00	30.000
SAPB	$3,3 \times 10^8$	0,218	16,90	20.000

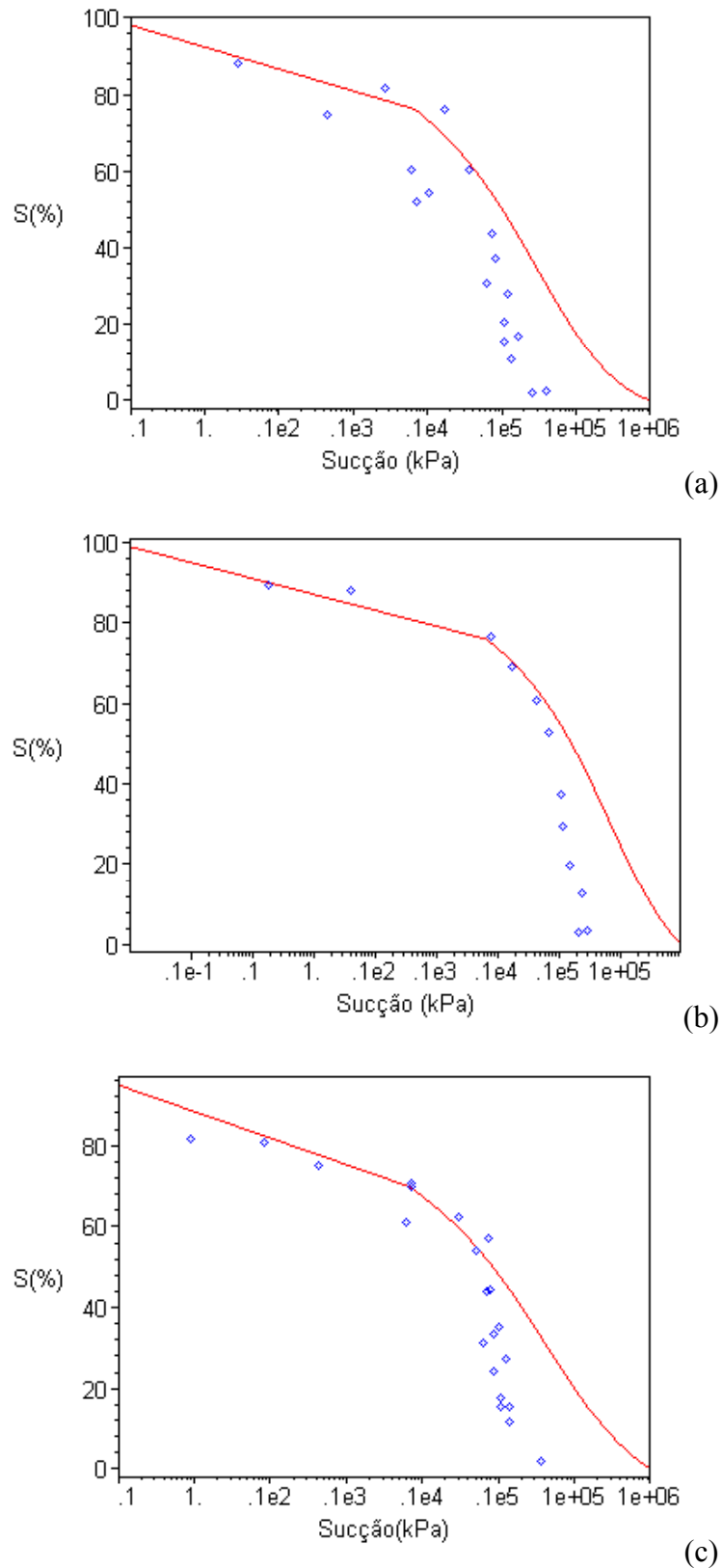


Figura 4.24. Curvas correspondentes aos ajustes de Fredlund e Xing (1994) para os solos: a) ARP, b) JPP e c) SAP em trajetória de secagem e umedecimento.

O modelo mostrou-se adequado para sucções baixas (estágio de dessaturação inicial), próximas ao valor de entrada de ar. Todavia, para as sucções correspondentes aos estágios de dessaturação secundário e residual, observam-se significativas diferenças entre os dados experimentais e as curvas provenientes dos modelos. O valor de sucção residual é de difícil determinação para os solos residuais, visto que estes não definem o estágio residual de dessaturação como os solos sedimentares. Desta forma, como este é um parâmetro de entrada do modelo, dificilmente ocorre a adequação para os solos residuais. Comportamento semelhante foi observado por Bortoli (1998) e Bastos (1999). Estudos de ambos os autores apresentaram diferenças entre as curvas experimentais e as provenientes do modelo para um solo residual de granito.

4.8. Porosimetria por intrusão de mercúrio.

Os ensaios de porosimetria foram executados, para os três solos, nas três condições de compactação (umidade ótima, ramo seco e úmido), com o objetivo de caracterizar a influência da variação das condições de compactação no volume e distribuição de poros.

O processo de intrusão foi efetuado em duas etapas:

1^a. intrusão – aplicação de pressões, continuamente, no intervalo de 6,89 kPa a 354 kPa, permitindo o preenchimento da maioria dos macroporos;

2^a. intrusão – aplicação de pressões, continuamente, no intervalo de 137 kPa a 227.000 kPa, permitindo o preenchimento dos mesoporos;

A classificação dos espaços porosos como macroporos, mesoporos e microporos, apresentada pela União Internacional de Química Pura e Aplicada (IUPAC) é função do diâmetro de poros e propõe a seguinte relação:

Macroporos – poros de diâmetro superior a $0,5\mu\text{m}$.

Mesoporos – poros de diâmetro entre $0,2\mu\text{m}$ e $0,5\mu\text{m}$.

Microporos – poros menores que $0,2\mu\text{m}$.

Por outro lado, Delage *et al* (1996) denominam os poros como:

Grandes - poros de diâmetro superior a $50\mu\text{m}$.

Médios - poros de diâmetro entre $0,5\mu\text{m}$ e $50\mu\text{m}$.

Pequenos - poros menores que $0,5\mu\text{m}$.

As duas classificações propostas não se mostraram adequadas para o estudo dos poros dos solos compactados estudados. Desta forma, resolveu-se denominar de macroporos, os preenchidos na primeira intrusão (diâmetro de poros $> 4\mu\text{m}$) e como mesoporos, os preenchidos na segunda intrusão (diâmetro de poros $< 4\mu\text{m}$). A Figura 4.25 apresenta os intervalos estabelecidos para as citadas classificações.

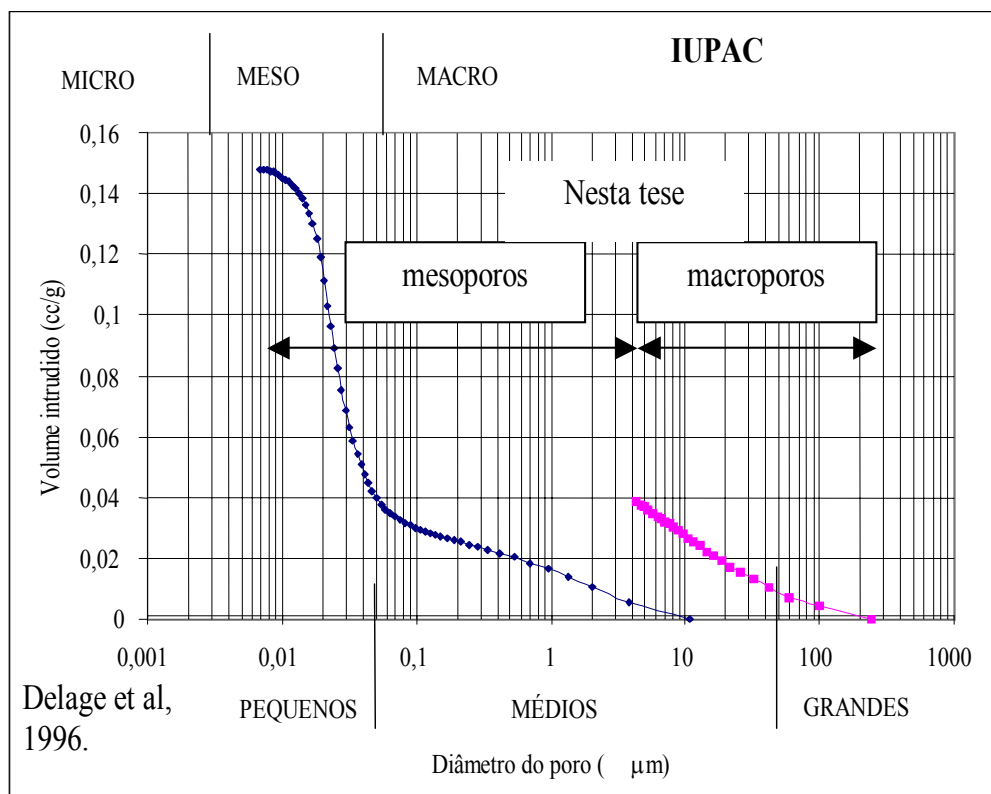


Figura 4.25. Nomenclaturas para classificação dos diâmetros de poro.

Os resultados são apresentados em termos de curvas de distribuição do volume de poros e distribuição cumulativa de poros, para as duas etapas de intrusão.

A Tabela 4.13 apresenta valores de coeficientes de uniformidade (C_u), coeficiente de curvatura (C_c), diâmetro efetivo (D_e) e diâmetros dos poros correspondentes a 50% do volume de mercúrio intrudido (D_{50}), referentes às curvas de distribuição dos mesoporos dos solos, em cada condição de compactação.

A Tabela 4.14 apresenta os diâmetros correspondentes a 50% do volume de mercúrio penetrado (D_{50}), para os solos nas três condições de compactação. A Tabela 4.15 apresenta os

volumes totais intrudidos (cm^3/g), para os solos em cada teor de umidade de compactação e procedimento de intrusão.

Tabela 4.13. Coeficientes de uniformidade (C_u), coeficiente de curvatura (C_c), diâmetro efetivo (D_e) e diâmetros correspondentes a 50% do volume de mercúrio intrudido (D_{50}), para os mesoporos em cada condição de compactação.

Solo	Condição de compactação (%)	C_u	C_c	D_e (μm)	D_{50} (μm)
ARPB	SECA	0,032	0,034	1,05	0,026
	ÓTIMA	0,036	0,088	0,664	0,027
	ÚMIDA	0,020	0,063	1,254	0,028
JPPB	SECA	0,011	0,107	2,360	0,034
	ÓTIMA	0,021	0,137	1,307	0,034
	ÚMIDA	0,019	0,188	1,507	0,036
SAPB	SECA	0,073	0,126	0,345	0,027
	ÓTIMA	0,029	0,079	0,895	0,028
	ÚMIDA	0,027	0,051	0,910	0,027

Tabela 4.14. Diâmetros correspondentes a 50% do volume de mercúrio intrudido (D_{50}), para os macroporos nas três condições de compactação.

Solo	D_{50} (μm)		
	SECA	ÓTIMA	ÚMIDA
ARPB	21,880	14,666	18,540
JPPB	11,226	10,136	15,920
SAPB	21,950	12,92	13,950

Tabela 4.15. Volumes totais intrudidos (cm^3/g) para macroporos e mesoporos em cada condição de compactação.

SOLO	Volumes totais intrudido (cm^3/g)					
	MACROPOROS			MESOPOROS		
	Condição seca	Condição ótima	Condição úmida	Condição seca	Condição ótima	Condição úmida
ARPB	0,085	0,034	0,039	0,138	0,144	0,148
JPPB	0,051	0,039	0,050	0,129	0,131	0,141
SAPB	0,066	0,025	0,049	0,128	0,136	0,124

Dois fatores afetam as distribuições de tamanho de poros: a composição granulométrica e a pressão de pré-adensamento. Desta forma, numa análise de porosimetria, devem-se sempre levar em conta a influência da granulometria no preenchimento dos espaços porosos e a pressão de compactação, que pode modificar os poros maiores e progressivamente induzir a um sistema de poros uniformes (Lapiere *et al*, 1990).

Semelhantemente ao critério utilizado para análise de curvas granulométrica, neste estudo, valores de C_c mais elevados indicam melhor graduação das curvas de distribuição de tamanho de poros (DTP) e C_u mais elevados indicam uma uniformidade maior destas curvas.

4.8.1. Solo ARPB.

A Figura 4.26 apresenta curvas de distribuição do tamanho de mesoporos e respectiva distribuição cumulativa para o solo ARPB, nas três condições de compactação.

Observa-se que ocorre apenas uma discreta diferença nestas distribuições. Esta diferença pode ser melhor averiguada através do diâmetro efetivo (D_e) (Tabela 4.13), cujo menor valor foi de $0,664\mu\text{m}$ para as condições ótimas. Observa-se ainda um coeficiente de curvatura (C_c) mais elevado para compactação nas condições ótimas.

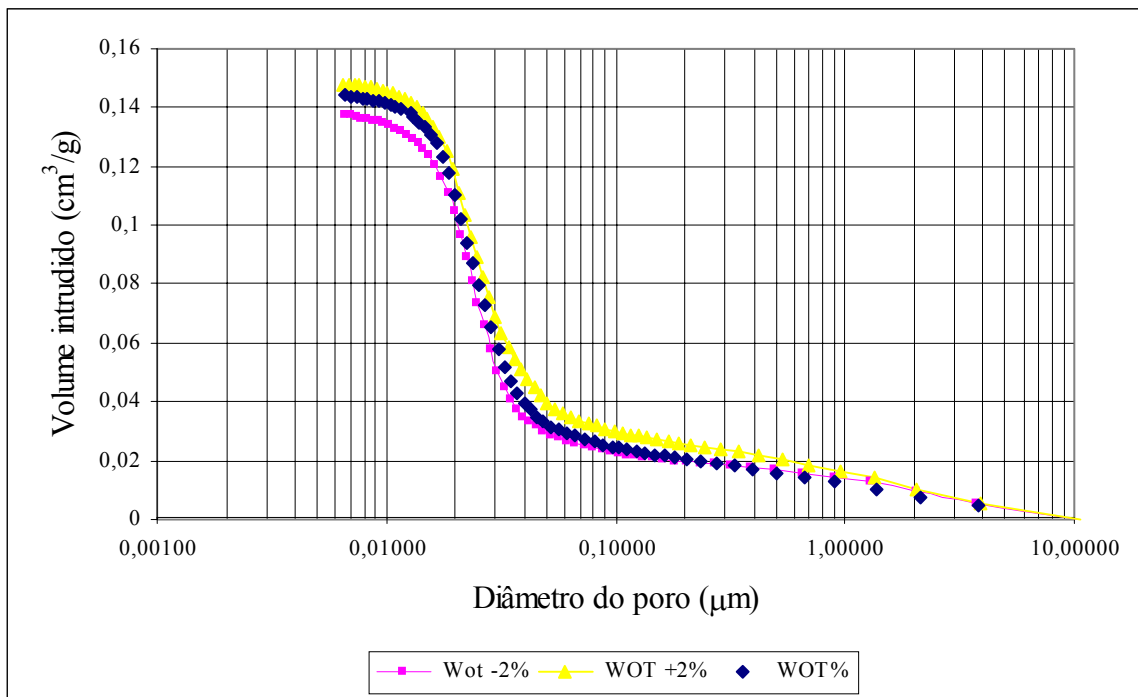
No ramo úmido, a curva de distribuição de tamanho de mesoporos está posicionada mais à direita do gráfico, indicando poros maiores e volume total de poros intrudidos superior (coerentemente com a menor pressão de pré-adensamento imposta).

Para as três distribuições, o maior volume de poros (cerca de 50% para o solo moldado no ramo úmido e 60% para o solo moldado no ramo seco) ocorre entre os diâmetros de $0,016\mu\text{m}$ a $0,033\mu\text{m}$. Entre os diâmetros de $0,04\mu\text{m}$ e $10\mu\text{m}$ ocorrem apenas 15% do volume de poros para os solos moldados no ramo úmido e 12% para os solos moldados no ramo seco.

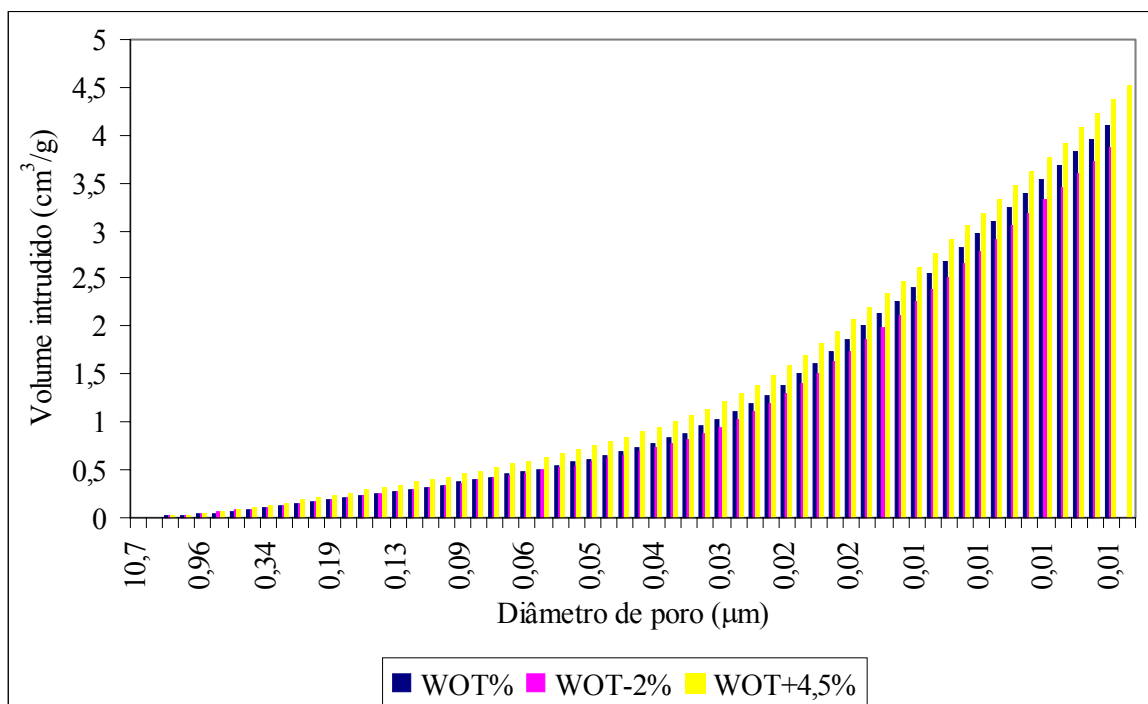
A Figura 4.27 apresenta as curvas de distribuição do volume de macroporos e respectiva distribuição cumulativa para o solo ARPB, nas três condições de compactação.

Observa-se o maior volume de macroporos acumulados, para as condições secas em relação às úmidas e ótimas respectivamente. Este aspecto encontra-se refletido nas micrografias óticas a serem apresentadas no Capítulo 5. Apesar das iguais densidades de compactação impostas para as condições secas e úmidas (Tabela 4.4), o fator que origina esta diferença diz respeito ao tipo de estrutura imposta sob condições secas, promovendo mais

macroporos e menos mesoporos. Para as três DTPs o maior volume de poros (cerca de 70%) ocorre entre o intervalo entre 4μ e 32μ .

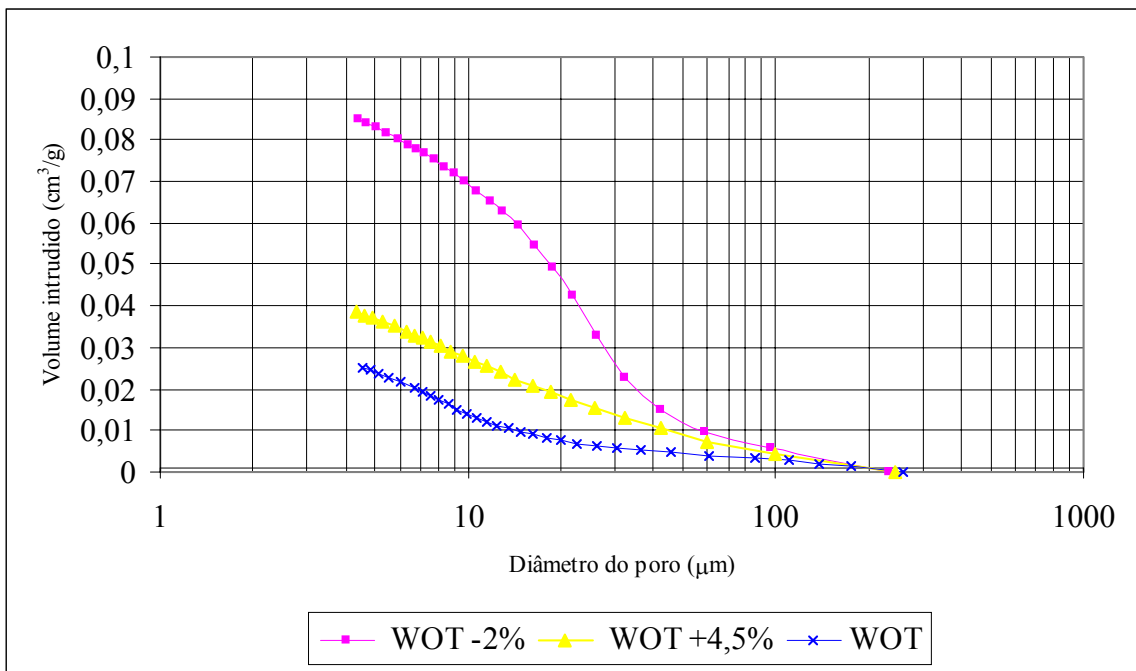


(a)

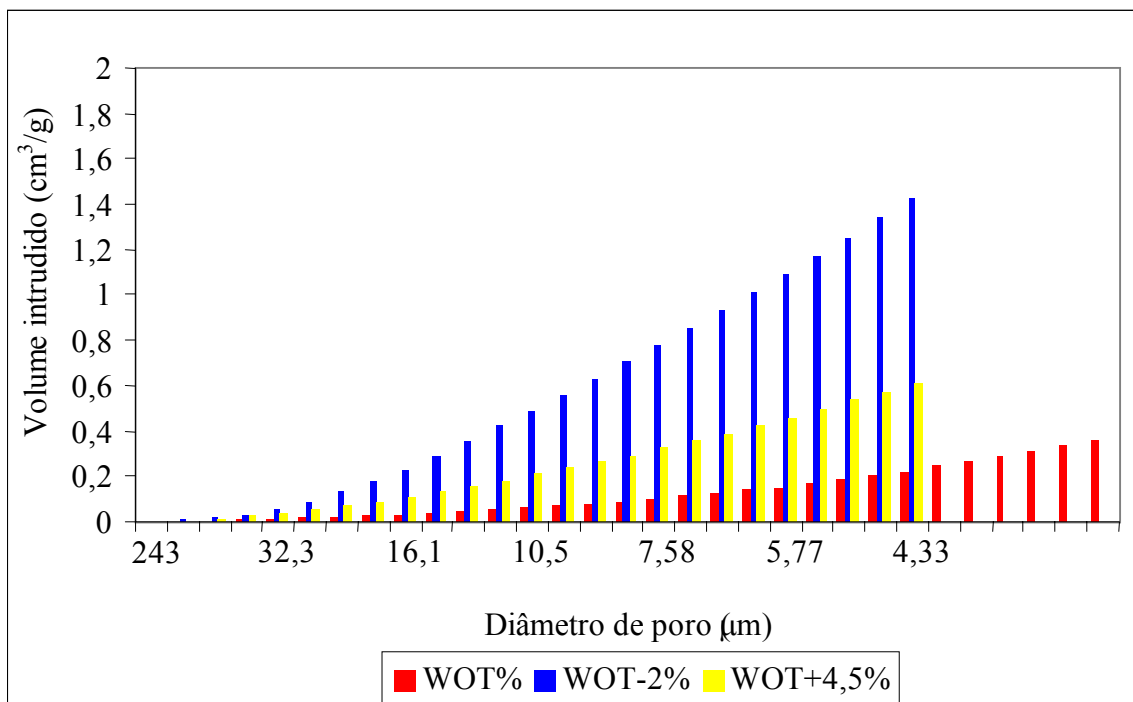


(b)

Figura 4.26. a) Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solo ARPB, nas três condições de compactação.



(a)



(b)

Figura 4.27. a) Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solo ARPB, nas três condições de compactação.

4.8.2. Solo JPPB.

A Figura 4.28 apresenta as curvas de distribuição do tamanho de mesoporos e distribuição cumulativa para solo JPPB, nas três condições de compactação.

Como se observa para este solo, os mesoporos apresentam distribuições semelhantes. A única diferença consiste no volume total de poros intrudidos mais elevado para as condições úmidas. Isto é proveniente da menor tensão de pré-adensamento imposta, conforme apresentado pela Tabela 4.5.

Para as três distribuições, o maior volume de poros, cerca de 60%, ocorre entre os diâmetros de $0,016\mu\text{m}$ a $0,05\mu\text{m}$, onde se observa o ponto de inflexão da curva. Diâmetros no intervalo de $0,05\mu\text{m}$ a $10\mu\text{m}$ correspondem ao restante da distribuição.

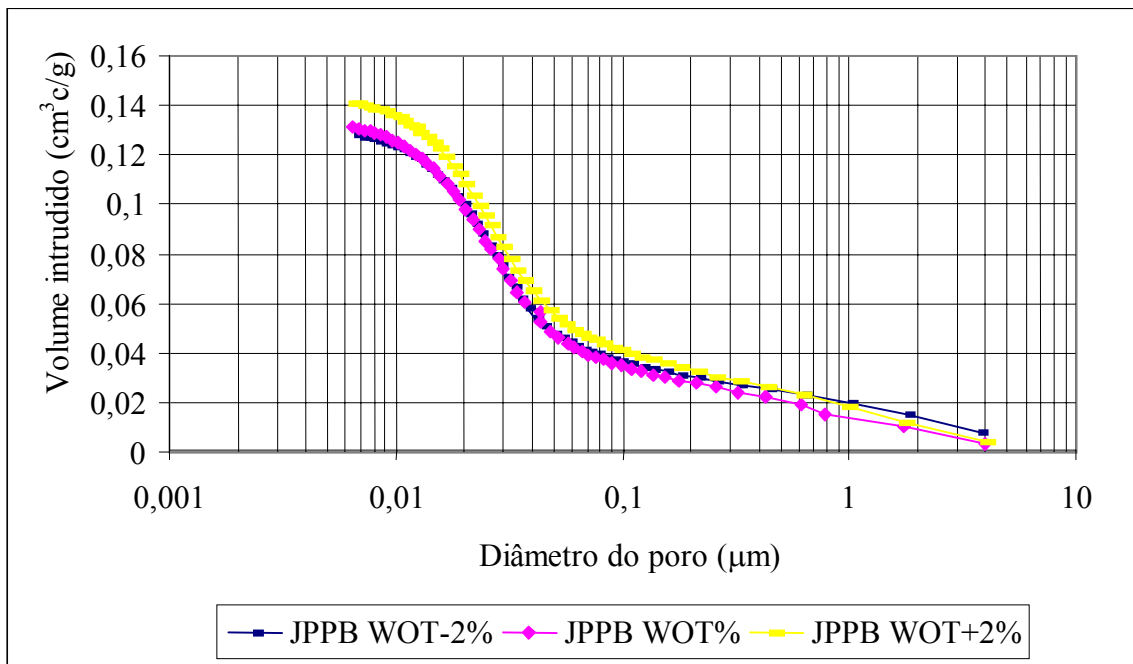
O solo JPPB apresenta uma composição mineralógica com presença maior de sesquióxidos de ferro, em relação aos solos ARPB e SAPB. Estes componentes cimentantes conferem uma estabilidade aos agregados e diminuição de vazios que impede modificações significativas de estrutura devido ao processo de compactação. Como será visto no capítulo 5, os vazios promovidos pelas diferentes condições de compactação apresentam diferenças menos significativas para este solo em relação aos demais.

Esta cimentação permanece nas três estruturas e só desaparece mediante altas tensões associadas a uma elevação do teor de umidade. Nos mesoporos, a cimentação acarreta uma homogeneidade das dimensões de poros mais significativa que para os macroporos.

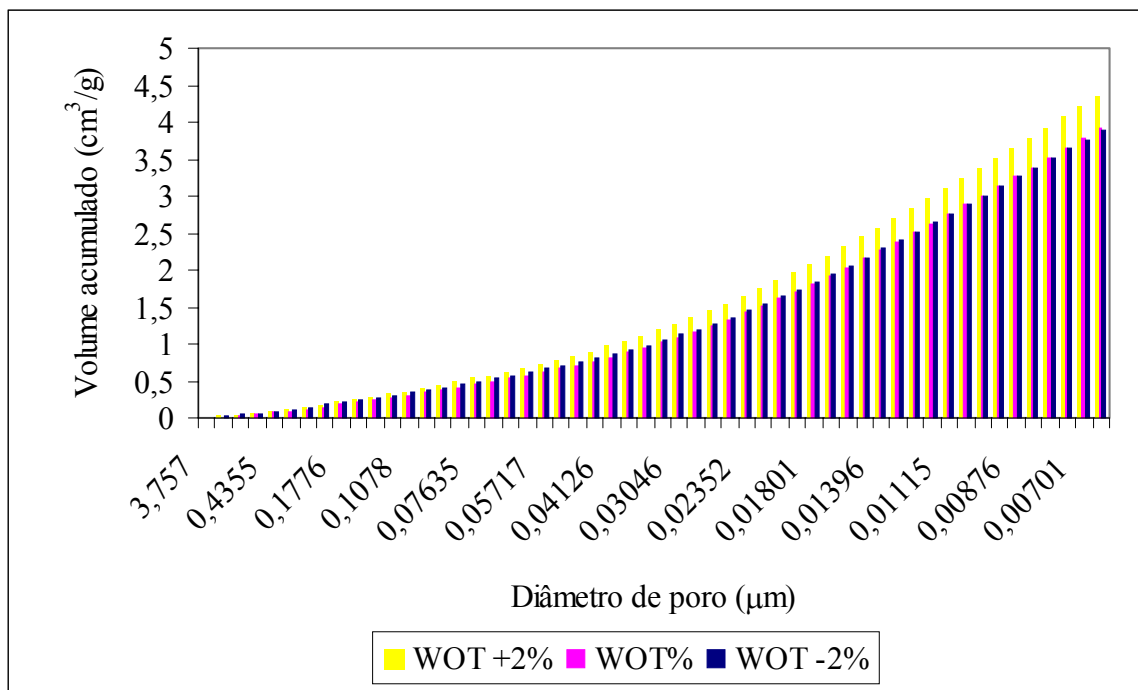
Observa-se o menor volume total intrudido para compactação nas condições ótimas. Os solos compactados nas condições seca e úmida apresentam volumes totais intrudidos praticamente iguais, da ordem de $0,050\text{cm}^3/\text{g}$, enquanto que o solo mcompactado na condição ótima apresentou volume total intrudido de $0,039\text{cm}^3/\text{g}$. Todavia, deve-se observar que a curva DTP para solo nas condições úmidas apresenta uma DTP melhor graduada em relação às condições secas. Isto favorecerá a transferência de sucção para estas condições.

A Figura 4.29 apresenta as curvas de distribuição do tamanho de macroporos e respectiva distribuição cumulativa para solo JPPB, nas três condições de compactação.

Para os macroporos, os volumes acumulados totais refletem as tensões de pré-adensamento impostas, ou seja, o volume de macroporos é inversamente proporcional ao valor da tensão de pré-adensamento (Tabela 4.5).

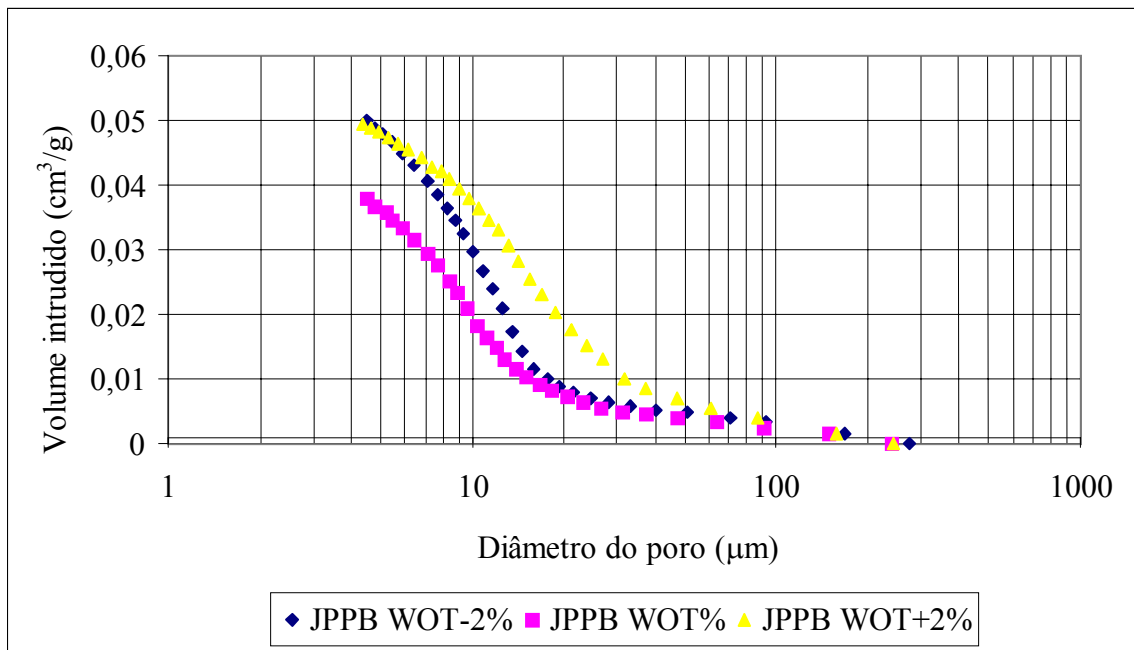


(a)

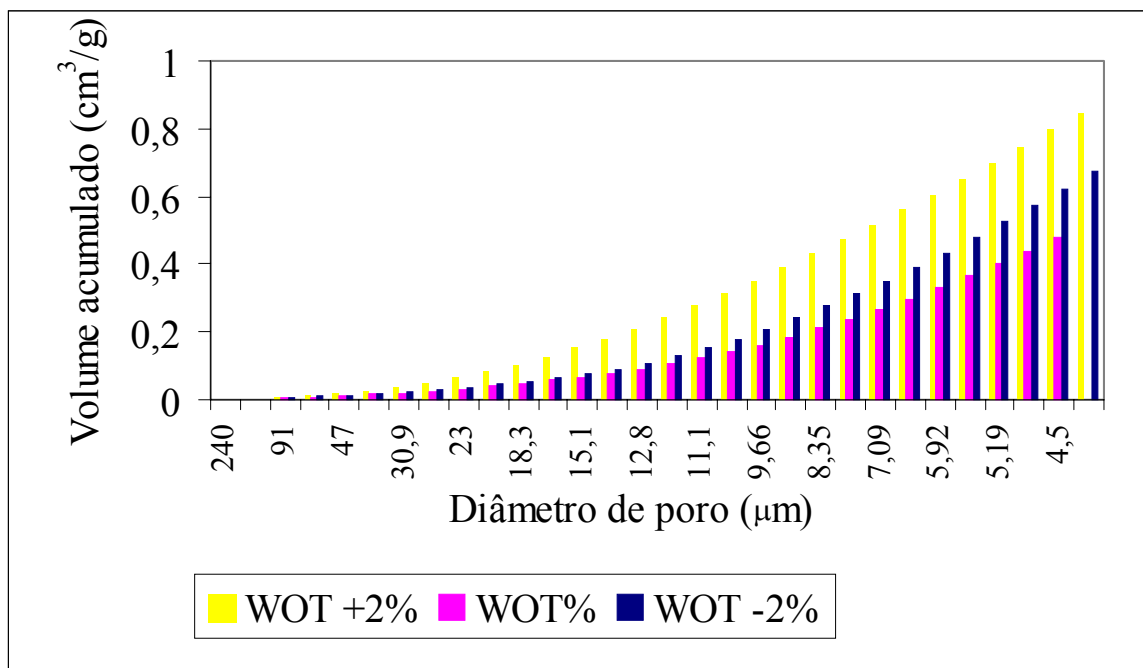


(b)

Figura 4.28. a) Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solo JPPB nas três condições de compactação.



(a)



(b)

Figura 4.29. a) Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solo JPPB, nas três condições de compactação.

4.8.3. Solo SAPB.

A Figura 4.30 apresenta curvas de distribuição do tamanho de mesoporos e distribuição cumulativa para solo SAPB, nas três condições de compactação.

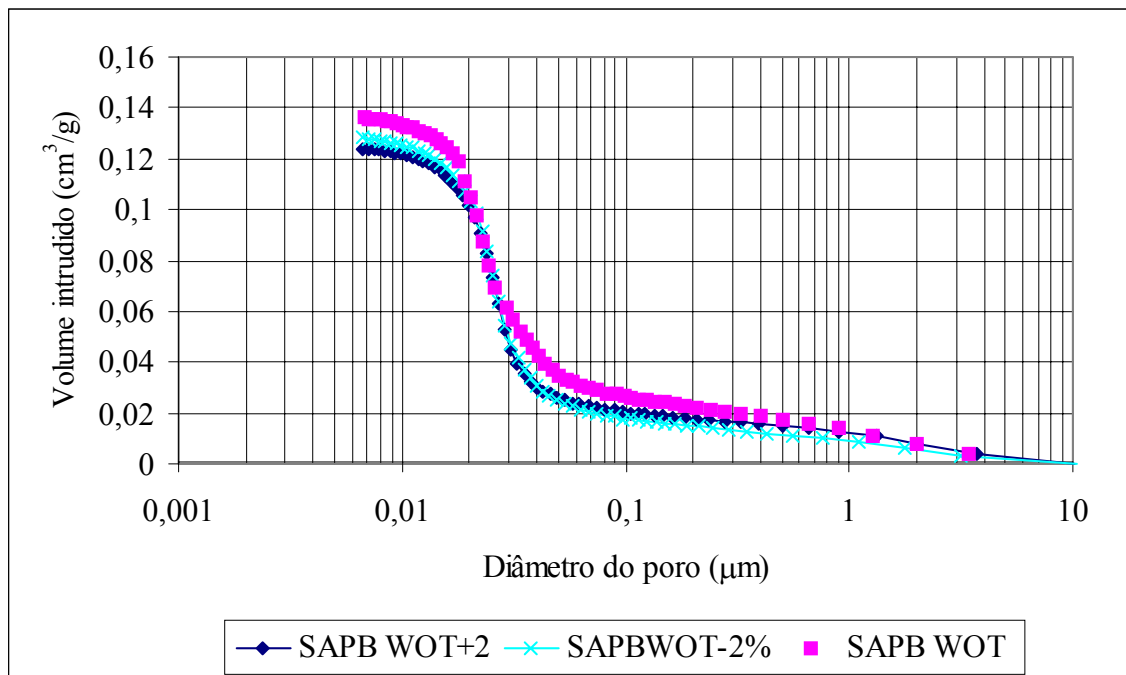
O solo SAPB apresentou as curvas de DTPs superpostas. A diferença entre os valores D_{50} é insignificante (Tabela 4.13) devido aos semelhantes valores de tensão de pré-adensamento impostas pela compactação. O maior volume acumulado de mesoporos foi observado para as condições ótimas.

Para as três distribuições, o maior volume de poros (cerca de 73%) ocorre entre os diâmetros de $0,01\mu\text{m}$ a $0,03\mu\text{m}$, onde se observa o ponto de inflexão da curva.

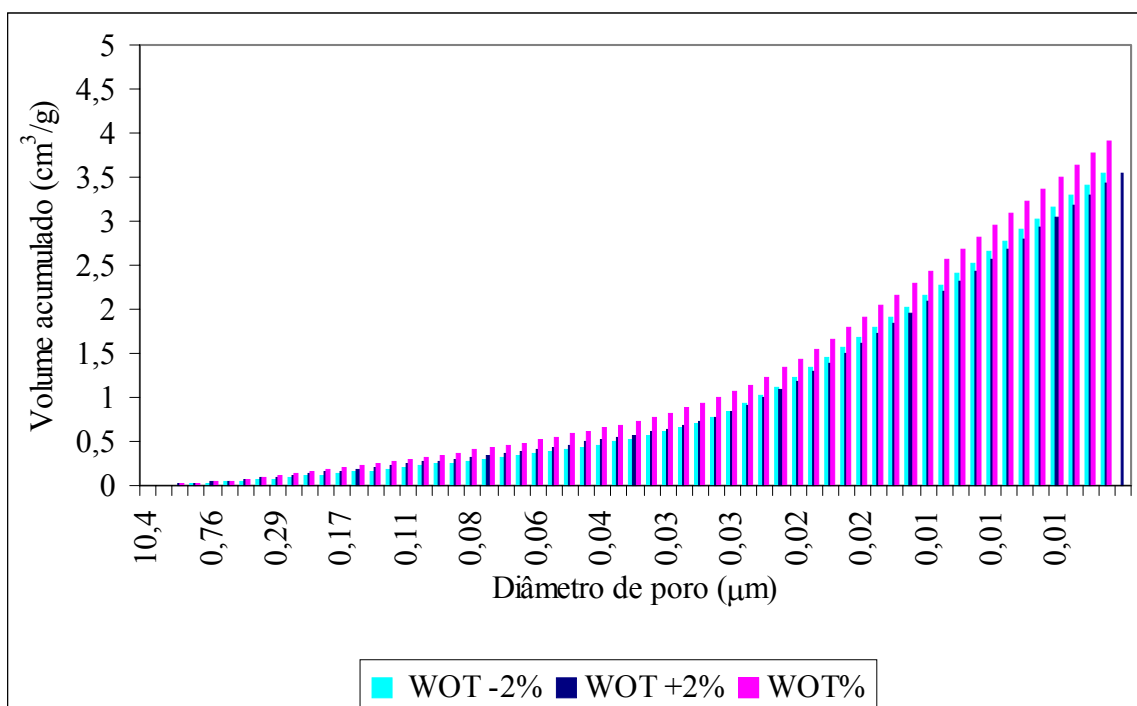
A Figura 4.31 apresenta as curvas de distribuição do tamanho de macroporos e distribuição cumulativa para solo SAPB, nas três condições de compactação.

O solo compactado no ramo seco apresenta curva DTP situada mais à direita do gráfico e D_{50} mais elevado, evidenciando o maior volume de poros maiores preenchidos com a mesma pressão de intrusão. O volume total intrudido para o solo nas condições ótimas ($0,025\text{ cm}^3/\text{g}$) foi inferior aos volumes correspondentes às condições secas ($0,066\text{ cm}^3/\text{g}$) e úmidas ($0,049\text{ cm}^3/\text{g}$), respectivamente.

Para as condições ótimas se observa um volume de macroporos menor e de mesoporos maior e distribuições e tamanho de poros melhor graduados.

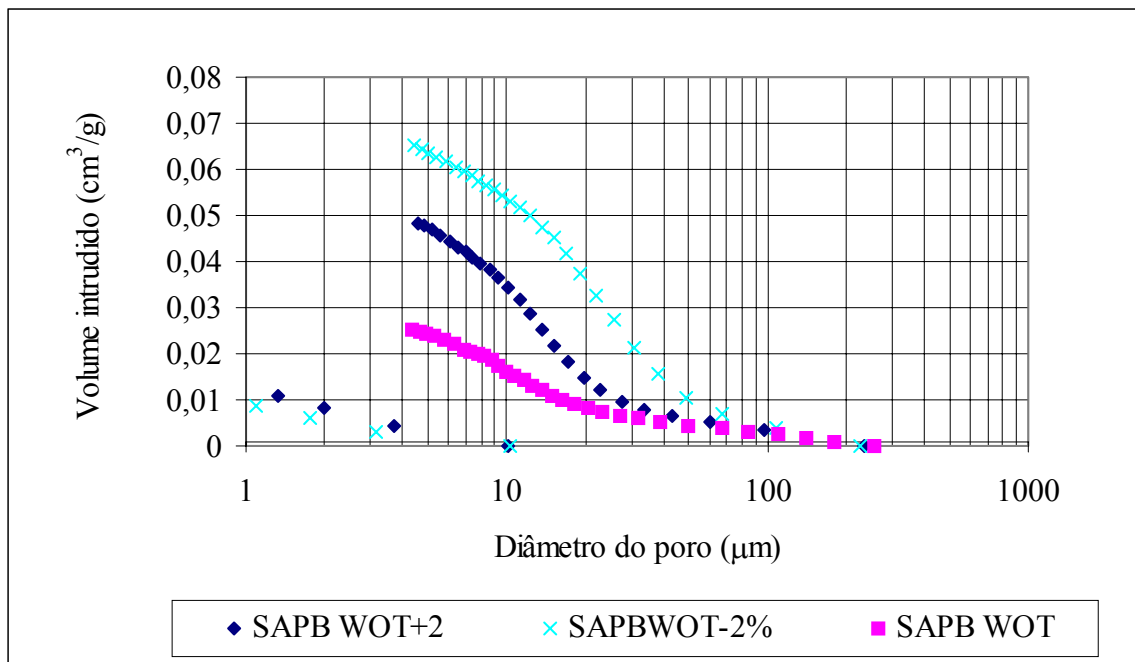


(a)

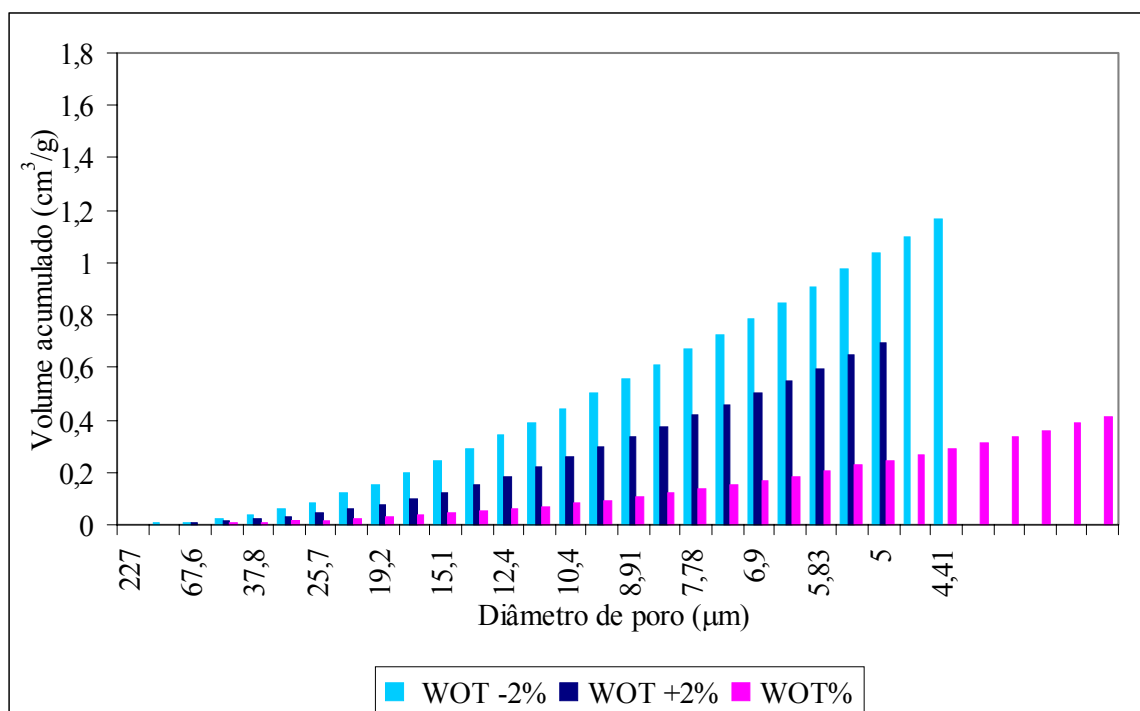


(b)

Figura 4.30. a) Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solo SAPB, nas três condições de compactação.



(a)



(b)

Figura 4.31. a) Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solo SAPB, nas três condições de compactação.

4.8.4. Condição seca para os três solos

A Figura 4.32 apresenta as curvas de distribuição do volume de mesoporos e distribuição cumulativa para os três solos nas condições secas. Conjuntamente com dados apresentados na Tabela 4.13, as seguintes observações podem ser feitas:

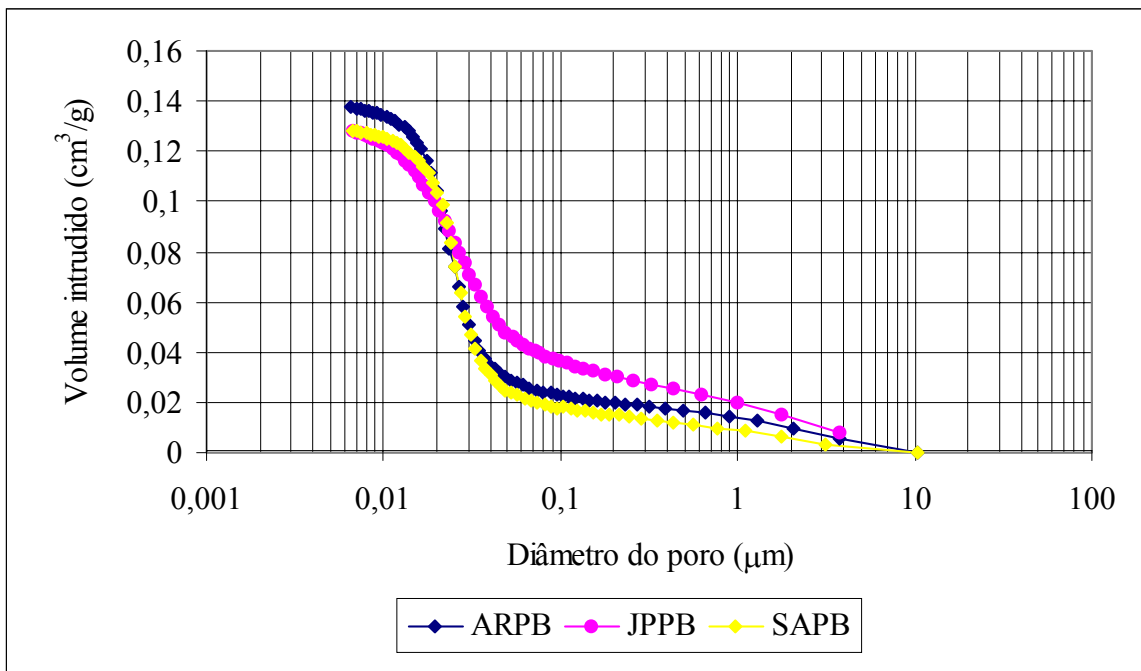
O solo JPPB apresenta uma distribuição de mesoporos melhor graduada, em relação aos solos APPB e SAPB. O que pode ser observado na curva de distribuição e na distribuição cumulativa de mesoporos nas mesmas condições.

Os solos ARPB e SAPB apresentam uma superposição entre as DTP, diferindo apenas no volume total intrudido ($0,085\text{cm}^3/\text{g}$ e $0,066\text{ cm}^3/\text{g}$ para solo ARPB e SAPB, respectivamente).

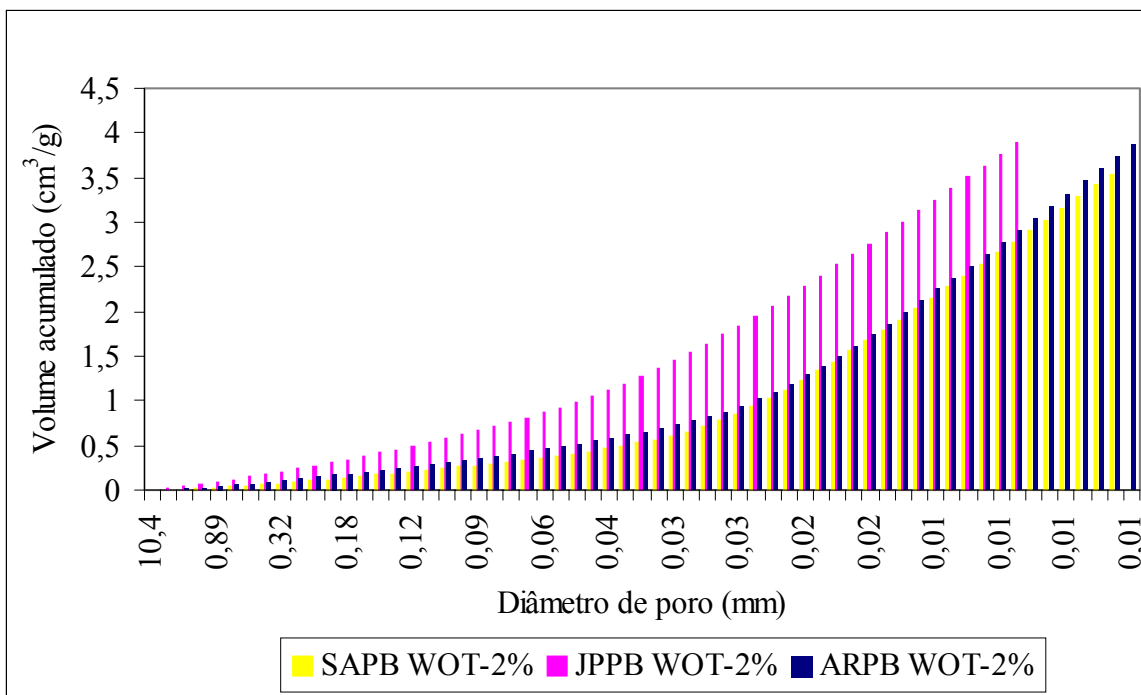
A melhor graduação da distribuição do solo JPPB, em relação aos solos ARPB e SAPB, permitirá uma melhor transferência de sucção nestas condições de compactação.

A Figura 4.33 apresenta as distribuições de tamanho de macroporos e distribuição cumulativa os solos ARPB, JPPB e SAPB nas condições secas.

Para os macroporos, percebe-se que as diferenciações entre as distribuições são mais significativas que para os mesoporos, evidenciando a influência da mineralogia e da tensão de pré-adensamento imposta. Como comentado neste capítulo, uma cimentação mais efetiva, devido a um maior teor de sesquióxidos de ferro, proporciona ao solo JPPB uma estrutura mais fechada em relação aos solos SAPB e ARPB.

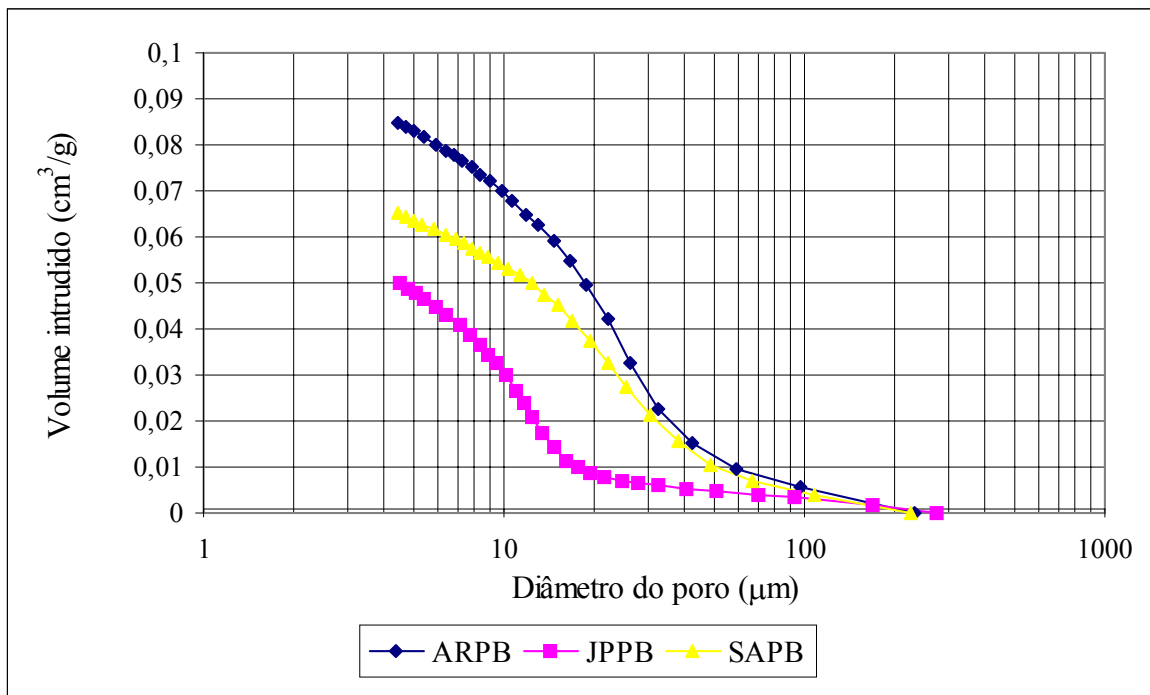


(a)



(b)

Figura 4.32. Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solos nas condições secas.



(a)

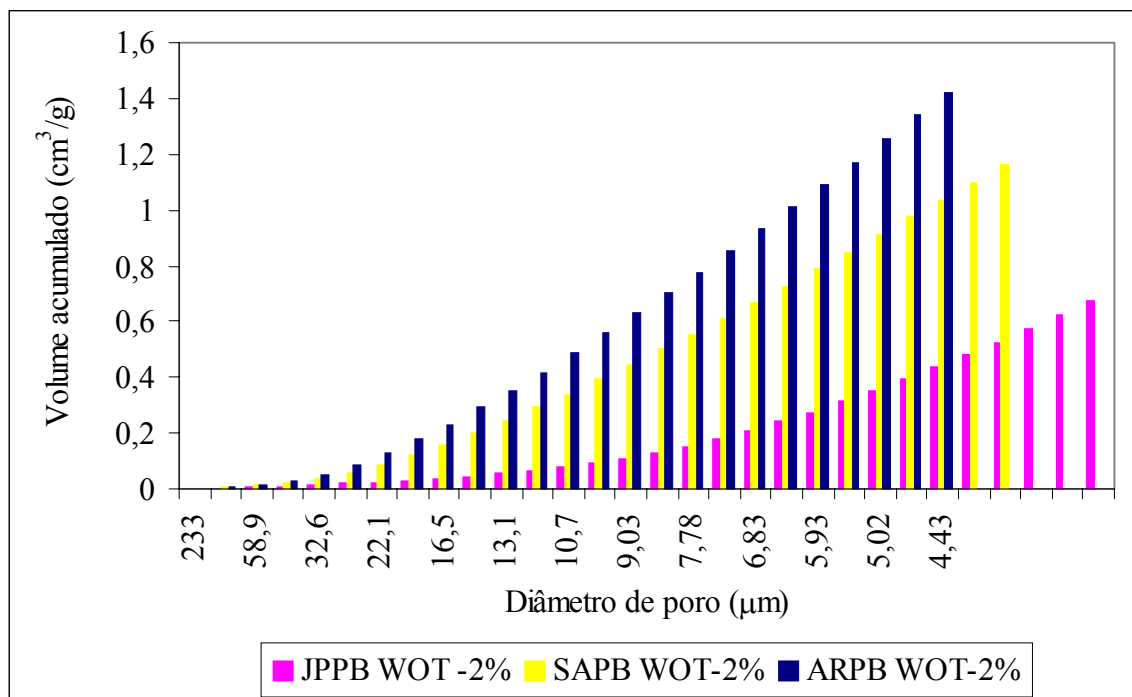


Figura 4.33. Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solos nas condições secas.

4.8.5. Condição ótima para os três solos

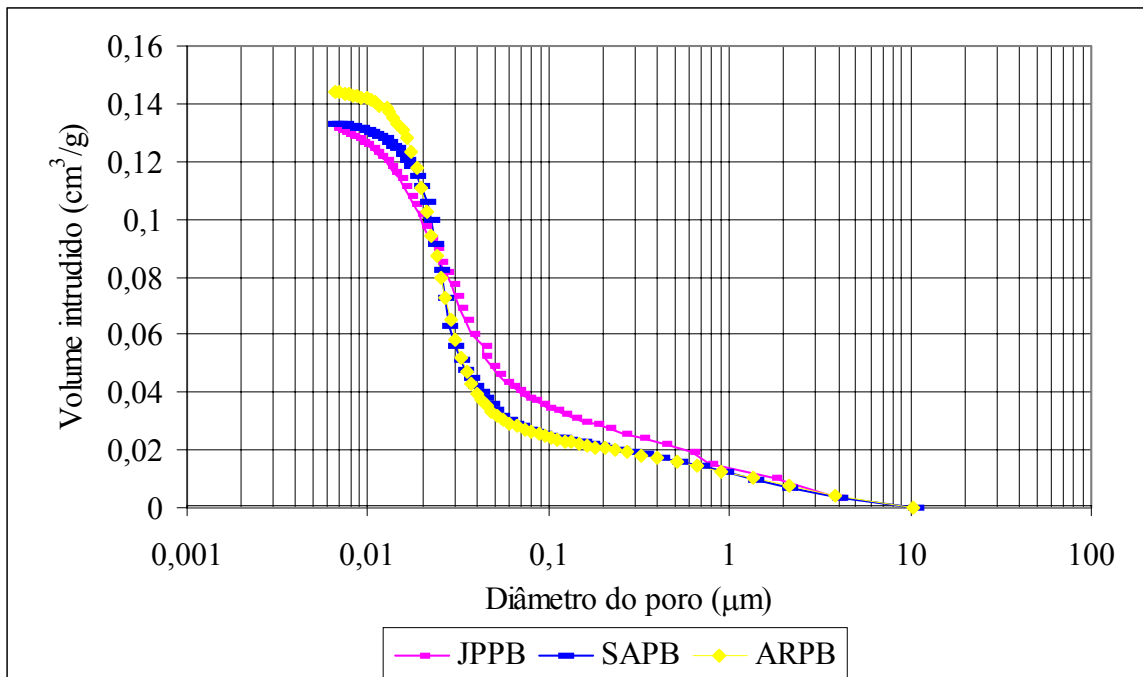
A Figura 4.34 apresenta as distribuições de tamanho de macroporos e distribuição cumulativa para os solos ARPB, JPPB e SAPB nas condições ótimas.

Observa-se nesta figura uma melhor graduação da curva DTP referente ao solo JPPB. Este aspecto está representado por um coeficiente de curvatura (C_c) mais elevado e por um coeficiente de uniformidade (C_u) inferior. Além de uma menor distribuição de poros, o solo JPPB apresentou ainda o menor volume total de poros intrudidos. Desta forma, dado que os três solos apresentam índices de vazios iniciais e densidades secas semelhantes, para esta condição de compactação (Tabela 4.4), pode-se afirmar que este comportamento se deve à composição mineralógica e à imposição de uma maior tensão de pré-adensamento a este solo (Tabela 4.5).

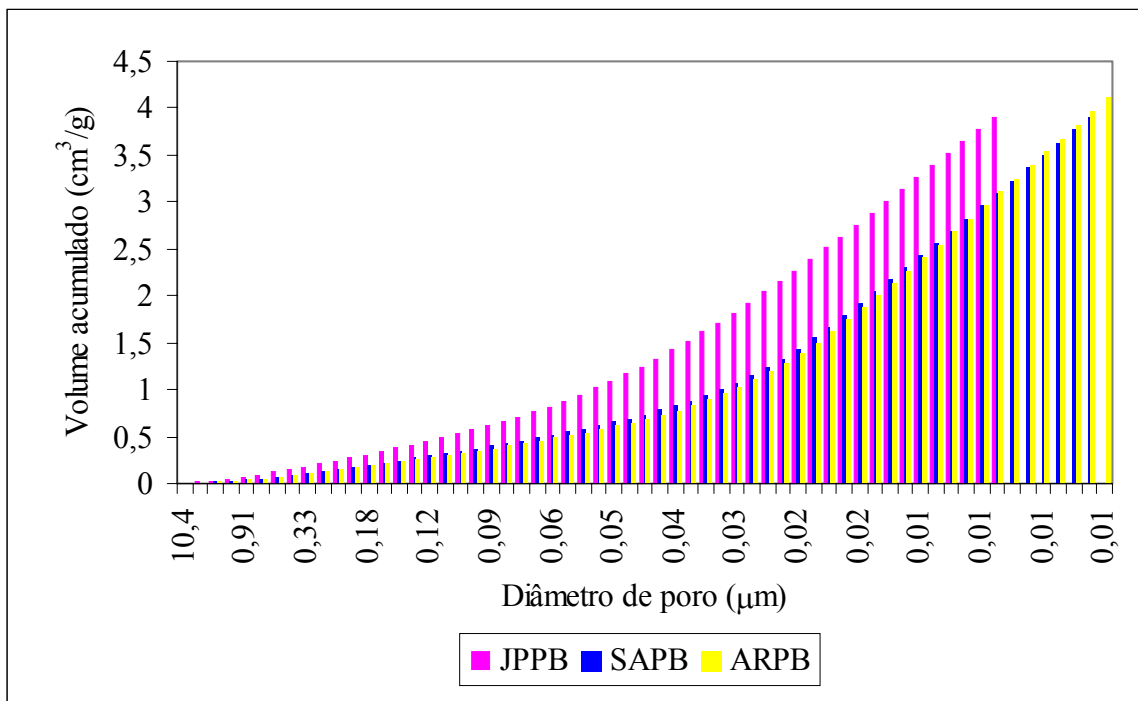
Para análise de compressibilidade, índices de vazios médios semelhantes tomados isoladamente, não representam a distribuição de poros para análise do comportamento de compressibilidade ou condutividade hidráulica, devendo ser associados aos tipos de poros apresentados pela estrutura. O tipo e a distribuição de poros influencia nas propriedades de retenção d'água e conseqüentemente na transferência de sucção, o que por sua vez afeta na compressibilidade.

A Figura 4.35 apresenta a distribuição do tamanho de macroporos e distribuição cumulativa para os três solos nas condições ótimas. Devido às semelhanças de densidades impostas nestas condições, observam-se curvas DTP pouco variáveis para os três solos.

Para estas condições de compactação, o solo JPPB apresenta mais macroporos que os solos SAPB e ARPB, apesar da maior tensão de pré-adensamento imposta. Por outro lado, apresenta também o menor diâmetro, correspondente a 50% do volume intrudido (D_{50}) (Tabela 4.14). O solo SAPB apresentou a melhor graduação para a curva de distribuição do tamanho de macroporos.

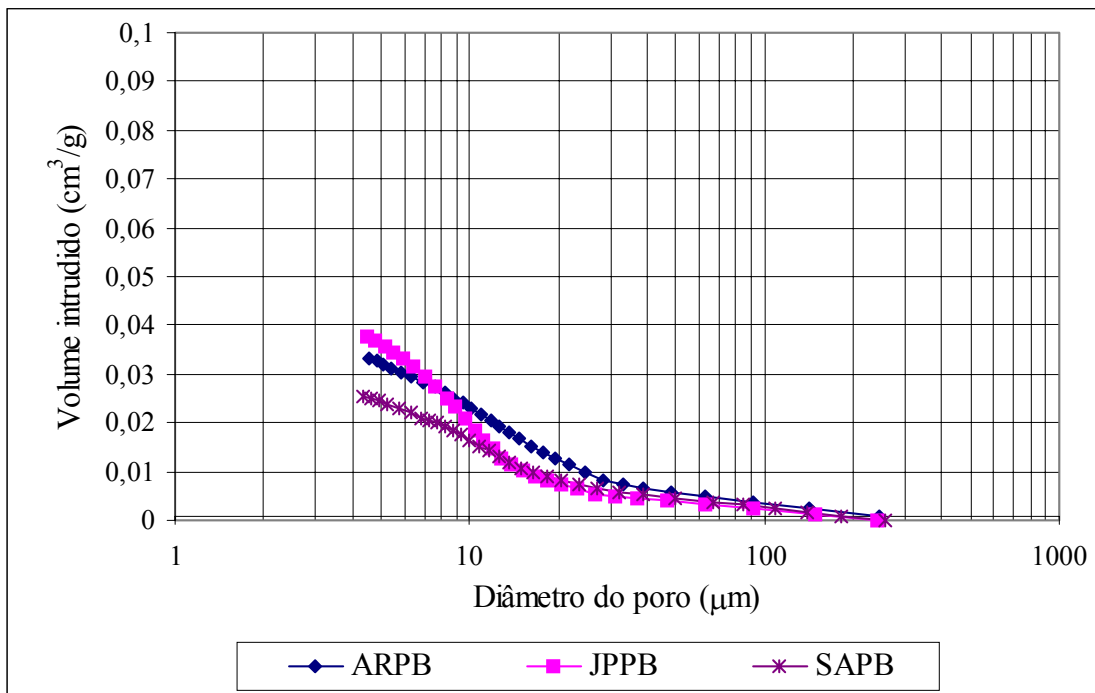


(a)

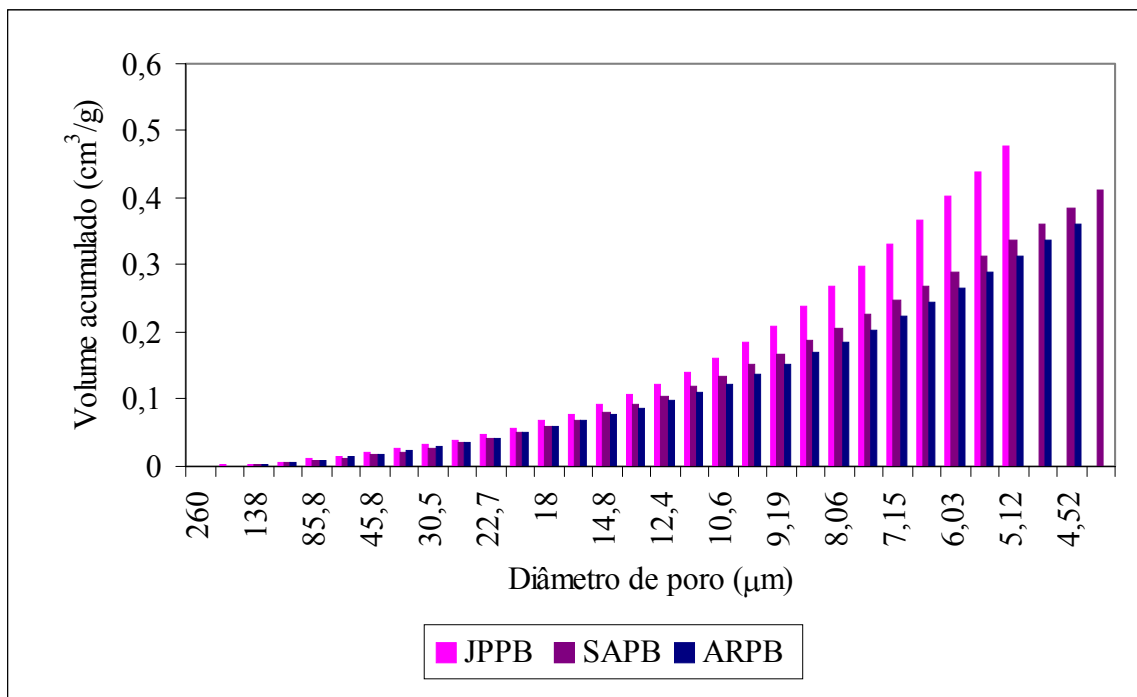


(b)

Figura 4.34. Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solos na condição ótima.



(a)



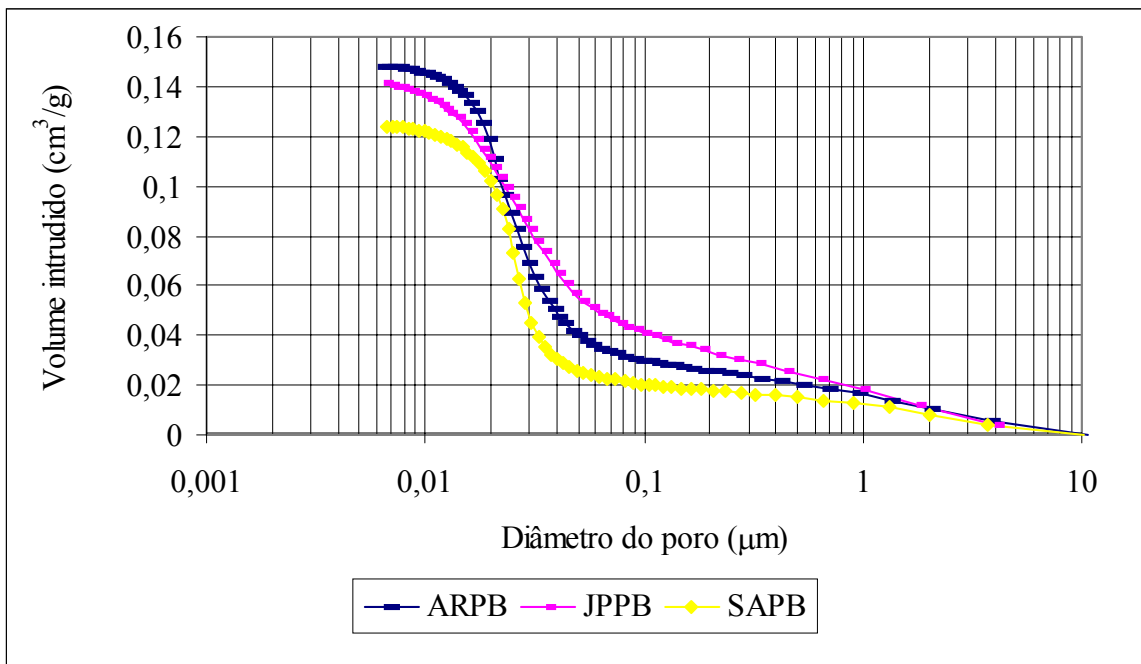
(b)

Figura 4.35. Distribuição do tamanho de macroporos e (b) distribuição cumulativa para solos na condição ótima.

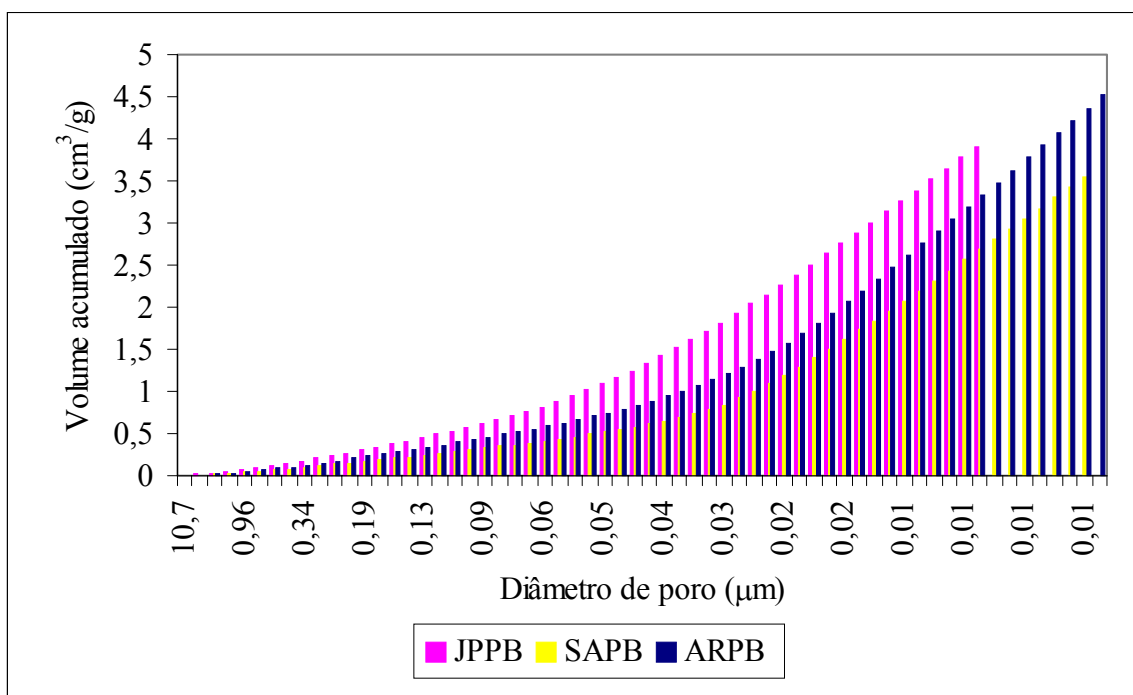
4.8.6. Condição úmida para os três solos

A Figura 4.36 apresenta a distribuição do tamanho de mesoporos e distribuição cumulativa para os três solos na condição úmida.

O menor volume total intrudido foi observado para solo SAPB ($0,124\text{cm}^3/\text{g}$) e maior para o solo ARPB ($0,148\text{cm}^3/\text{g}$). Semelhante ao que ocorreu para os solos compactados na umidade ótima e ramo seco, o solo JPPB compactado na condição úmida possui melhor graduação da distribuição do tamanho de poros, o que também é expresso através da distribuição cumulativa destes.



(a)



(b)

Figura 4.36. Distribuição do tamanho de mesoporos e (b) distribuição cumulativa para solos nas condições úmidas.

A Figura 4.37 apresenta a relação entre D_{50} e o teor de umidade de compactação para os macroporos. Observam-se menores valores de D_{50} para os parâmetros ótimos de compactação em cada solo e para os solos JPPB e SAPB valores de D_{50} ramo seco maiores que D_{50} no ramo úmido. Apesar de valores idênticos de densidades secas impostas para as condições seca e úmida, para os solos SAPB e JPPB os macroporos do ramo úmido apresentam-se com diâmetros inferiores aos do ramo seco. Estudos de vários autores, entre os quais Ahmed *et al* (1974) e Delage *et al* (1994), atestaram que devido às diferentes estruturas impostas pela compactação, podem ocorrer variações nos diâmetros de poros para solos com mesmo índice de vazios. No ramo seco, ocorrem mecanismos de floculação da estrutura, originando diâmetros de poro superiores em relação ao ramo úmido.

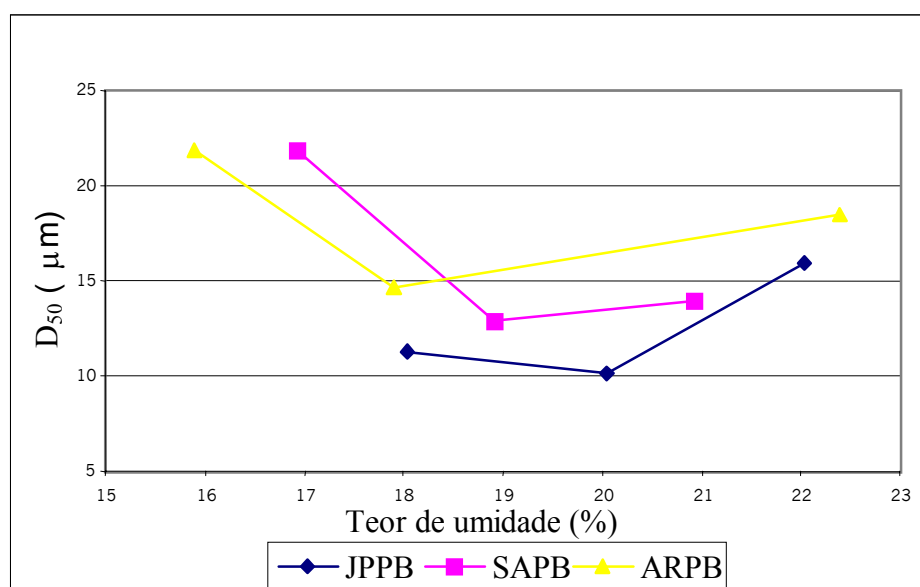


Figura 4.37. Relação entre D_{50} e teor de umidade de compactação para os macroporos dos solos nas três condições de compactação.

Diante das análises realizadas para as condições secas, ótimas e úmidas, pode-se destacar alguns aspectos que diferenciaram o comportamento das distribuições de poros para os três solos:

O solo JPPB apresenta melhores distribuições de tamanho de mesoporos para condições seca, ótima e úmida em relação aos solos ARPB e SAPB.

Os solos ARPB e SAPB apresentam distribuições de mesoporos semelhantes para as três condições de compactação. Todavia, para estas três distribuições, o solo SAPB apresenta menores volumes totais intrudidos em relação ao solo ARPB.

O aspecto mais importante na determinação do comportamento dos solos não saturados é a graduação das curvas de distribuição, os solos apresentam volumes totais de mesoporos semelhantes, mas diferentes graduações das curvas de distribuição.

Em relação às distribuições dos macroporos, as maiores diferenças foram observadas para a condição seca. O volume total intrudido variou de $0,051\text{cm}^3/\text{g}$, para o solo JPPB, a $0,085\text{ cm}^3/\text{g}$ para o solo mais poroso (SAPB). A maior porosidade para as condições secas está associada à existência de agregados.

Nas condições ótimas as distribuições de macroporos apresentaram menores variações de comportamento.

Capítulo 5.

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. Relação entre vazios observados pela porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM) e pela microscopia ótica (MO).

Neste item estão relacionadas características das distribuições de poros observadas através dos métodos de porosimetria por intrusão de mercúrio e microscopia ótica. As características de diâmetro, distribuição e volume de poros são analisadas através dos resultados apresentados pelos dois métodos. Os dados de porosimetria por intrusão de mercúrio foram apresentados no Capítulo 4.

Os conjuntos de microscopias óticas são referentes aos solos ARPB, JPPB e SAPB nas três condições de compactação. As micrografias foram realizadas conforme descrito no Capítulo 3. Os vazios são representados por vários tons de azul.

5.1.1. Solo ARPB.

O conjunto representado pelas Figuras 5.1 a 5.3 apresenta as imagens em microscopia do solo ARPB (LN, aumento de 96 x) nas condições ótima, seca e úmida.

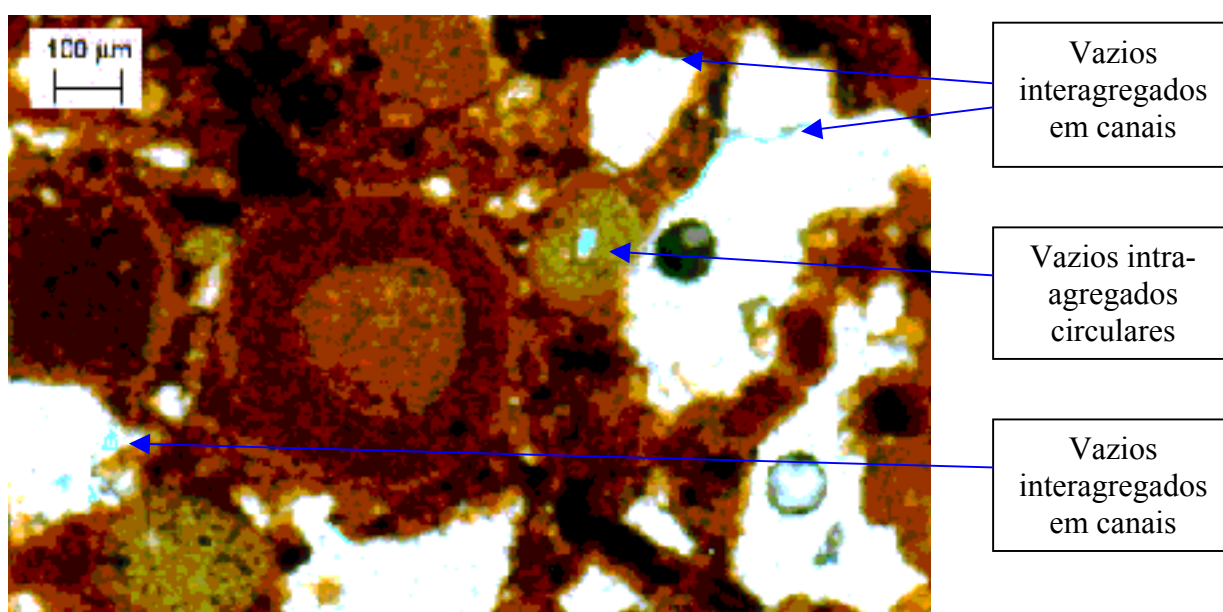
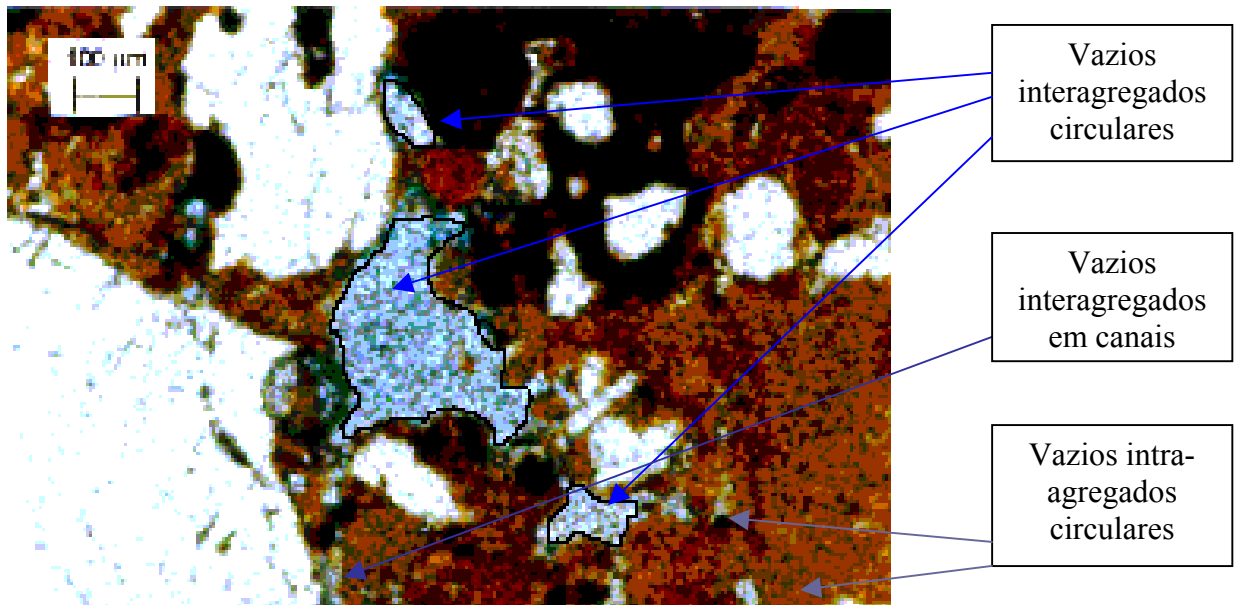
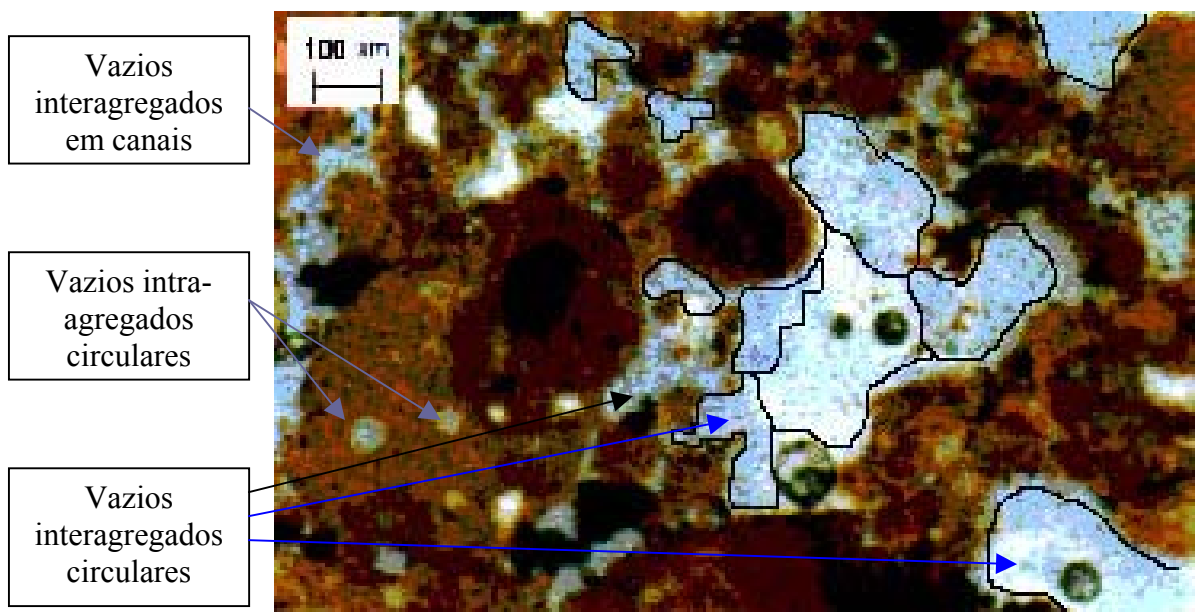


Figura 5.1. Imagem em microscopia do solo ARPB (LN, aumento de 96 x) na condição ótima.



(a)



(b)

Figura 5.2(a) e (b). Imagem em microscopia do solo ARPB (LN, aumento de 96 x) na condição seca.

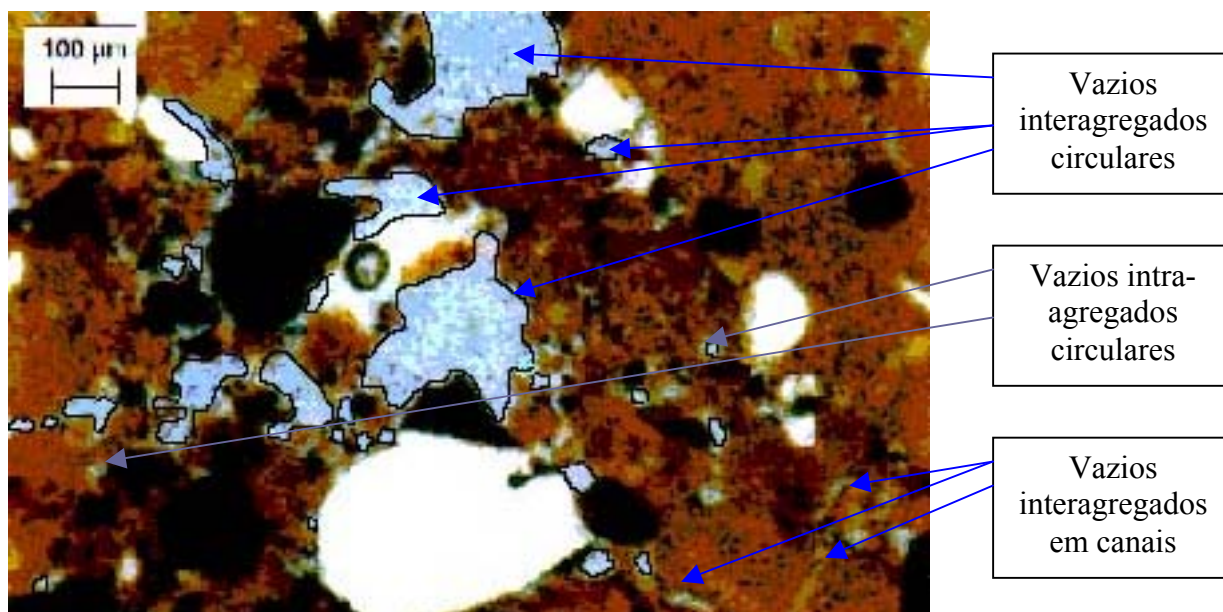


Figura 5.3. Imagem em microscopia do solo ARPB (LN, aumento de 96 x) na condição úmida

As seguintes observações podem ser realizadas mediante as figuras 5.1 a 5.3:

a) Condição ótima

A Figura 5.1, correspondente à condição ótima, apresenta vazios interagregados e intra-agregados. Os vazios interagregados aparecem nos contornos das agregações. Estes vazios constituem macroporos com diâmetros máximos de $40\mu\text{m}$ e aparecem principalmente em formas de canais. Isto ocorre devido à densidade de compactação imposta que promove o preenchimento dos vazios interagregados circulares maiores.

Os vazios intra-agregados aparecem em formas circulares e apresentam o mesmo diâmetro máximo que para os vazios interagregados. A forma circular destes vazios ocorre devido à proteção externa pela cimentação existente ao redor do agregado.

b) Condições seca e úmida

Nas condições seca (Figura 5.2 (a) e (b)) e úmida (Figura 5.3) as micrografias apresentam vazios interagregados e intra-agregados bem definidos, circulares e em canais. Os vazios interagregados de maiores dimensões observados são circulares e constituem macroporos com diâmetro máximo de $300\mu\text{m}$.

Através da Figura 4.27, correspondente às distribuições dos macroporos para o solo nas condições secas, os macroporos com dimensões maiores que 240 μ m representam apenas 2% do volume total intrudido. Analogamente, na observação das lâminas, observou-se que os vazios maiores que 240 μ m ocorrem com menor frequência com relação aos macroporos de menores dimensões (menores que 60 μ m).

Comparando-se as Figuras 5.2b e 5.3 correspondentes às condições seca e úmida respectivamente, observa-se o maior volume de macroporos para as condições secas em relação às condições úmidas. Este aspecto é coerente com a distribuição de macroporos apresentada pela Figura 4.27.

A observação das lâminas confirma os resultados de PIM nos quais as compactações nas condições seca e úmida promovem mais macroporos que a compactação na umidade ótima. Desta forma, pode-se validar a relação apresentada nos resultados de PIM (Tabela 4.15):

$$\text{Vol. de macroporos condição seca} > \text{Vol. de macroporos na condição úmida} > \text{Vol. macroporos na condição ótima.}$$

Os mesoporos apresentados pelas DTP são possivelmente os que aparecem dentro dos agregados e encontram-se distribuídos dentro da matriz de solo.

Segundo Delage *et al* (2002) a maior densidade na umidade ótima é resultado da maior tensão de compactação e da resistência mais baixa dos agregados, que deformam e quebram mais facilmente, reduzindo principalmente a porosidade interagregados.

A correlação observada entre os métodos de MO e PIM foi considerada satisfatória para o solo ARPB. As micrografias óticas se mostraram mais úteis para avaliações dos macroporos (tipo e distribuição). Por outro lado, as distribuições de tamanho de poros (PIM) são indispensáveis na quantificação tanto de mesoporos quanto de macroporos.

5.1.2. Solo JPPB.

O conjunto representado pelas Figuras 5.4 a 5.6 apresenta as imagens em microscopia do solo JPPB (LN, aumento de 96 x) nas condições ótima, seca e úmida. As seguintes observações podem ser realizadas:

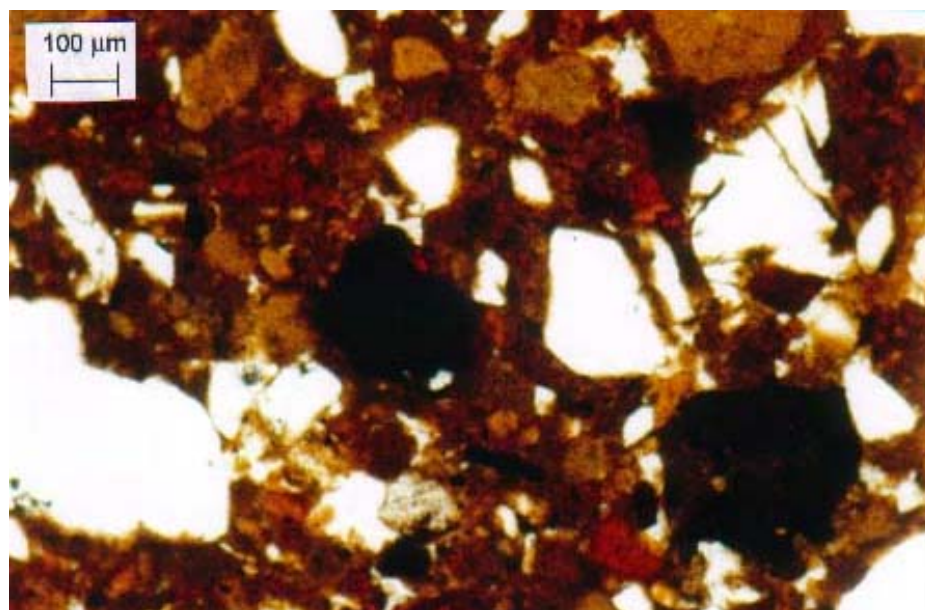


Figura 5.4. Imagem em microscopia do solo JPPB (LN, aumento de 96 x) na condição ótima.

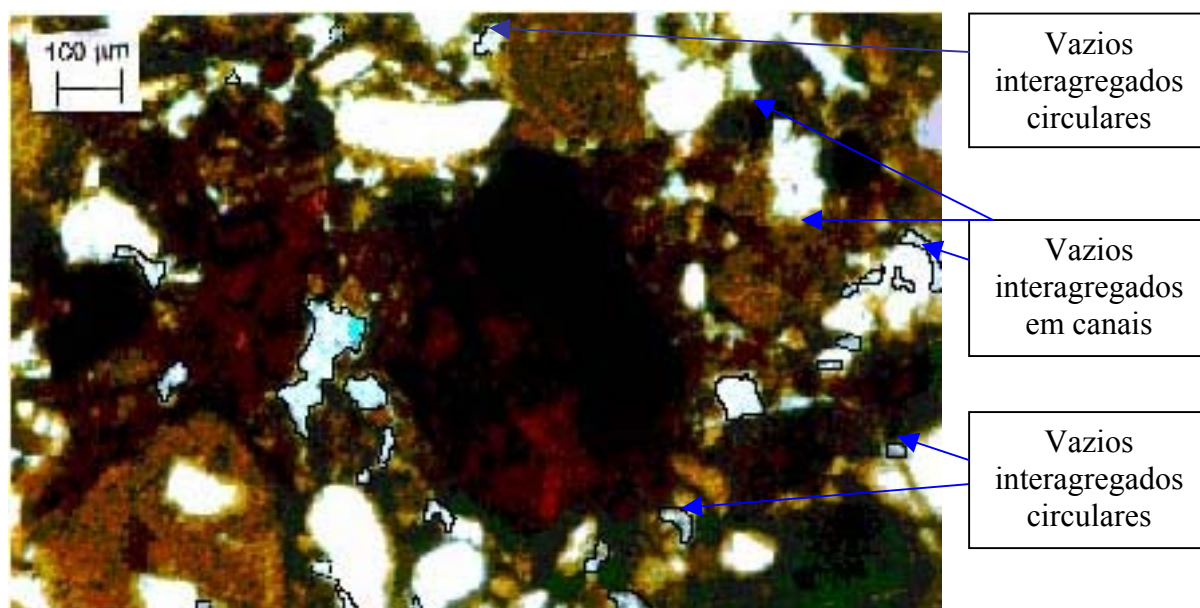
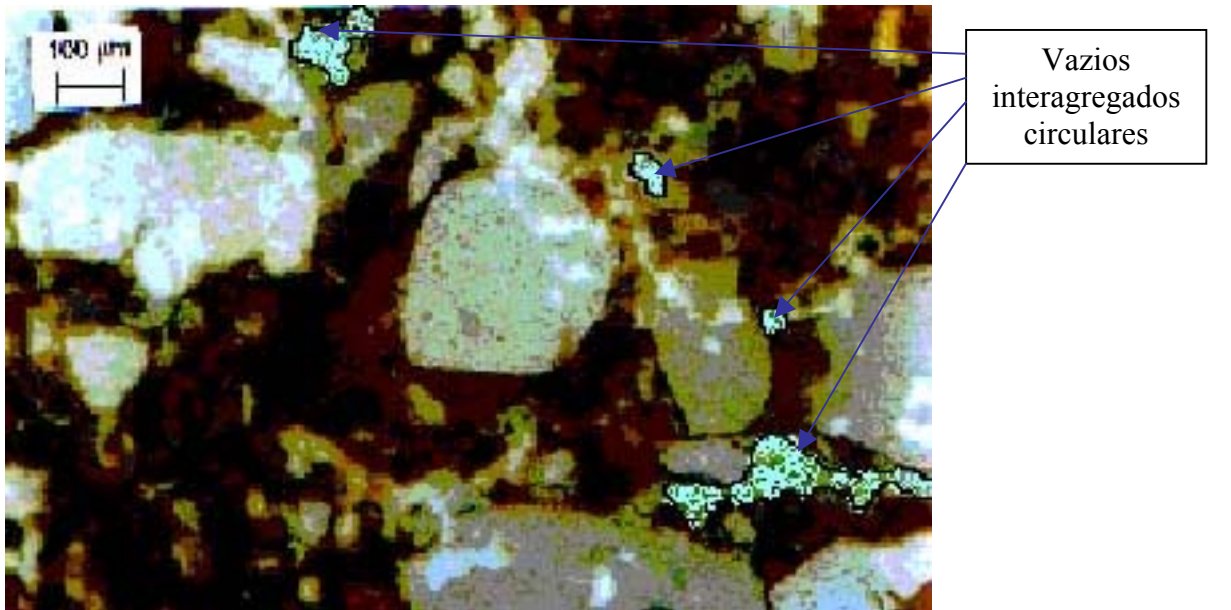


Figura 5.5. Imagem em microscopia do solo JPPB (LN, aumento de 96 x) na condição seca.



(a)

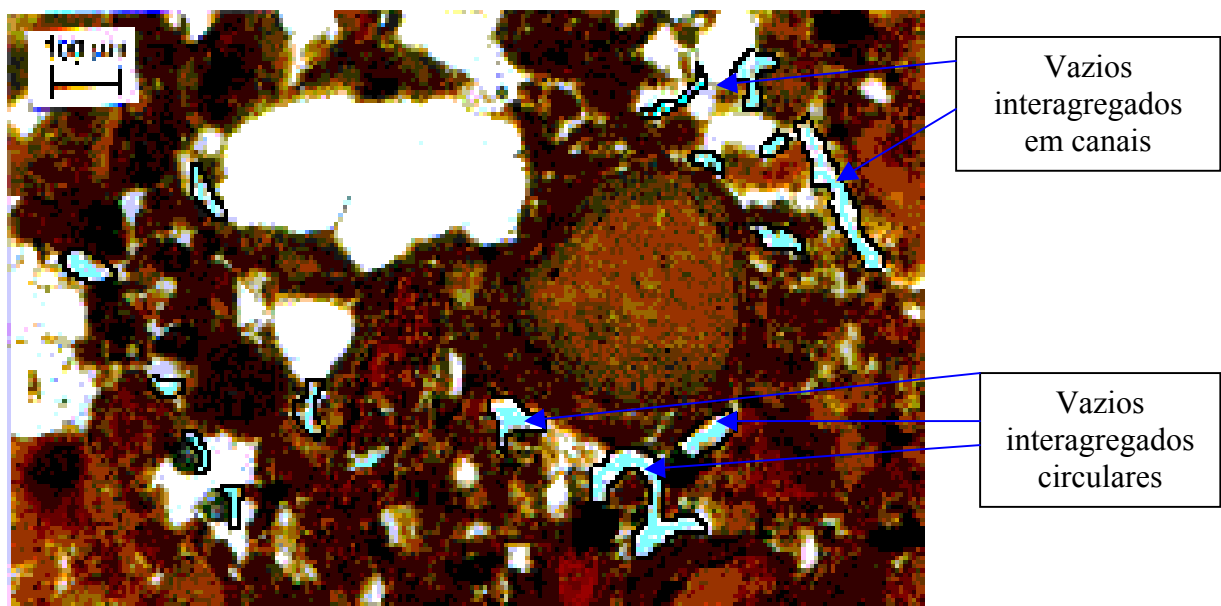


Figura 5.6 (a) e (b). Imagem em microscopia do solo JPPB (LN, aumento de 96 x) na condição úmida

a) Condição ótima

Na micrografia da Figura 5.4 observa-se que a compactação na condição ótima apresentou estrutura densa com cimentação dos minerais e ausência poros interagregados bem definidos. Na análise das lâminas com objetiva de 10x, não foram identificados macroporos intra-agregados.

Através da DTP correspondente à Figura 4.29, confirma-se a ausência de macroporos maiores visto que a distribuição mostra-se pouco variável entre 20 μm e 200 μm .

b) Condições seca e úmida

Na condição seca, os maiores macroporos observados medem 100 μm de diâmetro, tratam-se de vazios interagregados circulares e em canais. Estes últimos aparecem principalmente no contorno dos grãos de quartzo.

Na condição úmida, os macroporos aparecem em sua maioria do tipo interagregados em canais (Figura 5.6 (a) e (b)) e os vazios interagregados circulares estão presentes, porém em menor quantidade. Isto ocorre em função da estrutura mais deformável gerada sob condição úmida, de modo a proporcionar majoritariamente este tipo de poro.

Segundo dados de distribuição de tamanho de macroporos (Figura 4.29) e volume total intrudido (Tabela 4.15), 50% dos macroporos possuem diâmetro superior a 10 μm . Este resultado também foi observado através da análise das lâminas.

Tanto para a condição seca quanto para a condição úmida (Figuras 5.6), os macroporos intra-agregados praticamente não aparecem, devido à cimentação mais acentuada e a existência de um maior teor de materiais amorfos em relação aos solos SAPB e ARPB (Capítulo 4). Estes amorfos encontram-se preenchendo os vazios dentro da matriz do solo JPPB.

Conforme indicado pelos valores dos diâmetros correspondentes a 50% do volume intrudido (D_{50}) (Tabela 4.14), os diâmetros médios dos macroporos apresentados pelas micrografias do solo JPPB na condição úmida são superiores aos da condição seca. Desta forma, para os macroporos apresentados para o solo JPPB através das micrografias para as três condições de compactação (Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 para condições ótima, seca e úmida respectivamente) permite-se validar a seguinte relação (proveniente das DTP e Tabela 4.14).

$$D_{50} \text{ condição úmida} > D_{50} \text{ condição seca} > D_{50} \text{ condição ótima}$$

5.1.3. Solo SAPB.

O conjunto representado pelas Figuras 5.7 a 5.9 apresenta as imagens em microscopia do solo SAPB (LN, aumento de 96 x) nas condições ótima, seca e úmida. As seguintes observações podem ser realizadas:

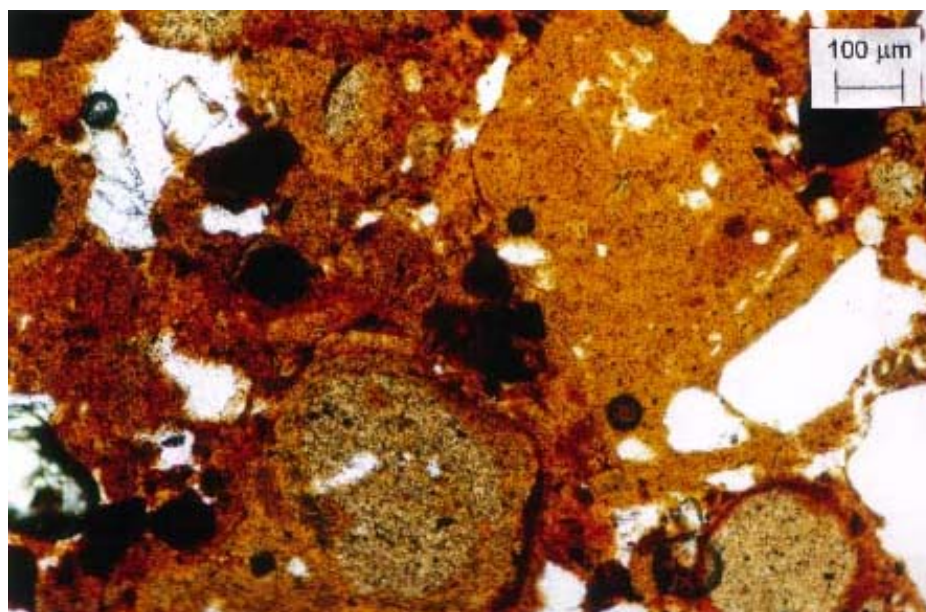
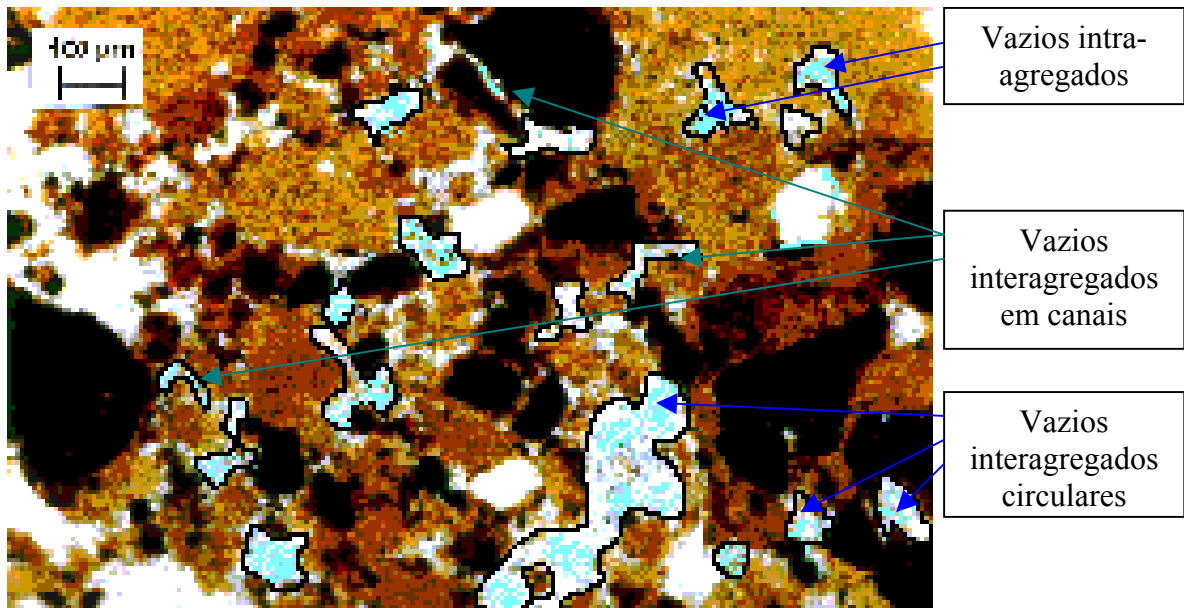
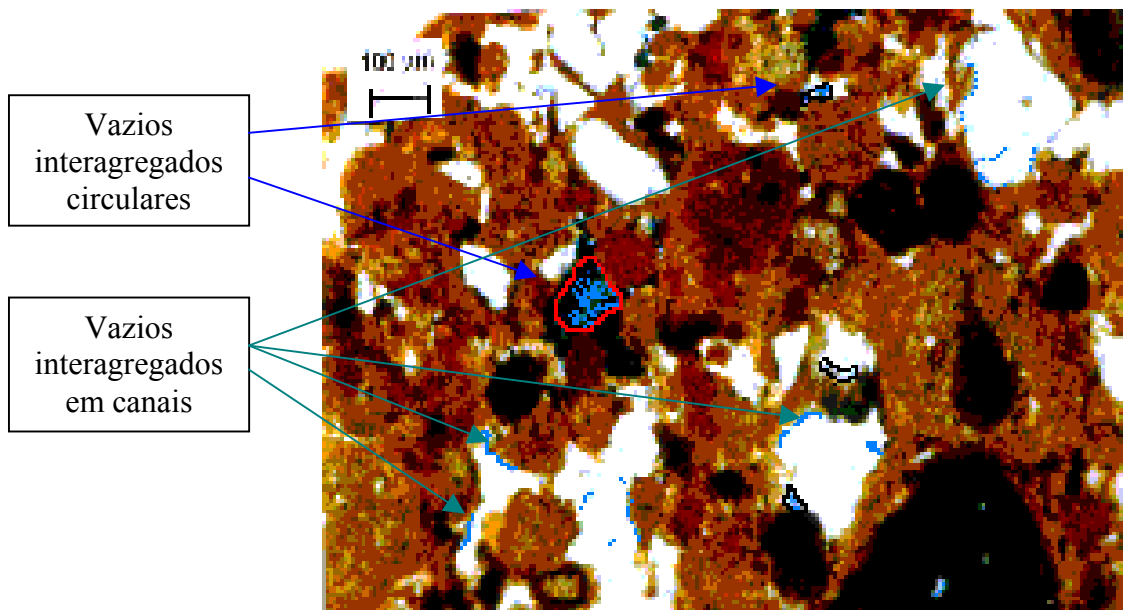


Figura 5.7. Imagem em microscopia do solo SAPB (LN, aumento de 96 x) na condição ótima.



(a)



(b)

Figura 5.8 (a) e (b). Imagem em microscopia do solo SAPB (LN, aumento de 96 x) na condição seca.

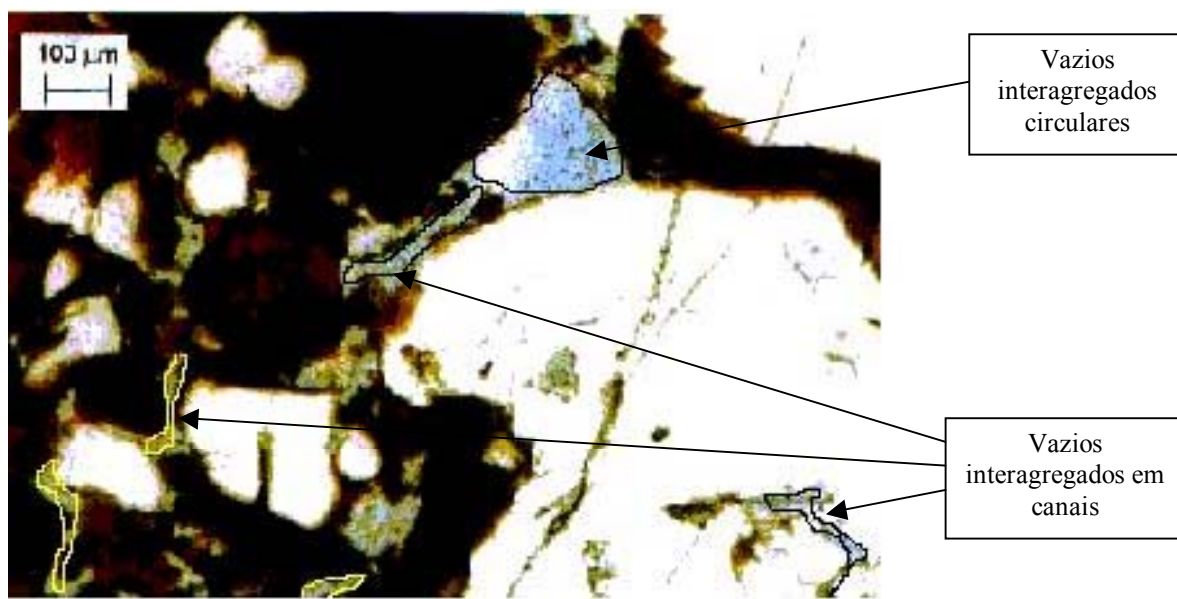


Figura 5.9. Imagem em microscopia do solo SAPB (LN, aumento de 96 x) na condição úmida.

a) Condição ótima

A compactação na umidade ótima (Figura 5.7) proporciona uma estrutura densa com agregações definidas. Poucos macroporos foram identificados na objetiva de 10x. Todavia, segundo resultados de volume total de poros intrudidos (macroporos e mesoporos), 15% dos poros medem mais de 10 μ m.

b) Condições seca e úmida

Para a condição seca (Figura 5.8) observam-se macroporos interagregados circulares e em canais. Para este solo ocorre uma porosidade intra-agregado na condição seca. Os vazios intra-agregados constituem macroporos de diâmetro máximo de 100 μ m (sendo os maiores macroporos intra-agregados observados em relação aos três solos). Os vazios em canais aparecem principalmente ao redor dos grãos de quartzo e nos contornos dos agregados.

Para a condição úmida, foram observados macroporos de diâmetro de até 180 μ m, porém sem a mesma frequência que para a condição seca.

Através da análise das lâminas (correspondentes às Figuras 5.7, 5.8 e 5.9 para condições ótima, seca e úmida respectivamente) pode-se validar a relação decorrente da DTP para as três condições de compactação (Figura 4.31, Tabela 4.14):

$$D_{50} \text{ condição seca} > D_{50} \text{ condição úmida} > D_{50} \text{ umidade ótima}$$

5.1.4. Considerações sobre os tipos de poros observados em cada condição de compactação para os três solos

Na condição ótima, os três solos apresentam densidades secas semelhantes ($16,9\text{kN/m}^3$, $16,8\text{kN/m}^3$ e $17,0\text{kN/m}^3$ para solos ARPB, JPPB SAPB respectivamente) e estruturas densas fortemente agregadas. Devido às semelhanças entre as densidades, torna-se impossível determinar grandes diferenças de vazios (tipo e volume) para os macroporos correspondentes aos três solos, através da análise das lâminas. Apenas para o solo ARPB, estes vazios foram classificados.

Na condição seca, as diferenças são mais significativas e as seguintes observações podem ser realizadas:

- O volume e os diâmetros dos macroporos circulares são mais elevados para os solos ARPB e SAPB em relação ao solo JPPB. O solo JPPB apresenta menor volume e menor diâmetros de macroporos deste tipo. Este aspecto é coerente com resultados de PIM (Tabela 4.14) que indica:

$$D_{50 \text{ ARPB (seca)}} @ D_{50 \text{ SAPB (seca)}} > D_{50 \text{ JPPB (seca)}}$$

- Um aspecto a ser salientado é que os macroporos predominantes para condição seca são do tipo circulares, embora também apareçam vazios em canais. Nestas condições, a coesão interna dos agregados é mais elevada em relação às condições ótima e úmida, o que impede a remoldagem destes agregados, originando um arranjo cujos vazios aparecem melhor definidos.

Na condição úmida, devido às distorções dos agregados provocadas pelo alto teor de umidade aliado à tensão de compactação, os vazios interagregados em canais aparecem com a mesma frequência na análise das lâminas que os vazios circulares. Para o solo JPPB na condição úmida os vazios em canais aparecem em maioria em relação aos vazios circulares.

De um modo geral, os três solos apresentam boas concordâncias entre os resultados de PIM e a as microscopias óticas. Várias relações entre diâmetros correspondentes a 50% do

volume intrudido (D_{50}) para um mesmo solo nas três condições de compactação, ou para os três solos na mesma condição foram validadas através das análises das lâminas e registradas pelas micrografias.

As medidas de porosimetria para os macroporos estão em parte, coerentes com os aspectos de distribuição de poros observados nas micrografias óticas. Todavia, salienta-se que a PIM realmente subdimensiona alguns poros. Visto que foram observados macroporos nas micrografias que não estão devidamente registrados na PIM, por exemplo, macroporos superiores a $240\mu\text{m}$.

Mediante este estudo podem-se ressaltar as vantagens de cada método no que diz respeito à identificação, quantificação e classificação de vazios:

a) Vantagens do método de PIM:

- Determinação e quantificação dos mesoporos (o que não pode ser determinado nas análises micrográficas);
- Fornecimento de resultados como: volume total de poros, e demais índices associados com a curva de distribuição do tamanho de poros;
- Medida dos poros intra-agregados menores (difíceis de serem vistos pela microscopia ótica, com tamanhos de poros de raio inferior a $0,06\mu\text{m}$).

b) Vantagens da microscopia ótica:

- Determinação do raio real do poro.
- Identificação do tipo de poro (intra-agregado, interagregado ou em canais) e da sua distribuição na massa de solo (de importância na relação: tipo de poro x transmissão de sucção).
- Menor custo.

Diante destes aspectos, pode-se concluir que para uma análise efetiva dos vazios deve-se realizar uma análise conjunta com a utilização combinada dos dois métodos. Uma boa concordância entre as duas técnicas foi averiguada, no que diz respeito à análise das características de porosidade dos solos compactados.

5.2. Condutividade hidráulica.

O coeficiente de condutividade hidráulica é um dos parâmetros do solo mais importantes, principalmente devido ao crescente interesse por problemas ambientais. Todavia,

nos solos saturados, o coeficiente de condutividade hidráulica varia consideravelmente de solo para solo e existem inúmeras dificuldades para sua determinação. Por este motivo, alguns pesquisadores têm tentado correlacionar esta propriedade com algumas características físicas de fácil obtenção. No caso de solos saturados, o sucesso destas tentativas é expresso através dos estudos de Hazen (1911), Loudon (1952) e Kenney *et al* (1984) para solos granulares. Segundo Lapiere e Leroieul (1990), as propostas de equações para estimar o coeficiente de condutividade hidráulica para solos finos têm resultados mais satisfatórios que para solos granulares. Conforme Lambe e Whitman (1979), o coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada pode variar de 8 a 10 ordens de magnitude, no intervalo de solos compreendido entre um solo granular e um solo fino.

Na condição não saturada, o coeficiente de condutividade hidráulica pode variar significativamente devido à influência da sucção. É típico que esta variação ocorra em várias ordens de magnitude para intervalos de sucção de interesse prático para a engenharia (0 - 1000kPa) (Vanapalli e Lobbezoo, 2002).

Uma função normalizada para previsão do coeficiente de condutividade hidráulica em solos não saturados através de parâmetros saturados e grau de saturação é proposta por Vanapalli e Lobbezoo (2002). Esta função normalizada é uma relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica relativo (k_{rel}) (definido como a razão entre o coeficiente de condutividade não saturado (k_{unsat}) e o coeficiente de condutividade saturado (k_{sat})) e o grau de saturação ajustado (S^y). Onde o parâmetro de ajuste y é dependente do tipo de solo e obtido a partir do índice de plasticidade (IP) do solo.

Ou seja,

$$k_{rel} = \frac{k_{unsat}}{k_{sat}} \quad (i)$$

Onde:

$$k_{rel} \approx 10^{(7,9 \log S^y)} \quad (ii)$$

Ou estimada através da Figura 5.10, que apresenta a função de coeficiente de condutividade proposta.

E,

$$y = 14,08 (IP)^2 + 9,4 (IP) + 0,75 \quad (iii)$$

Sendo: IP = índice de plasticidade do solo, S = Grau de saturação, y = parâmetro de ajuste.

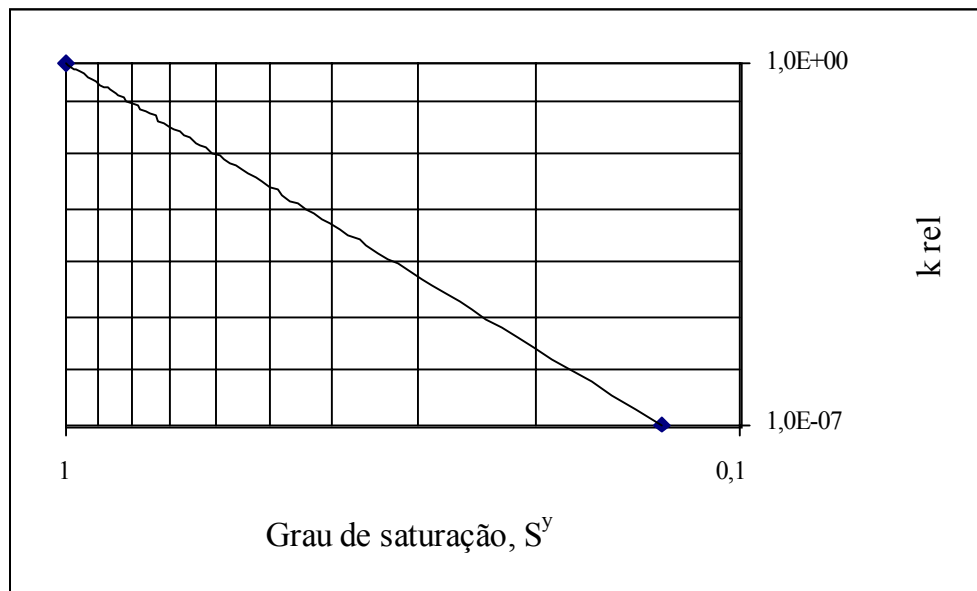


Figura 5.10. Função de permeabilidade proposta por Vanapalli e Lobbezoo (2002).

Neste trabalho, foram determinados os valores do coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada para tensões confinantes de 50kPa, 100kPa e 200kPa nas três condições de compactação. Através da função normalizada de Vanapalli e Lobbezoo (2002) foram determinados os valores de condutividade hidráulica na condição não saturada.

A Tabela 5.1 apresenta valores de condutividade hidráulica para os três solos nas três condições de compactação e pressão confinante aplicada. A Tabela 5.2 apresenta os valores de condutividade hidráulica não saturada estimados a partir da função normalizada de Vanapalli e Lobbezoo (2002) para a condição ótima de compactação e tensão confinante de 100kPa.

Tabela 5.1. Condutividade hidráulica saturada dos solos em função da condição de compactação e da pressão confinante aplicada.

Solo	σ_3 (kPa)	Ksat (cm/s)		
		Condição ótima	Condição seca	Condição úmida
ARPB	50	$3,16 \times 10^{-6}$	$2,85 \times 10^{-4}$	$3,44 \times 10^{-5}$
	100	$2,49 \times 10^{-6}$	$2,81 \times 10^{-4}$	$3,39 \times 10^{-5}$
	150	$2,04 \times 10^{-6}$	$1,72 \times 10^{-4}$	$2,28 \times 10^{-5}$
JPPB	50	$1,62 \times 10^{-6}$	$4,01 \times 10^{-6}$	$4,21 \times 10^{-6}$
	100	$9,3 \times 10^{-7}$	$3,33 \times 10^{-6}$	$3,63 \times 10^{-6}$
	150	$7,6 \times 10^{-7}$	$3,34 \times 10^{-6}$	$3,16 \times 10^{-6}$
SAPB	50	$7,5 \times 10^{-7}$	$1,43 \times 10^{-5}$	$1,02 \times 10^{-5}$
	100	$6,0 \times 10^{-7}$	$1,20 \times 10^{-5}$	$6,86 \times 10^{-6}$
	150	$5,0 \times 10^{-7}$	$1,05 \times 10^{-5}$	$7,11 \times 10^{-6}$

Tabela 5.2. Valores de condutividade hidráulica não saturada estimados a partir da função normalizada de Vanapalli e Lobbezoo (2002) para condição ótima de compactação e tensão confinante de 100kPa.

SOLO	IP(%)	Parâmetro y	S(%)	S ^y	k sat (cm/s)	k rel (cm/s)	k unsat (cm/s)
ARPB	15	2,47	81,2	0,6	$2,5 \times 10^{-6}$	7×10^{-2}	$1,8 \times 10^{-7}$
JPPB	13	2,21	90,7	0,81	$6,0 \times 10^{-7}$	2×10^{-1}	$1,2 \times 10^{-8}$
SAPB	12	2,08	86,6	0,74	$9,3 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-1}$	$9,3 \times 10^{-8}$

De acordo com a Tabela 5.1, as seguintes observações podem ser feitas:

- Os três solos apresentaram valores de coeficiente de condutividade hidráulica saturada inferiores para a condição ótima.
- Os solos JPPB e ARPB apresentam maiores valores de coeficiente de condutividade hidráulica saturada para a condição seca em relação às condições ótima e úmida.
- Para o solo SAPB o valor de condutividade hidráulica saturada referente à condição seca foi praticamente a mesma correspondente à condição úmida.

Três solos nas mesmas condições:

- O solo JPPB apresenta-se como o menos permeável na condição ótima quando saturado.

- e) O solo ARPB apresenta-se como o mais permeável nas três condições de compactação quando saturado.
- f) O solo SAPB apresenta menores valores de condutividade hidráulica saturada nas condições seca e úmida.

Os maiores valores de coeficiente de condutividades hidráulica saturada referentes à condição seca, apresentados pelos três solos, estão relacionados com o maior volume de macroporos presentes nesta condição (Tabela 4.15). A influência do menor grau de saturação correspondente à condição seca (Tabela 4.4) em relação às condições ótima e úmida não é significativo. A estrutura granular (gerada sob condições secas) acarreta uma elevação da condutividade hidráulica saturada.

De acordo com a Tabela 5.2, observa-se um comportamento análogo ao que ocorre na condição saturada. O solo JPPB e o solo ARPB são os que apresentam menores e maiores valores de condutividade hidráulica não saturada, respectivamente.

Os coeficientes de condutividade hidráulica não saturada apresentados pelos três solos estão diretamente relacionados com as propriedades de retenção d'água, sumarizadas nas curvas características (obtidas na condição ótima de compactação, Figuras 4.18, 4.19 e 4.20). O solo ARPB, que apresenta um menor valor de entrada de ar, é o que apresenta maior coeficiente de condutividade hidráulica não saturado. Por outro lado, o solo JPPB que apresenta menor valor de coeficiente de condutividade hidráulica não saturado também apresenta maiores valores de entrada de ar e de sucção residual. Isto indica uma relação direta entre as propriedades de retenção d'água e o coeficiente de condutividade hidráulica, de acordo com o sugerido por Vanapalli e Lobbezoo (2002).

A diferença no tamanho e tipo de poros e consequentes propriedades de retenção d'água são os responsáveis pelos diferentes valores de coeficiente de condutividade hidráulica não saturado, apesar dos índices de vazios iniciais semelhantes (Tabela 4.4). Segundo Cruz (1996), a variação na condutividade hidráulica perante índices de vazios médios semelhantes é explicável, devido à existência de poros muito diferenciados no interior do solo, que respondem pela diversidade das vazões. O coeficiente de condutividade hidráulica dos solos é afetado pela “estrutura” dos mesmos, a qual envolve macroporos e mesoporos, que não são diferenciados pelo valor de um índice de vazios global médio (ou porosidade média).

A Figura 5.11 apresenta a relação entre o parâmetro de ajuste “y” para o grau de saturação e índice de plasticidade proposta por Vanapalli e Lobbezoo (2002) e dados de índice de plasticidade dos três solos.

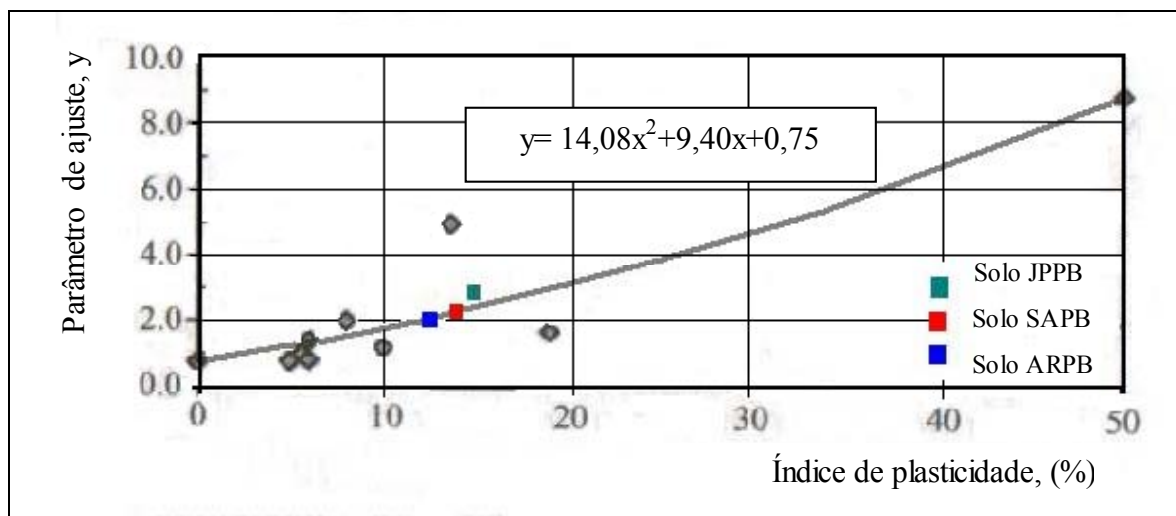


Figura 5.11. Relação entre o parâmetro de ajuste, y, e índices de plasticidade (modificada de Vanapalli e Lobbezoo, 2002).

5.3. Compressibilidade dos solos.

5.3.1. Introdução

As análises de compressibilidade dos solos foram realizadas através de ensaios edométricos convencionais e com controle de sucção, com o objetivo de estudar o comportamento volumétrico dos solos residuais tropicais compactados em diferentes trajetórias de tensão e em diferentes condições de compactação.

O estudo da variação volumétrica divide-se em:

- a) Analisar o efeito da variação da tensão vertical com sucção constante;
- b) Analisar o efeito da variação da sucção com tensão vertical constante;
- c) Determinar a influência da estrutura em diferentes condições de compactação;
- d) Avaliar a influência da composição mineralógica e das características dos vazios obtidas por diferentes condições de compactação;

Os seguintes ensaios foram realizados:

- i) Ensaios edométricos convencionais: nas condições de sucção igual a zero e de umidade constante;
- ii) Ensaios edométricos com controle de sucção de 100kPa e 300kPa e tensão vertical de 12,5kPa a 300kPa;

- iii) Ensaio edométrico com variação de sucção de 100kPa a 0kPa, para uma tensão vertical de 12,5 kPa e subsequente incremento da tensão vertical.
- iv) Ensaio edométrico com variação de sucção de 300kPa a 0kPa, para uma tensão vertical neta constante de 50 kPa.

A realização dos ensaios correspondentes aos itens (i) e (ii) permitiu a determinação das nove superfícies de estado (índice de vazios x tensão vertical x sucção), referentes aos três solos nas três condições de umidade inicial de compactação. Estas superfícies não são únicas e dependem das trajetórias de tensões impostas. Lloret e Alonso (1980) alertam que estas superfícies são verdadeiras somente para o sentido crescente de aplicação de tensões.

Neste capítulo são apresentadas as curvas de $\log \sigma_v$ x e e as superfícies de estado correspondentes, para os diferentes solos e condições de compactação. As superposições das superfícies de estado estão apresentadas da seguinte forma:

- a) superposição das superfícies de estado correspondentes as três condições de compactação para um mesmo solo;
- b) superposição das superfícies de estado correspondentes aos três solos para uma mesma condição de compactação.

Desta forma, obtém-se tridimensionalmente as variações de compressibilidade dos solos estudados que dificilmente seriam observadas numa análise bidimensional.

5.3.2. Análise da compressibilidade para o solo ARPB nas três condições de compactação.

As Figuras 5.12, 5.13 e 5.14 apresentam as curvas $\log \sigma_v$ x e do solo ARPB referentes a compactação nas condições ótima, seca e úmida, respectivamente. A partir destas curvas foram determinados os índices de compressibilidade: declividade de carga (λ_s), declividade de descarga (k_s) e índices de compressão (C_c), para o solo ARPB em função da sucção imposta e condição de compactação (Tabela 5.3).

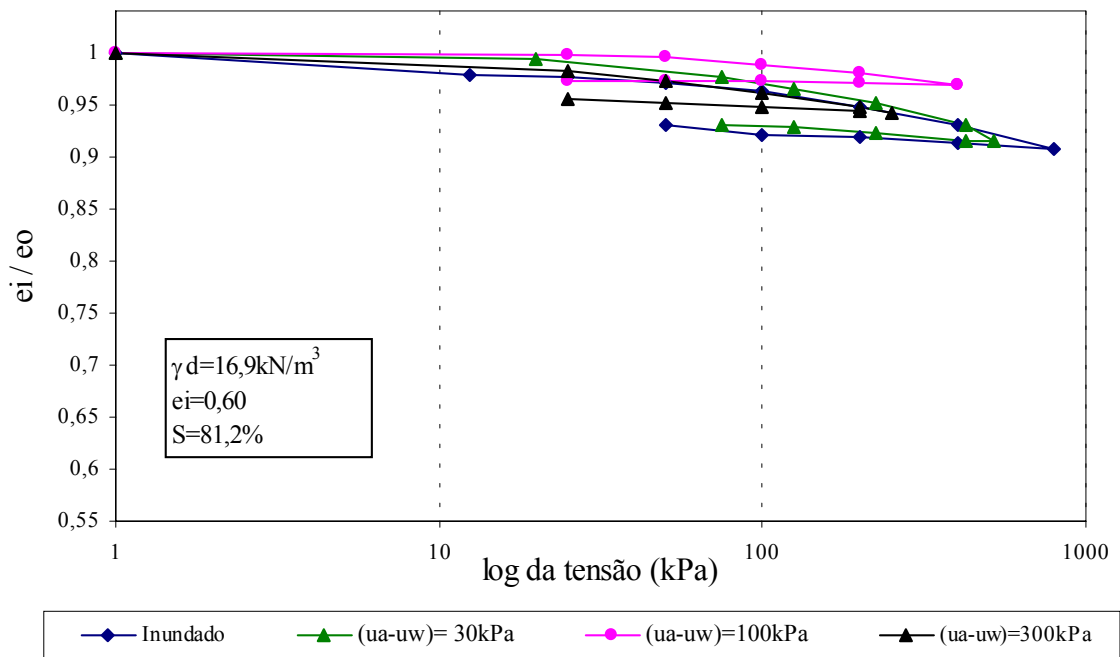


Figura 5.12. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB na condição ótima.

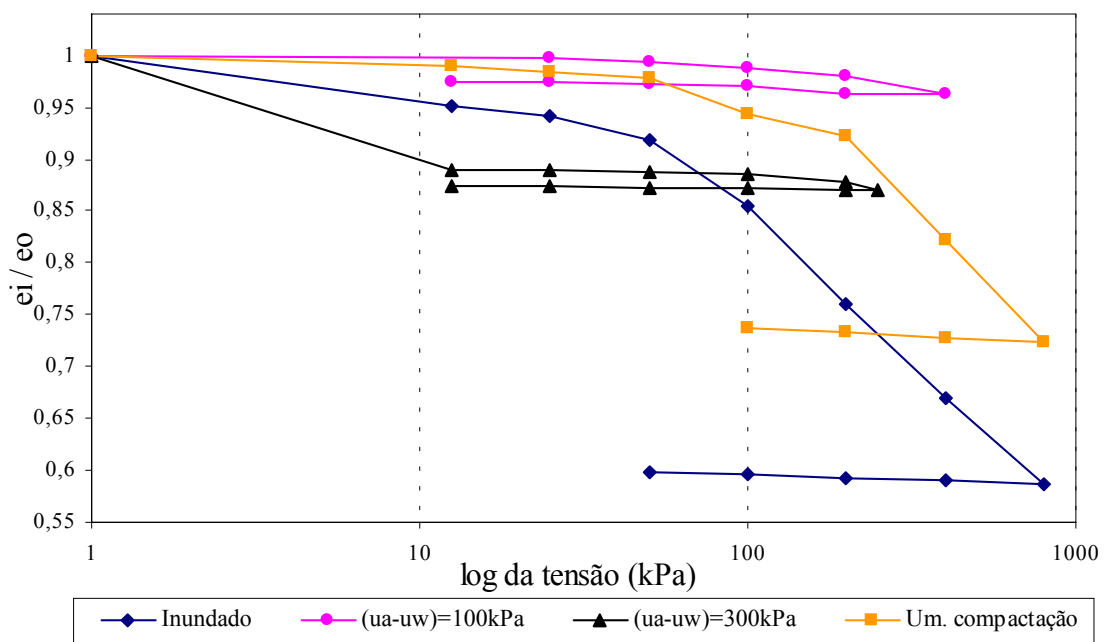


Figura 5.13. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB na condição seca.

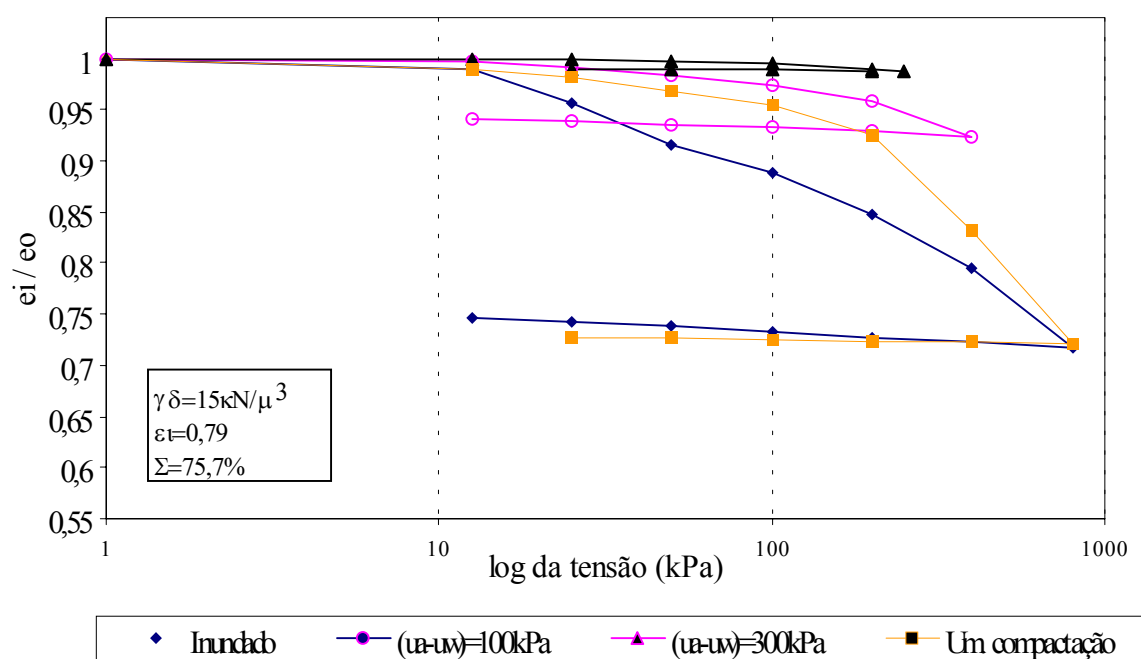


Figura 5.14. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB na condição úmida.

Tabela 5.3. Índices de compressibilidade para o solo ARPB em diferentes condições de compactação e de sucção.

Sucção (kPa)	Condição ótima			Condição seca			Condição úmida		
	λ_s	Cc	ks	λ_s	Cc	ks	λ_s	Cc	ks
0	0,283	$2,99 \cdot 10^{-2}$	0,010	0,299	$6,64 \cdot 10^{-3}$	0,007	0,186	$8,40 \cdot 10^{-2}$	0,0125
100	0,023	-	0,002	0,382	$1,74 \cdot 10^{-2}$	0,010	0,0864	$1,66 \cdot 10^{-2}$	0,0066
300	0,023	$4,98 \cdot 10^{-3}$	0,005	0,166	$3,32 \cdot 10^{-3}$	0,004	0,0133	$1,66 \cdot 10^{-3}$	0,0017

Para o intervalo de tensões normais impostas, observa-se uma relação de proporcionalidade inversa entre o coeficiente de declividade de carga (λ_s) e a sucção nas três condições de compactação. Nas condições ótima e úmida ocorrem as maiores variações de declividade de carga com relação à variação de sucção. O decréscimo de λ_s foi de 0,283 a 0,023 e de 0,186 para 0,086 para sucção de 0kPa a 100kPa para condições ótima e úmida respectivamente.

Na condição seca, a variação de declividade de carga em função da sucção apresenta-se menos significativa que para as condições ótima e úmida. Para essas condições observa-se uma diminuição dos coeficientes de descarregamento (ks) à medida que se incrementa a sucção.

As Figuras 5.15, 5.16. e 5.17 apresentam as superposições das superfícies de estado para o solo ARPB nas condições ótima e seca, ótima e úmida e seca e úmida respectivamente.

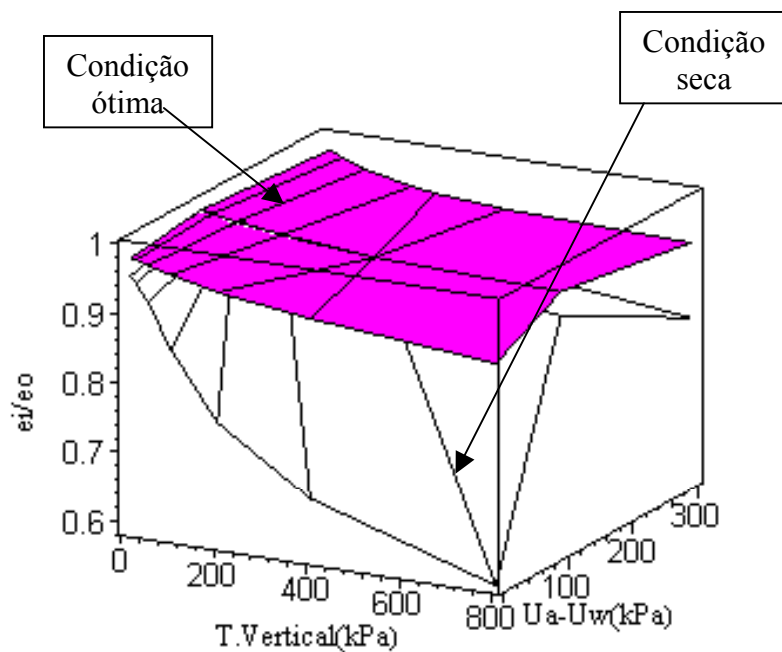


Figura 5.15. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB nas condições ótima e seca.

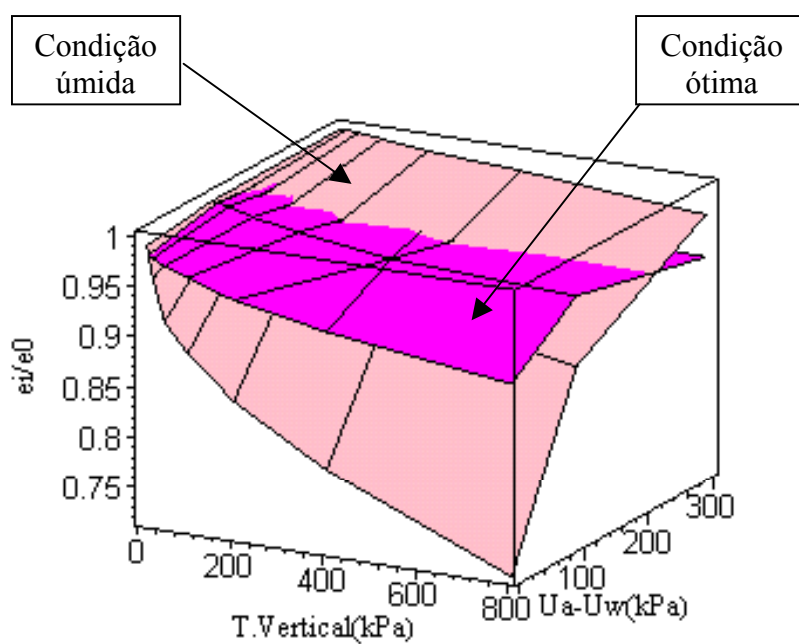


Figura 5.16. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB nas condições ótima e úmida.

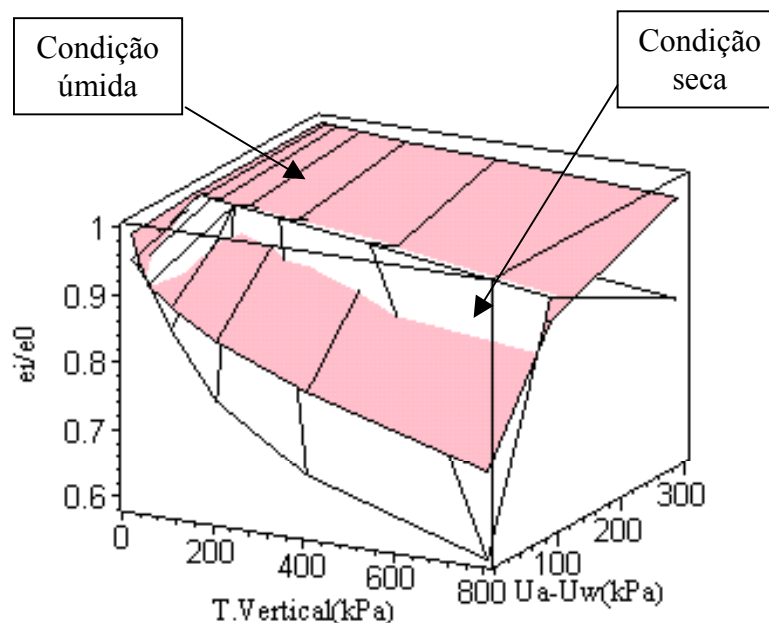


Figura 5.17. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB nas condições seca e úmida.

Na Figura 5.15 observa-se a superfície correspondente à condição ótima, sobreposta à superfície correspondente à condição seca com menores variações nos planos e_i/e_0 versus tensão vertical e e_i/e_0 versus sucção. Pode-se afirmar que este comportamento é função principalmente da densidade imposta para compactação na condição seca. Nesta condição, os volumes de macroporos acumulados são mais elevados que para compactação na condição ótima. Este aumento de volume de poros pode ser observado nos ensaios de porosimetria correspondentes à Figura 4.27 e à Tabela 4.15.

Na Figura 5.16 observa-se que no plano e_i/e_0 versus tensão vertical ($(u_a - u_w) = 0$) o solo compactado na condição ótima apresenta menor variação de índice de vazios. Este comportamento é função do menor volume acumulado de poros obtido para compactação na condição ótima (Tabela 4.15, Figura 4.27). Por outro lado, no plano e_i/e_0 versus sucção, observa-se que quando se incrementa a sucção, as diferenças das superfícies tendem a diminuir e o entrelaçamento entre elas ocorre para sucção de 250kPa. Para sucção de 300kPa, a superfície de estado na condição úmida sobrepõe-se a da condição ótima. Vanapalli (1994) observou um comportamento similar para um solo glacial compactado. Segundo o autor, os

solos compactados na condição úmida apresentam uma melhor transferência de sucção, devido à presença de uma maior “área de água”. Desta forma, o incremento de sucção provoca um maior aumento de rigidez do solo na condição úmida (Figura 5.16).

Na Figura 5.17 observa-se a sobreposição da superfície de estado do ramo úmido com relação ao ramo seco. Esta sobreposição é proveniente da presença maior de área de água (Vanapalli, 1994) e de um maior volume de macroporos para a condição seca (Tabela 4.15).

A Figura 5.18 apresenta a superposição das superfícies de estado para o solo ARPB compactado nas três condições de compactação. A compactação na condição seca mostra uma maior variação de índice de vazios com o aumento da tensão vertical. Na condição ótima, a redução de índice de vazios é menor com o incremento da tensão vertical. Este comportamento está relacionado com os volumes de macroporos acumulados crescentes das condições ótima, úmida e seca.

As maiores variações de índice de vazios observadas na condição de sucção igual a zero foram de 0,007, para condição ótima; de 0,03 para condição úmida e de 0,04 para condição seca, para um acréscimo de tensão vertical de até 800kPa. Em termos gerais, o comportamento correspondente à condição úmida situa-se entre os referentes às condições ótima e seca. Desta forma, a compressibilidade do solo ARPB é maior na condição seca e menor na condição ótima.

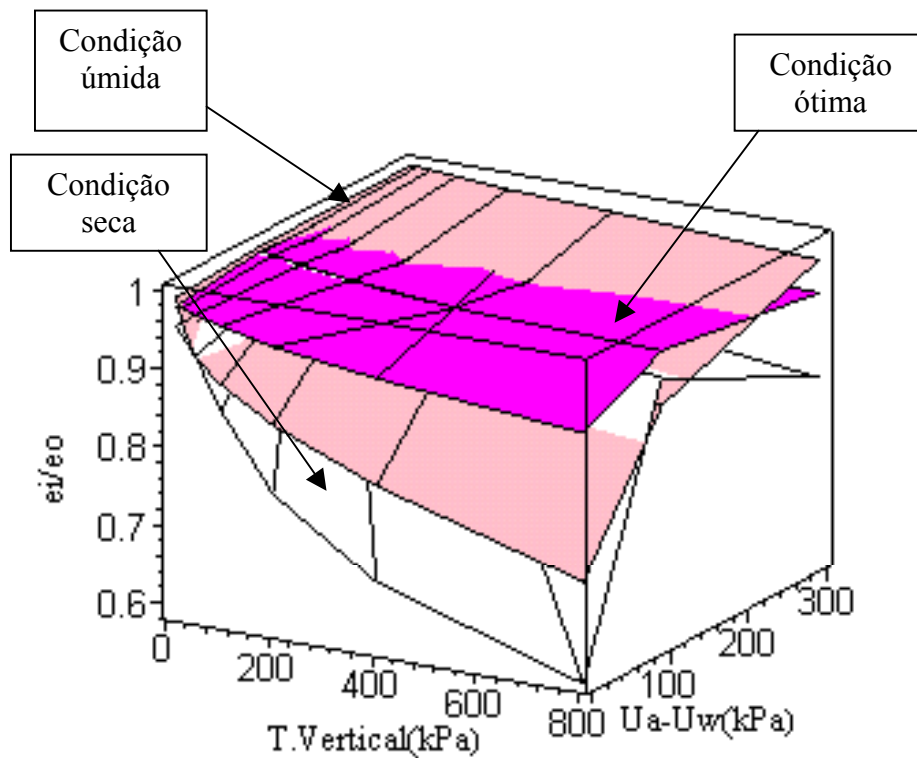


Figura 5.18. Superposição das superfícies de estado para o solo ARPB compactado nas três condições de compactação.

5.3.3. Análise da compressibilidade para o solo JPPB nas três condições de compactação.

As Figuras 5.19, 5.20 e 5.21 apresentam as curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo JPPB referentes às condições ótima seca e úmida respectivamente.

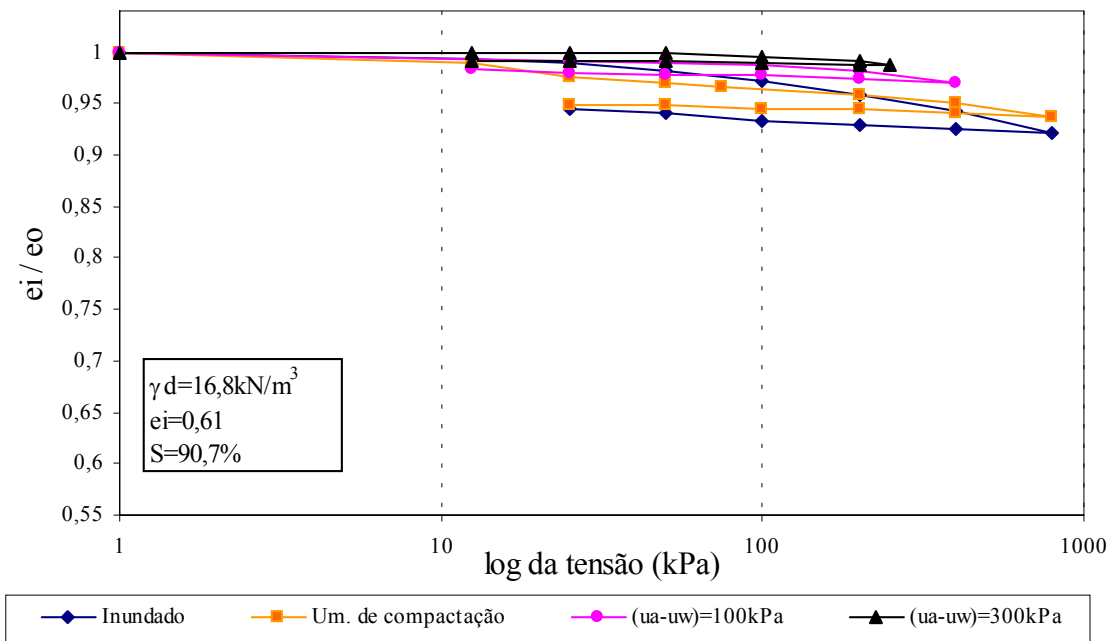


Figura 5.19. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo JPPB na condição ótima.

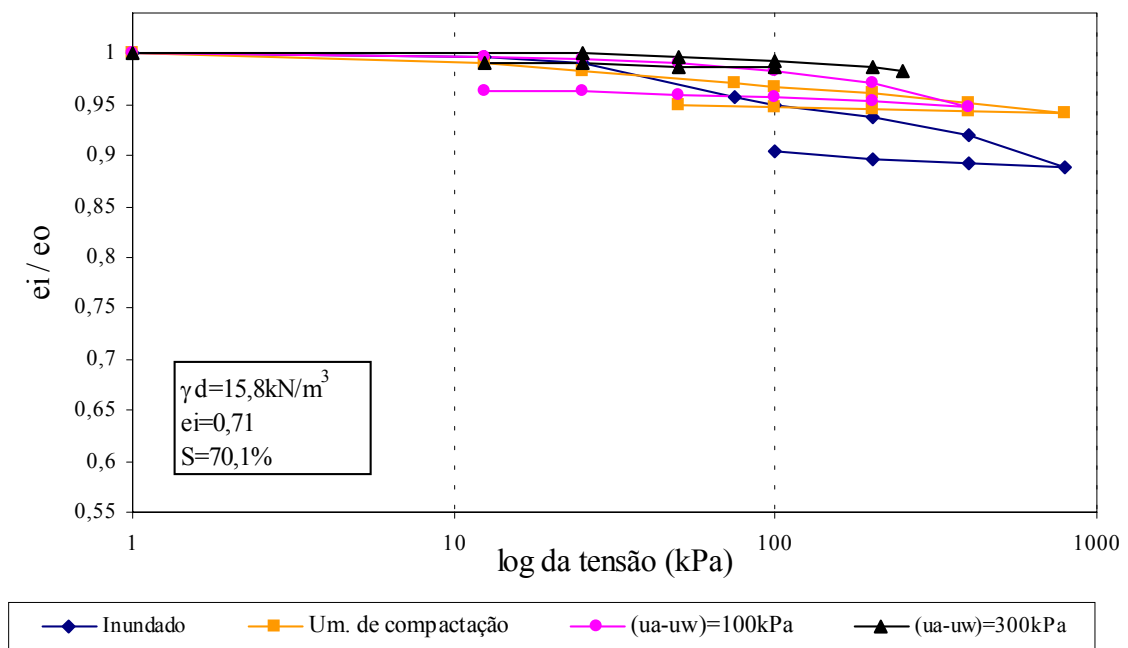


Figura 5.20. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo JPPB na condição seca.

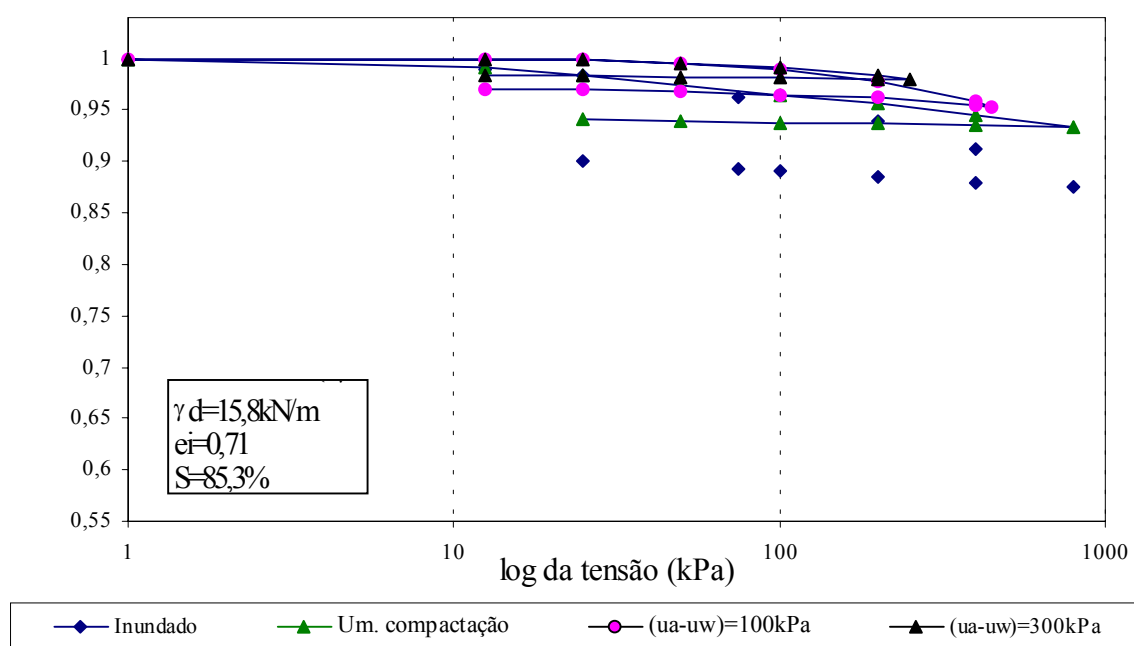


Figura 5.21. Curvas $\log \sigma_v \times e$ para o solo JPPB na condição úmida.

A partir destas curvas foram determinados os índices de compressibilidade para o solo JPPB em função da sucção imposta e condição de compactação (Tabela 5.4).

Tabela 5.4. Índices de compressibilidade para o solo JPPB em diferentes condições de compactação e sucção.

Sucção (kPa)	Condição ótima			Condição seca			Condição úmida		
	λ_s	Cc	ks	λ_s	Cc	ks	λ_s	Cc	ks
0	0,040	-	$9,97 \cdot 10^{-3}$	0,029	$1,16 \cdot 10^{-2}$	$8,62 \cdot 10^{-3}$	0,034	-	$1,25 \cdot 10^{-2}$
100	0,030	$3,32 \cdot 10^{-3}$	$4,43 \cdot 10^{-3}$	0,025	$4,98 \cdot 10^{-3}$	$2,16 \cdot 10^{-3}$	0,048	$6,64 \cdot 10^{-3}$	$6,64 \cdot 10^{-3}$
300	0,010		$6,64 \cdot 10^{-2}$	0,014	$3,32 \cdot 10^{-3}$	$2,78 \cdot 10^{-3}$	0,020	$4,98 \cdot 10^{-3}$	$1,66 \cdot 10^{-3}$

Observa-se uma relação de proporcionalidade inversa entre as declividades de carga (λ_s) e de descarga (ks) com o incremento de sucção. Este comportamento ocorre nas condições ótima e seca.

Entre as sucções de 100 e 300kPa as variações de declividade de carga foram de 0,028 para a condição úmida, de 0,020 para a condição ótima e de 0,015 para condição seca. Isto indica que a transferência de sucção é melhor quando o solo está compactado na condição úmida e na condição ótima.

A menor declividade de carga e índice de compressão foram observados para o solo nas condições ótimas sob sucção de 300kPa e de 100kPa respectivamente.

O solo JPPB não apresenta bruscas reduções de declividade de carga em função da sucção para as três condições de compactação. Isto ocorre em função da composição mineralógica, onde a cimentação existente proporciona menores variações estruturais (Figuras 5.4 a 5.6). Com relação às características de porosimetria, o solo JPPB não apresenta uma variação significativa entre os volumes totais intrudidos de macroporos nas três condições de compactação.

As Figuras 5.22, 5.23 e 5.24 apresentam as superposições das superfícies de estado para o solo JPPB nas condições ótima e seca, ótima e úmida, e seca e úmida respectivamente.

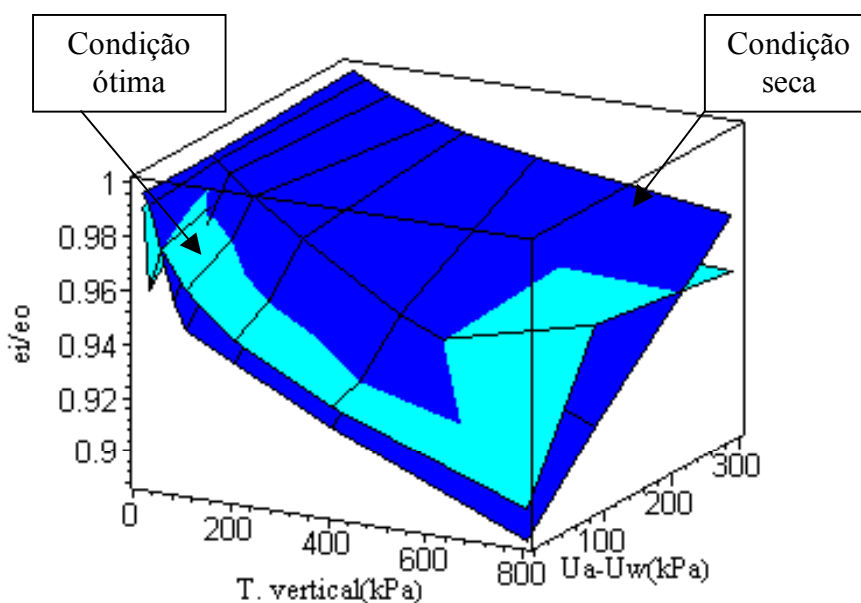


Figura 5.22. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB nas condições ótima e seca.

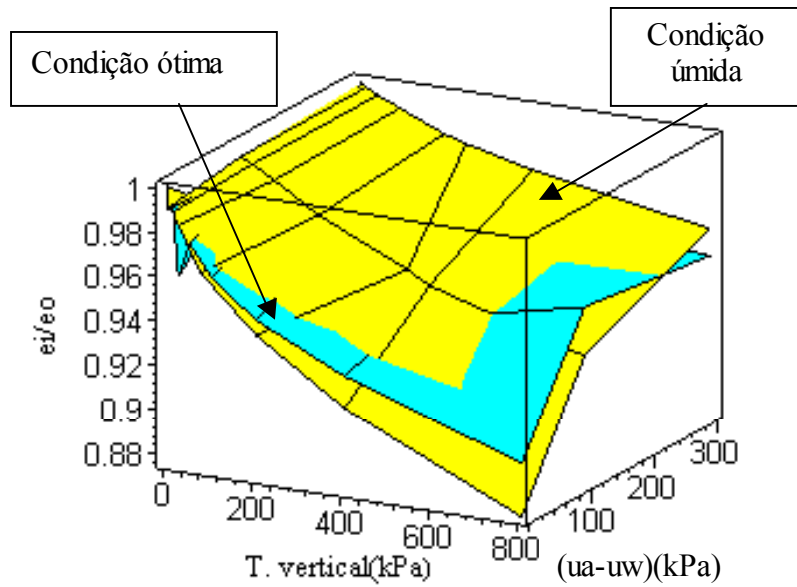


Figura 5.23. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB nas condições ótima e úmida.

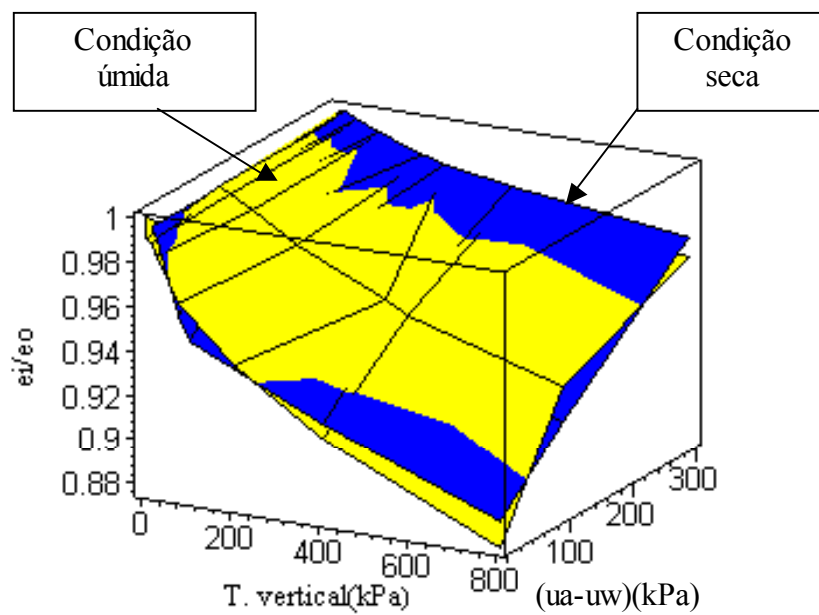


Figura 5.24. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB nas condições seca e úmida.

Através da Figura 5.22, observa-se que não existem diferenças significativas de comportamento nos planos e_i/e_o x tensão vertical e e_i/e_o x sucção, entre as superfícies correspondentes à condição ótima e condição seca. As variações de índice de vazios com o incremento da tensão vertical para sucção igual a zero são de 0,10 e de 0,12 para condição ótima e seca respectivamente. Estas pequenas diferenças de variação de índice de vazios, para diferentes condições de compactação ocorrem devido à semelhança de volumes de macroporos presentes nas três condições de compactação (Tabela 4.15).

A Figura 5.23, apresenta a superposição das superfícies de estado do solo nas condições ótima e úmida. Apresenta no plano e_i/e_o versus tensão vertical para sucção igual a zero, uma compressibilidade inferior para a condição ótima. No entanto, uma elevação da sucção provoca uma sobreposição da superfície correspondente à condição úmida com relação à superfície na condição ótima. O incremento de sucção resulta no aumento da rigidez do solo e comprova uma melhor transferência de sucção para as condições de umidade inicial mais alta.

A Figura 5.24, correspondente a superposição das superfícies de estado do solo nas condições seca e úmida, apresenta um entrelaçamento que pode ser melhor visualizado no plano e_i/e_o versus sucção. As variações de índice de vazios com o acréscimo da tensão vertical entre as duas superfícies são de pequena magnitude (0,10 e 0,12 para solo nas condições úmida e seca respectivamente). Este comportamento ocorre em função de volumes totais de macroporos intrudidos semelhantes (Tabela 4.15).

Para condição de sucção igual a zero, observa-se que com a elevação da tensão vertical o solo compactado na condição seca é menos compressível em relação a condição úmida. Este comportamento está relacionado com o maior intertravamento entre as partículas proveniente de uma estrutura floculada, gerada sob condição seca (Lambe e Whitman, 1979) e também devido à sucção mais elevada nestas condições (Campos, 1997; Vanapalli, 1994).

A Figura 5.25 apresenta a superposição das superfícies de estado para o solo JPPB compactado nas três condições.

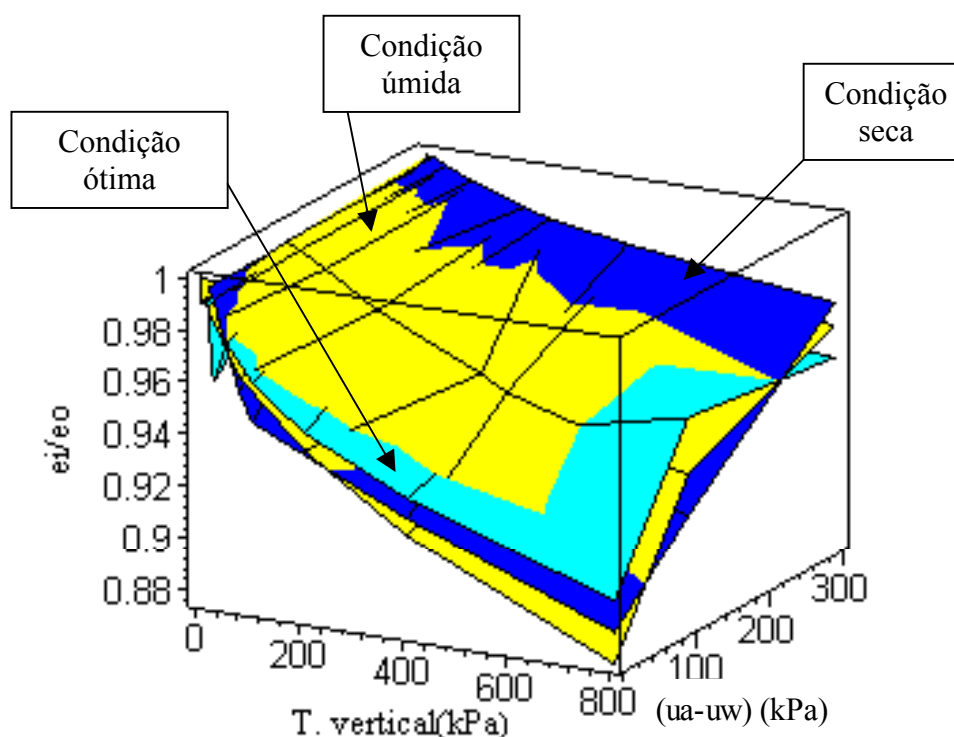


Figura 5.25. Superposição das superfícies de estado para o solo JPPB compactado nas três condições de compactação.

As superfícies de estado nas três condições de compactação estão entrelaçadas. As maiores variações de índice de vazios observadas foram de 0,09, 0,11, e 0,12 nas condições ótima, seca e úmida respectivamente para acréscimo de tensão vertical até 800kPa.

A compressibilidade do solo JPPB nas três condições de compactação é praticamente a mesma e está diretamente relacionada com a composição mineralógica, pois a maior cimentação proporcionada pela presença de sesquióxidos de ferro e alumínio é inalterável com a variação da umidade de compactação. Desta forma, as variações de compressibilidade nas três condições de compactação são de pequena magnitude. Entretanto, na condição ótima o solo JPPB é menos compressível (na condição de sucção igual a zero e para tensões verticais acima de 400kPa) que nas condições úmida e seca.

5.3.4. Análise da compressibilidade para o solo SAPB nas três condições de compactação.

As Figuras 5.26, 5.27 e 5.28 apresentam as curvas $\log \sigma_v \times e$ e para o solo SAPB referentes às condições ótima, seca e úmida respectivamente.

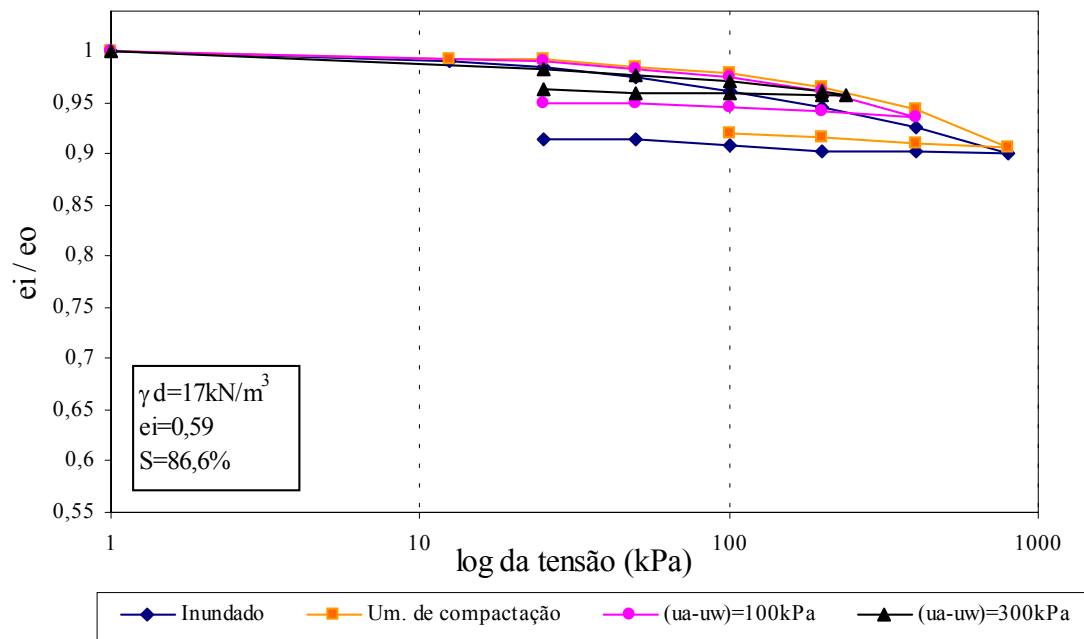


Figura 5.26. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo SAPB na condição ótima.

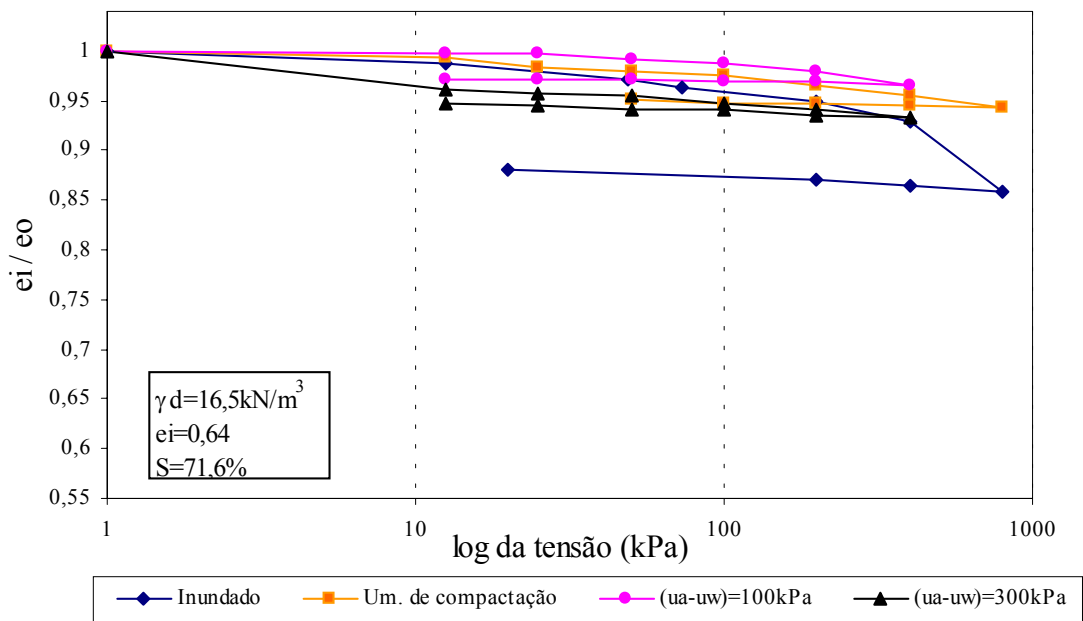


Figura 5.27. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo SAPB na condição seca.

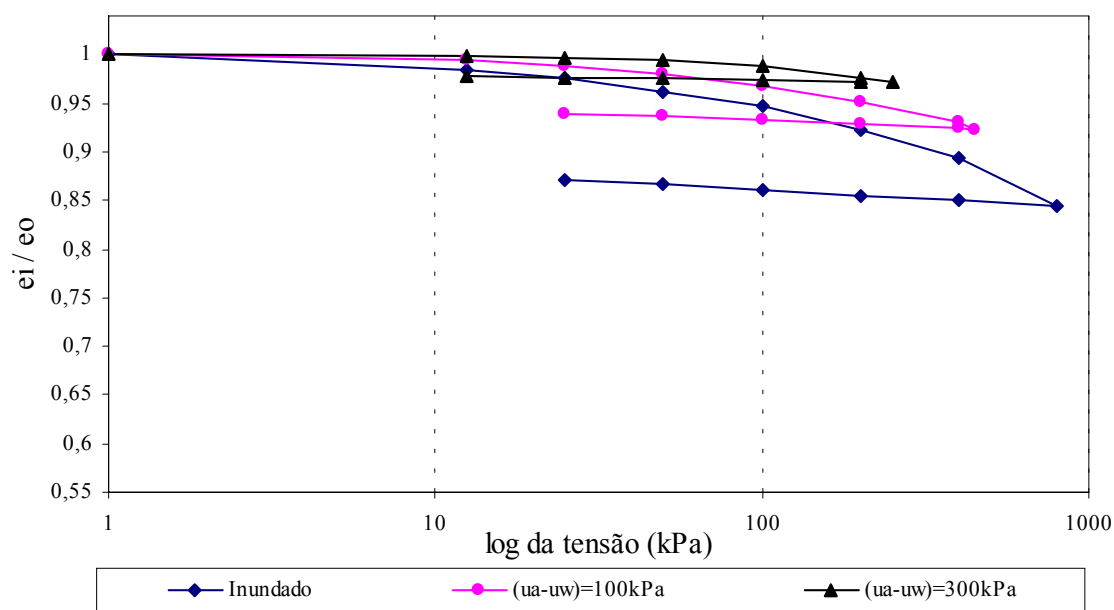


Figura 5.28. Curvas $\log \sigma_v$ x e para o solo SAPB na condição úmida.

A partir destas curvas foram determinados os índices de compressibilidade para o solo SAPB em função da sucção imposta e das condições de compactação (Tabela 5.5). Os resultados mostraram uma relação de proporcionalidade inversa entre os índices de compressibilidade e sucção para quaisquer das condições de compactação. No primeiro intervalo de sucção (0-100kPa) ocorrem bruscas reduções de declividade de carga. Para o segundo intervalo (100kPa-300kPa), as reduções de declividade ocorrem de forma menos significativas. Comportamento semelhante ao que ocorreu com o solo ARPB. Isto mostra que antes do valor de entrada de ar ($VEA_{SAPB} = 900\text{kPa}$) o solo já experimenta uma elevação de rigidez sob sucção imposta. A maior variação de declividade de carga ocorre para o solo na condição úmida.

Tabela 5.5. Índices de compressibilidade para o solo SAPB em diferentes condições de compactação e sucção.

Sucção (kPa)	Condição ótima			Condição seca			Condição úmida		
	λ_s	Cc	ks	λ_s	Cc	ks	λ_s	Cc	ks
0	0,094	0,020	$7,00 \cdot 10^{-3}$	0,031	$9,97 \cdot 10^{-3}$	$7,31 \cdot 10^{-3}$	0,110	0,032	0,011
100	0,020	$6,52 \cdot 10^{-3}$	$4,66 \cdot 10^{-3}$	0,025	$9,57 \cdot 10^{-3}$	$6,31 \cdot 10^{-3}$	0,040	0,015	0,008
300	0,013	$3,32 \cdot 10^{-3}$	$3,98 \cdot 10^{-3}$	0,023	$8,97 \cdot 10^{-3}$	$6,01 \cdot 10^{-3}$	0,020	0,003	0,001

As Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 apresentam as superposições das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições ótima e seca, ótima e úmida e seca e úmida respectivamente.

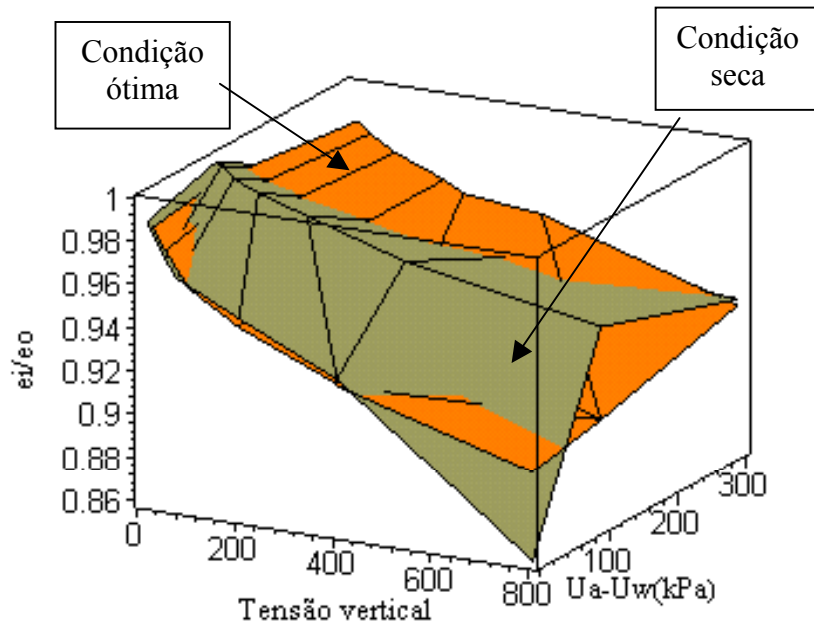


Figura 5.29. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições ótima e seca.

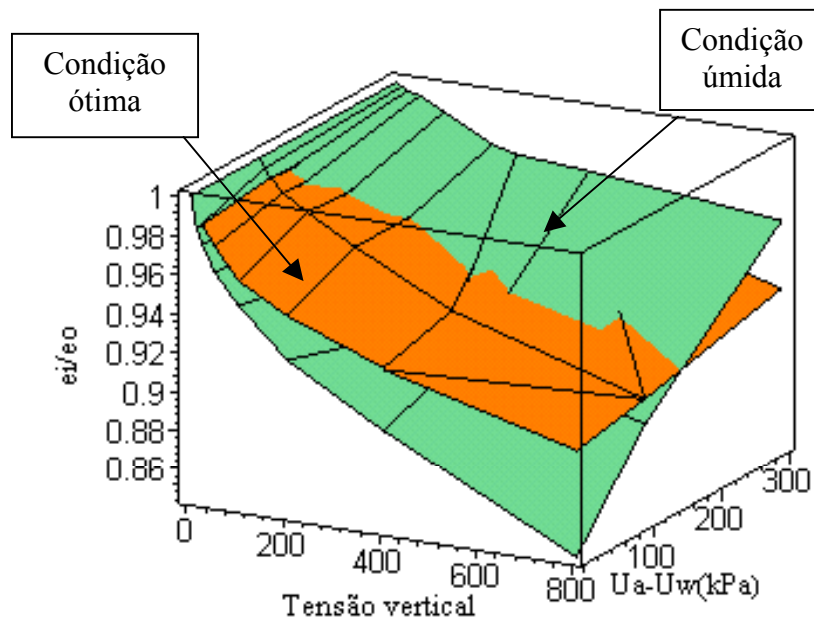


Figura 5.30. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições ótima e úmida.

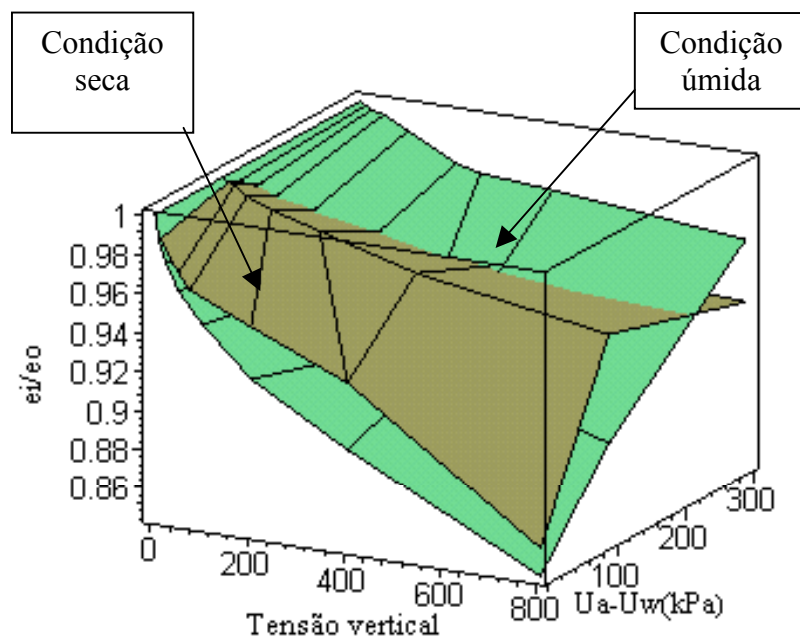


Figura 5.31. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições seca e úmida.

A Figura 5.29, corresponde à superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições ótima e seca. Observa-se que para sucção igual a zero e tensões verticais inferiores a 400kPa, os solos na condição seca e na condição ótima apresentam pequenas diferenças nas variações de índice de vazios com o incremento de tensões verticais. Todavia, para tensões verticais superiores a 400kPa, o solo compactado na condição ótima apresenta-se menos compressível. Este comportamento está relacionado com os valores semelhantes de densidade secas utilizadas na compactação sob condição ótima ($\gamma_d=17,0\text{kN/m}^3$) e condição seca ($\gamma_d=16,5\text{kN/m}^3$). Por outro lado, o volume total de macroporos intrudidos na condição seca é maior que na condição ótima e portanto para tensões verticais maiores que 400kN/m³, a variação de índice de vazios é mais elevada na condição seca. As maiores variações de índice de vazios observadas foram de 0,1 e 0,14 para condições ótima e seca respectivamente.

No plano ei/eo versus tensão vertical, para sucção igual a 300kPa, observa-se que a superfície correspondente à condição ótima apresenta-se sobreposta. Este comportamento está relacionado com uma transferência mais efetiva de sucção para esta condição, tornando a estrutura mais rígida.

A Figura 5.30, correspondente à superposição das superfícies de estado para o solo nas condições ótima e úmida, apresenta uma maior declividade de carga na condição de sucção

zero para o solo compactado no ramo úmido. Nesta condição o volume de macroporos é mais elevado que para o solo compactado na condição ótima.

No plano e_i/e_o versus sucção observa-se que o incremento de sucção permite uma melhor transferência para o solo compactado na condição úmida, produzindo uma maior elevação da rigidez. Para valores de sucção superiores a 150kPa a superfície de estado do solo compactado nestas condições torna-se menos compressível em relação à superfície correspondente à condição ótima. Isto indica que para sucção igual a zero, o volume de macroporos é um dos principais fatores condicionantes do comportamento de compressibilidade. Sob incremento de sucção, a umidade de compactação será o fator mais importante para elevação da rigidez. Estas afirmações se aplicam para o comportamento que ocorreu para os solos ARPB, JPPB e SAPB, quando da superposição das superfícies correspondentes às condições ótima e úmida.

A Figura 5.31 mostra a superposição das superfícies correspondente ao solo SAPB compactado nas condições seca e úmida. Observa-se que, na condição de sucção zero, o solo compactado na condição seca apresenta-se menos compressível que o solo compactado na condição úmida. Isto acontece devido ao maior intertravamento entre as partículas, proveniente de uma estrutura mais floclada. Comportamento semelhante foi observado por Balmaceda (1991) para um solo compactado, cujas amostras nas condições úmidas apresentaram-se mais compressíveis sob baixas tensões verticais impostas. Com o incremento de sucção a superfície correspondente ao ramo úmido vai se tornando mais rígida e o entrelaçamento entre as duas superfícies ocorre para uma sucção de 200kPa.

O teor de umidade inicial de compactação condiciona a estrutura do solo e as características de transferência de sucção. Para sucções iguais a zero, a compressibilidade é inferior para as condições mais secas. Para sucções superiores a zero, a melhor transferência de sucção na condição úmida proporcionará uma maior elevação da rigidez da estrutura.

A Figura 5.32 apresenta as superposições das superfícies de estado para o solo SAPB nas três condições de compactação. As maiores variações de índice de vazios observadas para incremento de tensão vertical até 800kPa foram de 0,1, 0,14, e 0,16 para condições ótima, seca e úmida respectivamente.

Para sucção igual a zero, o solo SAPB compactado na condição úmida é mais compressível com relação ao compactado nas condições ótima e seca. Com o incremento de

sucção, o solo compactado na condição úmida apresenta melhor transferência de sucção resultando numa rigidez maior para a estrutura com relação às demais condições.

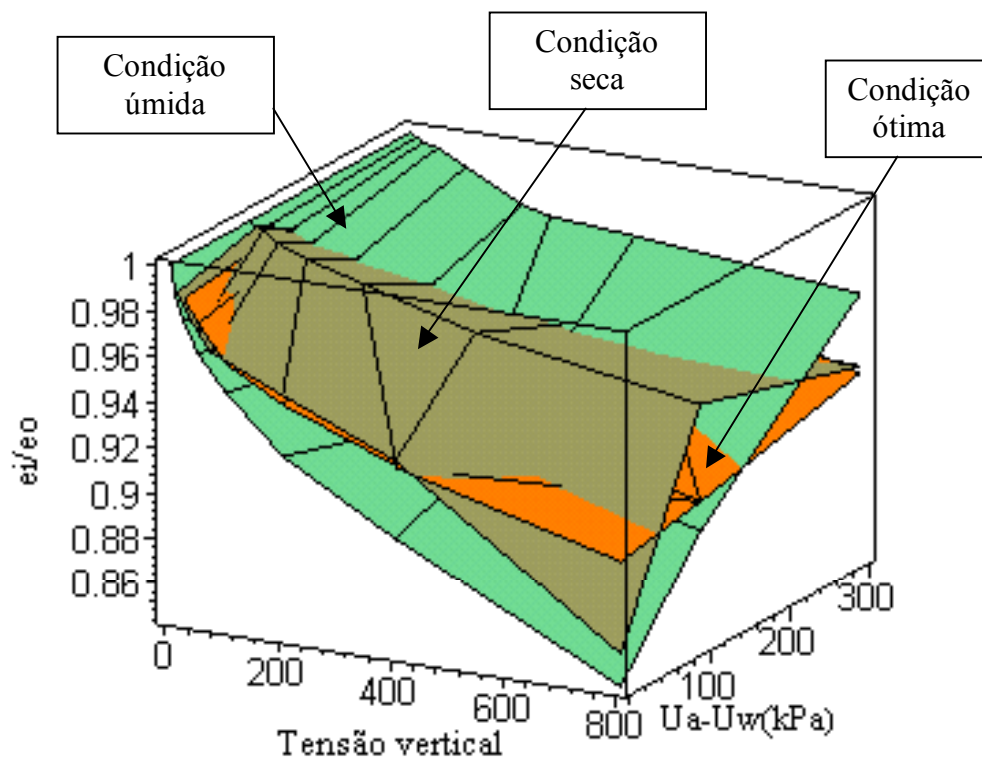


Figura 5.32. Superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas três condições de compactação.

5.3.5. Análise da compressibilidade para os três solos nas mesmas condições de compactação.

5.3.5.1. Condição seca.

As Figuras 5.33 (a), (b) e (c) apresentam as relações entre variação de índice de vazios e sucção imposta para tensões verticais de 50kPa, 100kPa e 200kPa respectivamente, para os solos compactados na condição seca. No intervalo entre sucções de 0 e 100kPa, observa-se a maior variação de índice de vazios para o solo ARPB e variações inferiores para os solos JPPB e SAPB. A maior compressibilidade do solo ARPB neste intervalo de sucção é coerente com dados encontrados na porosimetria, que apresenta um maior volume de macroporos e

mesoporos intrudidos. No intervalo de 100kPa a 300kPa de sucção imposta, não ocorrem grandes variações de índices de vazios, devendo-se ressaltar a significativa diminuição de compressibilidade no primeiro intervalo de sucção (0 – 100kPa).

A Figura 5.34 apresenta a superposição das superfícies de estado correspondentes aos três solos compactados na condição seca. O solo ARPB apresenta-se mais compressível para sucção igual a zero com relação aos demais solos. Após 100kPa de sucção, o efeito da sucção reduz as diferenças de compressibilidade entre os três solos, provocando a convergência das superfícies de estado.

O solo JPPB apresenta uma melhor distribuição de tamanho de poros com relação aos solos ARPB e SAPB. Esta melhor distribuição está relacionada com a composição mineralógica e cimentação pelos sesquióxidos de ferro e alumínio que geram uma distribuição dos vazios mais propícia a transferência de sucção. A cimentação proporciona ainda uma estabilidade dos agregados que dificulta a compressibilidade.

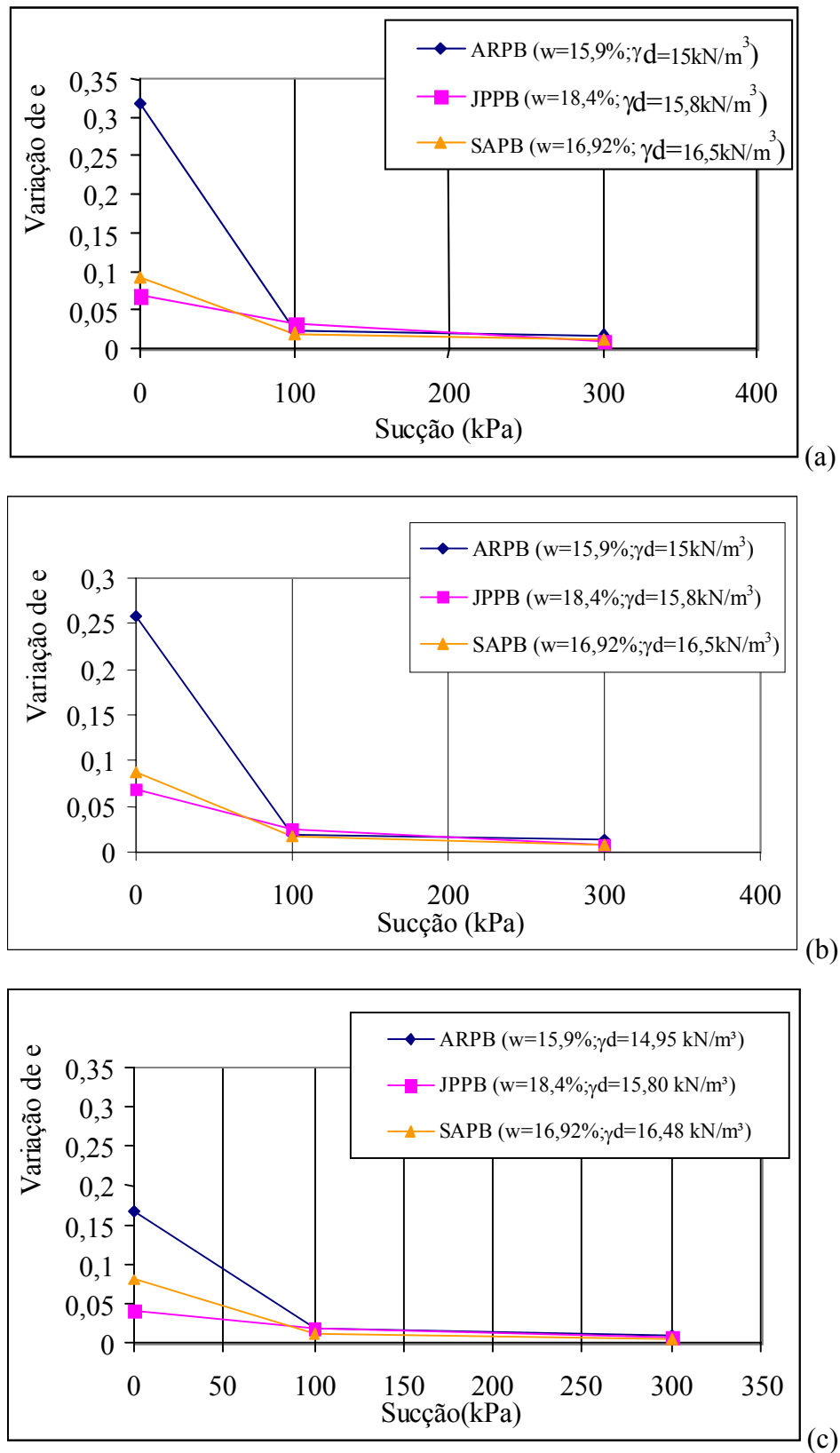


Figura 5.33. Variações de índice de vazios x sucção para solos nas condições secas e tensões verticais de: a) 50kPa, b) 100kPa e c) 200kPa.

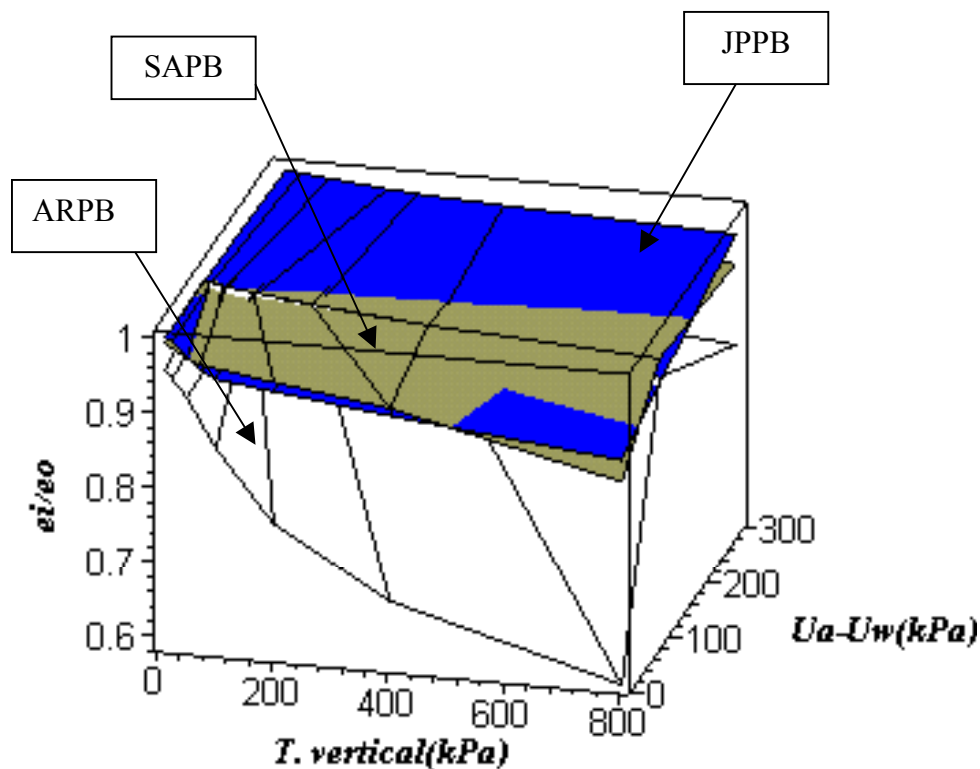


Figura 5.34. Superposição das superfícies de estado para os solos nas condições secas.

5.3.5.2. Condição ótima.

As Figuras 5.35(a), (b) e (c) apresentam as relações entre variação de índice de vazios e sucção imposta para tensões verticais de 50kPa, 100kPa e 200kPa respectivamente, para os solos nas condições ótimas de compactação.

Da mesma forma que para condição seca, os solos apresentaram uma maior variação de índice de vazios no primeiro trecho de sucção (0kPa a 100kPa). Para sucções superiores, as variações de índice de vazios para os três solos são pequenas. O solo JPPB confirma seu comportamento menos compressível e o solo SAPB apresenta-se como o mais compressível no intervalo de sucção (0 a 300kPa).

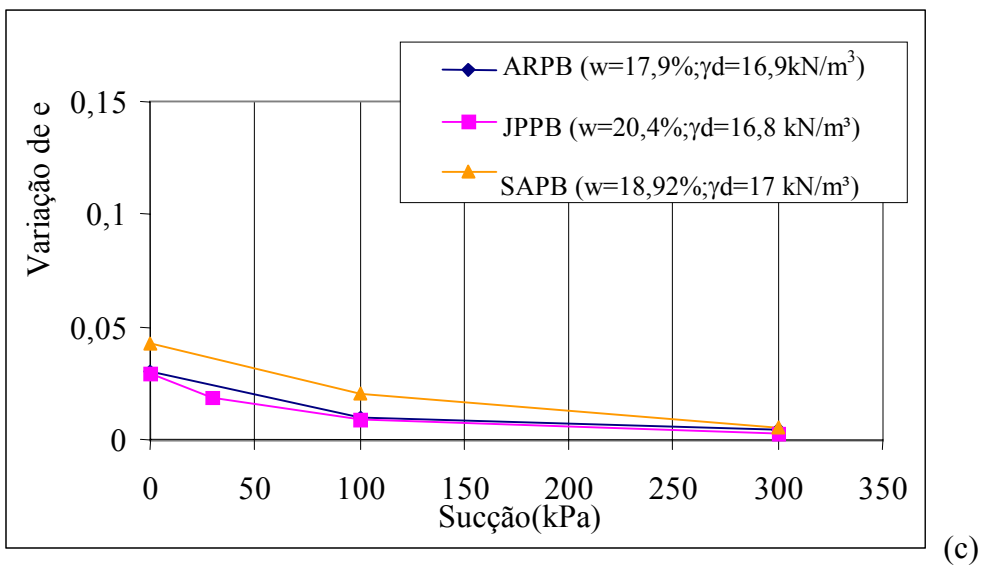
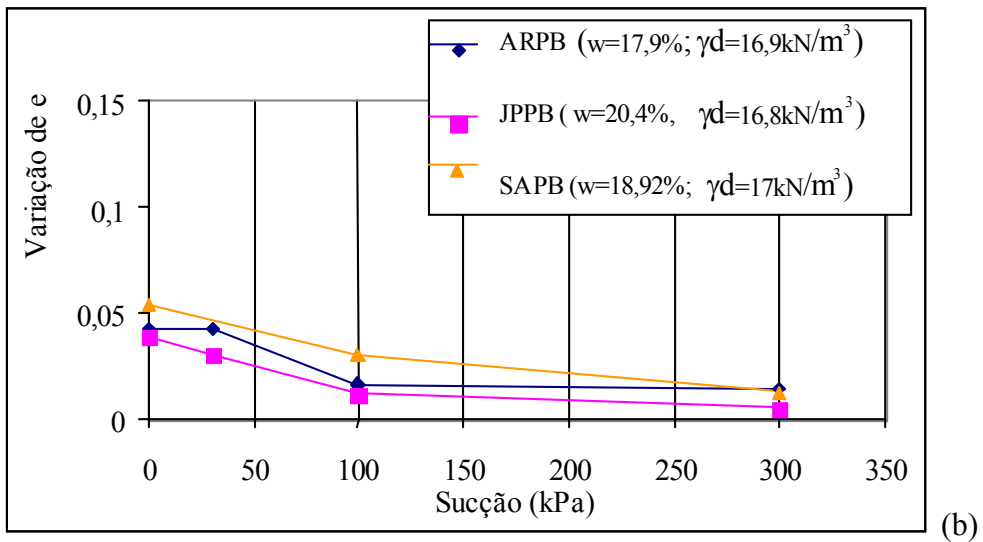
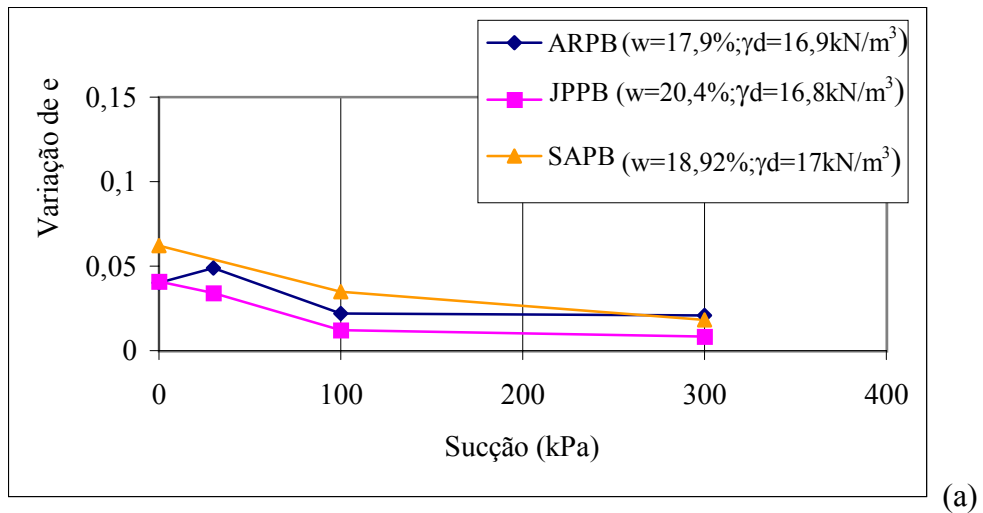


Figura 5.35. Variações de índice de vazios x sucção para os solos na condição ótima para tensões verticais de: a) 50kPa, b)100kPa e c) 200kPa.

A Figura 5.36 apresenta a superposição das superfícies de estado correspondente aos três solos nas condições ótimas de compactação. Observa-se que para sucção igual a zero, as superfícies apresentam pequenas diferenças no plano e_i/e_o x tensão vertical. Estas semelhanças das superfícies estão relacionadas com os valores de densidades secas impostas (valores próximos, Tabela 4.4) e conseqüentemente com o volume de macroporos. Com o incremento de sucção, o solo SAPB na condição ótima, apresenta-se mais compressível com relação aos outros solos, ou seja, a transferência de sucção é menos eficaz.

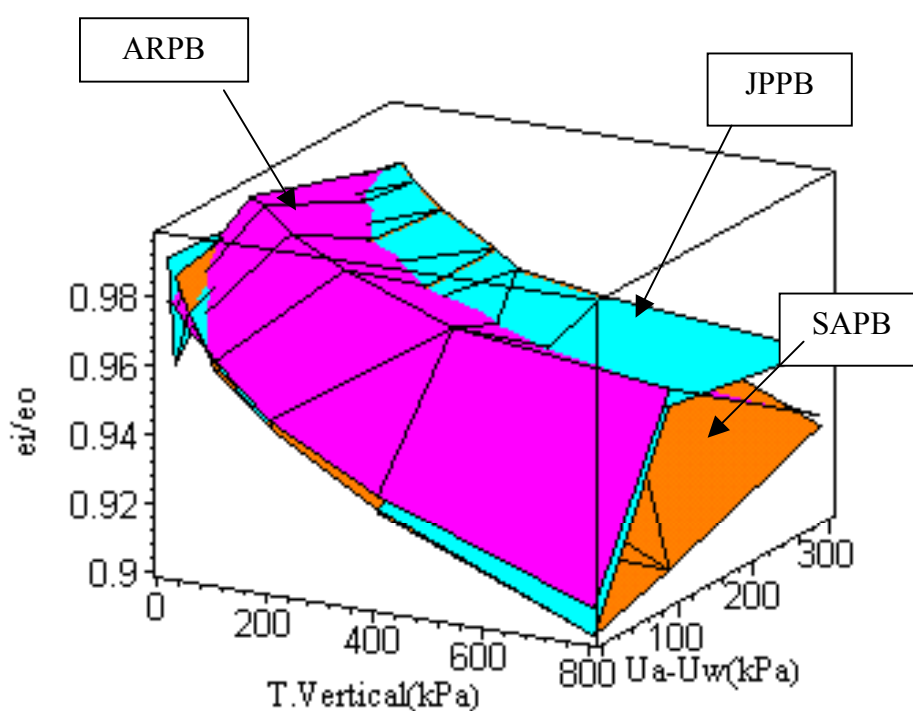


Figura 5.36. Superposição das superfícies de estado para os solos na condição ótima.

5.3.5.3. Condição úmida.

A Figura 5.37 (a),(b) e (c) apresentam as variações de índice de vazios x sucção para solos compactados na condição úmida e para tensões verticais de 50kPa, 100kPa e 200kPa respectivamente.

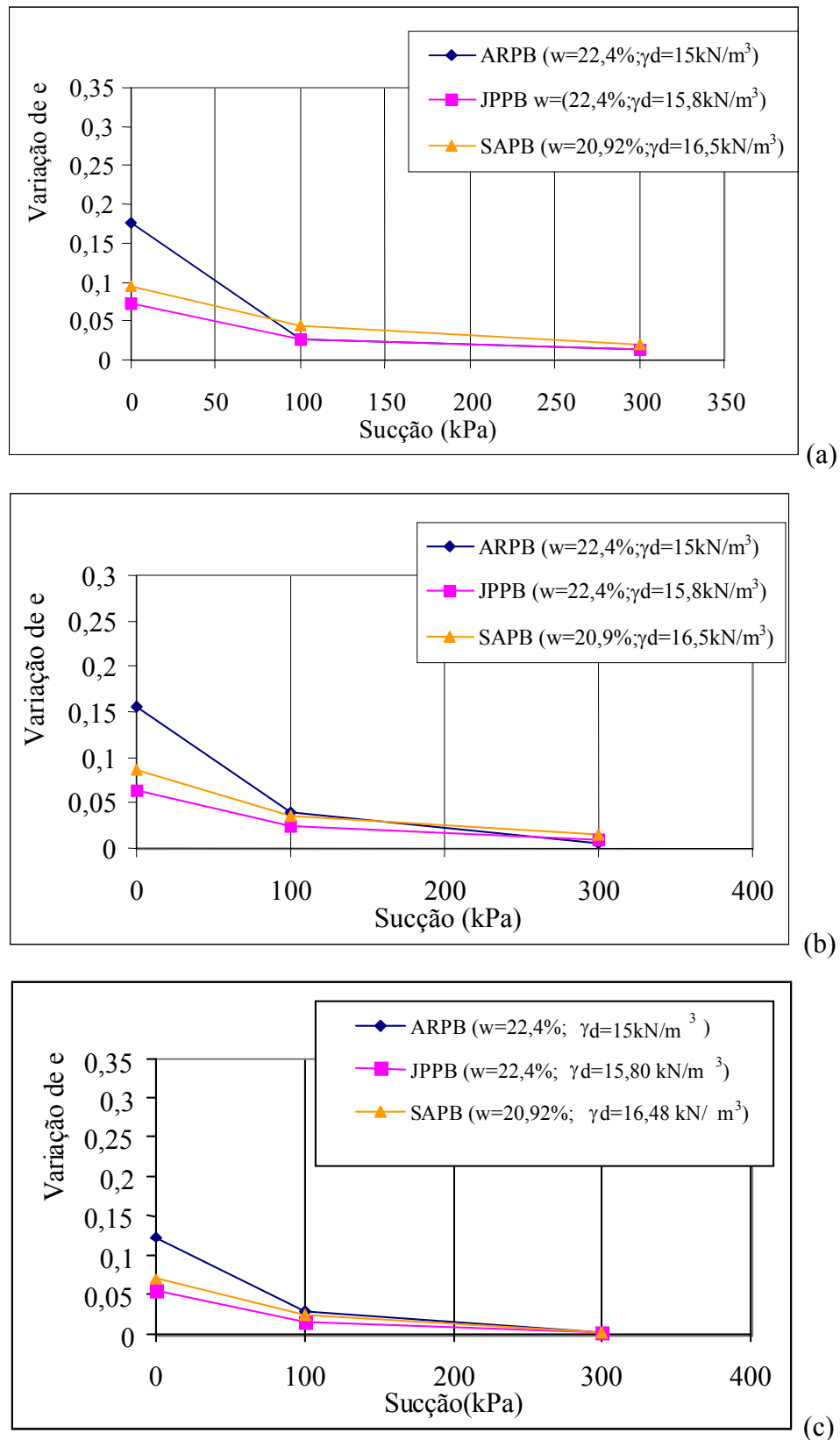


Figura 5.37. Variações de índice de vazios x sucção para solos na condição úmida e tensões verticais de: a) 50kPa, b) 100kPa e c) 200kPa.

O solo JPPB apresenta-se como o menos compressível dos três solos para quaisquer tensões verticais impostas e o solo ARPB como o mais compressível.

A Figura 5.38 apresenta a superposição das superfícies de estado correspondentes aos três solos na condição úmida. Semelhantemente ao que ocorreu para os solos compactados nas condições ótima e seca, as maiores variações de índice de vazios ocorrem no primeiro intervalo de sucção imposta (0 a 100kPa). Observa-se que o solo JPPB apresenta sobreposição de sua superfície de estado para sucção de 0 a 250kPa de sucção. Este comportamento está relacionado com a melhor distribuição cumulativa de mesoporos (Figura 4.36) e portanto, com as melhores características de transferência de sucção.

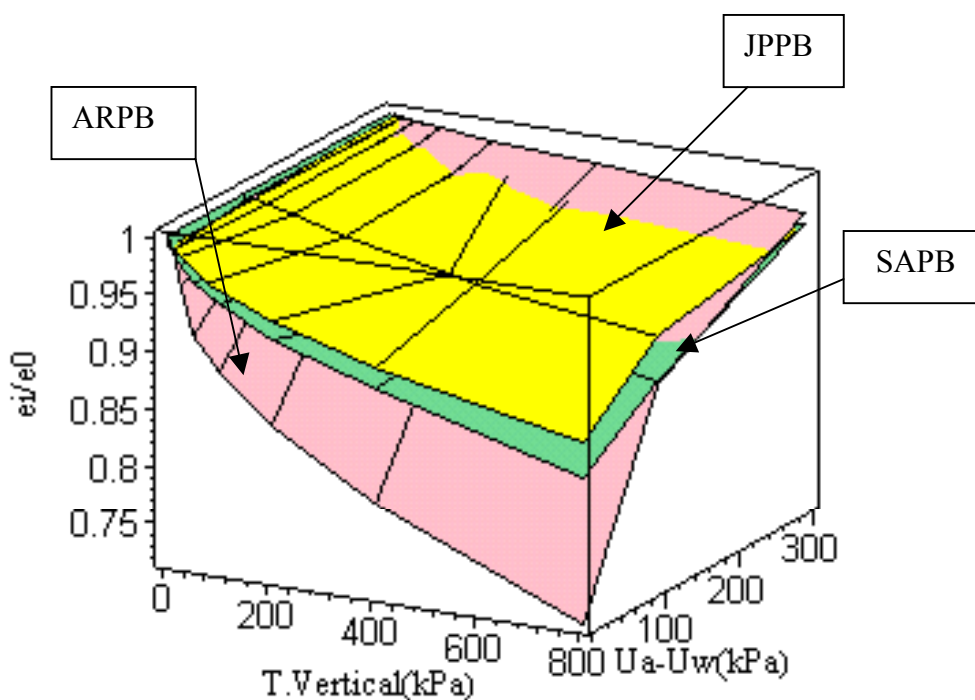


Figura 5.38. Superposição das superfícies de estado para os solos na condição úmida.

O solo ARPB apresenta maior incremento de rigidez com o acréscimo de sucção. Para valores de sucção superior a 100kPa, as superfícies de estado dos três solos convergem. A superfície de estado do solo SAPB fica compreendida entre as superfícies de estado dos solos JPPB e ARPB para a condição úmida.

De acordo com o comportamento apresentado pelas nove superfícies de estado, as seguintes observações podem ser feitas:

- 1) Para os três solos em quaisquer condições de compactação.
 - a) A compressibilidade dos solos aumenta com o incremento da tensão vertical para sucção igual a zero (condição inundada).
 - b) O incremento de sucção provoca uma diminuição da compressibilidade em especial no primeiro intervalo de sucção (0 a 100kPa).
 - c) No segundo intervalo de incremento de sucção (100 a 300kPa), a compressibilidade dos solos não apresenta uma variação significativa, ou seja o efeito da sucção não aumenta significativamente a rigidez do solo.
- 2) Para os três solos na condição ótima de compactação.
 - a) As menores variações de compressibilidade ocorreram para os solos compactados na condição ótima para quaisquer valores de sucção e de tensão vertical.
 - b) O solo SAPB apresenta menor incremento de rigidez com o aumento de sucção. Este comportamento pode estar relacionado com a presença de uma relação arcabouço-matriz mais elevada. Desta forma, a transferência de sucção torna-se menos eficaz (Tabela 4.3).
 - c) Os solos ARPB e JPPB apresentam comportamento similar com relação à compressibilidade. Esta semelhança pode ser explicada pelas relações arcabouço/matriz idênticas encontradas para estes solos.
- 3) Nas condições seca e úmida.
 - a) O solo ARPB apresenta uma compressibilidade mais acentuada para valores de sucção igual a zero com relação aos outros solos.
 - b) O solo JPPB apresenta comportamento menos compressível resultado da presença de menor volume de macroporos e mesoporos nesta condição.
 - c) Com o incremento da sucção, os três solos apresentam um aumento de rigidez e convergência das superfícies.

Na condição úmida, os três solos apresentam uma melhor transferência de sucção, que resulta num incremento de rigidez acentuada com o aumento da sucção.

O solo JPPB mostrou menor diferença de compressibilidade nas três condições de compactação. Este comportamento está relacionado com a sua composição mineralógica, em que a matriz apresenta maiores teores de materiais cimentantes que os demais solos.

A maior variação de compressibilidade para diferentes condições de compactação foi observada para o solo ARPB.

5.3.6. Análise da compressibilidade dos solos sob variação de trajetória de tensão.

A Figura 5.30 apresenta as trajetórias de tensões utilizadas para avaliar o comportamento volumétrico dos solos estudados para diferentes trajetórias de tensão.

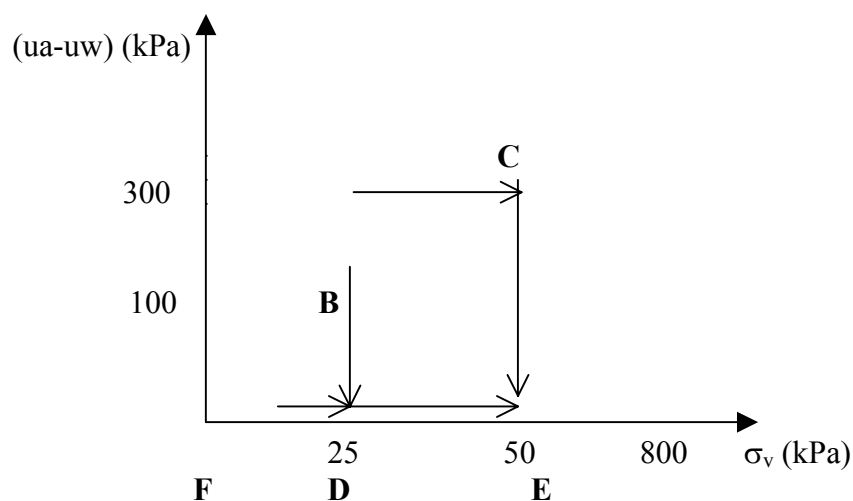


Figura 5.39. Trajetórias de tensão seguidas no plano $\sigma_v \times (u_a - u_w)$.

- Trajetoória BDEDB = Tensão vertical inicial neta (líquida) = 25kPa, Sucção inicial = 100kPa
Redução da sucção de 100kPa a 0kPa e carga e descarga da tensão vertical neta de 25kPa a 800kPa.
- Trajetoória CE = Tensão vertical neta constante (líquida) = 50kPa, Sucção inicial = 300kPa
Redução da sucção de 300kPa a 0kPa.

5.3.6.1. Trajetória CE

A Figura 5.40 apresenta ensaios edométricos correspondentes à trajetória CE, em que se manteve a tensão vertical constante de 50kPa e variou-se a sucção em trajetória de umedecimento. Para cada estágio de redução de sucção, o tempo necessário de equilíbrio foi de 7 dias.

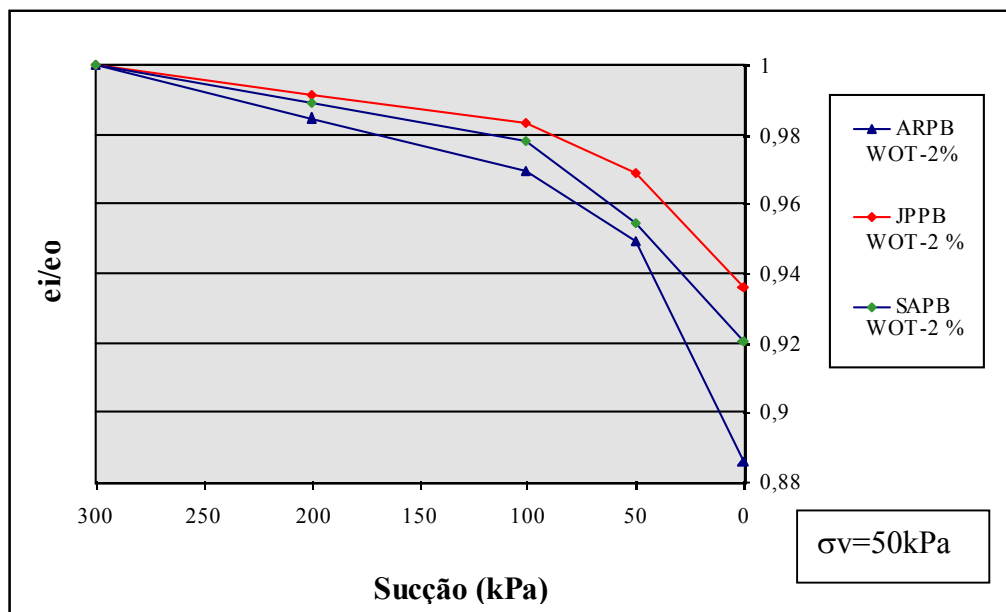


Figura 5.40. Curvas $(u_a - u_w)$ x e com tensão vertical constante em trajetória de umedecimento para solos compactados no ramo seco.

As seguintes observações podem ser feitas:

- Quando da imposição da sucção inicial de 300kPa, os solos não exibem deformações significativas em relação a sua condição inicial de compactação.
- Na trajetória de umedecimento, correspondente às sucções de 200kPa e 100kPa, observam-se variações no índice de vazios para os três solos. Para o intervalo de decréscimo de sucção entre 100kPa a 0kPa, a variação de índice de vazios é mais significativa.
- O solo JPPB apresenta-se como o menos susceptível à variação de índice de vazios com o decréscimo da sucção. Por outro lado os solos SAPB e ARPB apresentam-se mais compressíveis mediante a trajetória de umedecimento.

Para esta trajetória de tensões, as maiores variações de compressibilidade ocorrem no intervalo entre 0 e 100kPa de sucção (item b), caracterizando um comportamento semelhante ao observado para ensaios edométricos com sucção constante (incremento de tensão vertical). Ou seja, os solos exibem variações de índice de vazios da mesma magnitude que para a trajetória correspondente ao item 5.3.1, no intervalo entre 0 e 100kPa de sucção.

Diante destas observações pode-se afirmar que o comportamento de compressibilidade dos solos sob trajetória de tensão CE apresenta similaridades com o comportamento de compressibilidade apresentado nos ensaios sob sucção constante.

Referências de vários autores, entre o quais Cruz(1996), Alonso *et al* (1990), Jucá (1990), Justo *et al* (1984) e Delgado (1986) citado por Gehling (1994), indicaram a influência da variação das trajetórias de tensões no comportamento de compressibilidade. Cruz(1996) afirma que não existe uma relação unívoca entre o volume do solo e as variáveis independentes (tensão neta e sucção matricial) e portanto, as superfícies de estado resultam dependentes da trajetória de tensões a que o solo é submetido. Gehling (1994) afirma que as trajetórias de tensões seguidas pelo solo são de grande importância para estabelecer seu volume final (deformação do solo). Diferentes trajetórias produzem deformações distintas ainda que os estados de tensão inicial e final sejam os mesmos.

Todavia, os comportamentos observados para os solos em estudo, exibem poucas diferenças sob variação da trajetória de tensões, diferentemente dos solos estudados pelos autores citados, cujos estudos centraram-se no comportamento apresentado por solos sedimentares e por solos com índices de vazios iniciais elevados. Estas pequenas diferenças de comportamento dos solos estudados pode ser justificado em virtude dos seguintes fatores:

- 1) Os materiais compactados apresentam baixa compressibilidade (índice de vazios iniciais baixos).
- 2) Os solos estudados apresentam cimentação (condição mineralógica dos solos lateríticos) que restringe a compressibilidade.
- 3) Os solos ARPB e SAPB não apresentam histerese, o que elimina a influência desta variável. No caso do solo JPPB que apresenta histerese, o intervalo de sucção no qual foi variada a trajetória de tensões não inclui o valor de entrada de ar referente a este solo.

Conclui-se então que: nas condições ensaiadas os solos lateríticos estudados não apresentam diferenças significativas de compressibilidade devido às variações das trajetórias de tensões impostas.

5.3.6.2. Trajetória BDED

A trajetória BDED foi analisada visando avaliação do potencial de colapso para uma tensão vertical de 25 kPa após inundação. Barrera (2002), estudando um solo não saturado de baixa plasticidade, cita que as deformações de colapso situam-se no intervalo de sucção mais baixo. Vilar e Davies (2002) estudando o comportamento de uma areia argilosa através de

ensaios edométricos, concluem que as deformações são mais significativas quando a sucção é reduzida a zero. Para os intervalos de sucções mais elevadas, as deformações de colapso são muito pequenas. Segundo Tan *et al* (2002) o potencial de colapso de argilas compactadas é fortemente influenciado pela energia de compactação.

A Figura 5.41 apresenta a curva de adensamento com variação de sucção para o solo ARPB moldado na condição ótima. O decréscimo de índice de vazios observado devido ao colapso foi inferior a 0,01. Isto ocorre devido à alta densidade proveniente da compactação nas condições ótimas. Balmaceda (1991), estudando um solo compactado, concluiu que o colapso só se produz no ramo seco e diminui ao aumentar o grau de saturação inicial e a umidade de compactação. Ele comenta também que o colapso é mais elevado para tensões verticais mais baixas e que no ramo úmido não se produzem colapsos para quaisquer valores de tensão vertical com as quais se inunda o solo.

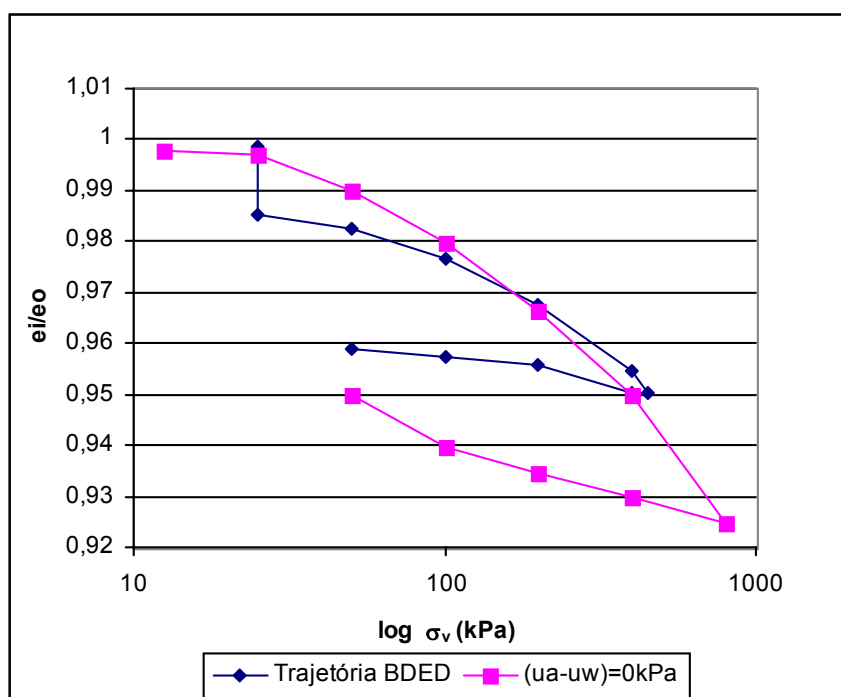


Figura 5.41. Curva $\log \sigma_v$ x e para o solo ARPB nas condições ótimas com variação de sucção.

Desta forma, tendo em conta as elevadas tensões de pré-adensamento impostas na compactação das amostras (Tabela 4.5), o colapso apresentado nesta condição ótima não foi significativo, conforme observado para o solo ARPB.

Neste caso, os estudos de colapso foram direcionados para as condições secas para os solos JPPB e SAPB. Devido a algumas similaridades de granulometria e porosimetria entre os solos ARPB e SAPB, apenas o solo SAPB foi escolhido para este estudo.

A Figura 5.42 apresenta curvas $\log \sigma_v \times e$ e para os solos JPPB e SAPB na condição seca com a sucção inicial foi de 100kPa e posteriormente sujeita a trajetória de umedecimento ($(u_a - u_w) = 0\text{kPa}$).

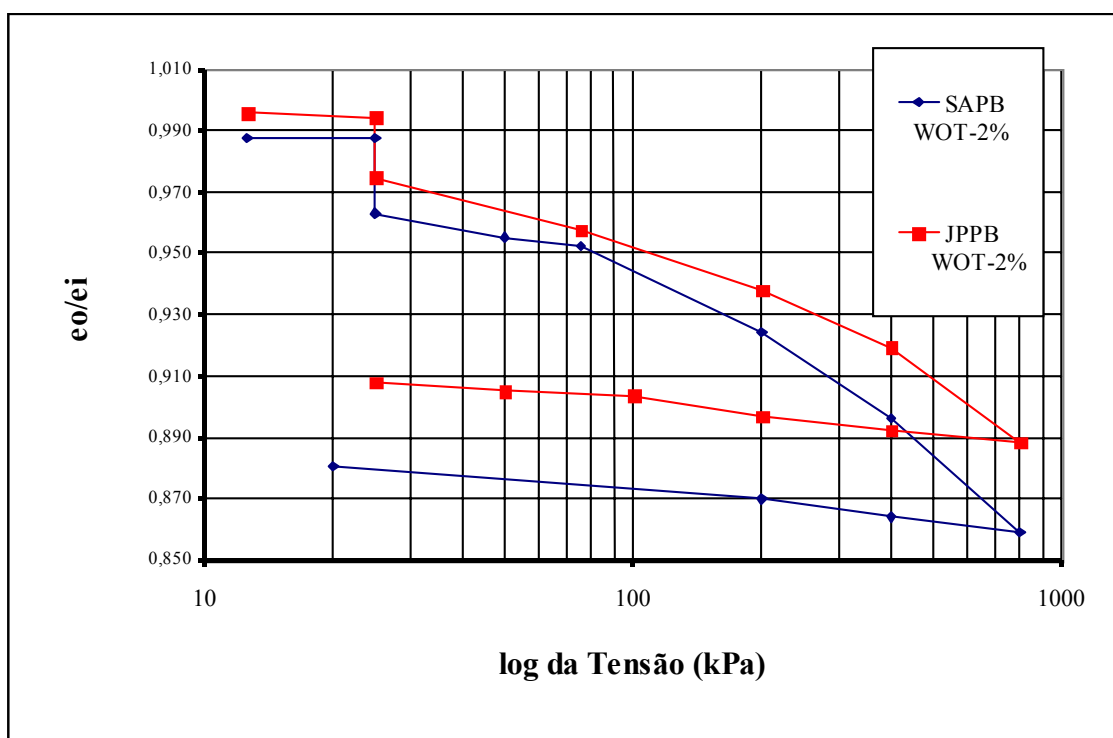


Figura 5.42. Curvas $\log \sigma_v \times e$ e para os solos JPPB e SAPB na condição seca com variação de sucção.

As seguintes observações podem ser feitas:

- a) Ambos os solos apresentaram pequenos colapsos para as condições secas para uma tensão vertical de 25kPa,
- b) O solo JPPB apresenta um colapso inferior ao solo SAPB e ambos tendem a acompanhar a curva correspondente ao ensaio inundado (Figuras 5.21 e 5.28 para solo JPPB e SAPB respectivamente). O solo SAPB apresenta uma variação de índice de vazios devido ao decréscimo de sucção de 0,026 para uma tensão normal de 25kPa. As variações de índice de

vazios apresentadas no ensaio de sucção constante para este solo na condição seca foram de 0,020, 0,017 e 0,011 para tensões normais de 50kPa, 100kPa e 200kPa respectivamente.

Portanto, a magnitude da variação de índice de vazios em trajetória de tensões BDED para este solo é praticamente a mesma decorrente de ensaios de sucção constante.

Semelhantemente ao que ocorreu para trajetória de tensão CE, observam-se várias similaridades de comportamento entre os ensaios sob trajetória BDED e os ensaios sob trajetórias de tensões referente aos ensaios com sucção constante (incremento de tensão vertical). Desta forma, para as trajetórias de tensão ensaiadas, os solos lateríticos não exibem variações significativas de comportamento, indicando que os efeitos de variação das trajetórias não influem significativamente na compressibilidade de tais solos.

5.4. Resistência ao cisalhamento

5.4.1. Introdução

Este item apresenta, discute e analisa os resultados obtidos com relação à resistência ao cisalhamento dos solos estudados. Tais resultados foram obtidos através de um programa de ensaios com objetivos de:

- Avaliar o comportamento de resistência ao cisalhamento dos solos compactados nas condições ótima e seca;
- Avaliar o comportamento de resistência ao cisalhamento devido a variações de sucção (determinação de ϕ^b);
- Avaliar a influência da composição mineralógica de cada solo no comportamento de resistência ao cisalhamento;
- Determinar as superfícies de estado de resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal.

Para atingir estes objetivos, foi elaborado o seguinte programa experimental:

- Realização de ensaios de cisalhamento direto na condição inundada, para os solos nas condições ótima e seca (tensões normais de 50kPa, 100kPa, 200kPa);
- Realização de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada de 100kPa e 300kPa nas condições ótima e seca, para as mesmas tensões normais.

5.4.2 - Análise da variação de resistência cisalhante para o solo JPPB nas condições ótima e seca.

As Figuras 5.43 e 5.44 apresentam as envoltórias de resistência do solo JPPB nas condições ótima e seca respectivamente. Estas envoltórias permitiram a determinação das superfícies de estado de resistência ao cisalhamento x tensão normal x sucção nas condições ótima e seca (Figuras 5.45 e 5.46 respectivamente).

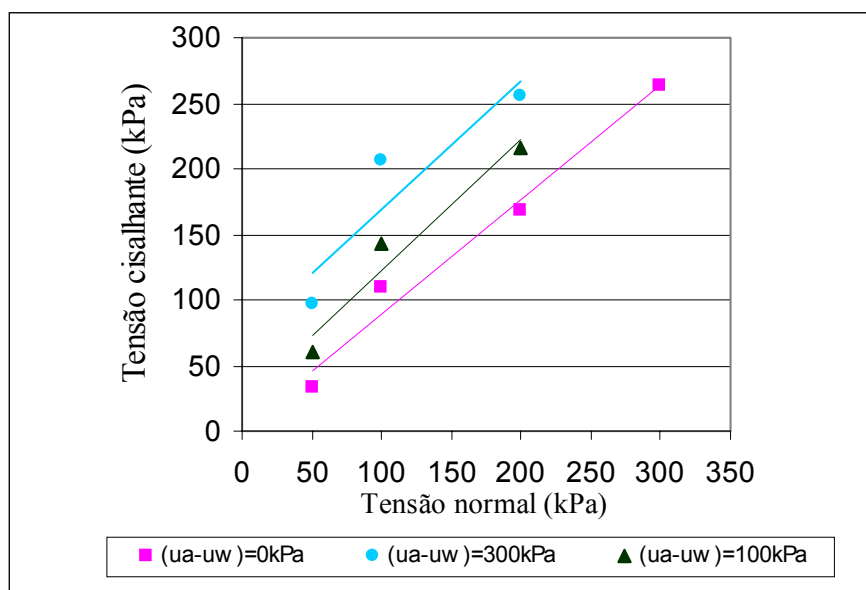


Figura 5.43. Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo JPPB na condição ótima.

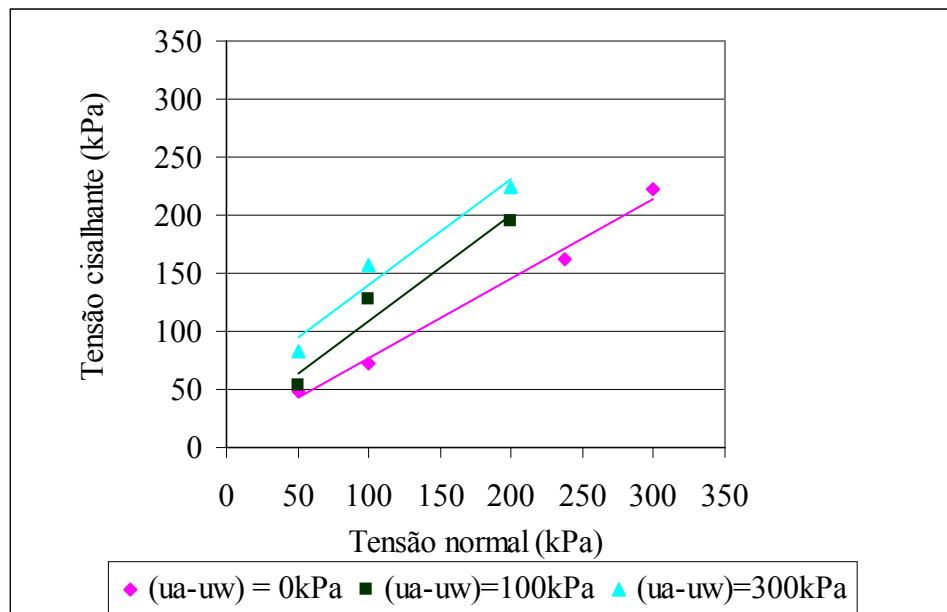


Figura 5.44. Envoltórias de resistência cisalhante para o solo JPPB na condição seca.

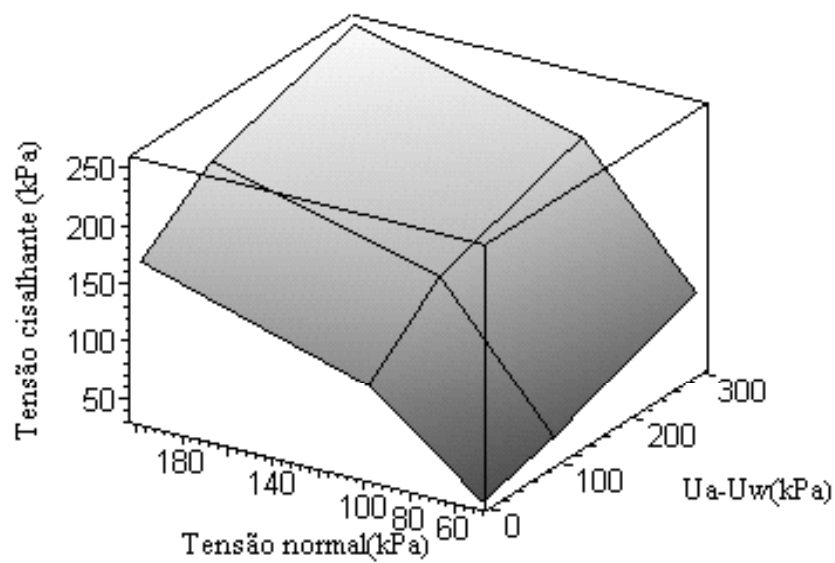


Figura 5.45. Superfície de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo JPPB na condição ótima.

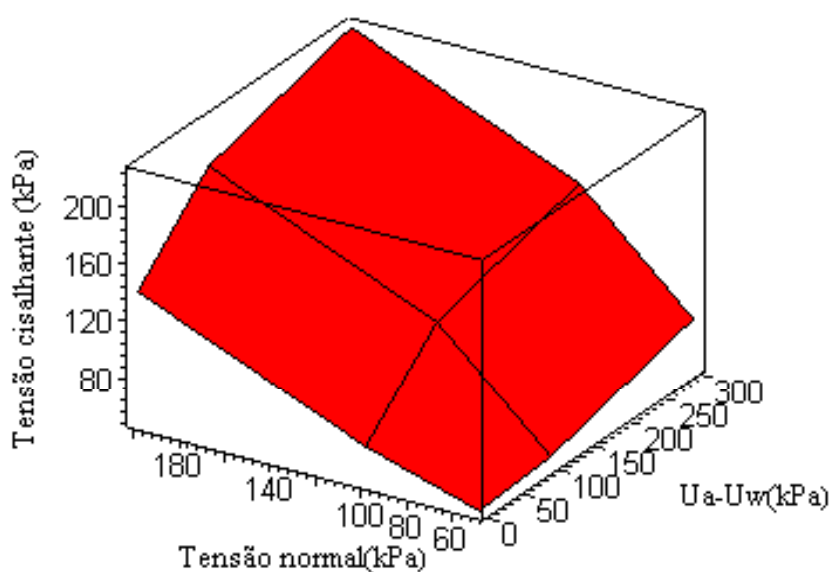


Figura 5.46. Superfície de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo JPPB na condição seca.

Através das envoltórias de resistência determinaram-se os seguintes parâmetros: ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de variação da resistência ao cisalhamento, em função da sucção (ϕ^b) (Tabela 5.6).

Tabela 5.6. Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de variação da resistência ao cisalhamento, em função da sucção (ϕ^b), para o solo JPPB nas condições ótima e seca.

Condição	Sucção (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)
Ótima	0	5,5	37,8	13,9
	100	23,7	44,8	
	300	72,7	44,2	
Seca	0	8,5	34,5	7,8
	100	19,3	42,2	
	300	49,2	42,2	

A Figura 5.43, correspondente ao solo JPPB na condição ótima, apresenta envoltórias de resistência paralelas para sucções de 0kPa, 100kPa e 300kPa. Isto indica que no intervalo

de sucção imposto, o solo JPPB apresenta uma melhor transferência de sucção elevando a rigidez e por conseguinte o intercepto coesivo efetivo. Comportamento semelhante ao solo JPPB tem sido observado por varios autores: Bastos (1999) para o solo residual de granito, Collins (1985) para um solo saprolítico, Barrera (2002) para um solo não saturado de baixa plasticidade e Vanapalli (1994) para um solo glacial compactado.

Segundo Vanapalli (1994), para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar, um acréscimo na sucção é tão efetivo quanto um acréscimo na tensão confinante, no que diz respeito à elevação da resistência ao cisalhamento. Para valores de sucção maiores que o valor de entrada de ar, a variação da resistência ao cisalhamento em função da sucção ocorre de forma não linear.

Collins (1985) atribuiu um aumento de rigidez à ligação cimentante entre os grãos de quartzo, proporcionada pelos argilominerais e/ou sesquióxidos. O autor afirma, que isto pode resultar em um incremento do parâmetro de coesão efetiva. Os resultados obtidos para o solo JPPB mostram a importância da cimentação na condição saturada e não saturada. A matriz gerada pela cimentação deste solo auxilia na transferência do efeito da sucção, devido à retenção de um maior teor de umidade na estrutura.

De acordo com a Tabela 5.6, o aumento de coesão foi mais significativo quando a sucção variou de 100kPa para 300kPa. Por outro lado, os ângulos de atrito interno efetivo permaneceram constantes tanto na condição ótima quanto na seca.

O solo JPPB apresenta um incremento do ângulo de atrito efetivo de 7° com o aumento de sucção de 0 a 100kPa. Resultados de ensaios em uma argila sedimentar (Escario e Saez, 1986, 1987) e em um solo arenoso laterítico (Rohm e Vilar, 1995) indicaram que o parâmetro ϕ' aumenta com o nível de sucção aplicado. A variação de ϕ' com a sucção também foi verificada em ensaios com um cascalho laterítico estudado por Toll (1990). Segundo Campos (1997), existem evidências experimentais de que o atrito decorrente de deslizamentos ou rolamento de grãos aumenta quando o solo é ensaiado na condição não saturada (Horn e Deere, 1962; Skinner, 1969; Sridharan *et al*, 1983). O autor alega que as variações de ϕ' devido à elevação de sucção poderiam decorrer de variações na estrutura do solo impostas pela sucção, que tenderiam a elevar o grau de entrosamento dos grãos, independente da tensão normal neta aplicada. Desta forma, ocorreria uma maior tendência à dilatação de um material não saturado, em um dado nível de $(\sigma - u_a)$, devido à elevação de sucção. Diante do exposto, as variações encontradas para ϕ' em razão do incremento de sucção podem ser atribuídas à

variação estrutural e ao decréscimo das variações de índice de vazios observadas quando se eleva a sucção.

Um ângulo de variação da resistência ao cisalhamento em função da sucção ($\phi^b = 13,9^\circ$) foi encontrado para o solo JPPB. Este valor é da mesma magnitude que os apresentados na literatura para um solo sedimentar laterítico (Rohm e Vilar, 1995), para um solo glacial compactado na umidade ótima (Vanapalli, 1994) e para um solo residual de migmatito (Abramento e Carvalho, 1989) (Capítulo 2). Uma variação não linear de ϕ^b com o nível de sucção aplicado foi observada. A análise referente a este aspecto será realizada conjuntamente com os resultados referentes ao solo SAPB.

Sob condição seca (Figuras 5.44 e 5.46), o solo JPPB apresenta envoltórias de resistência paralelas para valores de sucção de 0kPa, 100kPa e 300kPa. O aumento do intercepto coesivo foi maior no intervalo entre 100kPa e 300kPa de sucção. Em relação ao ângulo de atrito interno, o incremento de $7,7^\circ$ foi verificado entre as sucções de 0kPa e 100kPa, comportamento semelhante foi observado para a condição ótima.

A Figura 5.47 apresenta a superposição das superfícies de estado para o solo JPPB, nas condições ótima e seca. Observa-se a sobreposição completa da superfície correspondente às condições ótimas em relação à condição seca. Para o solo compactado nas condições ótimas, o aumento da resistência cisalhante em função da sucção é mais significativo que para as condições secas, conforme indicado pelos valores de ϕ^b .

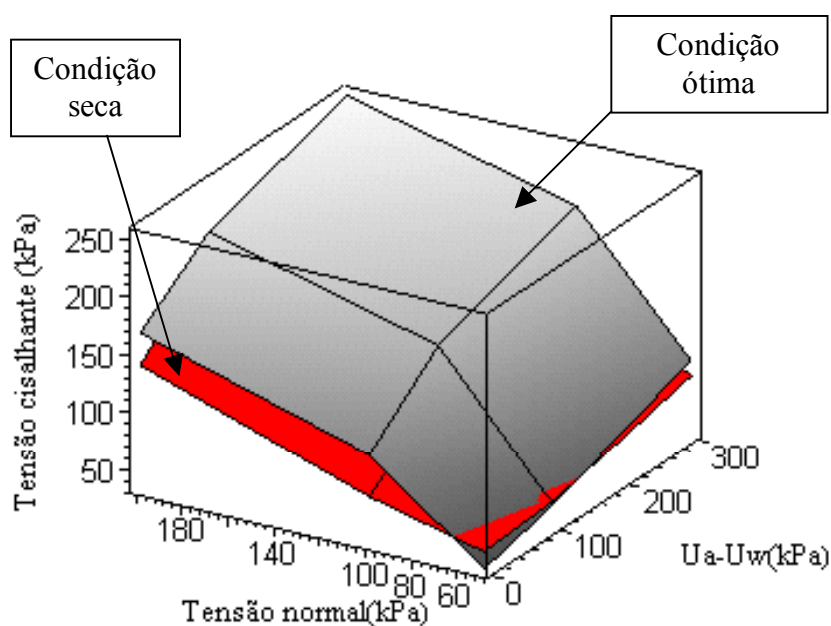


Figura 5.47. Superposição das superfícies de estado de resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal para o solo JPPB nas condições ótima e seca.

Na condição seca, o efeito da sucção não é transmitido com a mesma eficácia como no caso da condição ótima. Isto ocorre devido ao maior volume de macroporos para a condição seca em relação à condição ótima (menor volume e melhor distribuição dos macroporos (Figura 4.29, Tabela 4.16). Em consequência, uma menor “área de água” (Vanapalli, 1994) permanece na estrutura da condição seca, diminuindo a transferência de sucção.

Na condição ótima, as ligações entre as partículas são favorecidas pelo aumento da tensão superficial proporcionada pela sucção, além de fatores iniciais tais como densidade seca mais elevada e menor variação de índice de vazios.

Campos (1997) apresenta dados referentes a um solo residual de gnaiss em que a resistência à tração aumenta de forma não linear com o grau de saturação até atingir o valor de umidade ótima, a partir do qual a resistência à tração tende a estabilizar ou diminuir. Segundo o autor, a coesão pode ser representada fisicamente como uma resistência à tração do solo não saturado. Comportamento análogo foi observado para o solo JPPB com relação à coesão e ao grau de saturação inicial (umidade de compactação).

5.4.3 - Análise da variação de resistência cisalhante para o solo SAPB nas condições ótima e seca.

As Figuras 5.48 e 5.49 apresentam as envoltórias de resistência do solo SAPB nas condições ótima e seca respectivamente. Estas envoltórias deram origem às superfícies de estado de resistência ao cisalhamento x tensão normal x sucção para as duas condições de compactação (Figuras 5.50 e 5.51 respectivamente).

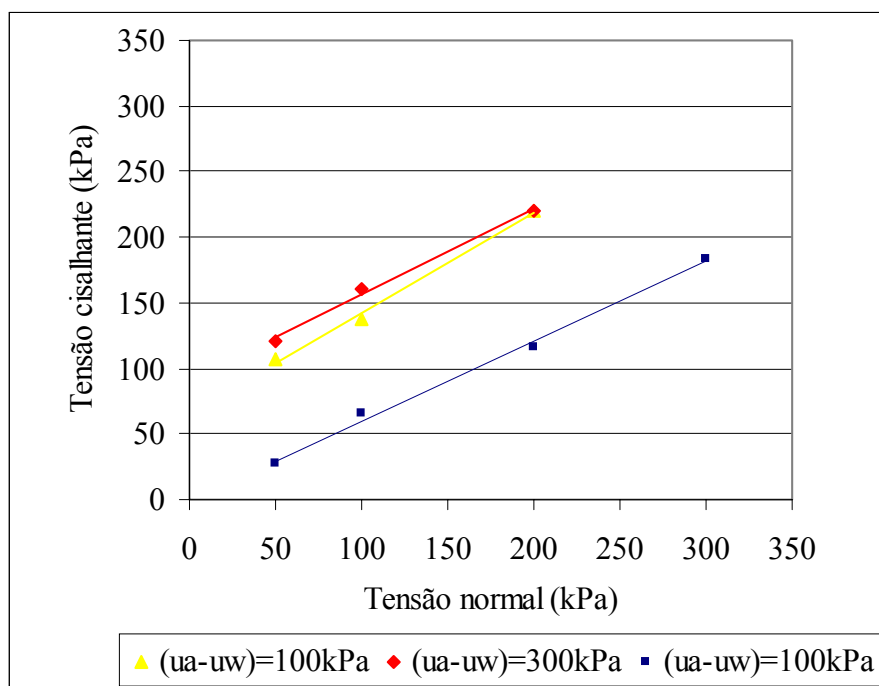


Figura 5.48. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para o solo SAPB na condição ótima.

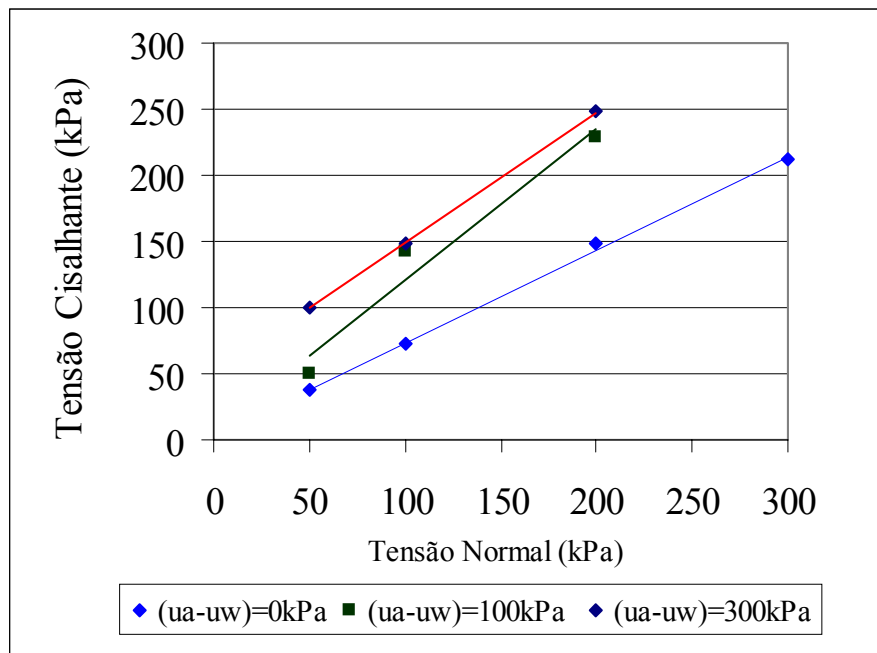


Figura 5.49. Envoltória de resistência para o solo SAPB na condição seca.

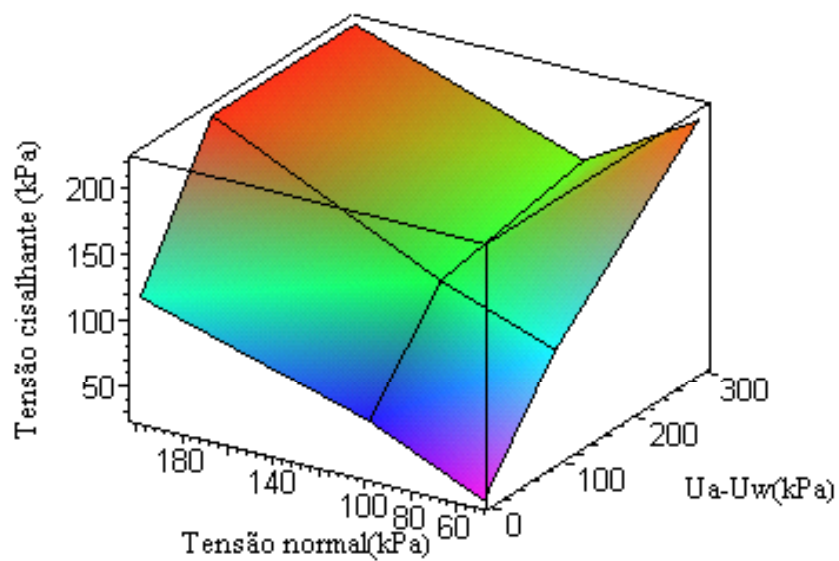


Figura 5.50. Superfície de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo SAPB na condição ótima.

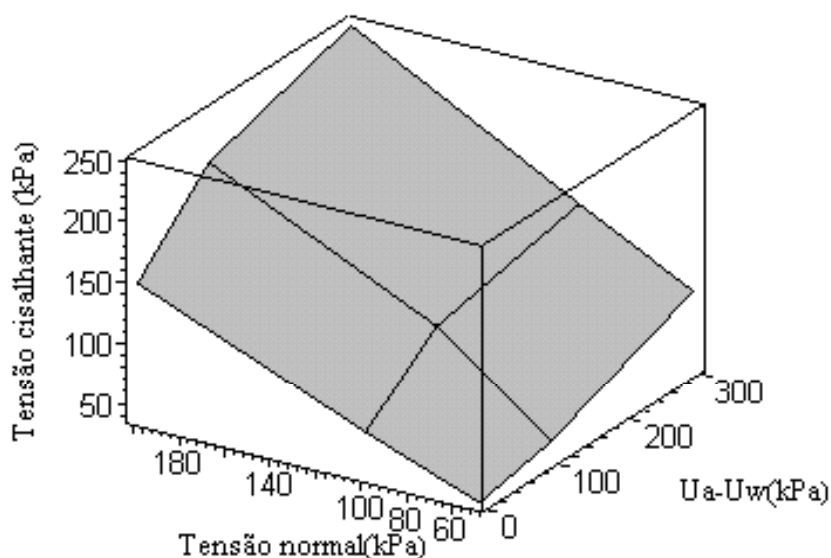


Figura 5.51. Superfície de estado de resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal para o solo SAPB na condição seca.

Através das envoltórias de resistência determinaram-se os seguintes parâmetros: ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de variação da resistência ao cisalhamento, em função da sucção (ϕ^b) (Tabela 5.7).

Tabela 5.7. Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), intercepto coesivo efetivo (c') e ângulo de variação da resistência ao cisalhamento, em função da sucção (ϕ^b), para o solo SAPB nas condições ótima e seca.

Condição	Sucção (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)
Ótima	0	0	31,4	15,1
	100	65,7	37,5	
	300	91,2	33,2	
Seca	0	3,2	35,1	9,6
	100	7,0	48,8	
	300	50,1	44,7	

O solo SAPB apresenta um elevado incremento de coesão quando se aumenta a sucção de 0 a 100kPa. Para o intervalo de sucção de 100 a 300kPa, o acréscimo do intercepto coesivo

efetivo não ocorre da mesma forma como no primeiro intervalo (Tabela 5.7). As envoltórias de resistência exibem um razoável ajuste linear e não apresentam paralelismo, para os intervalos de tensão normal e sucção (Figura 5.48). A convergência das envoltórias para $(u_a - u_w) = 100\text{kPa}$ e $(u_a - u_w) = 300\text{kPa}$ ocorre para uma tensão normal de 200kPa . Isto sugere que a contribuição da sucção matricial, na resistência ao cisalhamento, diminui com o acréscimo da tensão normal. Este comportamento foi observado por alguns autores: Bressani *et al* (1997) para um solo residual de granito e Bastos (1999) para um solo saprolítico areno-siltoso micáceo denominado ALGC. O solo residual de granito estudado por Bressani *et al* (1997) apresentou envoltórias de resistência convergentes para uma sucção de 100kPa e uma tensão normal de 400kPa . Para o solo ALGC de Bastos (1999) as envoltórias de resistência apresentaram uma convergência, para uma tensão normal de 100kPa e uma sucção de 30kPa .

Uma hipótese para o comportamento apresentado pelo solo SAPB seria a de que o arranjo estrutural mais frágil, formado pela composição granulométrica seria parcialmente destruído, sob tensões normais mais elevadas. Esta mesma hipótese foi apresentada por Bastos (1999) para o solo ALGC.

Na condição seca, as envoltórias correspondentes à sucção igual a zero e de 300kPa (Figura 5.49) podem ser ajustadas de forma linear. Observa-se que, sob o efeito de sucção, as envoltórias tendem à convergência após tensão normal de 200kPa e sucção de 100kPa . Para a condição seca, as envoltórias de resistência apresentam parâmetros de atrito superiores aos correspondentes às condições ótimas de compactação. O teor de umidade de compactação mais baixo gera uma estrutura mais floclada e por conseguinte um maior intertravamento entre as partículas, elevando a resistência ao cisalhamento.

A Figura 5.52 apresenta a superposição das superfícies de estado para o solo SAPB nas condições ótima e seca. As superfícies de estado apresentam-se entrelaçadas e observa-se uma sobreposição da superfície correspondente à condição ótima em relação à condição seca no intervalo de tensão normal de 0 a 100kPa , para quaisquer valores de sucção.

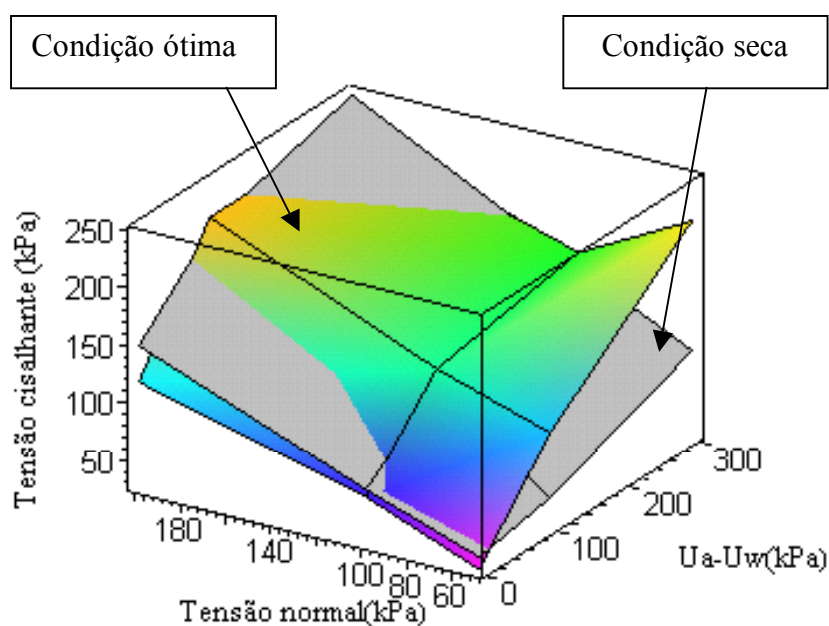


Figura 5.52. Superposição das superfícies de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para o solo SAPB nas condições ótima e seca.

O efeito do incremento de sucção na condição ótima, expresso por um ϕ^b mais elevado, é mais significativo que para condição seca. Isto ocorre em função de um menor volume de macroporos intrudidos para a condição ótima. Este comportamento é coerente com os resultados representados pela superposição das superfícies de estado (índice de vazios x tensão normal x sucção) correspondentes às condições ótima e seca. O solo compactado na condição ótima apresentou menor uma variação de índice de vazios devido ao incremento de sucção.

Por outro lado, apesar do melhor desempenho do solo para a condição ótima, deve-se salientar que devido aos valores próximos de densidade seca e índice de vazios ($\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$ e $e = 0,7$ para ramo seco e $\gamma_d = 17,0 \text{ kNg/m}^3$ e $e = 0,61$ na umidade ótima) e diante dos resultados de porosimetria (cujas diferença de volume total intrudido foi de apenas $0,033 \text{ cm}^3/\text{g}$ entre as duas condições de compactação) a resistência ao cisalhamento não apresenta diferenças acentuadas nas duas condições de compactação.

5.4.4. Análise da resistência ao cisalhamento para os solos JPPB e SAPB nas mesmas condições de compactação.

5.4.4.1. Condição ótima.

A Figura 5.53 apresenta a superposição das superfícies de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para os solos JPPB e SAPB na condição ótima de compactação. Observa-se a sobreposição da superfície correspondente ao solo JPPB em relação à superfície do solo SAPB com exceção para o intervalo entre 0 e 100kPa de tensão normal. Neste intervalo, o solo SAPB apresenta um maior incremento de resistência com a sucção. Ou seja, o acréscimo de sucção é mais efetivo para o solo SAPB que para solo JPPB.

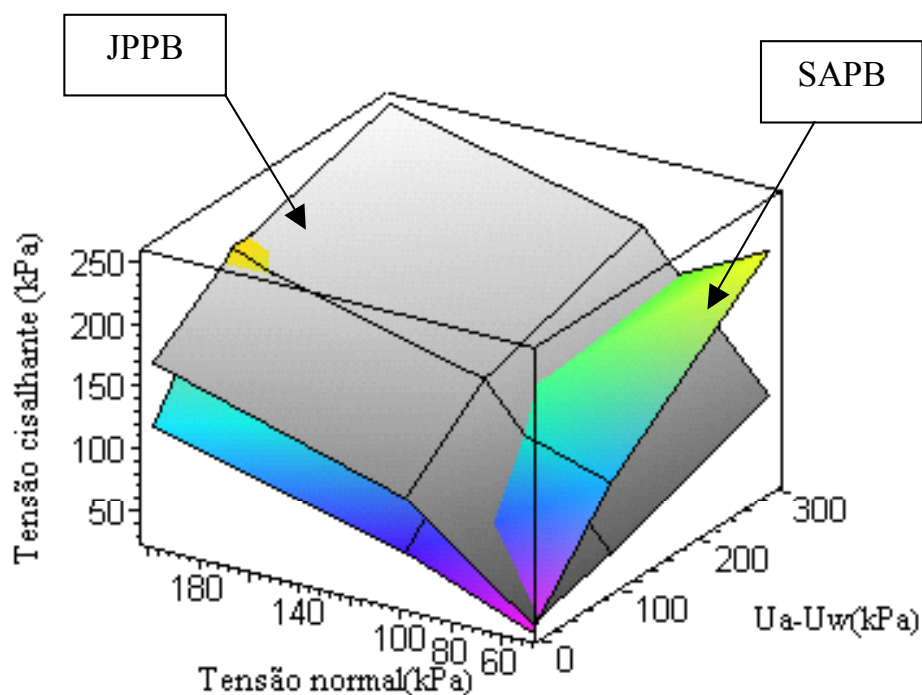


Figura 5.53. Sobreposição das superfícies de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para os solos JPPB e SAPB na condição ótima.

Para tensões normais superiores a 100kPa, o solo JPPB apresenta-se mais resistente. A melhor transferência da sucção do solo JPPB em relação ao solo SAPB está relacionada com a microestrutura, cuja principal característica é a relação arcabouço/matriz mais baixa, o que resulta numa melhor distribuição de mesoporos. Por outro lado, o solo SAPB apresenta composição granulométrica com menor percentual de finos e uma relação arcabouço/matriz mais elevada, resultando numa microestrutura de partículas de agregados elementares (Figura

2.11) com distribuição de mesoporos uniforme, que desfavorece a transferência da sucção dentro da matriz do solo.

O ϕ^b é mais elevado para o solo SAPB ($15,1^\circ$) do que para solo JPPB ($13,9^\circ$) para o intervalo de sucção aplicado. Uma análise de ϕ^b por intervalos de sucção é apresentada no item 5.4.5.

5.4.4.2. Condição seca.

A Figura 5.54 apresenta a superposição das superfícies de estado correspondentes aos solos JPPB e SAPB na condição seca. Observa-se um entrelaçamento das superfícies de estado. Nesta condição, os solos JPPB e SAPB apresentam poucas diferenças de comportamento, o que pode ser observado no plano tensão normal x tensão cisalhante para sucção igual a zero e no plano tensão cisalhante x sucção para tensão normal igual a 50kPa. Todavia, uma maior área de sobreposição da superfície correspondente ao solo SAPB deve-se à maior densidade seca imposta para este solo ($\gamma_d = 16,5\text{kN/m}^3$) em relação ao solo JPPB ($\gamma_d = 15,8\text{kN/m}^3$).

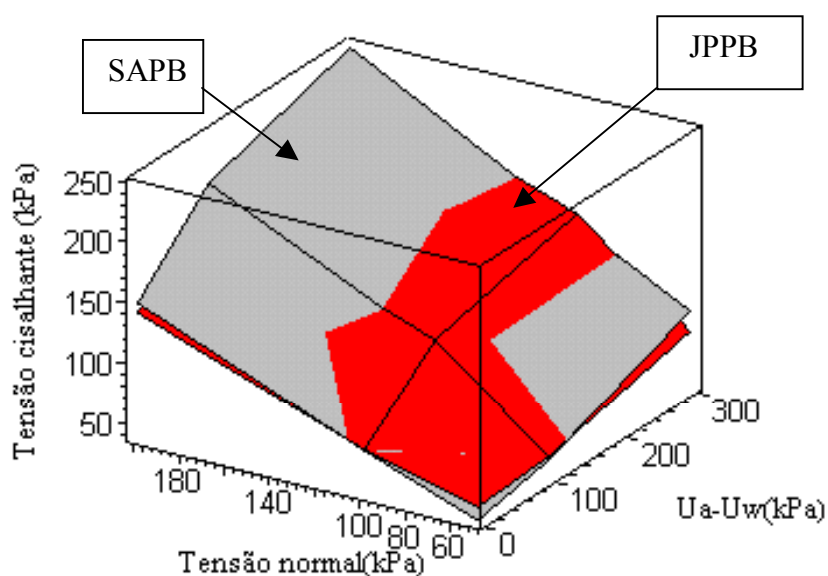


Figura 5.54. Superposição das superfícies de estado (resistência ao cisalhamento x sucção x tensão normal) para os solos JPPB e SAPB na condição seca.

5.4.5. Análise da variação do ângulo de resistência ao cisalhamento com relação à sucção matricial (ϕ^b).

As variações do ângulos ϕ^b apresentam-se de forma não linear em função do nível de sucção. Desta forma, a análise da variação de resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial é apresentada nos seguintes intervalos: $(u_a - u_w) \leq 100\text{kPa}$ e $(u_a - u_w) > 100\text{kPa}$ (Tabela 5.8).

Tabela 5.8. Valores de ϕ^b em função da sucção matricial por intervalos.

Condição	Ótima		Seca	
	JPPB	SAPB	JPPB	SAPB
$\phi^b_1(^{\circ})$ p/ $(u_a - u_w) \leq 100\text{kPa}$	20,4	33,3	6,8	2,2
$\phi^b_2(^{\circ})$ p/ $(u_a - u_w) > 100\text{kPa}$	11,2	7,2	8,5	9,4

Com base na Tabela 5.8 as seguintes observações podem ser realizadas:

a) Na condição ótima, observa-se que:

- Os solos JPPB e SAPB apresentam uma não linearidade de ϕ^b com a sucção, representado por um $\phi^b_1 > \phi^b_2$. Esta não linearidade é mais significativa para o solo SAPB ($\phi^b_1 = 33,3^{\circ}$ e $\phi^b_2 = 7,2^{\circ}$).
- Os solos JPPB e SAPB apresentam valores de ϕ^b_1 na condição ótima superiores aos valores de ϕ^b_1 na condição seca.

b) Na condição seca, observa-se que:

- Os solos SAPB e JPPB apresentam valores de ϕ^b_2 superiores aos valores de ϕ^b_1 .
- Os solos SAPB e JPPB apresentam valores de ϕ^b_2 próximos aos obtidos na condição ótima, sendo que a diferença situa-se em torno de 2° .

Na condição ótima, a transferência de sucção no primeiro intervalo $(u_a - u_w) \leq 100\text{kPa}$ é mais efetiva que na condição seca para ambos os solos.

Para o segundo intervalo de sucção $(u_a - u_w) > 100\text{kPa}$ observa-se que o incremento de sucção provoca um decréscimo do valor de ϕ^b na condição ótima. Na condição seca, o incremento de sucção resulta no aumento de ϕ^b .

Os solos na condição ótima estão sujeitos a uma trajetória de secagem para uma sucção imposta de 100kPa. Por outro lado, os solos na condição seca para um mesmo intervalo de sucção estão situados na trajetória de umedecimento. Este comportamento está relacionado com o teor de umidade inicial, onde a transferência da sucção torna-se mais eficaz quanto maior o valor do teor de umidade presente na estrutura (menor sucção inicial).

5.4.6. Análise das curvas tensão x deformação

A análise das relações entre deformação horizontal e tensão cisalhante será efetuada para os solos JPPB e SAPB (condição ótima e seca) para cada nível de sucção imposto.

5.4.6.1. Análise para Sucção = 0kPa

As Figuras 5.55, 5.56, 5.57 e 5.58 apresentam curvas tensão x deformação referentes aos solos JPPB e SAPB nas condições ótima e seca respectivamente.

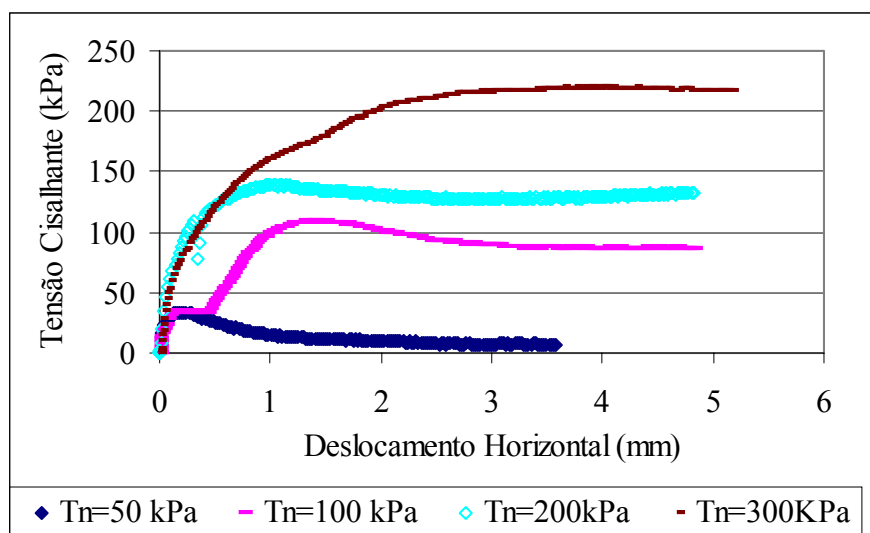


Figura 5.55. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição ótimas e sucção igual a zero.

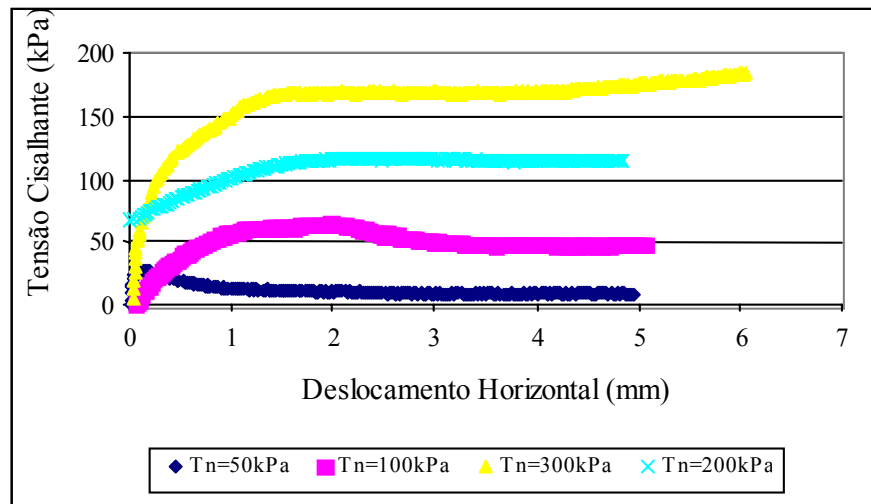


Figura 5.56. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição ótima e sucção igual a zero.

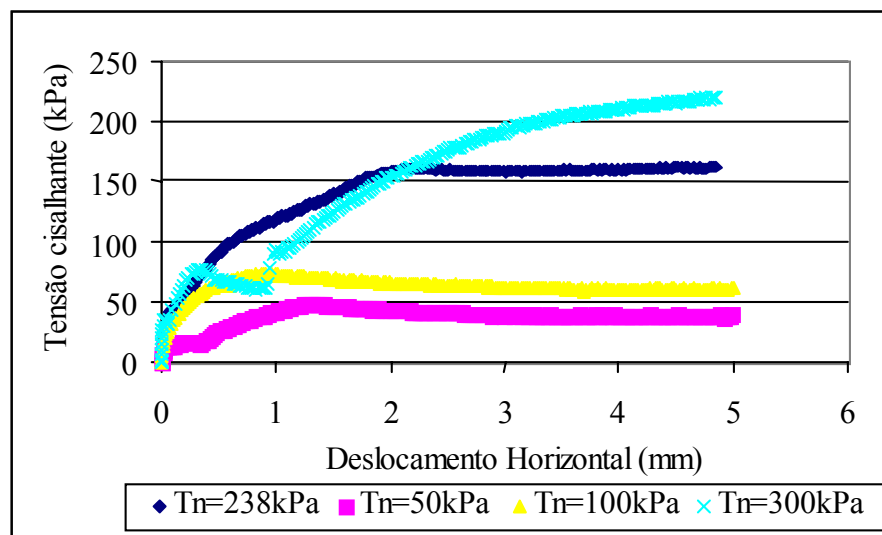


Figura 5.57. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição seca e sucção igual a zero.

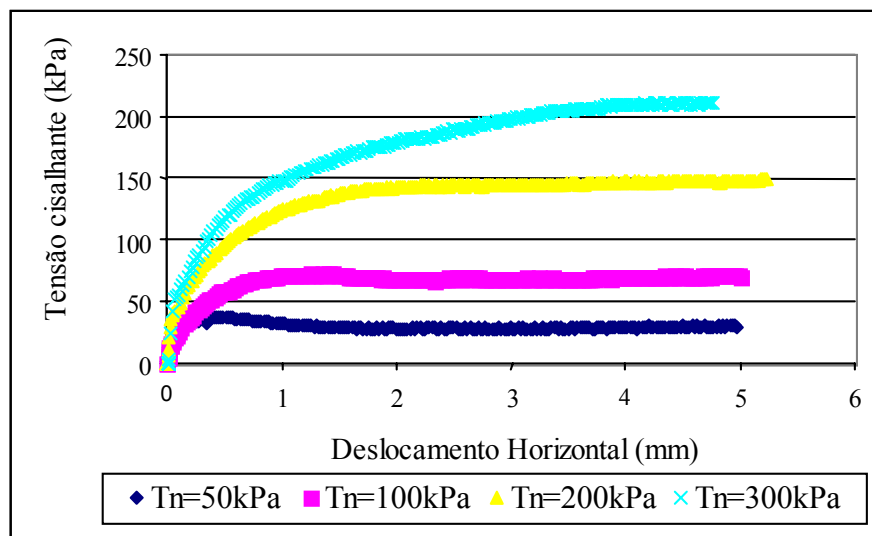


Figura 5.58. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição seca e sucção igual a zero.

As curvas deslocamento horizontal x tensão cisalhante referentes às condições ótima e seca (Figuras 5.55 a 5.56), crescem de forma monótona a um valor assintótico, sem apresentar evidências de pico, consolidando uma resposta normalmente adensada. As deformações plásticas começam no início do processo de cisalhamento, de modo que a ruptura ocorre gradativamente com a deformação.

Na condição seca (Figuras 5.57 e 5.58), os resultados dos ensaios mostraram que a ruptura ocorre para deformações mais elevadas (5%) que para condição ótima (2,5% em média).

5.3.4.2. Análise para Sucção = 100kPa

As Figuras 5.59, 5.60, 5.61 e 5.62 apresentam curvas tensão x deformação referentes aos solos JPPB e SAPB, nas condições ótima e seca respectivamente. Observa-se que as curvas apresentam uma rigidez inicial maior, em relação aos ensaios com sucção igual a zero, e valores de pico bem definidos, como num comportamento pré-adensado. A deformação horizontal necessária para mobilização total da resistência ao cisalhamento (1,2% em média) diminui com a elevação da sucção (em relação aos ensaios com sucção igual a zero).

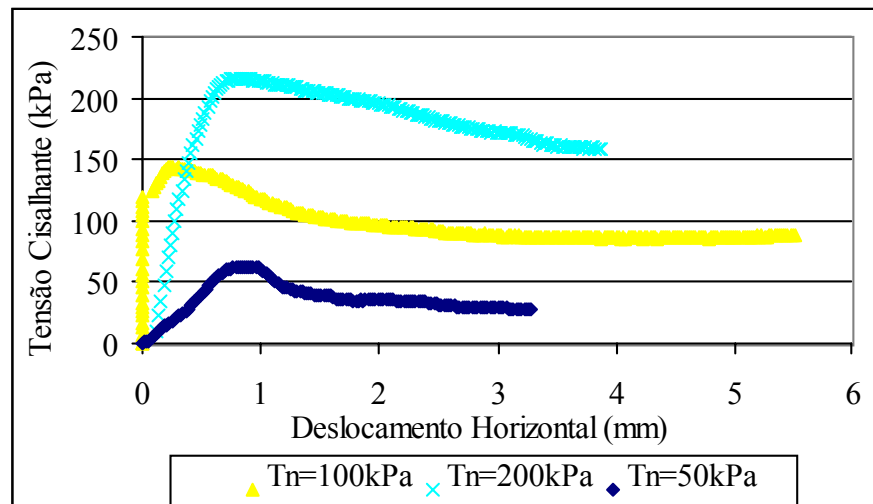


Figura 5.59. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição ótima e sucção de 100kPa.

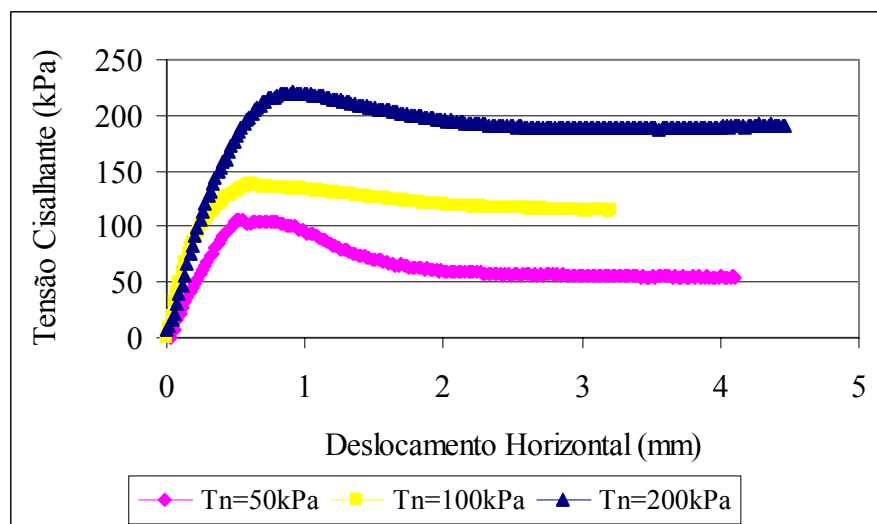


Figura 5.60. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição ótima e sucção de 100kPa.

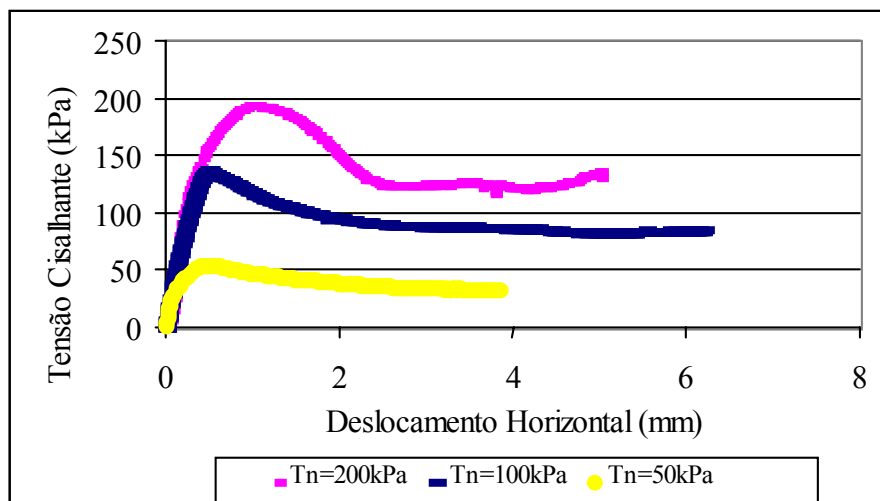


Figura 5.61. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição seca e sucção de 100kPa.

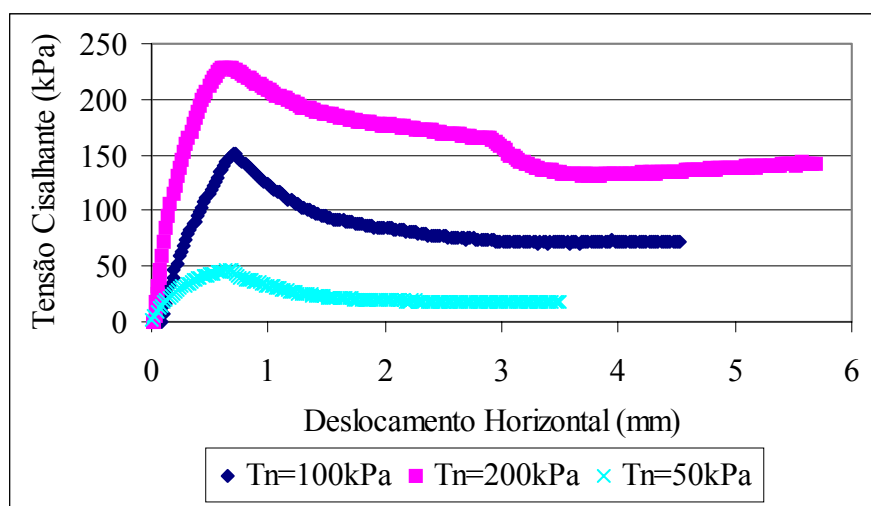


Figura 5.62. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição seca e sucção de 100kPa.

Alonso *et al* (1987) comentam que o aumento de sucção contribui para um aumento da rigidez dos solos, de modo que uma pseudo-tensão de pré-adensamento pode surgir com o aumento da sucção. Por outro lado, Escario e Saez (1987) afirmam que o aumento de rigidez com o incremento da sucção não exprime uma relação linear, ou seja, a partir de um determinado valor de sucção não ocorre um incremento da rigidez proporcional.

Observa-se ainda que as Figuras 5.61 e 5.62, correspondente à condição seca, apresentam um comportamento mais rígido que as curvas correspondentes à condição ótima (Figuras 5.59 e 5.60) para ambos os solos. Isto ocorre em função do maior intertravamento

entre as partículas proveniente de uma estrutura mais floclada gerada na condição seca. As deformações horizontais necessárias para mobilização total da resistência são da ordem de 0,8% em média, ou seja, inferiores às da condição ótima.

5.4.4.3. Análise para Sucção = 300kPa

As Figuras 5.63 a 5.66 apresentam as curvas tensão x deformação para sucção imposta de 300kPa referente aos solos JPPB e SAPB nas condições ótima e seca, respectivamente.

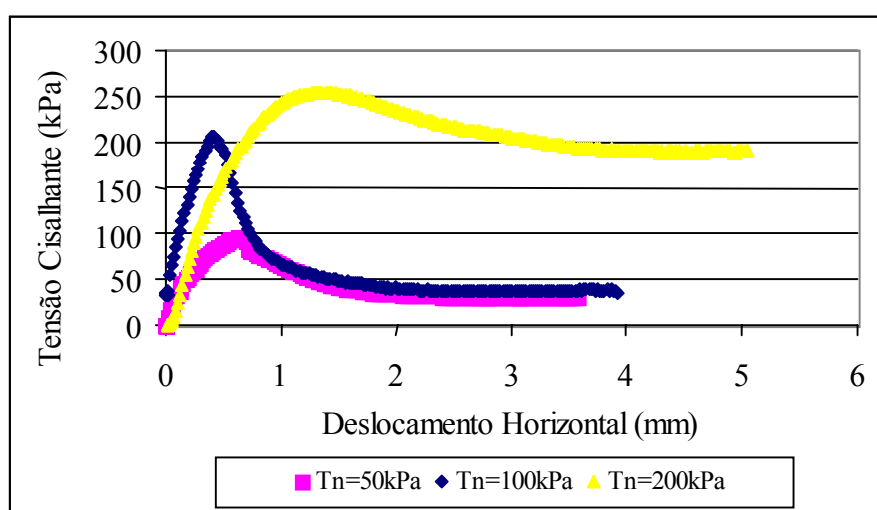


Figura 5.63. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição ótima e sucção de 300kPa.

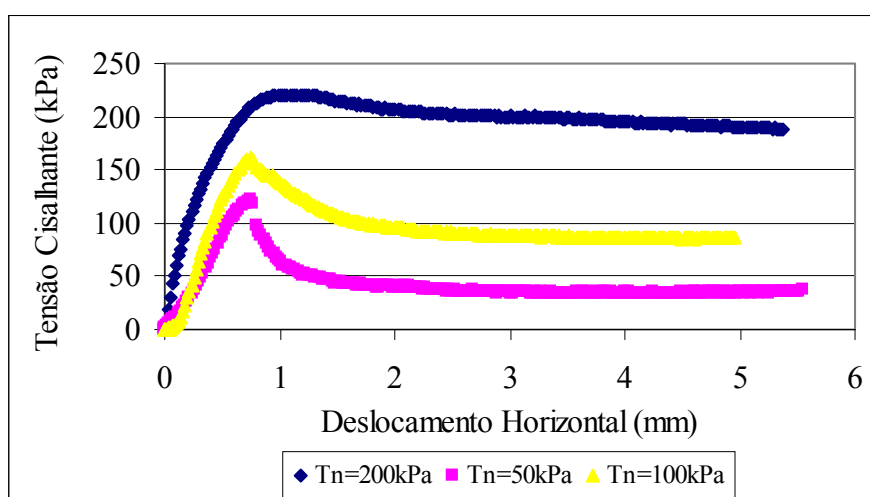


Figura 5.64. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição ótima e sucção de 300kPa.

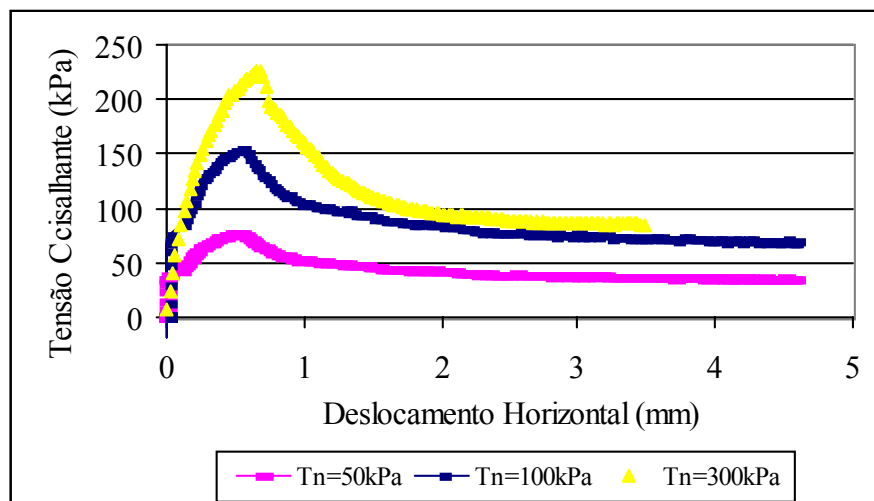


Figura 5.65. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo JPPB na condição seca e sucção de 300kPa .

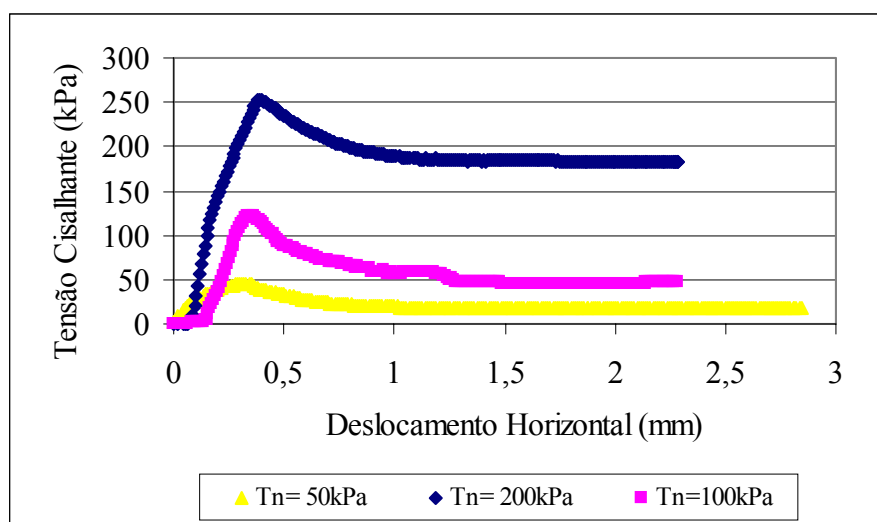


Figura 5.66. Tensão cisalhante x deslocamento horizontal para o solo SAPB na condição seca e sucção de 300kPa .

Os resultados apresentados pelas Figuras 5.63 a 5.66, referentes aos ensaios com 300kPa de sucção, mostram um comportamento pré-adensado mais acentuado que os ensaios referentes à sucção imposta de 100kPa. A deformação horizontal necessária para mobilização total da resistência ao cisalhamento decresce em relação aos ensaios com sucção de 100kPa, ou seja, a resistência de pico ocorre para deformações menores que para os ensaios com sucção de 100kPa. Isto demonstra um aumento de rigidez à medida que se incrementa a sucção (100kPa a 300kPa). Observa-se ainda que a transição do comportamento de rigidez em função da sucção é mais acentuada no intervalo entre 0 a 100kPa do que entre 100 e 300kPa.

Da mesma forma, ocorre neste intervalo uma diminuição da compressibilidade (Figuras 5.34 e 5.36).

Na condição seca (Figuras 5.65 e 5.66) as curvas exibem um comportamento mais pré-adensado que para a condição ótima (Figuras 5.63 e 5.64) e são originadas devido à estrutura mais frágil para a condição seca. A fragilidade deve-se à diminuição da resistência dos contatos entre os agregados devido à elevação da sucção. Segundo Lambe e Withman (1979) esta fragilidade está mais associada à estrutura do solo na compactação do que com a presença do menisco d'água.

Comportamento semelhante foi observado por Kato *et al* (2002) para solos silto-argilosos. Os autores comentam que a relação tensão versus deformação, na condição seca, mostra um padrão mais frágil que para as amostras nas condições ótima e úmida.

A análise das curvas deslocamento horizontal x tensão cisalhante levou às seguintes conclusões:

- a) A deformação horizontal necessária para mobilização total da resistência ao cisalhamento é função do valor da sucção imposta. Neste estudo, quanto maior o valor da sucção, menor o deslocamento horizontal requerido para ruptura;
- b) Foram observadas diferenças de comportamento fundamentais entre as curvas correspondentes a ensaios com sucção zero e ensaios com sucção de 100kPa;
- c) As diferenças de comportamento entre as curvas correspondentes a 100kPa e a 300kPa de sucção imposta foram menos significativas;
- d) As curvas correspondentes à condição seca apresentam um padrão de fragilidade maior que as curvas correspondentes à condição ótima, para um mesmo valor de sucção.

5.5. Resistência ao cisalhamento não saturado utilizando-se de modelos de previsão de comportamento

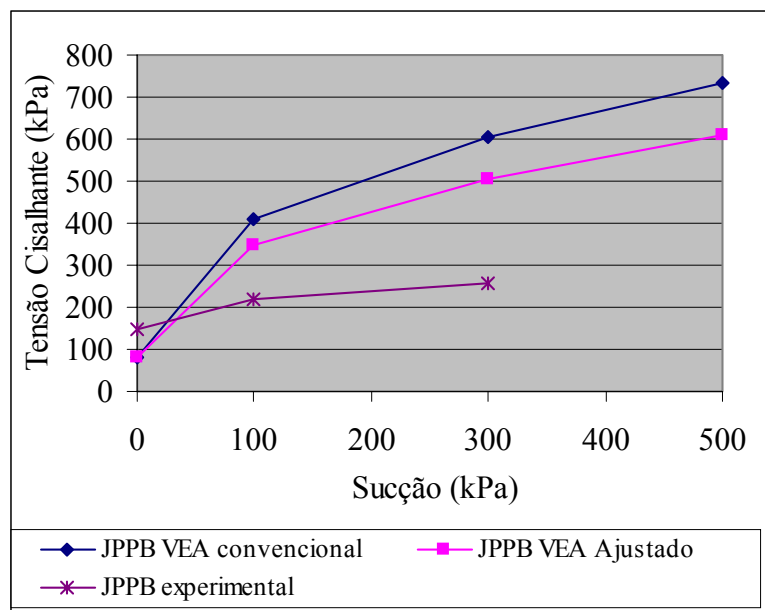
Fredlund *et al* (1995), Khalili e Khabbaz (1998) e Vanapalli *et al* (1996) têm buscado prever o comportamento de resistência ao cisalhamento de solos não saturados utilizando parâmetros de resistência saturados em conjunto com a curva característica dos solos.

Fredlund *et al* (1995) e Vanapalli (1994) apresentam os argumentos que justificam o uso da curva característica para avaliação do comportamento dos solos não saturados. Os autores sugerem que para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar, a sucção é tão efetiva na mobilização da resistência quanto à pressão confinante. Para valores maiores que o valor de entrada de ar, a variação da resistência em função da sucção ocorre de forma não linear.

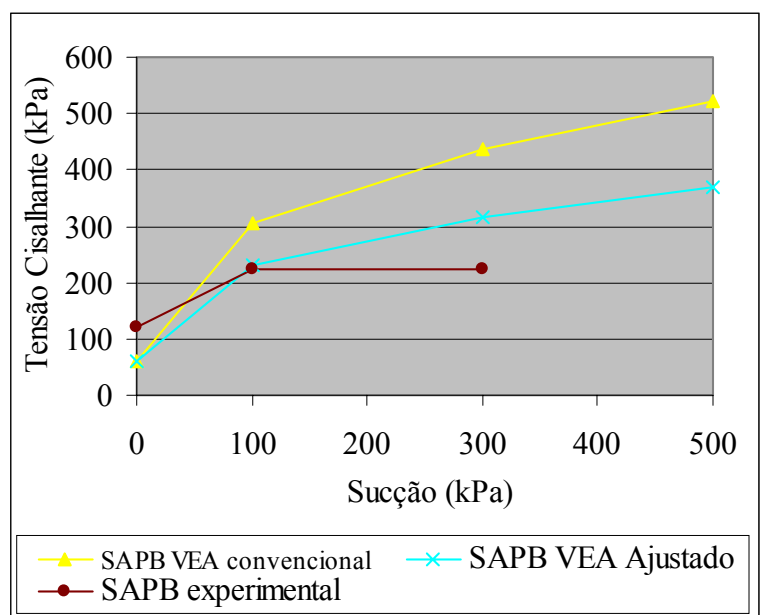
Khalili e Khabbaz (1998) propõem uma relação única para o valor de χ em função da sucção matricial e do valor de entrada de ar e utiliza a equação de Bishop (1959) para determinação da resistência ao cisalhamento não saturada.

a) Modelo de Khalili e Khabbaz (1998)

A Figura 5.67 apresenta os resultados da previsão da resistência ao cisalhamento em função da sucção para os solos JPPB e SAPB na condição ótima (tensão normal = 200kPa), utilizando o modelo de Khalili e Khabbaz (1988). Os valores de entrada de ar foram determinados da forma convencional (Capítulo 2) e ajustados segundo Oliveira e Marinho (2002). De uma forma geral, os valores de resistência ao cisalhamento obtidos através do modelo são superiores aos valores experimentais para ambos os solos e métodos de determinação dos valores de entrada de ar. Todavia, para o solo SAPB o ajuste teórico aproxima-se mais dos valores experimentais.



(a)



(b)

Figura 5.67. Previsão da resistência ao cisalhamento em função da sucção utilizando modelo de Khalili e Khabbaz (1988) com valores de entrada de ar convencional e ajustado (Tensão normal = 200kPa) para: a) solo JPPB e b) solo SAPB.

Previsão do comportamento de resistência ao cisalhamento em função da sucção através da equação de Bishop (1959) e do parâmetro χ determinado a partir de resultados de laboratório.

Os estudos apresentados por Khalili e Khabbaz (1998) resultaram em valores de χ x sucção para 14 solos de diferentes origens e intervalos de sucção de 30kPa a 1000kPa. A Figura 5.68 apresenta a variação de χ com a sucção mátrica para 14 solos referenciados pelos autores e para os solos JPPB e SAPB. A Tabela 5.9 apresenta as propriedades destes solos.

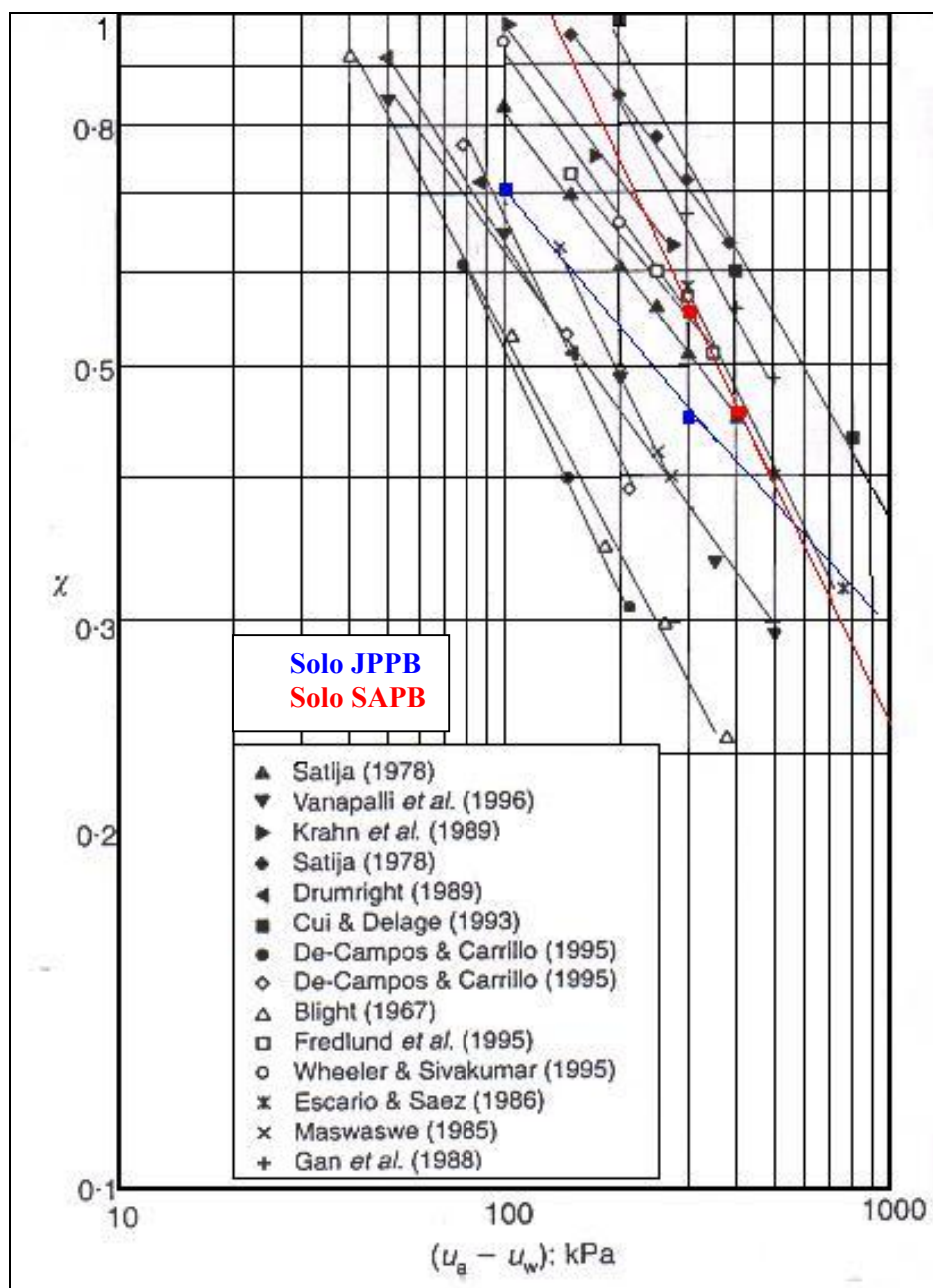


Figura 5.68. Relação entre o parâmetro χ e sucção mátrica $(u_a - u_w)$ apud Khalili e Khabbaz (1998) para 14 solos referenciados pelo autor e para os solos JPPB e SAPB.

Tabela 5.9. Detalhes dos tipos de solos referentes à Figura 5.56 (modificado de Khalili e Khabaz 1998).

Autor	Tipos de solos e propriedades	Parâmetros ϕ' e c'
Satija (1978)	Argila Dhnauri compactada numa baixa densidade, V.E.A. = 62kPa, $\gamma_d=14,8\text{kN/m}^3$, wótima = 22,2%	28,5° e 7,8kPa
Vanapalli <i>et al</i> (1996)	Tilito glacial compactado no ramo seco, V.E.A.= 37,5 kPa, LL=35,5%, IP=18,7%,w=16,3%, $\gamma_d=18\text{kN/m}^3$, fração argila= 42%	23° e 0kPa
Krahn <i>et al.</i> (1989)	Silte Tappen Notch Hill, LL=57%, IP= 32% para fração argila, V.E.A.= 94kPa, Gs= 2,7, fração argila = 10%, silte=85%	35° e 0kPa
Satija (1978)	Argila Dhnauri compactada numa alta densidade, V.E.A. = 127kPa, $\gamma_d=15,8\text{kN/m}^3$, w = 22,2%	29° e 7,8kPa
Drumrigh (1989)	Areia siltosa compactada, V.E.A.=43kPa, $\gamma_{d_{\max}} =17\text{kN/m}^3$, wótima=12,3%, Gs=2,7, IP=NP	38,7° e 11,5 kPa
Cui e Delage (1993),	Silte Jossigny, perto de Paris (argila de baixa plasticidade), LL=37% , IP=18%, V.E.A. = 182kPa, $\gamma_{d_{\max}}17\text{kN/m}^3$, w = 18% , fração argila= 34%, Gs=2,7.	22° e 25kPa
De- Campos e Carrillo (1995)	Solo residual maduro da Vista Chinesa no Rio de Janeiro (silte de alta plasticidade), LL=50,7%, IP=18,4%, V.E.A.= 38kPa, Gs= 2,77, Fração argila = 24,4%, areia= 60%	28,5° e 7,8 kPa
De- Campos e Carrillo (1995)	Colúvio amarelo da Vista Chinesa no Rio de Janeiro (silte de alta plasticidade), LL=45,7%, IP=22,7%, V.E.A.= 54kPa, Gs= 2,77, Fração argila = 42,5%, areia= 50,3%	26,4° e 0kPa
Bligh (1967),	Argila arenosa compactada, V.E.A.=35kPa	37° e 0kPa
Fredlund <i>et al</i> (1995),	Tilito glacial compactado, LL=35,5%, IP=19%, Gs= 2,73, V.E.A.=70kPa, $\gamma_{d_{\max}} =17,8\text{kN/m}^3$, w = 16%	23° e 0kPa
Wheeler e Sivakumar (1995),	Caulim compactado, V.E.A.=86kPa, $\gamma_{d_{\max}} =12\text{kN/m}^3$, w = 29%	25° e 0kPa
Escario e Saez (1986)	Areia argilosa de Madrid, LL=32%, IP=15%, Gs= 2,7, $\gamma_{d_{\max}}=19,1\text{kN/m}^3$, w = 11,5%, fração fina = 17% V.E.A.=127kPa	38° e 0kPa
Maswaswe (1985)	Argila arenosa, V.E.A.= 70kPa	30° e 0kPa
Gan <i>et al.</i> (1988)	Tilito glacial compactado, LL=35,5%, IP=18,7%, Gs= 2,73, V.E.A.=153kPa, $\gamma_{d_{\max}} =18,15\text{kN/m}^3$, wótima = 16%, fração argila=30%	25,5° e 10kPa
Solos desta tese	Solo JPPB, residual compactado, LL=32% , IP=13%, Gs=2,7, V.E.A.=1050kPa, $\gamma_{d_{\max}} = 16,8\text{kN/m}^3$, wótima= 20,4%, fração argila=20%.	37,8° e 5,5kPa
	Solo SAPB, residual compactado, LL=37% , IP=12%, Gs=2,69, V.E.A.=900kPa, $\gamma_{d_{\max}} = 17,0\text{kN/m}^3$, wótima= 18,9%, fração argila=12%.	31,4° e 0kPa

A partir dos resultados de resistência ao cisalhamento x sucção os valores de χ foram determinados (equação de Bishop, 1959) para os solos JPPB e SAPB na condição ótima.

Os resultados são os seguintes:

- Solo JPPB : $\chi = 0,7$ para $(u_a - u_w) = 100\text{kPa}$ e $\chi = 0,45$ para $(u_a - u_w) = 300\text{kPa}$;
- Solo SAPB: $\chi = 1,47$ para $(u_a - u_w) = 100\text{kPa}$ e $\chi = 0,55$ para $(u_a - u_w) = 300\text{kPa}$;

Para o solo JPPB, os valores do parâmetro χ estão coerentes com as referências apresentadas por Satija (1978) e por Fredlund *et al* (1987) para os solos compactados. As retas $\chi = m(u_a - u_w)$ (escala log-log) correspondentes ao solo compactado JPPB e aos solos estudados pelos autores apresentam inclinações semelhantes.

Em relação ao solo SAPB, observa-se que para sucção de 100kPa, o parâmetro χ é superior a unidade. Isto ocorre em virtude da rápida resposta à implementação da sucção de 100kPa, o que gera um incremento acentuado de resistência ao cisalhamento entre 0kPa e 100kPa de sucção.

A análise teórica de Bligh (1967) apud Vanapalli (1994) mostra que valores do parâmetro χ podem ser maiores que a unidade sob baixos valores de sucção. Alguns pesquisadores têm também reportado valores experimentais de χ maiores que a unidade, tornando a equação proposta incompatível com o comportamento teórico proposto (Gulhati, 1975; Abramento e Carvalho, 1989).

A Figura 5.69 apresenta a relação entre o parâmetro χ e a sucção para os solos SAPB e JPPB. As retas na escala (log-log) correspondentes aos solos JPPB e SAPB foram prolongadas, visando-se encontrar valores do parâmetro χ para os quais não se dispunham de dados de laboratório.

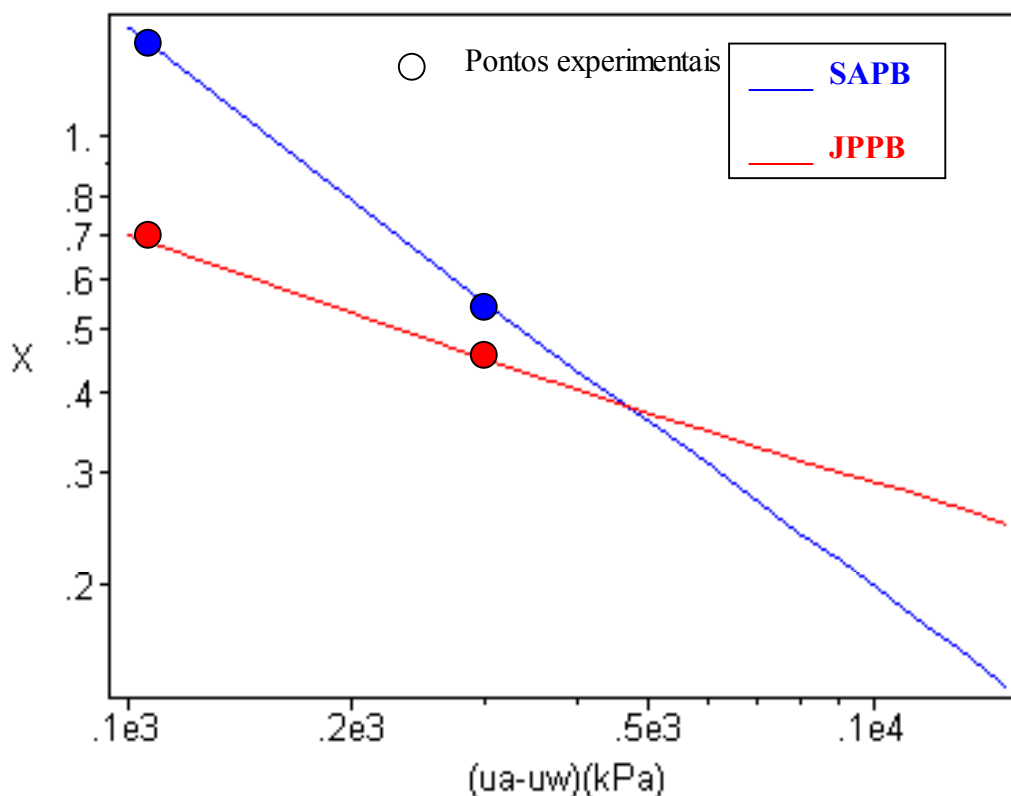


Figura 5.69. Relação entre o parâmetro χ e a sucção para de sucção de até 1000kPa (escala: log-log) para solos SAPB e JPPB.

A Tabela 5.10 fornece os valores do parâmetro χ em função da sucção para a projeção da reta.

Tabela 5.10. Valores do parâmetro χ em função da sucção para solos JPPB e SAPB.

Solo	Valores do parâmetro χ para Sucções (kPa)												
	100	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1500
JPPB	0,7	0,45	0,41	0,37	0,35	0,33	0,31	0,30	0,29	0,282	0,20	0,265	0,250
SAPB	1,47	0,55	0,43	0,36	0,31	0,27	0,28	0,22	0,20	0,185	0,17	0,16	0,14

Através da Figura 5.69 e Tabela 5.10 as seguintes observações podem ser realizadas:

- Para o solo JPPB, uma reta $\chi=m(u_a-u_w)$ de declividade menor conduz à diminuição gradativa do parâmetro χ com a sucção.
- Para o solo SAPB, uma reta $\chi=m(u_a-u_w)$ de declividade maior conduz à uma acentuada diminuição do valor do parâmetro χ com a sucção.

A Figura 5.70 apresenta a previsão do comportamento de resistência em função da sucção até 1000kPa. Os valores de resistência ao cisalhamento foram calculados através da equação de Bishop (1959) com parâmetros χ obtidos da Figura 5.69.

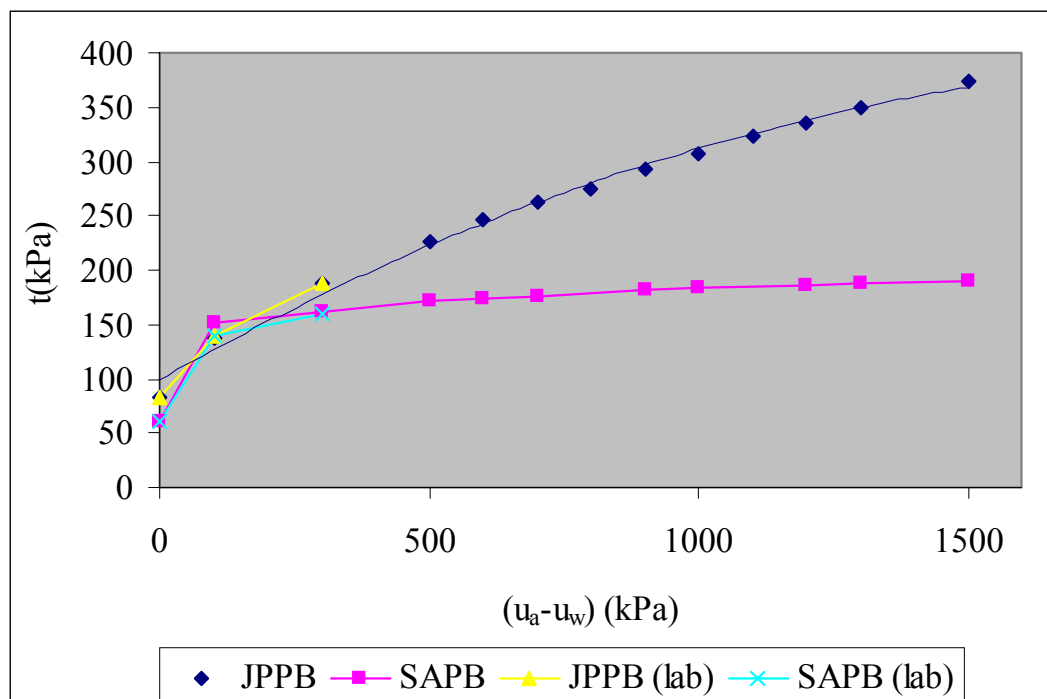


Figura 5.70. Previsão do comportamento de resistência em função da sucção através da equação de Bishop (1959) utilizando valores dos parâmetros χ propostos ($\sigma_n = 100\text{kPa}$).

Para valores de resistência ao cisalhamento com sucções maiores que 300kPa (obtidos através da equação de Bishop (1959) e dos parâmetros χ previstos), o solo JPPB apresenta um comportamento coerente com dados da curva característica. As propriedades da curva característica do solo JPPB indicam uma tendência mais forte de crescimento da resistência cisalhante em função da sucção. Segundo Vanapalli (1994), o valor da resistência ao cisalhamento só deve começar a estabilizar após valor de entrada de ar (VEA= 1050kPa).

O solo SAPB apresenta uma tendência à estabilização da resistência ao cisalhamento para valor de sucção igual a 300kPa. O acréscimo de resistência após este valor é insignificante. Desta forma, a previsão da resistência ao cisalhamento para este solo reflete o comportamento experimental, quando ocorre a convergência das envoltórias para sucções de 0kPa, 100kPa e 300kPa (Figura 5.28). A estabilização da envoltória de resistência do solo SAPB foi representada pela maior inclinação da reta $\chi = m(u_a - u_w)$, que proporciona um menor incremento de resistência em função da sucção aplicada.

A previsão do comportamento através do parâmetro χ e da equação de Bishop (1959) confirma o comportamento de laboratório tanto para o solo JPPB quanto para solo SAPB. Desta forma, este método de previsão é recomendado, quando se dispuserem de dois valores do parâmetro χ , obtidos através de resultados de resistência ao cisalhamento não saturada.

Utilizando a equação de Fredlund e Rahardjo (1993) para resolução do parâmetro χ , a partir das equações de Fredlund e Rahardjo (1993) e de Bishop (1959) para resistência ao cisalhamento não saturada, tem-se:

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'}$$

Com base nesta equação foram calculados os valores dos parâmetros χ para os valores de ϕ^b e ϕ' correspondentes aos solos JPPB e SAPB na condição ótima para sucção de 100kPa e 300kPa. A Figura 5.71 apresenta a relação entre o parâmetro χ e a sucção para valores obtidos segundo Fredlund e Rahardjo (1993) e obtidos em laboratório com a previsão até sucção de 1000kPa (escala: log-log).

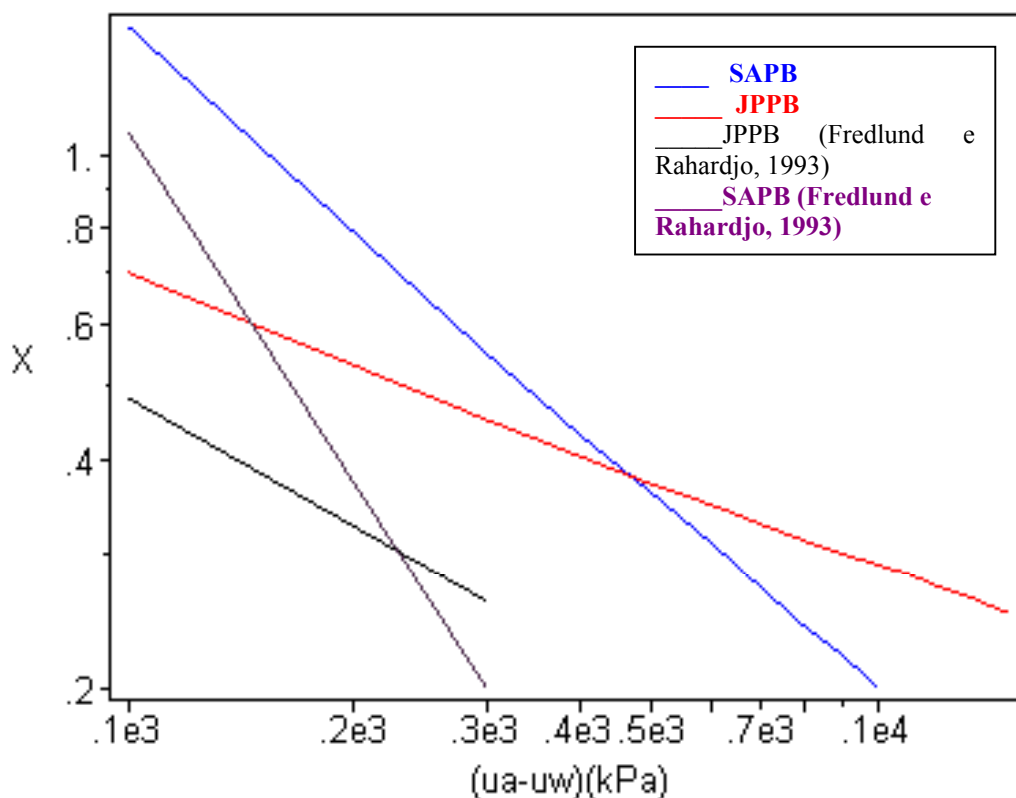


Figura 5.71. Relação entre o parâmetro χ e a sucção para valores obtidos segundo Fredlund e Rahardjo (1993) e em laboratório até 1000kPa (escala: log-log).

Os valores de χ obtidos pela equação de Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam-se inferiores aos encontrados através dos resultados de resistência ao cisalhamento de laboratório, para ambos os solos. Todavia, as inclinações das retas correspondentes ao ajuste por Fredlund e Rahardjo (1993) e correspondentes aos dados experimentais foram semelhantes, indicando razões de incremento idênticas para a resistência cisalhante em função da sucção.

b) Modelo de Vanapalli *et al* (1996)

O modelo de Vanapalli *et al* (1996) foi concebido a partir da equação de Fredlund *et al* (1978) para resistência ao cisalhamento de solos não saturados (Capítulo 2) e das relações entre “área de água” x transmissão de sucção x resistência ao cisalhamento. O modelo pode ser aplicado de duas formas:

- através da equação (i), que envolve o grau de saturação residual;
- através da equação (ii) que envolve teor de umidade normalizado e o parâmetro k .

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [(\tan \phi')((S - S_r)/(100 - S_r))] \quad (i)$$

ou

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) [(\tan \phi')(\Theta^k)] \quad (ii)$$

onde :

τ = resistência ao cisalhamento de um solo não saturado;

c' = coesão efetiva do solo saturado;

ϕ' = ângulo efetivo de resistência ao cisalhamento para um solo saturado;

$(\sigma_n - u_a)$ = tensão neta normal no plano de ruptura na ruptura;

$(u_a - u_w)$ = sucção mátrica do solo no plano de ruptura;

S e S_r são o grau de saturação e o grau de saturação residual respectivamente;

Θ = teor de umidade volumétrico normalizado;

$$\Theta = (\theta/\theta_s)$$

θ = teor de umidade volumétrico;

θ_s = teor de umidade volumétrico na saturação (θ_s);

k = parâmetro de ajuste.

A equação (i) apresenta a dificuldade correspondente à determinação do grau de saturação residual. Para solos residuais compactados, que não exibem um estágio residual de dessaturação bem definido, torna-se difícil encontrar um valor de S_r exato (Capítulo 2).

Desta forma, a adequação do modelo de Vanapalli *et al* (1996) está condicionada à definição de um estágio residual de dessaturação através das curvas características. Para os solos JPPB e SAPB a tentativa de sua utilização para previsão do comportamento de resistência ao cisalhamento não foi satisfatória. Os valores de resistência ao cisalhamento em função do acréscimo de sucção foram excessivamente elevados com relação aos valores obtidos em laboratório (para o teste desta equação não é apresentada uma ilustração). Atribui-se a inadequação do modelo à dificuldade de encontrar com precisão os valores residuais de saturação mediante as curvas características apresentadas no Capítulo 4.

A previsão do comportamento de resistência através da equação (ii), que envolve o teor de umidade volumétrico normalizado em relação ao teor de umidade volumétrico na saturação é apresentado na Figura 5.72. Foram observadas diferenças entre os valores de resistência ao cisalhamento obtidos através do modelo e obtidos em laboratório para sucções

de 100kPa e 300kPa. Por outro lado, o modelo não reflete a tendência de estabilização da resistência ao cisalhamento dos solos para sucções próximas aos valores de entrada de ar. A melhor previsão ocorre para valores de $k=2,7$ para solo JPPB e $k=2,0$ para solo SAPB. Valores semelhantes foram encontrados por Bastos (1999), $k = 2,56$ e $k=1,98$, para os solos residuais de granito ALGB e ALGC respectivamente.

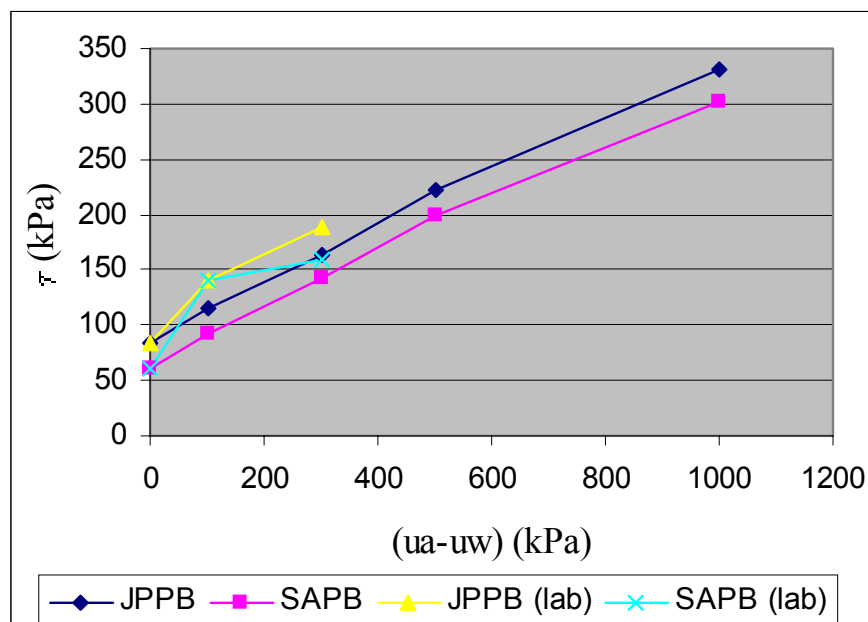


Figura 5.72. Comportamento de resistência ao cisalhamento em função da sucção utilizando modelo de Vanapalli *et al* (1996).

Embora o modelo de Vanapalli *et al* (1996) não seja representativo do comportamento dos solos desta tese, as hipóteses levantadas pelo autor (Vanapalli, 1994) de vinculação do comportamento de resistência ao cisalhamento x sucção x curva característica devem ser consideradas. De acordo com estas hipóteses, os solos podem apresentar três distintos comportamentos de resistência após sucção residual (Capítulo 2). A primeira hipótese é a mais adequada ao comportamento dos solos estudados. Esta dita que a resistência ao cisalhamento cresce linearmente com a sucção até o valor de entrada de ar e, após este valor, o acréscimo ocorre de forma não linear. Após a sucção residual, a resistência ao cisalhamento permanece constante. Segundo Vanapalli (1994), esta hipótese é a mais indicada para solos arenosos.

O solo SAPB, classificado como SM-SC, se enquadra no comportamento descrito na primeira hipótese por apresentar uma tendência à estabilização da envoltória de resistência ao cisalhamento x sucção para 300kPa de sucção imposta. O solo JPPB, classificado como SC,

indica uma tendência à elevação de sua resistência ao cisalhamento até valor de entrada de ar. Após este valor, é coerente a hipótese de que o acréscimo de resistência resulte de forma não linear.

5.6. Resistência ao cisalhamento x deformabilidade

Após a consolidação do conhecimento dos comportamentos de resistência ao cisalhamento e compressibilidade buscou-se avaliar a correlação existente entre tais variáveis.

As Figuras 5.73 e 5.74 apresentam as relações entre deformabilidade (expressa através da variação de índice de vazios normalizada) e resistência ao cisalhamento, para tensões normais de 100kPa e 200kPa respectivamente. Os pares de valores foram obtidos sob iguais sucções (0, 100 e 300kPa), conforme apresentado pela Tabela 5.11.

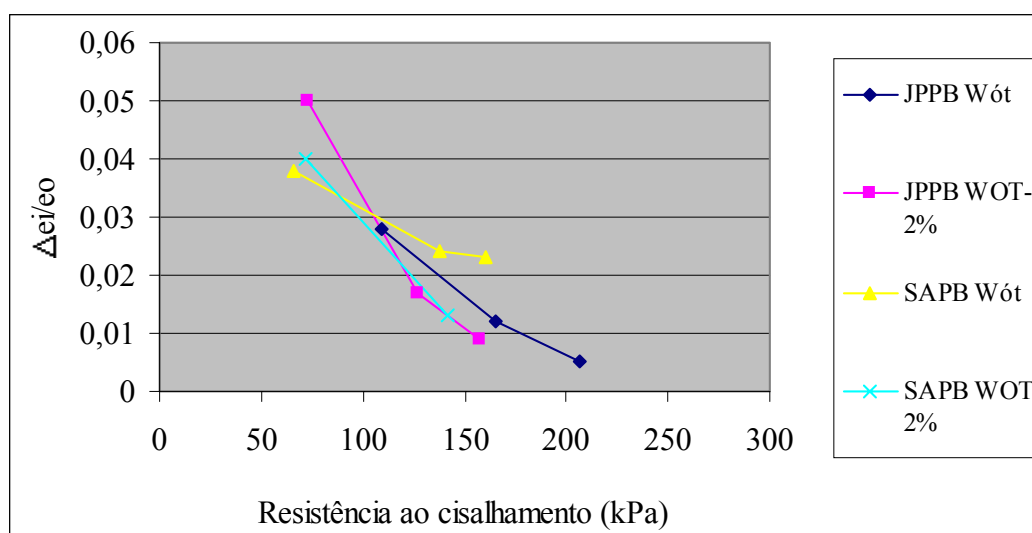


Figura 5.73. Relação entre a variação de índice de vazios normalizada e resistência ao cisalhamento ($\sigma_n=100\text{kPa}$).

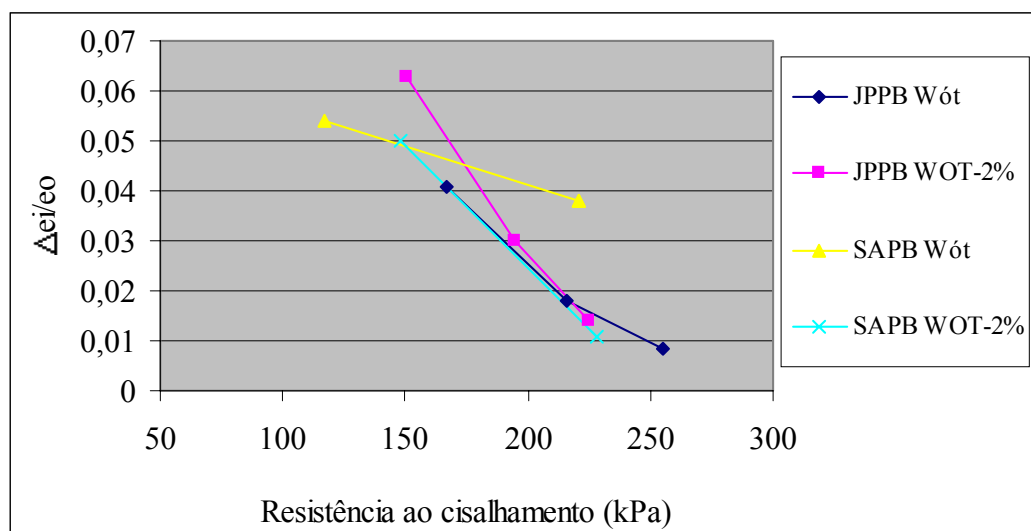


Figura 5.74. Relação entre a variação de índice de vazios normalizada e resistência ao cisalhamento ($\sigma_n=200\text{kPa}$).

Tabela 5.11. Valores de variação de índice de vazios normalizada e resistência ao cisalhamento para sucções de 0kPa, 100kPa e 300kPa e tensões normais de 100kPa e 200kPa.

Solo	$(u_a - u_w)$ (kPa)	Tensão normal = 100kPa		Tensão normal = 200kPa	
		Dei/eo	t (kPa)	Dei/eo	t (kPa)
JPPB Wót	0	0,028	83,07	0,041	167,00
	100	0,012	140	0,018	215,79
	300	0,005	220	0,084	254,82
JPPB WOT-2%	0	0,050	72,67	0,063	150,37
	100	0,017	127,00	0,030	194,58
	300	0,009	157,00	0,014	224,68
SAPB Wót	0	0,038	65,48	0,054	116,90
	100	0,024	138,00	0,038	220,37
	300	0,023	160,66	0,038	220,83
SAPB WOT-2%	0	0,040	72,06	0,05	148,19
	100	0,013	141,71	0,011	228,36
	300	-	160,66	-	247,96

As relações obtidas entre as variáveis “resistência ao cisalhamento” e “variação de índice de vazios normalizada” se ajustam muito bem a um modelo de regressão linear. Os

coeficientes de correlação (R^2) para estas relações variaram de 0,97 a 0,99, indicando que o comportamento entre as variáveis pode ser representado através de uma equação do tipo:

$$\frac{e_i}{e_0} = a\tau + b \quad (\text{iv})$$

onde: τ é resistência ao cisalhamento do solo,

$\Delta \frac{e_i}{e_0}$ é a variação do índice de vazios normalizado e,

a e b são os coeficientes obtidos na regressão.

O parâmetro a variou de 0,0002 a 0,0011 e a constante b de 0,052 a 0,196.

A relação obtida mostra que para um decréscimo da variação do índice de vazios corresponde uma elevação na resistência cisalhante, para quaisquer solos em quaisquer condições de compactação.

O aumento de rigidez experimentado quando se eleva a sucção induz à necessidade de uma mobilização maior de resistência ao cisalhamento para se atingir a ruptura. Em outras palavras, a diminuição da compressibilidade é diretamente proporcional ao acréscimo de resistência ao cisalhamento.

Jucá (1990) obteve correlações semelhantes entre módulo de deformabilidade x resistência à penetração para a Argila Gris, para a Argila Roja e para a Areia de Miga. Os coeficientes de correlação (R^2) obtidos pelo autor variaram de 0,91 a 0,99.

Capítulo 6

PROPRIEDADES MINERALÓGICAS E QUÍMICAS DE SOLOS RESIDUAIS TROPICAIS E RELAÇÕES COM PROPRIEDADES GEOTECNICAS SELECIONADAS

6.1. Introdução

Os solos residuais tropicais são solos que tendem a apresentar uma complexidade de propriedades intrínsecas que exige a adoção de uma metodologia diferenciada para o entendimento de seu comportamento mecânico. Neste contexto, torna-se necessário extrapolar a análise comumente empregada para os demais solos, fazendo-se necessária a determinação de parâmetros mineralógicos e químicos.

Caso a composição mineralógica dos solos analisados seja parecida, torna-se necessário averiguar a influência da cimentação proporcionada por elementos provenientes do processo de intemperismo. Também, é necessário um entendimento muito claro da influência dos constituintes amorfos (óxidos de alumínio, silício e ferro), os quais, aumentam a atividade coloidal dos solos.

Queiroz de Carvalho (1979) estudando a influência da presença dos óxidos de ferro em solos residuais tropicais comenta que “na grande maioria dos solos residuais tropicais estudados, foi observada uma acentuada diminuição da capacidade de troca de cátions, devido à remoção do óxido de ferro”. Isto indica a contribuição do óxido de ferro como material de agregação entre as partículas.

A cimentação dos solos tem vários efeitos: criação de pontes entre partículas, agregação de partículas menores e preenchimento de vazios. Para os solos na condição saturada, isto representa maior rigidez devido ao maior intertravamento entre as partículas, enquanto na condição não saturada provoca a melhor transferência de sucção. Assim sendo, nas condições saturadas e não saturadas, a cimentação favorece o comportamento mecânico dos solos. A diminuição dos tamanhos de vazios resulta na alteração da distribuição dos tamanhos de poros (diminuição do volume de macroporos e melhor distribuição dos mesoporos), modificando o comportamento da curva característica e conseqüentemente a transferência de sucção. Solos granulares com porosidade mais aberta dessaturam com maior rapidez e transferem com menor eficiência o efeito da sucção. Como mencionado no Capítulo 2, as propriedades de retenção d'água, sumarizadas na curva característica, variam em função da distribuição do tamanho de poros.

Os solos em estudo são caracterizados por diferenças de comportamento no que diz respeito à curva característica, parâmetros de resistência ao cisalhamento e de compressibilidade nas condições saturada e não saturada. Através da composição mineralógica e química podem-se verificar os fatores que contribuem a estas diferenças de comportamento.

Neste capítulo foram relacionadas as propriedades de resistência ao cisalhamento e compressibilidade com as propriedades químicas e mineralógicas dos solos estudados.

No caso da resistência ao cisalhamento, as melhores correlações apresentadas foram em função do parâmetro de atrito. Para o parâmetro de coesão, as correlações obtidas não foram significativas. Isto ocorre devido à complexidade da natureza da coesão. A coesão está relacionada com a atração entre as partículas do solo devido à atração eletrostática entre superfícies com cargas positivas e cargas negativas, ligações entre pontes catiônicas e atração molecular (forças de Van der Waals). E varia com a textura, umidade e com a orientação das partículas do solo. Com relação às propriedades referentes aos solos residuais tropicais, a coesão se torna mais efetiva com a presença de materiais amorfos de ferro e alumínio e menos efetiva com a presença de materiais cristalinos (Queiroz de Carvalho, 2003). É caracterizado um comportamento em que é difícil isolar a influência de uma determinada propriedade química.

6.2. Relação entre propriedades químicas e mineralógicas e resistência ao cisalhamento

Neste item estão apresentadas as correlações entre o parâmetro de atrito interno efetivo e as propriedades químicas e mineralógicas dos solos estudados (apresentadas no Capítulo 4 e nesta seção).

6.2.1. Influência dos sesquióxidos de ferro no comportamento de resistência ao cisalhamento

Na análise da influência do ferro no comportamento mecânico dos solos tem-se que primeiramente diferenciar a influência do ferro no estado cristalino e no estado amorfo. No estado cristalino, a presença de óxido de ferro contribui para o aumento da rugosidade entre as partículas, com um efeito mais imediato no parâmetro de ângulo de atrito interno efetivo. No estado amorfo, o ferro atua com efeito cimentante. Segundo Alexander e Cady (1962) o

processo de enrijecimento de solos residuais tropicais parece consistir principalmente na desidratação e cristalização dos óxidos de ferro amorfos.

Os materiais amorfos de ferro e alumínio envolvem os grãos de quartzo e auxiliam na formação de esferolitos de goethita e gibsita. Esta cimentação provoca a diminuição dos vazios e preenchimento das fissuras dos grãos de quartzo, tal como observado nas amostras dos solos de JPPB (Figura 4.15) e SAPB (Figuras 4.16 e 4.17).

a) Influência dos sesquióxidos de ferro (Fe_2O_3 total)

Na Tabela 4.7, mostra-se que o solo JPPB apresenta maior percentual de óxido de ferro que os solos ARPB e SAPB, em quaisquer das frações do solo em que esteja presente. Embora neste trabalho tenha se utilizado apenas o solo passado na peneira no. 10 (2mm), a presença de óxido de ferro nas frações superiores foi apresentada para ilustrar o solo JPPB como um solo mais evoluído. O percentual mais elevado de óxido de ferro total é refletido por uma relação sílica-sesquióxidos mais baixa (para as frações maiores que 2,0 mm de diâmetro, Tabela 4.6) que constitui um indicador do estágio de intemperismo mais avançado para este solo.

A Figura 6.2 apresenta a relação entre óxido de ferro total e ângulo de atrito interno efetivo. A Figura 6.3 apresenta a relação entre óxido de ferro total e resistência ao cisalhamento para várias tensões normais na condição de sucção igual a zero.

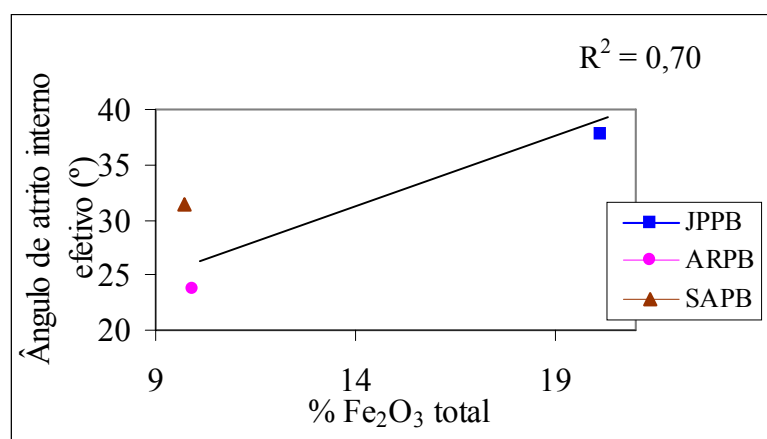


Figura 6.1. Relação entre teor de óxido de ferro total e ângulo de atrito interno efetivo, ($u_a - u_w$) = 0kPa.

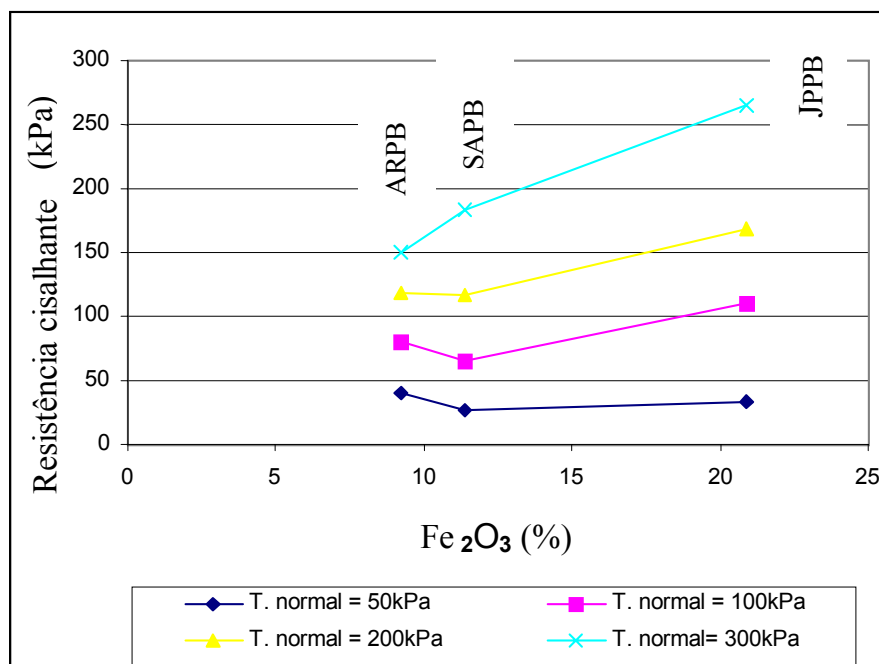


Figura 6.2. Resistência ao cisalhamento x % Fe_2O_3 para várias tensões normais ($(u_a - u_w) = 0kPa$).

Observa-se uma tendência de acréscimo do ângulo de atrito efetivo em função do percentual de ferro total, representado pela correlação com $R^2=0,72$ entre as citadas variáveis. Como comentado no Capítulo 4, os sesquióxidos de ferro revestem as partículas argilosas e promovem agregações entre as mesmas, concedendo características granulares aos solos (tal como expresso pela granulometria sem defloculante, Tabela 4.2). Desta forma, aumenta-se o intertravamento entre as partículas e consequentemente o ângulo de atrito interno. Uma característica principal deste material concrecionário é o enrijecimento quando da exposição ao ar, assim, quanto maior o percentual de ferro, maior a dureza experimentada pelas agregações formadas. Como observado pela fotomicrografia correspondente à Figura 4.14, a deposição do ferro oferece uma estabilidade aos microagregados, de modo a não terem sido destruídos pela manipulação e compactação.

Na Figura 6.2, cada teor de sesquióxidos de ferro corresponde a um solo estudado. Observa-se uma tendência de maiores valores de resistência ao cisalhamento para o solo que possui maior teor de ferro total (solo JPPB). Isto ocorre principalmente para tensões normais mais elevadas. Como consequência da elevação do ângulo de atrito, a resistência ao cisalhamento é beneficiada por uma presença maior dos sesquióxidos de ferro.

Esta maior deposição de ferro para o solo JPPB é consequência da maior evolução deste solo. A goethita presente está evoluindo para hematita, tendo sido observada uma presença importante deste componente para os solos JPPB e SAPB.

6.2.2. Influência dos materiais amorfos na formação da matriz e no comportamento de resistência ao cisalhamento

Mecanismos de agregação são desenvolvidos em um solo por agentes cimentantes. Nos solos residuais tropicais estes mecanismos ocorrem através dos elementos amorfos. Segundo Queiroz de Carvalho (1985), é geralmente aceito que devido a grande área superficial dos amorfos, a interação com outros componentes de solo e também pela sua reatividade química, os constituintes amorfos desempenham um papel importante no comportamento dos solos. Desta forma, a presença de amorfos pode afetar as propriedades químicas e mineralógicas dos solos que os contém. Vários autores concordam que os processos de agregação causados pelos materiais amorfos afetam as propriedades e parâmetros de engenharia, entre eles Krishna Murti *et al.* (1976), Krishna Murti e Richards (1974), Follet *et al.* (1965) *apud* Queiroz de Carvalho (1985).

Os principais constituintes de materiais amorfos em termos de composição química, são hidróxidos de alumínio, ferro, sílica, manganês e titânio e sílico-aluminas hidratadas. Estes óxidos e hidróxidos ocorrem em várias combinações com água, aparecendo nas seguintes formas: $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ opala; $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ limonita e $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ alofana.

As Tabelas 6.1 e 6.2 apresentam percentuais de amorfos de sílica, alumina e ferro extraídos da fração tamanho argila e da fração pedregulho respectivamente.

Tabela 6.1. Percentuais de amorfos de sílica, alumina e ferro extraídos da fração tamanho argila dos solos estudados (Queiroz de Carvalho, 1979).

SOLO	AMORFOS EXTRAÍDOS PELO NAOH 0.5 N DA FRAÇÃO TAMANHO ARGILA			AMORFOS FERRO- ALUMINOSILICATOS DA FRAÇÃO TAMANHO ARGILA (%)
	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	
ARPB	8,11	6,95	1,07	19,91
JPPB	10,91	7,97	0,68	24,06
SAPB	2,08	3,28	1,01	7,96

Tabela 6.2. Percentuais de amorfos de sílica, alumina e ferro extraídos da fração tamanho pedregulho dos solos estudados (Queiroz de Carvalho, 1979).

SOLO	AMORFOS EXTRAÍDOS PELO NAOH 0.5 N DA FRAÇÃO CONCREÇÃO			AMORFOS FERRO- ALUMINOSILICATOS DA FRAÇÃO CONCREÇÃO (%)
	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	
ARPB	7,57	6,32	1,57	18,99
JPPB	7,97	9,03	1,06	22,57
SAPB	5,80	5,83	3,15	18,06

Observa-se da Tabela 6.1, percentuais de amorfos de ferroaluminosilicatos e de Al₂O₃ em maior quantidade para solo JPPB, em relação aos solos ARPB e SAPB. A contribuição dos ferroaluminosilicatos amorfos se dá através da cimentação externa das agregações que conduzem a uma estabilidade destes microagregados. A influência dos ferroaluminosilicatos amorfos compreende (além da contribuição do óxido de ferro) a importante contribuição do alumínio, que ainda não se transformou em gibsita. Desta forma, a presença de maiores percentuais de amorfos de ferroaluminosilicatos e de Al₂O₃ justifica uma cimentação mais efetiva para o solo JPPB (Fotomicrografias 4.13 a 4.15). Isto é representado pela ausência de poros intra-agregados (Figuras 4.13) e menor volume de poros interagregados (Figura 5.5) na condição seca. Este solo apresentou menores volumes totais de poros intrudidos em relação aos solos SAPB e ARPB nesta condição.

A Figura 6.3 apresenta a relação entre %Fe₂O₃ amorpho e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'). Observa-se uma correlação negativa entre o percentual de ferro amorpho e o parâmetro de resistência.

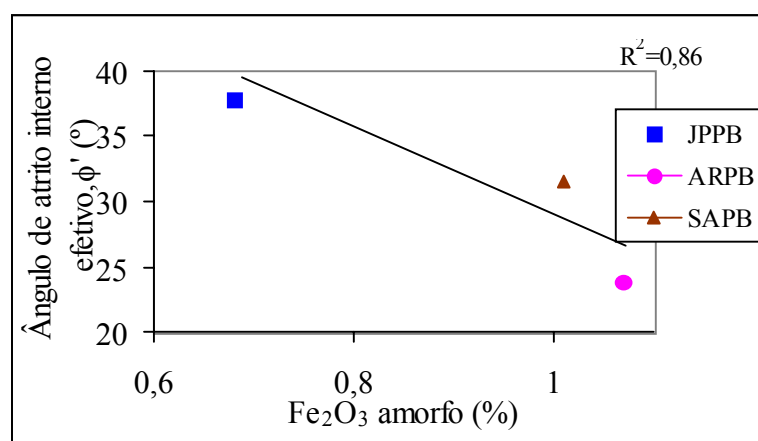


Figura 6.3. Relação entre óxido de ferro amorpho e ângulo de atrito interno efetivo.

Esta correlação pode ser explicada a partir do fato de que uma menor presença de ferro amorfo, indica um processo pedogenético mais adiantado e em consequência uma maior quantidade de ferro total. Este componente vem a ser mais efetivo na elevação da rugosidade que o ferro amorfo (Figura 6.3).

Sílica amorfa

A ocorrência de sílica amorfa nos solos é normalmente na forma de opala e tem sido identificada em diferentes tipos de solo tais como cinza vulcânica, solos podzólicos e latossolos. Em solos vermelhos tropicais tem sido reportada por vários investigadores (Sivarajasingham *et al.* 1962, Sherman *et al.* 1964, Queiroz de Carvalho, 1979). Como se sabe, a opala é uma substância que contribui para os processos de cimentação, atuando em conjunto com os óxidos de ferro e alumínio.

O solo JPPB, que possui maior teor deste componente na fração tamanho argila (Tabela 6.1) é o que apresenta maior ângulo de atrito interno efetivo. Sugerindo que a cimentação das partículas, proveniente do óxido de ferro, recebe a contribuição da sílica amorfa.

6.2.3. Índice de cristalinidade da caulinita presente

A Figura 6.4 apresenta as relações entre o índice de cristalinidade e o parâmetro de atrito interno efetivo.

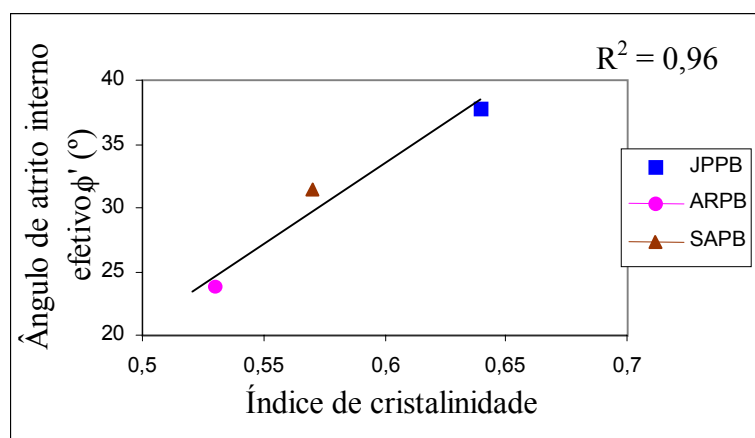


Figura 6.4. Relação entre o índice de cristalinidade da caulinita presente nos solos e o ângulo de atrito interno efetivo.

Observa-se uma correlação positiva entre o índice de cristalinidade da caulinita presente e o ângulo de atrito interno efetivo dos solos. O coeficiente de correlação apresentado foi de 0,96. Isto ocorre devido aos materiais mais cristalinos apresentarem uma dureza superior, desta forma aumenta a rugosidade das partículas e dos agregados que as contém, contribuindo na elevação do ângulo de atrito.

6.2.4. Influência da capacidade de troca de cátions (CTC) e do potencial hidrogeniônico (pH)

A capacidade de troca de cátions (CTC) pode ser definida como o total da soma de cátions permutáveis que um solo é capaz de trocar. Solos de textura fina apresentam tendência para possuir maior CTC que solos arenosos. Além disso, dentro de um determinado grupo textural, o conteúdo de matéria orgânica, assim como o teor e tipo de argila exercem influência sobre a CTC (Brady, 1989). Segundo Bastos (2000) os cátions são importantes agentes na estabilização de agregados estáveis em solos argilosos e juntamente com a diminuição do pH promovem a floculação dos colóides do solo. Conforme o autor, a estabilidade de agregados em solos argilosos aumenta com a floculação, donde conclui que a troca catiônica pode alterar a estrutura do solo.

Resultados mostram que o tipo e concentração de cátions na água intersticial afetam a resistência ao cisalhamento residual (considerando a água intersticial como parte componente do ambiente em que se encontra a partícula e considerando a influência desta na CTC do conjunto), altas concentrações de sais com cátions de alta valência e pouca água disponível no solo proporcionam uma tendência ao aparecimento de ligações iônicas fortes, entre e dentro das partículas, gerando com isto um aumento de resistência da massa de solo.

As propriedades de resistência residual dos argilominerais são influenciadas pelo sistema químico. Kenney (1967), estudando a influência da composição mineralógica na resistência residual de solos naturais e o efeito da química da água intersticial nas micas e argilas, verificou que os aumentos de resistência são causados pelo aumento na concentração de íons no fluido do poro e por cátions de maior valência e maior polarização. Para ambos os minerais a resistência aumenta como resultado do aumento da rede de atração entre as partículas individuais e pela formação de ligações entre partículas.

A influência da troca de cátions é preponderante no estudo da resistência ao cisalhamento. Argila saturada com sódio monovalente resulta numa menor resistência residual

do que argilas saturadas com cálcio divalente. Para caulinita pura a diferença na resistência residual entre amostras saturadas com cálcio e sódio é igual a 39,2% (Kenney, 1967).

Quando o pH é suficientemente acima do ponto isoelétrico (ponto de carga zero) então o óxido de ferro tem carga negativa em excesso da que tinha sido bloqueada. Com isto ocorre uma elevação da capacidade de troca de cátions, que contribui no aumento do poder de associação entre as partículas. Este comportamento foi denominado de CTC pH-dependente, que vem a ser a parcela de carga total das partículas do solo, que sofre influência e varia com as mudanças do pH.

Queiroz de Carvalho (1979), estudando os solos residuais tropicais já descritos, observou que o óxido de ferro presente na fração argila comporta-se anfotericamente, ou seja, a baixos pHs exibem uma rede de cargas positivas e a altos pHs exibem uma rede de cargas negativas. Comportamento similar foi descrito por Brady (1989), que afirma, “na medida em que aumenta o pH do solo, ficam disponíveis mais íons OH^- , o que aumenta a carga negativa na superfície da partícula. Se diminuir o pH do solo, os íons OH^- ficam reduzidos, diminuindo a negatividade”.

A Tabela 6.3 apresenta valores de CTC para fração de solo menor que 0,002mm de diâmetro. A Figura 6.5 apresenta a relação entre a diferença de valor da CTC mediante elevação do pH ($\text{CTC}_{\text{pH}7} - \text{CTC}_{\text{pH}10}$) e os parâmetros de ângulo de atrito interno.

Tabela 6.3. Capacidade de troca de cátions (meq/100g) para fração solo menor que 0,002mm de diâmetro (Queiroz de Carvalho, 1979).

SOLO	CTC_{pH7} (natural) (meq/100g)	CTC pH 7 (sem ferro) (meq/100g)	CTC pH 7 (sem ferro e livre de amorfo) (meq/100g)	CTC pH10 (natural) (meq/100g)	CTC pH dependente para amostra natural CTC 10 – CTC 7(meq/100g)
JPPB	8,94	7,08	6,52	17,95	4,95
ARPB	6,23	8,59	8,12	7,14	0,91
SAPB	22,21	10,24	10,39	24,12	1,91

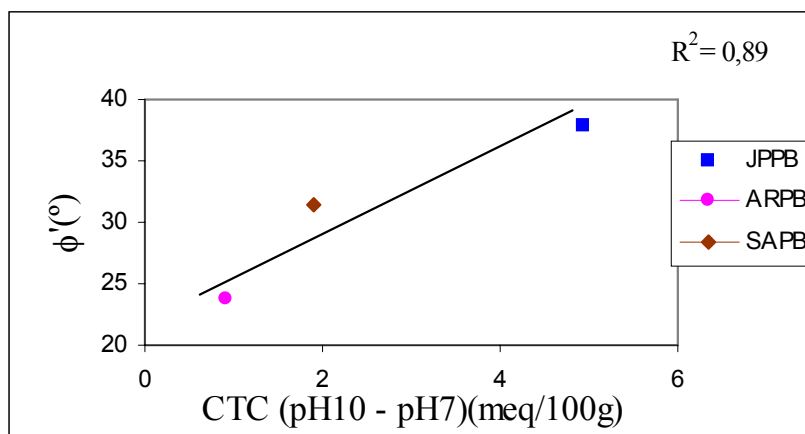


Figura 6.5. Relação entre capacidade de troca de cátions e ângulo de atrito interno efetivo para os solos na condição de saturação.

Observa-se uma correlação positiva significativa ($R^2 = 0,89$) entre o ângulo de atrito interno e a diferença das CTCs. Isto sugere que, a maior força de ligação contribui no poder aglutinante da massa de solo e por conseguinte na elevação do parâmetro de resistência.

Da Tabela 6.3 observa-se que para os solos JPPB e SAPB o aumento do pH promove uma elevação da CTC de 4,95 meq/100g para o solo JPPB e de 1,91 meq/100g para o solo SAPB. A correlação apresentada ($R^2 = 0,89$) sugere que o aumento da CTC influi na elevação do parâmetro de atrito.

Com relação à Tabela 6.3, observa-se ainda que para os solos JPPB e SAPB a remoção do óxido de ferro diminui a CTC. Isto sugere, que um solo com %Fe₂O₃ mais alto terá aumentada sua CTC, ficando com mais cátions trocáveis disponíveis, de forma a aumentar seu poder cimentante.

6.3. Relação entre propriedades mineralógicas e químicas e a compressibilidade

A influência da composição química e mineralógica nos parâmetros de compressibilidade foi evidenciada através de uma diminuição significativa na variação do índice de vazios em função do teor de sesquióxidos de ferro.

As Figuras 5.33, 5.35 e 5.37 correspondentes às relações entre variação de índice de vazios x sucção para as condições seca, ótima e úmida, respectivamente, mostraram menores variações de índice de vazios para os solos JPPB, SAPB e ARPB, nesta ordem. Este comportamento é coerente com o comportamento de resistência ao cisalhamento apresentado, ou seja, os solos mais resistentes foram também os menos compressíveis (seção 5.6).

A Figura 6.6 apresenta a relação entre a variação de índice de vazios normalizada e $\text{Fe}_2\text{O}_3(\%)$. Observam-se menores variações de índice de vazios para maiores concentrações de sesquióxidos de ferro. O melhor ajuste obtido para a relação exprimiou uma tendência logarítmica entre as variáveis, cujo coeficiente de correlação ($R^2 = 0,74$) foi considerado significativo.

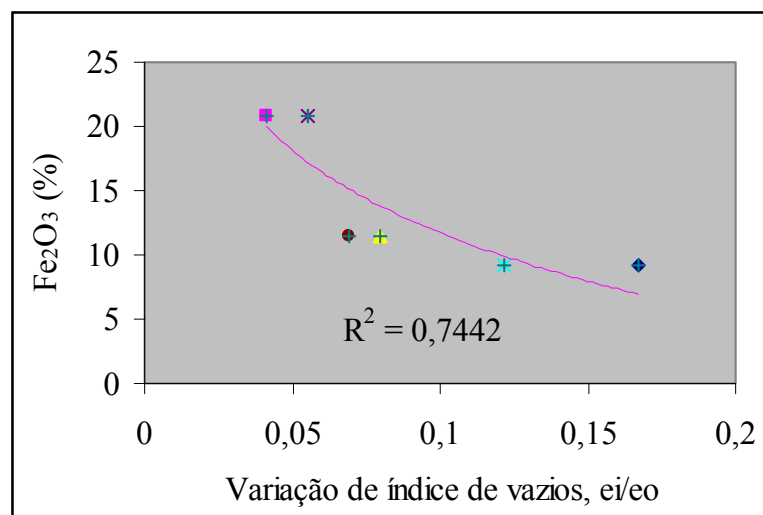


Figura 6.6. Relação entre variação de índice de vazios e $\text{Fe}_2\text{O}_3(\%)$ correspondente aos solos nas condições secas e úmidas com sucção igual a zero.

A compressibilidade, tal como a resistência ao cisalhamento, também recebe a influência da cimentação por sesquióxidos de ferro na elevação da rigidez do solo. Para uma estrutura composta por uma matriz com maior cimentação os agregados são mais resistentes ao efeito compressivo.

As fotomicrografias e as distribuições de tamanho de poros (DTP) apresentadas no Capítulo 5 mostram que o solo JPPB apresenta uma matriz cuja principal característica é o menor volume de poros interagregados e ausência de poros intra-agregados. O menor volume de poros interagregados influi diretamente na diminuição do índice de vazios e numa melhor transferência de sucção. O solo JPPB apresenta ainda uma curva característica com histerese e maiores valores de entrada de ar e de sucção residual, apresenta também diferenças de comportamento significativas em relação aos solos SAPB e ARPB. Isto ocorre em consequência das melhores distribuições de tamanho de mesoporos apresentadas, que interfere no comportamento de retenção d'água e consequentemente na transferência de sucção. Desta forma, o solo JPPB obteve melhor “aproveitamento” de suas propriedades

químico-mineralógicas, expresso através de valores de resistência ao cisalhamento mais elevados e de compressibilidade menores.

Em resumo, nos solos estudados a presença de sesquióxidos de ferro juntamente com os materiais amorfos influencia na resistência ao cisalhamento e na compressibilidade de duas formas:

- No estado inundado, o efeito da cimentação cria pontes entre partículas, agregação de partículas menores, preenchimento de vazios e uma estabilidade dos microagregados. Este conjunto de fatores contribui na elevação da rugosidade e no intertravamento entre as partículas, com conseqüente elevação do parâmetro de atrito e diminuição da compressibilidade;
- Na condição não saturada, a cimentação proporciona uma melhor distribuição dos mesoporos, o que permite uma melhor transferência da sucção e conseqüentemente uma elevação da rigidez e da resistência ao cisalhamento não saturada.

Capítulo 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PEQUISAS FUTURAS

7.1. Conclusões

7.1.1. Metodologia de ensaios

A técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio mostrou-se bastante adequada para avaliação do tamanho, volume e distribuição dos poros apresentando resultados coerentes com as observações provenientes das microscopias óticas.

A técnica de microscopia ótica, além da utilização para fins de identificação da composição mineralógica, mostrou-se bastante útil na avaliação do tipo e distribuição dos vazios dentro da massa do solo, bem como na identificação de vazios intra-agregados, que são difíceis de identificar com o método de porosimetria por intrusão de mercúrio.

Para uma análise efetiva dos vazios, no que diz respeito à classificação, medição de volume e distribuição do tamanho de mesoporos e macroporos, é recomendada a análise conjunta com a utilização combinada dos métodos de porosimetria por intrusão de mercúrio e microscopia ótica.

O método do papel filtro apresentou-se bastante eficaz para determinação da curva característica, especialmente para sucções acima de 100kPa. As dispersões apresentadas foram consideradas inerentes à técnica.

A performance do equipamento de cisalhamento direto com controle de sucção utilizado foi considerada satisfatória. Uma modificação recomendada consiste na troca da pedra porosa de alta pressão por uma de capacidade mais elevada, visando imposição de sucções superiores às impostas neste trabalho.

O equipamento edométrico com controle de sucção mostrou-se bastante versátil para quaisquer tipo de trajetória de tensões imposta, tendo apresentado bons resultados e sendo capaz de detectar pequenas diferenças de comportamento de compressibilidade entre amostras de características semelhantes.

7.1.2. Curvas características

Dentre os três solos estudados apenas para o solo JPPB foi definido o ciclo de histerese. Isto está relacionado com o maior teor de argila apresentado por este solo e com a distribuição melhor graduada de mesoporos.

7.1.3. Caracterização porosimétrica e mineralógica

Os solos apresentaram semelhantes volumes totais intrudidos de mesoporos.

O fator que mais influenciou na determinação do comportamento mecânico dos solos foi a graduação das curvas de distribuição dos mesoporos, por interferir no fenômeno de transferência de sucção.

O solo JPPB apresentou as distribuições de diâmetro de mesoporos (condições ótima, seca e úmida) melhor graduadas em relação aos solos SAPB e ARPB.

As maiores diferenças de distribuição de tamanho de poros entre os três solos foram observadas para os macroporos na condição seca. Para as condições ótima e úmida as distribuições de macroporos apresentaram menores variações de comportamento entre os três solos.

Quanto mais intensa a cimentação pelos sesquióxidos de ferro e alumínio e pelos materiais amorfos, menores as diferenças de porosidade observadas em função das diferentes condições de compactação. O solo JPPB apresentou-se como o solo mais cimentado e com menores diferenças de vazios perante as estruturas impostas.

7.1.4. Comportamento de compressibilidade

As menores variações de compressibilidade ocorreram para os solos compactados na condição ótima para quaisquer valores de sucção e tensão vertical imposta.

Na condição de sucção igual a zero, o solo compactado na condição seca foi menos compressível que o compactado na condição úmida para os solos JPPB e SAPB, devido ao maior intertravamento entre as partículas gerado na condição seca.

A transferência de sucção está associada à condição inicial de compactação e à graduação das curvas de distribuição de mesoporos. Quanto mais elevado o teor de umidade inicial de compactação melhor a transferência de sucção e conseqüentemente maior o incremento de rigidez do solo.

O solo JPPB que apresenta melhor distribuição dos mesoporos nas três condições de compactação é o que apresenta menores variações de índice de vazios para as três condições de compactação. A composição mineralógica apresentada por este solo (maior percentual de sesquióxido de ferro e maior percentual de ferroaluminossilicatos amorfos) torna a estrutura menos susceptível às diferentes condições de compactação.

A maior variação de compressibilidade devido às diferentes condições de compactação foi observada para o solo ARPB na condição seca.

Os resultados mostraram uma tendência clara de diminuição da compressibilidade quando se aumenta a sucção imposta, especialmente no primeiro estágio de incremento de sucção (0 a 100kPa).

No segundo estágio (100 a 300kPa), embora ainda ocorra uma diminuição da compressibilidade, esta se dá de forma menos significativa.

A elevação da sucção promove um aumento na rigidez do solo e a convergência das superfícies de estado de índice de vazios x tensão normal x sucção correspondentes aos três solos.

As variações de trajetórias de tensões impostas não induziram a discrepâncias significativas de compressibilidade, para os solos estudados no intervalo de sucção imposto. A magnitude das variações de índice de vazios apresentadas em diferentes trajetórias de tensão é praticamente a mesma decorrente de ensaios de sucção constante.

7.1.5. Resistência ao cisalhamento

Os solos apresentaram comportamento de resistência ao cisalhamento diferenciado em função das condições de compactação, do nível de sucção aplicado e das propriedades químicas e mineralógicas.

Sob sucção imposta os solos JPPB e SAPB apresentam envoltórias de resistência ao cisalhamento de comportamentos distintos.

O solo JPPB apresentou envoltórias de resistência ao cisalhamento paralelas, configurando uma relação de proporcionalidade entre a τ x $(u_a - u_w)$, até o nível de sucção imposto.

O solo SAPB apresentou envoltórias de resistência ao cisalhamento convergentes em função da sucção e tensão normal, indicando uma tendência de estabilização do efeito da sucção a partir de 300kPa de sucção imposta.

O comportamento das envoltórias de resistência ao cisalhamento é função das propriedades mineralógicas e químicas e conseqüentemente das distribuições de tamanho de poros.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial (τ x $u_a - u_w$) apresentaram-se não lineares para os solos JPPB e SAPB. O ângulo de atrito ϕ^b deve ser associado à intervalos de sucção.

Para ambos os solos, as superfícies de estado de resistência ao cisalhamento x tensão normal x sucção referente às condições ótimas apresentaram-se superpostas às superfícies correspondentes às condições secas. Uma melhor transferência de sucção foi verificada para a condição ótima de compactação, em função do teor de umidade inicial e do menor volume de macroporos.

A deformação horizontal necessária para mobilização total da resistência ao cisalhamento é função do valor da sucção imposta. Neste estudo, quanto maior o valor da sucção menor o deslocamento horizontal requerido para ruptura.

Foram observadas diferenças de comportamento fundamentais entre as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal correspondentes a ensaios inundados e ensaios com sucção de 100kPa.

As diferenças de comportamento entre as curvas tensão cisalhante x deslocamento para 100kPa e 300kPa de sucção imposta foram menos significativas.

As curvas tensão cisalhante x deslocamento correspondentes à condição seca apresentaram um padrão de fragilidade maior que as curvas correspondentes à condição ótima, para um mesmo valor de sucção.

O modelo de Khalili e Khabbaz (1998) não se apresentou adequado aos solos estudados tendo apresentado valores de resistência ao cisalhamento (τ_{ff}) considerados muito elevados quando comparados com os resultados de ensaios.

O modelo de Vanapalli (1994) não se mostrou adequado devido à dificuldade na obtenção do valor de sucção residual (parâmetro de entrada deste modelo), quando a curva

característica não apresenta estado residual bem definido. Todavia, os valores do parâmetro k que apresentaram melhor ajuste foram: $k=2,7$ e $k=2,0$ para solo JPPB e SAPB respectivamente.

Diante da inadequabilidade dos modelos e da necessidade da previsão de comportamento de resistência ao cisalhamento em função da sucção, foi utilizada a tendência de comportamento do parâmetro χ em função da sucção para 14 solos referenciados por Khalili e Khabbaz (1998) e encontrados os parâmetros χ referentes a sucções mais elevadas.

A utilização dos parâmetros de resistência saturados em conjunto com dois valores do parâmetro χ é indicada para previsão da resistência ao cisalhamento em função da sucção, quando as limitações dos equipamentos impossibilitarem a imposição de sucções mais elevadas.

Foi verificada uma relação de proporcionalidade inversa entre a resistência ao cisalhamento e a variação de índice de vazios com o incremento de sucção.

O aumento da tensão superficial entre as partículas proveniente da elevação da sucção, conduz a uma resistência ao efeito cisalhante e ao efeito compressivo em iguais intensidades

7.1.6. Relações entre propriedades mineralógicas e químicas e comportamento mecânico

A presença de componentes cimentantes, tais como óxidos de ferro e alumínio amorfos, proporciona o concrecionamento de grupos de partículas e uma cimentação ao redor dos grãos de quartzo.

A cimentação aumenta o contorno dos agregados, diminui o volume de poros e preenche fraturas provenientes do intemperismo dos grãos. Por outro lado, a cimentação promove uma estabilidade dos microagregados, que se mantém mesmo após a retirada da amostra do local das jazidas e após o processo de compactação.

A diminuição do tamanho dos poros afeta as características de retenção d'água e conseqüentemente a transferência de sucção, ou seja, para poros menores a capacidade de retenção d'água será mais efetiva resultando numa "área de água" maior e numa melhoria da transferência da sucção. Esta melhoria da transferência de sucção teve influência direta nos comportamentos de compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

A presença dos óxidos no estado cristalino, principalmente o ferro, auxilia na elevação da rugosidade, o que influencia diretamente no ângulo de atrito interno.

A cimentação influencia os parâmetros de resistência saturados através de uma elevação no parâmetro de atrito, proveniente de uma melhoria na estabilidade dos agregados e da elevação da rugosidade. Quanto aos parâmetros de resistência não saturada, a influência da cimentação se dá através da melhor distribuição de vazios e, conseqüentemente, da melhor transferência de sucção.

7.1.7. Relação entre vazios observados pela PIM e pela microscopia ótica.

Foi observada uma concordância entre os resultados de PIM e a das microscopias óticas para medidas de diâmetro de macroporos. Todavia, deve-se ressaltar o subdimensionamento dos macroporos através do método de PIM.

Para as condições ótimas, não foi possível determinar grandes diferenças de vazios (tipo e volume) para os macroporos, através da análise das lâminas delgadas, devido aos pequenos volumes de vazios impostos pela compactação nas densidades secas máximas. Apenas para o solo ARPB estes vazios puderam ser classificados.

Para as condições secas e úmidas os vazios puderam ser classificados e relacionados com dados de porosimetria por intrusão de mercúrio.

As vantagens da PIM residem principalmente na determinação e quantificação dos mesoporos e no fornecimento da curva de distribuição.

As vantagens da microscopia ótica consistem na determinação do raio real do poro, identificação do tipo de poro (intra-agregado, interagregado ou em canais), bem como sua distribuição dentro da massa de solo, o que é de grande importância no que diz respeito à relação tipo de poro x transmissão de sucção. Uma outra vantagem consiste no menor custo.

7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os resultados apresentados nesta tese, sendo limitados, fazem com que se sugira:

Utilização de um método adicional que permita uma melhor definição do valor de entrada de ar nas curvas características, visando melhor definição do início da dessaturação dos macroporos.

Prosseguir os estudos com outros solos residuais tropicais, de modo a ser possível obter dados para uma modelagem das curvas características, visando um melhor ajuste do estágio residual de dessaturação.

Realização de ensaios de cisalhamento direto e edométricos com tensões verticais superiores às tensões de pré-adensamento (tensões de compactação) visando avaliação do comportamento mecânico nestas condições. Ao mesmo tempo fazer microscopias óticas com o objetivo de avaliar a integridade da cimentação existente sob estas condições.

Realização de ensaios de cisalhamento direto com imposição de sucções mais elevadas, visando definição do valor de sucção perante o qual esta não incrementa o enrijecimento do solo.

Aplicação dos conhecimentos adquiridos no dimensionamento de barragens de terra e obras de pavimentação (estradas e aeroportos). Sugere-se ainda a realização de ensaios de condutividade hidráulica na condição não saturada, visando aplicação deste estudo em projetos de geotecnia ambiental.

REFERÊNCIAS

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C. S. Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar, Brazil. In: 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION. ENGNG., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** BALKEMA, v.2, p. 1599-1602.

AHMED, S.; LOVELL, C.W.; DIAMOND, S. Pores sizes and strength of compacted clay. ASCE. **Journal Geotechnical Eng. Division.** n. 100, p. 407-425, 1974.

AITCHISON, G. D. Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils. Statement of the review panel – Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. 1965, p. 7-21.

ALEXANDER, L. T.; CADY, Y. G. **Genesis and hardening of laterite in soils.** Technical Bull 1282, U. S. Department Agriculture, 1962. 90 p.

AL-MUKHAR, M. Macroscopic behaviour and microstructural properties of a kaolinite clay under controlled mechanical and hydraulic state. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 1., UNSAT'1995, sept. 6-8, 1995, Paris. **Proceedings...** Paris, v. II, p. 561-566.

ALONSO, E.E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, 1990.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. Special problems soils. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1987, Dublin. **General Report.**

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM: **D 5084** – 90 (reapproved 1977) – Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. Philadelphia. 8p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM: **D 5298**. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. V. 15.09, p.1312-1316. Philadelphia.

ARAKI, M.S.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Study of a collapsible porous soil of Brasil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. UNSAT'1995, sept. 6-8, 1995, Paris. **Proceedings...** Paris, v. I, p. 12-21.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023**: Informação e Documentação – Referências - Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 6459**: Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos: terminologia. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 7180**: Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 7181**. Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 7182**. Compactação. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 12007 MB 3336**. Solo-Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

BALMACEDA, A. R. **Suelos compactados - un estudio teorico y experimental**. 1991. Tesis Doctoral. Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona.

BARBOUR, S. L. The soil – water characteristics curve: a historical perspective. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium. **Canadian Geotechnical Journal**. n. 35, 1998.

BARDEN, L. Consolidation of Compacted and Unsaturated Clays. **Géotechnique**. v. 15, n. 3, p.267-286, 1965.

BARDEN, L.; MADEDOR, A. O.; SIDES, G. R. Volume changes characteristics of unsaturated clays. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, American Society of Civil Engineers, v. 95. SM1, p.33-51, 1969.

BARRERA, M. B. **Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colpsables**. 2002. Tesis Doctoral. Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona.

BARRERA, M. B. et al. Hydro-mechanical behaviour of a clayey silt during controlled-suction shearing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, Recife, v. II, p. 491-494.

BASTOS, C. A. B.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de solos residuais. In: PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL 1, 1998, Porto Alegre, **Anais...** p. 165-178.

BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. 1999. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BASTOS, C. A. B. **Elementos de Pedologia**. Notas de aula. PPGEC-UFRGS. Porto Alegre, 2000.

BEAR, J. **Hydraulics of groundwater**. New York:McGraw-Hill (McGraw-Hill Series in Water Resources and Enviromental Eng.) 1979, 567pp.

BEAR, J. Direct determination of linear dimension versus moisture content relationship in expansive clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS. 5., Adelaide, **Proceedings...** 1984, p.62-66.

BICA, A.V.D. **Ensaio de Laboratório**. Notas de aula. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. PPGEC/UFRGS. 1999.

BIGARELLA, J. J.; AB'SABER, A. N. Palaogeographische und palgo klimatr sche Aspekte des Kanozoikums in Sudbrasilien. Zeitschr, **Geomorphology**., NF 8, p. 286-312, 1964.

BISHOP, A.W. The principle of effective stress – **Tecknisk Ukeblad** n. 39, p. 1-5, 1959.

BISHOP, A.W. (1961) The measurement of pore pressure in the triaxial test. PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS CONFERENCE. Butterworths, London. In: JUCÁ, F. T. J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada**. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid, 1990. Tesis doctoral.

BISHOP, A.W., DONALD, I.B. The experimental study of partly saturated soils in triaxial apparatus. In: 5TH.INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1961. Paris. **Proceedings**.Paris. Dunod, 1961, v.1:13-21.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. 1. Ed. Edward Arnold, 1974, 227 p.

BJERRUM e HUDER. Porosity and pore size distribution of materials. Method of evaluation by mercury porosimetry. 1957. 4TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. London.

BLIGHT, G. E. Construction in tropical soils. In: SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1988, Singapore, vol. II, p. 449-467. In: BLIGHT, G. E. **Mechanical of residuals soils**. Rotterdam: Ed. Baldema, 1997.

BLIGHT, G.E. Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G.E. **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield : Ed. Balkema, 1997. Capítulo de livro.

BLIGHT, G.E., **Mechanical of residual soils**. Rotterdam: Ed. Balkema,1997.

BOCKING, K.A., FREDLUND, D.G. (1980). Limitations of the axis translation technique. 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS. Denver, Colorado, **Proceedings...** Vol.1: 117-135. In: JUCÁ (1990).

BORBA, G.R **Propriedades de resistência de um solo vermelho do estado da Paraíba**. 1976. Dissertação de mestrado. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande.

BORBA, S. M. C. **Estudos das propriedades químicas e mineralógicas de solos vermelhos tropicais do norte e nordeste do Brasil**. 1984. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BORTOLI, C. R. **Estudo numérico experimental da condutividade hidráulica saturada/não saturada de um solo estruturado**. 1984. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BOYCE, J. R. Some observations on the residual strength of tropical soils. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS. 1985, Brasilia, **Proceedings ...** vol. 1, p. 229-237.

BRACKLEY, I. J. A. A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA on S.M.F.E. 6., 1975. Durban, **Proceedings...** vol. 1, p. 71-78.

BRADY, N. C. **Natureza e propriedades dos solos**. 7. ed. Tradução de Ant. B. N. Figueiredo Filho. Rio de Janeiro: Freitas Bastos, 1989.

BRAND, E.W.; PHILLIPSON, H.B., Sampling and testing of residual soils. A review of int. practice. Southeast Asian Geotechnical Society. Hong Kong: Scorpion Press, 1985. In: BLIGHT, G.E (1967). Effective stress evaluation for unsaturated soils. **J. Soil Mech. Found. Engng Div.**, ASCE 93, No. SM2, 125-148.

BLIGHT, G.E. **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

BRANNER, J. C. Geology of the Northeast Coast of Brazil. **Geol. Society America B. Colorado**, n. 13, p. 41-98, 1902.

BRASIL. MINISTÉRIO DAS MINAS E ENERGIA. Secretaria Geral. **Projeto RADAMBRASIL**. Folhas SB. 24/25. Jaguaribe/ Natal, Geologia, Geom., Pedologia, Vegetação e uso potencial da terra. Rio de Janeiro, 1981. 714p.

BRENNER, R.P., V.K. GARGA; BLIGHT, G. E. Shear strength behaviour and measurement of shear strength in residual soils. 1988. In: BLIGHT, G.E., **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; PINHEIRO, R.J.B. (1997). Mechanisms of instability of a colluvium slope in Teutônia, Rio Grande do Sul. **Anais**. 2nd. Pan-American Symposium on Landslides, 2nd Brazilian Conference on Slope Stability. Rio de Janeiro, v.1. p-261-267.

BURLAND, J. B.; RIDLEY, A. M. The importance of suction mechanics. In: 12TH SOUTHEAST ASIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE. 1996, Kuala Lumpur, **Anais...**

CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Influência das energias térmica e mecânica em propriedades de engenharia selecionadas de alguns solos lateríticos do norte e nordeste**

do Brasil. 1981. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J.H.F. Une approche pour la description des proprietes des sols non saturés. INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. Recife. **Proceedings**. Balkema. Vol 1: 501-506. 2002.

CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C.C.; TIBANA, S.; AGUIAR, S.A.S; FONSECA, E.C. Determinação da curva característica de sucção em laboratório. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. 1ª. COBRAE. 1992, **Anais...** vol. 3, p. 851-853.

CAMPOS, T.M.P., CARRILO, C.W. Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. 1st.INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. Paris. 1995. **Proceedings**. Balkema. Vol1:31-38.

CAMPOS, T.M.P. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 3., 21-25 abr. 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, Ed. Freitas Bastos. p 399-416.

CARRILLO, C. W. **Resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares e residuais não saturados da Vista Chinesa, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado. DEC, Pontificia Universidade Católica, Rio de Janeiro. 1993. 159 p.

CARVALHO, J. C.; MIEUSSENS, C.; QUEIROZ de CARVALHO, J. B. Problèmes de Reconstitution des 'Eprovetes de Sol en Laboratoire-Proposition d'une M'ethode. **Bulletin de Liaison de Laboratoires Des Pontes et Chaussees**. Paris. No. 135. p.77-83.1985.

CHANDLER, R. J.; CRILLE, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise building, Civil Engrg., Proc. Of the Institution of Civil Engrg., V. 92, Issue 2. 1992. p.82-89.

CHILDS, E. C.; COLLIS-GEORGE, N. The permeability of porous materials. In: ROYAL SOCIETY OF LONDON. 1948, London, **Proceedings...** Series A. 201, p. 392-405.

COLLINS, K. Towards characterization of tropical soil microstructure. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS. 1., 1985, Brasilia, **Proceedings ...** vol. 1, p. 85-96.

COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS MINERAIS, **Mapa exploratório - reconhecimento de solos**, 1971.

COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS MINERAIS, **Mapa geológico do Estado da Paraíba**, 1982.

COSTA FILHO, L.M.; VARGAS JR., E. Hydraulic properties. Peculiarities of geotechnical behaviour of tropical lateritic and saprolitic soils. Progress Report (1982-1985). ABMS. In: BLIGHT, G.E., **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997. cap.2, p. 67-84.

CRUZ, P. T. **Propriedades de engenharia de solos residuais compactados da região centro - sul do Brasil**. São Paulo: Escola Politécnica, USP, 1967. p. 21-29.

CRUZ, P. T.; MAIOLINO, A. L. G. Materiais de construção. In: SIMPOSIO SOBRE A GEOTECNIA DO ALTO PARANÁ. São Paulo, **Anais...** ABMS/ABGE/CBMR. 1983.

CRUZ, P. T.; MAIOLINO, A. L. G. Peculiarities of geotechnical behaviour of tropical lateritic and saprolitic soils. In: Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical. Lateritic and Saprolitic Soils. Progress Report (1982-1985). ABMS. Committee on Tropical Soils of the ISSMFE. 1985. Brasilia.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projetos**. São Paulo. Ed. Oficina de Textos, 1996.

CUI, Y. J.; DELAGE, P. On the elastoplastic behaviour on an unsaturated soils. UNSATURATED SOILS, 1993. Ed by Sandra Houston. Texas. **Proceedings...** Of Ses. Sponsored by Subcommittee on Unsaturated Soils. ASCE.

CUI, Y. J.; DELAGE, P. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. **Géotechnique**, v. 46(2), p. 291-311, 1996.

CUI, Y.J.; LOISEAU, C.; DELAGE, P. Microstructure changes of a confined swelling soil due to the suction controlled hydration. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 3., UNSAT'2002. mar. 10-13, 2002, Recife, **Proceedings...** vol. II, p.593-598.

DANIEL, D.E. State-of-the-art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils. In: HYDRAULIC CONDUCTIVITY AND WASTE CONTAMINANT TRANSPORT IN SOILS. 1994. Philadelphia. ASTM STP 1142, ASTM, 1994. P.30-78.

DE-CAMPOS, T.M.P.; CARILLO, C.W. Direct shear testing on unsaturated soil from Rio de Janeiro. 1st International Conference Unsaturated Soils, 1995. Paris, **Proceedings...** 31-38.

DEERE, D.V.; PATTON, F.D. Slope stability in residual soil. Proceedings 4th Pan American Conference in Singapore, 1971. Vol 1:87-170. In: BLIGHT, G.E.. **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

DE MELLO et al. Grouting of canaliculae in residual soils and behaviour of the foundations of Balbina Dam. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS. 2., Singapore. In: FOOKES, P.G. **Tropical residual soils**, Edited by Geological Society Professional Handbooks, 1997.

DELAGE, P.; LEFRBVRE, G. Study of the structure of sensitive champlain clay and its evolution during consolidation. **Canadian Geotechnical Journal**, 1984. n. 21, p. 21-35.

DELAGE, P.; SURAJ DE SILVA, G. P. R.; DE LAURE, E. Um novel appareil triaxial pour les sols son saturés. In: ECSMFE, 9., 1987, Dublin, **Proceedings**, p. 25-28.

DELAGE, P.; GRAHAM, J. Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. Unsaturated soils. **Proceedings...** Paris. 1995. Alonso e Delage (eds), 1996. Vol 3: 1223-1256.

DELAGE, P. et al. Microstructure of a compacted silt. **Canadian Geotechnical Journal**, 1996. n.33, p.150-158.

DELAGE, P.; ALZOGHBI-MASSAD, P; CUI, Y.J. Air, water and oil transfers in un unsaturated compacted silt. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PHYSICAL MODELLING AND TESTING IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, La Baule, France. 15-17 May.

DELAGE, P.; HOWATT, M.; CUI, Y. 1995. Suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. In: Symp. On Hdoro-term-mechanics of Engineered Clay Barriers and Geological Barriers. Montreal. Canada.

DELGADO, A. **Influencia de la trayectoria de tensiones en el conocimiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsibles en el laboratorio y en el terreno.** Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla. Sevilla, 1986.

DELGADO, A. K. C. **Influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado.** Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM – 095A/02, Universidade de Brasília, Brasília, 2002. 200 p.

DELGADO, C.W.C. **Resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares e residuais não saturados da Vista Chinesa-RJ.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Eng. Civil, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993. 160p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM: DNER - **ME 051/94:** Método de Ensaio: Solos - Análise Granulométrica, 1994. 12 p.

DRUMRIGTH, E. E. (1989). **The contribution of matric suction to the shear strength of unsaturated soils.** PhD Thesis, Colorado State University, Fort Collins. In: KHALILI, N. E.; KHABBAZ, M. H. A Unique Relationship for χ for Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soil". Technical Note. **Geotechnique** 48, n. 5, p. 681-687, 1998.

DUCHAUFOR, P. Pedology pedogenesis and classification (English edition trans. T.R. Paton). George Allen and Unwin, 1982, London. In: FOOKES, P.G. **Tropical residual Soils**, Edited by Geological Society Professional Handbooks, 1997.

DURAN, G.A.J. **Study of the effect of contact of the filter paper technique in the measurement of soil suction.** Msc Dissertation. Imperial College, University of London. 1986. In: JUCÁ, F. T. J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada.** Universidad Politecnica de Madrid. Madrid, 1990. Tesis doctoral.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils. **Transportation Research Record**, 1979.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E.; TOHA, F. X. Mechanical behaviour and testing method of unsaturated soils. **Lab Shear Strength of Soils**. 1981.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Laboratory evaluation of soil suction components. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM - American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 173-181, 1984.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. In: 3th INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, Haifa, p. 195-200, 1973.

ESCARIO, V. Suction controlled penetration and shear tests. 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS. Denver, Colorado, 1980. **Proceedings...** Vol.2: 781-797. In: JUCÁ, F. T. J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada**. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid, 1990. Tesis doctoral.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 36, n.3, p.453-456, 1986.

ESCARIO, V. Los problemas de arcilla expansiva en pavimentos. In: CURSO DE ESPECIALIZACIÓN DE CONSTRUCCIONES SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS Y SUELOS COLAPSIBLES. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Del. Reg. And. O. y Dad. Sevilla, 1980. In: ESCARIO,V.; SAEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Geotechnique**. v. 37, n. 3, p. 523-524, 1987.

ESCÁRIO, V. Shear strength of partly saturated soils versus suction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS. 6., New Delhi, p.602-605, 1987.

ESCARIO, V.; JUCÁ, J. F. T. Strength and deformation of partly saturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 12., 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings** ... Rio de Janeiro: ISSMFE, 1989. v. 1, p. 43-46.

FAO-UNESCO. In: FOOKES, P.G. **Tropical residual soils**, Edited by Geological Society Professional Handbooks, 1997. CITAÇÃO EM LIVRO

FERREIRA, P. M. V. **Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

FOLLET, E.A.C.; MC HARDY,W.J.; MITCHELL, B.D.; SMITH, B.F.L. Chemical dissolution techniques in the study of soil clays. 1965. **Clay Minerals**, Part II, v. 6, p. 35-43.

FONSECA, E. C. **Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada em solos não saturados**. Dissertação de mestrado, DEC, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991. 173 p.

FOOKES, P.G. **Tropical residual soils**, Edited by Geological Society Professional Handbooks, 1997.

FOURIE, A.B.; PAPAGEORIOU, G.; BLIGHT, G.E. The rapid determination of the moisture-retention characteristics of soil. **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 2, p. 276-285, 1995.

FREDLUND, D. G.; BERGAN, A. T.; SAUER, E. K. Deformation characteristics subgrade soils for highways and runways in Northern environment. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 12, n.2, p. 213-223. 1975.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N.R. Stress state variable for unsaturated soils. In: Journal of Geotechnical Div. A.S.C.E, vol. 103, GTS, p. 447-466, 1977.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R., WIDGER, R.S. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**. 15(3), p. 313-321. 1978.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H.; GAN, J.K.M. Nonlinearity of shear strength for unsaturated soils. 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, New Delhi, 1987, **Proceedings...** 1, 49-54.

FREDLUND, D.G., VANAPALLI, S.K., XING, A., PUFAHL, D.E. Predicting the Shear Strength Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. 1., Paris, 1995, **Proceedings...** 6-8 sept. 1995, v. 1, p. 63-70. FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: Ed. John Wiley & Sons.1993

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equation for the soil-water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.31. p. 521-532,1994.

FREDLUND, D. G. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil- water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, p. 440-448, 1996.

FREDLUND, D.G. From theory to the practice of Unsaturated Soil Mechanics. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 3., Rio de Janeiro, 1997, **Anais...** 21-25 abr. 1997, v. II, p. 311-332.

FREDLUND, D. G. The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 37, p. 963-986, 2000.

GAN, J.K.M.; FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Determination strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, p. 500-510, 1988.

GAN, J.K.M., FREDLUND, D.G. Shear strength characteristics of two saprolitic soils. **Canadian Geotechnical Journal**. V. 33. no. 4. 595-609. 1996.

GARDNER, W.R. A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. **Soil Science**. 43, pp.277-283. 1937. In: JUCÁ, F. T. J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada**. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid, 1990. Tesis doctoral.

GEHLING, W.Y.Y. **Suelos expansivos: estudio experimental y aplicacion de un modelo teorico**. Tese de Doutorado. Universitat Politecnica de Catalunya – Escola Tecnica Superior D'enginyers de Camins, Canalys e Ports, Barcelona, 1994. 490p.

GEHLING, W.Y.Y.; CERRATI, J.A.; BICA, A.V.D.; NUNEZ, W.P.; RODRIGUES, M.R. Influência da sucção nos módulos de resiliência obtidos em laboratório e em campo para um solo típico de subleito de pavimento do Rio Grande do Sul. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 3., 21-25 abr. 1997, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro: Ed. T.M.P. de Campos e E.A Varga. 1997, v. 1. p. 105-112.

GENS, A. Constitutive modelling: applications to compacted soils. 1st.INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. Paris. 1995. **Proceedings**. Balkema. Vol 3:1179-1200.

GENS, A. ALONSO, E.E., SURIOL, J., LORET, A. Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. 1., UNSAT 95. Paris, 1995, **Proceedings...** sept. 6-8, 1995. pp.83-88.

GENS, A. Constitutive modeling: Application to compacted soils. **Proceedings...** 1st Int Conf. on Unsaturated Soils. Paris. 3: 1179-1200. Balkema.

GIDIGASU, M.D. A contribution to the Study of Physico-Chemical Implications of Tropical Weathering and Laterisation, **Geotechnical Engineering**. Vol.2:no.2 1971.

GULHATI, S.K., Shear behavior of partially saturated soils, M.Sc. Thesis, M.I.T., U.S.A. In: VANAPALLI, S. K. **Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil**. Thesis Doctoral. University of Saskatchewan, Canada, 1994.

GUIMARÃES, R. C. **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas e scavadas**. Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, 2002. 183 p.

GUTIERREZ-GUEVARA, C.I. (1985). **Assessment of filter paper technique for the measurement of soil water suction**. MSc. Dissertation, Imperial College, London. JUCÁ, F. T. J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada**. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid, 1990. Tesis doctoral.

HAZEN, A. Discussion of “Dams on sand foundations”. Transactions of the ASCE, 73:199. In: LAPIERRE, C., LEROIEUL, S., LOCAT, J. Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. **Canadian Geotechnical Journal**. n. 27, p. 761-773, 1990.

HEINECK, K.S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras de contenção de resíduos**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2002.

HILF, J.W. An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. **Technical Memorandum**, no. 654. Bureau of Reclamation U.S. Department of Interior, 1956, Denver, Colorado. In: JUCÁ, F. T. J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada**. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid, 1990. Tesis doctoral.

HILLEL, D. Soil water - physical principles and processes. New York: Academic Press, cap. 1-5. 1971.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D.G. Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils. In: CONFERENCE ENG. AND CONSTRUCTION IN TROPICALS AND

RESIDUAL SOILS, Honolulu. ASCE, p. 263-295, 1982. In: FOOKES, P.G. **Tropical residual soils**, Edited by Geological Society Professional Handbooks, 1997.

HORN, H. M.; DEERE, D. U. Frictional characteristics of minerals. **Géotechnique**, v. 12, p. 319-335, 1962.

HORTA DA SILVA, J.A. Geology and engineering behaviour of expansive and collapsing soils of Angola. M.Sc. Thesis, Imperial College of Science and Tecnology, 1969. London In: JUCÁ, F.T.J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada**. Tesis Doctoral. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid. 1990.

HOUSTON, S.L.; H.H. MAHMOUD, HOUSTON, S.L. A laboratory procedure for partial-wetting collapse determination. UNSATURATED SOILS, 1993. SESSIONS sponsored by the Subcommittee on Unsaturated soils (Committee on Soils Properties) and the Committee on Shallow Found of Geot. Eng. Div. Of the A.S.C.E., **Proceedings ...** Convention in Dallas, oct. 24-28, 1993.

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER,A.M. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, v. 17, n. 2, p. 185-194, 1994.

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W. N. Collapsible soils engineering. **Unsaturated soils engineering practice**. Geotechnical Special Publication. no.68. Ed. by Sandra Houston and Delwyn Fredlund. ASCE. 1997. New York.

HOWATT, M.D.; CARTER, R.W. Passive strength of completely weathered granite. In: INTERNATIONAL CONFERENCE GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1., Brasilia, Proceedings ... v. 2, p.371-379, 1982. In: BLIGHT, G.E., **Mechanical of Residual Soils**, Ed. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1997.

HOWATT, M.D. The in situ strength of saturated decomposed granite. In: INTERNATIONAL CONFERENCE GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2., Singapore, Proceedings ... v. 1, p. 311-316, 1988. In: BLIGHT, G.E. **Mechanical of Residual Soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

JAROS, M.B. The settlement of the multi-storey buildings on residual ventersdorp lava. S.A. Inst. Civil. Eng. SYMPOSIUM ON SOIL – STRUCTURE INTERACTION, Durban, 20 p. In: BLIGHT, G.E., **Mechanical of residual soils**, Ed. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1997.

JUCÁ, F. T. J. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada**. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid, 1990. Tesis doctoral.

JUSTO, J. L.; DELGADO, A.; RUIZ, J. The influence of the stress path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS. 5., Adelaide, **Proceedings...**, p. 67-71, 1984.

KATO, S.; KAWAI, K. Effect of suction on unconfined compressive strength and undrained shear strength of a compacted silty clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, Recife, Ed. Balkema, p. 513-519, 2002.

KAWAI, K.; WEICHUAN, W.; OGAWA, K. The behaviour of unsaturated soils compressed isotropically under undrained condition. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 march. 2002. v. II, p. 521-527, 2002.

KENNEY, T.C., LAU, D.; OFOEGBU, G.I. Permeability of compacted granular materials. **Canadian Geotechnical Journal**, 21:726-729. 1984.

KHALILI, N. E.; KHABBAZ, M. H. A Unique Relationship for χ for Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soil". Technical Note. **Géotechnique** 48, n. 5, p. 681-687, 1998.

KRAHN, J., FREDLUND, D.G., KLASSEN, M.J. Effect of soil suction on slope stability at Hotch Hill. **Can. Geotech. Journal**. 26, No. 2, 269-278. 1989

KING, L. C. A Geomorfologia do Brasil Oriental. **Revista Brasil Geográfico**. Rio de Janeiro, 18(2): p. 147-265, abr/jun. 1956.

KRISHNA MURTI, G.S.R.; RICHARDS, S.J. Some effects of sesquioxides in soil structures. **Indian Journal Agronomic**. n. 19, p.141-147. 1974.

KRISHNA MURTI, G. S. R.; SHARMA, V. A. K.; RENGASAMY, P. Amorphous ferri-aluminosilicates in some tropical ferruginous soils, **Clay Minerals**, v. 11, p. 137-146. 1976.

KULIKOVA, Z.V. Microstructure influence on properties of gypsiferous soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. 1., UNSAT 95. Paris, 1995, **Proceedings...** sept. 6-8, 1995, v. 1, p. 129-132, 1995.

LAMBE, T.W. The structure of compacted clay. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**. ASCE. 84. n. SM2, paper 1654. 1958.

LAMBE, T.W.; MARTIN, R.T. Composition and engineering properties of soil. Highway Research Board **Proceedings**, v. 32, p. 576-588, 1953.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI Version**. John Wiley & Sons. 1979.

LAPIERRE, C., LEROUIEL, S., LOCAT, J. Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. **Canadian Geotechnical Journal**. n. 27, p. 761-773, 1990.

LEE, K.L.; HALEY, S.C. Strength of compacted clay at high pressure, **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 94, n. SM6, p.1303-1329, 1968.

LEROUIEL, S., VAUGHAN, P.R. The general and congruents effects of structures in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**. 40(3):467-488. 1990.

LLORET, A.; ALONSO, E.E. Consolidation of unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 11., San Francisco, **Proceedings ...** 1980.

LUCENA, F. B. **A Natureza e Propriedades dos Solos Vermelhos do Estado da Paraíba**, Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1976.

LUMB, P. The properties of decomposed granite. **Géotechnique**. n. 12, p. 226-243, 1962.

LUPINI, J. F.; SKINNER, A. E.; VAUGHAN, P. R. The drained residual strength of cohesive soils. **Géotechnique**, V. 31, p. 181-213, 1981.

MABESSONE, J.M. et al. Estatigrafia e Origem do Grupo Barreiras em Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte. **Revista Brasil Geociência**. São Paulo, 2(3): p. 173-188, 1972.

MACCARINI, M. **Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil**. Tese de Doutorado, University of London, London, 1987.

MACIEL FILHO, C. L. **Introdução à Geologia de Engenharia**. Santa Maria: Ed. da UFSM, 1997.

MAIOLINO, A. L. G. **Resistência ao cisalhamento de solos compactados: Uma proposta de tipificação**. Dissertação de Mestrado. Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1985, 385 p.

MARINHO, F. A. M.; CHANDLER, R. J. Discussion: A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, v. 44, n. 3, p. 551-556. 1994.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, **Anais ...** p. 112-125, 18-20 out. 1995a.

MARINHO, F. A. M. Cavitação e a medição direta de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, **Anais ...** p. 126-142, 18-20 out. 1995b.

MARINHO, F.A.M . Medição de Sucção em Solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3., 1997, Rio de Janeiro, **Anais...**, Rio de Janeiro: Ed. Freitas Bastos, 1997, p. 399-416.

MARSHALL, R.L. A relation between permeability and size distribution of pores. **Journal Soil Science**, n.9(1), p. 1-8, 1958.

MARSHALL, R.J. Analisis de conocimientos sobre suelos cohesivos compactados. General Report. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 6., Lima, 1979, v. 1, p. 143-222. **General Report...**

MARSHALL, R.J. Analisis of fundamentals of compacted soils. Main Session, IV. Proc. Sixth Pan-American Conf. Soils Mech. Found. Engng. Lima, Peru. 1979. Vol 3:328-348. **General Report...**

MARTÍNEZ, G. S. S. **Avaliação do efeito da adição da cal na resistência ao cisalhamento de solos lateríticos estabilizados com cal**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1993.

MARTINS, F. B. **Automatização do Equipamento Triaxial Visando o Estudo de Solos Tropicais**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

MARTINS, F.B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente cimentado**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001. 303 p.

MARTINS, L. B., **Localização e Descrição de Várias Jazidas de Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1983.

MASWASWE, J. **Shear paths for a compacted soil during collapse due to wetting**. PhD dissertation, Imperial College, London. 1985. In: KHALILI, N. E.; KHABBAZ, M. H. A Unique Relationship for χ for Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soil". Technical Note. **Géotechnique** 48, n. 5, p. 681-687, 1998.

MATYAS, E. L.; RADHAKRISHNA, H. S. Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils. **Géotechnique**, v. 18, n. 4, p. 432-448, 1968.

MEDERO, G. M. **Análise do comportamento mecânico de um material colapsível**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001. 128p.

MELGAREJO, M. L.; RIDLEY, A. M.; DINEEN, K. A comparison of the soil-water characteristics curves for reconstituted and undisturbed samples of a colluvium from Rio de Janeiro. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, Recife, v. I, p. 313-316, 2002.

MIAU, L.; YIN, Z; LIU, S. Empirical function representing the shear strength of unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 24, n. 2, p. 220-223, 2001.

MITCHELL, J. K. **Panel discussion on compaction, testing, and test results**. Compaction of Soils. Chicago, American Society for Testing and Materials, p. 80-135, 1964.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behaviour**. New York: John Wiley and Sons, p. 422, 1976.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behaviour**. University of California, John Wiley and Sons, Inc., 1993. 437p.

MIUSSENS, C. Influence of compaction water content and its later variations on the behaviour of Large Mary Clay Embankements. Int. Conf. on Compaction. Paris. 1980. In: GEHLING, W. Y. Y. **Suelos expansivos: estudio experimental y aplicacion de un modelo teorico**. Tese de Doutorado. Universitat Politecnica de Catalunya – Escola Tecnica Superior D'enginyers de Camins, Canalys e Ports. Barcelona, 1994. 490p

MORGENSTERN, N. R; TCHALENKO, J. S. Microscopic structure in kaolin subject to direct shear. **Géotechnique**, v. 17, n. 4, p. 309-328, 1967.

MOREL, G. Effects du compactage sur les propriétés (notamment mécaniques) des matériaux. Rapport Général. INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPACTATION. Paris, v. 3, p. 55-78, 1980. **General report...**

NETO, P. M. S.; CARVALHO, J. C. de. Métodos para medir a sucção em solos não saturados. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS. 1995, Porto Alegre, **Anais ...** 18-20 out. 1995, p. 143-158.

NISHIGATA, T., ARAKI, S. Behaviour of unsaturated decomposed granite soil during water infiltration. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, Recife, v. II, p. 513-519.

NOGAMI, J.S. VILIBOR, D.F. Soils characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**, Krefeld. No. 19. 196-199. 1979.

NOGAMI, J. S.; VILIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS. 1. 1981, Rio de Janeiro, **Anais...**, Rio de Janeiro: COPPE/ABMS, 1981, vol, 1.p. 30-40.

OBBERG, A-L.; SALFORS, G. A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. In: ed. Alonso and Delage. 1st. INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL – UNSAT 95. Paris, 1995, **Proceedings...** sept. 6-8, 1995, Paris, Balkema, v. 1, p. 151-158.

OBBERG, A-L.; SAÄLFORS, G. Determination of shear strength parameters of unsaturated silt and sands based on the water retention curve. **Geotechnical Testing Journal**, v. 20, n.1, p. 40-48, 1997.

OLIVEIRA, A. J. I.; LEONARDOS, O. H. **Geologia do Brasil**. 2. ed. rev. e atual. Rio de Janeiro: Serviço de Informação Agrícola. 1943. 813p. (Série Didática 2).

OLIVEIRA, L. A. K. **Avaliação da colapsibilidade de solos com base em ensaios pressiométricos**. Tese de Doutorado em Engenharia – Geotecnia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

OLIVEIRA, M. O.; MARINHO, F. Resistência não saturada de um solo residual compactado avaliada em ensaios de compressão simples. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – COBRAMSEG. 12., São Paulo, **Anais ...** 2002.

PAVLAKIS, M. Prediction of foundation behavior in residual soils from pressuremeter test. Thesis Doctoral. Witwatersrand University, Johannesburg, 1983. In: BLIGHT, G.E., **Mechanical of residual soils**, Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

PEREIRA, J. H. F. et al. Anisotropic stress-strain law for wetting-induced soil collapse. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, Recife, v. I, p. 151-157, 2002.

PETTIJOHN, F. I. **Sedimentary Rocks**. 3rd Ed. 1975. Harper and Row. Pubs. New York.

PINTO, C.S. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Ed. Oficina das Letras, 2000.

POULOVASSILIS, A. Hysteresis of pore water, an application of the concept of independent domains. **Soil science**. vol. 93, p. 405-412, 1962.

PREGI, O. Natural lining materials. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PROCESS, TECHNOLOGY AND ENVIRONMENTAL IMPACT OF SANITARY LANDFILLS. Cagliari, II (paper XXVI): p. 1-7.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. **Soil properties affecting the lime stabilization of red tropical soil from north east Brazil**. PhD Thesis Doctoral, Universidade de Leeds, Inglaterra, 1979.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Amorphous Materials and Lime Stabilization Soils. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 10., Seção 12, Estocolmo, **Proceedings ...** 1981.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Study of the microstructure of lateritic soils using Scanning Electron Microscope. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON LATERIZATION PROCESSES, São Paulo, **Proceedings ...** v. I, p. 563-568, 1981.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Effects of deferation and removal of amorphous silica and alumina on selected properties of Brazilian lateritic soils. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON LATERITE, Tokyo, **Proceedings ...** v. II, p. 559-567, 1985.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Lateritic soils: chemical and geotechnical properties. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 10., and INTERNATIONAL CONFERENCE ON TROPICAL AND RESIDUAL SOILS. 3., Maseru, **Proceedings...** 1991.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B.; SIMMONS, J.V. Mineralogy and microstructure. In: BLIGHT, G.E., **Mechanical of residual soils**”, Ed. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1997. CAP DE LIVRO.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B.; SIMMONS, J. V. Mineralogy and microstructure. In: BLIGHT, G.E., **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997. cap.3, p. 31-40.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Comunicação verbal. 2003.

QUINTANS, F.A., **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico compactado submetido a estado de tensões triaxiais**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1979.

RAHARDJO, H.; FREDLUND, D.G. Consolidation apparatus for testing unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 19, n. 4, p. 341-353, 1996.

RESÉNDIZ, D. – On the Strength of Clayey Soils: a Study on Shearing Resistance Mechanism at the Structural Level – Pub. 126, Instituto de Ingeniería de México – 1965.

RICHARDS, B. G. Residual soils in Australia, 1985. In: BRAND E. W.; PHILLIPSON H. B. (eds.). **Sampling and testing of residual soils**. Hong Kong, Scorpion Press: p. 23-30.

RICHARDS, B. G. Geotechnical aspects of residual soils in Australia. In: BRAND, E. W.; PHILLIPSON, H. B. (eds) **Sampling and testing of residual soils**, Hong Kong, Scorpion Press: p. 23-30. In: FOOKES, P. G. In: **Tropical residual soils**, Geological Society Professional Handbooks, 1997.

RICHARDS, B. G.; EMERSON, W. W.; PETER, P. Discussion of “*Evaluation of soil suction components*” by T. B. Edil and S. E. Motan. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, p. 41-47. Philadelphia. 1986.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. A new instrument for measuring soil moisture suction. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING CHARACTERISTICS OF ARID

SOILS. 1., 1993, London, **Proceedings ...** London: A. A. Balkema, 6-7 July 1993. p. 289-295.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. Measurement of suction in materials which swell. **Mechanics of Swelling. Appl Mech Rev**, Edited by Theodoros K. Korialis, v. 48, n. 10, p. 727-732, oct. 1995.

RIDLEY, A.M.; WRAY, W. K. Suction measurement: a review of current theory and practices. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 1995, Paris, **Proceedings ...** 1995.

RIDLEY, A.M.; BURLAND, J. B. **A pore water pressure probe for the in situ measurement of a wide range of soil suctions.** London: Thomas Telford, 1996.

RIGO, M.L., **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do Estado do Rio Grande do Sul.** Dissertação de mestrado. PPGEC – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2000.

RIGO, M.L.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; FLORES, J.A. Efeitos do Intemperismo na Resistência ao Cisalhamento de Solos Saprolíticos de Basalto. Geosul 2000. Porto Alegre. **Anais ... 2000.**

RODDA, K.V. et al. Coping with dam construction problems in a tropical environment. Engineering and construction in tropical and residual soils. ASCE - American Society of Civil Engineers. Honolulu, p. 695-713, 1982. In: BLIGHT, G.E. **Mechanical of Residual Soils**, Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema 1997.

RODRIGUES, M. R. DE. **Influência da sucção no módulo de resiliência do solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 1997.

RÖHM, S. A.; VILAR, O. M. Shear strength of an unsaturated sandy soil. Unsaturated Soils, ed. Alonso and Delage. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 1995. 1., Paris, **Proceedings...**, Balkema, v. 1, p. 189-193.

RÖHM, S. A. Solos não-saturados. Monografia Geotécnica n. 4. Publicação 081/93, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia. 1997.

ROMO, M. P.; MENDONZA, M. L.; YANES, M. (1979). Influence of microstructure on the suction developed by a compacted soil. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE CIMENTACIONES. 6., Lima, **Proceedings ...** v. 2, p. 521-529.

SANTOS, P. S. **Ciência e tecnologia de argilas**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., São Paulo, v. 1, 1989.

SATO, N. M. N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos**. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

SATO, T.; SAKURAGI, N.; KUWAYAMA, T. Fabric of undisturbed and compacted volcanic soil estimated. Unsaturated soils. **Proceedings...** Paris. 1995. Alonso e Delage (eds), 1996. Vol: 1527-1540.

SATIJA, B.S. **Shear behaviour of partly saturated soils**. PhD thesis, Indian Institute of Technology, Delhi. 1978. In: KHALILI, N. E.; KHABBAZ, M. H. A Unique Relationship for χ for Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soil". Technical Note. **Géotechnique** 48, n. 5, p. 681-687, 1998.

SEED, H. B.; MITCHELL, J. K.; CHAN, C. K. The Strength of Compacted Cohesive Soils. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS. 1960. New York, **Proceedings ...** Boulder. New York: Proc.American Society of Civil Engineers - ASCE, v. 1, p.877-964, 1960.

SEED, H. D.; CHAN, C.K. Structure an Strength of compacted clays, Proc. ASCE, Vol. 85, no. SM5, paper 2216, 1959. Apud MAIOLINO, A. L. G. **Resistência ao cisalhamento de solos compactados: Uma proposta de tipificação**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1985. 385 p.

SEED, H.B. LEE, K.L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loadings. **Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division**. ASCE. 1996. Vol 92. SM6. pp 105-134.

SHERMAN, G. D.; MATSUAKA, W. Y., IKAWA, H., UEHARA, G. The role of the amorphous fraction in the properties of tropical soils. **Agrochimica VIII**. v. 2, p. 146-163, 1964.

SHI BIN. Quantitative analysis of the microstructural changes of remoulded clayey soil in the process of compaction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 1. UNSAT'1995. Paris, **Proceedings ...** 6-8 sept. 1995, v. I, p. 26-30.

SILLS, I. D.; AYLMOORE, L. G. A.; QUICK, J. P. A comparison between mercury injection and nitrogen sorption as methods of determining pore size distribution. **Soil Science Society of America**, n. 37, p.535-553, 1973.

SIMMONS, J. V.; BLIGHT, G. E. Compaction. In: BLIGHT, G. E. **Mechanical of Residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

SIVARAJASINGHAM, S. et al. Laterite. **Adv. Agrin.**, n. 14, p. 1-60, 1962.

SKINNER, A.E. A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. **Géotechnique**, v. 19, p. 105-157, 1969.

SMITH, G. N.; SMITH, I. G. N. **Element of soils mechanics**. 7th ed. London. Ed. Blackwell science, 1998. 494 p.

SRIDHARAN, A.; ALTSCHAEFFL, A. D.; DIAMOND, S. (1971). Pore size distribution studies. **Journal of the Soil Mech. and Found. Division**, ASCE. 97 (SM5) p.133-144.

SRIDHARAN, A.; RAO, A. S.; MAKAN, S. Shear strength behaviour of expansive clays. In: ASIAN CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGRG. 7., Haifa, **Proceedings ...**, Haifa: Thaligraph Ltd. 1983, v. 1, p. 80-83.

SUPERINTENDÊNCIA DO DESENVOLVIMENTO DO NORDESTE – SUDENE. Capacidade de uso das terras. **Série Edafologia**, n.º 4, Recife, 1974a.

SUPERINTENDÊNCIA DO DESENVOLVIMENTO DO NORDESTE – SUDENE. **Inventário hidrogeológico básico do nordeste**. Recife, 1977.

SUPERINTENDÊNCIA DO DESENVOLVIMENTO DO NORDESTE – SUDENE. **Mapa de regiões bioclimáticas e mapa de isoietas**. Recife, 1974b.

SUN, D. A.; MATSUOKA, H.; XU, Y. F. Collapse of compacted clays using triaxial test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, Recife, v. I, p. 631-634.

SURIOL, J.; GENS, A.; ALONSO, E. E. Volumetric behaviour of a compacted soil upon wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 3., UNSAT 2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, v. 2, p. 619-623.

TAN, W. C.; SIVAKUMAR, V.; DORAN, I. G. Behaviour of compacted clays during wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. 3., UNSAT 2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 mar. 2002, v. 2, p. 625-634.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1948. 700p.

TERZAGHI, K. Design and Performance of Sasumua Dam., Proceedings Institution of Civil Engineers, London, v. 9, p. 369-395, 1958. In: BLIGHT, G.E. **Mechanical of Residual Soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

TOLL, D. G. A Framework for Unsaturated Soil Behaviour. **Géotechnique** 40, n. 1, p. 31-44. 1990.

VANAPALLI, S. K. **Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil**. Thesis Doctoral. University of Saskatchewan, Canada, 1994.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E.; CLIFTON, A.W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 33, p. 379-392. 1996.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The relationship between the soil-water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till. **Geotechnical Testing Journal**, v. 19, n. 3, p. 259-268. 1996.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Géotechnique** 49, n. 2, p. 143-159, 1999.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G. Comparison of different procedures to predict unsaturated soils. **Geo-Denver**. Vol I:195-209. August. (2000).

VANAPALLI, S. K. A simple experimental procedure for determining fitting parameter, k for predicting the shear strength of an unsaturated soil. 54th CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 2001. **Proceedings...** An Earth Odyssey, Calgary, pp.622-629.

VANAPALLI, S.K.; LOBBEZOO, J.P. A normalized function for predicting the coefficient of permeability of unsaturated soil. 3rd. INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. 10-13 march. 2002. Recife. **Proceedings**. Vol 2:839-844.

VARGAS, M. Engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. 3rd. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANIC AND FOUNDATION ENGINEERING. Zurich. **Proceedings**. 1953. v.1:259-268.

VARGAS, M. Engineering properties of residual soils from south-central region of Brazil". In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENG. GEOLOGY. 2., São Paulo, Proceedings ... v. 1, p.5.1-5.26, 1974. In: BLIGHT, G. E. **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: Ed. da Universidade de São Paulo, 1977.

VAUGHAN, P. R. Engineering properties of residual soils from south-central region of Brasil. INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENG. GEOLOGY. **Proceedings...** São Paulo, SP 1:5.1-5.26.

VAUGHAN, P. R. Mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic soils, particularly as related to their structure and mineral components. General Report Session 2. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS. 1985, Brasilia, **Proceedings ...** vol. 1, p. 229-237.

VERTAMATI, E.; ARAÚJO, F. A. R.; PAPPALARDO, F.R. Estudo da erodibilidade de solos tropicais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. 6., e CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9., 1990, Salvador, **Anais...** Salvador: ABGE/ABMS, 1990. v. 1, p. 363-370.

VERTAMATI, E.; ARAÚJO, F. A. R. Uma nova abordagem para a previsão do grau de erodibilidade de solos tropicais. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE CONTROLE DE EROSÃO, 5., 1995, Brasília, **Anais...** Brasília: ABMS, 1998, v. 1, p. 573-579.

VILAR, O. M. et al. Ensaio de campo e laboratório em solos não saturados. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS. Porto Alegre, 18-20 out. 1995.

VILAR, O. M. Collapse behaviour analysis of a clayey sand using different testing procedures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 3., UNSAT'2002. Recife, **Proceedings ...** 10-13 march, 2002. v. II, p. 571-576.

VINALE, F. D'ONOFRIO A.; MANCUSO, C.; SANTUCI DE MAGISTRIS, F.; TATSUOKA, F. The prefailure behaviour of soils as construction materials. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PREFAILURE DEFORMATION CHARACTERISTIC OF GEOMATERIALS, 2., 1999, Torino, **Proceedings ...** sept, 1999.

WAN, A. W. L.; GRAY, M. N.; GRAHAM, J. 1995. On the relations of suctions moisture content and soil structure in compacted clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1., UNSAT'1995. Paris, **Proceedings ...** 6-8 sept. 1995, v. I, p. 215-222.

WERK, S. M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

WESLEY, L. D.; IRFAN, T. Y. Classification of residual soils. In: BLIGHT, G. E. **Mechanical of residual soils.** Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.

WESLEY, L. D.; MATUSCHKA, T. Geotechnical engineering in volcanics ash soils. In: 2nd INTERNATIONAL CONFERENCE GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS. Singapore, **Proceedings ...** v. 1, p. 333-342, 1988. In: FOOKES, P. G. **Tropical residual soils.** Edited by Geological Society Professional Handbooks, 1997.

WHEELER, S.J.; SIVAKUMAR, V. An elastoplastic critical state framework for unsaturated soils. **Géotechnique**, 45. No. 1, 35-53. 1995.

WROTH, D. M.; HOULSBY, G. T. Soil Mechanics: Property characterization and analysis procedure. In: 11th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1985. San Francisco, **Proceedings...** v. 1, p. 1-55.

YUDHBIR. Collapsing behaviour of residual soils. Proc. 7th SOUTHEAST ASIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, Hong Kong, Vol. 1, pp. 915-930. 1982.

LEGENDA:

- ASCE - American Society of Civil Engineers
- ASTM - American Society for Testing and Materials
- H.R.B. - Highway Research Board
- ICES - International Conference Expansive Soils
- SMFE - Soil Mechanics and Foundation Engineering

ANEXO I

Velocidade de cisalhamento

A Tabela 1 apresenta velocidades de cisalhamento adotadas por vários autores para rompimento das amostras em ensaios de cisalhamento direto e cisalhamento direto com controle de sucção. Considerando-se que as aproximações teóricas levam a valores de tempo de ruptura excessivamente elevados (Bastos, 1999), resolveu-se adotar um tempo compatível com o tipo de solo e densidade imposta. Desta forma, foi adotada uma velocidade de $2,04 \times 10^{-4}$ mm/s, entre a adotada por Vanapalli (1994) para um tilito glacial compactado e a adotada por Camapum de Carvalho (1981) para os mesmos solos desta tese.

Tabela 1. Referências de valores de velocidades de cisalhamento (v) para ensaios de cisalhamento direto com controle de sucção

SOLO	v(mm/s)	Referência
Argila de Madrid	$1,4 \times 10^{-4}$	Escario (1980) apud Escario e Saez (1986)
Argila de Madrid, areia argilosa de Madrid e argila vermelha de Guadalix de la Sierra	$2,8 \times 10^{-5}$	Escario e Saez (1986)
Tilito glacial	$1,76 \times 10^{-4}$	Gan e Fredlund (1988)
Tilito glacial	$2,08 \times 10^{-4}$	Vanapalli (1994)
Solo coluvionar e residual de gnaiss do rio de Janeiro	$6,1 \times 10^{-4}$	Fonseca (1991)
Solo coluvionar e residual de gnaiss do rio de Janeiro	$2,03 \times 10^{-4}$	Delgado (1993)
Solo residual de gnaiss	$1,97 \times 10^{-3}$	Camapum de Carvalho (1981)
Solo residual de arenito	$2,03 \times 10^{-4}$	Bastos (1999)

TEMPO DE EQUALIZAÇÃO

A variação de umidade para se chegar a uma determinação sucção, depende da sucção que se está aplicando e da sucção inicial do solo. Desta forma, vários autores tem optado por conduzir as amostras às sucções nas quais se deseja o equilíbrio, antes de inserí-las no sistema. A velocidade em que ocorrem as variações de umidade é fortemente influenciada

pela impedância do sistema de drenagem (condutividade hidráulica e altura de drenagem da amostra e da pedra porosa) e pela fase do processo de transferência de umidade (líquida ou vapor) (Jucá, 1990).

Neste estudo, a estimativa do tempo de equalização para ensaios de cisalhamento direto e ensaios edométricos com controle de sucção, baseou-se em estudos de Jucá (1990) e Vanapalli (1994). Jucá(1990) analisando o tempo de equalização para a argila de Gris (cujas propriedades encontram-se relacionadas a seguir) adotou um período para equalização conforme o demonstrado na Figura 1, que relaciona a variação da umidade em função do tempo para as duas trajetórias, secagem e umedecimento. Vanapalli (1994) estudando um tilito glacial adotou períodos de 5 a 7 dias para equalização dependendo da tensão neta imposta.

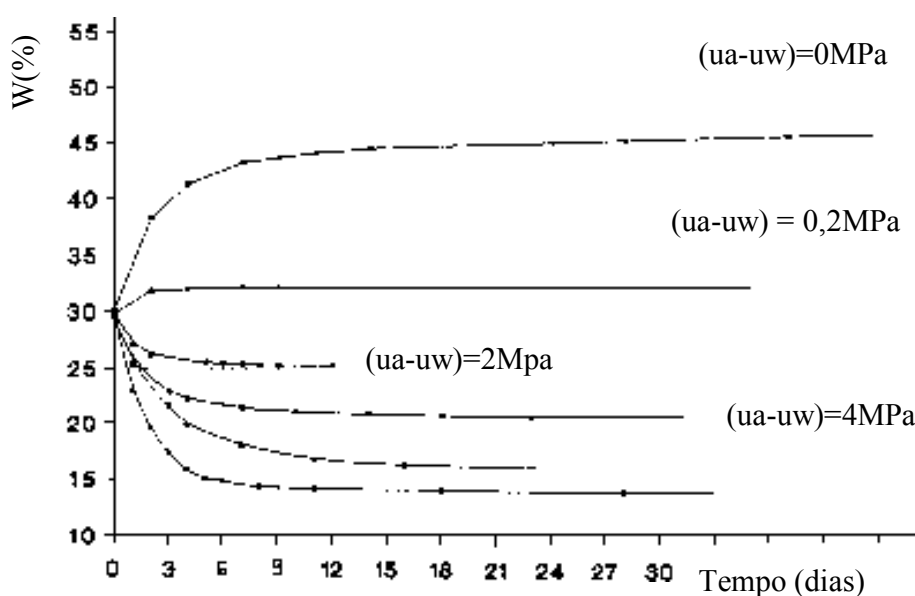


Figura 1. Variação de umidade com o tempo devido a diferentes valores de sucção matricial (Jucá, 1990).

Argila de Griss: $K = 2,8 \times 10^{-7}$ cm/s; $IP = 35\%$; $W_{hig} = 5,0\%$; $e_0 = 1,03$; $S_0 = 76\%$.

Conforme se observa, quanto maior a sucção imposta menor é o tempo requerido para variação da umidade na trajetória de secagem. Segundo a Figura 1, para a argila de Griss 6 dias foram necessários para secar a amostra em até 5%.

No caso desta tese, as amostras já se encontravam pré-condicionadas na umidade correspondente à sucção desejada, com base nas curvas características. Desta forma, um tempo de 7 dias foi considerado suficiente para o equilíbrio de sucção.