

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DA COLAPSIBILIDADE DA ARGILA POROSA DE
BRASÍLIA PELO FLUXO DE CONTAMINANTES**

JAMES DEAN DA SILVA

ORIENTADOR: PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, D.Sc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: ABRIL DE 2006

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DA COLAPSIBILIDADE DA ARGILA POROSA DE
BRASÍLIA PELO FLUXO DE CONTAMINANTES

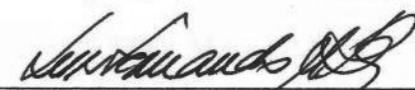
JAMES DEAN DA SILVA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

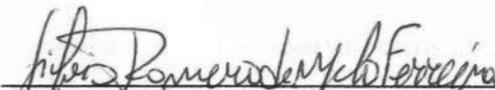
APROVADA POR:



PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADOR)



LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



SÍLVIO ROMERO DE MELO FERREIRA, D.Sc. (UFPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 11 DE ABRIL DE 2006

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, JAMES DEAN DA

Estudo da Colapsibilidade da Argila Porosa de Brasília pelo Fluxo de Contaminantes. [Distrito Federal] 2006.

xxi, 141p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2006)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Solos Colapsíveis

2. Contaminantes

3. Comportamento Mecânico

4. Interação físico-química

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, J. D. (2006). Estudo da Colapsibilidade da Argila Porosa de Brasília pelo Fluxo de Contaminantes. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-146/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141p.

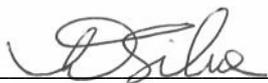
CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: James Dean da Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo da Colapsibilidade da Argila Porosa de Brasília pelo Fluxo de Contaminantes.

GRAU / ANO: Mestre / 2006

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



James Dean da Silva

Rua São Luís, nº 21, Igapó

59104020 – Natal / RN – Brasil

DEDICATÓRIA

O que esperar da nossa profissão?
Muita gente só pensa no *status*, no dinheiro
ou no sucesso, enquanto a sociedade
espera de nós respostas para os problemas
que afligem o país!
Pensar a profissão na sua dimensão social de forma
a promover melhoria de vida, resgate
da dignidade humana e mais igualdade social,
com os braços erguidos para cima, para o Pai,
mas os pés plantados no chão, na profissão,
conciliando vida e fé, oração e ação
é uma marca dos que abraçaram o sonho de
“*universidades renovadas*”

(Ivna Sá dos Santos)

AGRADECIMENTOS

A Deus-Pai, por mostrar Sua vontade em minha profissão, a Deus-Filho, por Seu amor e amizade naquilo que faço e a Deus-Espírito Santo, por Seu amparo em todos os momentos.

A João Paulo e Creuza Gonçalo, meus avós (in memoriam), e a minha mãe Ivanete de Paula, por sempre terem me proporcionado a melhor educação em todos os aspectos que alguém necessita ter e serem a base sólida para eu chegar onde estou.

Ao meu orientador, professor Pedro Murrieta Santos Neto, por seu auxílio em tudo que precisei, por seu incentivo e empenho, por sua grande simpatia, amizade e seriedade, por sua criatividade no tema proposto, pelos bons conselhos e recomendações que sempre me deu. Muito obrigado.

Ao professor Luis Fernando Ribeiro o qual, junto ao meu orientador, ouviu meus questionamentos, pelas sugestões de ensaios e, junto aos senhores José Gonçalves de Matos e Lourival Souza, técnicos do CME, Departamento de Engenharia Elétrica da UnB, pelas dicas na construção dos equipamentos complementares à pesquisa.

A Isabella Matheus, Jenny Coronado, Joice Milonas, Marianna Jacominy, Priscila Bento, Sandra Echeverria e Wallace Roque – minha turma de 2004. O Mestrado com vocês se tornou mais divertido e agradável. Valeu pelos momentos de estudo, encarando com bom humor os problemas que cada um enfrentou em seu trabalho. Valeu pelos constantes momentos de lazer em alguma pizzaria, creperia ou na casa de alguns. Nós nos tornamos como um solo 100 % argiloso: Sem atrito, só coesão!!!

Aos colegas “extra-turma”: Elza Conrado, Maruska Silva e Suzana Dellabianca pelas dicas e sugestões no Mestrado, ao “irmão” geotécnico Luiz Tejada, pelo incentivo e apoio e aos demais amigos mestrados e doutorandos da Geotecnia.

Ao técnico Ricardo pelo seu trabalho na retirada dos blocos de amostra indeformada, ao estagiário Valter, pelo auxílio nos ensaios de sucção e a todo o pessoal do Laboratório de Geotecnia pelo agradável convívio diário durante todo o tempo da parte da pesquisa.

À professora Edir Guimarães do Instituto de Geociências da UnB pela realização dos ensaios de Difratomia de Raios-X.

À professora Sônia Bão e a seu orientando, Bruno Arrivabene, do Laboratório de Microscopia do Instituto de Biologia da UnB pelo auxílio nos ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura.

Ao professor Olavo Francisco dos Santos Júnior, da UFRN, por, durante todo o período de Iniciação Científica, sempre ter despertado e incentivado em mim o direcionamento à pesquisa científica, o interesse pela Geotecnia e por me ensinar com seu profissionalismo a me dedicar com empenho às atividades a mim apresentadas.

A todos os participantes do Projeto Universidades Renovadas (Ministério da Renovação Carismática Católica) do Rio Grande do Norte e do Distrito Federal. Agradeço muito a todos pela grande amizade, orações e palavras de conforto nos momentos difíceis e de preocupação com a pesquisa. Com vocês aprendi que é sempre bom enxergar que após as dificuldades, movidos pela esperança, alcançamos a vitória certa. Obrigado por me ensinarem a conciliar “Fé & Razão” e me tornar um renovado Profissional do Reino a serviço do próximo.

A Comunidade Católica da UnB.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

RESUMO

ESTUDO DA COLAPSIBILIDADE DA ARGILA POROSA DE BRASÍLIA PELO FLUXO DE CONTAMINANTES

A cidade de Brasília-DF está situada numa camada de solo colapsível comumente chamada de “argila porosa”. Nesta região, nos últimos anos, têm ocorrido vazamentos de combustíveis dos tanques subterrâneos de armazenamento existentes. A cidade também apresenta uma área destinada à disposição de resíduos sólidos urbanos, o aterro do Jockey Club, o qual tem apresentado aumento na produção de chorume, principalmente devido à intensidade de precipitações pluviométricas. O fluxo desses líquidos nas camadas do solo nas proximidades dos pontos de contaminação representa um problema e a possibilidade de impacto mecânico pela interação do percolante dos mesmos se tornou importante conhecer.

Sendo assim, neste trabalho, foram analisadas as alterações no comportamento mecânico do solo de Brasília relacionado ao colapso do mesmo pelo fluxo de álcool, gasolina e chorume. Ensaios de laboratório foram realizados para identificar e quantificar a colapsibilidade pela percolação destes líquidos. Para a medição do grau de colapso foram realizados ensaios simples e duplo oedométricos. Outros ensaios, como por exemplo, microscopia eletrônica de varredura e ensaios químicos, foram realizados de modo a auxiliar e complementar o entendimento das mudanças ocorridas no solo na presença dos contaminantes usados.

Os resultados dos ensaios indicaram que os solos inundados com os combustíveis apresentaram colapsibilidade inferior a encontrada quando o solo está na presença da água, líquido mais comum em que o solo mantém contato. Entretanto, o chorume se mostrou um contaminante bastante dispersor dos agentes cimentantes presentes no solo estudado, causando um maior rompimento da estrutura e conseqüente colapso de quase 50 % maior que o encontrado com a água.

ABSTRACT

STUDY OF THE COLLAPSIBILITY OF THE POROUS CLAY FROM BRASÍLIA DUE CONTAMINANTS FLOW

Brasília city is located on a porous collapsible soil layer and several leakages of storage petrol tanks have been observed recently. The city also has an area used for domestic waste disposal, the Jockey Club landfill. In this place, an increase in leachate production has been observed, being the effluent volume caused mainly by rainfall. A study on the flow of contaminant in this soil is justifiable, as the contamination of the subsoil poses an important risk to the environment and may cause changes in soil behaviour.

This thesis investigated changes on the mechanic behaviour of soil caused by structural collapse due to flow of alcohol, gasoline and leachate. The collapsibility of the soil was investigated by simple and double oedometer tests. Microstructure studies and interaction between physical and chemical properties of soil and fluids are important for the understanding on the changes in the behaviour of the porous soil in presence of contaminant.

From the tests results, it was possible to identify that the amount of collapse caused by alcohol and gasoline flow was smaller than that caused by water. However, it was also observed that the leachate is a contaminant that causes a high deflocculating action on the soil cemented particles. This action promotes breakage of the soil structure and consequent collapse that can be 50% higher than that caused by water.

ÍNDICE

1 – Introdução	1
1.1 – Considerações	1
1.2 – Objetivos	2
1.3 – Estrutura da Dissertação	2
2 – Revisão Bibliográfica	5
2.1 – Solos Não Saturados	5
2.1.1 – Considerações	5
2.1.2 – Sucção	8
2.2 – Solos Colapsíveis	9
2.2.1 – Ocorrência de Solos Colapsíveis	11
2.2.2 – Processos de Formação dos Solos Colapsíveis	13
2.2.2.1 – Depósitos Eólicos	13
2.2.2.2 – Depósitos Formados Aluvionares	14
2.2.2.3 – Depósitos Coluvionares	14
2.2.2.4 – Depósitos Residuais	15
2.2.2.5 – Depósitos de Solos Compactados	15
2.2.3 – Colapso	16
2.2.4 – Causas da Ocorrência do Colapso	17
2.3 – Estrutura dos Solos Colapsíveis	20
2.4 – Interação do Líquido Percolante com o Solo Colapsível	26
2.5 – Critérios de Identificação e Quantificação do Colapso	32
2.5.1 – Ensaio de Laboratório	33
2.5.1.1 – Identificação do Colapso	33
2.5.1.2 – Quantificação do Colapso	34
2.5.2 – Ensaio de Campo	41
3 – Metodologia	46
3.1 – Local Estudado	46

3.2 – Amostragem	47
3.2.1 – Solo	47
3.2.2 – Contaminantes	48
3.2.2.1 – Combustíveis: Gasolina e Álcool	48
3.2.2.2 – Chorume	49
3.3 – Ensaio de Laboratório	49
3.3.1 – Ensaio de Caracterização Geotécnica do Solo	50
3.3.2 – Ensaio de Identificação Expedida MCT.....	50
3.3.3 – Ensaio de Caracterização Química	51
3.3.4 – Ensaio de Dispersão Química	51
3.3.5 – Ensaio Oedométricos	52
3.3.6 – Ensaio de Sucção pelo Método do Papel Filtro	54
3.3.6.1 – Sucção com Contaminantes	56
3.3.7 – Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura	57
3.3.7.1 – Princípio de Funcionamento.....	57
3.3.7.2 – Preparação da Amostra e Procedimento do Ensaio.....	58
3.3.8 – Ensaio de Difractometria de Raios-X	59
3.4 – Equipamento.....	60
3.4.1 – Comentários	60
3.4.2 – Vantagens do Equipamento	61
3.4.3 – Descrição do Equipamento	62
3.4.4 – Equipamento Complementar Utilizado	64
3.4.5 – Preparação da Amostra	67
3.4.6 – Montagem do Equipamento	69
4 – Resultados e Análises	76
4.1 – Ensaio de Caracterização Geotécnica do Solo	76
4.2 – Ensaio de Caracterização Química do Solo	80
4.3 – Ensaio de Dispersão Química do Solo	82
4.4 – Ensaio de Difractometria de Raios-X	87
4.5 – Ensaio Oedométricos	89
4.5.1 – Ensaio Simples Oedométricos	89
4.5.2 – Ensaio Duplo Oedométricos	102

4.5.3 – <i>Quantificação do Colapso</i>	106
4.6 – <i>Ensaio de Sucção e Curvas Características</i>	120
4.7 – <i>Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura</i>	122
5 – <i>Conclusões</i>	129
5.1 – <i>Considerações Finais do Trabalho</i>	129
5.2 – <i>Sugestões</i>	132
<i>Referências</i>	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Solos colapsíveis no mundo (Vilar <i>et al.</i> , 1981)	12
Tabela 2.2 – Características de fluidos de percolação usados em ensaios oedométricos (modificado de Mariz, 1993).....	27
Tabela 4.1 – Índices físicos do solo estudado	77
Tabela 4.2 – Composição granulométrica.....	77
Tabela 4.3 – Índices obtidos dos ensaios expeditos MCT	79
Tabela 4.4 – Identificação expedita da classificação MCT (Nogami & Villibor, 1994)	80
Tabela 4.5 – Composição química do solo estudado	81
Tabela 4.6 – Composição química do solo estudado - continuação.....	82
Tabela 4.7 – Índices de colapso obtidos dos ensaios simples oedométricos sob tensão de inundação de 50,0 kPa.....	90
Tabela 4.8 – Dados obtidos dos ensaios duplo oedométricos	104
Tabela 4.9 – Coeficientes de colapsibilidade por Reginatto & Ferrero (1973).....	107
Tabela 4.10 – Valores de Δe obtidos dos ensaios oedométricos à 50,0 kPa	116
Tabela 4.11 – Recalques e percentagens de recalque com o tempo durante a inundação	120

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Solos colapsíveis no Brasil (Ferreira & Lacerda, 1993)	12
Figura 2.2 – Arranjos estruturais de alguns solos colapsíveis (Alonso <i>et al</i> , 1987)	20
Figura 2.3 – Arranjos estruturais de solo colapsível (Rodrigues, 2003)	21
Figura 2.4 – Arranjos estruturais de solo colapsível (Mendonça e Mahler (1994)	21
Figura 2.5 – Arranjos estruturais de solo colapsível (Ferreira e Silva, 2004)	22
Figura 2.6 – Arranjo estrutural devido à capilaridade (Dudley, 1970)	23
Figura 2.7 – Arranjo estrutural de grãos de areia e vínculos de silte (Dudley, 1970).....	23
Figura 2.8 – Arranjo estrutural com grãos de areia e vínculos de argila (Dudley, 1970)	24
Figura 2.9 – Arranjo estrutural com grãos de areia e contrafortes de argila (Dudley, 1970)....	24
Figura 2.10 – Arranjo estrutural com grãos de areia e vínculos de argila devido a <i>mud flow</i> (Dudley, 1970)	25
Figura 2.11 – Arranjo estrutural com pontes de argila entre grãos de argila (Clemence & Finbarr, 1981).....	26
Figura 2.12 – Curvas de compressibilidade natural e inundada para um solo colapsível (Reginatto & Ferrero, 1973)	35
Figura 2.13 – Tensões utilizadas para na quantificação do colapso do solo (Reginatto & Ferrero, 1973).....	36
Figura 2.14 – Curva típica de ensaio simples oedométrico (Jennings & Knight, 1975)	38
Figura 2.15 – Curva típica de ensaio duplo oedométrico e ajuste para solos normalmente adensados (Jennings & Knight, 1975).....	39
Figura 2.16 – Curva típica de ensaio duplo oedométrico e ajuste para solos sobre-adensados (Jennings & Knight, 1975).....	39
Figura 2.17 – Variação volumétrica ocorrida no ensaio pressiométrico (Kratz de Oliveira <i>et</i> <i>al.</i> , 2000)	43
Figura 2.18 – Curvas do ensaio pressiométrico para medir colapso (Kratz de Oliveira <i>et al.</i> , 2000)	44
Figura 3.1 – Local estudado	47
Figura 3.2 – Contatos papel filtro-amostra para medida de sucção	55
Figura 3.3 – Células Rowe	62
Figura 3.4 – Partes componentes da célula Rowe.....	63

Figura 3.5 – Corte transversal esquemático da célula.....	63
Figura 3.6 – Interfaces ar-líquido.....	65
Figura 3.7 – Célula Rowe e equipamento complementar	65
Figura 3.8 – Arranjo geral com detalhes das conexões e tubulações.....	66
Figura 3.9 – Moldagem dos corpos de prova.....	67
Figura 3.10 – Disco rígido posicionado dentro do anel de moldagem com o corpo de prova..	68
Figura 3.11 – Posicionamento do papel filtro e pedra porosa inferior sobre a superfície inferior da amostra	69
Figura 3.12 – Corte esquemático do arranjo final da amostra no anel.....	69
Figura 3.13 – Preenchimento das conexões da célula-base e do medidor de variação de volume com água deaerada	70
Figura 3.14 – Posicionamento da célula-corpo	71
Figura 3.15 – Vedação do espaço entre o anel e a parede da célula-corpo.....	71
Figura 3.16 – Disco de borracha para evitar impregnação da amostra	72
Figura 3.17 – Amostra preparada com células-base e corpo.....	72
Figura 3.18 – Posicionamento da célula-topo	73
Figura 3.19 – Contato entre as células-corpo e topo	73
Figura 3.20 – Célula montada com extensômetro medidor de recalques.....	74
Figura 4.1 – Curvas granulométricas do solo.....	78
Figura 4.2 – Carta de Plasticidade para o solo estudado.....	79
Figura 4.3 – Líquidos inundantes.....	82
Figura 4.4 – Efeito da água na dispersão de torrão de argila	83
Figura 4.5 – Efeito dos combustíveis na dispersão do torrão de argila.....	84
Figura 4.6 – Efeito do chorume na dispersão do torrão de argila	85
Figura 4.7 – Líquidos com torrões ao final do ensaio.....	86
Figura 4.8 – Difratoograma para o solo natural	87
Figura 4.9 – Difratoograma para o solo inundado com chorume	88
Figura 4.10 – Difratoograma para o solo inundado com gasolina comum	88
Figura 4.11 – Difratoograma para o solo inundado com álcool comum.....	89
Figura 4.12 – Colapso sob inundação do �lcool.....	90
Figura 4.13 – Colapso sob inundação da gasolina	91
Figura 4.14 – Colapso sob inundação do chorume	93
Figura 4.15 – Configuração da dupla camada elétrica (Mitchell, 1993).....	95

Figura 4.16 – Alteração do pH do solo pela inundação do contaminante.....	95
Figura 4.17 – Adsorção de cátions precipitados no líquido de inundação.....	96
Figura 4.18 – Aumento da dupla camada elétrica.....	96
Figura 4.19 – Colapso sob inundação da água.....	97
Figura 4.20 – Tensão capilar devido água e força grão a grão atuante.....	98
Figura 4.21 – Redução da força grão a grão devido à inundação.....	98
Figura 4.22 – Curvas de compressibilidade normalizadas.....	99
Figura 4.23 – Relação entre o pH do líquido e o índice de colapso do solo.....	99
Figura 4.24 – Relação entre a constante dielétrica do líquido e o índice de colapso do solo.....	100
Figura 4.25 – Variação de líquido da amostra com as tensões de 100, 200 e 400 kPa.....	101
Figura 4.26 – Relação entre a variação de líquido e a variação de volume da amostra para as tensões de 100, 200 e 400 kPa.....	101
Figura 4.27 – Curvas de compressibilidade do ensaio duplo oedométrico.....	103
Figura 4.28 – Curvas de compressibilidade do ensaio duplo oedométrico normalizadas.....	103
Figura 4.29 – Curvas de compressibilidade para cada líquido com seus valores de tensão de pré-adensamento.....	106
Figura 4.30 – Curva de compressibilidade natural e inundada com álcool.....	108
Figura 4.31 – Curva de compressibilidade natural e inundada com gasolina.....	108
Figura 4.32 – Curva de compressibilidade natural e inundada com água.....	109
Figura 4.33 – Curva de compressibilidade natural e inundada com chorume.....	109
Figura 4.34 – Zona de colapso para amostra inundada com álcool.....	110
Figura 4.35 – Zona de colapso para amostra inundada com gasolina.....	111
Figura 4.36 – Zona de colapso para amostra inundada com água.....	112
Figura 4.37 – Zona de colapso para amostra inundada com chorume.....	113
Figura 4.38 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com álcool.....	114
Figura 4.39 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com gasolina.....	114
Figura 4.40 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com água.....	115
Figura 4.41 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com chorume.....	115
Figura 4.42 – Variação do volume de líquido com o carregamento.....	117
Figura 4.43 – Relação entre a variação de líquido e a variação de volume da amostra.....	118

Figura 4.44 – Relação entre a razão de pré-adensamento e o índice de colapso do solo.....	119
Figura 4.45 – Recalque em função da raiz do tempo durante à inundação à 50,0 kPa	119
Figura 4.46 – Curvas características	121
Figura 4.47 – Estrutura da amostra indeformada (150x)	123
Figura 4.48 – Estrutura da amostra indeformada (250x)	124
Figura 4.49 – Estrutura da amostra indeformada (20x)	124
Figura 4.50 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com gasolina	125
Figura 4.51 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com álcool	125
Figura 4.52 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com água	126
Figura 4.53 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com chorume.....	126

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Al	Alumínio
Å	Ângstrom (s)
ap	Alta Plasticidade
C	Carbono
C	Coefficiente de Colapsibilidade (Reginatto & Ferrero, 1973)
Ca	Cálcio
Cc	Índice de Compressão
CA	Contraforte de Argila
CH	Argila de Alta Compressibilidade
CL	Argila de Baixa Plasticidade
C'	Contração da Pastilha
cm	Centímetro (s)
cm/s	Centímetro (s) por Segundo
CP	Coefficiente de Colapsibilidade (Basma & Tuncer, 1973)
cP	Centi Poise
Cpress	Colapso Pressiométrico (Kratz de Oliveira et al., 2000)
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
CP	Corpo de Prova
Cu	Coefficiente de Uniformidade do Solo
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EPIA	Estrada Parque Indústria e Abastecimento
e	Índice de Vazios
e'	Índice da Classificação MCT
e _{inicial}	Índice de Vazios Inicial
et al.	”et alii” – e outros
Fe	Ferro
g	Grama (s)
GC	Grau de Compactação
Gs	Densidade Real dos Grãos Sólidos
H	Hidrogênio

H ₂ O.....	Água
i.....	Índice de Colapso (Vargas, 1978)
I _a	Índice de Atividade de Skempton
IP.....	Índice de Plasticidade
K.....	Potássio
KCl.....	Cloreto de Potássio
kg.....	Quilograma (s)
kV.....	Quilo Voltz
kN.....	Quilo Newton
kN/ m ³	Quilo Newton por metro cúbico
kPa.....	Quilo Pascal
LA.....	Areia Laterítica
LA'.....	Solo Arenoso Laterítico
LG'.....	Solo Argiloso Laterítico
log.....	Logaritmo
m.....	Massa
m.....	Metro (s)
ma.....	Resistência ao Esmagamento Muito Alta
m ³	Metro Cúbico
MA.....	Microagregado de Argila
MS.....	Microagregado de Silte
MCT.....	Miniatura - Compactado – Tropical
mA.....	Mili Ampére
mE.....	Mili Equivalente
MEV.....	Microscópio Eletrônico de Varredura
mg.....	Miligramma (s)
Mg.....	Magnésio
MH.....	Silte de Alta Compressibilidade
min.....	Minuto (s)
mL.....	Mililitro (s)
mL/s.....	Mililitro (s) por Segundo
ML.....	Silte de Baixa Plasticidade
mm.....	Milímetro (s)
Mn.....	Manganês

MO	Matéria Orgânica
n.....	Porosidade
Na	Sódio
NA.....	Areia não Laterítica
NA'	Solo Arenoso não Laterítico
NBR.....	Norma Brasileira
NG'	Solo Argiloso Não Laterítico
NS'	Solo Siltoso Não Laterítico
O.....	Oxigênio
OH.....	Solo Orgânico de Alta Compressibilidade
OH ⁻	Hidroxila
OL.....	Solo Orgânico de Baixa Plasticidade
P.....	Macroporo
P.....	Fósforo
P.....	Penetração da Pastilha
P.....	Força devido o contato grão a grão
P'	Força devido ao contato grão a grão reduzida por inundação do solo
PA.....	Ponte de Argila
p.....	Plasticidade da Pasta
P _f	Pressão de Plastificação do Ensaio Pressiométrico Inundado
pH.....	Potencial Hidrogeniônico
PVC.....	Poli Cloreto de Vinila
p _w	Pressão de Inundação (Basma & Tuncer, 1992)
P _{ut}	Carga Última Média Ajustada à Tração para o Solo na Umidade Natural
P _{ut} '	Carga Última Média Ajustada à Tração para o Solo Inundado
P _{uc}	Carga Última Média Ajustada à Compressão para o Solo na Umidade Natural
P _{uc} '	Carga Última Média Ajustada à Compressão para o Solo Inundado
s	Segundo (s)
SEMARH-DF.....	Secretaria do Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Distrito Federal
R	Resistência ao Esmagamento da Bola Seca
r.....	Raio do menisco
r _i	Raio da Cavidade Cilíndrica (Ensaio Pressiométrico) na Umidade Natural
r _f	Raio da Cavidade Cilíndrica (Ensaio Pressiométrico) no Solo Inundado
r _{0nat}	Raio Inicial da Cavidade Cilíndrica (Ensaio Pressiométrico) na Umidade Natural

r_{0sat}	Raio Inicial da Cavidade Cilíndrica (Ensaio Pressiométrico) no Solo Inundado
SiO_2	Óxido de Silício
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TRB	Transportation Research Board
TRC	Tubo de Raio Catódico
S_r	Grau de Saturação
T	Tensão Superficial
$S_{r_{crit}}$	Grau de Saturação Crítico, segundo Jennings & Knight (1975)
u_a	pressão do ar
u, u_w	poropressão
V (%)	Saturação de Bases
w	Teor de Umidade
w_i	Teor de Umidade Inicial
w_f	Teor de Umidade Final
w_L	Limite de Liquidez
w_P	Limite de Plasticidade
γ_{nat}	Peso Específico Aparente Natural
γ_d	Peso Específico Aparente Seco
$\gamma_{dmáx}$	Peso Específico Aparente Seco Máximo
γ_s	Peso Específico dos Sólidos
η	Perda de Carga Última à Tração ou à Compressão, devido à Inundação do Solo
χ	Parâmetro que Influência na Sucção Matricial do Solo (Bishop, 1959)
π	Sucção Osmótica do Solo (Fredlund & Rahardjo, 1993)
ψ	Sucção Total do Solo (Fredlund & Rahardjo, 1993)
μm	Micrômetro
ΔpH	$pH_{KCl} - pH_{H_2O}$
Δe_c	Variação de Índice de Vazios devido a Inundação (Jennings & Knight, 1975)
Δe_s	Variação de Índice de Vazios devido a Sobrecarga (Jennings & Knight, 1975)
Δr	Variação de Cavidade Pressiométrica (Kratz de Oliveira <i>et al.</i> , 2000)
$\Delta \sigma$	Sobrecarga
σ	Tensão Total Normal
σ_0	Tensão Total Normal devido à Sobrecarga

σ_c	Tensão de Pré-Adensamento para o Solo Inundado (Jennings & Knight, 1975)
σ_{cn}	Tensão de Colapso no Solo no Teor de Umidade Natural
σ_{cs}	Tensão de Colapso no Solo Saturado
σ_{pa}	Tensão de Pré-Adensamento
σ_r	Tensão de Radial no Ensaio Pressiométrico (Kratz de Oliveira <i>et al.</i> , 2000)
σ'	Tensão Efetiva
$^{\circ}C$	Graus Centígrados

Introdução

1.1 – CONSIDERAÇÕES

O processo de variação brusca e elevada de volume que ocorre em certos tipos de solo conhecido como colapso vem sendo amplamente estudado nos últimos anos devido aos sérios problemas causados pelo mesmo. Dentre tais danos, pode-se citar os ocorridos em maciços de barragens, construções rurais, pavimentos, obras subterrâneas e rupturas de fundações.

Tal comportamento ocorre em solos denominados colapsíveis. São solos não-saturados, macroporosos, instáveis estruturalmente quando ocorre o acréscimo de tensão externa aplicada e/ou quando saturados.

A ocorrência destes solos se dá em diversas partes do mundo. No Brasil, tais tipos de solos são encontrados em muitas áreas como no Nordeste, no estado de Pernambuco (Ferreira, 1994); no Sul, no estado do Rio Grande do Sul (Kratz de Oliveira *et al.*, 2000); no Sudeste, no estado de Minas Gerais (Benvenuto, 1982); no Planalto Central, no Distrito Federal (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987) dentre outros locais.

No Distrito Federal, os solos colapsíveis se caracterizam por serem argilosos, de coloração vermelha a vermelho-amarelada e apresentam argila, silte e areia em diferentes composições granulométricas. Tais solos são comumente chamados pelos pesquisadores da área técnica como “argila porosa”.

Dentre os fatores que desencadeiam o colapso, os principais são as alterações nas cargas atuantes e no teor de umidade, destacando esta última, pois o solo se encontra quase que constantemente na presença da água quer seja, por exemplo, pela intensidade de precipitações pluviométricas ou rompimentos de sistemas de abastecimento, irrigação, drenagem, etc. Entretanto, a água não é o único fluido que pode ser encontrado percolando nas camadas do solo. Situações como vazamentos de combustível em tanques enterrados, rompimentos de tubulações de esgoto doméstico e disposição indiscriminada de resíduos sólidos urbanos e produtos tóxicos geram fluxo de outros líquidos chamados contaminantes. Estes apresentam características físico-químicas bastante agressivas ao meio ambiente. Além de comprometer a

saúde humana, a percolação desses líquidos contamina lençóis freáticos e as camadas do solo pelas quais fluem, podendo alterar as características do mesmo em vários aspectos como, por exemplo, o comportamento mecânico e, especificamente, a colapsibilidade.

Estes tipos de problema, no Distrito Federal, são representados principalmente pelo fluxo de combustíveis no solo da região. Segundo Duarte (2003), no Distrito Federal, a maioria dos tanques de combustível, cerca de 51%, é construída em aço, sem revestimento, sem qualquer proteção contra a corrosão. Apenas recentemente esses tanques vêm sendo substituídos por outros mais seguros. Campos & Silva (1998), citados por este mesmo autor, relataram que a contaminação de águas do solo foi constatada na região do Gama, onde ocorreu um vazamento significativo de tanques enterrados. Também informaram ocorrências de vazamentos em postos de Brazlândia, Sobradinho, Setor de postos/EPIA e Lago Sul. No ano de 2005, a Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Distrito Federal (SEMARH-DF) promoveu uma ação de fiscalização nos postos de combustível do Distrito Federal. Dos 98 postos visitados – o que corresponde a 25% dos postos do DF – 84 foram autuados devido a irregularidades constatadas e muitas destas estavam associadas a vazamento dos tanques.

Outro fluido que apresenta grandes potencialidades de contaminação também por sua constituição físico-química é o chorume, líquido oriundo da decomposição de resíduos sólidos urbanos (lixo), em aterros sanitários, com a água da chuva ou com águas de circulação sub-superficial.. Sua instalação deve ser feita de forma criteriosa e bem planejada, pois depende das condições do solo local e exige uma boa captação dos líquidos. Entretanto, alguma falha nos dispositivos superficiais e profundos de impermeabilização e drenagem na infra-estrutura pode proporcionar a percolação destes fluidos potencialmente poluidores no solo.

No Distrito Federal, o aterro do Jockey Club é a área destinada à disposição final dos resíduos de lixo de toda a região. Em estudos feitos por Murrieta & Kóide (1998), foi verificado aparecimento de chorume em superfície, devido à disposição do lixo em superfície. Percebeu-se também que a precipitação pluviométrica é o principal fator para o aumento significativo de chorume no aterro do Jockey Club.

1.2 – OBJETIVO DA PESQUISA

A colapsibilidade dos solos vem sendo estudada, de um modo geral, levando-se em conta a saturação pela água e são poucos os trabalhos na literatura técnica que relatam a influência do fluxo de outros líquidos os quais também apresentam riscos de inundação nos solos. Diante dessas situações, esta pesquisa tem por objetivo a análise qualitativa e quantitativa do processo de colapso nos solos tropicais do Distrito Federal devido ao fluxo e aumento do grau de saturação provocado por contaminantes como a gasolina, o álcool e o percolado de aterro sanitário (chorume).

Será verificada a influência da composição e das características de cada líquido mencionado na alteração nas propriedades do solo. Também serão analisadas as características da estrutura do solo após a realização dos ensaios usados para quantificar o colapso.

1.3 – ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para se ter uma boa compreensão do tema proposto, esta dissertação está dividida em cinco capítulos, descritos de forma sucinta a seguir:

No Capítulo 1, faz-se uma breve introdução sobre o tema, ressaltando a importância do estudo da colapsibilidade para se conhecer as variações no comportamento de um solo que apresenta propensão de tal fenômeno ocorrer. São também anunciados de forma clara o objetivo deste trabalho e a descrição da estrutura de apresentação do mesmo.

No Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica não apenas de forma específica acerca do tema da dissertação, como também de alguns conceitos bastante úteis e auxiliares na compreensão da colapsibilidade do solo.

No Capítulo 3, é mostrada toda a metodologia utilizada para estudar, através dos ensaios feitos, a influência do tipo de líquido de inundação no colapso dos solos. É feita uma pequena descrição do local estudado e de suas características. Por fim, é descrito o equipamento utilizado para quantificar o colapso no solo estudado.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados dos ensaios realizados tanto os de caracterização do solo quanto os relacionados diretamente à influência dos contaminantes no solo.

No Capítulo 5, são mostradas as conclusões deste trabalho, bem como algumas recomendações para pesquisas futuras.

Revisão Bibliográfica

Neste Capítulo, são mencionados alguns conceitos mais utilizados no meio técnico relacionados ao termo colapso. Serão apresentadas as características e os tipos de solos em que tal processo é desencadeado, assim como as principais causas para ocorrer colapsibilidade num solo. Foi feito um levantamento teórico sobre o tema desta dissertação onde se buscou estudos que mostrassem a influência que as características físico-químicas de um dado líquido na colapsibilidade de uma camada de solo. São apresentados alguns critérios utilizados para identificar de forma quantitativa e qualitativa o processo de colapso, como também são tecidos alguns comentários a respeito dos solos não-saturados e da sua ocorrência, pois os solos que apresentam comportamento colapsível são encontrados na natureza sob esta característica.

2.1 – SOLOS NÃO SATURADOS

2.1.1 – CONSIDERAÇÕES

A Mecânica dos Solos Tradicional, por muitos anos, esteve relacionada ao tratamento e resolução de problemas geotécnicos ocorridos em solos saturados. Entretanto, com o avanço e o crescimento da sociedade e as várias intervenções antrópicas no meio ambiente, novos estudos e pesquisas são cada vez mais requisitados de forma a solucionar os problemas que vão surgindo quanto à diversidade de comportamento do solo em diversas partes do mundo. Sendo assim, é necessário que haja estudos e tecnologias que permitam avaliar os solos ditos não-saturados, considerando suas características próprias, como a origem e formação dos mesmos, bastante influenciadas pelo clima local.

O conceito de tensão efetiva ($\sigma - u_w$) foi provado ser um conceito bem adequado para definir o estado de tensão dos solos saturados. Fredlund (1996) menciona a necessidade de se ter uma

variável, um estudo que tentasse entender o comportamento dos solos não-saturados e uma metodologia com conceitos generalizados tanto para os solos saturados como os não-saturados.

O autor enfatiza que grande parte da população mundial se encontra em regiões de clima árido e semi-árido onde o nível do lençol freático se situa a grandes profundidades. Nestes locais, verificam-se muitos problemas, como danos em estruturas e residências, associados com variação de volume dos solos não-saturados aí existentes, devido a mudanças no teor de umidade. Os solos dessas regiões mais secas apresentam comportamento mecânico típico os quais necessitam de estudos mais direcionados às suas características.

Os solos ditos tropicais, pois sua ocorrência principal está na zona tropical da Terra, frequentemente estão no estado não-saturado, devido as suas características de alta permeabilidade e às condições climáticas em que se encontram (Vaughan, 1985). Dentre eles, encontram-se os solos saprolíticos e os lateríticos. Estes apresentam, como solos não-saturados que são, comportamentos bastante característicos quanto a deformações volumétricas devidas a modificação do grau de saturação. Tais deformações podem ser tanto negativas, devido a um inchamento ou expansão que o solo apresenta, como positivas o qual se tem no solo redução de volume ou colapso.

Terzaghi (1936), segundo Fredlund & Rahardjo (1993), descreveu as variáveis do estado de tensões que comandavam o comportamento de um solo saturado afirmando que “a tensão total atuante consiste de duas partes: uma, u_w , atua na água e nos sólidos em todas as direções e com igual intensidade, chamada de pressão neutra ou poropressão. A outra, representa um excesso sobre a poropressão e atua, exclusivamente nos sólidos”. A tensão efetiva ficou expressa pela Equação 2.1:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.1)$$

Onde,

σ' = tensão normal efetiva

σ = tensão normal total

u_w = poropressão

Devido ao grande uso desta equação da tensão efetiva no estudo do comportamento dos solos saturados, outros autores tentaram uma equação, semelhante a esta de forma a descrever o comportamento dos solos não-saturados. Baseado nisso, Bishop (1959) propôs uma equação modificada da expressão de Terzaghi, introduzindo um parâmetro o qual relacionava a influência da sucção na tensão efetiva. A Equação 2.2 representa a proposta dos autores.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.2)$$

Onde:

σ' = Tensão normal efetiva atuando no solo

σ = Tensão normal total

u_a = Poropressão do ar

u_w = Poropressão da água

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial agindo no solo

χ = parâmetro que depende do grau de saturação do solo

Através da inclusão do parâmetro χ , considera-se a influência da sucção matricial do solo no valor da tensão normal efetiva atuante. Segundo os autores, o valor deste parâmetro é 0 para solos secos e 1 para solos saturados.

Segundo Jennings & Burland (1962) que a equação proposta por Bishop (1959) não explicava o comportamento de solos abaixo de um dado valor crítico de grau de saturação o qual dependia da granulometria do solo. Matyas & Radhakrishna (1968) mencionam que esta equação, considerando o princípio das tensões efetivas, se apresenta inadequada para representar o comportamento volumétrico de certos tipos de solos não saturados. Quando alguns solos eram inundados, apresentavam colapso, apesar da tensão efetiva decrescer com a diminuição da sucção. Isto pode ser considerado como uma quebra do princípio das tensões efetivas para solos não saturados no qual o comportamento do solo é controlado pela relação entre as tensões totais e as poropressões.

Os autores sugerem que a tensão efetiva poderia ser expressa como uma função de duas componentes independentes, aplicada a tensão $(\sigma - u_a)$ e a sucção $(u_a - u_w)$. Através dessas componentes, chamadas variáveis de estado, as variações de índices de vazios e de grau de

saturação podem ser relacionadas e formam superfícies tridimensionais representativas das variações de volume do solo.

Fredlund & Morgenstern (1976) apresentaram três pares de tensões que poderiam ser usadas para definir, de forma completa, o estado de tensões para um solo não saturado.

- $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$;
- $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$;
- $(\sigma - u_w)$ e $(\sigma - u_a)$

2.1.2 – SUCCÃO

Fredlund & Rahardjo (1993) definem a sucção como sendo a energia livre da água existente no solo. É a pressão negativa atuante na água intersticial, devido à ação da pressão atmosférica na água livre do solo, de forma que haja um equilíbrio entre ambas através de uma membrana semipermeável.

É comumente chamada de sucção total e dada pela soma da sucção matricial com a sucção osmótica, conforme a Equação 2.3:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.3)$$

Onde:

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial

u_a é a pressão de ar

u_w é a pressão de água

π é a sucção osmótica

ψ é a sucção total

A sucção matricial está relacionada a tensões de capilaridade nos contatos intergranulares e a sucção osmótica, à concentração química existente na água do solo. O conhecimento da sucção torna-se, então, muito importante no estudo dos solos não-saturados, visto que ela está diretamente relacionada a variações de umidade e às condições climáticas dos locais em que

os mesmos se encontram. Alterações na sua magnitude podem causar mudanças na resistência e compressibilidade dos solos.

2.2 – SOLOS COLAPSÍVEIS

Alguns tipos de solos não-saturados possuem um comportamento instável muito particular em relação a considerável redução do próprio volume. Na literatura geotécnica, muitos autores fazem suas considerações e definições acerca dos solos colapsíveis, considerando fatores intrínsecos a própria natureza do solo, como também, fatores relacionados ao meio ambiente (chuvas, clima, temperatura, umidade, etc) e a condições externas aplicadas (principalmente, a ação antrópica).

Reginatto (1970), citado por Cardoso (1995), define solos colapsíveis como aqueles que possuem baixo conteúdo de umidade e suportam cargas. Entretanto, com sua saturação, sofrem desmoronamento brusco, ocorrendo grande subsidência.

Jennings & Burland (1962) mencionam a existência de alguns solos colapsíveis que, quando umedecidos sob baixas tensões, podem ter um acréscimo de volume.

Segundo Nuñez (1975), o solo colapsível é um tipo de “solo especial” para o qual a relação tensão-deformação, considerando o efeito do tempo, não é contínua, ou seja, as curvas de deformação apresentam pontos singulares de bruscas modificações desta relação. A taxa de variação entre os esforços solicitantes e as deformações ocorridas até um nível de tensão que provoca a ruptura não é progressiva.

Moll (1975) refere-se aos solos colapsíveis com macroporosos, formados por partículas finas apresentando uma estrutura aberta na qual as partículas básicas estão unidas por argila ou colóides cuja ação se manifesta por forças de superfície ou por cimentos de origem diversa.

Mariz (1993) define solos colapsíveis como aqueles que possuem estrutura instável e brusca mudança no comportamento tensão-deformação quando ocorre aumento do grau de saturação, sem mudança do estado de tensão devido às cargas externas.

Menciona-se, ainda, a consideração de solos como sendo potencialmente colapsíveis, realmente colapsíveis e condicionalmente colapsíveis. Segundo Menezes & Fraga (1994), solos potencialmente colapsíveis são aqueles solos normalmente silto-arenosos que possuem colóides e/ou argilas como vínculos entre suas partículas e que podem apresentar colapso nas seguintes condições: a uma determinada sobrecarga constante com o aumento do seu grau de saturação; a um dado grau de saturação, com o aumento da sobrecarga e com o acréscimo da sobrecarga, associado ao acréscimo do grau de saturação.

Reginatto & Ferrero (1973) definem os solos realmente colapsíveis como aqueles que quando sob aumentos do valor de seu grau de saturação, não suportam o peso das camadas superiores e solos condicionalmente colapsíveis como aqueles que, na saturação, suportam certo valor de sobrecarga, dependendo da relação entre a carga aplicada e a tensão de pré-adensamento do solo.

Menezes & Fraga (1994) citam as principais características e propriedades dos solos colapsíveis: solos jovens; estrutura fofa altamente porosa; matriz granular impregnada por partículas de silte e/ou argila, com raros contatos grão a grão; não apresentam continuidade na relação tensão-deformação, o que significa uma mudança radical na estrutura do solo devido a alterações no nível de sobrecargas ou do aumento do grau de saturação; quando secos apresentam forças intergranulares suficientes para se manterem estáveis as quais são desfeitas com o umedecimento e, normalmente, apresentam-se ressecados.

Segundo Sultan (1971), citado por Rodrigues (2003), os solos colapsíveis apresentam alguns comportamentos particulares:

- alguns solos apresentam colapso instantâneo quando umedecidos tanto para pequenas quanto para grandes profundidades;
- o colapso pode ocorrer, em alguns solos, pelo rebaixamento do nível d'água. Com a retirada d'água por rebaixamento, as tensões efetivas das camadas de solo mais profundas são aumentadas devido ao peso das camadas sobrejacentes;
- alguns solos que têm na sua constituição a montmorilonita (ou, em geral, argilo-minerais altamente expansivos) sofrem expansão quando umedecidos e posteriores recalques consideráveis quando sobrecarregados;

- alguns solos do tipo loess têm apresentado intensidade e taxa de colapso maiores quando sobrecarregados;
- alguns solos arenosos eólicos apresentam diminuição da velocidade de colapso com o aumento da sobrecarga;
- para algumas areias, não ocorre a recuperação, ao longo do tempo, de nenhuma parcela do volume reduzido por colapso;
- para algumas argilas, foi verificada a recuperação de alguma parcela de volume perdido com o tempo, ainda que submetido ao carregamento que gerou o processo de colapso.

De uma forma geral, os solos colapsíveis podem ser enunciados como aqueles tipos de solos cuja estrutura é altamente porosa, baixo teor de umidade, compostos basicamente de areia e silte, lixiviados e não saturados, com ligações entre grãos formadas por argilas e colóides e elevada sucção. Quando sujeitos a algum acréscimo de tensão e/ou umidade, sofrem um brusco rearranjo de sua estrutura com conseqüente redução de volume.

2.2.1 – OCORRÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS

As regiões de clima tropical favorecem muito à formação de solos colapsíveis. O desenvolvimento de tais solos se dá tanto nas regiões de alternância entre estações seca e chuvosa onde ocorre à lixiviação de partículas finas dos horizontes superficiais levadas até os horizontes mais profundos, quanto por deficiência de umidade encontrada nos solos das regiões áridas e semi-áridas.

Segundo Vilar *et al.* (1981), foram identificados em diversas partes do mundo vários tipos de solos colapsíveis e os tipos de clima em que ocorrem os quais estão apresentados na Tabela 2.1.

No Brasil, a ocorrência de solos colapsíveis já foi verificada em diversos locais como: Amazonas, Bahia, Goiás, Minas Gerais, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e Distrito Federal. Na Figura 2.1, estão relacionados algumas localidades onde foram identificados solos colapsíveis:

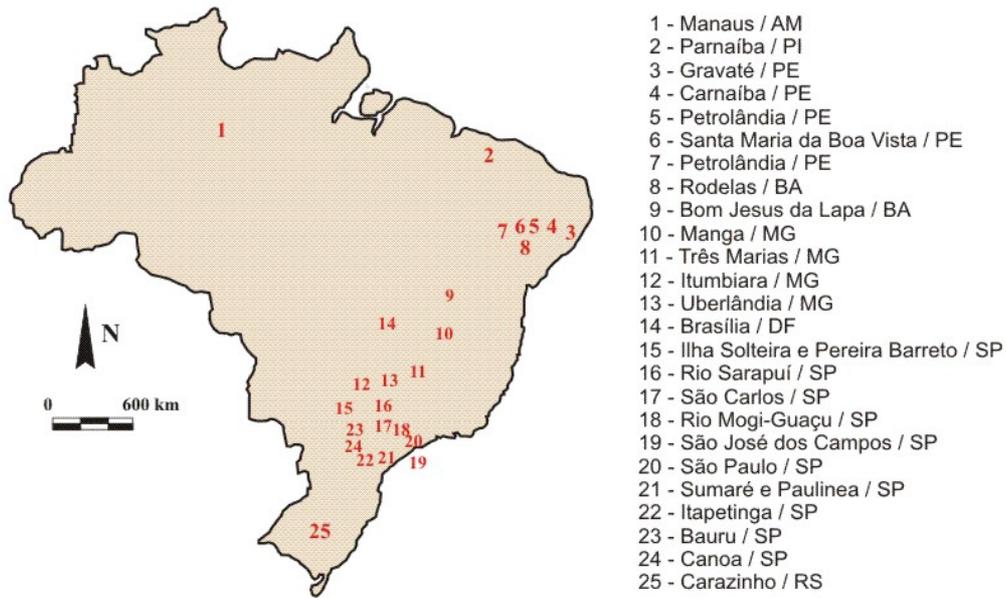


Figura 2.1 – Solos colapsíveis no Brasil (Ferreira & Lacerda, 1993)

Tabela 2.1 – Solos colapsíveis no mundo (Vilar *et al.*, 1981)

Referências	Local e climas	Tipo de solo
Aitichison (1973)	Austrália (Tropical semi-úmido)	Argila arenosa
Aitichison (1973)	Quênia (Tropical úmido)	Argila vermelha
Aitichison (1973)	Espanha (Semi-árido)	Siltes e argilas gipsíferos
Bally <i>et al.</i> (1965)	Romênia (Úmido)	Loess
Clevenger (1956); Gibbs & Bara (1967); Sultan (1969)	EUA (Sub-úmido, úmido e semi-árido)	Loess
Denisov (1951); Sokolovich (1971); Abelev (1975)	URSS: Sub-úmido, semi-árido	Loess Solos arenosos
Furtado & Martins (1973)	Angola (Tropical semi-árido)	Areias com poucos finos Solos avermelhados
Jennings & Knight (1957); Brink & Kantey (1961)	África do Sul (Tropical: semi-árido e sub-úmido)	Silte argiloso Silte arenoso
Kassif (1957); Aitichison (1973)	Israel (Semi-árido)	Loess: areia argilosa (harra)
Queiroz, (1960); Scherrer (1965); Vargas (1973); Decourt (1971); Wolle <i>et al.</i> (1978)	Brasil (Tropical úmido)	Areia porosa Argila porosa
Reginatto & Ferrero (1973); Nuñez (1975)	Argentina (Sub-úmido)	Siltes ou argilas com carbonatos, loess

2.2.2 – PROCESSOS DE FORMAÇÃO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis podem ser comumente identificados quanto a sua origem como solos transportados (eólicos, aluvionares e coluvionares), residuais ou de áreas compactadas. Entretanto, segundo Mendonça *et al.* (1994), a gênese natural desses solos deve ser investigada verificando os processos físico-químicos os quais são gerados pelas diversas formas de intemperismo, em especial a pluviosidade e a estiagem, combinadas com as diversas formações geológicas. Além disso, planícies de inundação aluvionares, cones detríticos, corridas de lama, depósitos coluvionares, solos residuais e turfa vulcânica podem produzir solos colapsíveis. Na maioria dos casos, os depósitos são caracterizados pela estrutura fofa com grãos, a maioria das vezes, na forma do tamanho de siltes e areia fina.

2.2.2.1 – DEPÓSITOS EÓLICOS

Estes depósitos consistem de materiais transportados pela ação do vento dos quais representam as dunas, loess, depósitos similares a loess, sedimentos eólicos de praias e grandes depósitos de cinzas vulcânicas. Apresentam uniformidade textural das partículas constituídos de pequenos grãos de quartzo e mica. Estes depósitos são encontrados em regiões áridas onde o nível d'água se encontra a grandes profundidades e recobrimdo formações de outra origem. Segundo Araki (1997), no período de estiagem, a água existente nos interstícios evapora e, com isso, o fluido escoar para os espaços estreitos entre os grãos, devido às tensões capilares que são geradas. Com o fluido, são carregadas partículas de sais solúveis, siltes e argilas oriundas das intempéries. Quando o solo resseca, entre os contatos dos grãos ocorre uma cimentação causada por essas partículas. O solo, então, adquire uma resistência temporária à compressão e ao cisalhamento enquanto estiver a baixos teores de umidade. Segundo Gusmão Filho (1994), estes depósitos possuem uma estrutura com baixa compactidade devido à granulometria, o arranjo das partículas e o freqüente movimento das dunas.

Segundo Clemence & Finbarr (1981), eles são solos pouco coesos ou sem coesão e podem ter baixos valores de densidade relativa. Sob saturação, os agentes cimentantes de argila existentes perdem sua resistência, levando o material ao colapso estrutural. Seus finos sedimentos, às vezes, são encontrados cobertos por uma crosta superficial de argila o que os protege das intempéries. Esta crosta impede a entrada de grandes quantidades de água,

preservando, assim, a estrutura natural. Já foram identificados em locais como Argentina, Angola, França, Rússia, China, Nova Zelândia e Estados Unidos.

Segundo Dudley (1970), o solo tipo loess é o mais mencionado na literatura técnica no que se refere à ocorrência do fenômeno do colapso. O loess é um material pelítico não estratificado. Sua ocorrência se dá em, aproximadamente, 10% da superfície da terra, sendo que sua origem eólica é a mais mencionada.

2.2.2.2 – DEPÓSITOS ALUVIONARES

Tais depósitos se constituem nos solos aluvionares e corridas de lama (*mud flows*). Sua constituição depende da velocidade das águas no momento da deposição. Segundo Araki (1997), estes solos são oriundos de fortes enxurradas, características de locais onde se têm grandes precipitações pluviométricas em curtos períodos de tempo. Os mesmos apresentam, então, altos valores de índice de vazios, baixo peso específico, apreciável teor de argila e má consolidação.

Encontram-se aluviões arenosos, como também aluviões muito argilosos nas várzeas de córregos e rios. Devido à época em que os fluxos de águas possam ocorrer e aos regimes de deposição, tais solos podem apresentar ao longo de suas camadas, diferentes granulometrias. Gusmão Filho (1994) menciona que os sedimentos aluvionares apresentam suas camadas dispostas de forma sub-horizontal, o que faz com que haja anisotropia no fluxo pelo interior do maciço.

2.2.2.3 – DEPÓSITOS COLUVIONARES

Os solos coluvionares são formados pela ação da gravidade devido aos escorregamentos, ao longo das encostas, do material resultante do intemperismo de rochas que cobrem as elevações. Formam-se os tálus nos pés dos taludes, massas de materiais muito diversos e sujeitos a movimentação de rastejos. Segundo Gusmão Filho (1994), no colúvio, pode existir uma mistura de silte, areia e fragmentos de rocha, o que faz surgir um depósito de compactidade fofa, pouco consolidado e permeável, o que faz com que o material fique facilmente saturado em períodos de intensa precipitação.

2.2.2.4 – DEPÓSITOS RESIDUAIS

Gusmão Filho (1994) também relata que os solos residuais são formados em horizontes mais ou menos espessos com diferenças na textura e mineralogia dependendo das condições de intemperismo atuantes. A abundância de água e alta temperatura, existentes no clima tropical, favorecem à formação dos solos residuais, no chamado horizonte B. Neste, há grande quantidade de finos e também a presença de feições de solo laterítico vermelho, apresentando concreções e agregados de argila, cimentados por óxidos, principalmente alumínio e ferro.

Para que os solos residuais ocorram, é necessário que a velocidade com que a rocha se decomponha seja maior que a velocidade de remoção por agentes externos. A estrutura granular colapsível é formada como uma consequência da lixiviação do material solúvel e coloidal, retirando essas partículas finas das camadas mais superficiais e depositando-as nas camadas mais profundas. Isto gera uma estrutura instável e com um alto índice de vazios. Baixos valores de densidade podem ser encontrados nas camadas mais superficiais do subsolo, devido a eluviação.

As partículas de materiais residuais podem variar em seu tamanho desde grandes fragmentos até pedregulho, areia, silte, colóides e, em alguns casos, matéria orgânica. Na maioria das vezes, os perfis de solos residuais são encontrados em espessuras que vão desde algumas polegadas até vários pés (Clemence & Finbarr, 1981). As camadas de solo residual formadas podem apresentar, a partir das partículas cimentadas existentes, quebra mecânica, susceptibilidade ao colapso ou expansão com variações no teor de umidade

2.2.2.5 – SOLOS COMPACTADOS

Nestes tipos de solo, o processo de colapso também se faz presente. Suas propriedades como o grau de saturação e peso específico seco e, principalmente, a sua estrutura dependem do processo de compactação e do teor de umidade com o qual o solo foi compactado. A construção de aterros compactados com valores baixos de umidade, principalmente no ramo seco, tal que não afete o peso específico seco a ser atingido e promova menor compressibilidade, pode vir a causar colapsos com a possível elevação do grau de saturação o qual altera o estado de tensões de sucção entre os grãos.

2.2.3 – COLAPSO

A ocorrência do fenômeno do colapso, em várias regiões do mundo, tem exigido que o mesmo venha a ser estudado de forma mais intensa nos últimos anos, em vista dos sérios problemas possíveis de serem causados por tal processo. É necessário, então que se faça a análise de suas causas, quantificação e formas de controle e/ou remediação de áreas afetadas pela colapsibilidade.

O termo colapso é empregado por alguns autores como toda redução de volume do solo em um período de tempo tal que afete a estrutura sobre ele construída. Benvenuto (1982) menciona que o colapso é uma redução de volume ocorrido, devido aos grandes vazios que circundam o esqueleto sólido, pela ruptura das ligações entre as partículas. Segundo o autor, essa redução de volume é semelhante a um adensamento, cuja magnitude depende das tensões aplicadas e do estado inicial do solo anterior ao colapso. Basicamente, o que diferencia o colapso do recalque é que, no primeiro, a redução de volume é rápida, enquanto no recalque, a redução é progressiva (Menezes & Fraga, 1994). Mariz (1993) estabelece a diferença entre o colapso e o adensamento, onde no primeiro ocorre a redução do índice de vazios quase que de forma instantânea.

Mendonça (1990), citado por Futai (2000), enunciou dois mecanismos de colapso em arranjos constituídos por argilas:

- em filmes de argila em arranjos paralelos envolvendo grãos maiores, a água percola no interior deste arranjo, separa as partículas, diminuindo a resistência e desencadeando o colapso;
- nas argilas de arranjos flocculados, a água alivia as “tensões efetivas” além de diminuir a concentração iônica do fluido, há então, aumento das forças repulsivas e conseqüente diminuição da coesão, ocasionando o colapso.

Maswoswe (1985), também citado por Futai (2000), definiu o colapso como sendo a instabilidade dos contatos inter partículas segundo o estado de tensão octaédrica ($\sigma - u_a$) e sucção matricial ($u_a - u_w$). A estabilidade seria dada pelo equilíbrio das tensões cisalhantes nos contatos. A translação (deslizamento) e rotação (distorções) dos grãos em suas quebras causam a variação de volume, além das contrações ou expansões da argila. As causas podem

ser combinadas ou haver predominância de uma delas, a depender do estado de tensões, sucção, quantidade de argila, mineralogia, etc.

Benvenuto (1982) também comenta que o colapso é um fenômeno caracterizado por um desarranjo estrutural devido ao umedecimento do solo e que o mesmo ocorrer, existe um estado de tensão característico, para cada tipo de solo ou para tipo de estrutura de partículas que causa a ruptura das ligações existentes no solo.

O colapso pode ser definido, em geral, como um fenômeno caracterizado pela súbita redução de volume do solo devido ao ganho de umidade com presença ou não de sobrecarga. Sua ocorrência é comum em solos silto-arenosos, chamados solos colapsíveis, que possuem colóides e/ou argila, entre outros, como vínculo entre seus grãos, o que confere certa rigidez a sua estrutura.

2.2.4 – CAUSAS DA OCORRÊNCIA DO COLAPSO

Em geral, o processo de colapso é mais identificado por causas muito evidentes como alterações no teor de umidade do solo e no nível de tensões atuantes sobre o mesmo, como já mencionado acima, por alguns autores em suas definições do fenômeno de colapso. Contudo, alguns outros fatores os quais serão mencionados mais adiante neste item estão relacionados à ocorrência de tal alteração de comportamento mecânico do solo.

Como os solos que apresentam colapso se encontram numa condição de saturação incompleta, com pouca quantidade de água entre seus grãos, a alteração no teor de umidade reduz as tensões de sucção entre os contatos, aumenta os valores de poropressão e reduz a tensão efetiva intergranular.

O aumento da saturação é um fator muito importante a ser analisado, principalmente quando se trata de solos colapsíveis. Construção e manutenção de obras de drenagem, represamento, tubulações subterrâneas, etc, devem ser feitas de forma bastante criteriosa de modo a não vir comprometer a estabilidade dos solos onde se situam. Também devem ser considerados aspectos relacionados a variações sazonais de clima de uma região, principalmente as que apresentam períodos curtos e de intensa precipitação pluviométrica, alternados com longos períodos quentes e secos.

Dependendo do grau de saturação em que esteja o solo, o carregamento externo aplicado pode provocar sérias deformações volumétricas as quais caracterizam o processo de colapso. Na construção de obras num solo colapsível, deve ser considerada o histórico de tensões do mesmo, verificando o nível de carga em que se está trabalhando, relacionando com as características do mesmo.

Teixeira *et al.* (2004), através de ensaios oedométricos feitos a diferentes teores de umidade e com inundação a diferentes níveis de carregamento, avaliaram o comportamento colapsível de uma argila siltosa porosa vermelha da cidade de Londrina-PR. Foi verificado que o índice de subsidência (colapso), numa mesma profundidade, varia com o nível de tensão em que é feita a inundação. Quanto à influência do teor de umidade inicial, foram feitos ensaios oedométricos com uma amostra seca ao ar, por 24 horas, e com outra na umidade natural. A primeira amostra, com uma redução de quase 9,0 % no teor de umidade, o índice de colapso aumentou para quase 23,0 %, enquanto que, na segunda amostra, inundada no mesmo estágio de carregamento e teor de umidade inicial de 35,0 %, apresentou índice de subsidência de 0,6 %.

Atividades de cortes em taludes com geomorfologia crítica, como também escavações subterrâneas, por redistribuição de tensões, também podem causar graves problemas de colapsibilidade. Segundo Araki (1997), durante a construção do Metrô-DF, foram identificados recalques da ordem de 400 mm. A causa principal foi a presença de água no trecho de escavação, associada às deformações verticais que ocorreram na parte superior do túnel. O alívio de tensões, devido à escavação, gerou forças de tração as quais não foram resistidas pelas cimentações intergranulares (Farias & Assis, 1994).

O colapso também é influenciado pela presença de uma estrutura metaestável do solo, assim formada, pelo processo de intemperismo e lixiviação dos finos até as camadas mais inferiores. Com isso, surge uma estrutura muito porosa com alto índice de vazios. Tal desestruturação se dá pelo rompimento das ligações cimentantes entre os grãos do solo. Estas são desfeitas pela interação entre o carregamento externo e variações no teor de umidade.

Medero *et al.* (2004) comprovaram tal efeito, desenvolvendo, em laboratório, amostras artificialmente cimentadas e altamente colapsíveis para verificar o efeito do índice de vazios inicial e do nível de cimentação no potencial de colapso do solo por ensaios oedométricos. Na

técnica utilizada, partículas de poliestireno expandido eram utilizadas como “vazios” na massa de solo de forma a obter altos valores de índice de vazios.

Para observar a influência do teor de cimentação inicial, foram feitos ensaios em amostras com 1,0 % de cimento e partículas de poliestireno expandido. Depois, amostras com apenas poliestireno, sem cimento, mantendo constante o índice de vazios inicial e o grau de saturação. A partir dos resultados, foi visto que para pequenas cargas verticais aplicadas, as amostras sem cimento apresentaram colapso aproximadamente 7 vezes maior que as amostras com cimento. Quanto à influência do índice de vazios inicial, foram realizados com dois valores iniciais de tal índice físico, mantendo constante o nível de cimentação e o grau de saturação. Foi verificado que quanto maior o índice de vazios, antes da saturação, maior é o potencial de colapso.

Houston *et al.* (1988) mencionam que o colapso se dá pela redução da resistência ao cisalhamento nos contatos intergranulares, formados por agentes cimentantes, entre os grãos maiores do solo, devido ao umedecimento.

O rompimento de agentes cimentantes não se dá apenas por perturbações mecânicas, mas também por ataques químicos, alterando as propriedades dos contatos intergranulares. Isto se dá pela reação de algum agente, principalmente, em estado líquido, com os mesmos. A estrutura metaestável dos solos colapsíveis (característica bastante peculiar dos mesmos), assim como a interação dos contatos cimentantes com o líquido de inundação (assunto principal desta pesquisa), será descrita em itens mais adiantes.

Segundo Menezes & Fraga (1994), os seguintes fatores influenciam na colapsibilidade de um solo: histórico de tensões do solo; estrutura, tipo e composição do solo; minerais argílicos predominantes, tamanho dos grãos; processos de formação; grau de compactação; natureza do líquido de percolação; natureza do contato grão a grão; tensões de sucção existentes (dependendo de sua magnitude, a estrutura do solo se mantém temporariamente rígida, sendo esta desfeita pelo umedecimento).

2.3 – ESTRUTURA DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

A constituição estrutural do solo é de grande importância no comportamento colapsível do mesmo, pois influencia na sua resistência temporária. Segundo Knight (1961), citado por Menezes & Fraga (1994), a estrutura do solo colapsível consiste de grãos, separados por espaços vazios, com as menores distâncias entre os grãos sendo preenchidas por pontes de argila floclada, que freqüentemente incluem pequenas partículas não lixiviadas. O colapso ocorre quando a magnitude das tensões cisalhantes entre os grãos excede a resistência das pontes de argila, para certo valor de umidade e estado de tensões.

Núñez (1975) menciona que para ocorrer o fenômeno do colapso ou a quebra da estrutura do solo, o “esqueleto” original do solo deve possuir uma estrutura macroporosa com uma situação de equilíbrio metaestável das partículas maiores os quais em conjunto apresentam um valor elevado de porosidade. Entre essas partículas existem vínculos resistentes derivados do próprio atrito entre elas ou de ligações constituintes de partículas de argilas ou colóides. Estes por sua vez possuem uma microestrutura onde se manifestam predominantemente forças de superfície ou vínculos de natureza cimentícia derivados da presença de cátions tais como Na, Ca, Mg, Fe entre outros.

Através de ensaios de microscopia eletrônica de varredura, Collins *et al.* (1984), citados por Alonso *et al.* (1987), propuseram alguns modelos esquemáticos para o formato da estrutura de solos colapsíveis. Os modelos de estrutura encontrados pelos autores são como os representados na Figura 2.2:

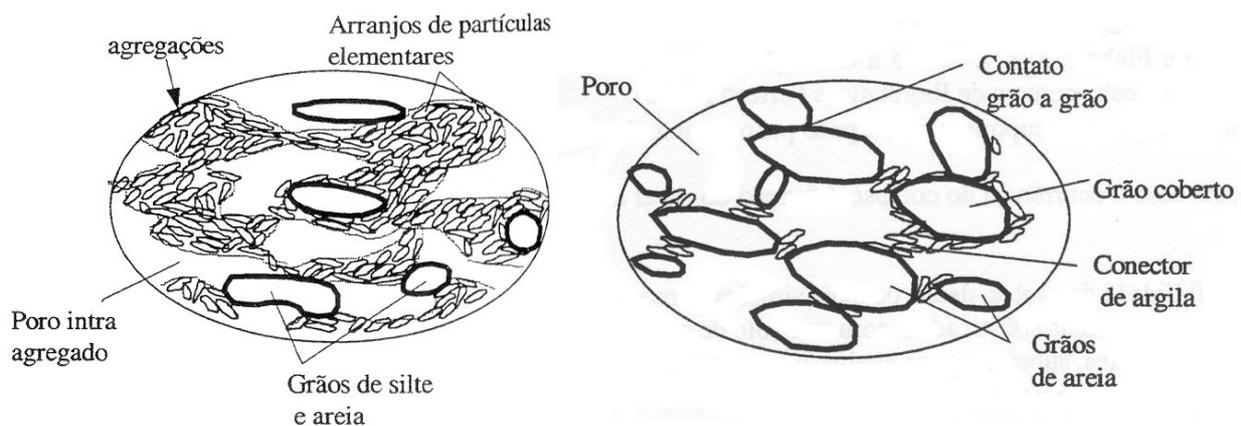


Figura 2.2 – Arranjos estruturais de alguns solos colapsíveis (Alonso *et al.*, 1987).

Nestas estruturas, vê-se que foram identificadas partículas de silte ou areia e agregações de argilas, envoltos por partículas, também de argila. O colapso, então, torna-se passível de ocorrer pela quebra desta estrutura.

As Figuras 2.3 (a) e (b) apresentam a estrutura de solo arenoso da cidade de Ilha Solteira/SP de dois locais de coleta a 2,0 m de profundidade onde se vê a presença de partículas grandes de areia arredondadas, envoltas e interligadas por agregações de partículas finas de argila e silte.

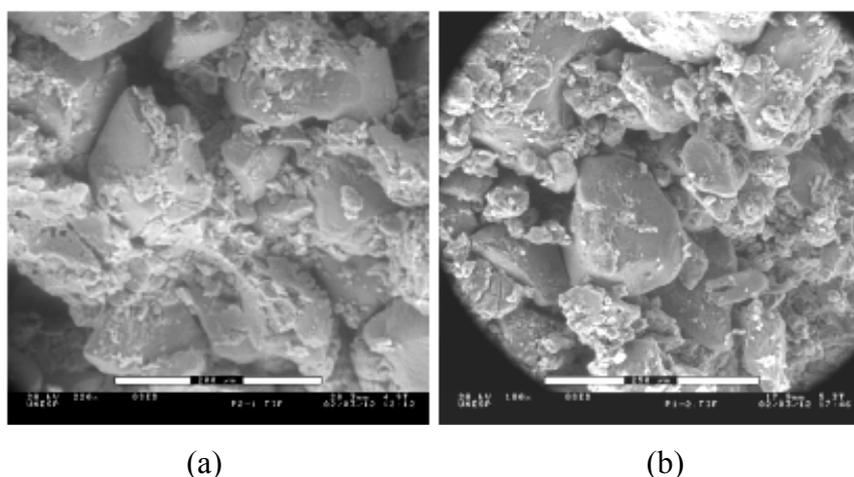


Figura 2.3 – Arranjos estruturais de solo colapsível (Rodrigues, 2003)

Mendonça e Mahler (1994) estudando um solo constituídos por sedimentos areno-argilosos, através de eletromicrografias (Figura 2.4), observaram na estrutura do solo uma tecedura em que as partículas maiores não se conectam diretamente, mas por meio partículas menores, como silte e argila, formando uma estrutura com altos índices de vazios.

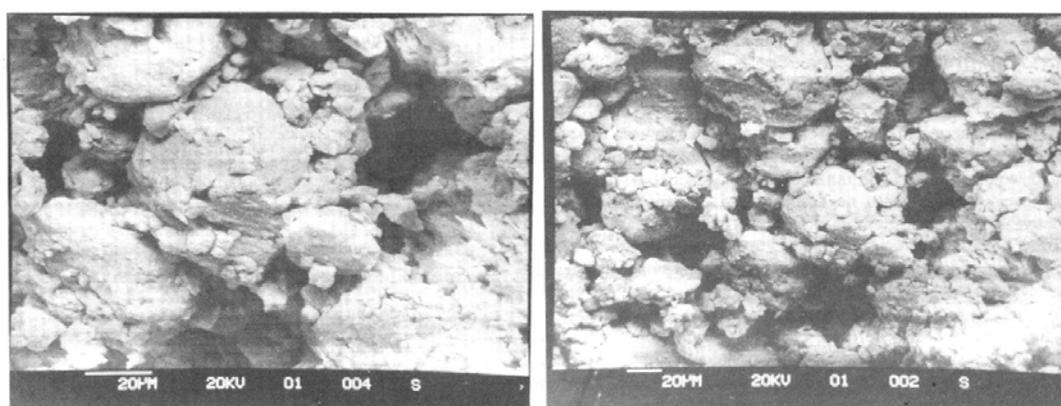


Figura 2.4 – Arranjos estruturais de solo colapsível (Mendonça e Mahler (1994)

Ferreira e Silva (2004) também identificaram estrutura de solo semelhante num solo tipo areia argilosa em Petrolina-PE. Segundo os autores, a microestrutura da amostra indeformada apresenta partículas maiores de areia, não se conectando diretamente e revestidas de compostos de silte e argila. Apresentando ainda agregações de partículas e pontes de siltes, não muito freqüentes (Figura 2.5).

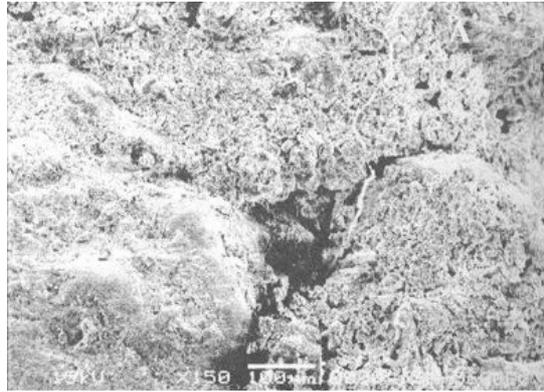


Figura 2.5 – Arranjos estruturais de solo colapsível (Ferreira e Silva, 2004)

Dudley (1970) menciona que a tensão causada pela capilaridade, as forças físico-químicas entre as superfícies dos grãos e a existência de substâncias cimentantes, como carbonatos e óxidos de ferro, são responsáveis pelo aumento da resistência temporária no solo colapsível. Segundo este autor, em muitos casos, a resistência temporária se deve a atuação da tensão de capilaridade ou é influenciada pela forma como a mesma se apresentará no solo. Quando o solo seca, a um teor de umidade abaixo de seu limite de contração, a água ainda restante se retrai dentro dos estreitos espaços próximos ao contato grão-grão (Figura 2.6). O ar que flui dentro do solo, através do contato ar-água, faz com que esta fique sob elevada tensão negativa. Analisando, então, o princípio das tensões efetivas $\sigma' = \sigma - u$, onde σ' é a tensão efetiva, σ , a tensão total e u , a poro-pressão, vê-se que a tensão efetiva torna-se maior que a tensão total aplicada pelo carregamento. Isto faz com que o solo adquira uma resistência aparente a qual é reduzida caso haja acréscimo de água na estrutura. Caso o solo seja poroso, pode ter, então, uma rápida redução de seu volume.

Dudley (1970) ainda menciona a existência de solos colapsíveis constituídos de grãos de areias ligados por grãos de siltes. Nestes, pode-se esperar também que as forças capilares também atuem no entorno dos contatos silte-silte e nos contatos silte-areia (Figura 2.7).

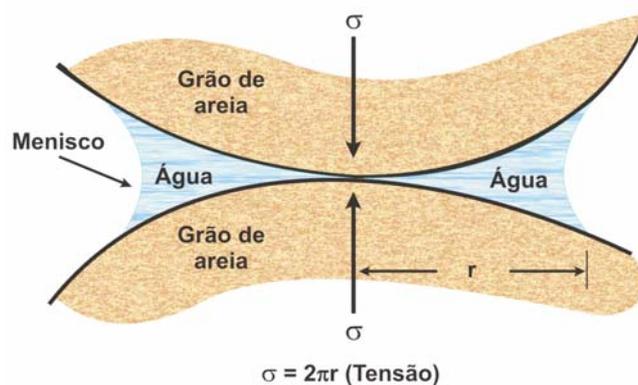


Figura 2.6 – Arranjo estrutural devido à capilaridade (Dudley, 1970)

Para os solos cujos grãos são unidos por argila, e esta pode ser formada por autogênese ou por transporte. As argilas autogênicas são originárias do intemperismo químico, se dispõem em finas camadas em torno dos grãos maiores e com o aumento do grau de saturação, estes de grãos de argila se separam, gerando uma perda de resistência (Figura 2.8).

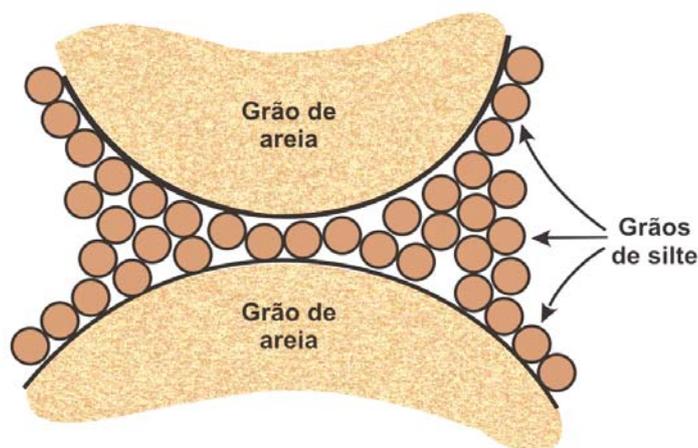


Figura 2.7 – Arranjo estrutural de grãos de areia e vínculos de silte (Dudley, 1970)

Em áreas onde existe considerável pluviosidade, é possível ocorrer um certo carreamento de partículas (lixiviação) de argilas autogênicas. Estas podem ficar dispersas no fluido entre os poros do solo e, então ocorrer à situação mostrada na Figura 2.9. Segundo Knight (1962), citado por Dudley (1970), com a evaporação, ter-se-ia a tendência de ocorrer floculação pela concentração dos íons dissolvidos no fluido. Os contrafortes originados manteriam unidos os grãos maiores.

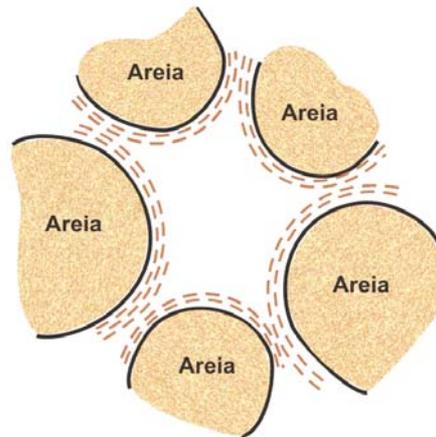


Figura 2.8 – Arranjo estrutural com grãos de areia e vínculos de argila (Dudley, 1970)

Quando se tem adição de água no meio, as tensões devidas à capilaridade, as quais também podem estar presentes, e a concentração dos íons no fluido seriam reduzidas. Isso aumentaria as forças repulsivas existentes entre as partículas.

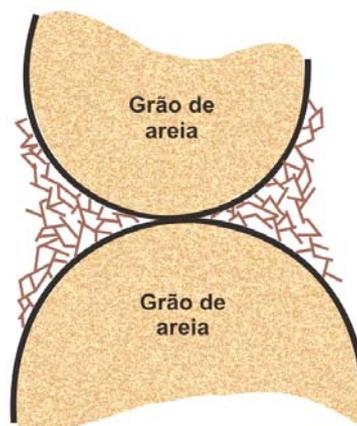


Figura 2.9 – Arranjo estrutural com grãos de areia e contrafortes de argila (Dudley, 1970)

No caso das corridas de lama, em que o teor de umidade inicial não chega a permitir a condição de fluido, é provável que se tenha uma alta concentração de íons. Então, as partículas tenderiam a se agrupar ao redor dos grãos maiores, formando uma estrutura floculada. Com o ressecamento, algumas partículas de argila poderiam ficar aprisionadas entre os grãos maiores e outras, poderiam se estender para dentro dos estreitos espaços ao redor dos grãos maiores, conforme a Figura 2.10.

Então, as forças devido à capilaridade tornam-se importante enquanto o teor de umidade continuar baixo. A magnitude dependerá do tamanho real dos grãos, da sua orientação, da natureza dos íons adsorvidos, da natureza e a concentração dos íons dissolvidos e da umidade. A retirada da água de dentro da estrutura dos grãos floclados de argila causará um outro problema: a menos que os grãos estivessem orientados em ângulos retos, haveria forças de capilaridades desiguais em sentidos opostos aos grãos os quais tenderiam a se re-orientar. Isso seria responsável pela alteração de volume na massa de solo, como também de sua resistência.

Dudley (1970) ainda informa um terceiro fator responsável pela resistência da estrutura: a presença de agentes cimentantes, como óxidos de ferro ou algum tipo de solda entre os contatos dos grãos. Isso poderia impedir a rotação dos grãos maiores de forma que um arranjo mais denso seria obtido. A razão com que um agente cimentante perde sua eficiência dependerá da natureza dos contaminantes presentes no fluido de inundação e da solubilidade do material envolvido.

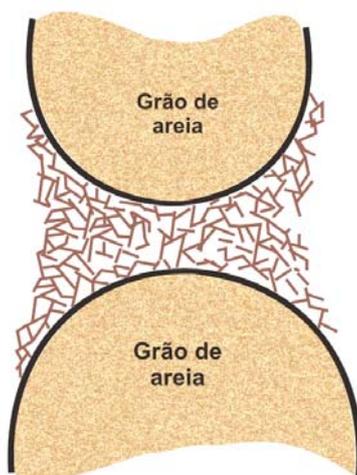


Figura 2.10 – Arranjo estrutural com grãos de areia e vínculos de argila devido a *mud flow* (Dudley, 1970)

Clemence & Finbarr (1981) ainda apresentam um tipo de estrutura caracterizada por torrões de argila ligados por pontes de argila (Figura 2.11).

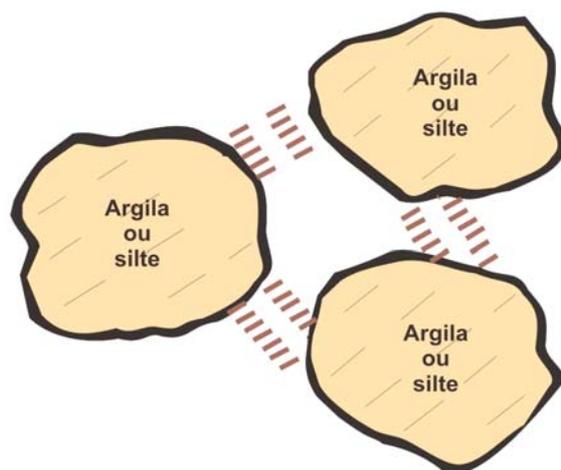


Figura 2.11 – Arranjo estrutural com pontes de argila entre grãos de argila (Clemence & Finbarr, 1981)

2.4 – INTERAÇÃO DO LÍQUIDO PERCOLANTE COM O SOLO COLAPSÍVEL

Alguns problemas de obras de engenharia estão relacionados ao processo de infiltração e vazamento nas camadas de solo. Situações como rompimento de tubulações de efluentes químicos industriais, esgoto doméstico, vazamentos de tanques de combustíveis, avanço de plumas de contaminação de aterros sanitários mal projetados e/ou danificados causam sérias preocupações aos órgãos públicos e aos profissionais da área técnica. Além de comprometer a qualidade de lençóis freáticos, têm-se ainda os efeitos danosos que podem comprometer a infra-estrutura das construções adjacentes a esses locais de risco, e juntamente a estes, a saúde e a segurança de vidas humanas.

Os efeitos causados por tais problemas se encontram na alteração do comportamento mecânico de solos metaestáveis de assentamento cujas características estruturais são modificadas devido a alterações nas propriedades físico-químicas do solo e, estas, se dão quando da interação de substâncias químicas presentes na água ou quando líquidos de características próprias entram em contato com o solo. Algumas características do fluido de inundação como o pH, a capacidade de troca catiônica e a constante dielétrica influenciam na estrutura das partículas. Sendo assim, essa interação das características físico-químicas do fluido inundante do solo tem sido estudada por alguns autores da área técnica.

Mariz (1993) verificou a influência no colapso de solos sesquióxidos-caoliníticos microagregados da região do Planalto Central. A autora citou que, dentre as causas que podem contribuir para a ocorrência do colapso como o ar preso nos poros e a cimentação química, ainda há a influência das propriedades intrínsecas ao líquido inundante. A partir de amostras de solo saturadas com líquidos de diferentes propriedades físico-químicas como, ciclohexano, dimetilsulfóxido e água, foi verificada a colapsibilidade dos solos a diferentes níveis de tensão. A Tabela 2.2 mostra os valores de deformação encontrados relacionando-os às características dos diferentes líquidos.

A partir dos valores mostrados, vê-se que as deformações foram maiores em amostras inundadas com água e a maiores tensões, segundo o autor isto se deve ao fato de que a água apresenta valores de tensão superficial e constante dielétrica maiores que os valores de tais propriedades para os outros líquidos usados.

Tabela 2.2 – Características de fluidos de percolação usados em ensaios oedométricos (modificado de Mariz, 1993)

Líquido	Constante Dielétrica	Tensão Superficial (dyna/cm)	Deformação Específica (%)	
			Inundado a 100 kPa	Inundado a 200 kPa
Ciclohexano	1,89	25,5	0,08	0,10
Dimetilsulfóxido	49	43,0	0,34	4,93
Água	80	73,0	1,66	13,19

Reginatto & Ferrero (1973) também estudaram, em solos de Córdoba/Argentina, a influência das características químicas do líquido no colapso. Isto foi verificado, em ensaios oedométricos, através da saturação de amostras indeformadas a diferentes profundidades por água potável ($6,5 < \text{pH} < 6,8$), água servida originária de esgotos ($8,5 < \text{pH} < 9,0$) e água ácida ($5,5 < \text{pH} < 5,6$) proveniente de água destilada percolada em solo orgânico. Os autores verificaram uma colapsibilidade mais intensa nas amostras inundadas com água servida de esgoto doméstico e água ácida devido à dispersão da fração argila.

Albiero *et al.* (1986) analisaram os problemas devido ao colapso num solo poroso da região central do estado de São Paulo onde, devido a problemas na fundação, surgiram fissuras na chapa de fundo de um tanque metálico para armazenamento de álcool. Os autores realizaram ensaios oedométricos em amostras indeformadas inundadas com álcool e água. A partir dos resultados obtidos, verificou-se que o potencial de colapso do solo devido a inundação por

álcool (3,6 %) foi bem inferior ao valor encontrado para o colapso provocado pela água (12,40 %).

Saramago & Mahler (1997) mostraram o comportamento colapsível de uma areia silto-argilosa de Bom Jesus da Lapa-BA através da inundação de torrões de solo por líquidos de diferentes constantes dielétricas: água ($D = 80,0$), álcool ($D = 24,0$) e tetracloreto de carbono ($D \approx 1,0$). O solo embebido com água apresentou colapso imediato ao menor contato com a água, sendo completado em menos de 10 segundos. Outro torrão quando em contato com o álcool, somente após 24 horas teve início o processo de desagregação. Quanto ao tetracloreto de carbono, o torrão não apresentou nenhum sinal de desintegração mesmo após 40 dias de imersão. Os autores concluíram que o colapso de um solo é função, dentre outros fatores, da constante dielétrica do fluido que penetra em seus poros.

Segundo Collares & Villar (1998), foram detectados, no interior do estado de São Paulo, casos associados ao rompimento de canalizações e a vazamentos de diversas origens como de tanques de tratamento de efluentes, dutos de transportes de soluções para processos industriais e outras substâncias. Para verificar a colapsibilidade dos solos locais, os autores utilizaram amostras indeformadas e compactadas, com GC = 85,0 % e 88,0 %. Estas foram inundadas com substâncias químicas preparadas em laboratório as quais são mencionadas logo abaixo:

- Solução de hidróxido de sódio (NaOH) com hexametáfosfato de sódio (NaPO_4)₆, obtendo um pH = 11,0;
- Solução de hexametáfosfato de sódio (NaPO_4)₆ com pH = 6,3;
- Solução ácida de hexametáfosfato de sódio (NaPO_4)₆ com ácido fosfórico (H_3PO_4), obtendo um pH = 3,0;
- Água destilada, com pH = 6,8.

Nas amostras compactadas, os ensaios realizados utilizando água destilada, inundados a 800 kPa, apresentaram potencial de colapso inferior em relação aos outros líquidos. Embora a água e a solução de hexametáfosfato de sódio tivessem valores de pH bem próximos, as amostras ensaiadas com tais líquidos apresentaram índices de colapso bem distintos. Segundo os autores, isso se deve à presença de alguma substância química na água.

Observaram ainda que as amostras inundadas com água apresentaram colapso rápido, mas se estabilizando em pouco tempo. Já as amostras ensaiadas com os outros líquidos, embora apresentassem potencial de colapso maior que a água, continuaram a se deformar ao longo do tempo.

Quanto às amostras indeformadas, assim como nas amostras compactadas, houve uma grande diferença entre os ensaios realizados com água destilada e hexametáfosfato de sódio. Como também, resultados bem próximos entre as substâncias químicas. Segundo os autores, os resultados obtidos pela inundação com as substâncias químicas são bem próximos, pelo fato de serem elas preparadas à base de hexametáfosfato de sódio e, por ser esse líquido um defloculante natural de argilas, ter-se encontrado valores altos para o potencial de colapso.

Através de estudos feitos em solos colapsíveis do município de Petrolândia-PE, Ferreira (1994) também mostrou que o tipo de líquido permeante influencia no processo de colapso, devido às propriedades físico-químicas do líquido as quais interferem na velocidade de penetração no solo. O autor utilizou amostras indeformadas de areia quartzosa em ensaios simples e duplo oedométricos. Foram testados como permeantes, água destilada (pH = 6,0), água da rede de abastecimento de Pernambuco (pH = 7,4) e água do Rio São Francisco antes (pH = 7,5) e após (pH = 6,6) percolar pelo solo.

Posteriormente, foram testados nos ensaios outros líquidos como, ciclohexano, dimetilsulfóxido e acetona. Comparados com o efeito da água destilada, os autores encontraram valores inferiores de potencial de colapso para essas substâncias em relação aos encontrados por ação da água destilada. Segundo o autor, menores valores de potencial de colapso ocorrem para permeantes com pH em torno de 7,0 e, potenciais maiores, para valores ácidos e básicos.

Camapum de Carvalho *et al.* (1987) estudaram o comportamento colapsível da argila porosa das cidades satélites do Guará e Ceilândia, ambas no Distrito Federal. O estudo foi feito através de ensaios oedométricos simples com amostras inundadas sob diferentes valores de tensão de consolidação e com água a diferentes valores de pH: água de chuva (pH = 7,0); água da rede de distribuição local (pH = 8,9) e água da rede de distribuição, com pH modificado até 4,0 pela adição de ácido sulfídrico.

Para os solos do Guará, não houve colapso, tanto pela variação de carregamento, quanto pela inundação dos líquidos. Para o solo da Ceilândia, o colapso ficou bem caracterizado para as amostras inundadas com os diferentes líquidos. Entretanto, apenas sob a tensão de 200 kPa, ocorreu colapso para este solo, quando inundado com o líquido de pH = 8,9. Pelos resultados, mostrou-se que a colapsibilidade tende a aumentar com o aumento do pH do líquido e sendo máxima, para este solo, sob a tensão de 100 kPa. Deve ser levado também não apenas o valor do pH do líquido de inundação, mas também o valor do pH do solo.

Agnelli (1997), segundo Rodrigues (2003), estudou uma areia fina argilosa da cidade de Bauru-SP, verificando o comportamento mecânico do mesmo pela inundação de quatro líquidos: ácido muriático diluído em água (pH = 3,0), água potável (pH = 7,0), sabão em pó diluído em água (pH = 11,0) e etanol (pH = 8,6) usado como combustível. Neste estudo também foi verificada a influência da temperatura do líquido inundante no comportamento tensão-deformação.

A partir dos ensaios oedométricos, foi verificado que o ácido muriático e a água potável causavam o mesmo efeito no comportamento tensão-deformação do solo. O etanol não provocou colapso, enquanto que a solução de sabão em pó causou um maior efeito subsidente.

Rodrigues (2003), estudando um solo arenoso do município de Ilha Solteira, na região noroeste do estado de São Paulo, também verificou que a magnitude do colapso depende da composição do fluido de saturação. O autor realizou ensaios oedométricos simples e duplo, onde as amostras, de diferentes profundidades, foram inundadas com água e esgoto doméstico (pH = 7,3). Analisando os efeitos dos líquidos, foi verificado que as amostras inundadas com esgoto doméstico sofreram maior colapso que as inundadas com água nas camadas mais superficiais.

Posteriormente, outras amostras foram estudadas com a inundação por outros líquidos os quais foram escolhidos pelo fato de serem encontradas com frequência nos esgotos domiciliares. Os novos líquidos usados foram: água sanitária (pH = 9,56); detergente líquido (pH = 4,87); óleo refinado de soja (pH = 3,78) e sabão em pó (pH = 10,31). Com os ensaios oedométricos realizados, foram verificados os seguintes potenciais de colapso: 12,01 % para a solução de água sanitária; 8,46 % para a solução de detergente; 2,29 % para o óleo refinado; 9,46 % para a solução de sabão em pó e 8,28 % para a água destilada.

Cruz *et al.* (1994) estudou um solo arenoso coluvionar poroso com pouca fração argilosa da região centro-oeste do estado de São Paulo. Foram realizados ensaios oedométricos inundados no início (a 0 kPa) com os seguintes permeantes:

- Óleo isolante (mineral);
- Solução de ácido clorídrico com pH variando de 1,0 a 5,0;
- Solução básica de hidróxido de sódio com pH variando de 8,0 a 13,0;

O solo inundado com óleo isolante praticamente não colapsou. As amostras inundadas com pH = 11,0 a 0 kPa apresentaram expansão. Já os líquidos de pH = 13,0 provocam colapso da ordem de 2,5 %, sem nenhum carregamento, ou seja, inundando a 0 kPa. Entretanto, quando estes foram inundados a 160 kPa apresentaram grande deformabilidade, entre 9,0 % e 14,0 %.

Sherard (1976), citado por Cruz *et al.* (1994), verificou que amostras inundadas com líquidos, os quais apresentavam alto índice do cátion sódio tinham grande aumento na sua compressibilidade.

Lobo *et al.* (2004) enunciam alguns casos de ocorrência de colapso em alguns locais no estado de São Paulo. O primeiro relato é do surgimento de recalques com desnivelamento de uma máquina de uma indústria local. Após vistoria técnica, foi descoberto que a indústria utilizava em seus trabalhos soda cáustica e que grande quantidade desta solução ficava empoçada ao redor da máquina, o que provocou o colapso do solo sob a base. Outra situação foi o aparecimento de grandes recalques no piso de uma metalúrgica no interior do estado, o que provocou o rompimento de tubulações subterrâneas. Tal problema foi devido à infiltração de efluentes com pH básico para coloração de fios de uma indústria de tecelagem vizinha. O último caso trata de uma indústria de produção de suco de laranja, também no interior no estado de São Paulo. A infiltração de soda cáustica no solo sobre um evaporador causou o colapso, formando uma cratera de quase 8,0 m³ de volume.

Também se deve ressaltar a interação do líquido com solo dada pelo processo de inundação. Segundo Ferreira (1993), a velocidade com que a água penetra nos vazios do solo influencia na desestruturação do mesmo. O autor realizou ensaios oedométricos, variando a vazão de inundação entre 1,0 e 0,0175 ml/s, para um mesmo estágio de carregamento. Foi verificado que a diminuição da vazão reduz a velocidade de deformação do solo.

Goldshstein (1969), citado por Clemence & Finbarr (1981), descreve quatro tipos de umedecimento que podem desencadear o colapso:

- umedecimento local e superficial oriundo de problemas de tubulações ou drenagem superficial. Tal umedecimento geralmente não alcança grandes profundidades e os recalques ocorrem principalmente nas camadas mais superiores do solo abaixo da zona umedecida;
- umedecimento local, profundo e intenso causado por lançamento de efluentes industriais ou por irrigação. Se a taxa de fluxo é suficiente alta para causar a subida do lençol freático, então toda a região do solo colapsível pode ficar saturada em pouco tempo. Com isso, o colapso pode ocorrer, então, devido ao carregamento das edificações assentes ou devido ao peso próprio das camadas subjacentes.
- aumento uniforme e gradual do lençol freático devido a inundações em áreas de solos colapsíveis. O colapso é normalmente uniforme e gradual.
- aumento gradual e lento do teor de umidade de uma espessa camada de solo, resultante da condensação de vapor e acúmulo de umidade devido a variações nas condições de evaporação (por exemplo, impermeabilização superficial do solo). Ocorre enfraquecimento parcial da coesão interna do solo e o colapso é incompleto, aumentando lentamente com o umedecimento do solo.

2.5 – CRITÉRIOS DE IDENTIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DO COLAPSO

Devido aos grandes problemas que podem ser criados pela ocorrência do processo de colapso em um dado solo, torna-se extremamente importante conhecer se certo local apresenta ou não tal alteração de comportamento mecânico diante das condições já anteriormente mencionadas e o quão grave ele pode ser.

Em vista disso, na literatura técnica, já foram realizados e adaptadas algumas metodologias e correlações de ensaios laboratoriais de caracterização ou especiais, como também ensaios de campo para então, a partir dos mesmos, se obter critérios e parâmetros que pudessem relacionar o comportamento do solo com o colapso que o mesmo possa apresentar.

2.5.1 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.5.1.1 – IDENTIFICAÇÃO DO COLAPSO

Estes ensaios apenas visam indicar alguma característica colapsível que um solo possa apresentar. Têm apenas caráter qualitativo, não mensuram, nem quantificam o quanto de colapso possa ocorrer em dada situação. Ensaios de identificação também podem ser feitos em campo.

Reginatto & Ferrero (1973) identificaram e concluíram ser possível determinar a sensibilidade ao colapso de solos de Córdoba/Argentina, através de ensaios químicos com amostras em presença de líquidos com diferentes composições. Segundo os autores, o colapso foi devido à dispersão da fração argila que servia de agentes cimentantes entre as partículas.

Jennings & Knight (1975) mencionaram existir, devido à condição de parcial saturação dos solos, um valor crítico de grau de saturação, abaixo do qual o solo sofre colapso e, acima do qual, ele permanece metaestável. Tais valores, segundo os autores, estão relacionados aos tamanhos dos grãos:

- Pedregulho fino: $6,0 \% < S_{r_{crit}} < 10,0 \%$;
- Areia siltosa fina: $50,0 \% < S_{r_{crit}} < 60,0 \%$;
- Silte argiloso: $90,0 \% < S_{r_{crit}} < 95,0 \%$.

Mariz (1993) realizou um tipo de ensaio físico-químico par avaliar a desintegração estrutural do solo. O ensaio consiste em colocar um torrão do solo analisado em um becker, umedecê-lo com água (ou com outro tipo de líquido inundante que se queira estudar a interação físico-química) e cronometrar o tempo que esse torrão leva para a sua total desintegração. Este tempo é, então, associado à identificação do colapso do solo.

Arman & Thorton (1973), citados por Mariz (1993), também identificaram a colapsibilidade de um silte através da alteração da cor de líquidos usados em solução com amostras do solo. Os autores utilizaram como líquidos, o hexametáfosfato de sódio e água destilada. Após a sedimentação das partículas sólidas, foi verificado que o hexametáfosfato de sódio apresentava uma coloração preta quando em contato com o solo, enquanto, a água destilada

apresentava cor marrom. Segundo os autores, a cor preta de um dos líquidos se deveu ao rompimento de ligações cimentantes entre os grãos devido à interação líquido-solo, o que seria possível causa de ocorrer colapso.

Mariz & Casanova (1994) verificaram a influência do ar aprisionado e a forma que ele é retirado, no mecanismo de colapso. Para tanto, foram realizados ensaios de aplicação de vácuo em amostras, seguida de umedecimento com água deaerada. Foi verificado que o torrão submetido ao vácuo, quando umedecido, permaneceu intacto, enquanto que o que foi umedecido ao ar livre, desagregou-se imediatamente.

Mendonça *et al.* (1994), para verificar a influência do fluido percolante no fenômeno de colapso, realizou ensaios físico-químicos os quais consistiam em colocar torrões de mesma massa dentro de um becker com posterior umedecimento dos mesmos a diferentes concentrações de álcool metílico (CH₄OH). Após 24 horas de imersão, foi verificado que quanto menor foi a concentração de álcool metílico, maior foi o grau de desintegração dos torrões.

2.5.1.2 – QUANTIFICAÇÃO DO COLAPSO

Os métodos de laboratório para identificação de colapso, vistos acima, embora possam ser mais simples, rápidos e práticos, por apenas relacionar algumas propriedades do solo a sua susceptibilidade à ocorrência de colapso, possuem suas limitações. Eles não consideram alguns pontos importantes como o estado de tensões e a o nível de deformações do solo.

Então, para se saber quão grave o colapso de uma camada de solo possa se apresentar, são utilizados ensaios que quantificam o grau de colapsibilidade do solo. Dentre tais tipos, o ensaio de adensamento (ou oedométrico) é um dos mais utilizados no meio técnico. Este ensaio relaciona efeitos de sobrecarga, da variação do teor de umidade e do índice de vazios do solo, características bastante relevantes no estudo do fenômeno de colapso.

Baseado nisso, Jennings & Knight (1957), após várias tentativas de propor ensaios para estudar o fenômeno do colapso, apresentaram uma técnica que consistia em realizar simultaneamente dois ensaios de adensamento em amostras do mesmo solo. Após a aplicação de uma carga de aproximadamente 1,0 kPa, ambas as amostras são deixadas adensar por 30

minutos, uma mantida, o mais próximo possível da umidade natural e outra, saturada por inundação. Resultados encontrados pelos autores destes ensaios podem ser expressos pela Figura 2.12. A diferença encontrada entre as curvas indica, segundo os autores, a magnitude do colapso do solo totalmente devido à inundação.

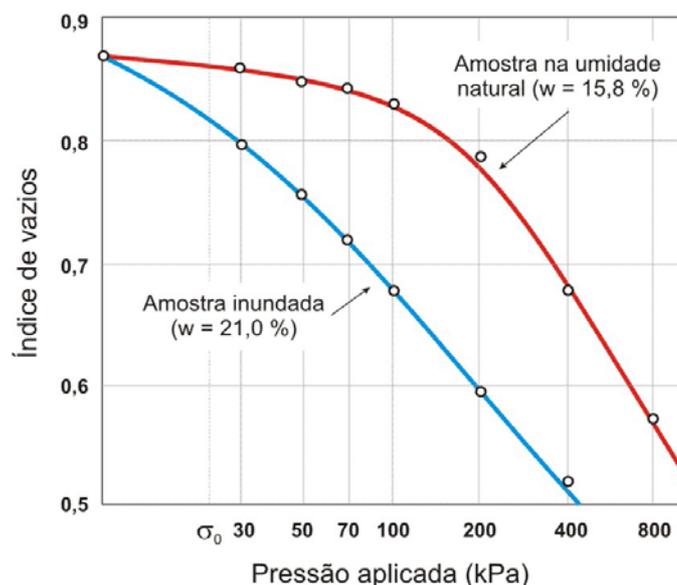


Figura 2.12 – Curvas de compressibilidade natural e inundada para um solo colapsível (Jennings & Knight, 1957)

Reginatto & Ferrero (1973) também analisaram a necessidade da quantificação do colapso em vez de apenas identificá-lo por correlações de ensaios. Os autores consideraram a atuação de forças externas e o nível de tensões que o solo pudesse suportar e propuseram um novo critério baseado em ensaios duplo oedométricos. A partir dos ensaios realizados, são obtidas curvas logaritmo da tensão σ vs. deformação (ou índice de vazios), mostradas na Figura 2.13, como também, determinado o coeficiente de colapsibilidade (C) apresentado na Equação 2.4.

$$C = \frac{\sigma_{cs} - \sigma_0}{\sigma_{cn} - \sigma_0} \quad (2.4)$$

Onde:

σ_0 : Tensão vertical devido ao peso próprio das camadas superiores à profundidade estudada;

σ_{cn} : Tensão de colapso no solo no teor de umidade natural;

σ_{cs} : Tensão de colapso para o solo saturado;

Os valores de σ_{cn} e σ_{cs} são determinados a partir dos ensaios oedométricos. Geralmente, para algum tipo de solo em seu estado natural $\sigma_{cn} \geq \sigma_0$. Para solos colapsíveis, $\sigma_{cn} > \sigma_{cs}$, porém, em alguns casos, resultados de ensaios mostram $\sigma_{cs} < \sigma_0$. Isto significa que o solo não suportará o peso próprio sob saturação e recalques maiores ocorreram pela atuação de forças externas.

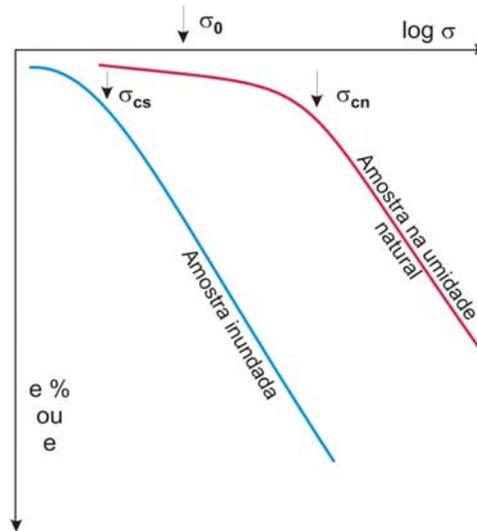


Figura 2.13 – Tensões utilizadas para na quantificação do colapso do solo (Reginatto & Ferrero, 1973)

Comparando os valores de σ_0 , σ_{cn} e σ_{cs} , para um dado solo e estado de tensão, pode-se determinar o comportamento do solo sob saturação, se há perigo de ocorrer colapso e o nível de tensão que o mesmo ocorrerá. Segue abaixo, algumas relações determinadas pelos autores:

- a) Para $\sigma_{cs} < \sigma_0$: Quando saturado, o solo não suportará seu peso próprio. Estes, segundo os autores, são definidos como “verdadeiramente colapsíveis”.
- b) Para $\sigma_{cs} > \sigma_0$: Sob saturação, os solos suportam certos níveis de tensões. São definidos como “condicionalmente colapsíveis”. Neste caso, a possibilidade de ocorrer colapso dependerá se uma dada tensão σ atuante é maior ou menor que σ_{cs} :
 - Se $\sigma < \sigma_{cs}$, sob saturação, não ocorrerá colapso do solo e o máximo acréscimo de tensão que o solo pode suportar acima de σ_0 é $\sigma_{cs} - \sigma_0$;
 - Se $\sigma_{cs} < \sigma < \sigma_{cn}$, após carregamento e saturação, ocorrerá colapso no solo;
 - Se $\sigma > \sigma_{cn}$, ocorrerá colapso em condições não saturadas.

A partir da relação entre as tensões acima mostradas, os autores definiram o coeficiente de colapsibilidade C expresso na Equação 2.4, e estabeleceram alguns valores limites de C , mostrados a seguir, os quais indicam algum comportamento colapsível do solo:

- Para $C > 0$, grandes recalques ocorrem no solo saturado e sem nenhuma carga externa atuando. O solo é “verdadeiramente colapsível”;
- Para $0 < C < 1$, se o colapso ocorrer, vai depender do valor de σ , em relação a σ_{cs} e σ_{cn} . O solo é “condicionalmente colapsível”;
- Para $C = 1$, o comportamento do solo será o mesmo, independente do grau de saturação. Pouquíssimos solos se comportam assim. O valor de C , usualmente é bem menor que 1 para a maioria dos solos, incluindo os não-colapsíveis;
- Para $C = -\infty$, $\sigma_{cn} = \sigma_0$. Neste caso, tem-se um solo não cimentado, normalmente consolidado.

Jennings & Knight (1975) propuseram uma metodologia baseada em ensaios oedométricos convencionais com uma pequena modificação para quantificar o colapso. Tal ensaio é conhecido na literatura técnica como “simples oedométrico”. Este consiste em realizar um ensaio oedométrico convencional, no teor de umidade natural, carregando progressivamente até a tensão de 200 kPa. Ao final deste carregamento, a amostra é umedecida com água e deixada por 24 horas e, então, o ensaio é conduzido normalmente até o seu valor de tensão máxima. Tal ensaio é representado na Figura 2.14.

Knight (1961), citado por Jennings & Knight (1975), propôs um critério baseado em ajustes feitos nas curvas de compressibilidade no teor de umidade natural e saturada obtidas de ensaios duplo oedométricos. A observação feita pelo autor refere-se ao fato de que os dois ensaios, após as 24 horas em que fica atuando a carga de assentamento de 1,0 kPa, não apresentam índices de vazios iniciais idênticos e, com isso, as duas curvas não partem do mesmo ponto e vs. $\log \sigma$.

O autor propôs dois métodos de ajuste de curvas, em função da relação entre as tensões σ_0 e σ_c , onde σ_0 é a tensão total devido à sobrecarga calculada na profundidade de amostragem e seu valor é plotado nas curvas e vs. $\log \sigma$, σ_c é a tensão de pré-adensamento da curva

referente ao solo inundado obtida por um dos métodos existentes na literatura. Então, dependendo dos valores destas tensões, pode-se ter as seguintes situações de ajuste:

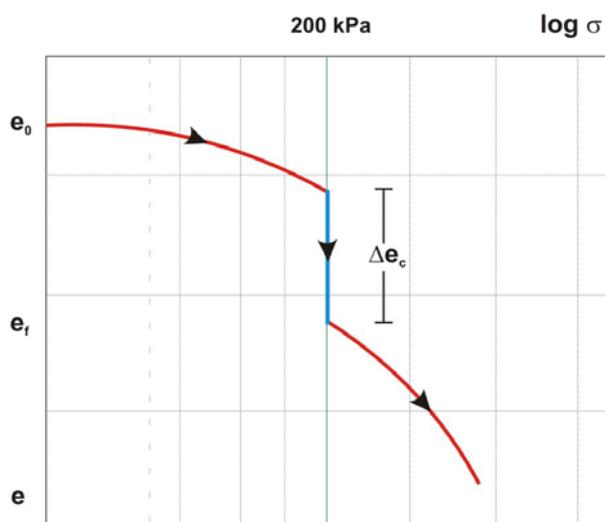


Figura 2.14 – Curva típica de ensaio simples oedométrico
(Jennings & Knight, 1975)

- a) Para $0,8 < \sigma_c/\sigma_0 < 1,5$: o solo está normalmente adensado. A compressão acontece no trecho da reta virgem da curva referente ao solo inundado. O ajuste é feito pelo translado da curva do solo no teor de umidade natural até o ponto (e_0, σ_0) , como mostrado na Figura 2.15, ponto este situado sobre o prolongamento da já referida reta virgem;
- b) Para $\sigma_c/\sigma_0 > 1,5$: o solo está sobre-adensado. Neste caso, o ponto (e_0, σ_0) reside sobre a curva de compressibilidade do solo inundado e o ajuste da curva referente ao teor de umidade natural é como o mostrado na Figura 2.16, ou seja, sobre a curva do solo ensaiado sob inundação.

Em relação às duas curvas acima, um dado acréscimo de sobrecarga $\Delta\sigma$ pode ser plotado em uma delas, dependendo do caso de adensamento do solo e, a partir disso, recalques unitários do solo podem ser medidos. Se não houver variação do teor de umidade natural, o recalque unitário será $\Delta e_s/(1+e_0)$; se o carregamento aplicado permanecer constante e o teor de umidade aumentar, o recalque unitário será $\Delta e_c/(1+e_0)$.

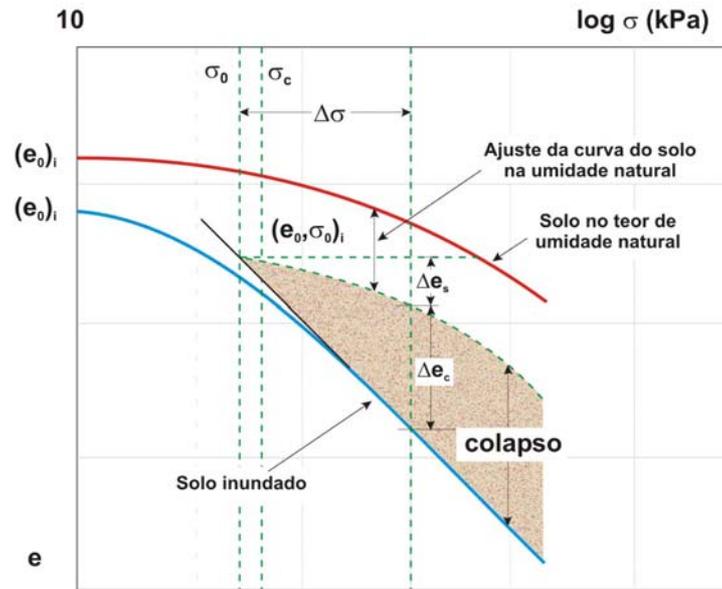


Figura 2.15 – Curva típica de ensaio duplo oedométrico e ajuste para solos normalmente adensados (Jennings & Knight, 1975)

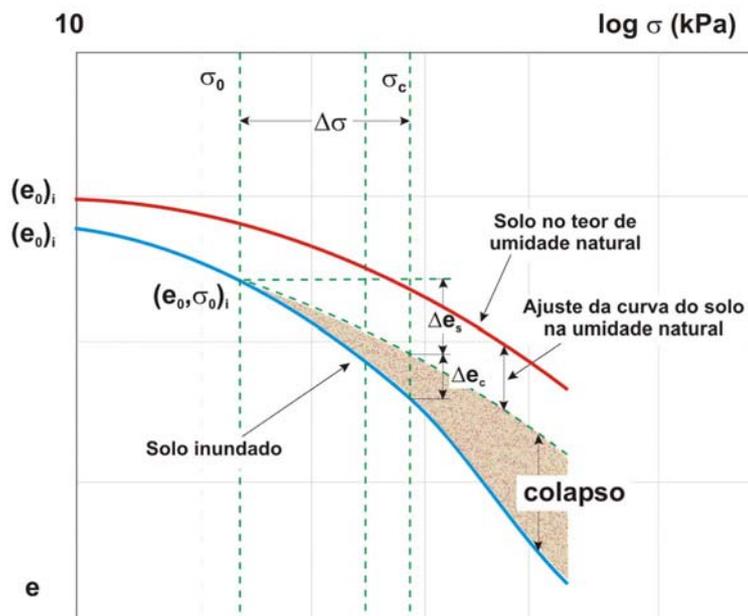


Figura 2.16 – Curva típica de ensaio duplo oedométrico e ajuste para solos sobre-adensados (Jennings & Knight, 1975)

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.5)$$

Onde:

Δe é a variação de índice de vazios devido à saturação;

e_0 é o índice de vazios inicial da amostra.

Vargas (1978), a partir da Equação 2.5, proposta pelo ensaio simples oedométrico, considera como colapsíveis, solos que apresentam potencial de colapso (i) maior que 0,02.

Lawton *et al.* (1991) desenvolveram um ensaio chamado “duplo-triaxial”, similar ao ensaio duplo-oedométrico, para determinar o potencial de colapso por umedecimento de solos sujeitos a estado anisotrópicos de tensão. Encontraram que para uma dada tensão total normal média, o colapso axial aumenta e o colapso radial diminui com o aumento do índice de tensão σ_1/σ_3 .

Vilar & Davies (2002) também utilizaram essa metodologia de ensaio para estudar o comportamento colapsível do solo da cidade de São Carlos/SP. Verificaram que o estado de tensão e o tipo de ensaio tendem a influenciar o comportamento colapsível. Nos ensaios de compressão triaxial realizados, as deformações axiais medidas tendem a ser bem menores que as deformações por colapso observadas em ensaios oedométricos. Também consideram a possibilidade de que a deformação lateral influencia na magnitude do colapso.

Em laboratório, existem ainda, critérios tomados para quantificar o potencial de colapso baseado em correlações com algumas propriedades dos solos, principalmente com seus índices físicos.

Basma & Tuncer (1992) propuseram um modelo para prever o potencial de colapso dos solos mediante o uso de uma equação (Equação 2.6) obtida por dados experimentais de ensaios de laboratório.

$$CP = 48,496 + 0,102C_u - 0,457w_i - 3,533\gamma_d + 2,80 \ln(p_w) \quad (2.6)$$

Onde:

CP é o potencial de colapso, em porcentagem;

C_u é o coeficiente de uniformidade do solo;

w_i é o teor de umidade inicial, em porcentagem;

γ_d é o peso específico seco máximo, em kN/m^3 ;

p_w é a tensão de inundação, em kPa.

Rollins *et al.* (1994) indicam que o fenômeno do colapso é um resultado da interação dos finos com o material graúdo. Então, para avaliar a influência do teor de finos e da plasticidade no potencial de colapso, ensaios de laboratório foram feitos usando misturas de areias uniformes com várias argilas contendo teores de betonita e kaolinita. Amostras foram moldadas e carregadas até 100 kPa com posterior inundação. Dos resultados obtidos, foi visto que o potencial de colapso aumenta consideravelmente com pequenos acréscimos em misturas com argilas possuindo teor de betonita e aumenta pouco em argila com kaolinita. Foi encontrado também um valor de teor ótimo de argila para um valor máximo de colapso e este diminui conforme a plasticidade da argila aumenta.

Soares *et al.* (1997) empregaram a técnica de tomografia computadorizada para medir a variação de massa específica que um solo sofre devido à ocorrência do colapso. A partir da análise de imagens do tomógrafo, pode-se fazer uma estimativa da porosidade do solo. Os autores concluíram haver um aumento da massa específica do solo com o colapso.

2.5.2 – ENSAIOS DE CAMPO

Há autores que relacionam o colapso a partir de ensaios de campo. Ferreira & Lacerda (1993), a partir de um equipamento desenvolvido para medir variações de volume em solos não-saturados (o expanso-colapsômetro), realizaram ensaios de campo similares aos ensaios oedométricos simples e duplos de laboratório, medindo a colapsibilidade do solo, além de outros comportamentos como a expansão. Comparando com ensaios oedométricos de laboratório, os autores concluíram que o potencial de colapso em ensaios de campo é 13 % menor que o correspondente valor medido em ensaios de laboratório. Os autores ainda verificaram que, em laboratório, 98 % da deformação volumétrica devido ao colapso por inundação ocorrem após 4 minutos, enquanto que, em campo, para ocorrer os 98 % de deformação, o tempo variou entre 8 minutos, para a pressão de 10 kPa, a 120 minutos, para a pressão de 160 kPa. Os autores associam tal diferença ao menor caminho de percolação que a água segue nos ensaios de laboratório que nos ensaios de campo.

Carvalho & Albuquerque (1994) identificaram a variação no comportamento mecânico em um solo colapsível na cidade de Ilha Solteira-SP, através de ensaios de duas provas de carga à

tração realizadas em estacas de pequeno porte. Foi realizada uma prova de carga com o solo na umidade natural e a outra, após a inundação do solo. Com os resultados obtidos a partir da análise de curvas carga vs. deslocamento, os autores verificaram que a carga última obtida para a prova de carga realizada com o solo inundado foi cerca de 50 % menor que a obtida com o mesmo ensaio realizado na umidade natural, indicando a grande influência do teor de umidade.

Carneiro *et al.* (1994) também identificaram colapsibilidade pela execução de provas de carga à tração e à compressão em estacas escavadas, apiloadas e tipo Strauss, no solo natural e após inundação. O efeito da inundação na alteração dos valores das cargas últimas à tração e à compressão foi verificado através das Equações 2.7 e 2.8:

$$\eta_t = \frac{(P_{ut} - P_{ut'})}{P_{ut}} \cdot 100 \quad (2.7)$$

$$\eta_c = \frac{(P_{uc} - P_{uc'})}{P_{uc}} \cdot 100 \quad (2.8)$$

onde:

P_{ut} : carga última média ajustada à tração para o solo na umidade natural, em kN;

$P_{ut'}$: idem anterior, para o solo inundado;

P_{uc} : carga última média ajustada à compressão para o solo na umidade natural, em kN;

$P_{uc'}$: idem anterior, para o solo inundado;

η : perda de carga última à tração ou à compressão, devido à inundação do solo.

A partir dos valores obtidos, foi verificada maior perda de carga última nas estacas escavadas e mais evidentes nas submetidas à tração (100 % de redução da capacidade) que nas estacas à compressão (34 %).

Jennings & Knight (1975) propuseram um ensaio de campo, tipo “expedito”, muito simples para identificar alguma tendência colapsível que um solo possa apresentar. O método consiste em retirar da parede de um poço, um pequeno bloco de amostra indeformada, de volume aproximadamente igual ao que seja comportado pela mão. Tal bloco é dividido em duas partes de volume aproximado. Uma das amostras é umedecida e moldada nas mãos de modo a formar uma bola. O volume desta é, então, comparado com o volume da outra amostra que

ficou indeformada e na condição de umidade natural. Caso ela seja claramente bem menor que a indeformada, então existe a possibilidade de que este solo apresente colapso. Por fim, apenas por verificação, a outra amostra que ficou indeformada, também é umedecida, moldada em forma de bola e seu volume deve estar aproximadamente no mesmo tamanho que a primeira.

Ferreira *et al.* (1998) realizaram em solos de dois municípios do estado de Pernambuco, ensaios de placa no intuito de medir colapso nos mesmos. Os ensaios foram realizados similarmente aos oedométricos duplo e simples de laboratório. A partir dos ensaios feitos, para o solo do município de Santa Maria da Boa Vista, com a amostra ensaiada na umidade natural, a curva tensão-recalque teve um comportamento quase linear até a tensão final, enquanto que a amostra inundada, após a tensão de 450,0 kPa, houve ruptura do solo. Quanto ao solo de Petrolândia, no primeiro ensaio, feito no estado natural, o solo rompeu quase que por completo a 320,0 kPa, deformando muito após pequenos acréscimos de tensão. Outros dois ensaios foram feitos, com inundação em uma dada tensão: um a 10,0 kPa (com colapso de 0,55 mm) e outro inundado a 80,0 kPa (com colapso de 2,80 mm).

Kratz de Oliveira *et al.* (2000) apresentaram uma metodologia que permitia avaliar o potencial de colapso de solos baseando-se em ensaios pressiométricos. Este ensaio considera uma variação volumétrica radial através da expansão radial de uma cavidade, permanecendo constante a altura do cilindro carregado, como mostrado da Figura 2.17.

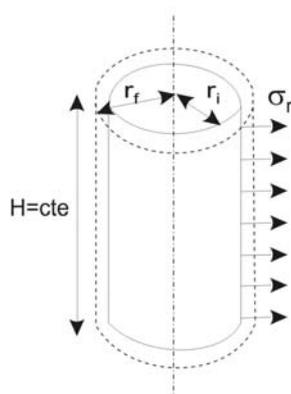


Figura 2.17 – Variação volumétrica ocorrida no ensaio pressiométrico
(Kratz de Oliveira *et al.*, 2000)

A identificação do colapso através deste ensaio é similar ao duplo oedométrico: consiste em comparar um ensaio pressiométrico realizado na umidade natural, com outro realizado após inundação da área da cavidade ao redor da sonda pressiométrica. Através das duas curvas representadas na Figura 2.18, pode-se calcular o potencial de colapso pressiométrico através da Equação 2.9:

$$C_{press} = \frac{r_f^2 - r_i^2}{r_i^2} - \frac{r_{oSAT}^2 - r_{oNAT}^2}{r_{oNAT}^2} \quad (2.9)$$

Onde, r_i é o raio da cavidade para o solo sob condição de umidade natural; r_f é o raio da cavidade para o solo saturado; r_{oNat} e r_{oSat} são os raios iniciais de cavidade para o solo natural e saturado, respectivamente. Segundo os autores, o potencial de colapso medido pelo ensaio pressiométrico foi, em média, quatro vezes maior que o colapso medido por ensaios oedométricos para o solo estudado (região metropolitana de Porto Alegre-RS). Os autores consideram que o ensaio pressiométrico apresenta como vantagens medir o potencial de colapso dos solos, a rapidez e a economia, como também a fácil execução em grandes profundidades.

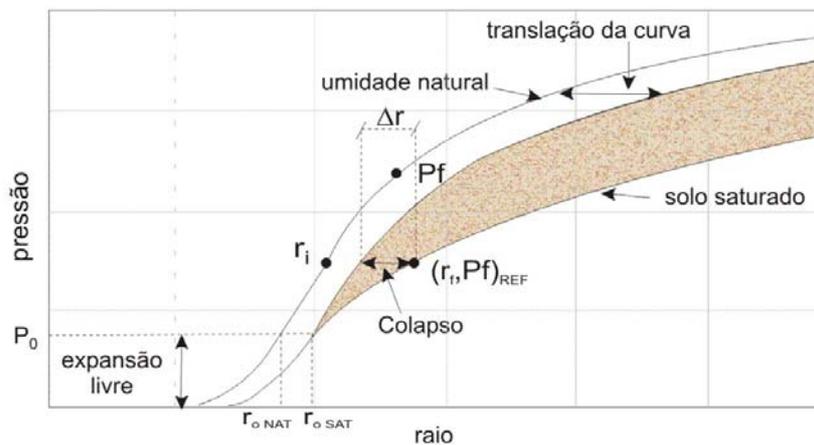


Figura 2.18 – Curvas do ensaio pressiométrico para medir colapso
(Kratz de Oliveira *et al.*, 2000)

Em suma, os ensaios de campo têm a vantagem de manter, ao máximo possível, as condições reais de campo, como o teor de umidade, testar amostras de grandes diâmetros. Também de gerar menor distúrbio na estrutura instável, como a quebra e o amolgamento, o que são pontos positivos no uso destes ensaios. Alguns apresentam a desvantagem de serem caros,

principalmente quando o tempo de ensaio é grande. Contudo, em geral, independente do critério ou ensaio a ser usado, é muito importante considerar o estado de tensões e o teor de umidade em que o solo a ser examinado se encontra, pois essas duas condições de estado do solo são de grande influência no comportamento mecânico dos solos colapsíveis.

Metodologia

Neste Capítulo, serão apresentados os ensaios utilizados tanto para caracterizar o solo estudado, quanto para analisar o fenômeno do colapso de forma quantitativa e qualitativa. São descritas também as características do equipamento utilizado, suas principais vantagens e a descrição da montagem do equipamento e de sua preparação para se executar os ensaios oedométricos. Também é descrito o local estudado, o solo coletado e os materiais contaminantes escolhidos.

3.1 – LOCAL ESTUDADO

Para esta pesquisa, o local estudado foi o Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da Universidade de Brasília, situado em frente ao prédio SG-12, como mostrado na Figura 3.1. O critério de escolha do mesmo se baseou nos dados e experimentos já realizados neste local em pesquisas anteriores relacionadas tanto à compressibilidade quanto à caracterização geotécnica deste solo e que pudessem servir de comparação e auxílio na proposta esta dissertação.

Segundo Mendonça (1993), de um modo geral, os solos de Brasília apresentam elevada porosidade e grãos ligados por agentes cimentantes, o que confere aos mesmos um comportamento colapsível. Profissionais da área relatam que o processo de laterização, associado com a lixiviação de partículas menores das camadas superiores e deposição nas camadas inferiores, é responsável por tão altos valores de porosidade, como também à formação de camadas lateríticas silto-argilosas e de coloração avermelhada comumente chamadas de “argila porosa”.

Através de estudos da EMBRAPA (1978), foi identificado alto teor de Fe e Al, devido ao processo de lixiviação desses solos, pequena variação do teor de argila e quase nenhuma presença das bases (Ca^{+2} , Mg^{+2} , K^+ , Na^+) e SiO_2 .

Mendonça *et al.* (1994) menciona que estes solos apresentam baixíssima resistência, valores de SPT situados entre 1 e 4 golpes e alta permeabilidade (em torno de 10^{-3} cm/s). Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1993), apresenta ainda, Limites de Liquidez entre 25 e 78 % e índice de vazios entre 1,2 e 2,2.

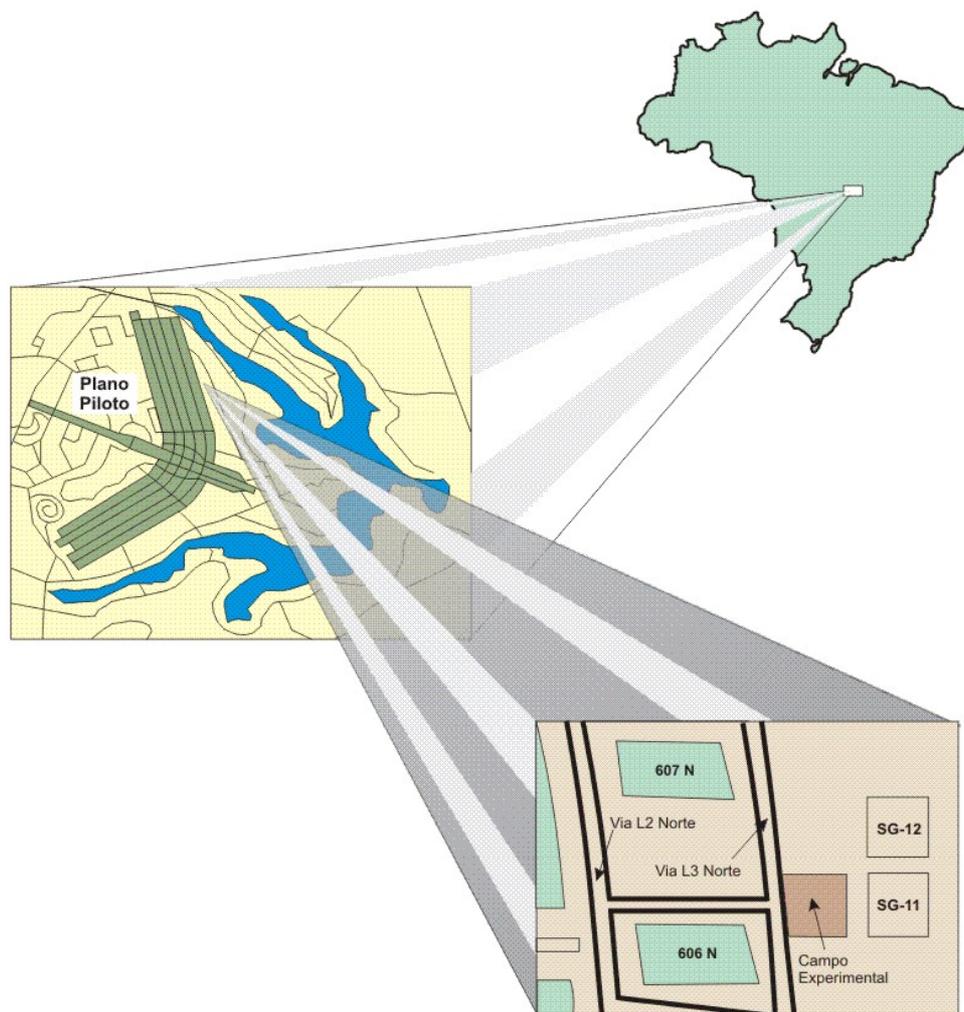


Figura 3.1 – Local estudado

3.2 – AMOSTRAGEM

3.2.1 – SOLO

Foram coletados, em um poço escavado de aproximadamente 1,0 m de diâmetro até a profundidade de 2,7 m, três blocos cúbicos de amostras indeformadas com aproximadamente 30 cm de lado e com cota de base dos mesmos situada na profundidade final desejada.

Segundo Pastore (1996), citado por Perez (1997), neste Campo Experimental de onde as amostras foram retiradas, tem-se de, 0,0 a 8,8 m, um horizonte de solo residual laterítico constituído por uma argila arenosa vermelha até os primeiros 5,00 m, englobando, pois, a profundidade de coleta das amostras.

Antes da retirada do poço, os blocos foram parafinados, revestidos com tecido tipo “murim” e novamente parafinados para garantir as condições de umidade de campo. Após isso, foram postos em caixotes de madeira com serragem, identificados devidamente, transportados cuidadosamente ao Laboratório de Geotecnia. Por fim, acondicionados em câmara úmida, com umidade em torno de 95 % para evitar trincamento da parafina e só retirados para a realização dos ensaios.

3.2.2 – CONTAMINANTES

O fenômeno do colapso tem sido estudado, na maioria dos casos, como sendo consequência da inundação pela água, correlacionando ao efeito da infiltração por águas pluviais ou ao rompimento de alguma rede subterrânea de abastecimento. Entretanto, sabe-se que em muitos lugares, camadas de solo são contaminadas por diversos tipos de líquidos, devido, por exemplo, ao rompimento de canalizações de fluidos industriais, deposição de águas residuárias, vazamentos de tanques de armazenamento e dutos de combustíveis, percolação de líquidos oriundos de aterros sanitários, dentre outros. Nesta pesquisa, para o estudo do processo de colapso como sendo influenciado pelas características do líquido percolante, foram escolhidos a gasolina, o álcool e o percolado de aterro sanitário (chorume). Também será utilizada a água para verificar seu efeito e comparar os resultados com os demais líquidos.

3.2.2.1 – COMBUSTÍVEIS: GASOLINA E ÁLCOOL.

Devido a todos estes problemas encontrados nos posto de armazenamento de combustíveis, torna-se necessário, então, o estudo do efeito da contaminação pelo fluxo dos mesmos, verificando a interação das características físico-químicas do fluido com o solo da região.

A gasolina utilizada nesta pesquisa foi do tipo comum e, juntamente com o álcool, foram adquiridos de um posto de abastecimento da Asa Norte do Plano Piloto, próximo a Universidade de Brasília.

3.2.2.2 – CHORUME

A disposição de resíduos na natureza tem gerado, em diversas partes do mundo, sérios problemas de ordem ambiental e riscos à saúde humana. Uma solução para tal problema é a construção de aterros sanitários.

Diante dessas condições e de este líquido ser um poluente em potencial e possuir composição química complexa e variável (Murrieta & Kóide, 1998), é necessária a análise do fluxo do mesmo como possível agente de colapso, devido à interação físico-química com os solos do Distrito Federal. O chorume utilizado foi na concentração de 100 %, bruto, tal qual é coletado nas células de captação existentes na área do Jockey Club, sendo devidamente coletado deste local e armazenado cuidadosamente na Sala de Geotecnia Ambiental do Laboratório de Geotecnia.

A Tabela 3.1 apresenta as principais características físico-químicas dos contaminantes utilizados cujo conhecimento é muito importante para a análise do comportamento do solo frente a inundação com os mesmos. Também estão relacionadas características da água destilada, visto que a mesma também foi usada para efeito de comparação.

Tabela 3.1 – Características físico-químicas dos líquidos utilizados

Líquido	Constante Dielétrica	Tensão Superficial (dyna/cm)	pH	Viscosidade (cP)	Densidade (20 °C)	Temperatura (°C)
Gasolina	2,2	*	7,4	0,62	0,75	23,7
Álcool	25,8	231,0	6,7	1,17	0,80	23,4
Chorume	*	*	9,5	8,25	1,13	23,9
Água	80,0	73,0	6,8	1,14	1,00	22,0

* Valores cuja identificação não foi possível

3.3 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Com amostras deformadas, moldadas a partir dos blocos coletados, foram realizados diversos ensaios tais como, ensaios de caracterização geotécnica, análise química do solo natural e contaminado com os diferentes efluentes já mencionados e ensaio de difração de Raio-X.

Com amostras indeformadas foram realizados ensaios oedométricos, ensaios de sucção matricial e total pelo método do papel filtro, microscopia eletrônica de varredura e ensaio de dispersão.

3.3.1 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO

Os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília seguindo as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Com isso, foram feitos os seguintes ensaios:

- Determinação da massa específica aparente (método da balança hidrostática): NBR 10838 (ABNT, 1988);
- Determinação da massa real dos grãos do solo: NBR 6508 (ABNT, 1984);
- Análise granulométrica: NBR 7181 (ABNT, 1984);
- Determinação do Limite de Liquidez: NBR 6459 (ABNT, 1984);
- Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180 (ABNT, 1984).

Quanto à análise granulométrica, foram realizados dois ensaios de sedimentação dos finos: Um com uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outro sem o mesmo, para verificar o comportamento da curva granulométrica quanto à quebra das microconcreções de argila existentes na estrutura do solo.

3.3.2 – ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO EXPEDITA MCT

Segundo Nogami e Villibor (1994), esta metodologia consiste em classificar os solos tropicais através de procedimentos de ensaios que sejam compatíveis com as características geotécnicas de tais tipos de solo. A partir de uma quantidade de solo que passa na peneira 40 (0,42 mm), umedece-se a mesma num teor de umidade que seja o bastante para se obter uma pasta e que apresente, esta, uma profundidade de penetração com o uso de um penetrômetro manual de 1,0 mm. Este aparelho deve ter ponta em agulha com 1,3 mm de diâmetro e massa de 10,0 g. Após a preparação da pasta são moldadas pastilhas em três anéis de PVC rígido com dimensões de 20,0 mm de diâmetro interno e 5,0 mm de altura. Também é retirada uma porção da pasta para a moldagem de bolinhas com cerca de 20,0 mm de diâmetro.

Após a secagem dos anéis e das bolinhas, determina-se a umidade de moldagem destas e, com o auxílio de um paquímetro, mede-se a contração das pastilhas dada pela distância máxima entre a borda interna do anel e a borda externa da pastilha.

Para as bolinhas, é medida a resistência a desagregação da bolinha seca e na presença da água. Quanto às pastilhas são, então, transferidas com os anéis para uma pedra porosa saturada, coberta com um papel filtro, cuja superfície esteja 5,0 mm sobre um nível d'água constante. Determinar a reabsorção das pastilhas, medindo o tempo de ascensão d'água por capilaridade em cada pastilha e deixando-as em repouso por pelo menos 2 horas, verificando o surgimento ou não de trincas ou inchamento nas mesmas. Medir eventual contração residual e a consistência na superfície superior e inferior da pastilha com o auxílio do penetrômetro. Com os valores de contração medidos, calcula-se o coeficiente c' pela equação 3.1 ou 3.2 dependendo do valor da contração medida na pastilha. Com este coeficiente e o valor da penetração medida, determina-se o grupo MCT pelo método expedito.

$$\text{Para } 0,1 \text{ mm} < ct < 0,5 \text{ mm} - c' = (\log_{10} ct + 1) / 0,904 \quad (3.1)$$

$$\text{Para } ct > 0,6 \text{ mm} - c' = (\log_{10} ct + 0,7) / 0,5 \quad (3.2)$$

onde, ct é a contração, em mm, medida com o penetrômetro.

3.3.3 – ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

O conhecimento de algumas propriedades químicas do solo, como pH e quantidade de cátions básicos e ácidos, torna-se importante quando se trata do estudo da interação do mesmo com líquidos de natureza química considerada agressiva. Nestes ensaios, foram utilizadas amostras de solo tanto na umidade natural, quanto previamente inundadas com os contaminantes.

3.3.4 – ENSAIO DE DISPERSÃO QUÍMICA

Alguns trabalhos já foram realizados mencionando a influência da constante dielétrica do fluido que inunda uma camada de solo e que tal propriedade do fluido esteja relacionada com alterações no comportamento mecânico do solo (Camapum *et al.*, 1994; Mariz, 1993; Mitchell, 1993). Então, foram realizados também, nesta pesquisa, ensaios, denominados dispersão

química, os quais consistiram em verificar a desintegração estrutural de um torrão de solo, quando imerso em um bécker com um dado líquido a ser analisado. Foram utilizados torrões de solo na umidade natural com massa de 10,0 g, imersos em gasolina, álcool, chorume e água destilada. Após a imersão, é registrado, com o auxílio de um cronômetro, o tempo em que o torrão se desintegra totalmente quando em contato com o líquido.

3.3.5 – ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Os ensaios oedométricos, também chamados de adensamento unidirecional ou compressão confinada, são os mais utilizados nas pesquisas relacionadas à quantificação e identificação do fenômeno do colapso de solos. Embora necessitem de um considerável tempo de execução e cuidados na preparação da amostra e de execução do ensaio, eles apresentam a vantagem de preservar o arranjo original das partículas. A compressibilidade dos solos podem ser bem estudada por esses ensaios pelo fato de considerarem a influência da umidade e do nível de tensões na amostra.

Nesta pesquisa, foram realizados ensaios duplo e simples oedométricos, segundo a proposta de Jennings & Knight (1957) e Jennings & Knight (1975), respectivamente.

Para o ensaio duplo oedométrico foram moldadas amostras e ensaiadas na umidade natural e inundada com os líquidos propostos: água, gasolina, álcool e chorume. Este ensaio foi realizado mediante os seguintes procedimentos:

- Moldagem e montagem de dois corpos de prova, sendo submetido a uma carga de aproximadamente 1,0 kPa por 24 horas. Isto foi feito apenas para garantir o adequado ajuste e contato do meio de aplicação da pressão e também do contato entre as pedras porosas, papel filtro e amostra;
- Após esse tempo, um dos corpos de prova foi inundado e o outro foi mantido na umidade natural por mais 24 horas;
- Por fim, ambas as amostras, simultaneamente foram submetidas a estágios de carregamento segundo a relação $\Delta\sigma/\sigma = 1$, até a tensão máxima desejada. Tomando, para cada carregamento, leituras de deformações para dados intervalos de tempo, conforme norma NBR 12007 (ABNT, 1990).

O ensaio com a amostra na umidade natural foi feito uma única vez e comparado com os outros sob inundação. O ensaio duplo oedométrico permite, a partir dos ajustes de curvas, descritos no item 2.7.1.2, conhecer o colapso que possa ocorrer num solo devido a uma sobrecarga $\Delta\sigma$.

Quanto aos ensaios simples oedométricos, também foi seguida a proposta de Jennings & Knight (1975):

- Montagem da amostra e carregamento até um dado valor de tensão a qual segundo a proposta dos autores acima é de 200 kPa seguida de inundação por 24 horas. Entretanto, nos ensaios desta pesquisa, os corpos de prova foram carregados até a tensão de 50 kPa e inundadas neste valor com os líquidos contaminantes. A escolha desta tensão de inundação se deu por ser o valor imediatamente superior ao correspondente à tensão *in situ* do solo na profundidade de coleta das amostras;
- Com a inundação, assim como nos estágios de carregamento, são registradas as leituras de deformação vertical devidas apenas à inundação;
- Após 24 horas, é continuado o carregamento até a tensão máxima desejada, semelhantemente ao ensaio duplo oedométrico já descrito.

A partir dos dados obtidos do ensaio duplo oedométrico, são traçadas curvas de compressibilidade $\log \sigma'$ vs. e do solo natural e inundado e ajustadas conforme já mencionado no item 2.7.1.2 para se obter a *zona de colapso* mostrada na Figura 2.12 e na Figura 2.13.

Para os ensaios simples oedométricos, representa-se graficamente a curva de compressibilidade $\log \sigma'$ vs. e , e nesta, a variação volumétrica dada pela variação de índice de vazios devido ao umedecimento. O potencial de colapso é obtido através do critério de Vargas (1978) com uso da equação 2.2.

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

3.3.6 – ENSAIOS DE SUCCÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO

Para o conhecimento dos níveis de sucção do solo estudado em relação à umidade do mesmo, foram realizados ensaios de sucção pelo método do papel filtro.

Segundo Marinho (1994), esta metodologia consiste em colocar o solo em contato com um material poroso com capacidade de absorver água. Através da calibração do material poroso, no caso o papel filtro, tem-se a relação entre a umidade do mesmo com a sucção. Tal relação é representada pela chamada curva característica ou curva de retenção do solo. Com a curva de calibração do papel, pode-se obter a sucção tanto desse quanto do solo, embora estejam com valores de teor de umidade diferentes. É importante considerar o tempo de equilíbrio entre o papel filtro e o solo para se obter os corretos valores de sucção. Este método é considerado indireto pelo fato de obter a sucção do solo através da curva de calibração do papel filtro.

A sucção do solo, como já referida no item 2.1.2, possui duas componentes: a sucção matricial e a sucção osmótica. A primeira está relacionada à estrutura do solo e seu tipo de partículas. A segunda, a quantidade de soluto e composição química existente na água. Nesta pesquisa, foram realizados tanto ensaios de sucção mátrica, quanto total. A partir desta, obtém-se por diferença, a componente osmótica.

O procedimento utilizado para a determinação das curvas características para os dois tipos de sucção é como o descrito a seguir:

- Foram moldados 11 corpos de prova a partir das amostras indeformadas, utilizando um anel de PVC com 2,20 cm de altura por 5,30 cm de diâmetro;
- Para a obtenção da sucção, colocou-se cuidadosamente sobre o corpo de prova na umidade desejada, três papéis filtro, tirados diretamente da caixa e na umidade do ar, cortados e ajustados às dimensões do corpo de prova, conforme Figura 3.2. Nestes ensaios, foi utilizado o papel filtro quantitativo tipo Whatman n° 42. Para a sucção mátrica, foram utilizados três discos de papel filtro em contato com a base do corpo de prova e, para a sucção total, dois discos de papel filtro sobre uma membrana impermeável perfurada para permitir o fluxo do vapor de água.
- A obtenção da umidade desejada pode ser feita por dois métodos: secagem ou umedecimento. Entretanto, nesta pesquisa, foram realizados os dois métodos ao

mesmo tempo. A partir do teor de umidade do corpo de prova considerado intermediário, no caso, o de nº 06, valor esse que é o valor de umidade natural de campo, foram calculados cinco valores de umidade acima e cinco abaixo. Para os cinco corpos de prova com teor de umidade acima do intermediário, imediatamente após a moldagem, o corpo de prova é pesado e a partir deste valor é calculado certo peso do corpo de prova no qual se considera o valor de umidade ideal desejada para o mesmo. Neste corpo de prova é instilado água com um conta-gotas até a amostra atingir o peso outrora calculado. A partir de então, este é posto em contato com os papéis filtro.

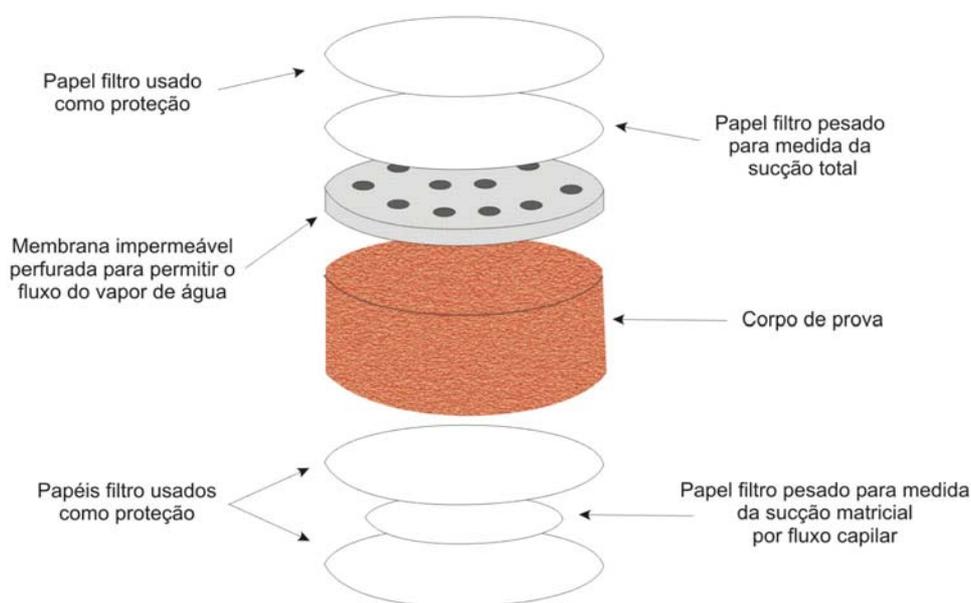


Figura 3.2 – Contatos papel filtro-amostra para medida de sucção

- Quanto aos corpos de prova com condições de umidade abaixo do corpo de prova intermediário, o processo de preparação é semelhante ao de umedecimento dos outros demais. Nesses, após a retirada do bloco informado, cada corpo de prova é pesado e calculado seu peso na umidade desejada. Entretanto, este valor será alcançado por secagem em temperatura ambiente. O corpo de prova mais seco, dependendo do valor ideal a ser obtido, pode apresentar dificuldades para reduzir sua quantidade de água. Como auxílio, pode-se utilizar um processo de ventilação com baixíssima velocidade de forma a não remover os sedimentos mais finos da amostra, ou pode-se deixar o corpo de prova próximo a uma fonte de calor, mas também com temperatura mínima tal que não afete suas propriedades físico-

químicas. De tempo em tempos, estas amostras devem ter seu peso verificado até ser reduzido ao valor ideal e ser posto em contato com o papel filtro.

- Após serem postos em contatos os papéis filtro com o corpo de prova, o conjunto é envolvido em filme de PVC e envolto com fita adesiva para prender bem o filme e garantir o máximo contato do papel filtro com o corpo de prova. Depois, utiliza-se uma camada final de papel laminado como isolante térmico da amostra, faz a identificação do corpo de prova, acondicionamento em uma caixa de isopor e guardado em câmara úmida por um período mínimo de 15 dias para se obter o equilíbrio;
- Completado este período, utilizando uma pinça, o papel do meio entre os três é pesado. Após pesagem, o papel é posto em estufa por um período de 3 horas para se obter o peso seco;
- Obtido o valor do teor de umidade do papel, a partir da curva de calibração do papel filtro, obtém-se seu valor de sucção que é a mesma do corpo de prova.

3.3.6.1 – SUCCÃO COM CONTAMINANTES

A sucção é um fator de grande influência no comportamento dos solos colapsíveis e, de um modo geral nos solos não-saturados.

Segundo Hernandez Moncada *et al.* (2004), o ingresso de fluidos contaminantes no solo muda a composição química do fluido intersticial e, pode-se esperar uma mudança na sucção osmótica. Conforme seja a composição do líquido inundante e do tipo do solo, talvez possa ocorrer até uma mudança na sucção matricial.

Sendo assim, também foram feitos ensaios de sucção matricial e total pela inundação das amostras com os contaminantes estudados. O objetivo foi verificar a influência dos líquidos nas curvas características e, por consequência, no comportamento do solo.

A metodologia empregada consistiu em preparar a mesma quantidade de corpos de prova, nos mesmos valores ideais de teor de umidade, conforme descrito no item 3.3.5 deste Capítulo. Com as amostras prontas a serem postas em contato com o papel filtro, com o auxílio de um conta gotas, foram instilados uma quantidade fixa de 1,5 mL de contaminante, após o qual os

corpos de prova eram fechados e devidamente armazenados conforme o procedimento já descrito. Todo o procedimento foi repetido para cada contaminante.

A quantidade de líquido escolhida foi de 1,5 ml, pois se teve o objetivo de avaliar a influência do contaminante apenas por sua presença no solo em dado teor de umidade. Posteriormente, comparar as curvas características do solo contaminado com as mesmas para o solo sem contaminação.

Devido à alta volatilidade dos combustíveis, principalmente da gasolina, a quantidade de contaminante passou a ser controlada com seu valor em massa. Portanto, passou a ser obtido um certo “peso ideal” de cada amostra em função da quantidade fixa de líquido. Foi verificado através de tentativas que estas amostras contaminadas com gasolina, devido ao tempo entre instilar todo o contaminante e fechá-lo com o filme de PVC, foi necessário deixá-lo com aproximadamente seu “peso ideal” acrescido em 0,03 g em gasolina.

3.3.7 – ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

A estrutura do solo colapsível, como já mencionado em itens anteriores, é uma característica muito importante no estudo do comportamento destes solos. O uso do microscópio eletrônico de varredura (MEV) é uma ferramenta bastante útil e muito utilizada atualmente na área geotécnica para o estudo dos solos colapsíveis. Este equipamento permite conhecer o arranjo estrutural do solo, tamanho e disposição das partículas e até a presença de alguns argilo-minerais. Em geral, este aparelho é utilizado para observar amostras espessas, ou seja, opacas a elétrons. Pode atingir alta resolução em torno de 3,0 nm, grande profundidade de foco, o que torna suas imagens com aparência tridimensional.

3.3.7.1 – PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO

As imagens de microscopia são obtidas pela reflexão de um feixe de elétrons o qual varre a superfície da amostra. Os elétrons são acelerados através de duas lentes eletromagnéticas por tensões de 1 a 30 kV. Essas lentes obrigam um feixe de elétrons de 50 a 200 Å de diâmetro atingir e varrer a superfície de uma amostra na forma de uma varredura quadrada (Padilha & Ambrozio Filho, 1985).

As imagens no MEV são construídas ponto a ponto de modo parecido à formação de uma imagem de televisão. Focaliza-se um feixe de elétrons de alta energia num dado ponto da amostra, o que gera uma emissão de elétrons com grande espalhamento de energia e assim são coletados e simplificados para fornecer um sinal elétrico. A partir deste sinal, a intensidade de um feixe de elétrons é modulado num tubo de raios catódicos (TRC). Para que a imagem fique completa, sobre uma área de superfície da amostra, esse feixe de elétrons é varrido, enquanto que um feixe de elétrons no TRC é varrido em sincronia num rastro de geometria similar (Kestenbach & Botta Filho, 1989).

Para que esta superfície possa conduzir eletricidade, ela deve ser recoberta por uma fina película metálica. No caso, foi utilizado ouro para recobrir a amostra.

3.3.7.2 – PREPARAÇÃO DA AMOSTRA E PROCEDIMENTO DO ENSAIO

As amostras a serem utilizadas no MEV foram retiradas a partir dos corpos de prova após o último carregamento do ensaio simples oedométrico inundados com água e com os contaminantes. Neste ensaio, teve-se o objetivo de verificar a alteração da estrutura do solo tanto após a consolidação, combinada com a influência do tipo de líquido inundante.

Após a retirada do corpo de prova do equipamento, esse foi partido manualmente em vários pequenos blocos com dimensões de aproximadamente 1,0 cm. A superfície de inspeção pode ser feita por corte ou fraturamento. Segundo Wolle (1974), o método de corte, mesmo utilizando lâmina muito fina, introduz perturbações na amostra. Neste trabalho, as superfícies foram obtidas fraturando as mesmas por flexão. Foram obtidos diversos pequenos blocos por fraturamento e selecionados os que apresentavam superfície de inspeção mais próxima da horizontal e com topografia menos acidentada.

As amostras foram secas ao ar para que pudessem ficar na unidade higroscópica. Tais processos devem ser tais que não perturbem a estrutura da amostra.

Após a cobertura com o material condutor, as amostras foram levadas ao microscópio para a execução dos ensaios. O modelo do microscópio utilizado foi o JSM 840 A, fabricado pela empresa JEOL e existente no Laboratório de Microscopia Eletrônica do Departamento de Biologia Celular da Universidade de Brasília.

3.3.8 – ENSAIO DE DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X

Esses ensaios foram realizados para identificar os minerais presentes no solo, visto que a identificação destas partículas, com suas formas, impossíveis de serem vistas a olho nu, é imprescindível para a caracterização mineralógica dos solos. Assim, a utilização de raios-X é muito útil para a determinação da estrutura interna de constituintes da fração argila e de outros constituintes de granulação fina dos solos. A análise difratométrica dos minerais do solo compreende três etapas: preparação, análise e identificação/interpretação do difratograma. O procedimento deste ensaio é descrito, a seguir, conforme Guimarães (1999).

A preparação se inicia com a separação granulométrica por tamanho das partículas de areia, silte e argila. A identificação dos minerais em areia e silte é feita com material não orientado. As amostras são trituradas e o pó obtido é colocado em lâminas de alumínio vazadas e pressionado para preencher a abertura da lâmina. Após isso, as lâminas são levadas ao difratograma para a identificação.

Quanto à fração argila, a qual pode apresentar considerável conteúdo de óxidos e hidróxidos, a separação é feita por dispersão em água, seguida de decantação. Para aumentar a velocidade de sedimentação, utiliza-se a centrifugação. Ocorre a precipitação da fração silte e a fração argila, em suspensão, é novamente centrifugada ou mantida em repouso por 12 horas e submetida a tratamentos com pirofosfato e ultra-som.

Após decantação ou repouso, a argila é preparada como uma pasta sobre lâminas com amostras orientadas pela técnica do *esfregaço* a qual consiste em espalhar a amostra sobre a lâmina de vidro com uma espátula, com movimentos repetidos em uma única direção. A amostra orientada sobre a lâmina é seca ao ar para posterior tratamento.

Para identificar os argilo-minerais e distingui-los é necessário aplicar um tratamento na amostra o qual poder ser por glicolagem ou aquecimento. A glicolagem consiste em deixar a amostra exposta a uma atmosfera de etileno-glicol por cerca de 12 horas para que o composto entre nos espaços intercamadas dos minerais expansivos e permita verificar se há aumento das distâncias interplanares. No aquecimento, a lâmina com a amostra é submetida a temperatura de 490°C por 3 horas e 30 minutos verificando após, se houve mudança na posição dos picos perda de material ou colapso da estrutura dos minerais.

Após esta preparação, a amostra é analisada no difratômetro de raios-X, com velocidade de 2°/minuto. Nesta pesquisa, o difratômetro utilizado foi o RIGAKU – D/MAX – 2A/C, existente no Instituto de Geociências da Universidade de Brasília. O equipamento opera com tubo de cobre com 40 kV e 20 mA. Os difratogramas são analisados com o auxílio do *software* JADE 3.0 da MIDI.

As amostras utilizadas foram submetidas ao fluxo dos contaminantes para analisar alguma influência dos mesmos na alteração da composição dos argilo-minerais presentes.

3.4 – EQUIPAMENTO

3.4.1 – COMENTÁRIOS

Na literatura técnica, alguns equipamentos oedométricos foram desenvolvidos para estudos de problemas relacionados a solos colapsíveis e não-saturados, de uma forma geral. Segundo Murrieta *et al.* (1991), diversos oedômetros especiais foram utilizados em diversos centros de pesquisa, como por exemplo, no Imperial College (Schreiner & Burland, 1987), na Universidad Tecnica de Catalunya (Afonso *et al.*, 1989), dentre outros.

Para esta pesquisa, para a quantificação do processo de colapso, foi utilizado um tipo de célula de adensamento desenvolvida na Universidade de Manchester, Inglaterra, pelo professor Peter Walter Rowe (Rowe & Barden, 1966). Esta célula consegue superar a maioria das características dos equipamentos convencionais e a diferença em relação a estes oedômetros é que, na célula Rowe, a amostra ensaiada é carregada hidraulicamente pela pressão de água atuando num diafragma flexível de borracha, em vez de um sistema mecânico de alavanca. Este arranjo permite que amostras de grandes diâmetros, sejam testadas e grandes tensões aplicadas (Head, 1986).

O Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília possui três unidades dessas células de adensamento: duas com diâmetro de 75,0 mm e uma com diâmetro de 150,0 mm (Figura 3.3).

3.4.2 – VANTAGENS DO EQUIPAMENTO

Os ensaios oedométricos feitos com a célula Rowe apresentam as seguintes características e algumas vantagens sobre os ensaios feitos nos oedômetros convencionais:

- Podem ser realizados 08 (oito) diferentes tipos de ensaios oedométricos, apresentado o controle de diferentes condições drenagem, tanto vertical quanto horizontal e ainda permitindo a poropressão atingir um valor de equilíbrio após a aplicação do carregamento e antes que a drenagem seja iniciada;
- O ensaio pode ser com deformações iguais na amostra (equal strain) ou livres (free strain), dependendo da rigidez da placa usada no topo da amostra;
- A capacidade de ensaiar amostras de grandes diâmetros permite fazer estimativas mais realistas da velocidade de adensamento, especialmente para argilas não-uniformes e argilas siltsas e também permitem que o efeito da textura do solo, na drenagem, seja examinado;
- Toda compressão inicial é facilmente identificada e a fase de adensamento primário pode ser iniciada com um valor de poropressão conhecido em um tempo escolhido;
- A poropressão, além do recalque e do volume de água que sai da amostra, é medida do começo ao fim em cada estágio de carregamento. O fim da fase de adensamento primário se torna, então, conhecido;
- As amostras podem ser saturadas pela aplicação de contrapressão a qual pode ser mantida durante o ensaio;
- Uma dada história de tensão e condições de contorno da drenagem da água *in situ* podem ser impostas na amostra para simular as condições de campo;
- Medidas de permeabilidade, vertical e horizontal (radial) podem ser feitas;
- A amostra é menos susceptível a impactos;
- Altas tensões também podem ser aplicadas;
- Pode ser simulado, o uso de poços de drenagem.



Figura 3.3 – Células Rowe

3.4.3 – DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

A célula por si só consiste de três partes: o corpo, a base e o topo. Os três componentes são feitos de liga de alumínio e com tratamento para eliminar a porosidade e, revestidos, o corpo e a base, com uma fina camada de plástico branco.

A *célula-topo* é a parte do equipamento em que fica acoplada a membrana de borracha que é utilizada para o carregamento hidráulico. Pelo centro do topo passa uma haste em cuja extremidade inferior existe um par de arruelas para prender a membrana e na extremidade superior, um coxim para posicionar um extensômetro medidor de recalques. Ainda se tem, uma válvula para conduzir água ao interior da membrana, um suspiro para retirada do excesso de água durante a montagem e na lateral, outra válvula, conectada à haste, que serve tanto para a aplicação de contra-pressão, quanto para drenagem.

A *célula-base* apresenta dois pontos de medida de poro-pressão conduzidos até duas válvulas de saída. Estas, também podem servir para permitir a drenagem de líquido da amostra ou medição da variação de volume do líquido que sai da amostra. Apresenta ainda um rebaixo para posicionamento de um *O-ring* de vedação com a *célula-corpo*.

A *célula-corpo* é a parte que contém a amostra ensaiada. Possui uma válvula, na lateral, para drenagem de excesso de líquido inundante da amostra, bastante útil nos ensaios oedométricos sob inundação. A representação das partes da célula Rowe pode ser vista de forma geral, na Figura 3.4, e com detalhes, na Figura 3.5. O tamanho escolhido da célula a ser utilizada nesta

pesquisa foi a correspondente ao diâmetro de 75,0 mm, devido a maior facilidade apresentada quando ao processo de amostragem.



Figura 3.4 – Partes componentes da célula Rowe

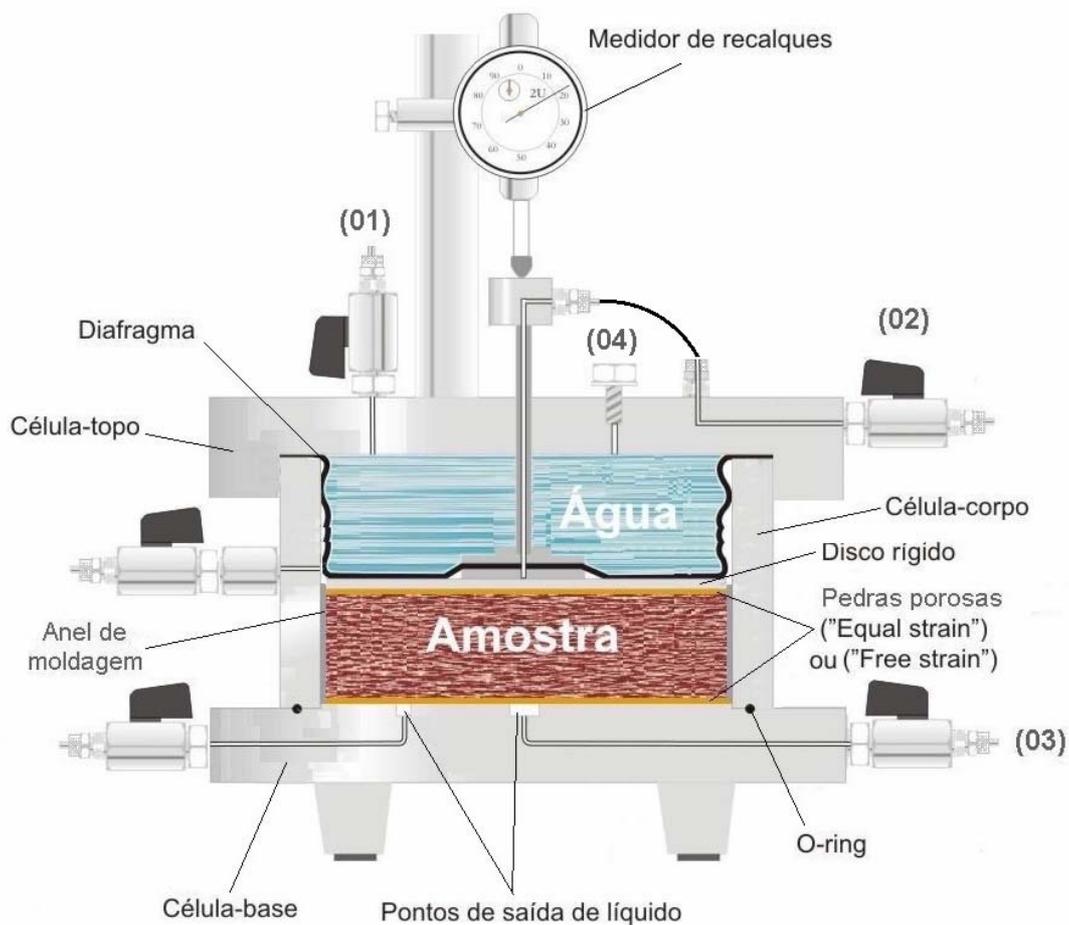


Figura 3.5 – Corte transversal esquemático da célula

3.4.4 – EQUIPAMENTO COMPLEMENTAR UTILIZADO

Para estar em pleno funcionamento, é necessário que a célula Rowe esteja conectada a um arranjo de aparelhos para aplicação de pressão de água e controle de volume de líquido que entra e sai da amostra. Neste trabalho, foram utilizados os seguintes acessórios em conjunto com a célula oedométrica:

- Sistema de *suprimento de ar comprimido*, para a aplicação das pressões de água dentro do diafragma, necessário ao carregamento na amostra. O painel de ar comprimido utilizado apresenta três saídas com válvulas reguladoras de ar, sendo necessárias apenas duas, como também um manômetro para controle de registro dos valores de pressões aplicadas;
- Dois *sistemas de interfaces ar-líquido*, acoplados ao painel de ar comprimido. O primeiro, uma interface ar-água, é utilizado para transmitir pressão na água para o interior da membrana gerando o carregamento hidráulico. Foi construída, para esta pesquisa, utilizando duas placas de acrílico com 150,0 mm de diâmetro e 24,0 mm de espessura, acopladas a uma câmara cilíndrica resistente a altas pressões. Dois *O-rings* foram utilizados para vedação dos contatos base-câmara superior e inferior, como também, uma válvula de suspiro com pressão máxima de 850,0 kPa, aproximadamente, e duas conexões tipo “engate rápido” rosqueadas na base superior: uma para aplicação do ar comprimido e a outra para captar, via tubulação, a água para a célula.
- A outra interface, tipo ar-líquido inundante, foi construída para transmitir a amostra contida na célula-corpo, sob baixíssima pressão, o fluido de inundação nos ensaios oedométricos. Foi confeccionada com características e peças semelhantes à outra interface, exceto pelo cilindro e placas nos quais foi utilizado aço inoxidável, material este que é inerte aos ataques químicos dos contaminantes. Por ser, o aço, um material mais resistente, as bases utilizadas possuem uma espessura de 4,0 mm. As interfaces são mostradas na Figura 3.6.
- Um *medidor de variação de volume* foi acoplado à válvula 03 da célula-base com o objetivo de registrar a quantidade de líquido que era drenado da amostra, em cada tomada de leitura de recalque e, também, o volume total de líquido drenado em cada carregamento. Este aparelho é composto por uma bureta para tomada de

leituras e é inserida numa câmara cilíndrica contendo água e outro líquido imiscível nesta, pois a variação de volume é registrada no menisco que separa os dois líquidos. Foi utilizado querosene clorado junto com a água. O aparelho também possui um sistema de válvulas que permite a reversão de fluxo quando a capacidade máxima ou mínima da bureta é alcançada. A Figura 3.7 apresenta uma visão geral da célula Rowe com os equipamentos complementares. Na Figura 3.8, tem-se um esquema de todo o sistema com mais detalhes das conexões.



Figura 3.6 – Interfaces ar-líquido



Figura 3.7 – Célula Rowe e equipamento complementar

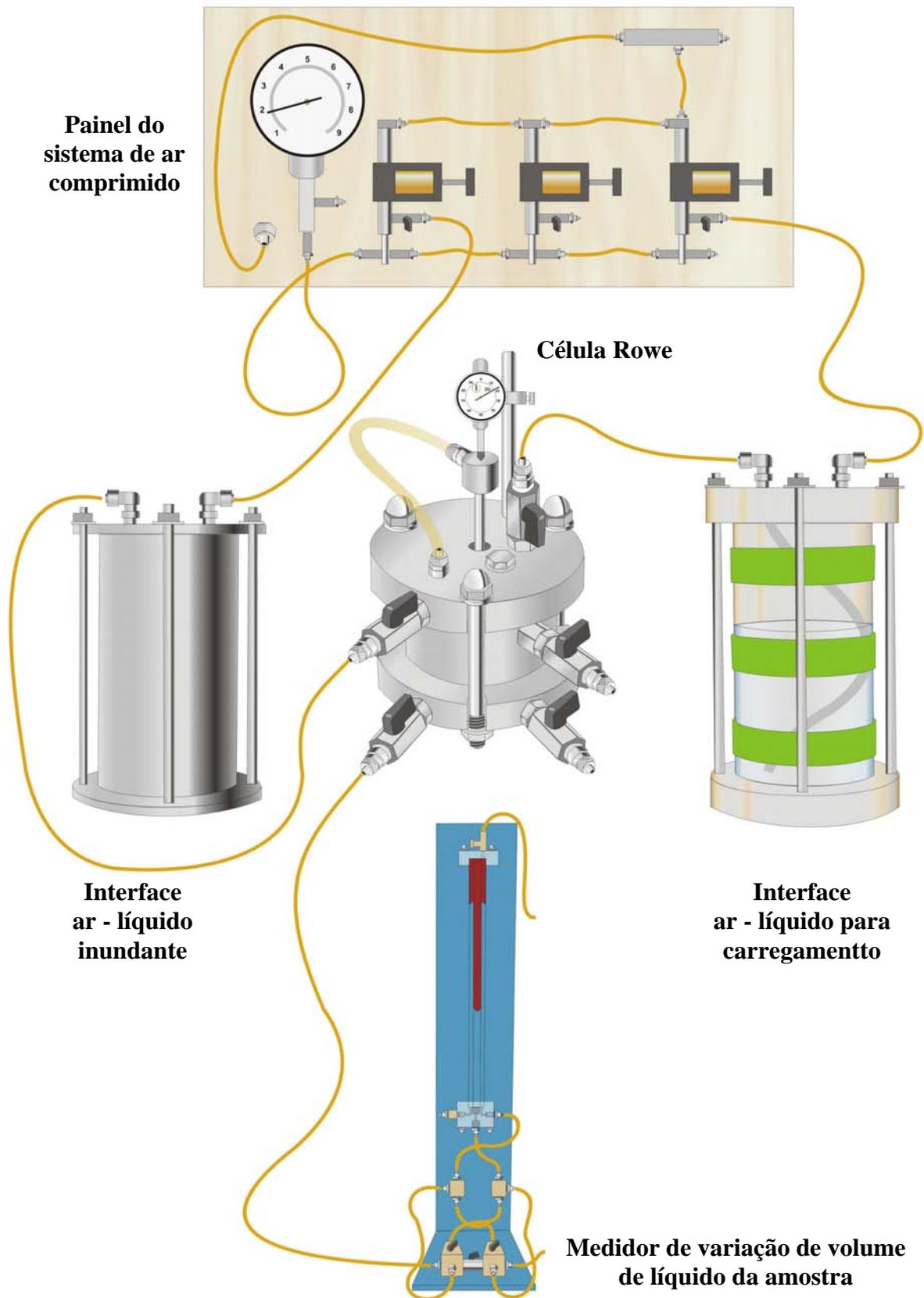


Figura 3.8 – Arranjo geral com detalhes das conexões e tubulações

3.4.5 – PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

O esquema da célula-corpo é tal que o processo de moldagem da amostra proposto por Head (1986), se tornaria de difícil execução e custoso em relação ao tempo da pesquisa. Em vista disso, optou-se por preparar as amostras conforme o método utilizado nos ensaios oedométricos convencionais: através de anéis moldagem. Então, foram confeccionados anéis de alumínio para a moldagem das amostras a partir dos blocos indeformados. Suas dimensões foram tais que pudessem permanecer dentro da célula-corpo ao longo de todo o ensaio, não sendo necessária a extração da amostra do anel, o que garantiu menos perturbações na amostra e adequado confinamento lateral.

O processo de moldagem procedeu como o adotado em ensaios convencionais, ou seja, através de cravação e posterior nivelamento das superfícies superior e inferior da amostra (Figura 3.9), segundo Norma NBR 12007 (ABNT 1990).



Figura 3.9 – Moldagem dos corpos de prova

Entretanto, a partir dos dois primeiros ensaios, foi necessário alterar o processo de moldagem da amostra. Isto se deveu ao fato de que o disco rígido de transmissão de cargas sobre a amostra (peça de função equivalente ao *top-cap* dos ensaios oedométricos convencionais), por ter diâmetro muito próximo do diâmetro interno do anel o que permitia uma melhor distribuição das pressões, provavelmente, durante o posicionamento da célula-topo, deslizava sobre a amostra e sua borda ficava sobre a parede do anel. Isso gerava rotação do disco e deformação angular da face superior da amostra, em vez de apenas deformação axial.

Seria necessário que antes do ensaio ser iniciado, o disco rígido já estivesse posicionado ligeiramente dentro do anel de moldagem, cerca de 1,0 mm ou o bastante para não haver interferência na compressibilidade da amostra. Então, após o nivelamento das faces da amostra, o conjunto (anel + amostra) foi invertido e bem centralizado sobre o disco rígido.

Também foi verificado, em alguns ensaios, que o anel, por ficar sem apoio dentro da célula-corpo, com o tempo deslizava para baixo em relação à amostra. Tal movimento descendente do anel contribuía para que o disco rígido tivesse mais condições de deslizar para sobre a parede do próprio anel.

Sendo assim, com uma atividade manual extremamente cuidadosa, de forma a não se ter deslocamentos horizontais relativos, mas apenas vertical, o anel era descido (ver Figura 3.10) até que o disco rígido ficasse dentro do mesmo, aproximadamente, uma profundidade que englobasse a espessura das duas pedras porosas, dos dois discos de papel filtro e o pequeno rebaixo para o disco rígido não prejudicar a amostra durante o ensaio. O excesso de solo do anel era, então, desbastado e a superfície inferior do anel re-nivelada.



Figura 3.10 – Disco rígido posicionado dentro do anel de moldagem com o corpo de prova

O processo final consistiu em posicionar um disco de papel filtro, a pedra porosa inferior (Figura 3.11) e erguer o anel verticalmente de modo que estes dois acessórios ficassem dentro do anel antes de iniciar o ensaio.



Figura 3.11 – Posicionamento do papel filtro e pedra porosa inferior sobre a superfície inferior da amostra.

A configuração final do conjunto é como o mostrado na Figura 3.12 . Todo este processo de ajuste apresentou bom êxito, com rápido domínio no manuseio, o que permitiu aplicar esta solução para todas as outras futuras amostras a serem moldadas. Por conta de todo esse ajuste, foram tomadas com o auxílio de um paquímetro, seis medidas da altura total do conjunto, tomadas de forma hexagonal, verificando se os valores apresentavam pouquíssimas discrepâncias. O valor total médio da altura era subtraído das espessuras do disco rígido e da pedra porosa e papel filtro inferiores.

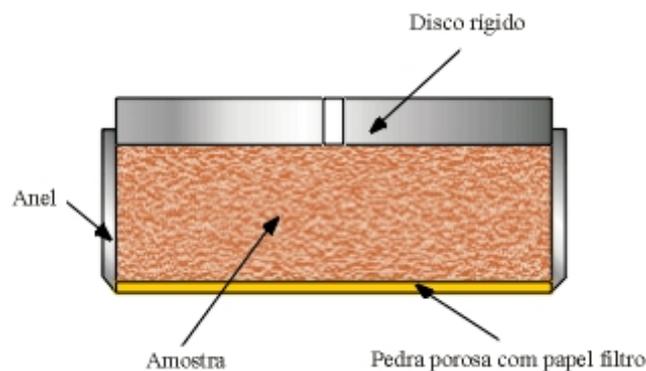


Figura 3.12 – Corte esquemático do arranjo final da amostra no anel

3.4.6 – MONTAGEM DO EQUIPAMENTO

Antes de iniciar a montagem do equipamento, algumas operações de ajustes tiveram que ser tomadas a fim de que se minimizasse problemas no equipamento complementar,

principalmente quanto ao medidor de variação de volume, suprimento de água deaerada e estado das conexões das válvulas.

Apenas para o ensaio duplo oedométrico inundado com água, a célula-base teve suas conexões de saída preenchidas com água juntamente com o medidor de volume, visando evitar ao máximo possível, que bolhas de ar pudessem interferir nas leituras da bureta. Para isso, a célula-corpo era posicionada sobre a célula-base com a conexão 03 (ver Figura 3.5) desta, conectada por uma tubulação ao medidor de volume, conforme Figura 3.13. A célula-corpo era preenchida com água deaerada, aberta a conexão 03 para poder preencher todo este sistema com água.



Figura 3.13 – Preenchimento das conexões da célula-base e do medidor de variação de volume com água deaerada

Após preencher o sistema de drenagem com água, fechava-se a válvula 03, procedia-se a montagem da célula Rowe da seguinte forma:

- O conjunto anel + amostra + papel filtro + pedra porosa inferior era posicionado sobre a célula-base e a célula-corpo era descida (Figura 3.14), previamente lubrificada interiormente com vaselina sólida para reduzir o atrito entre as faces externa e interna do anel e da célula-corpo, respectivamente;



Figura 3.14 – Posicionamento da célula-corpo

- Devido a existência de um pequeno espaço de, aproximadamente, 0,20 mm entre a parede interna da célula-corpo e a parede do anel de moldagem, vedou-se este local com vaselina sólida, usando um pequeno pincel (Figura 3.15). Para evitar impregnação na amostra, esta era coberta com um disco de borracha (Figura 3.16) com o mesmo diâmetro do anel e sendo removido após a vedação;



Figura 3.15 – Vedação do espaço entre o anel e a parede da célula-corpo

- Sobre a amostra, eram posicionados o papel filtro superior, a pedra porosa e o disco de rígido. Este último é baixado com o auxílio de um parafuso rosqueado num pequeno furo existente na sua parte central. O furo, deve ficar alinhado com o furo da arruela inferior da haste que prende o diafragma, pois é a partir dessa abertura que o fluido de inundação é conduzido até a amostra nos ensaios oedométricos simples. A pedra porosa utilizada é feita de bronze sinterizado e sua

utilização permite que a amostra apresente deformação vertical igual (*equal strain*) em toda a sua área. Para se obter deformação livre (*free strain*), pode-se usar uma pedra porosa feita de plástico (*vayon*);



Figura 3.16 – Disco de borracha para evitar impregnação da amostra

- O disco rígido para transmissão de carga apresenta arestas perpendiculares, comumente chamadas de arestas “vivas”. Como o diafragma fica em contato direto com este acessório e existe um considerável espaço entre a célula-corpo e o perímetro lateral do disco, foi utilizado um anel circular de papel tipo cartão para evitar algum rasgo ou geração de pontos de fraqueza na membrana. Entretanto, este papel deveria possuir abertura central larga o bastante para permitir o contato direto da arruela inferior da haste com o disco rígido. A completa preparação da amostra com a base e o topo é mostrada na Figura 3.17;

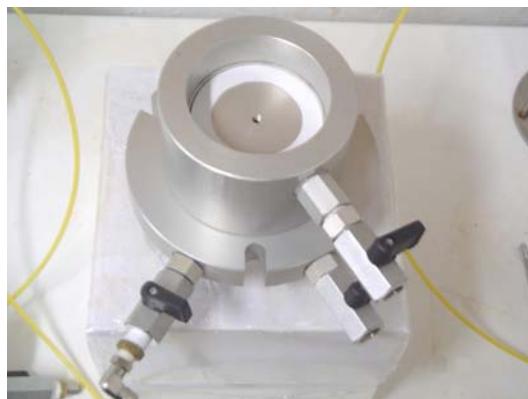


Figura 3.17 – Amostra preparada com células-base e corpo

- Posicionada a amostra, completa-se a montagem do equipamento acoplando a célula-topo (Figura 3.18). Durante este processo, deve-se ter o extremo cuidado com o diafragma de borracha, pois a sua colocação sendo feita de forma inadequada, com dobras, torcida ou apresentando grãos de solo sobre a sua superfície, pode causar rasgos ou perfurações que o danificam permanentemente. A membrana deve estar completamente limpa e, para facilitar a sua inserção, pode ser levemente lubrificada nas suas bordas com vaselina sólida. O contato da célula-topo com a célula-corpo deve ser também bastante criterioso. É necessário verificar se a aba da membrana não apresenta alguma dobra (Figura 3.19), pois esta borda da borracha exerce a função semelhante à exercida por um anel de vedação (*O-ring*), no contato superior da célula-corpo;

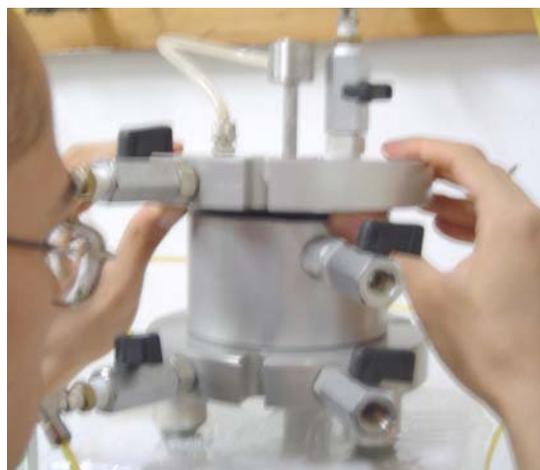


Figura 3.18 – Posicionamento da célula-topo

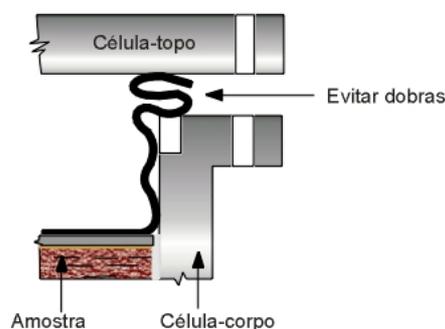


Figura 3.19 – Contato entre as células-corpo e topo

- Procede-se com o preenchimento do diafragma com água deaerada. Isto pode ser feito, com a própria água contida na interface ar-água, já que é a mesma utilizada para o carregamento hidráulico a ser feito posteriormente. Então, abre-se o suspiro (04), aplica-se uma pequena pressão, na saída de ar comprimido, combinado com abertura parcial da válvula 01, o necessário para gerar um fluxo de água com baixíssima velocidade e lentamente remover, ao máximo possível, o ar de dentro do diafragma. Quando estiver preenchida a membrana através do excesso de água que sai pelo suspiro, pode-se realizar lentamente movimentos de sobe e desce da haste para auxiliar na expulsão das bolhas de ar. Após isso, descer a haste até tocar o disco rígido, deixar sair um pouco de água pelo suspiro até a borda e fechá-lo com seu parafuso, apertando-o com o auxílio de uma chave. Fecha-se a válvula 01 e a de drenagem (03) ainda deve permanecer fechada. As três partes da célula são, então, fixas com três parafusos de segurança unindo a célula-corpo à célula-base. Durante a fixação, deve-se tomar cuidado para não apertar demais os parafusos e esmagar o anel de vedação (*O-ring*) da célula-base. Deve-se lembrar ainda que os mesmos não podem ser apertados cada um de uma única vez; é importante que todos sejam apertados cada um aos poucos para que o contato entre as partes da célula se dê o mais uniforme possível;
- Instala-se o extensômetro medidor de recalques (Figura 3.20), com seu respectivo suporte fixado na célula-corpo, ajustando devidamente o instrumento sobre o coxim da extremidade superior da haste de drenagem. Com isso, o equipamento está pronto a ser utilizado;



Figura 3.20 – Célula montada com extensômetro medidor de recalques

- Para iniciar o ensaio, antes é aplicada, por pouco tempo, uma pequena carga de assentamento apenas para aumentar o contato amostra - papel filtro - pedra porosa - disco rígido - diafragma. Logo após, fecha-se a válvula 01, no painel de ar comprimido aplica-se o primeiro valor do carregamento, abre-se a válvula de drenagem 03, as válvulas de controle de fluxo do medidor de variação de volume. Abre-se a válvula 01 para aplicar o carregamento simultaneamente com o início da contagem de tempo utilizando um cronômetro. Registram-se as leituras de recalque pelo extensômetro, juntamente com a medida de líquido que sai da amostra e que é registrado na bureta do medidor de volume, nos mesmos intervalos de tempo medidos no ensaio oedométrico convencional;
- Após 24 hs ou estabilização das deformações, fecha-se a válvula 01 e aplica-se no painel de ar comprimido o próximo valor de carregamento na relação $\Delta\sigma/\sigma = 1$. Abre-se esta e é repetido o procedimento de ensaio até o carregamento máximo.

Para a inundação da amostra, em ambos ensaios duplo ou simples oedométricos, o líquido (água ou contaminante) era conduzido pela tubulação que saía da interface ar-líquido e esta, conectada à válvula 02. Para gerar o fluxo do líquido contido na interface, aplicou-se, em uma das saídas do painel de ar comprimido, uma pequena pressão de 5 kPa.

Nesta pesquisa, não foi feito o processo de descarregamento da amostra, portanto, ao término do ensaio, liberava-se o ar comprimido de dentro da interface ar-água e fechava-se a válvula de suprimento de ar no painel e abriam-se as válvulas 01 e 03 na célula. Com o auxílio das chaves, destravavam-se os parafusos de segurança e o que veda o suspiro. Cuidadosamente, remove-se a célula-topo, retiram-se os acessórios. Toda a célula deve ser bem limpa, principalmente em suas conexões, bem como os todos os acessórios, principalmente a membrana.. O anel com a amostra era retirados para pesagem e quantificação do teor de umidade final da amostra;

Resultados e Análises

Neste Capítulo serão analisados os resultados obtidos nos ensaios. A princípio, são vistos os resultados dos ensaios de caracterização física e química do solo. Logo após, serão discutidos os ensaios de interação química de torrões do solo imersos em cada fluido e dados da análise química dos contaminantes coletados após percolação pela amostra durante os ensaios oedométricos. Por fim, a partir dos ensaios oedométricos com a célula Rowe, é analisada a colapsibilidade do solo de Brasília inundado com a água e os contaminantes anteriormente já citados, bem como os aspectos microestruturais observados por microscópio eletrônico de varredura após adensamento e a diferença na sucção do solo por tais líquidos.

4.1 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO

É apresentada aqui, a caracterização geotécnica do solo no que se refere aos índices físicos, composição granulométrica e limites de consistência. Os índices físicos foram obtidos a partir dos corpos-de-prova moldados, para os ensaios oedométricos, nos anéis de alumínio, exceto o valor da massa específica real dos grãos pela norma NBR 6508 (ABNT, 1984). Os valores da caracterização do solo estão apresentados na Tabela 4.1 e 4.2.

O solo apresenta elevado índice de vazios, em torno de 1,60. Isto se deve ao fato de o mesmo apresentar um valor de densidade real dos grãos, em torno de 2,67, associado a um valor de peso específico natural, em torno de 12,30 kN/m³. Junto a esse valor de índice de vazios, tem-se um alto valor da porosidade do solo (62,0 %) o que caracteriza sua estrutura macroporosa oriunda, provavelmente, do intemperismo químico e lixiviação dos finos.

A umidade natural do solo na profundidade escolhida é em torno de 22,0 %. Por ser um solo não-saturado, este apresenta baixo grau de saturação (36,0 %) o que deve tornar a sucção do solo um fator bastante importante na sustentação da estrutura dos grãos, lembrando que esta não é a única propriedade a ser considerada para o estudo da metaestabilidade dos solos

colapsíveis. Deve ser levada em conta a quebra dos agentes cimentantes entre os grãos por possíveis alterações dos valores do pH do meio, devido a interação com líquidos de natureza agressiva, por exemplo, o que é objeto principal desta pesquisa, mas este aspecto será analisado em itens posteriores.

Quanto à composição granulométrica, as curvas se comportaram de forma bastante diferenciada com o ensaio de granulometria feito com defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outro feito sem o agente dispersante o que evidencia o estado floculado em que a argila se encontra. A Figura 4.1 evidencia esta distinção onde se observa que a distribuição dos grãos realizada com o defloculante fornece uma porcentagem de argila de aproximadamente 33,0 %, enquanto que no ensaio sem o defloculante, têm-se um teor de argila de apenas 9,0 %. Percebe-se que neste último ensaio, passa a existir uma maior porcentagem de areia, pois as agregações de partículas de argilas passam a ser classificadas como material arenoso. A terminologia do tipo de material foi feita conforme a norma NBR 6502/95.

Tabela 4.1 – Índices físicos do solo estudado

G_s	2,67	S_r (%)	36,00
γ_{nat} (kN/m³)	12,30	w_L (%)	39
e	1,60	w_P (%)	31
n (%)	62	IP (%)	8
w (%)	33	I_a	0,27

Tabela 4.2 – Composição granulométrica

Com defloculante		Sem defloculante	
Pedregulho	0,0	Pedregulho	0,0
Areia	55,4	Areia	79,4
Silte	11,8	Silte	11,6
Argila	32,8	Argila	9,0

Segundo Guimarães (2002), as correlações a serem obtidas a partir de uma curva granulométrica devem estar relacionadas ao ensaio de granulometria sem defloculante, visto que o seu uso conduz a resultados que não representam o estado e o comportamento real do solo. Vale lembrar que, em se tratando do fluxo de contaminantes no solo, um ensaio com defloculante fornece uma idéia geral acerca do comportamento do solo devido à interação química com contaminantes nele presentes.

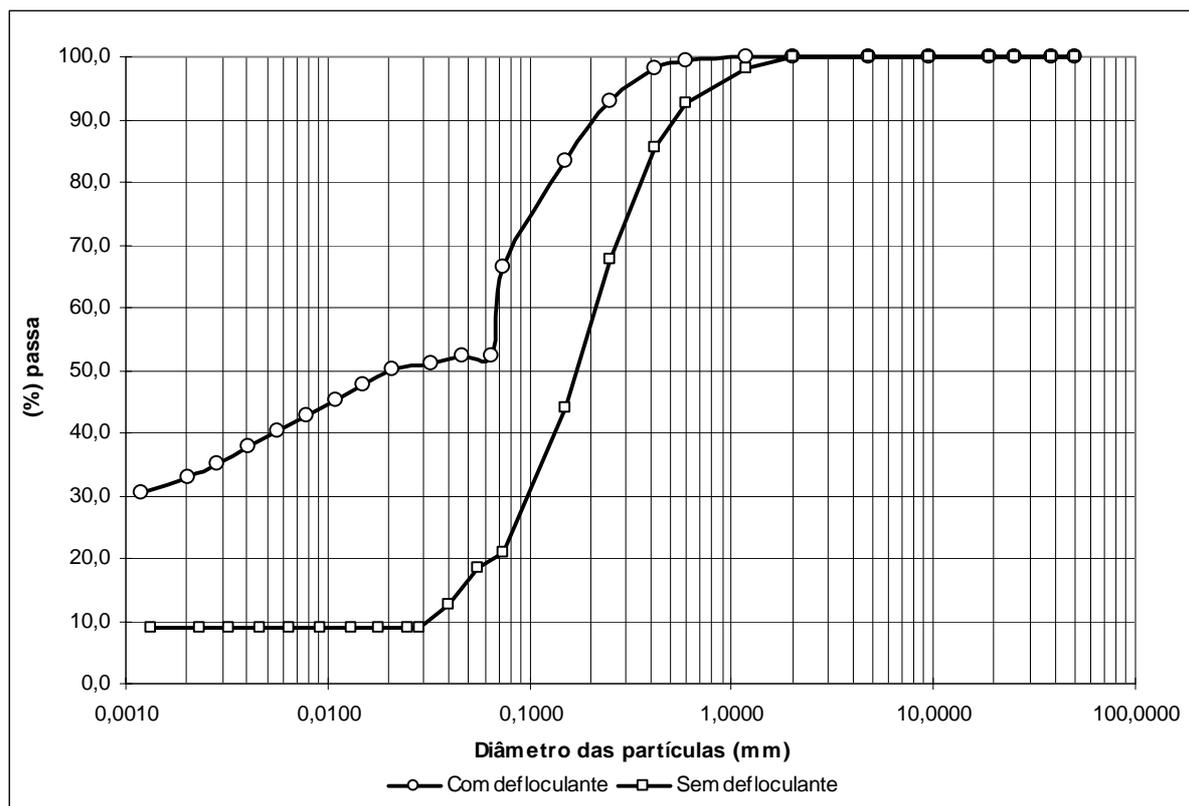


Figura 4.1 – Curvas granulométricas do solo

A partir dos dados da caracterização do solo, foi feita a classificação do solo estudado. Pelo Sistema Unificado (SUCS), este solo é classificado como ML - silte de baixa plasticidade, pois seus valores de IP e LL indicam um valor abaixo da “linha A” e abaixo de valores de LL inferiores a 50 % da Carta de Plasticidade de Casagrande, conforme Figura 4.2. Quanto ao Sistema TRB., o solo é classificado como sendo A-2-4, o que representa um material do tipo areia siltosa ou argilosa. Estas classificações consideraram o ensaio feito com o defloculante.

Contudo, essas classificações, como já se tem discutido a alguns anos na literatura, não se adequam a este tipo de solo estudado, visto que tais metodologias foram criadas com base em

solos sedimentares com outro tipo de formação, presentes em regiões de clima temperado. Então, foi feita também a identificação deste solo segundo classificação expedita MCT apresentada por Nogami & Villibor (1994) e usada para solos residuais.

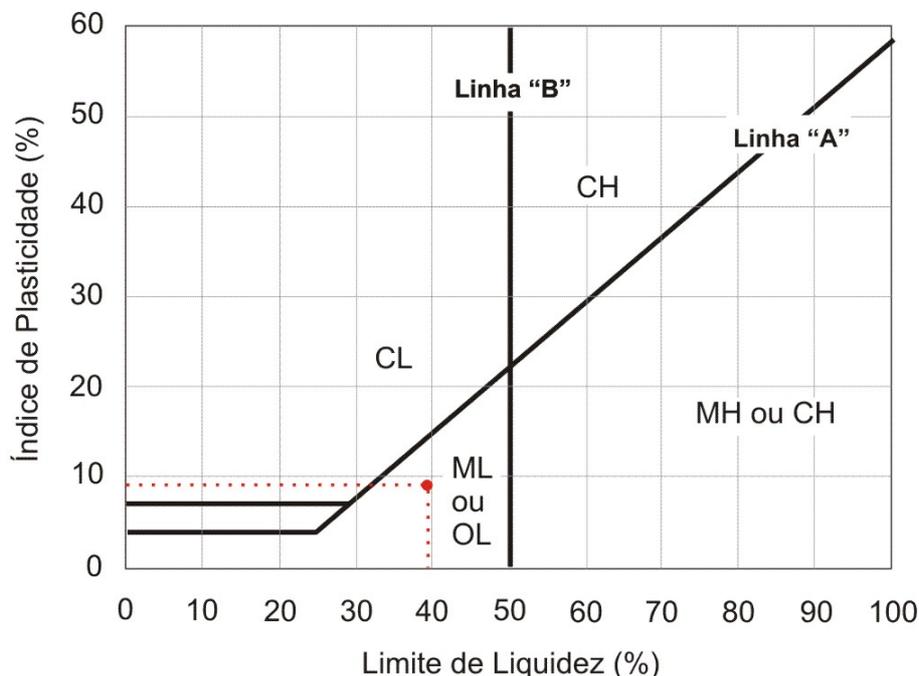


Figura 4.2 – Carta de Plasticidade para o solo estudado

A Tabela 4.3 apresenta os valores obtidos dos ensaios expeditos MCT. O índice “c” é relacionado à contração da pastilha moldada nos anéis e calculado pela Equação 4.1, w_{mold} é a umidade de moldagem da pasta usada para a realização dos ensaios, P é a penetração medida logo após as pastilhas serem postas em contato com água para reabsorção, p é a plasticidade da pasta e R, a resistência ao esmagamento da bola seca.

Tabela 4.3 – Índices obtidos dos ensaios expeditos MCT

C (mm)	C'	w_{mold} (%)	P (mm)	p	R	Classificação MCT
1,30	1,63	39	0,00	ap	ma	LA'- LG'

$$\text{Para } ct > 0,6\text{mm, } c' = (\log_{10} ct + 0,7) / 0,5 \quad (4.1)$$

A partir destes valores, foi observado que o solo apresentou alta plasticidade (ap) em que facilmente se obtinham rolos com diâmetro de 3,0 mm ao mesmo tempo facilmente dobráveis

e remoldados. A bolinha, quando umedecida em água, apresentou desagregação parcial num tempo de 45 minutos e quando seca, apresentou resistência ao esmagamento muito alta (ma). Quanto ao tempo de absorção de água nas pastilhas secas ao ar, este foi de aproximadamente, 473 s, não havendo expansão da pastilha, porém aparecendo algumas trincas em sua superfície.

A classificação foi determinada, então, a partir dos valores de c' e P , comparados com os valores limites apresentados na Tabela 4.4. Este solo pode ser, então, classificado como areno-argiloso laterítico.

Tabela 4.4 – Identificação expedita da classificação MCT (Nogami & Villibor, 1994)

Coeficiente c'	Penetração (mm)	Grupo MCT	Coefic. C'	Penetração (mm)	Grupo MCT
≤ 0,5	≤ 3,0	LA	1,4 a 1,7	≤ 2,0	LA'- LG'
	3,1 a 3,9	NA		2,1 a 3,9	NA'/NG'-NS'
	≥ 4,0	NA/NS'		≥ 4,0	NS'-NG'
0,6 a 0,9	≤ 2,0	LA-LA'	≥ 1,8	≤ 2,0	LG'
	2,1 a 3,9	NA'/NS'		2,1 a 3,9	NG'
	≥ 4,0	NS'/NA'		≥ 4,0	NG'
1,0 a 1,3	≤ 2,0	LA'	Significado de – e / – separa opção equivalente / separa opção decrescente		
	2,1 a 3,9	NA'			
	≥ 4,0	NS'			

4.2 – CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DO SOLO

O solo foi estudado quanto a sua caracterização química no seu estado natural e com prévia inundação em quatro amostras de massas aproximadas com os contaminantes álcool, gasolina e churume. O objetivo foi verificar as alterações químicas na massa de solo que pudessem ocorrer e que auxiliassem no estudo do comportamento colapsível do solo. A partir destes ensaios, são tecidas aqui algumas observações a respeito de suas características e da composição dos microelementos existentes. As Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam esses valores para as quatro amostras ensaiadas.

O solo na umidade natural apresenta um pH ácido (pH = 5,9, em H₂O e pH = 6,2, em KCl) o que indica exatamente o aparecimento da flocculação do solo, formando agregações e auxiliando, dentre outros fatores, à estruturação do mesmo. A acidez também pode ser verificada pela pouca presença de bases (Ca⁺², Mg⁺², K⁺ e Na⁺). A escassez de cátions se dá

pelo estado laterizado em que o solo se encontra devido ao processo de lixiviação outrora submetido.

Esta agregação da fração fina, que gera uma estrutura metaestável, poderá ser desfeita dependendo da quantidade de elementos defloculantes a qual possa alterar a massa de solo. O cátion Na^+ , bastante presente no hexametáfosfato de sódio o qual é utilizado na dispersão de ensaios de granulometria, como já mencionado para este solo, apresenta-se em pouca quantidade e é um elemento defloculante de argilas. Nas análises feitas, apenas na amostra inundada com chorume, houve um acréscimo de cátion Na^+ , dentre outros elementos.

A amostra inundada com chorume apresentou ainda maior capacidade de troca catiônica (CTC) e maior saturação de bases (V). Apresentou maiores teores de sódio e potássio, menor acidez, pela menor presença de cátions ácidos ($\text{H}^+ + \text{Al}^{+3}$) e teve elevação no valor do pH para valores básicos.

A percolação do álcool deixou retido na estrutura do solo, devido às reações químicas com o solo, certo teor de carbono orgânico, conforme Tabela 4.6. Isso pode explicar o fato de a amostra contaminada com este líquido apresentar um “aumento” do teor de matéria orgânica. Na verdade, o que se pode explicar é que o álcool possivelmente passa a ser considerado como matéria orgânica do solo, devido a ser o mesmo líquido que apresenta carbono em sua composição.

Tabela 4.5 – Composição química do solo estudado

Amostra	Ca + Mg*	Ca*	Mg*	K*	Na*	Al*	%Al	H + Al*
Natural	2,0	1,0	1,0	0,2	0,1	0,0	0,0	32,0
Álcool	2,0	1,0	1,0	0,1	0,1	0,0	0,0	32,0
Gasolina	2,0	1,0	1,0	0,2	0,1	0,0	0,0	32,0
Chorume	166,0	161,0	5,0	10,0	0,9	0,0	0,0	24,0

* ($\text{cmol}/\text{dm}^3 = \text{mE}/100 \text{ mL}$)

Tabela 4.6 – Composição química do solo estudado - continuação

Amostra	S*	CTC*	%V	MO g/kg	C g/kg	P mg/dm ³	pH em H ₂ O	pH em KCl	ΔpH
Natural	2,3	34,3	7,0	5,2	3,0	1,0	5,9	6,2	0,3
Álcool	2,2	34,2	6,0	8,6	5,0	1,0	6,1	6,3	0,2
Gasolina	2,3	34,3	7,0	3,8	2,2	0,5	6,0	6,3	0,3
Chorume	176,9	200,9	88,0	3,8	2,2	1,0	7,1	7,1	0,0

* (cmol_c/dm³ = mE/100 mL)

4.3 – ENSAIO DE DISPERSÃO QUÍMICA DO SOLO

O contato do solo com diferentes líquidos (Figura 4.3) apresentou diferentes comportamentos quanto à desintegração por imersão na água e nos contaminantes verificados pelo tempo total de desintegração dos torrões de solo imersos.

Para o torrão imerso na água, o processo de dispersão do mesmo pode ser acompanhado pela Figura 4.4. Nela, pode-se ver o gradual efeito dispersivo da água em diferentes tempos.

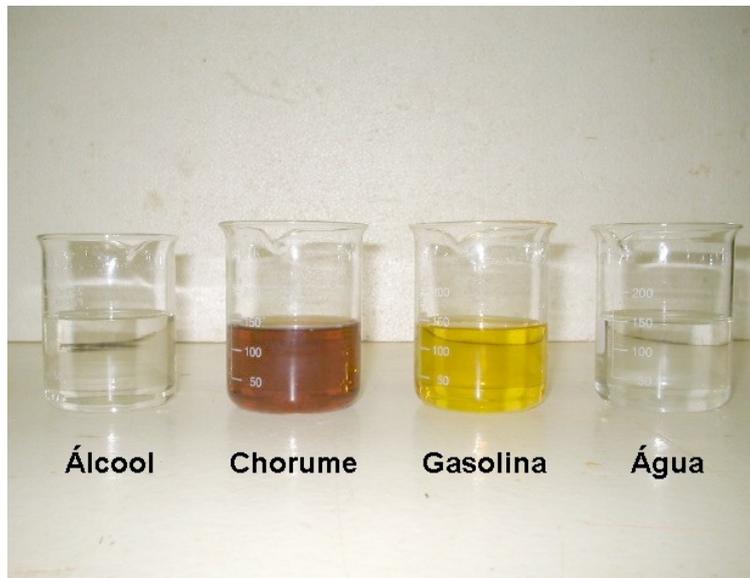


Figura 4.3 – Líquidos inundantes

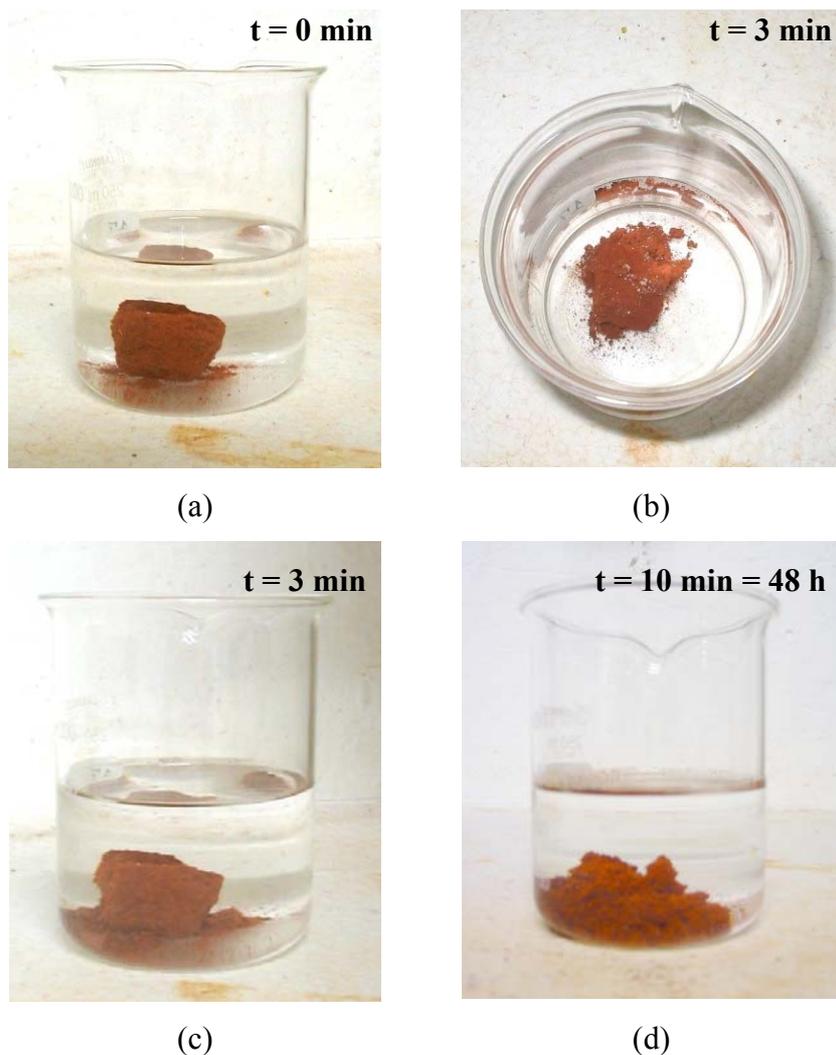


Figura 4.4 – Efeito da água na dispersão de torrão de argila.

Na Figura 4.4 (a), tem-se o início do tempo, momento da imersão do torrão na água. Após 3 minutos de imersão, vê-se o andamento da reação: na Figura 4.4 (b), em vista superior, são vistas pequenas bolhas de ar serem expulsas da massa se solo e pequenos pedaços de solo serem “descascados”. A Figura 4.4 (c) representa o mesmo tempo da Figura 4.4 (b) em outra vista. Por fim, na Figura 4.4 (d), pode ser vista a total desintegração do torrão, após 10 minutos de imersão. Tal configuração permaneceu até 48 horas após, tempo até o qual foi conduzido o ensaio.

Em relação aos combustíveis, os torrões apresentaram igual comportamento entre si. Desde instantes após o tempo de imersão até o fim do ensaio, os torrões imersos, tanto na gasolina quanto no álcool não apresentaram a menor desintegração, nem qualquer alteração da sua

estrutura conforme pode ser visto nas Figuras 4.5 (a) e (b), para o álcool, e (c) e (d) para a gasolina.

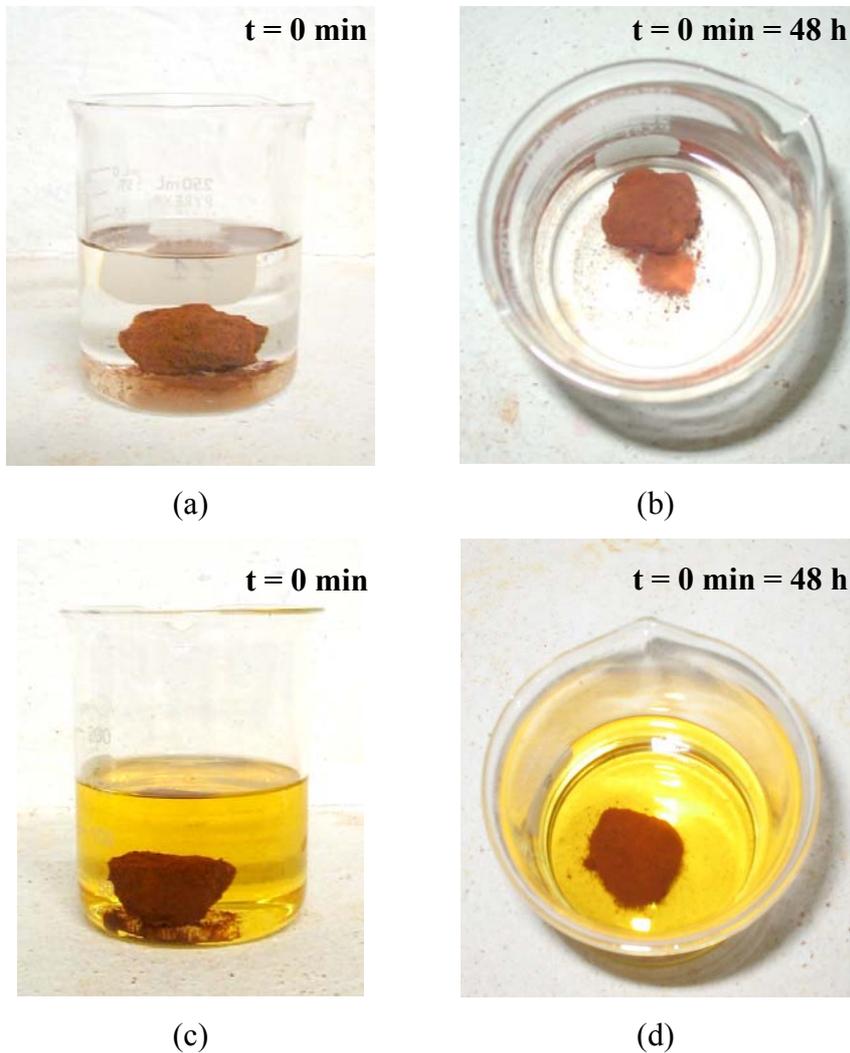


Figura 4.5 – Efeito dos combustíveis na dispersão do torrão de argila.

Entretanto, quanto ao chorume, o comportamento do torrão foi bastante diferente. A velocidade de dispersão do solo na presença deste líquido foi muito rápida. Foi necessário aproximadamente 1 minuto para ocorrer desintegração total. As etapas da dispersão dos grãos do torrão de argila podem ser vistas na Figura 4.6.

A Figura 4.6 (b) representa os primeiros 15 segundos logo após a imersão, mostrado na Figura 4.6 (a), do torrão no becker com chorume. A Figura 4.6 (c) representa este mesmo tempo sendo visto de cima. As Figuras 4.6 (d) e (e) representam aproximadamente 30

segundos de reação e, por fim, na Figura 4.6 (f), têm-se a total dispersão do torrão de argila em pouco mais de 1 minuto.

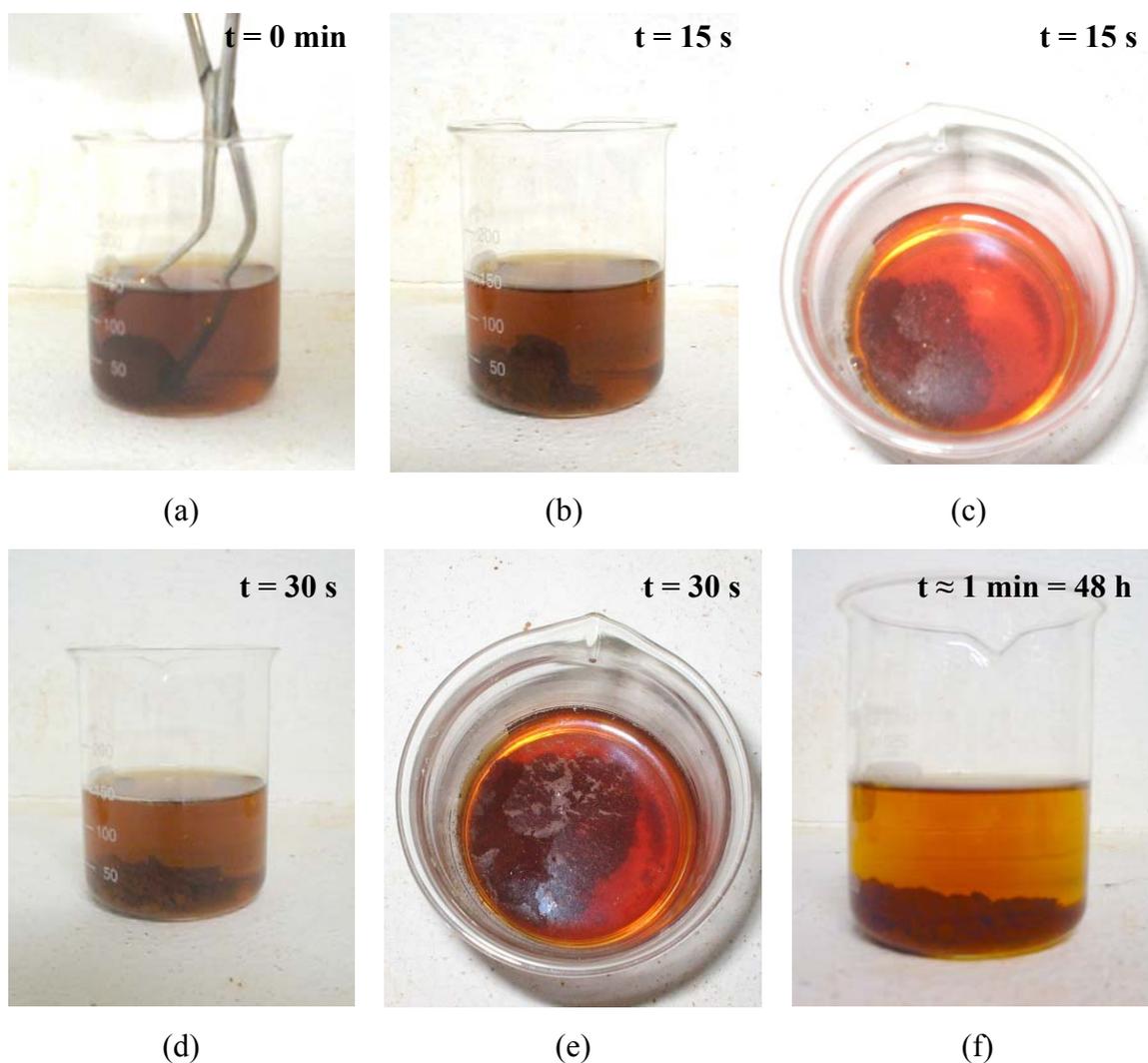


Figura 4.6 – Efeito do chorume na dispersão do torrão de argila.

Percebe-se, então a grande diferença que o solo apresenta quando em contato com líquidos de diferentes características químicas. Os combustíveis não provocaram qualquer perturbação na estrutura dos torrões. O chorume causou total desagregação do solo em pouquíssimo tempo. Já a água causou uma perturbação intermediária em relação aos outros líquidos, embora o tempo de desagregação total do torrão também fosse pequeno. A Figura 4.7 apresenta o conjunto de todos os líquidos na qual se pode comparar o efeito que cada um causou na dispersão do solo.

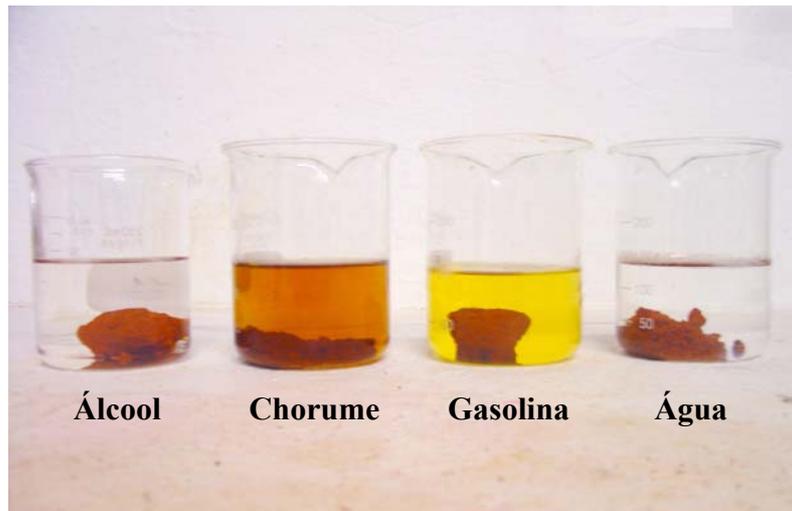


Figura 4.7 – Líquidos com torrões ao final do ensaio

Saramago & Mahler (1997) mencionam que a superfície potencial e a espessura da dupla camada dos argilominerais são influenciadas pela constante dielétrica. Estes mesmos autores, citando Lishitz (1955), mostram que o fluido intersticial do solo influencia na magnitude das forças entre os grãos e a repulsão originada da interação entre duplas camadas aumenta quanto maior for o valor da constante dielétrica do líquido que percola no solo.

Segundo Mitchell (1993), variações na concentração eletrolítica, valência catiônica, tamanho do íon, pH, adsorção de ânions e constante dielétrica afetam a energia de repulsão originada da interação da dupla camada elétrica. Depósitos de argilas sedimentares são influenciados pela alteração do sistema químico o que se reflete no comportamento do solo.

Portanto, tal efeito diferenciado da atuação dos líquidos no solo pode ser explicado, principalmente, pela ação da constante dielétrica do líquido alterando a dupla camada elétrica, ou seja, a superfície da argila carregada negativamente e ânions em forma de sais precipitados. Conforme visto na Tabela 3.1, a gasolina e o álcool apresentam valores baixos de constante dielétrica: 2,2 e 25,8, respectivamente. Enquanto que a água possui um valor de tal propriedade igual a 80,0, o que justifica a maior ação da água na dispersão dos finos. Essa interação causa o rompimento dos agentes cimentantes entre os grãos e contribui, dentre outros fatores, para a ocorrência do colapso do solo.

4.4 – ENSAIO DE DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X

Neste item são apresentados os resultados da análise mineralógica para o solo estudado. Na Figura 4.8, é verificada a presença do quartzo, hematita, goethita, caulinita e gibbsita. O baixo valor de CTC encontrada na análise química da amostra natural do solo pode estar associado à presença da caulinita que é geralmente encontrada em solos que sofreram intemperismo. A caulinita apresenta valores de capacidade de troca catiônica entre 30 e 150 mE/100 mL. Na análise química, o solo na condição natural apresentou um valor de capacidade de troca catiônica de 34,3 mE/100 mL (Tabela 4.6), identificando essa atuação do argilomineral caulinita. Essa ação ainda pode ser confirmada pelo aumento da capacidade de troca catiônica quando da amostra inundada com chorume para a caracterização química. Segundo Mitchell (1993), altos valores de capacidade de troca catiônica, em solos que contêm a caulinita, são obtidos quando em presença de meios com aumento nos valores de pH.

Os difratogramas obtidos a partir das amostras com prévia inundação dos contaminantes na tentativa de identificar alterações nos elementos constituintes do solo mostraram que isto não ocorreu pela presença dos líquidos utilizados. Provavelmente o tempo de contato dos líquidos com o solo não foi longo o suficiente para causar alguma modificação em seus elementos ou mesmo pela própria ação dos agentes físicos e químicos das intempéries durante a formação do solo. As Figuras 4.9, 4.10 e 4.11 indicam exatamente essa não influência dos líquidos.

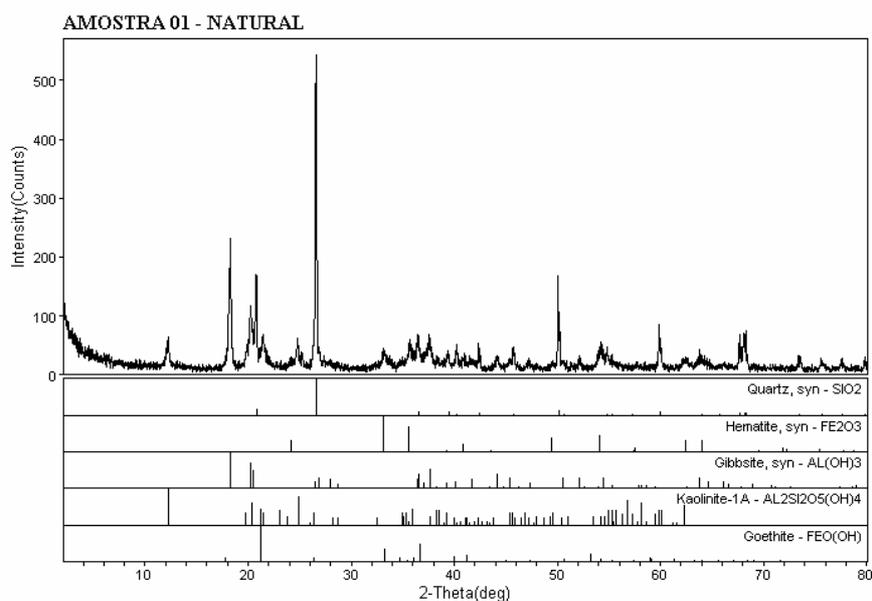


Figura 4.8 – Difratograma para o solo natural

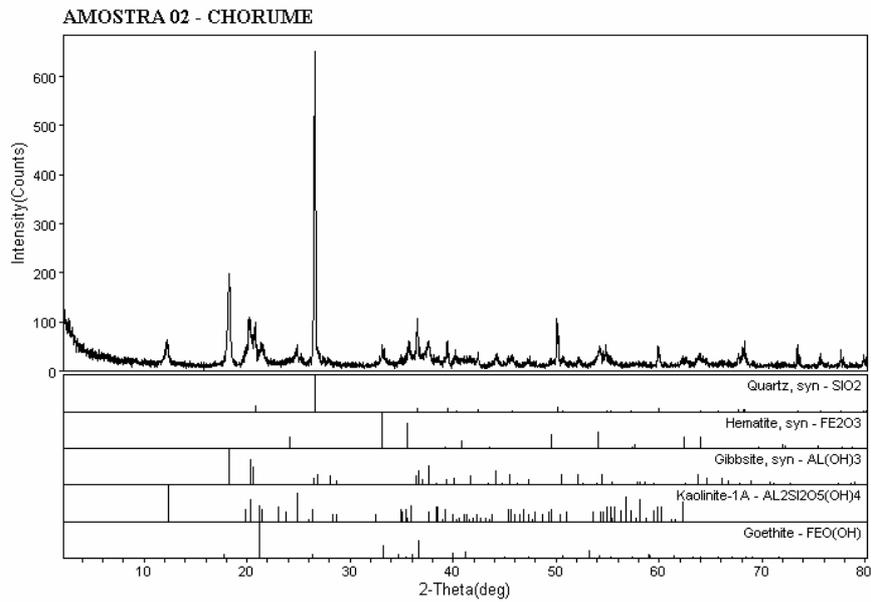


Figura 4.9 – Difratoograma para o solo inundado com chorume

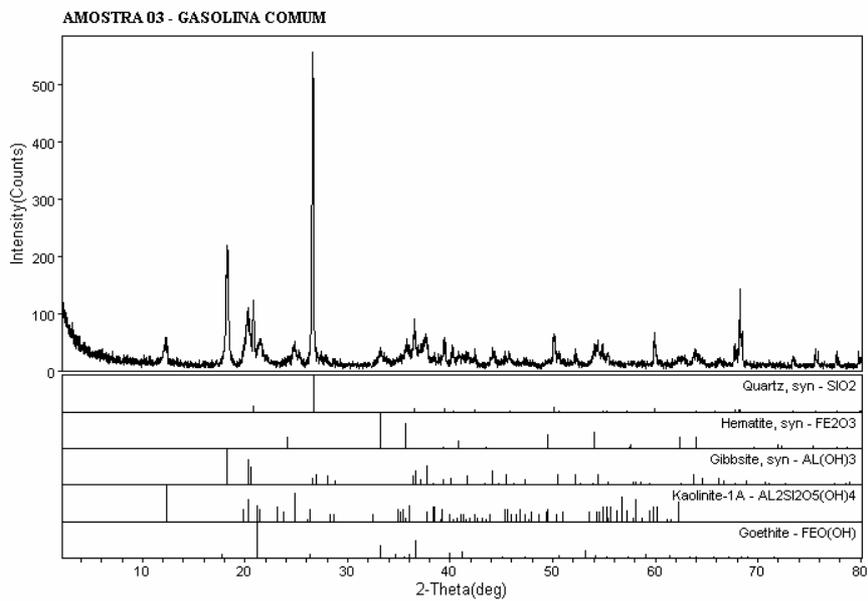


Figura 4.10 – Difratoograma para o solo inundado com gasolina comum

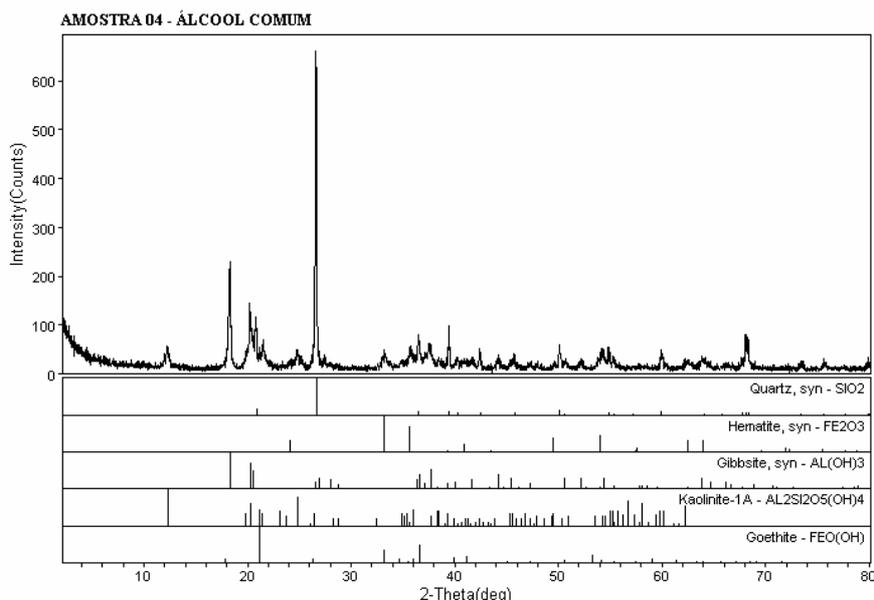


Figura 4.11 – Difratoograma para o solo inundado com álcool comum

4.5 – ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Neste item, são apresentados os resultados obtidos dos ensaios oedométricos realizados para o estudo do tema desta dissertação. A partir das curvas de compressibilidade, foi identificado o comportamento colapsível do solo influenciado pela inundação de cada um dos líquidos propostos.

4.5.1 – ENSAIOS SIMPLES OEDOMÉTRICOS

Estes ensaios foram realizados tendo por base a proposta de Jennings & Knight (1975), diferenciando apenas quanto à tensão de inundação para verificar o colapso que, neste caso, foi inundado a 50 kPa. Para quantificar a colapsibilidade, foi utilizada a proposta destes autores, obtendo, assim, o potencial de colapso (i) como mencionado no Capítulo 2 deste trabalho. Os ensaios foram feitos na célula oedométrica Rowe cujas características foram descritas no Capítulo 3.

As Figuras 4.12 a 4.14 e 4.19 representam, para cada líquido estudado e com inundação da amostra na tensão de 50 kPa, as curvas de compressibilidade relacionando as tensões (kPa) em escala logarítmica com os valores dos índices de vazios finais (e_f) de cada estágio de carregamento.

Na Tabela 4.7, são apresentadas algumas características, dentre elas o índice de colapso, dos ensaios realizados inundados com água, álcool, gasolina e chorume.

Tabela 4.7 – Índices de colapso obtidos dos ensaios simples oedométricos sob tensão de inundação de 50,0 kPa

Líquido	w (%)	Sr (%)	e_0	Δe_i	i (%)
Água	25,59	43,58	1,57	0,11	4,07
Álcool	21,75	36,81	1,58	0,03	1,44
Gasolina	21,58	36,66	1,58	0,03	1,43
Chorume	21,79	35,59	1,64	0,18	6,52

A partir desses valores vê-se a diferença encontrada para a colapsibilidade deste solo em função dos diferentes fluidos de inundação utilizados. As Figuras 4.12 e 4.13 representam, respectivamente, as curvas de compressibilidade obtidas dos ensaios oedométricos simples inundados com álcool e gasolina.

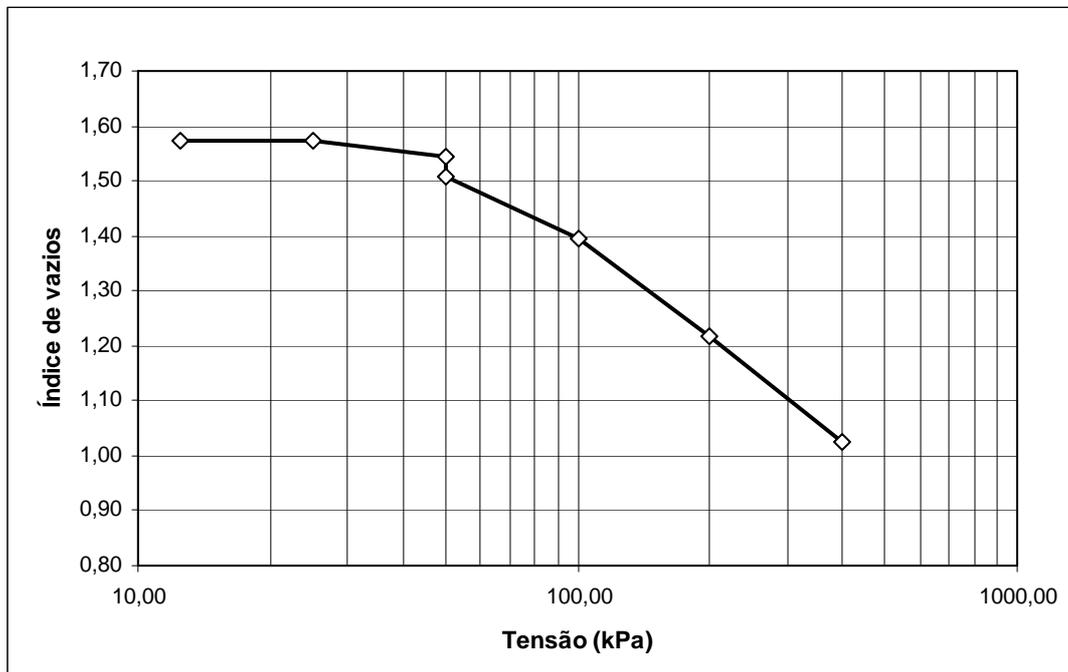


Figura 4.12 – Colapso sob inundação do álcool

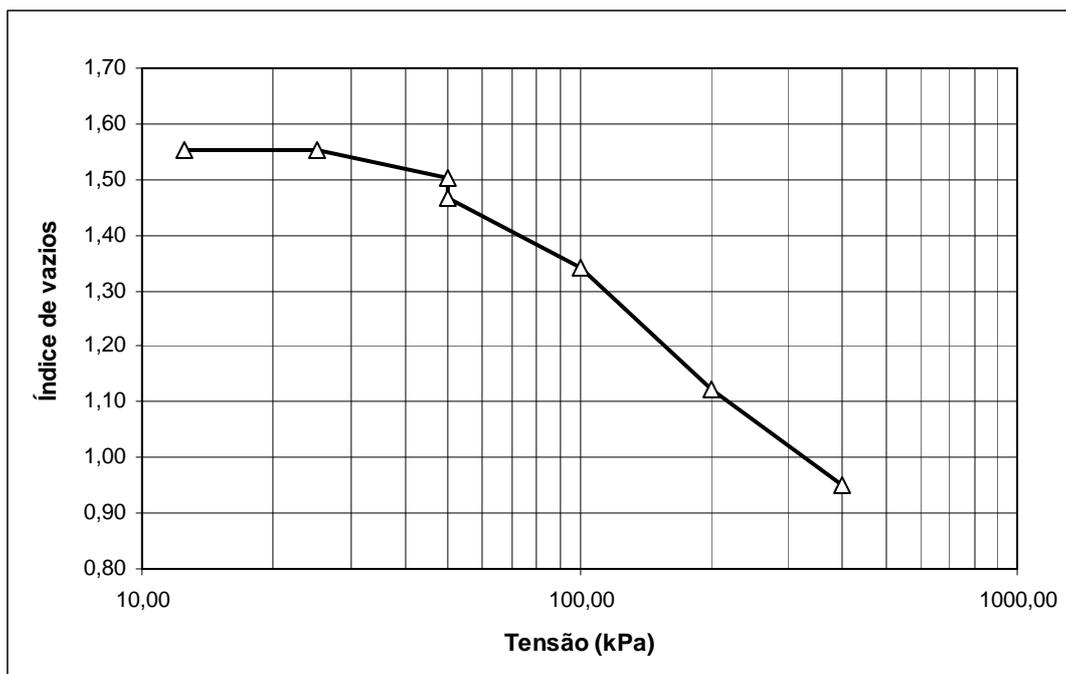


Figura 4.13 – Colapso sob inundação da gasolina

As duas curvas apresentaram, entre si, valores de potencial de colapso (i) muito próximos: $i = 1,44$, para o álcool e $i = 1,43$, para a gasolina. Estes valores foram bem inferiores aos encontrados para o índice de colapso encontrado para as amostras com água e chorume. Estes valores baixos provavelmente foram causados pelo pequeno aumento do valor do pH do solo quando em contato com os combustíveis (ver Tabela 4.6), dentre outros fatores. Esta alteração pode ser devida a nenhuma modificação ocorrida no solo quanto à quantidade de cátions trocáveis pela inundação, embora não tenha ocorrido alteração na acidez total.

Os valores de pH das amostras inundadas com gasolina também apresentaram acréscimos de valores em relação à amostra natural. Isto ocorreu devido à interação do álcool com o solo gerando íons OH^- na solução coloidal solo-água.

Ainda na amostra com álcool, a inundação causou algumas alterações no solo. Pela análise química foi identificada uma maior presença dos teores de matéria orgânica e de carbono orgânico devido à percolação do álcool. Talvez isso ocorreu porque este líquido, por sua composição ser à base de carbono, quando presente no solo, atua como matéria orgânica. Roth *et al.* (1991), citados por Albuquerque *et al.* (2003), estudaram a influência de fatores físico-químicos que pudessem estar associados à agregação de um Latossolo da cidade de Londrina-PR. Os autores verificaram que o teor de matéria orgânica exerce influência na estabilidade

dos agregados e na retenção de água no solo. A atuação da gasolina não é considerada como material similar à matéria orgânica no solo, ao contrário, ocorreu uma pequena redução, provavelmente pela tentativa de dissolução dos compostos da gasolina pela já existente no solo.

Outro ponto a ser discutido relaciona-se à variação de temperatura ocorrida quando o solo foi inundado com álcool. No ensaio simples oedométrico, após a inundação com o álcool e a percolação do líquido pela amostra, foi verificado um aumento de aproximadamente 4°C no álcool coletado pela válvula de drenagem (conexão 03) da célula oedométrica (Figura 3.5). Este mesmo efeito foi verificado na preparação da amostra de solo com percolação de álcool. Durante a inundação, foi identificado de forma bastante clara a presença de vapores sendo emitidos da amostra.

Devido ao fenômeno de colapso ocorrer de forma rápida, num pequeno intervalo de tempo, para a maioria dos casos, esse aumento de temperatura também ocorreu em um curto espaço de tempo e provavelmente contribuiu na redução do índice de colapso. É possível, com esta influência, ter ocorrido uma menor redução do potencial de retenção de água (sucção) no solo. Esta variação de temperatura como também o acréscimo de matéria orgânica, não foi evidente na amostra com gasolina, devido ao baixo teor de álcool (aproximadamente 24,0%) existente na gasolina comum utilizada.

Segundo Farias (2003), o álcool contido na gasolina sofre partição, ou seja, uma parte volatiliza e a outra é adsorvida na superfície dos grãos do solo por ligações de hidrogênio. A densidade da água, é reduzida pela quantidade do álcool, a viscosidade aumenta e a tensão superficial diminui, o que favorece a quebra da dupla camada elétrica existente entre o solo e a água.

Quanto ao ensaio oedométrico realizado com inundação do chorume (Figura 4.14), o valor do potencial de colapso obtido foi bem superior em relação ao valor encontrado pela ação dos combustíveis. Este grau de colapsibilidade indica a grande influência que o fluxo de chorume exerce no comportamento mecânico deste solo.

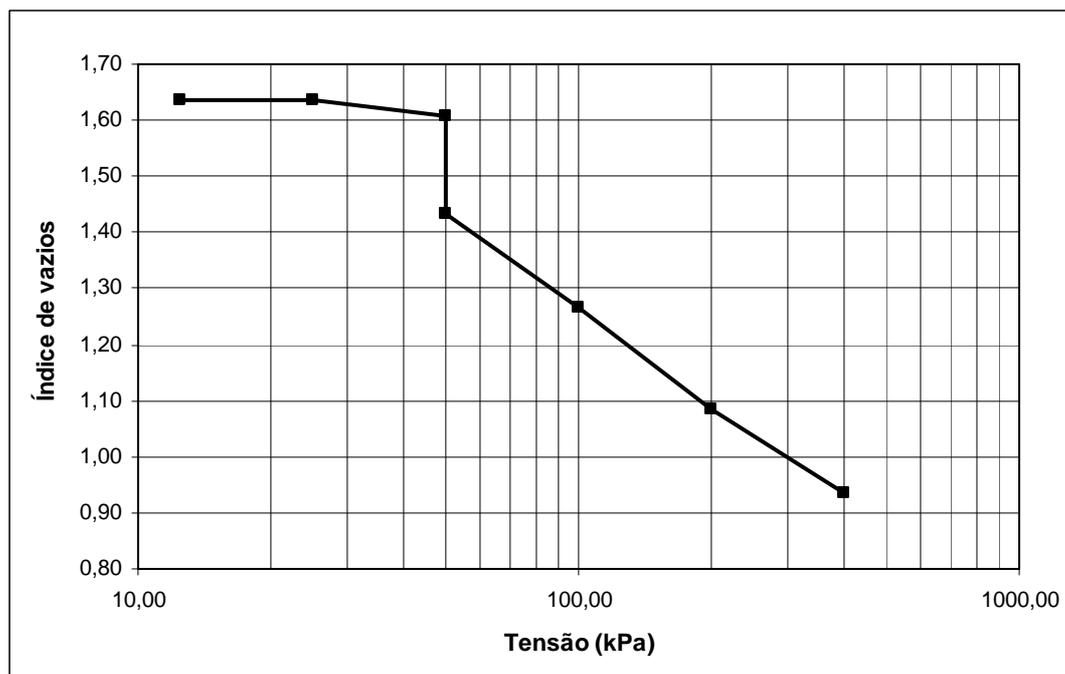


Figura 4.14 – Colapso sob inundação do chorume

A partir de dados da análise química realizada, pode-se notar (ver Tabela 4.6) que uma primeira causa do efeito colapsível pela ação do chorume foi o aumento do valor do pH do solo (pH = 7,1), tanto em água quanto em KCl. Com a redução da acidez do meio, a estrutura metaestável do solo é, então, comprometida. Pode ser verificada a redução da acidez total (H + Al) do meio com chorume em relação à amostra natural.

O valor da alcalinidade, pela presença do chorume, é aumentado pelo acréscimo do teor de cátions trocáveis no solo. Pela Tabela 4.6, pode-se observar, após percolação da amostra com chorume, acréscimos nos teores de Na^+ e K^+ , considerável aumento de Mg^{++} e bastante quantidade de cátion Ca^{++} ($16,1 \text{ cmol}/\text{dm}^3$) em relação a amostra natural ($0,1 \text{ cmol}/\text{dm}^3$) o que evidencia a grande quantidade deste cátion no chorume utilizado. O cátion Ca^{++} é um elemento alcalino e para esta análise sua presença contribuiu, juntamente com outros cátions, para a quebra dos agentes cimentantes dos agregados do solo.

Albuquerque *et al* (2003), avaliaram o efeito da aplicação do calcário e fósforo no comportamento estrutural de um latossolo ácido da cidade de Lages-SC com altos teores de argila e matéria orgânica. Os autores verificaram que a adição de calcário aumentou a dispersão da argila. Segundo eles, esta diminuição provavelmente se relaciona com o aumento da espessura da dupla camada elétrica difusa dos colóides. Segundo Seta & Karathamasis

(1996) a adição de calcário, o qual contém Ca^{++} e Mg^{++} , no solo, gera alterações no pH, influencia significativamente na dispersão de colóides e nas partículas agregadas.

No caso desta pesquisa, analisando a amostra que apresentou colapso pela inundação do chorume, pode-se ver que a quantidade do cátion Ca^{++} alterou a estrutura do solo, causando o colapso. A alta presença deste cátion causou o aumento da CTC e da soma de bases. O solo apresentou redução da acidez total ($\text{H} + \text{Al}$) de $3,2 \text{ cmol}/\text{dm}^3$ para $2,4 \text{ cmol}/\text{dm}^3$ o que também pode ser verificada pela elevação do valor do pH.

Uma explicação provável para a dispersão das argilas é que o excesso dos cátions do líquido neutraliza a eletronegatividade das partículas de argila, pois o que predomina na superfície da argila são cargas negativas.

Existe ao redor do argilomineral, uma camada mais interior, formando um grande ânion com alta carga negativa, e outra camada iônica exterior formada por um elevado número de cátions retidos. Isto é conhecido como dupla camada elétrica (Figura 4.15) e sua configuração é de grande importância na ligação dos argilominerais. Então, na medida em que foi aumentado o pH do solo, com a inundação do chorume e dos outros líquidos (Figura 4.16), mais íons OH^- ficaram disponíveis na superfície dos argilo-minerais, o que necessitou de mais cátions para adsorção, no caso, o Ca^{++} foi o mais adsorvido (Figura 4.17).

Então, a espessura da dupla camada foi aumentada (Figura 4.18), o que segundo Saramago & Mahler (1997), as forças de repulsão entre as partículas de argila aumentam devido ao aumento do pH e da existência de outros fatores, como por exemplo, alta constante dielétrica. Com esta separação (defloculação) das partículas de argila, houve quebra dos agentes cimentantes, os quais são formados por agregações ou pontes de argila e, portanto, a quebra da estrutura do solo estudado, gerando o colapso.

Os ensaios inundados com água resultaram um valor de potencial de colapso intermediário em relação aos combustíveis e ao chorume. Embora a interação da água com o solo não se apresente de forma tão severa como a do chorume, ela exerceu uma grande influência na ocorrência do colapso conforme pode ser visto na Figura 4.19, a inundação da amostra causou um potencial de colapso elevado ($i = 4,07$).

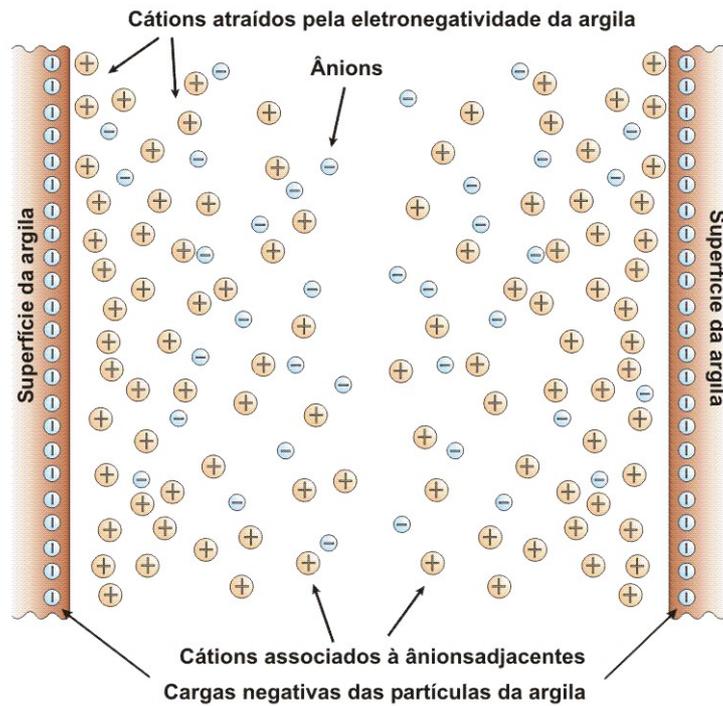


Figura 4.15 – Configuração da dupla camada elétrica (Mitchell, 1993)

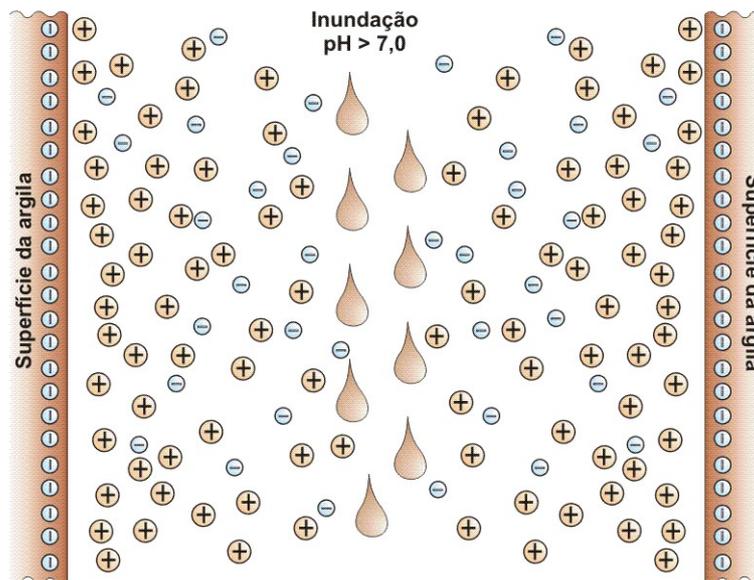


Figura 4.16 – Alteração do pH do solo pela inundação do contaminante

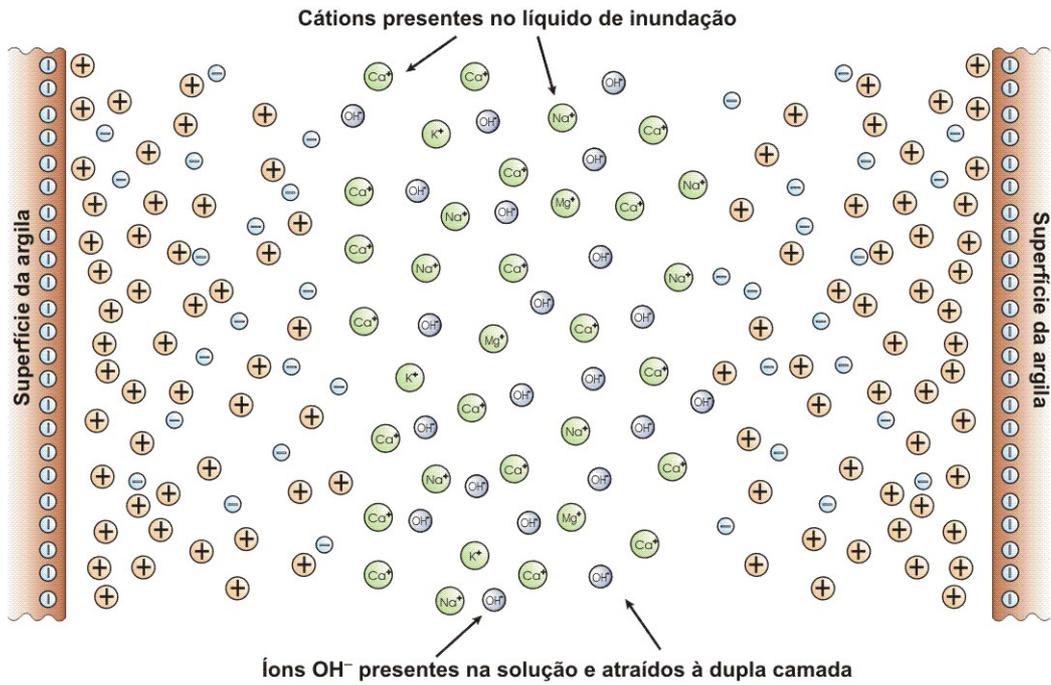


Figura 4.17 – Adsorção de cátions precipitados no líquido de inundação

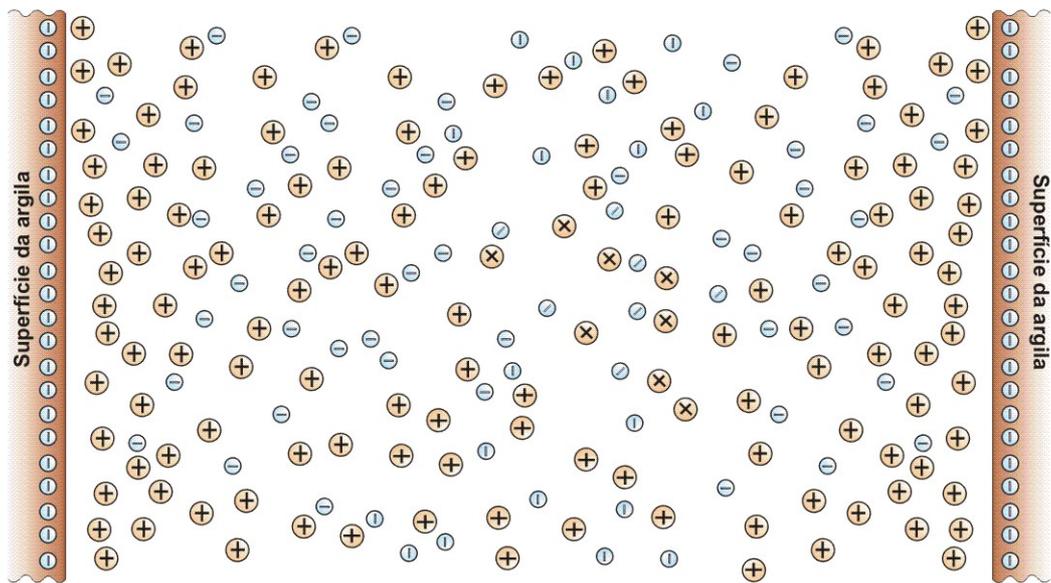


Figura 4.18 – Aumento da dupla camada elétrica

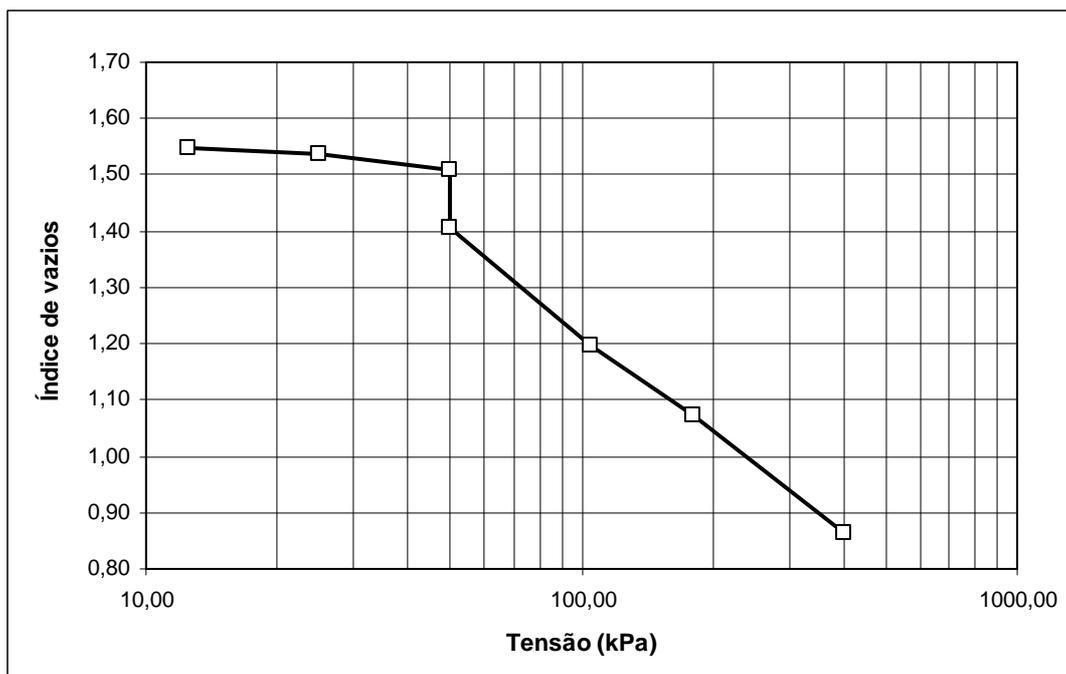


Figura 4.19 – Colapso sob inundação da água

O pH da água ($\text{pH} = 6,8$) causou um aumento do pH do solo e, da mesma forma que o chorume, alterou a superfície eletronegativa dos argilominerais, contribuindo para a alteração da espessura da dupla camada elétrica. Com a inundação, as moléculas de água livre são atraídas pela molécula de água adsorvida (ou água sólida) já existente ao redor do grão. Segundo Souza Pinto (2002), as deformações do solo dependem das interações entre essas partículas.

O colapso pela água também é provocado pelo alto valor da constante dielétrica deste líquido ($D = 80,0$). Os combustíveis apresentam baixos valores para esta propriedade: 2,2 (gasolina) e 20,0 (álcool). Como já mencionado, quanto maior a constante dielétrica do líquido, maior influência na espessura da dupla camada elétrica. Isso fez com que as forças de repulsão devido às cargas líquidas negativas aumentassem sua magnitude, afastando mais as partículas, o que pode ser uma das causas da quebra dos agentes cimentantes.

Um outro fator responsável pelo rompimento da estrutura do solo foi a diminuição da tensão efetiva no solo, pelo contato grão a grão. Com a inundação, o aumento do raio do menisco capilar gerou uma menor atuação da tensão superficial do líquido e que reduziu a tensão efetiva entre os grãos e, conseqüentemente a coesão aparente entre os mesmos, conforme Figuras 4.20 e 4.21.

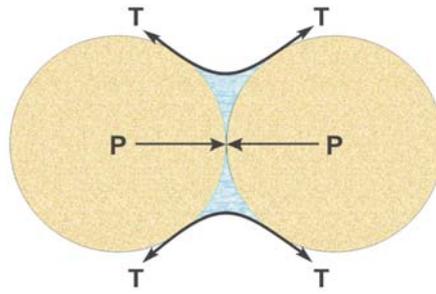


Figura 4.20 – Tensão capilar devido água e força grão a grão atuante

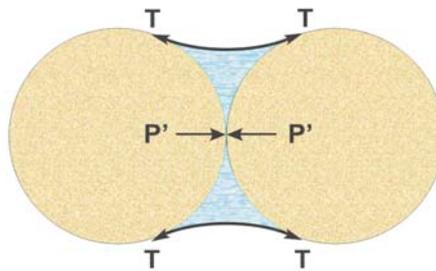


Figura 4.21 – Redução da força grão a grão devido à inundação

Os diferentes valores de potencial encontrados também estão relacionados ao valor da tensão superficial de cada líquido inundante. Dependendo do raio de curvatura do menisco, tem-se uma menor tensão efetiva intergranular, se comparada, por exemplo, com a água. Essa coesão aparente corresponde à sucção existente no solo, propriedade bastante importante no estudo dos solos não-saturados e, por conseqüência, dos solos colapsíveis. Os ensaios de sucção serão discutidos posteriormente em outro item deste capítulo.

Infelizmente não foi possível obter os valores da tensão superficial e da constante dielétrica do chorume. Entretanto, com os outros líquidos pode-se ver a influência de algumas características bastante relevantes, como foi verificado em outros trabalhos da literatura, no que se refere ao comportamento colapsível do solo. A Figura 4.22 apresenta as curvas de compressibilidade do solo inundado, com cada líquido, normalizadas em relação ao índice de vazios inicial de cada ensaio, de modo a permitir a comparação entre as mesmas. As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam algumas correlações entre o potencial de colapso do solo estudado com os valores do pH e da constante dielétrica dos líquidos utilizados.

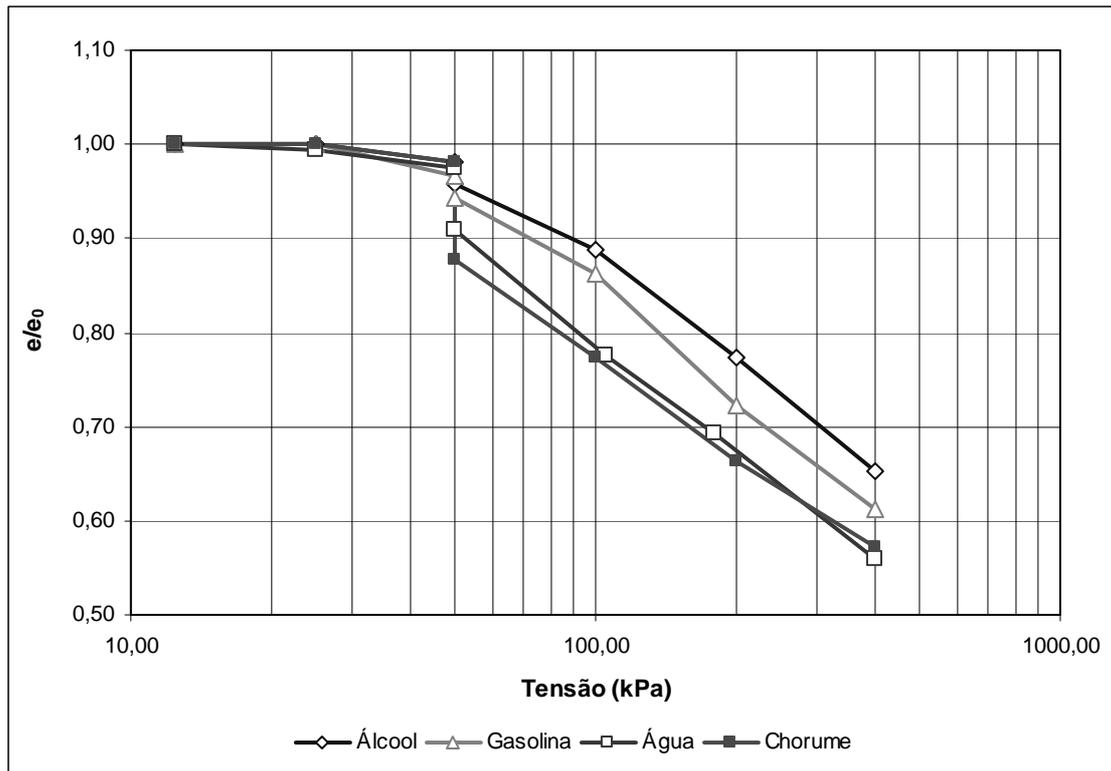


Figura 4.22 – Curvas de compressibilidade normalizadas

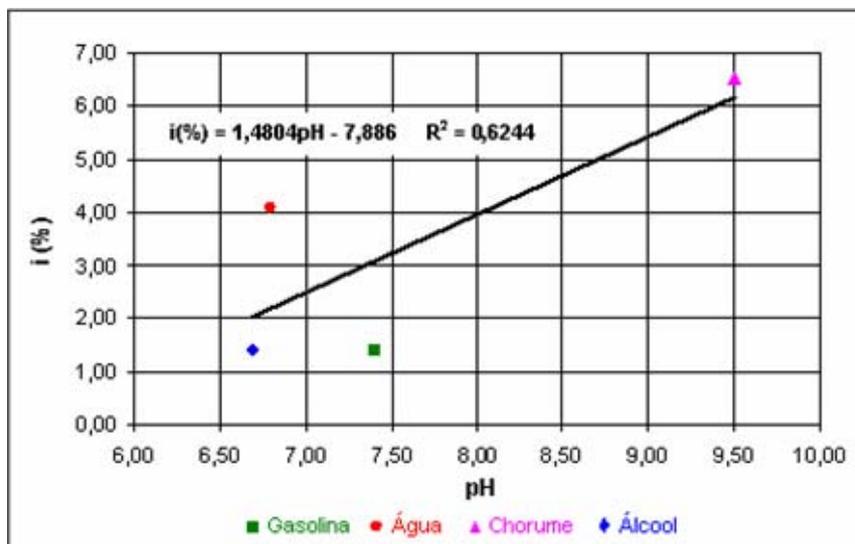


Figura 4.23 – Relação entre o pH do líquido e o índice de colapso do solo

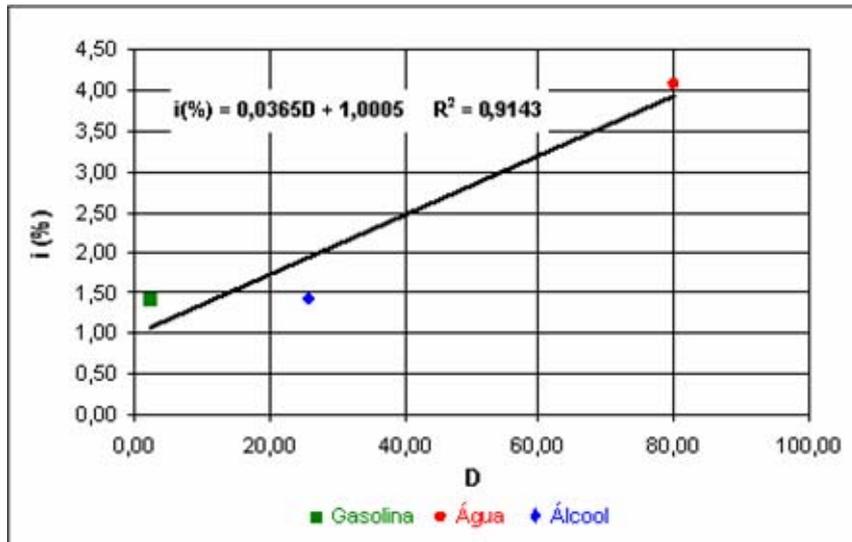


Figura 4.24 – Relação entre a constante dielétrica do líquido e o índice de colapso do solo

O efeito combinado da sobrecarga com o umedecimento se mostrou mais indutor do colapso do solo com a influência da água e do chorume. Isso porque a interação secundária das propriedades físico-químicas desses líquidos com as partículas de solo ocorreu de tal forma que, ao mesmo nível de sobrecarga, se tem maior facilidade para romper as ligações com esses líquidos do que com os combustíveis.

A Figura 4.25 apresenta a variação acumulada do volume de cada líquido drenado da amostra. Estas curvas foram obtidas para os três últimos carregamentos, ou seja, 100, 200 e 400 kPa de cada ensaio. Foram utilizados estes valores de tensões, pois foram os estágios de carregamento em que foi possível medir o volume de líquido drenado da amostra.

A partir dessas curvas ajustadas linearmente, vê-se que as amostras inundadas com combustíveis apresentaram, com o acréscimo do nível de tensões, uma menor variação de líquidos que a água e o chorume. Para as amostras inundadas com a gasolina e o álcool, a menor quantidade de líquido drenado pode estar associada à menor deformabilidade que o solo apresentou quando inundadas com esses dois líquidos. A estrutura mais floculada, apresentando maior índice de vazios, maior porosidade, manteve uma maior quantidade de líquido em seus poros. A Figura 4.26 permite uma melhor visualização do acima exposto, pois relaciona a variação de líquido da amostra, em mL, nos mesmos estágios de tensão, com a variação de volume do corpo de prova, em mm³.

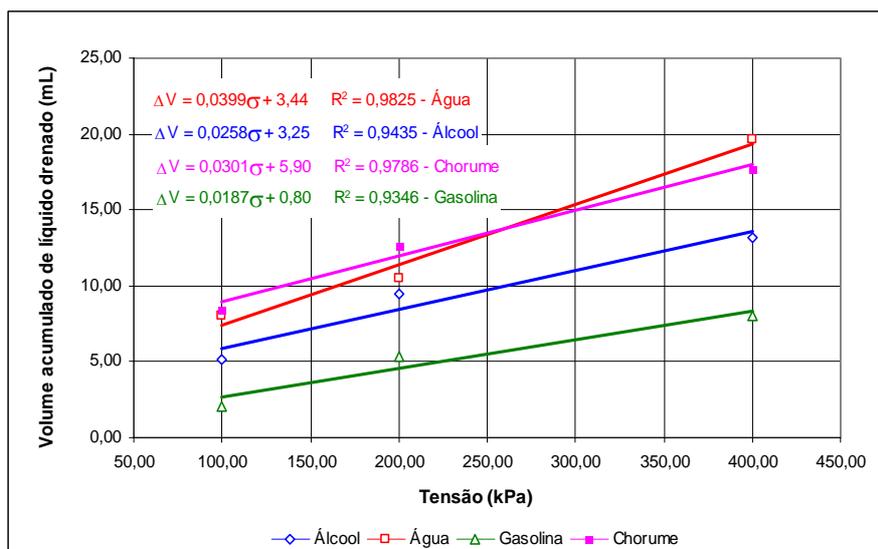


Figura 4.25 – Variação de líquido da amostra com as tensões de 100, 200 e 400 kPa

Na Figura 4.26, é possível observar que amostras com álcool e gasolina apresentaram, sob atuação de 100,0 kPa, menor deformação volumétrica que as amostras com os outros líquidos e, associado a isto, menores valores de líquidos drenados.

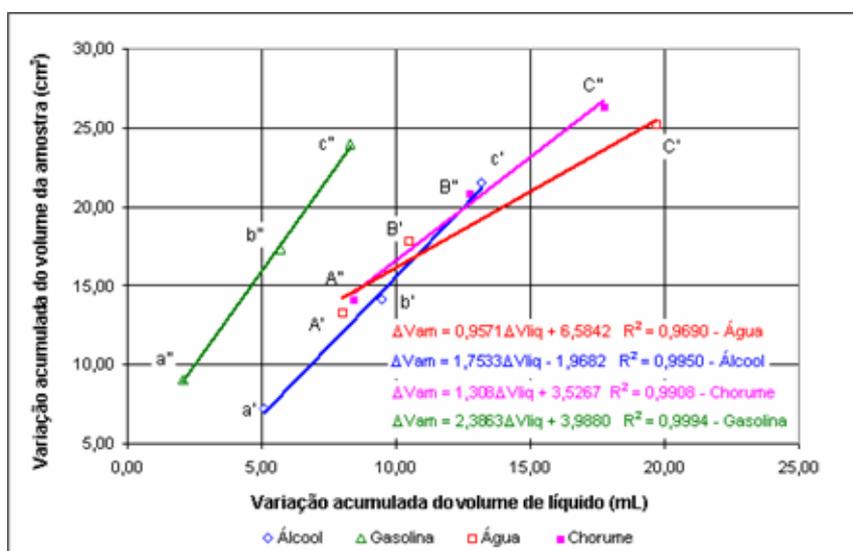


Figura 4.26 – Relação entre a variação de líquido e a variação de volume da amostra para as tensões de 100, 200 e 400 kPa

Onde:

a', b' e c': São os valores de tensões de 100, 200 e 400 kPa, respectivamente, para o álcool;

a'', b'' e c'': Idem, para a gasolina;

A', B' e C': Idem, para a água;

A'', B'' e C'': Idem, para o chorume;

ΔV_{am} : Variação de volume da amostra;

ΔV_{liq} : Variação de volume do líquido.

Uma observação interessante notada, ainda nesta Figura, refere-se à inclinação da curva de tendência para cada líquido apresentado. Foi observado que, para as amostras com álcool e gasolina, ao mesmo nível de tensão que os outros líquidos, a relação de menor deformação volumétrica com menor volume de líquido drenado gerou uma maior inclinação da curva de tendência. Enquanto que, para as amostras com água e chorume, tal relação gerou uma menor inclinação da curva.

Então, pode-se propor de forma qualitativa, a partir de curvas com essa configuração que, para um mesmo nível de tensão, líquidos causadores de menores deformações por colapso, devido à inundação, apresentam menores volumes de líquidos drenados. Ao contrário, para os líquidos que causam maior colapsibilidade na estrutura do solo, maiores volumes de líquido inundante são drenados do solo e, como já esperado, maiores deformações volumétricas, contudo, de modo quase equivalente ao volume de líquido. Tal análise pode também ser verificada, mais adiante, a partir de dados obtidos dos ensaios duplo oedométricos, onde se obteve o volume de líquido drenado para todos os níveis de tensão do ensaio.

4.5.2 – ENSAIOS DUPLO OEDOMÉTRICOS

Os ensaios duplo oedométricos são, da mesma forma que os simples oedométricos, bastante úteis para determinar o recalque provocado por colapso. A diferença é que, com esta metodologia, é possível ter, dependendo do critério de análise, uma definida *zona de colapso* compreendida entre as curvas de compressibilidade do solo para uma amostra ensaiada no teor de umidade natural e outra sob inundação. Assim, para vários níveis de sobrecarga, pode-se prever o colapso ocorrido pela inundação do solo.

A Figura 4.27 apresenta as curvas de compressibilidade obtidas para os ensaios realizados com amostras sob inundação de álcool, gasolina, água, chorume e no teor de umidade natural. Na Figura 4.28, têm-se essas curvas normalizadas em relação ao índice de vazios inicial de cada amostra. A normalização é importante, pois permite uma melhor comparação visual das

curvas obtidas e, como os valores de índices iniciais não diferem muito entre si, tal ajuste pode ser bem utilizado.

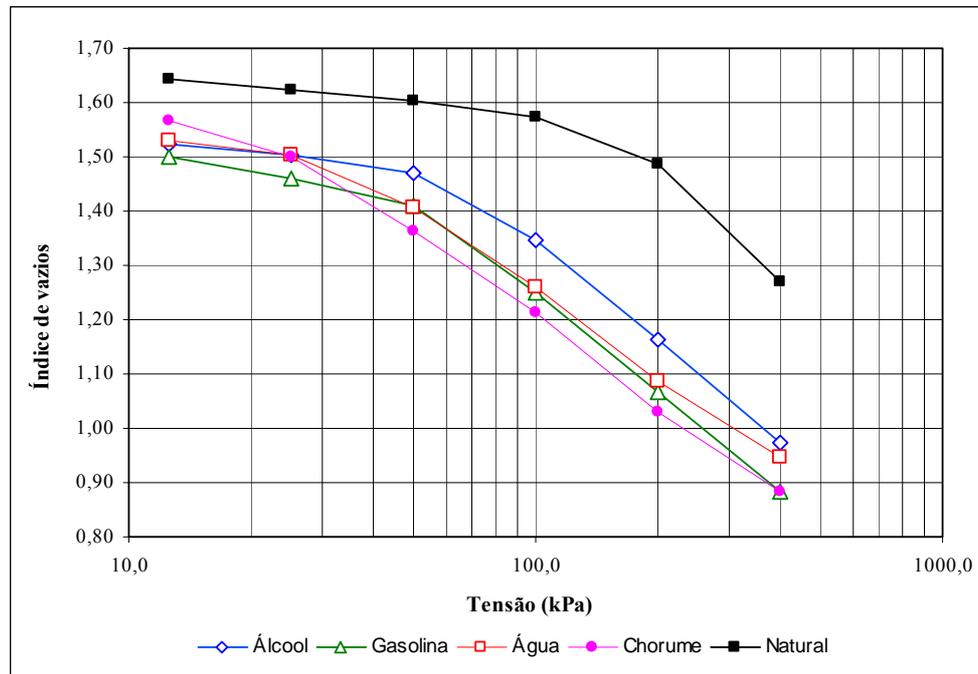


Figura 4.27 – Curvas de compressibilidade do ensaio duplo oedométrico

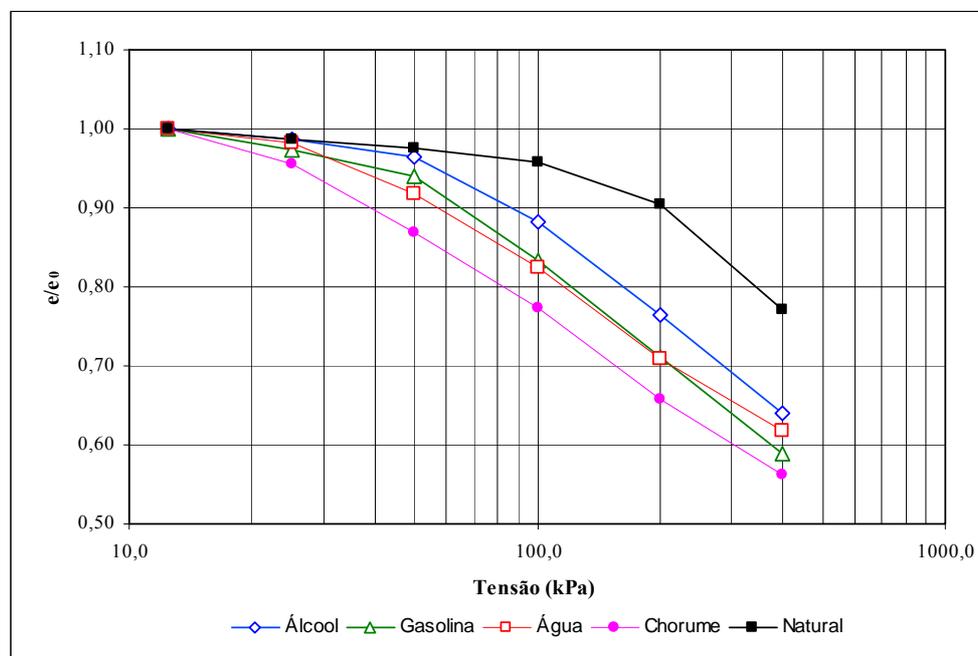


Figura 4.28 – Curvas de compressibilidade do ensaio duplo oedométrico normalizadas

A Tabela 4.8 apresenta algumas características das amostras dos ensaios duplo oedométricos na umidade natural e os inundados com os diferentes líquidos.

Tabela 4.8 – Dados obtidos dos ensaios duplo oedométricos

Propriedade	Amostra				
	Álcool	Gasolina	Água	Chorume	Natural
w_i (%)	21,75	21,81	22,93	21,79	23,49
w_f (%)	30,62	33,16	31,61	34,97	22,24
Sr_i (%)	37,41	37,56	37,91	37,67	37,64
Sr_f (%)	84,57	98,32	100,00	100,00	47,18
e_0	1,55	1,55	1,61	1,54	1,67
e_f	0,97	0,90	0,81	0,86	1,26
n_i	0,61	0,61	0,62	0,61	0,62
n_f	0,49	0,47	0,45	0,46	0,56
Cc	0,63	0,61	0,56	0,60	0,73
σ'_{pa} (kPa)	64,0	48,0	33,0	31,0	160,0
OCR	2,02	1,51	1,04	0,98	5,04

Na Figura 4.28, pode ser vista a diferença na compressibilidade do solo quando no seu estado natural e inundado com os contaminantes e a água. A curva na umidade natural apresentou poucas deformações com aumento da sobrecarga até a tensão de 100,0 kPa. A partir deste valor, com os valores de 200,0 e 400,0 kPa, ocorreu uma maior deformação na amostra, comportamento caracterizado por uma maior inclinação da curva de compressibilidade, sendo mais evidente no valor do último carregamento. Isto significa que com esta sobrecarga, para o solo no teor de umidade natural, a quebra das cimentações já começa a se tornar mais evidente apenas com o aumento do nível de tensões.

Quanto às amostras inundadas, a compressibilidade foi bastante influenciada pelo acréscimo da sobrecarga associada à presença do líquido de inundação. Para cada amostra inundada, os valores das tensões que causavam maiores inclina es na curva de compressibilidade, dependeram do tipo de líquido de percola o utilizado.

A amostra inundada com álcool apresentou maior mudança na inclinação da curva no nível de 100,0 kPa, mantendo de forma aproximada esta inclinação até o fim do ensaio. As amostras inundadas com água e gasolina começaram a apresentar maiores deformações a partir da tensão de 50,0 kPa, sendo de forma mais expressiva para a amostra com água. Já a amostra inundada com chorume se mostrou compressível, em comparação com as outras amostras, a partir da tensão de 25,0 kPa, valor esse inferior à tensão geostática do solo na profundidade de amostragem. Isto ocorre devido ao forte ataque dispersor que este líquido exerce nas ligações cimentíceas o que facilita a desagregação dos grãos sob o efeito mínimo de sobrecargas.

De fato, esta percepção chamou a atenção para uma análise um pouco qualitativa do efeito desses líquidos no solo estudado. Após serem concluídos os ensaios oedométricos, no momento da retirada das amostras dos anéis de moldagem para a determinação de teor de umidade e ensaio de microscopia, percebeu-se que as amostras inundadas com chorume se apresentaram bastante sensíveis ao mínimo esforço de corte aplicado pelas mãos. Neste momento ocorria fácil desagregação da amostra, enquanto as amostras contaminadas com os combustíveis se tornavam mais resistentes, porém quebradiças. Este comportamento foi novamente identificado nos ensaios, como difratometria e caracterização química, os quais necessitavam de prévia inundações de torrões do solo com os líquidos. Após secagem ao ar, a amostra contaminada com chorume apresentou fácil destorroamento com as mãos, o que era o comportamento contrário com os torrões contaminados com os combustíveis.

Na Tabela 4.8, ainda pode ser vista a influência dos líquidos no valor da tensão de pré-consolidação do solo. Esta tensão é tal que a partir dessa, o comportamento do solo vai apresentando maior deformação. Relacionado a esta tensão, tem-se a razão de pré-adensamento (OCR) obtida pela relação entre a tensão de pré-adensamento para o solo inundado e a tensão vertical efetiva devido ao peso das camadas sobrejacentes à profundidade estudada. Pode-se ver a partir dos dados apresentados que os valores de OCR e σ'_{pa} diminuem muito mais quando o solo é inundado e carregado na presença do chorume e da água do que na presença dos combustíveis. Esses líquidos, por sua capacidade de dispersão ser maior que o álcool e a gasolina, atacam mais fortemente as ligações químicas entre os grãos, reduzindo assim o valor da tensão necessária para a partir da qual se ter grandes deformações pelo acréscimo de tensões.

4.5.3 – QUANTIFICAÇÃO DO COLAPSO

A princípio, o potencial de colapso foi determinado a partir da proposta de Reginatto & Ferrero (1973) utilizando valores das tensões de pré-adensamento do solo para a amostra adensada na umidade natural e para outra amostra inundada com cada líquido, bem como o valor da tensão geostática (*in situ*) devido ao peso do solo sobrejacente à profundidade de coleta. A partir da relação entre os valores dessas tensões (Ver Figura 2.10) e comparando com uma dada pressão σ atuante, os autores propuseram a Equação 2.1 para verificar o comportamento do solo quanto ao colapso.

$$C = \frac{\sigma_{cs} - \sigma_0}{\sigma_{cn} - \sigma_0}$$

A Figura 4.29 apresenta as curvas de compressibilidade das amostras ensaiadas sob inundação e no teor de umidade natural com seus valores de tensão de pré-adensamento calculados pelo método de Pacheco Silva. Verifica-se a diferença de tensões para cada líquido de inundação. A Tabela 4.9 apresenta os valores do coeficiente de colapsibilidade obtidos por esta proposta.

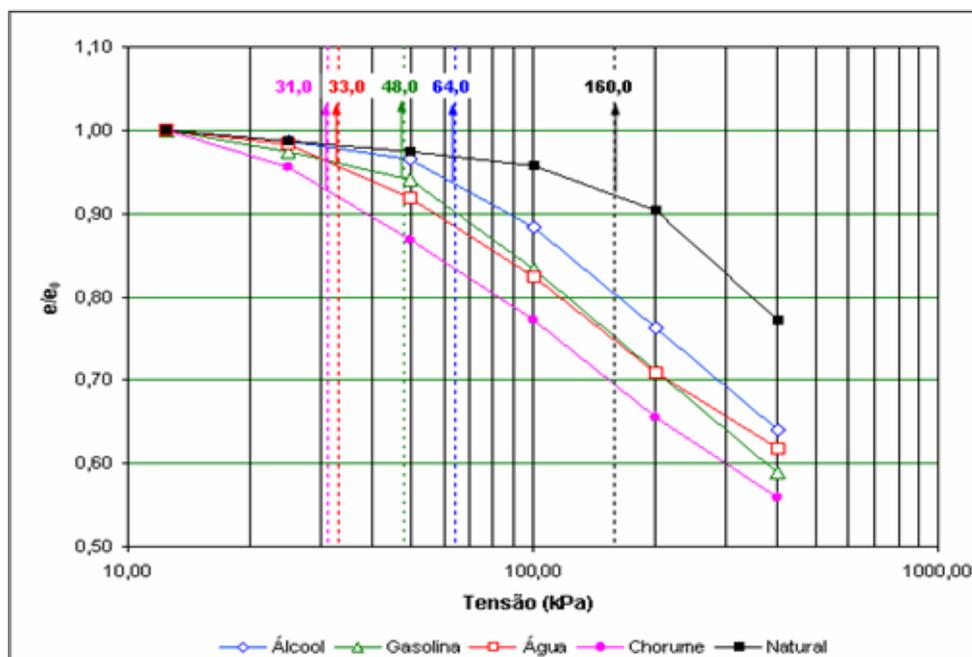


Figura 4.29 – Curvas de compressibilidade para cada líquido com seus valores de tensão de pré-adensamento

Tabela 4.9 – Coeficientes de colapsibilidade por Reginatto & Ferrero (1973)

Líquido	σ_{pa} (kPa)	C	Comportamento
Água	33,0	0,01	Condicionalmente colapsível
Álcool	64,0	0,25	Condicionalmente colapsível
Gasolina	48,0	0,13	Condicionalmente colapsível
Chorume	31,0	-0,01	Verdadeiramente colapsível

Nos solos classificados como condicionalmente colapsíveis ($0 < C < 1$), a ocorrência do colapso dependerá do nível de tensões ao qual o solo deva estar submetido e da relação dessa sobrecarga com as tensões de pré-adensamento para o solo inundado e na umidade natural. Quanto aos solos verdadeiramente colapsíveis ($C < 0$), elevados valores de recalques ocorrem sob inundação sem que qualquer acréscimo de sobrecarga ocorra. Para a amostra inundada com água, embora o valor do coeficiente C encontrado, tenha sido entre 0 e 1, o solo quando na presença deste líquido, como verificado nos ensaios simples oedométricos, se apresentou bastante colapsível. Ainda assim, dentro deste intervalo de classificação, o valor de C, para a água se apresentou muito próximo de zero e do valor de C para a amostra inundada com chorume, o que tendência a considerar, através deste critério, que essa amostra seja classificada como verdadeiramente colapsível.

Em vista disso, vê-se que este critério do coeficiente C é um pouco generalizado em seus valores para quantificação do grau de colapsibilidade. A seguir, serão utilizados os critérios de Jennings & Knight (1975) e um outro baseado na comparação das curvas inundadas e não-inundadas após normalização das mesmas. Estes analisam a compressibilidade do solo de uma forma quantitativa, visto que considera a variação do índice de vazios do solo.

O critério de Jennings & Knight (1975), conforme já explicado no item 2.7.1.2 deste trabalho, considera apenas a tensão de pré-adensamento do solo sob inundação, a tensão geostática na profundidade analisada e o índice de vazios do solo referido a esta tensão. Não considera algum coeficiente para quantificar o colapso, mas sim, uma faixa de valores ou *zona de colapso* a qual é delimitada pelo ajuste (translado vertical) da curva de compressibilidade do solo inundado. Este ajuste dependerá do valor da razão de pré-adensamento do solo quando inundado. Para valores de OCR entre 0,8 e 1,5, a curva do solo na umidade natural é transladada até o ponto (σ_{v0} , e_0) o qual deve estar posicionado sobre a reta virgem do solo

inundado. Para valores de OCR maiores que 1,5, o ajuste é feito com o ponto (σ_{v0}, e_0) sobre a curva da amostra inundada. As Figuras 4.30 a 4.33 apresentam as curvas de compressibilidade do ensaio inundado para cada líquido e a comparação de cada uma delas com a curva no estado natural. O ajuste da curva no teor de umidade natural para cada líquido é mostrado nas Figuras 4.34 a 4.37.

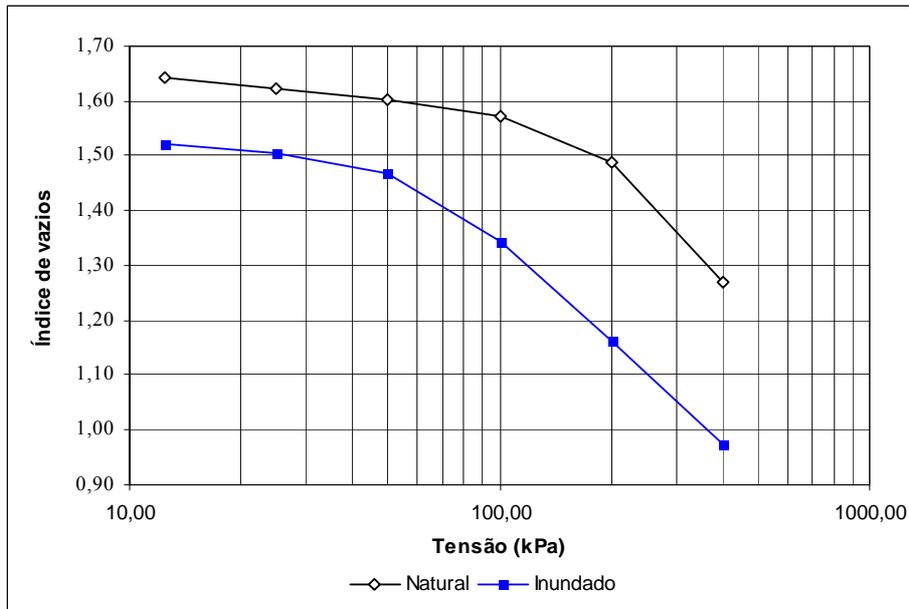


Figura 4.30 – Curva de compressibilidade natural e inundada com álcool

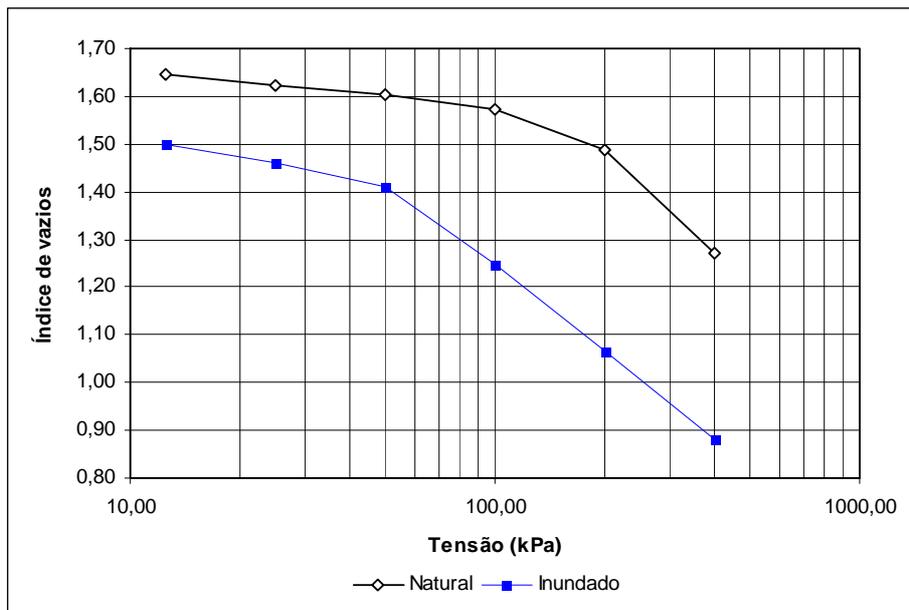


Figura 4.31 – Curva de compressibilidade natural e inundada com gasolina

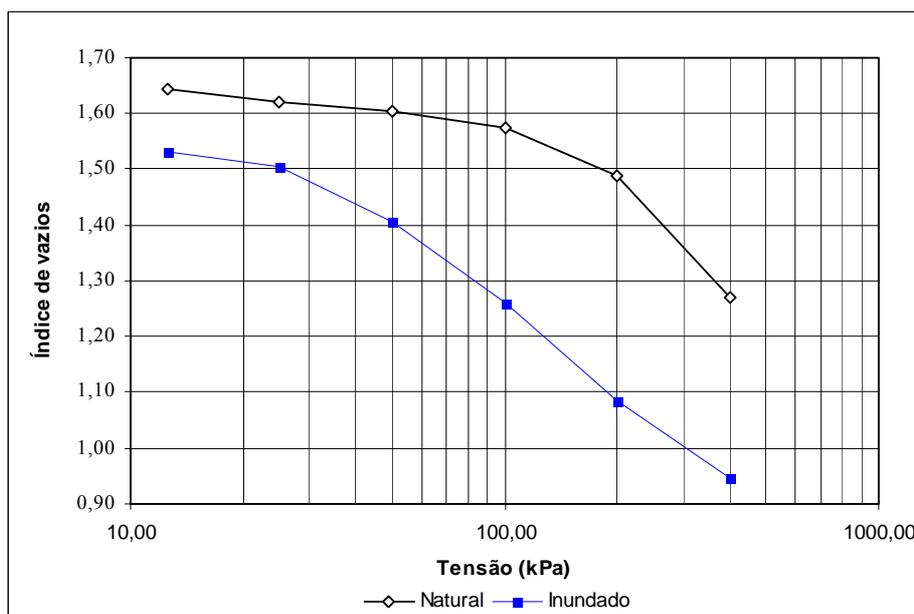


Figura 4.32 – Curva de compressibilidade natural e inundada com água

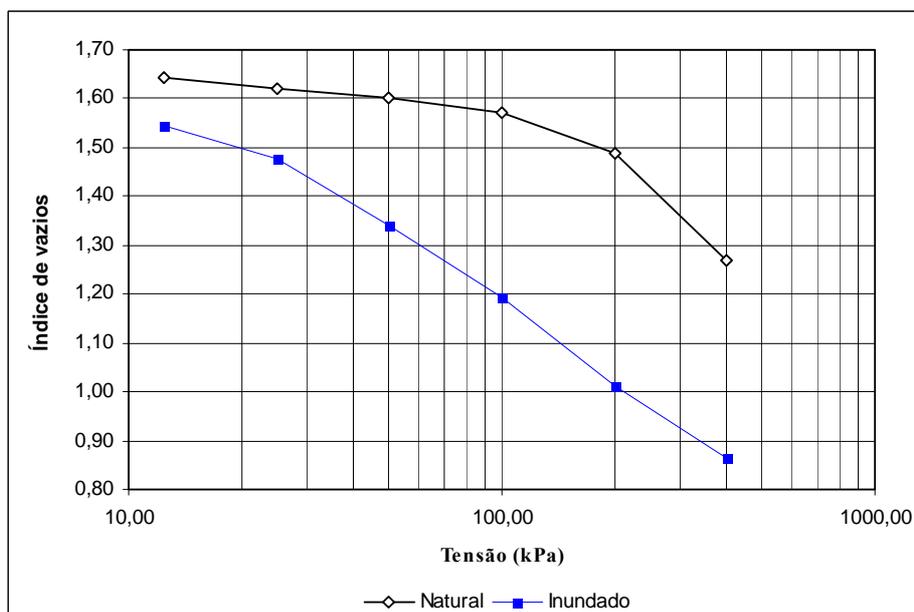


Figura 4.33 – Curva de compressibilidade natural e inundada com chorume

Na Figura 4.34, verifica-se que a amostra ensaiada na umidade natural apresenta uma inclinação maior, isto é, maior compressibilidade com a tensão de 200 kPa ($\Delta e = 0,08$), acentuando-se com 400 kPa ($\Delta e = 0,22$). Isto indica que este último carregamento exerce uma maior quebra nas cimentações que o nível de tensão anterior.

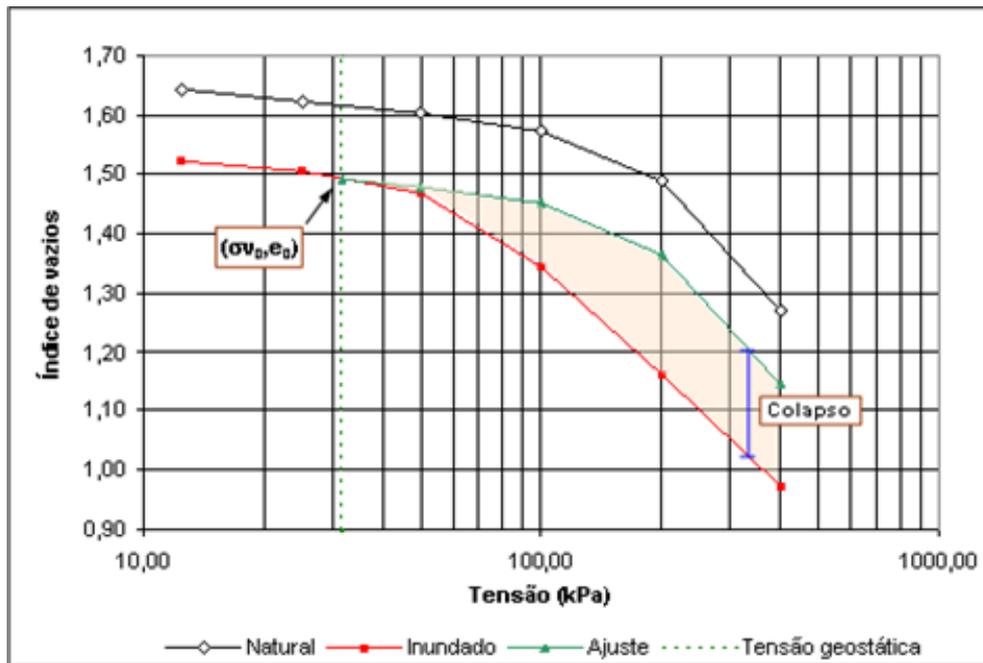


Figura 4.34 – Zona de colapso para amostra inundada com álcool

A curva inundada com álcool, comparada com a não-inundada indica pequenas alterações na compressibilidade do solo, principalmente até o nível de tensão de 25 kPa. O que pode indicar que o solo possa não apresentar colapso caso seja inundado num ensaio simples oedométrico neste nível de tensão. A partir da tensão de 50 kPa, ou seja, valores superiores a tensão geostática, começa a haver maior inclinação da curva de compressibilidade, acentuando-se em 200 kPa. Então, a partir de 50 kPa, as características do fluido (principalmente pH e constante dielétrica) começam a exercer influência na dupla camada de argilo-minerais, rompendo as ligações entre os grãos. Estes rompimentos se tornam mais expressivos com a tensão de 200 kPa. Exatamente neste ponto, é onde se observa, pelo ensaio não-inundado, o início da atuação mais expressiva do carregamento externo no colapso. Esse fator associado as características do fluido foi o que gerou um maior colapso na tensão de 200 kPa. No carregamento de 400 kPa, verifica-se que as duas curvas apresentam a mesma compressibilidade. Provavelmente, porque neste nível de tensões, as características do fluido oferecem pouca influência na compressibilidade do solo.

A Figura 4.35 apresenta a curva de compressibilidade do solo inundado com gasolina em associação com a curva do solo ensaiado na umidade natural. Com relação à gasolina, a curva apresentou, para todos os níveis de carregamento, maior deformabilidade que a amostra

inundada com álcool. A mudança de inclinação entre as duas curvas se faz notar desde os primeiros níveis de tensões, acentuando-se com o acréscimo de tensões para 100 kPa, mantendo a mesma inclinação até o último nível de carregamento.

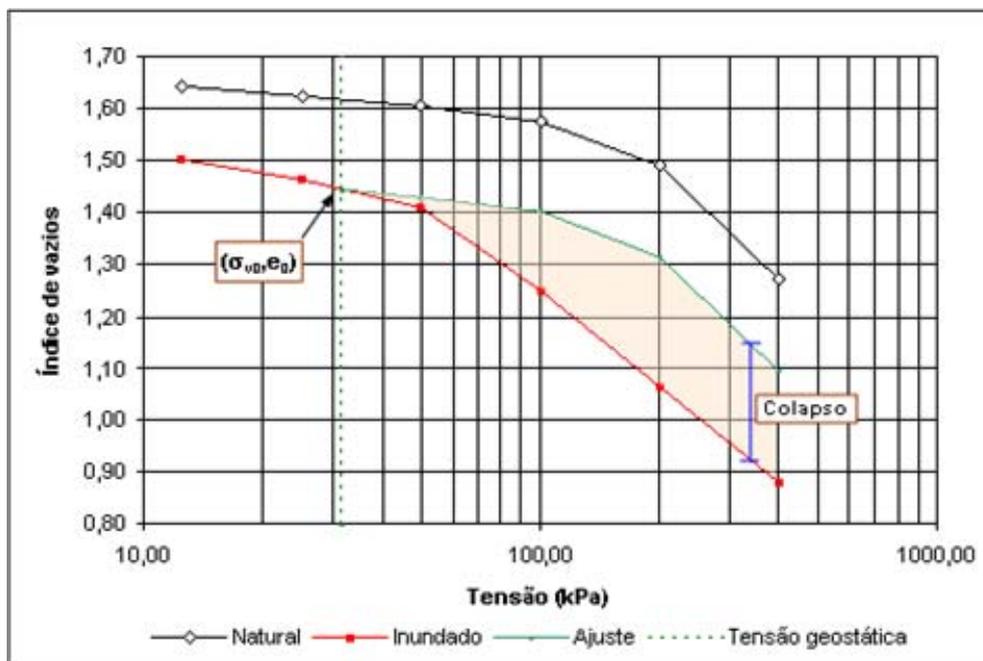


Figura 4.35 – Zona de colapso para amostra inundada com gasolina

O fato de a amostra adensada com a inundação de gasolina ter apresentado maiores deformações pode estar associado à redução do teor de matéria orgânica do solo na tentativa de decompor os componentes da gasolina. A matéria orgânica, segundo alguns autores (Albuquerque *et al.*, 2003), é um dos agentes responsáveis pela agregação das partículas do solo. Portanto, a remoção ou decomposição da matéria orgânica foi uma provável causa do colapso, embora pouco, da estrutura do solo. A influência do pH nos argilominerais também foi outro fator importante.

A partir das análises químicas (Tabela 4.6), vê-se que a amostra inundada com gasolina apresentou uma redução do teor de matéria orgânica e de carbono orgânico. Também foi verificado, durante os ensaios oedométricos que a gasolina, ao ser expulsa da amostra pela atuação do carregamento, se apresentava com uma coloração avermelhada, o que pode indicar a remoção de certos compostos e argilominerais do solo pela ação combinada com a sobrecarga. Tanto para a amostra inundada com gasolina, quanto para com álcool, o ajuste da curva $\log \sigma$ vs. e foi feito com o ponto (σ_{v0}, e_0) sendo posicionado sobre a curva do solo

inundado, pois os valores de razão de pré-adensamento (OCR) encontrados foram superior a 1,5.

A Figura 4.36 apresenta o ajuste da curva na umidade natural para a amostra inundada com água. O ajuste é feito com o ponto (σ_{v0}, e_0) sobre o prolongamento do trecho virgem do ensaio inundado, pois o valor do OCR encontrado foi entre 0,8 e 1,5, conforme a proposta de Jennings & Knight (1975).

A ação da água na alteração do comportamento mecânico do solo foi mais forte que os combustíveis. Observa-se que na tensão de 50,0 kPa, curva de compressibilidade já apresenta um aumento da sua inclinação, acentuando-se em 100,0 kPa e se mantendo constante até o último carregamento.

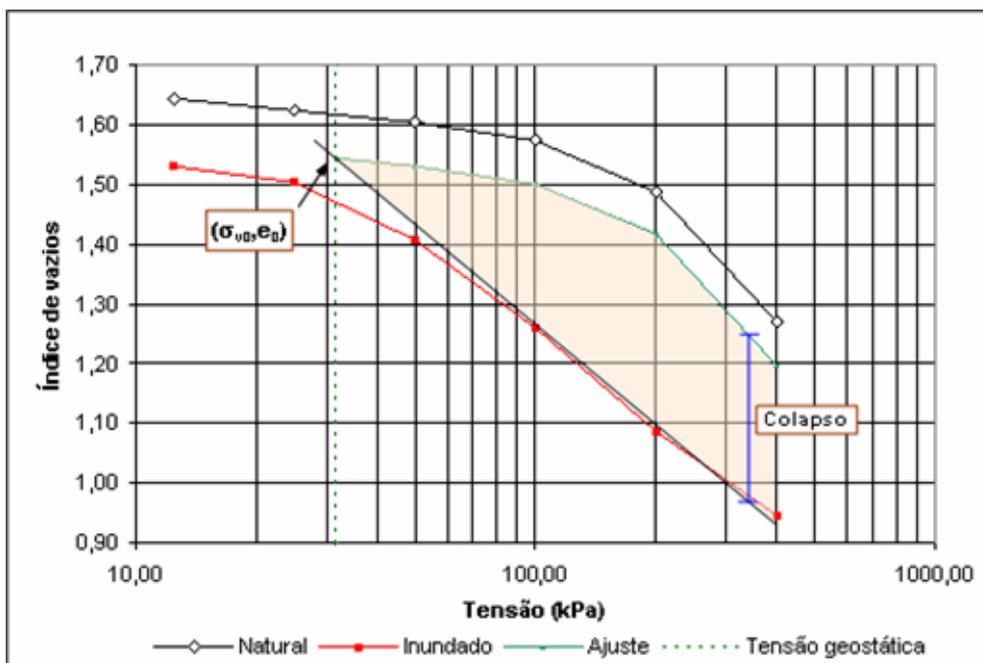


Figura 4.36 – Zona de colapso para amostra inundada com água

Este ajuste feito considera, pelos valores de OCR e tensão de pré-adensamento encontrados, uma alta compressibilidade do solo quando inundado pela água e submetido à estágios de tensões maiores que os encontrados em campo. A maior área da *zona de colapso*, em relação aos combustíveis, indica o efeito que este líquido causa na estrutura do solo.

O mesmo se observa com a amostra inundada e adensada com o chorume (Figura 4.37). A área entre as curvas na umidade natural e sob inundação indica que as características físico-químicas do chorume também exercem grande influência no comportamento deste solo. Um pouco diferente do observado com a água, este solo, sob 25,0 kPa, ou seja, sob tensões menores que as exercidas pelas camadas superiores no campo, já apresenta considerável inclinação da curva de compressibilidade quando em contato com o chorume. Esta inclinação é mais acentuada que a apresentada pelo solo natural e pela amostra inundada com água até esse carregamento. Assim, já se percebe neste ponto, o rompimento dos agentes cimentantes existentes entre as microconcreções e agregações do solo, iniciando o colapso da estrutura. Da mesma forma que a água, o chorume, associado ao acréscimo de carregamento, influenciou consideravelmente nas deformações, a partir de 50,0 kPa, mantendo, aproximadamente, a mesma inclinação até o último carregamento.

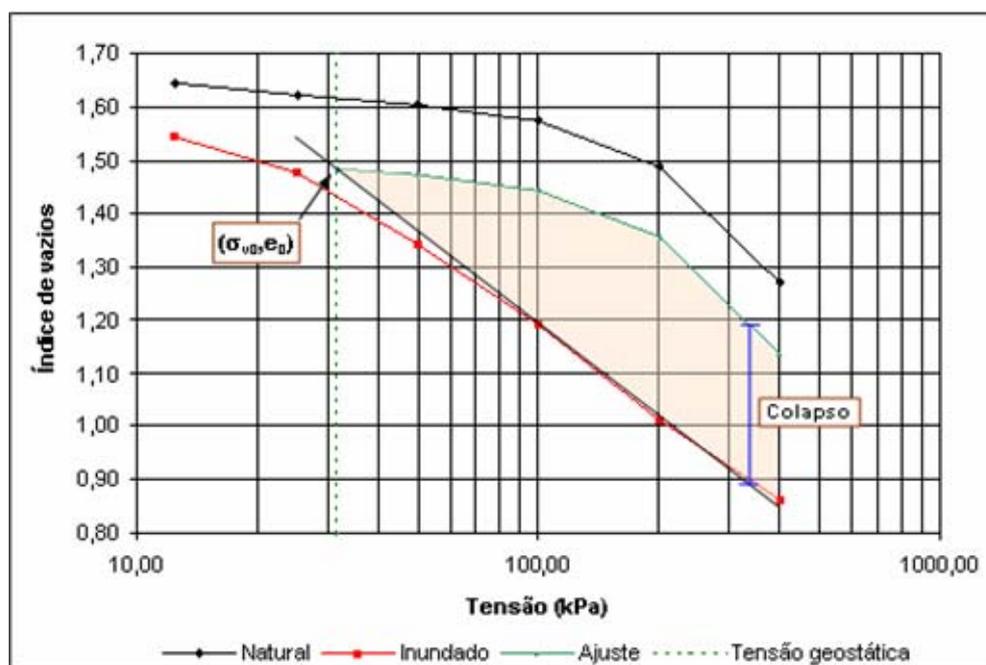
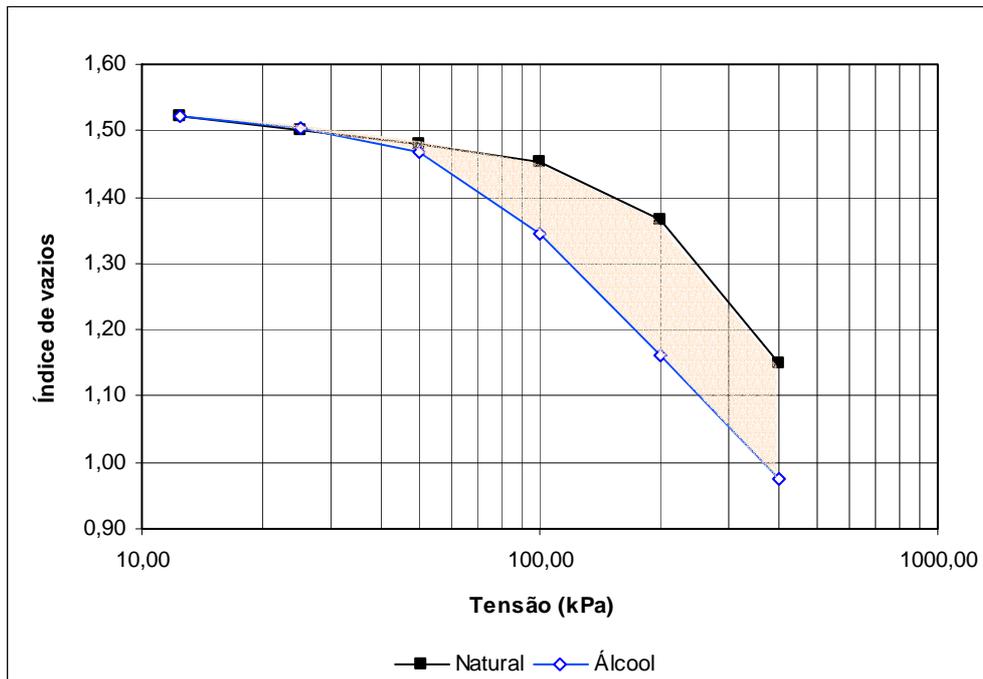
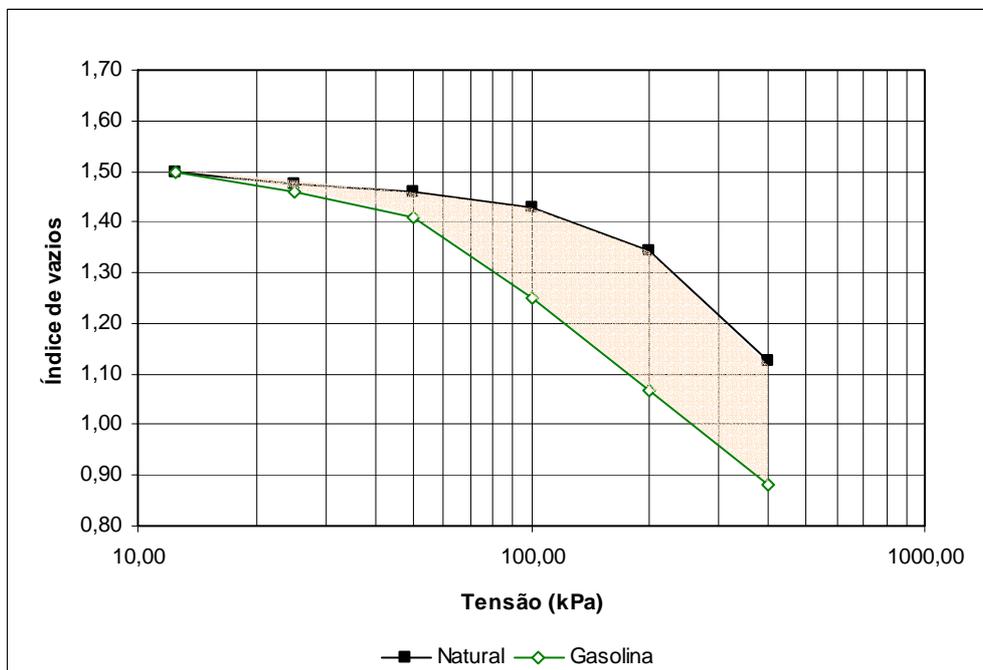


Figura 4.37 – Zona de colapso para amostra inundada com chorume

As Figuras 4.38 a 4.41 apresentam as curvas de compressibilidade do solo no teor de umidade natural ajustadas a curva obtida no solo sob inundação para cada líquido.



Figuras 4.38 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com álcool



Figuras 4.39 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com gasolina

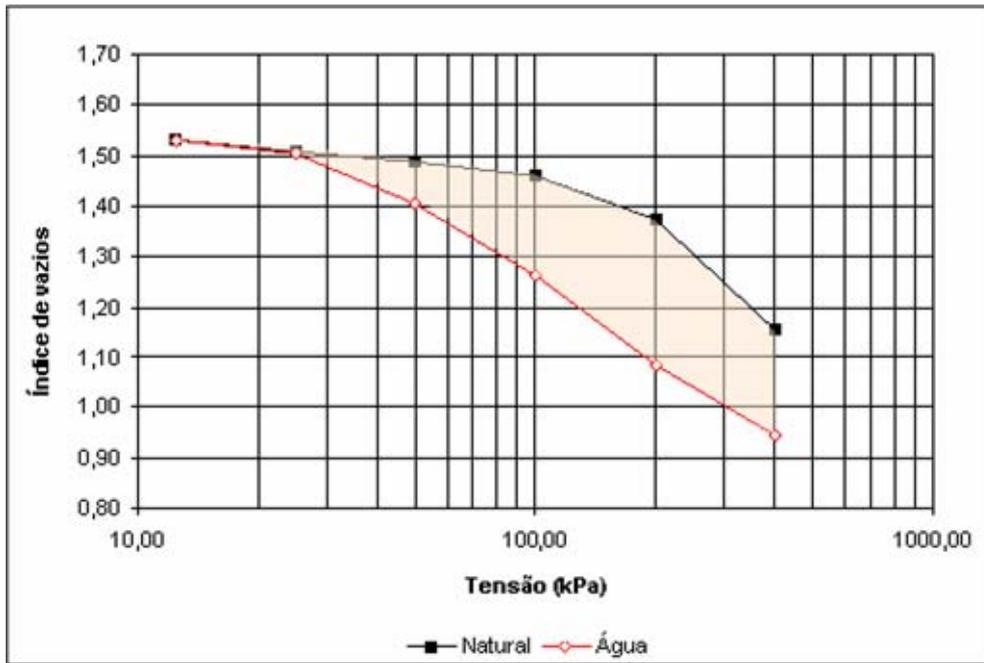


Figura 4.40 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com água

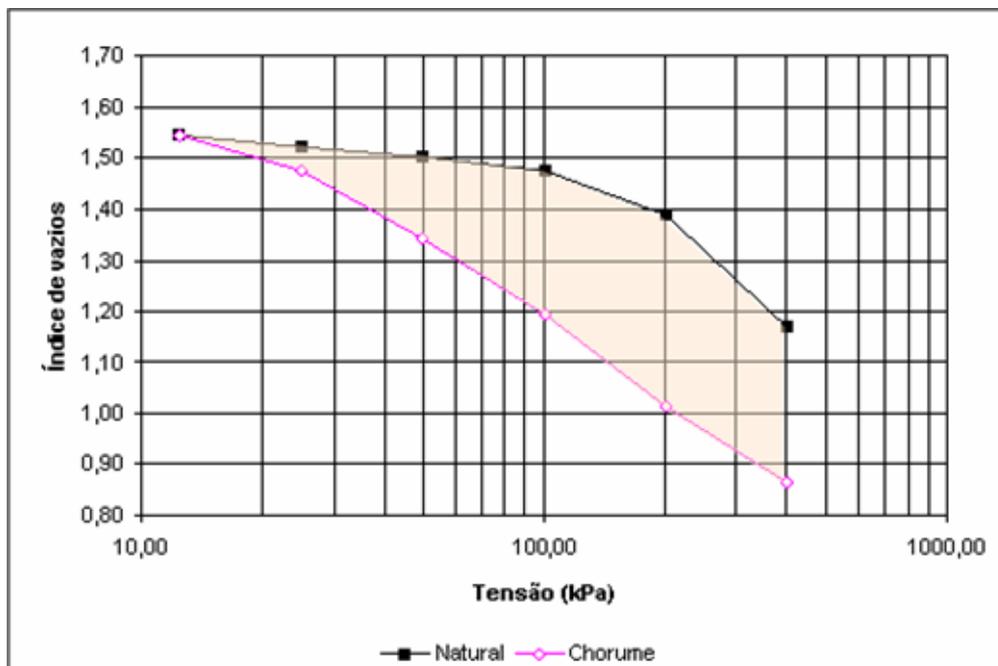


Figura 4.41 – Curvas de compressibilidade normalizadas em relação à curva inundada com chorume

Comparando estas curvas, em relação à variação de índice de vazios (Δe), dada pela diferença entre a curva inundada e na umidade natural, com as curvas dos ensaios simples oedométricos, percebe-se que há uma maior semelhança entre estes dois processos de análise para a amostra inundada com chorume. O colapso quantificado por inundação em dado nível de tensão (ensaio simples oedométrico) é o mais utilizado nos estudos geotécnicos. Entretanto, é também interessante ter o conhecimento, embora que de forma aproximada, do comportamento colapsível do solo sob outros níveis de tensões.

A Tabela 4.10 apresenta os valores de variação de índices de vazios (Δe) obtidos das curvas dos ensaios duplo oedométricos através dos ajustes da curva do solo natural feitos por Jennings & Knight (1975) e por normalização comparados com os valores obtidos nos ensaios simples oedométricos.

O critério de ajuste da curva no ensaio natural apresentado por Jennings & Knight (1975), para este estudo, se apresentou bem representativo do ensaio simples oedométrico. Entretanto, as curvas normalizadas apresentaram zonas de colapso mais condizentes (ver Figuras 4.38 a 4.41) com os valores de compressibilidade apresentados pelos ensaios simples oedométricos, isto é, maiores deformações com inundação com chorume e menores deformações com os combustíveis, sendo a gasolina um pouco maior que o álcool para carregamentos sobre o trecho virgem. Por fim, a água apresentando uma situação intermediária entre os combustíveis e o chorume.

Tabela 4.10 – Valores de Δe obtidos dos ensaios oedométricos à 50,0 kPa

Líquido	Critério		
	Simple Oed.	Duplo Oed.	Normalização
Água	0,11	0,10	0,08
Álcool	0,03	0,01	0,01
Gasolina	0,03	0,02	0,05
Chorume	0,18	0,10	0,16

Devido a essa correspondência bastante aproximada entre a compressibilidade do solo por inundação a 50,0 kPa com os dois critérios usados para os ensaios duplo oedométricos, estes podem ser propostos como um bom recurso para analisar a colapsibilidade do solo estudado a

partir das curvas do ensaio duplo oedométrico e, assim, estimar a variação de índice de vazios para outros níveis de tensão.

A Figura 4.42 relaciona a variação acumulada do volume de cada líquido drenado da amostra, da mesma forma que as apresentadas para os ensaios simples oedométricos. Todavia, estas curvas foram obtidas para todos os níveis de carregamento da amostra, visto que a inundação foi feita desde o início do ensaio. A configuração das curvas de variação do volume de água e de chorume, em função da tensão aplicada, se apresentaram bastante aproximadas e correspondentes às curvas de compressibilidades para os mesmos líquidos. Da mesma forma que as curvas das Figuras 4.36 e 4.37, as curvas desta Figura apresentaram inclinações mais acentuadas a partir da tensão de 50,0 kPa. Uma pequena diferença, contudo, pode ser observada na curva referente a variação de chorume onde na tensão de 25,0 kPa, não se observou a mesma correspondência de comportamento com relação a curva de compressibilidade deste líquido sob esta mesma tensão. Provavelmente, isto se deu por alguma imperfeição na execução do ensaio.

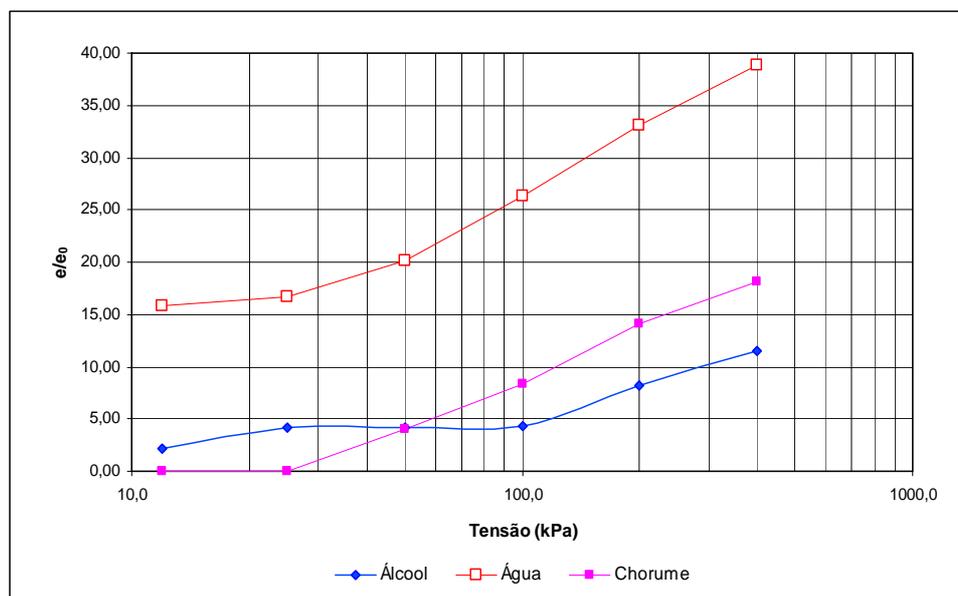


Figura 4.42 – Variação do volume de líquido com o carregamento

A curva relacionada à variação de volume de álcool drenado mostra que há uma pequena drenagem do líquido até a tensão de 100,0 kPa, algo diferente do que é mostrado na curva inundada com este líquido na Figura 4.34 em que em 100,0 kPa a inclinação da curva de compressibilidade se acentua neste nível de tensão. Entretanto, como já explicado, a partir da

Figura 4.26 e que será também exposto mais adiante na Figura 4.43, a variação de líquido nas amostras inundadas com os combustíveis não ocorre de modo tão equivalente como o verificado com a água e o chorume. A curva do volume de líquido drenado referente à gasolina não pode ser mostrada devido a um problema do ensaio ocorrido durante a coleta deste líquido. É interessante observar ainda que, para valores altos de tensões aplicadas, a partir da tensão de 100,0 kPa, a inclinação da curva de variação de líquidos se tornou bastante aproximada para os três líquidos. Isto também foi observado na Figura 4.25, referente ao ensaio simples oedométrico.

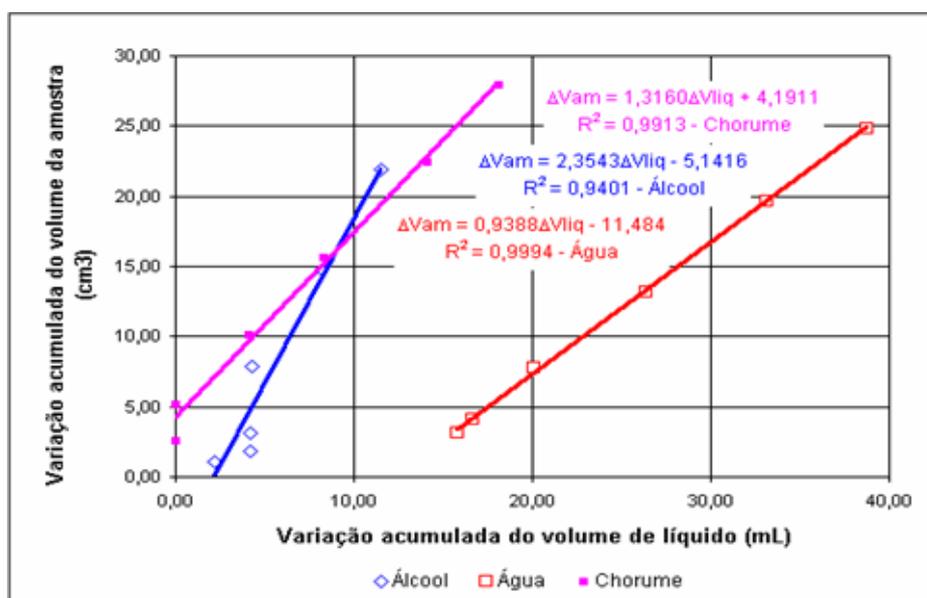


Figura 4.43 – Relação entre a variação de líquido e a variação de volume da amostra

Estas curvas mostram configuração semelhante à apresentada para os ensaios simples oedométricos. Para as amostras inundadas com o álcool, novamente foi verificada pouca variação de volume de líquido drenado em relação à variação de volume da amostra e, ainda tais deformações do solo bem menores que as encontradas para as amostras com água e chorume. Pode ser visto, por exemplo que, para o álcool a deformação da amostra a 100,0 é quase a mesma a encontrada para as amostras com água e chorume, todavia sob a tensão de 50,0 kPa. Esta configuração das curvas pode ser associada novamente a influência do tipo de líquido na deformação o solo, pois para as amostras inundadas com água e chorume, conforme já mencionando anteriormente, o solo apresentou maiores deformações e com, isso maiores volume de líquidos expulso, ao contrário dos combustíveis, no caso, apenas o álcool pode ser identificado, com os quais o solo apresentou menores deformações e menores

quantidades de líquido drenado. A Figura 4.44 representa uma correlação do índice de colapso com o valor da tensão de pré-adensamento (OCR) para cada líquido.

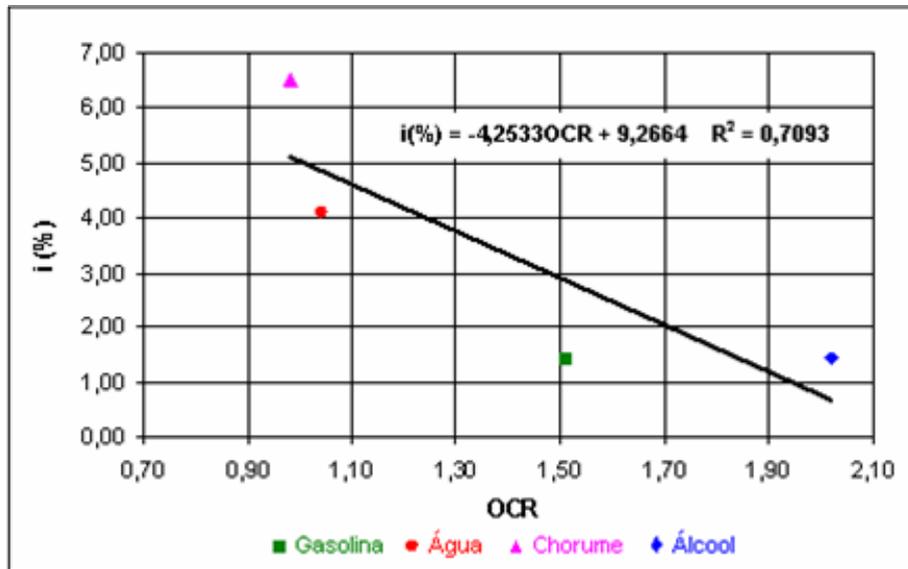


Figura 4.44 – Relação entre a razão de pré-adensamento e o índice de colapso do solo

A Figura 4.45 apresenta a velocidade de deformações do solo para cada tipo de líquido de inundação utilizado.

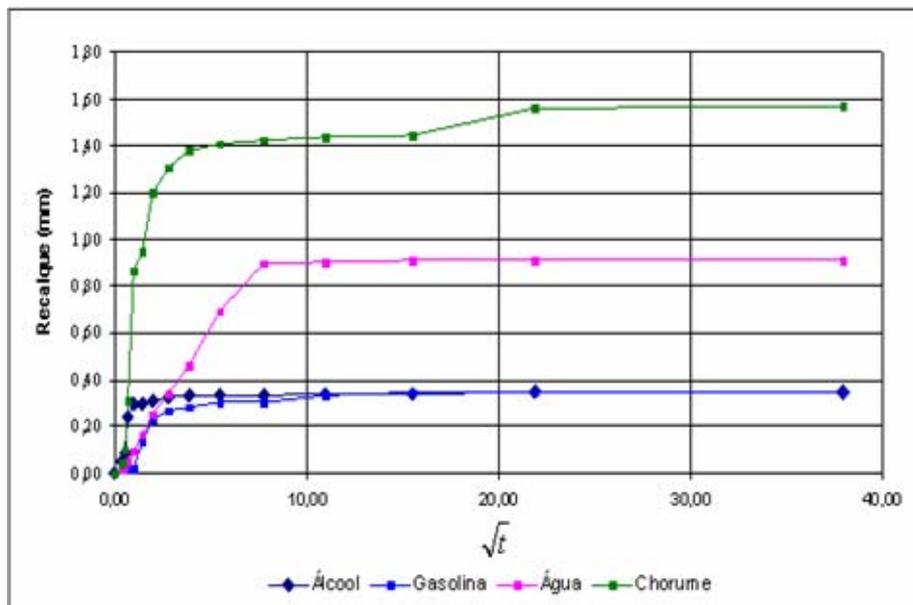


Figura 4.45 – Recalque em função da raiz do tempo durante a inundação à 50,0 kPa

A Tabela 4.11 apresenta os valores dos recalques medidos durante o colapso provocado pela inundação da amostra com cada um dos líquidos percolantes sob a tensão de 50,0 kPa. Também na mesma são apresentados os percentuais de recalque em relação ao colapso total ao longo do tempo do ensaio.

Tabela 4.11 – Recalques e percentagens de recalque com o tempo durante a inundação

Tempo (min)	Álcool		Gasolina		Água		Chorume	
	Rec (mm)	% Rec						
0,00	0,000	0,0	0,000	0,0	0,000	0,0	0,000	0,0
0,13	0,050	14,3	0,025	7,2	0,022	2,4	0,045	2,9
0,25	0,090	25,7	0,025	7,2	0,032	3,5	0,100	6,4
0,50	0,240	68,6	0,025	7,2	0,050	5,5	0,310	19,7
1,00	0,295	84,3	0,025	7,2	0,092	10,1	0,870	55,4
2,00	0,295	84,3	0,135	39,1	0,167	18,4	0,945	60,2
4,00	0,310	88,6	0,233	67,5	0,250	27,5	1,198	76,3
8,00	0,325	92,9	0,265	76,8	0,342	37,6	1,310	83,4
15,00	0,330	94,3	0,283	82,0	0,464	51,0	1,380	87,9
30,00	0,335	95,7	0,300	87,0	0,692	76,0	1,408	89,7
60,00	0,335	95,7	0,305	88,4	0,897	98,6	1,422	90,6
120,00	0,340	97,1	0,330	95,7	0,907	99,7	1,435	91,4
240,00	0,340	97,1	0,345	100,0	0,910	100,0	1,445	92,0
480,00	0,350	100,0	0,345	100,0	0,910	100,0	1,560	99,4
1440,00	0,350	100,0	0,345	100,0	0,910	100,0	1,570	100,0

A partir desses valores, pode-se ver que a amostra inundada com álcool apresenta 50,0 % do recalque total entre, aproximadamente, 15 e 30 s após a inundação. A amostra com gasolina teve essa mesma percentagem de recalque total entre 2 e 4 min, enquanto a água, em aproximadamente 15 min e chorume, próximo a 1 min. Pode-se ainda observar que na presença do álcool, em 8 min, quase que 90,0 % do recalque total já tem ocorrido. A gasolina e o chorume, em quase 60 min e a água, entre 30 e 60 min. Os combustíveis apresentam maiores percentagens de deformações de forma mais rápida que a água e o chorume, sendo que para este último líquido, a estabilização das deformações é mais demorada.

4.6 – ENSAIO DE SUÇÃO E CURVAS CARACTERÍSTICAS

A Figura 4.46 representa as curvas características das amostras sob a presença da gasolina e do chorume, como também para o solo sem contaminantes. Nesta pesquisa, não foi possível realizar o ensaio de sucção para o solo na presença do álcool, como também os ensaios de

sucção total para todas as amostras, devido a um erro no procedimento do ensaio. Apenas foi possível a realização do ensaio na sucção matricial.

Este solo, havendo apenas aumento da saturação por água, apresenta pouca variação da sucção para valores de umidade até 12,00 %, aproximadamente. Com o aumento do grau de saturação, percebe-se uma queda dos valores de sucção de forma suave, se acentuando entre 19,00 e 27,00 % de teor de umidade. Neste trecho, se encontra aproximadamente o teor de umidade do solo quando da inundação com água no ensaio simples oedométrico. Isto pode indicar que a queda dos valores de sucção por inundação é um importante fator a ser considerado no grau de colapsibilidade do solo pela presença da água. A influência do aumento da umidade na sucção vai sendo reduzida a partir de 30,00 %, ponto a partir do qual se verificam pequenas variações da sucção com o aumento da saturação. No teor de umidade natural (22,0%), o valor da sucção é de 500,0 kPa.

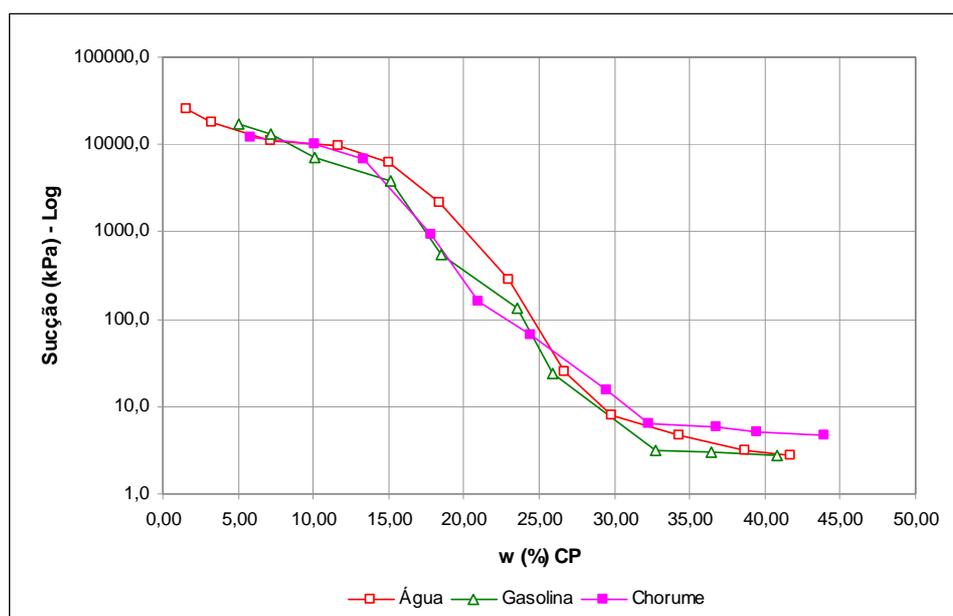


Figura 4.46 – Curvas características

As curvas características obtidas com a inundação dos contaminantes não apresentaram muitas variações em relação ao solo ensaiado apenas com água. Vale lembrar que para a contaminação, as amostras estavam na mesma condição de umidade que a amostra natural. Estas seguiram basicamente a mesma configuração que a curva característica normal, causando algumas alterações na sucção as quais são mais reduzidas no trecho próximo a umidade de inundação das amostras nos ensaios simples oedométricos. No teor de umidade de

22,0 % (umidade natural), a inundação com gasolina provocou uma queda na sucção matricial para 200,0 kPa, enquanto, sob inundação com chorume, uma redução para 120,0 kPa, aproximadamente. Provavelmente, a redução dos valores de sucção com a gasolina e o chorume ter ocorrido, se deveu a alteração do raio do menisco entre os grãos. O tempo de ensaio utilizado, 21 dias, também pode ter influenciado no comportamento das duas curvas, pois a estrutura dos poros pode ter apresentado alguma alteração no seu tamanho, quer pela ação dispersiva do chorume nos agentes cimentantes ou pela reação da gasolina com a matéria orgânica do solo. A curva com chorume apresentou maior valor de entrada de ar (4,7 kPa), devido a uma diminuição do tamanho dos poros que possa ter ocorrido pela quebra da estrutura.

A presença da gasolina e do chorume no solo não causou alterações significativas na sucção matricial do solo. Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), a sucção osmótica está mais intimamente relacionada à dupla camada elétrica ao redor das partículas de argila. Sendo assim, a interferência dos contaminantes talvez seja mais eficaz na sucção osmótica do solo, visto que esta considera a natureza dos líquidos.

4.7 – ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRONICA DE VARREDURA

A partir das eletromicrografias obtidas no microscópio eletrônico, foi possível avaliar a estrutura do solo estudado tanto para o estado indeformado, sem alteração, quanto para as amostras adensadas e sob inundação da água e dos contaminantes. Ao serem concluídos os ensaios duplo oedométricos, as amostras foram cuidadosamente removidas do anel de moldagem e preparados pequenos blocos cúbicos de aresta de aproximadamente 1,0 cm, conforme metodologia do ensaio e levados ao microscópio para análise da superfície e obtenção das imagens.

As eletromicrografias foram tiradas de tal forma que se pudessem analisar em diferentes aumentos a estrutura do solo quanto ao tamanho de suas agregações e formato das ligações entre os grãos, bem como tentar identificar o grau de perturbação ou desestruturação que ocorreu no solo pela presença dos líquidos já citados.

As Figuras 4.47 e 4.48 apresentam a superfície da amostra do solo estudado no teor de umidade natural fotografada com aumento de 150x e 250x. É identificada a estrutura

macroporosa (P) e aberta do solo, como também a existência de microconcreções de argila em vários tamanhos, principalmente em tamanhos de grãos de areia (MA), o que justifica a diferença que existe na composição granulométrica do solo quando feito sem o uso do defloculante. Também são observadas algumas microconcreções se apresentando no tamanho de grão de silte (MS). Essas microconcreções apresentam formas pouco arredondadas, circundadas com agregações de argila ou silte.

Apresentam-se, ainda, ligadas, formando a estrutura metaestável do solo, através de pontes de argila (PA) e contrafortes de argila (CA). Esta estrutura altamente porosa, como já mencionado, foi formada pelos processos de lixiviação a que o solo foi submetido. As altas temperaturas as quais as camadas mais superficiais deste solo ficam expostas causam a evaporação da água existente e a precipitação dos colóides contidos, formando as ligações cimentantes. A Figura 4.49 apresenta em uma visão mais panorâmica, com aumento de 20x, a amostra indeformada com uma grande quantidade de microconcreções, bastante agrupadas e floculadas, formando aglomerações maiores e apresentando vazios entre estas. As Figuras 4.50 a 4.53 apresentam a estrutura das amostras adensadas sob a inundação dos líquidos.

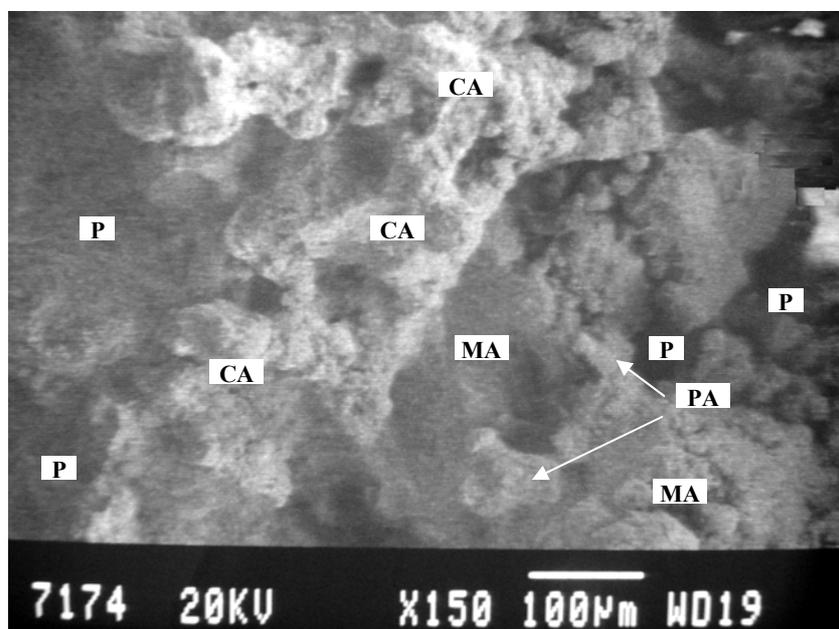


Figura 4.47 – Estrutura da amostra indeformada (150x)

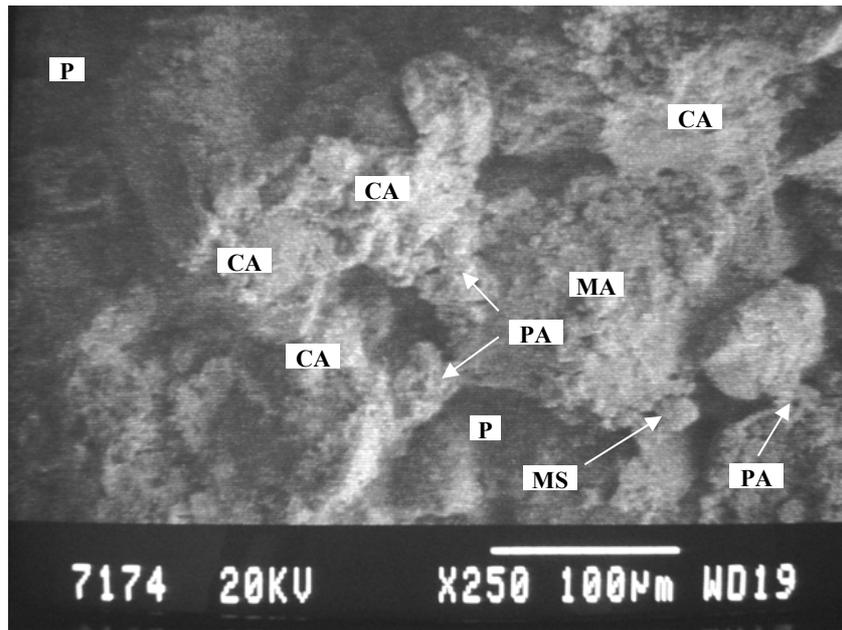


Figura 4.48 – Estrutura da amostra indeformada (250x)

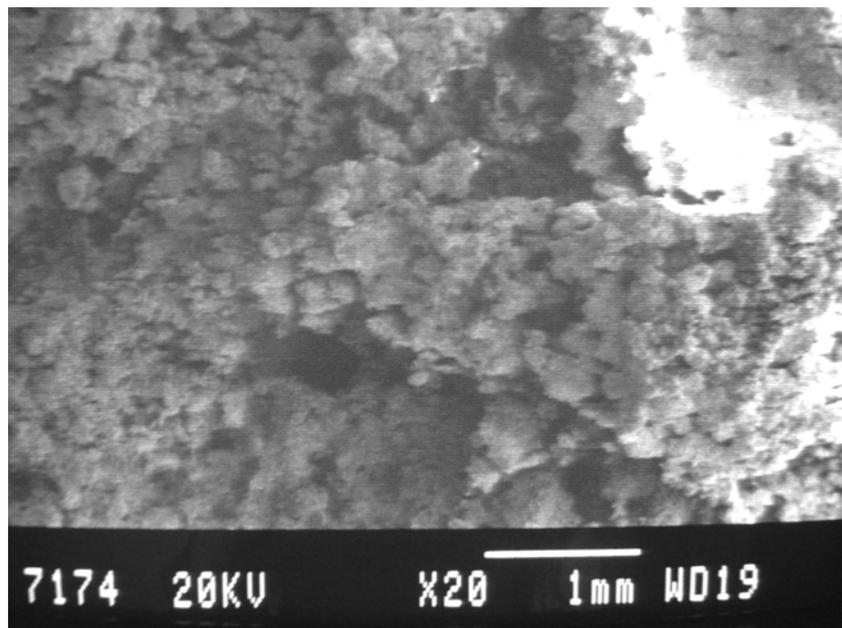


Figura 4.49 – Estrutura da amostra indeformada (20x)

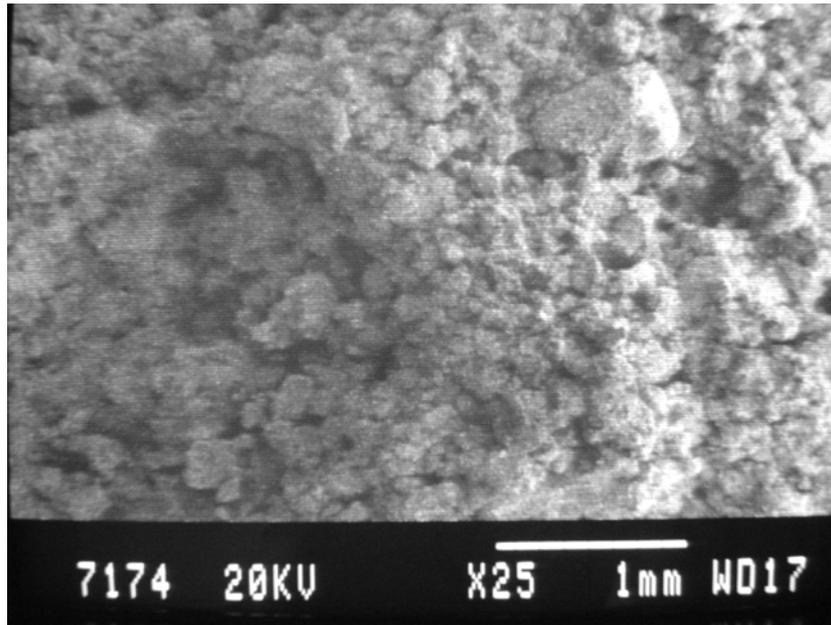


Figura 4.50 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com gasolina

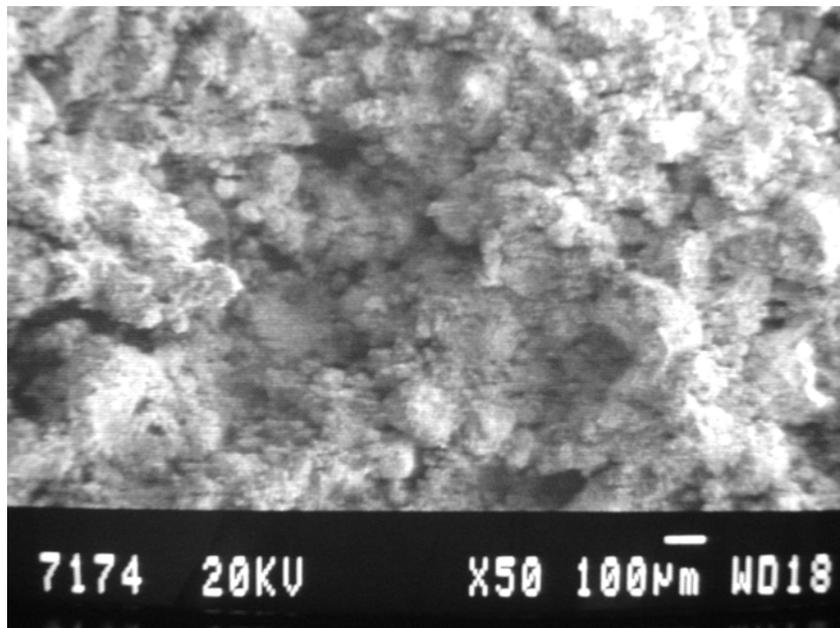


Figura 4.51 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com álcool

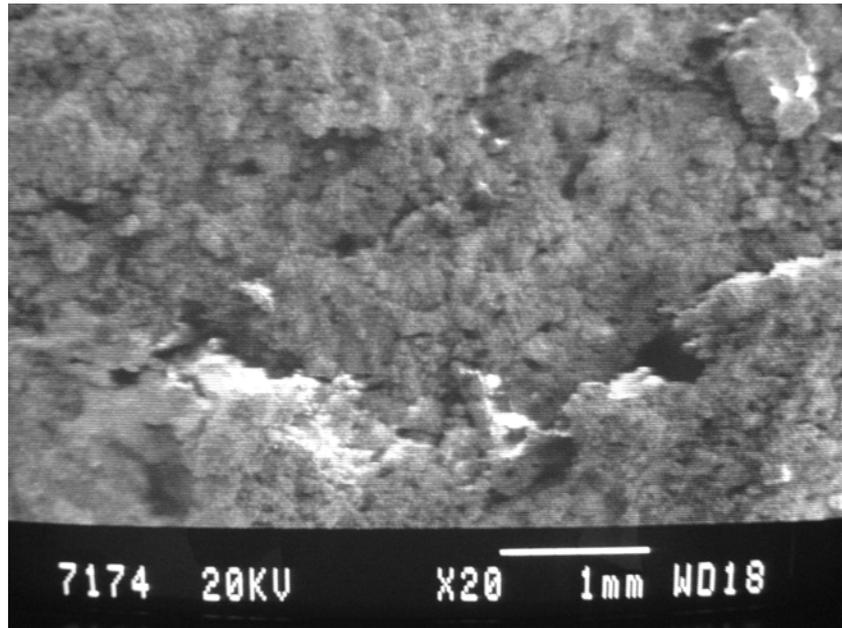


Figura 4.52 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com água

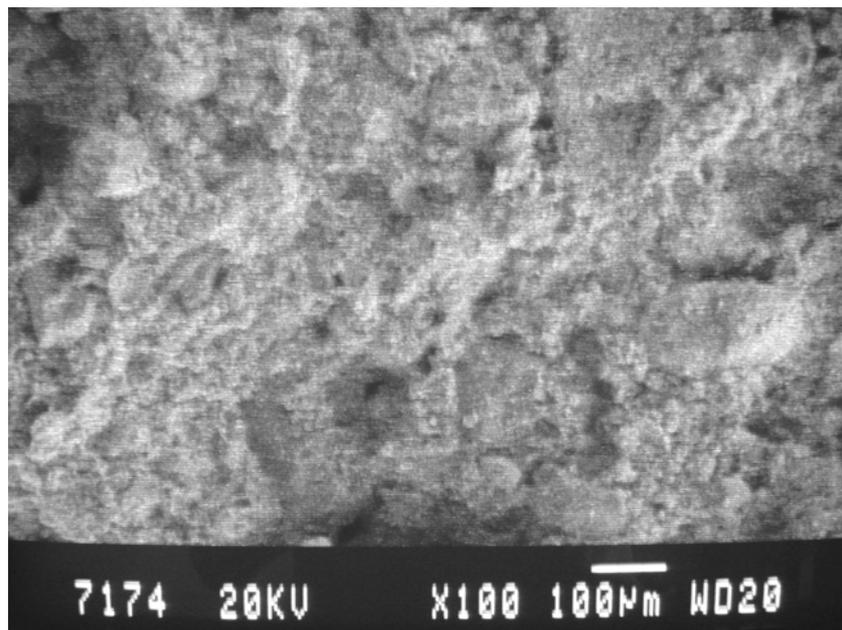


Figura 4.53 – Estrutura da amostra adensada sob inundação com chorume

Quanto às amostras inundadas com os combustíveis (Figuras 4.50 e 4.51), pode-se verificar que as alterações ocorridas pela presença dos mesmos foram muito pequenas. Comparando com a amostra indeformada (Figura 4.49), o teor de microconcreções permaneceu quase o mesmo, ou seja, o solo manteve a estrutura floculada o que significa que houve pouca

dispersão das agregações de argila que formam os grumos maiores e menores e pouco rompimento dos agentes cimentantes. A dupla camada dos argilominerais, como já mencionado nos outros ensaios anteriormente analisados, foi pouco influenciada pelas características físico-químicas do álcool e da gasolina.

A Figura 4.52 apresenta a estrutura da amostra do solo inundada com água. Nesta imagem já se pode perceber uma menor presença dos microagregados ou microconcreções. A amostra se encontra um pouco mais homogênea em sua textura devido a uma maior dispersão causada pela ação da água nos agentes cimentantes os quais constituem as pontes de argila, contrafortes e películas que cobrem os microagregados. Também aliado à inundação da água, a atuação do carregamento no rompimento dos agentes cimentantes já começa a se tornar mais eficaz na estabilidade da estrutura.

A Figura 4.53 apresenta a superfície da amostra adensada com a inundação do chorume. Basicamente, o comportamento é semelhante ao da analisado para a amostra com água, contudo em maior intensidade para o chorume.

Comparando esta Figura com a Figura 4.52, mesmo ela estando com ampliação 5x maior em relação à última, pode-se ver que a amostra inundada com chorume apresentou uma textura mais homogênea em relação à amostra com água. Isto confirma a alta capacidade de dispersão que o chorume possui na estrutura desse solo. O ataque às ligações cimentíceas é muito maior, pois o chorume utilizado, pelo seu valor de pH e pelo teor de cátions existente na solução, provocou uma maior separação dos argilominerais como efeito do aumento da dupla camada elétrica dos colóides.

A ação do carregamento externo também contribuiu bastante para a desestruturação do solo, algo que já foi verificado nos ensaios oedométricos. Nestes, com a amostra inundada desde o princípio com o chorume, já se observava uma maior compressibilidade na amostra. Contudo, deve-se lembrar que a simples presença do chorume no solo, sem acréscimo de sobrecarga, se tornou o suficiente para o início da desagregação do mesmo, conforme verificado no ensaio de dispersão química.

A textura homogênea encontrada com os líquidos mais dispersores, principalmente com o chorume pode indicar um certo grau de preenchimento parcial ou total dos vazios do solo

pelas partículas de argila dispersas e recristalizadas no momento em que ocorrer uma diminuição do teor de umidade. Aliado a esse fator, tem-se também a migração dos microagregados menores para os poros maiores existentes por um rompimento mais fácil das ligações entre os mesmos. Sendo assim, um ponto importante a ser pesquisado é a permeabilidade das amostras do solo inundadas com o chorume, pois os vazios existentes têm sua quantidade comprometida com a presença desses líquidos e a ação conjunta do carregamento externo.

A microscopia eletrônica, portanto, se apresentou com uma ferramenta bastante útil para verificar e confirmar a alteração da estrutura do solo estudado pela interação das características físico-químicas dos líquidos utilizados com o mesmo.

Conclusões

De um modo geral, os ensaios e toda a metodologia proposta neste trabalho forneceram dados que conhecer o comportamento do solo colapsível da cidade de Brasília, frente ao fluxo de contaminantes usados: a gasolina e o álcool comum e o chorume coletado da área destinada à deposição dos resíduos sólidos da cidade. Embora o estudo do colapso pela percolação de fluidos de natureza agressiva ainda não seja tão amplo, os trabalhos já realizados com este tema em alguns lugares do país, ajudaram no desenvolvimento e na compreensão desta pesquisa. A partir de todas as análises e observações feitas, são tecidas aqui algumas conclusões acerca do trabalho desenvolvido e resumindo algumas informações sobre o tema do trabalho. Por fim, são propostas algumas sugestões para a continuidade desta pesquisa.

5.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS DO TRABALHO

1. O solo analisado classifica-se como uma areia argilosa laterítica, segundo a classificação MCT para solos tropicais. Apresenta elevado índice de vazios e baixo grau de saturação, características principais dos solos colapsíveis. É um solo ácido com escassez de cátions livres e baixa capacidade de troca catiônica;
2. A colapsibilidade do solo se apresentou diferenciada para os tipos de líquido inundante utilizados. Os valores dos índices de colapso encontrados para a gasolina e o álcool foram muito próximos entre si e, para os estudos na literatura, tais valores consideram um solo como não problemáticos quanto a colapsibilidade, segundo o critério adotado;
3. A percolação do chorume causou sérias perturbações no solo. Este líquido atuou como um dispersor da fração fina a qual constitui os agentes cimentantes das microagregações deste solo. O chorume usado por sua alcalinidade, alterou o pH do meio. Isto modificou a espessura da dupla camada elétrica dos argilominerais, gerando

o afastamento entre os mesmos, posterior dispersão dos agentes cimentantes, quebrando a estrutura do solo e provocando o colapso;

4. A água, por sua polaridade, também causou mudanças bruscas na estrutura do solo, porém menores que as provocadas pelo chorume. Estes dois líquidos apresentaram, então, valores de índice de colapso que classificam o colapso como problemático para a estabilidade do solo;
5. A influência da percolação de contaminantes na estrutura de um solo colapsível ficou bastante evidenciada nos ensaios de dispersão química. Nestes, o torrão de solo imerso apresentou tempo de desagregação maior quando o solo ficou na presença do chorume que com a água e nenhuma desagregação visível com os combustíveis;
6. No ensaio de difratometria, não foi detectada alteração de nenhum dos minerais existentes no solo pela percolação dos contaminantes. O nível de intemperismo a que o solo já esteve submetido pode indicar a ausência de alterações químicas com contaminantes. Mudanças apenas ocorreram na estrutura das partículas finas;
7. A sucção influenciada com os contaminantes que puderam ser utilizados (gasolina e chorume) apresentou poucas diferenças em relação à curva característica obtida com o solo natural. O chorume causou variações um pouco maiores, devido à alteração do arranjo entre os grãos e agregações, rompendo os agentes cimentantes que os interliga;
8. O efeito do tipo de líquido de inundação na colapsibilidade ficou identificado também nos ensaios de microscopia eletrônica de varredura, após os ensaios oedométricos. A gasolina e o álcool causaram pouca alteração nas microagregações dos finos que constituem os elementos de ligação (pontes e contrafortes de argila). A água e o chorume causaram mais dispersão na argila constituinte dos agregados. Após o adensamento das amostras com estes dois últimos líquidos, as mesmas apresentaram uma textura mais homogênea, devido à defloculação da argila. Com isso, os poros e as microagregações eram dificilmente identificados;

9. Após a percolação dos contaminantes no solo, o volume destes foi coletado da célula oedométrica e foram verificadas alterações na composição visual dos mesmos. O álcool apresentou uma coloração translúcida, a gasolina teve sua coloração avermelhada e o chorume se tornou mais claro que sua cor de antes da inundação. Esta mudança na cor dos líquidos se deveu às reações químicas ocorridas no solo. Com o álcool e a gasolina, ocorreu certo carreamento de compostos do solo, enquanto no chorume, pode ter ocorrido alguma retenção de seus compostos no solo ou até mesmo, mais provável, no papel filtro e na pedra porosa;

10. O nível de alteração das propriedades químicas do solo quando na presença dos líquidos foi dependente do tipo do líquido. Os combustíveis provocaram pequena redução da acidez devido a pequenos acréscimos no valor do pH do solo. O chorume aumentou o teor de cátions no solo, sendo que o cálcio foi o mais evidente. Este líquido causou considerável aumento no valor do pH do solo;

11. A matéria orgânica exerceu papel importante na agregação do solo quando este ficou em contato com os combustíveis usados. Embora os valores do índice de colapso com estes dois líquidos tenham sido muito próximos, com as deformações em tempos maiores aos que ocorrem com o colapso provocado pela água, o comportamento mecânico do solo foi diferente para cada combustível. Nestas condições, o solo deformou mais com a gasolina do que com o álcool. Com o primeiro, houve uma redução no teor de matéria orgânica do solo, enquanto que com o segundo, pela sua composição química, pode ter sido considerado como matéria orgânica;

12. Com relação à célula oedométrica Rowe, de todas as vantagens já mencionadas neste trabalho sobre este equipamento, vale destacar a praticidade quanto à utilização e aplicação do carregamento hidráulico, o sistema de drenagem e de inundação a baixas pressões e o eficiente sistema de vedação, fizeram desta célula uma ferramenta bastante útil para este trabalho. Embora tenham surgido, algumas dificuldades quanto a sua completa utilização para a execução dos ensaios, como por exemplo: rompimento do diafragma; aquisição de um próprio medidor de variação de volume e da utilização de aço inoxidável, para a confecção da interface ar-contaminante, o equipamento foi bastante útil para esta pesquisa. A célula hoje se encontra

completamente compatibilizada com o equipamento complementar e disponível para futuras pesquisas;

13. Entre os percolantes utilizados, o chorume é o contaminante mais indutor no colapso deste solo, inclusive em relação a colapsibilidade verificada com inundação por água e os combustíveis. O álcool e a gasolina apresentaram pouco colapso em relação à água. Entretanto, os eventuais vazamentos dos tanques e postos de gasolina ocorridos no Distrito Federal, mesmo apresentando poucas alterações na deformabilidade do solo continuam sendo preocupantes, visto que outros tipos de impactos ao meio ambiente, o fluxo dos mesmos causa. Os dados obtidos pela presença do chorume no solo não só indica o impacto causado na deformabilidade do solo pela sua percolação, mas também induz a uma estimativa da alteração da estrutura do solo de Brasília/DF pelo fluxo de outros líquidos de natureza química semelhante ao mesmo como, por exemplo, o esgoto doméstico o qual pode percolar no solo pelo rompimento de tubulações subterrâneas.

5.2 – SUGESTÕES

Esta pesquisa se relacionou a um tema muito interessante de se ser abordado na Engenharia Geotécnica. Os solos tropicais colapsíveis são bastante problemáticos quanto a sua natureza. A aplicação de novos estudos sobre as variáveis que possam impactar os locais e diversas formas como os mesmos são utilizados é sempre de vital importância. Este trabalho contribuiu para a ampliação do conhecimento acerca da influência do fluxo de contaminantes na estabilidade de solos metaestáveis que, no caso, foi a argila porosa de Brasília. Entretanto, muitos outros trabalhos podem ser realizados sobre este assunto. Sendo assim, são sugeridas, a seguir, algumas propostas de trabalho futuro a serem realizadas:

1. É interessante verificar o valor da permeabilidade do solo logo após a contaminação e adensamento do solo;
2. Realização de ensaios de cisalhamento direto nas direções vertical e horizontal da camada de solo para verificar a alteração dos parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) do solo devido à contaminação com os líquidos utilizados;

3. Influência nas propriedades geotécnicas relacionadas à caracterização do solo: limites de consistência, peso específico dos grãos e granulometria, após percolação com os contaminantes;
4. Verificar a colapsibilidade do solo sob outros níveis de tensões em ensaios simples oedométricos, principalmente sob a tensão de 100,0 kPa, visto que nos ensaios duplo oedométricos foi o nível de tensão que apresentou maior inclinação da curva de compressibilidade sob inundação com cada líquido. Analisar também nos níveis de tensões a valores inferiores à tensão geostática;
5. Realização de estudos para estimar o avanço da pluma de contaminação para os diferentes contaminantes;
6. Obter fotografias de microscopia eletrônica de varredura para amostras sob contaminação após ensaios oedométricos no plano vertical, afim de também verificar o colapso pelo fluxo dos contaminantes e a orientação das partículas nesse plano;
7. Devido à condição não saturada em que se encontram os solos no estado compactado, é interessante também se estudar a colapsibilidade destes solos neste estado pelo fluxo dos contaminantes utilizados, pois muitas obras geotécnicas são executadas sobre solos compactados;
8. O colapso pelo fluxo de chorume e combustíveis foi estudado apenas num ponto do Plano Piloto, dentro da Universidade de Brasília. Devido ao grande número de postos com problemas de vazamento já identificados na região do Distrito Federal, sugere-se que a área de estudo seja expandida para os locais próximos a esses tanques de armazenamento. Sugere-se também a coleta de amostras próximas aos locais do aterro do Jockey Club;
9. O chorume possui uma grande variação de suas propriedades físico-químicas com o tempo. Então, seria interessante verificar a influência da idade deste líquido no índice de colapso deste solo;

10. A verificação da colapsibilidade pela percolação de outros líquidos como, por exemplo. efluentes industriais, licores cáusticos,

11. Realização de ensaios de sucção total com os contaminantes utilizados na tentativa de verificar a influência da componente osmótica no comportamento da curva característica deste solo;

Referências

ABNT (1984). Solo - Determinação do Limite de Liquidez - NBR 6459/84. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ, 6p.

ABNT (1984). Grãos do solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica - NBR 6508/84. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ, 8p.

ABNT (1984). Solo - Determinação do Limite de Plasticidade - NBR 7180/84. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ, 3p.

ABNT (1984). Solo – Análise Granulométrica - NBR 7181/84. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ, 13p.

ABNT (1988). Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas (método da balança hidrostática) - NBR 10838/88. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ, 4p.

ABNT (1990). Ensaio de adensamento unidimensional - NBR 12007/90. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/RJ, 13p.

Albiero, J.H., Vilar, O.M. & Rossette, S.N. (1986). Comportamento de reservatórios metálicos assentes sobre solos porosos. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre. Anais..., Porto Alegre, ABMS, V.6, p. 95-101.

Albuquerque, J.A., Bayer, C., Ernani, P.R., Mafra, A.L. & Fontana, E.C. (2003). Aplicação de calcário e fósforo e estabilidade da estrutura de um solo ácido. 23ª Reunião Brasileira de Manejo e Conservação do Solo e Água. Revista Brasileira de Ciência do Solo, 27: 799-806, Ilhéus/BA.

Alonso, E., Gens, A. & Hight, D.W. (1987). Special problem soils. Proc. 9th ECSMFE – General Report, Vol. 3, seção 5, p. 5.1-5.60.

Araki, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-040A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.

Basma, A.A & Tuncer, E.R. (1992). Evaluation and control of collapsible soils. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 118, nº 10, p. 1491-1504.

Benvenuto, C. (1982). Uma Avaliação Teórico-Experimental do Comportamento de Alguns Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado. PEF FD-491, USP, São Paulo, SP, 148 p.

- Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, Vol. 39, p. 859-863.
- Camapum de Carvalho, J., Nunes, P.M., Berberian, D. & Ferreira, E.S. (1987). Influence of pH saturation liquido on collapsibility (In Spanish). VIII Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. *Anais...*, Cartagena/Colombia, Vol.2, p. 1-8.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Silva, P.R. & Paixão, M.M.O.M. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em conseqüência da construção de um aterro. 27ª Reunião Anual de Pavimentação. *Anais...*, Belém/PA, p. 255-263.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Araki, M.S. & Palmeira, E.M. (1994). Aspectos relativos a colapsividade da argila porosa de Brasília, Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, *Anais...*, Foz do Iguaçu/RS, Vol. 4, Seção 7, p.1157-1163.
- Cardoso, F.B.F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-026A/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.
- Carneiro, B.J.I., Campelo, N.S., Macacari, M.F. & Cintra, J.C.A.c(1994). Correlação entre carga última de estacas à tração e à compressão em solo colapsível. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. *Anais...*, Recife/PE, p. 231-236.
- Carvalho, D & Albuquerque, P.J.R. (1994). Comportamento de estacas de pequeno porte a tração em solos colapsíveis. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. *Anais...*, Recife/PE, p. 237-242.
- Clemence, S.P. & Finbarr, A.O. (1981). Design considerations for collapsible soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, Vol. 107, nº GT3, p. 305-317.
- Collares, A.C.Z.B. & Vilar, O.M. (1998). A influência do pH do fluido de saturação no colapso dos solos. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. *Anais...*, Brasília/DF, Vol. 1, p. 123-129.
- Cruz, P.T., Ferreira, R.C. & Peres, J.E.E. (1994). Análise de alguns fatores que afetam a colapsividade dos solos porosos. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, *Anais...*, Foz do Iguaçu/RS, Vol. 4, Seção 7, p.1127-1134.
- Duarte, K.S. (2003). Avaliação do Risco Relacionado à Contaminação dos Solos por Hidrocarbonetos no Distrito Federal. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-012A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 259p.
- Dudley, J.H. (1970). Review of collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE*, Vol. 96, nº SM1, p. 925-947.
- EMBRAPA. (1978). Serviço nacional de levantamento de conservação de solos do distrito Federal. Rio de Janeiro. *Boletim Técnico*, nº 53, 455 p.

- Farias, M.M. & Assis, A.P. (1994). Simulação numérica de um túnel em solo poroso e colapsível. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, ABMS/ABGE/CBT/CNPq/UnB, Brasília, p. 263-275.
- Farias, W.M. (2003). Condutividade Hidráulica de Ssolos Tropicais Compactados a Hidrocarbonetos da Gasolina. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Publicação G.DM-108A/03, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.
- Ferreira, S.R.M. (1993). Variação de volume em solos não saturados colapsíveis e expansivos. VII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Anais..., Poços de Caldas/MG, Vol. 1, p. 283-296.
- Ferreira, S.R.M. (1994). Fatores que influenciam a variação de volume devido a inundação de solos colapsíveis. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Anais..., Foz do Iguaçu/RS, Vol. 4, Seção 7, p.1285-1292.
- Ferreira, S.R.M. & Lacerda, W.A. (1993). Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. Solos e Rochas: Revista Brasileira de Geotecnia, São Paulo, Vol.16 (4), p.245-253.
- Ferreira, S.R.M., Fucale, S.P. & Amorim, S.F. (1998). Comportamento de variação de volumes em solos colapsíveis avaliados por meio de ensaios de campo. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais..., Brasília/DF, Vol. 1, p. 123-129.
- Ferreira, S.R.M. & Silva, M.J.R. (2004). Microestruturas de solos colapsíveis do semi-árido de Pernambuco antes e após o colapso. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais..., São Carlos/SP, p. 423-429.
- Futai, M.M. (2000). Comportamento colapsível de solos tropicais brasileiros. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, Portugal, 193-203.
- Fredlund, D.G. (1996). The scope of unsaturated soil mechanics: An overview. Proc. 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, France, Vol.3, p. 1155-1177.
- Fredlund & Rahardjo (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, Inc, New York, USA, 517 p.
- Fredlund, D.G. & Morgenstern, N. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, p. 261-267.
- Guimarães, E.M. (1999). Difractometria de raios-X. XXVII Congresso Brasileiro de Ciências do Solo – Minicurso, Brasília/DF, 49 p.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-090ª/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

- Gusmão Filho, J.A. (1994). Fundações em solos não saturados. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. Anais..., Recife/PE, p. 217-230.
- Head, K.H. (1986). Manual of Soil Laboratory Testing. Effective Stress Tests. ELE International Limited, Volume 3, London, p. 1129-1196.
- Hernandez Moncada, M.P., De Campos, T.M.P. & Antunes. (2004). Determinações de relações umidade-sucção de um solo laterítico submetido à contaminação com licores cáusticos. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais..., São Carlos/SP, p. 267-271.
- Houston, S. L., Houston, W. N. & Spadola, D. J. (1988). Prediction of field collapse of soils due to wetting. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 114, nº 01, p. 40-58.
- Jennings, J.E. & Burland, J. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Geotechnique 12, nº 2, p. 125-144.
- Jennings, J.E. & Knight, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Londres, Vol. 1, p.316-319.
- Jennings, J.E. & Knight, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure. VI Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, p. 99-105.
- Kratz de Oliveira, L.A., Schnaid, F. & Gehling, W.Y.Y. (2000). Previsão da colapsibilidade de solos com base em ensaios pressiométricos. 1º Seminário Brasileiro de Investigações de Campo. Anais...São Paulo/SP, p. 299-311.
- Kestenbach, H.J. & Botta Filho, W.J. (1989). Microscopia Eletrônica – Transmissão e Varredura. Édile Serviços Gráficos e Editora Ltda. São Paulo, SP, pp.17-33.
- Lawton, E.C., Fragaszy, R.J. & Hardcastle, J.H. (1991). Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 117, nº 05, p. 714-730.
- Lobo, A.S., Ferreira, C.V., Renófió, A. & Albiero, J.H. (2004). Danos em edificações apoiadas em solo colapsível. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais..., São Carlos/SP, p. 83-86.
- Marinho, F.A.M. (1994). Medição de sucção com o método do papel filtro. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Anais..., Foz do Iguaçu/RS, Vol. 2, Seção 2, p.515-522.
- Mariz, D.F. (1993). Um Estudo Químico Mecânico sobre o Colapso de Solos Residuais Sesquióxidos Micro-agregados do Planalto Central. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, RJ, 168 p.
- Mariz, D.F. & Casanova, F.J. (1994). Alguns aspectos relevantes no mecanismo de colapso de solos do Planalto Central. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. Pernambuco. Anais..., Recife, p. 129-134.

- Matyas, E.L. & Radhakrishna, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18, p. 432-448.
- Medero, G.M., Wheeler, S.J., Schnaid, F. & Gehling, W.Y.Y. (2004). Fatores que comandam o comportamento mecânico de um solo colapsível. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. *Anais...*, São Carlos/SP, p. 83-86.
- Mendonça, A.F. (1993). Caracterização da Erosão Subterrânea nos Aquíferos Porosos do DF. Dissertação de Mestrado em Geologia/UnB, Brasília/DF, 152 p.
- Mendonça, A.F., Lima, A., Barros, J.G.C., Cortopassi Júnior, R. & Cortopassi, R. (1994). Critérios geológicos e geotécnicos para execução de sondagens na área do Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, *Anais...*, Foz do Iguaçu/RS, Vol. 2, Seção 2, p.389-395.
- Mendonça, M.B. & Mahler, C.F. (1994). Aspectos microestruturais de solos colapsíveis da Bahia. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, *Anais...*, Foz do Iguaçu/RS, Vol. 4, Seção 7, p.1149-1156.
- Mendonça, M.B., Mahler, C.F. & Casanova, F.S. (1994). Estudo do mecanismo de colapso de solos do semi-árido da Bahia. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. Pernambuco. *Anais...*, Recife, p. 123-128.
- Menezes, R.S. & Fraga, M.B.T. (1994). Solos colapsíveis. 2º Simpósio sobre Solos Não Saturados. Pernambuco, Recife, p. 111-116.
- Mitchell, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behaviour – Second edition*. John Willey & Sons, Inc. 435 p.
- Moll, L.L. (1975). Analysis of the problem from collapsible soils (in Spanish). V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. *Anais...*, Buenos Aires/Argentina, Vol.IV, Seção II, p. 359-370.
- Murrieta, P., Kóide, S. & Santos, P.C.V. (1998). Características do chorume do aterro do Jockey Club/DF. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília/DF, Vol. 3, p. 1703-1707.
- Murrieta, P., Menescal, R., Assis, A.P. & Camapum de Carvalho, J. (1991). Linhas de pesquisa em solos não-saturados na UnB. Seminário sobre Solos Não-Saturados. ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Brasília, Distrito Federal, 1-23.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1994). Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, *Anais...*, Foz do Iguaçu/RS, Vol. 4, Seção 7, p.1293-1300.
- Nuñez, E. (1975). Special soils: collapsible, expansible, preconsolidated by desiccation (in Spanish). V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. *Anais...*, Buenos Aires/Argentina, Vol.IV, Seção II, p. 43-73.
- Padilha, A.F. & Ambrozio Filho, F. (1985). *Técnicas de Análise Micro Estrutural*. Hemus Editora Ltda. São Paulo/SP, Brasil, p. 85-111.

- Perez, E.N.P. (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente e Estacas Carregadas Verticalmente na Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Publicação G.DM-049A/97, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146p.
- Reginatto, A.R. & Ferrero, J.C. (1973). Collapse potencial of soils and soils water chemistry. VIII International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, Vol. 2-2, p. 173-183.
- Rodrigues, R.A. (2003). A Influência do Esgoto Doméstico como Fluido de Saturação no Colapso de um Solo Arenoso. Dissertação de Mestrado. UNESP, Ilha Solteira/SP, 115 p.
- Rollins, K.M., Rollins, R.L., Smith, T.D. & Beckwith, G.H. (1994). Identification and characterization of collapsible gravels. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 120, nº 03, p. 529-542.
- Rowe, P.W. & Barden, L. (1966). A new consolidation cell. *Géotechnique*, Vol. 16, nº 2, p. 162-170.
- Saramago, R.P. & Mahler, C.F. (1997). Influência da constante dielétrica no comportamento dos solos colapsíveis. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais..., Rio de Janeiro/RJ, p.65-70.
- Seta, A.K. & Karathamasis, A.D. (1996). Water dispersive colloids and factors influencing their dispersibility from soil aggregates. *Geoderma*, 74: 255-266.
- Soares, M.M., Conciani, W., Naime, J.M. & Crestana, S. (1997). Emprego de tomografia computadorizada ao estudo do colapso dos solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais..., Rio de Janeiro/RJ, p.207-214.
- Teixeira, R.S., Belincanta, A., Lopes, F.F, Gutierrez, N. & Branco, C.J.M.C. (2004). Avaliação do colapso do solo da camada superficial da cidade de Londrina/PR. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Anais..., São Carlos/SP, p. 495-499.
- Vargas, M. (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. Ed. McGraw-Hill do Brasil – Editora da Universidade de São Paulo, SP, 509 p.
- Vaughan, P.R. (1985). Pore pressure due to infiltration into partly saturated slopes. First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Anais..., Brasília/DF – Brasil, Vol. 02, Seção 3.2, p. 61-71.
- Vilar, O.M. & Davies, G.I. (2002). Collapse behavior analysis of a clayey sand using different testing procedures. *Unsaturated Soils. Proc. 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brazil, Vol.2, p.571-576.*
- Vilar, O.M., Rodrigues, J.E. & Nogueira, J.B. (1981). Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, 1, p. 209-224.

Wolle, C. M. (1974). Uso do microscópio eletrônico de varredura na observação da microestrutura das argilas. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Anais..., São Paulo/SP, Vol. 2. p. 115-129.