

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

**COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE UM SOLO
TROPICAL COMPACTADO**

IVÁN FERNANDO OTÁLVARO CALLE

ORIENTADOR: MANOEL P. CORDÃO NETO, DSc.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-082/13

BRASÍLIA / DF: ABRIL / 2013

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

**COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE UM SOLO
TROPICAL COMPACTADO**

IVÁN FERNANDO OTÁLVARO CALLE

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR**

APROVADA POR:

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc (UnB)
ORIENTADOR**

**LAUREANO RENE HOYOS, PhD (UTA)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**BERNARDO CAICEDO HORMAZA, PhD (UNIANDES)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 05 de ABRIL de 2013.

FICHA CATALOGRÁFICA

OTÁLVARO CALLE IVÁN FERNANDO	
Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado, Distrito Federal, 2013	
xxi, 122 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2013)	
Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental	
1. Distribuição bimodal	2. Curva de retenção de água
3. Porosimetria	4. Compressibilidade
5. Resistência ao cisalhamento	6. Modelagem
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OTÁLVARO, I.F. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-082/13, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Iván Fernando Otálvaro Calle

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado.

GRAU / ANO: Doutor / 2013

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

Iván Fernando Otálvaro Calle
EQN 412/413 Bloco A, Apto (203)
Edifício Real Park, Asa Norte
70.867-405 - Brasília/DF - Brasil

A Alejandra

A Josué Gutiérrez Villegas en homenaje póstumo

Entender los fenómenos de la naturaleza es una tarea difícil y de tiempo que el ingeniero científico tiene que descubrir sin desesperarse...

Leonardo Zeevaert

AGRADECIMENTOS

A minha família, Adelfa, Luis F., Amparo e Raúl. E a nova família, especialmente, a Carlos Alberto, Mary, Péricles e Celeste.

A Jimmy e Amanda, pelo apoio na chegada ao Brasil e os bons momentos compartilhados.

Aos amigos colombianos Juan Fernando Díaz, Jorge Cormane, Claudia Ochoa, Claudia Gómez, Margarita Ochoa, Edgar Rodríguez, Juan Pablo España, Catalina Mantilla, Esteban Alarcón, Chucho e a Mona. Por manter a Colômbia sempre no Brasil.

Aos amigos e colegas da Geotecnia, Marcus, Janaína Lima, Janína Tatto, Brunão, César, Luis Abel, João Paulo, Ivone, Jaime, Ferney, Andreilissa e Paola.

A Ivette, Renato e Gustavo pelos bons momentos.

Ao professor Fernando Marinho da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, POLI/USP, Brasil.

À professora Silvia Dias e à aluna Júlia Müller do Instituto de Química, Laboratório de Catálise da UnB pela ajuda com a adsorção de Nitrogênio.

Aos professores Márcio Muniz de Farias, André Pacheco de Assis e José Camapum de Carvalho pelas discussões compartilhadas nestes quatro anos.

Ao amigo Paulo André Charbel pelas revisões de redação deste trabalho.

Aos meus colegas mecânicos Artur, Seu Gilson, Zezinho e Olimpia.

Ao professor Bernardo Caicedo e a engenheira Julieth Monroy da Universidade de Los Andes pelo apoio nos ensaios de porosimetria.

A meu orientador Manoel Porfírio Cordão-Neto, especialmente pelas discussões para fechar o documento final.

Aos maestros Manuel Roberto Villarraga, Jaime Eduardo Hincapié e Fabián Hoyos Patiño, por acreditarem em mim.

Aos professores e pessoal administrativo do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da UnB.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico CNPq pelo apoio financeiro.

RESUMO

Nesta tese apresenta-se o estudo teórico-experimental de um solo tropical compactado coletado na região do cerrado brasileiro na cidade de Brasília. O solo é de caráter laterítico e altamente intemperizado, apresentando uma agregação relativa da ordem de 65% da massa. O estudo experimental teve um trabalho detalhado de laboratório, onde 118 corpos de prova foram compactados com o procedimento Proctor. No processo de compactação, mudou-se a umidade e energia com o intuito de gerar solos com estruturas diferentes. Após a compactação estudaram-se as características hidráulicas e mecânicas das amostras. A caracterização do comportamento hidráulico foi feita por meio da curva de retenção de água do solo em trajetórias de umedecimento e secagem. Entretanto, o comportamento mecânico foi avaliado por meio de ensaios de compressão oedométrica e compressão triaxial convencional em condições saturadas e não saturadas. A geração de dados de laboratório demandou o projeto, a construção e a implementação de três células oedométricas, e a adaptação de duas câmaras triaxiais para controlar a sucção, bem como, o emprego das técnicas de translação de eixos e osmótica. Além da caracterização hidromecânica, o tamanho e distribuição de poros foram determinados com o auxílio da técnica de intrusão de mercúrio e adsorção de nitrogênio. A estrutura do material compactado apresentou dois tamanhos dominantes de poros, e a forma e a evolução da porosimetria influenciaram o comportamento hidromecânico. Finalmente, um novo modelo constitutivo foi apresentado para representar o comportamento do solo no espaço tensão-deformação-sucção. Duas variáveis novas introduzidas no modelo capturam o efeito da fábrica (arranjo estrutural) e da sucção na resposta mecânica.

ABSTRACT

The present work is aimed at studying the mechanical behavior of unsaturated, compacted tropical soils with respect to soil structure effects. It involves theoretical developments and constitutive modeling. The soil samples were collected from the cerrado region in Brasilia city, Brazil. This soil consists of lateritic silty clay. The grain-size distribution curve indicates 65% the fine particle aggregation. In the first experimental part, the hydraulic behavior and soil structure evolution were tested using a combination of three methods: water retention properties in drying and wetting paths (SWRC), mercury intrusion porosimetry (MIP), and out-flow with axes translation technique (ATT). The second experimental part, three new suction-controlled oedometers were developed for investigating the stress-strain response at constant suction. Based on the experimental results, a new constitutive framework was proposed for the extension of the elasto-plastic models. The new model is based on the idea in which the fabric of the soil and suction, modify its admissible states. Finally, two new state variables related to porosity measurements of the soil and the influence of suction are setting together with two news constitutive parameters that describe the evolution of those state variables as the soil structure changes.

RESUMEN

Esta tesis presenta el estudio teórico-experimental de un suelo tropical compactado, originario del cerrado brasileño recolectado en la ciudad de Brasilia. El suelo corresponde a un material laterítico altamente meteorizado que exhibe una agregación de partículas del orden del 65% de su masa. El estudio experimental involucro un extensivo trabajo de laboratorio en el cual se compactaron alrededor de 118 cuerpos de prueba con el procedimiento Proctor. Variando las condiciones de compactación, energía y humedad, fueron estudiadas las características hidráulicas y mecánicas de los suelos artificiales obtenidos. Las características hidráulicas comprendieron la determinación de la curva de retención de agua en trayectorias de humedecimiento y secado. El comportamiento mecánico en condiciones saturadas y no saturadas se evaluó con ensayos de compresión confinada y compresión triaxial convencional. Los ensayos de laboratorio en condiciones de saturación parcial de agua en el suelo involucraron el diseño, construcción y montaje de tres celdas de compresión oedométrica con control de succión, empleando las técnicas de traslación de ejes y control osmótico. Paralelamente con la caracterización se determinó el tamaño y distribución de poros con la técnica de intrusión de mercurio y adsorción de nitrógeno. Desde el punto de vista estructural todas las muestras obtenidas presentan una distribución de poros bimodal, la forma de esta distribución y su evolución controlan el comportamiento hidráulico y mecánico. Finalmente, una nueva relación constitutiva en el espacio p-e-s fue formulada para representar el comportamiento observado. Dos variables nuevas son introducidas en el modelo, las cuales representan la influencia de la fábrica y la succión en el comportamiento.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	MOTIVAÇÃO.....	2
1.2.	OBJETIVOS.....	2
1.3.	METODOLOGIA.....	2
1.4.	ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	MODELOS CONSTITUTIVOS DE SOLOS NÃO SATURADOS.....	6
2.1.1	Princípio de tensões efetivas.....	6
2.1.2	Modelos constitutivos para solos não saturados.....	9
2.1.3	Crítérios de ruptura para solos não saturados.....	16
2.2	MODELOS PARA REPRESENTAR O COMPORTAMENTO HIDRÁULICO.....	18
2.2.1	Modelos para representar a curva de retenção de água do solo.....	18
2.2.2	Modelos para representar a função de permeabilidade de solos não saturados.....	26
2.3	RESUMO.....	30
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	31
3.1	ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS.....	31
3.2	CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO E MOLDAGEM.....	36
3.3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	42
3.3.1	Porosimetria.....	42
3.3.2	Curva de retenção de água sem carregamento (SWRC).....	42
3.3.3	Oedométricos com controle de sucção.....	45
3.3.4	Compressão triaxial convencional (CTC).....	54
3.4	RESUMO.....	55
4	CARACTERÍSTICAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA E ESTRUTURA.....	56
4.1	CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS.....	56
4.2	RESULTADOS DE RETENÇÃO DE ÁGUA E POROSIMETRIA.....	59
4.2.1	Características de retenção de água.....	59
4.2.2	Porosimetria por intrusão de mercúrio.....	64
4.2.3	Predição da densidade de tamanho de poros pela SAIC.....	65
4.3	PERMEABILIDADE SATURADA E FUNÇÃO DE PERMEABILIDADE.....	68
4.4	CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS.....	71
4.5	RESUMO.....	73
5	COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	74
5.1	COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA.....	75
5.2	COMPRESSÃO TRIAXIAL CONVENCIONAL CTC.....	83
5.3	RESUMO.....	90

6	MODELAGEM CONSTITUTIVA.....	92
6.1	CONSIDERAÇÕES DO MODELO.....	92
6.2	FORMULAÇÃO DO MODELO.....	101
6.2.1	Funções de plastificação.....	101
6.2.2	Leis de endurecimento.....	102
6.2.3	Lei de fluxo.....	102
6.3	CALIBRAÇÃO.....	103
6.4	RESUMO.....	110
7.	CONCLUSÕES.....	111
	REFERÊNCIAS.....	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Critérios de resistência ao cisalhamento para solos não saturados.....	17
Tabela 3.1. Sumário das características composicionais do solo e estudo dos grãos.....	34
Tabela 3.2. Composição quantitativa por XRF.	36
Tabela 3.3. Siglas adotadas para os pontos de compactação.....	39
Tabela 3.4. Características adotadas na técnica do papel filtro.	43
Tabela 3.5. Emprego da técnica osmótica em células oedométricas.....	46
Tabela 4.1. Parâmetros de ajuste da SWRC segundo equação bimodal empregada.	60
Tabela 4.2. Tamanhos de poro dominantes obtidos por MIP, SAIC e N_2	66
Tabela 6.1. Parâmetros e variáveis do modelo constitutivo.	104
Tabela 6.2. Parâmetros e variáveis ajustados do modelo.	105
Tabela 6.3. Parâmetros e variáveis otimizados do modelo por correção no índice de vazios inicial..	108

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Metodologia proposta segundo os WP.	3
Figura 2.1. Superfície de estado para o índice de vazios (Fredlund & Morgenstern, 1977).	10
Figura 2.2. Superfície de plastificação do BBM (Alonso <i>et al.</i> , 1999).	11
Figura 2.3. Superfície de Escoamento BExM no plano p^s -s (Alonso <i>et al.</i> , 1999).	11
Figura 2.4. Resultados do MADUS para carregamento isotrópico com sucção constante de 200 kPa (Cordão-Neto <i>et al.</i> , 2009).	14
Figura 2.5. Forma da curva de retenção de água do solo segundo a distribuição do tamanho dos poros (Marinho, 2005).	18
Figura 2.6. Principais feições da curva de retenção de água (D.G. Fredlund & Xing, 1994).	19
Figura 2.7. Relação entre a SWRC transformada e a distribuição de poros (dados do Romero, 1999).	21
Figura 2.8. Modelo para representar a curva de retenção de água no solo (Wheeler <i>et al.</i> , 2003).	22
Figura 2.9. Representação da SWRC e as mudanças nas superfícies de escoamento (Wheeler <i>et al.</i> , 2003).	23
Figura 2.10. Representação da SWRC com o conceito das curvas de referência (Pedroso <i>et al.</i> , 2009).	24
Figura 2.11. Relação entre o estado de saturação atual S_r , a sucção s e a variável de estado I_w (Kyokawa, 2010).	25
Figura 2.12. Calibração de curvas de retenção com o modelo de Zhou <i>et al.</i> (2012).	26
Figura 2.13. Influência da impedância no fator de tempo para o 50% da saída de água (Olson & Daniel, 1981).	28
Figura 2.14. Desempenho da formulação de van Genuchten (1980) da relação entre a SWRC e a função de permeabilidade.	29
Figura 2.15. Representação típica para obter a função de permeabilidade (Fredlund & Rahardjo, 1993).	29
Figura 3.1. Localização do Distrito Federal e o local de amostragem (modificado de Martins <i>et al.</i> , 2004).	31
Figura 3.2. Evolução mineralógica devido ao intemperismo químico (Cardoso, 2002).	32
Figura 3.3. Fluxograma adotado para a análise da composição do solo.	33
Figura 3.4. Curvas granulométricas segundo ASTM 6013-04.	35
Figura 3.5. Difratograma e tipos de minerais que compõem o solo.	35
Figura 3.6. Características de compactação do solo para o ensaio Proctor.	37
Figura 3.7. Diagrama de caixa (<i>Box plot's</i>) para o índice de vazios na compactação Proctor: a) efeito da umidade, b) efeito da energia.	38
Figura 3.8. Malha indicativa para a moldagem dos corpos de prova.	39
Figura 3.9. Efeito da moldagem na variabilidade dos corpos de prova na energia Proctor normal.	40
Figura 3.10. Imagens obtidas no SEM para x100 de aumento.	41
Figura 3.11. Imagens obtidas no SEM para x5.000 de aumento.	42
Figura 3.12. Dispersão na determinação da sucção com o método do papel filtro.	44
Figura 3.13. Equipamento completo da placa de sucção.	45
Figura 3.14. Relação entre a sucção e a concentração de PEG 20k (Williams & Shaykewich, 1969).	47
Figura 3.15. Influência da temperatura na sucção para o método osmótico com o PEG 6k (Michel & Kaufmann, 1973).	48
Figura 3.16. Configuração do sistema oedométrico com imposição da sucção pelo método osmótico.	49
Figura 3.17. Relação experimental entre a concentração e o índice de refração em Brix.	49
Figura 3.18. Evaporação no sistema de controle osmótico.	50

Figura 3.19. Oscilação no controle de peso do método osmótico.	50
Figura 3.20. Sistema oedométrico com controle de sucção pela técnica de translação de eixos.....	52
Figura 3.21. a) Mudança de volume no tubo que liga o GDS com a célula, e b) Verificação da saturação das cerâmicas pela permeabilidade em um ensaio de carga constante.	52
Figura 3.22. Curvas de retenção obtidas por diferentes métodos, verificação qualitativa dos equipamentos desenvolvidos.....	53
Figura 3.23. Configuração da montagem para a compressão triaxial convencional com umidade constante.	54
Figura 4.1. Analogia entre função de densidade de poros e a curva de retenção.	57
Figura 4.2. Diagrama de fases assumido e representação dos grãos e modos porosos.	58
Figura 4.3. Curvas de retenção de água: a) umidade de compactação 24%, e b) umidade de compactação 18%. 60	
Figura 4.4. Ajustes da SWRC: a) energia Proctor normal, e b) energia Proctor modificada.	61
Figura 4.5. a) Relação entre o ponto de inflexão no modo macroporoso e o índice de vazios, b) relação entre a umidade de compactação e a inclinação da SWRC.....	61
Figura 4.6. SWRC após da compressão oedométrica no ponto NP24.	62
Figura 4.7. Efeito da compressão oedométrica nos parâmetros a_L e n_L para o ponto NP24.....	62
Figura 4.8. Histerese na curva de retenção de água.	63
Figura 4.9. Resultados da intrusão de mercúrio: a) curva acumulada, e b) curva de densidade.....	64
Figura 4.10. Representação alternativa da função de distribuição acumulada do tamanho dos poros.	65
Figura 4.11. Predição da PSD através da SAIC.	66
Figura 4.12. PSD de dois solos tropicais naturais: a) Futai & Almeida (2005), e b) Miguel & Bonder (2012)....	67
Figura 4.13. a) Relação entre a sucção e o índice de vazios na trajetória de secagem, e b) funções de densidade de distribuição de tamanho de poros.	68
Figura 4.14. Relação entre o índice de vazios e a permeabilidade da água saturada.	69
Figura 4.15. Permeabilidade da água para condições não saturadas, método de Olson & Daniel (1981).....	69
Figura 4.16. Permeabilidade da água para condições não saturadas, método de Fredlund <i>et al.</i> (1994).....	70
Figura 4.17. Permeabilidade da água para condições não saturadas, método de García-Bengochea <i>et al.</i> (1979).70	
Figura 4.18. Tamanho dominante da microporosidade.	72
Figura 4.19. Predição da PSD com a SAIC: a) com correção de volume, e b) com correção de adsorção.	73
Figura 5.1. Curvas de compressibilidade e comportamento para os ensaios oedométricos.	75
Figura 5.2. a) Parâmetros do MCC para a compressibilidade oedométrica, e b) tensão de pré-adensamento.	77
Figura 5.3. Trajetória do ensaio de compressibilidade com sucção controlada pela técnica osmótica.	78
Figura 5.4. Resultados da compressão oedométrica com sucção constante para o ponto PN18.	78
Figura 5.5. Variação dos índices elásticos e plásticos no ponto PN18.....	79
Figura 5.6. Resultados da compressão oedométrica com sucção constante para o ponto NP24.	80
Figura 5.7. Relação entre a tensão de pré-adensamento e o peso específico seco.....	81
Figura 5.8. Resultados da compressão oedométrica com sucção constante para os pontos PN20, PN24 e PN28. 82	
Figura 5.9. Resultados da compressão triaxial convencional tipo CD para os pontos PN20, PN24 e PN28.	84
Figura 5.10. Resultados dos ensaios CTC-CD para os pontos PN24 e NP24.	85
Figura 5.11. Condições na ruptura da CTC-CD no caso saturado: a) espaço p^q -q, e b) e -log(p^q).....	86
Figura 5.12. Compressão triaxial convencional CW no ponto NP24.....	87
Figura 5.13. Compressão triaxial convencional CW no ponto PN20.....	88

Figura 5.14. Compressão triaxial convencional CW no ponto PN24.....	88
Figura 5.15. Compressão triaxial convencional CW no ponto PN28.....	89
Figura 5.16. Tensões na ruptura para os ensaios CTC-CW.	89
Figura 5.17. Mecanismo de ruptura na compressão triaxial convencional (PN24).	90
Figura 6.1. Esquema ilustrativo das mudanças na função de densidade de poros com o carregamento.	93
Figura 6.2. Esquema ilustrativo das mudanças de volume na macroestrutura: a) condição inicial, b) mudanças no início do carregamento, e c) mudanças por câmbios na sucção com o nível microestrutural saturado.....	94
Figura 6.3. Câmbios na função de densidade de tamanho de poros com o carregamento.....	95
Figura 6.4. Conceito do estado admissível: a) critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e b) relação $e-\log(p')$ nos modelos elastoplásticos.	95
Figura 6.5. Efeito da sucção no estado admissível.	96
Figura 6.6. Efeito da fábrica e linhas de compressibilidade da macro e microfábrica.	96
Figura 6.7. Variável interna de deformação que armazena a informação da fábrica.....	97
Figura 6.8. Influência do parâmetro d^f	98
Figura 6.9. Efeito da sucção proposto.	99
Figura 6.10. Resultados da calibração do modelo para o estado saturado.	106
Figura 6.11. Resultados da calibração do modelo para os pontos PN18, PN20 e PN24 na compressão oedométrica.....	107
Figura 6.12. Resultados da calibração do modelo para os pontos PN24, NP24 e PN28 na compressão oedométrica.....	108
Figura 6.13. Variação dos parâmetros e variáveis do novo modelo para o caso oedométrico.	109
Figura 6.14. Otimização dos parâmetros por correção no índice de vazios inicial.	109
Figura 6.15. Resultados da simulação para o caso da compressão triaxial convencional tipo CD.....	110

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

a	Constante, parâmetro de ajuste
ACMEG-2S	Modelo constitutivo acoplado para solos agregados
AEV	Valor de entrada de ar na curva de retenção de água do solo
a^f	Parâmetro de ajuste que considera o efeito da fábrica
a_{FX}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo
a_i	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo do modo i
a_{Kd}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água em secagem
a_{Kw}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água em umedecimento
a^L	Parâmetro de ajuste relacionado com o modo macroporoso
Al	Alumínio
AlO_2	Dióxido de alumínio
AR	Agregação relativa medida na curva de distribuição granulométrica
a^s	Parâmetro de ajuste relacionado com o modo microporoso, parâmetro de ajuste que considera o efeito da sucção
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ATT	Translação de eixos
a_{VG}	Parâmetro de ajuste
b	Parâmetro de ajuste
\bar{B}	Parâmetro de poropressão de Bishop
BBM	Modelo básico de Barcelona
BExM	Modelo expansivo de Barcelona
Brix	Escala numérica que mede a quantidade de compostos solúveis em uma solução
BS	<i>British Standard</i>
c	Constante, parâmetro de ajuste, coesão total
C	Concentração
$C(s)$	Função de correção da curva de retenção de água do solo
C.D.	Com defloculante químico
c'	Coesão efetiva no estado saturado
Ca	Cálcio
CD	Consolidado drenado
CEC	Capacidade de troca cationica
C^{ep}_{ijkl}	Tensor de quarta ordem que transforma linearmente tensão em deformação
C_{ijkl}	Tensor de quarta ordem elástico que transforma linearmente tensões líquidas em deformações
Cr	Cromo
CRS	<i>Current retention surface</i>
CSL	Linha de estado crítico
CTC	Compressão triaxial convencional
CU	Consolidado não drenado
CV	Coefficiente de variação amostral
CW	Umidade constante
D	Diâmetro do poro
d	Parâmetro de ajuste

D_{ijkl}	Tensor de quarta ordem que transforma linearmente deformação em tensão
D-P	Critério de ruptura de Druker-Prager
dW	Taxa de trabalho aplicado por unidade de volume
e	Índice de vazios
E	Energia
e_0	Índice de vazios inicial
e_a	Índice de ar
e^i	índice de vazios do modo i
e^L	Índice de vazios do modo macroporoso
Emp.	Critério de ruptura empírico
e_{nw}	Índice do líquido não-molhante
EPIA	Estrada Parque Indústria e Abastecimento
EPS	Poliestireno expandido
EPTG	Estrada Parque Taguatinga
e^s	Índice de vazios do modo microporoso
<i>et al.</i>	E outros
e_w	Índice de água
e_w^L	Índice de água do modo macroporoso
e_w^s	Índice de água do modo microporoso
$f(r_i)$	Função de frequência dos poros
$f(s)$	Função simples da relação umidade-sucção
$f_c(s, Sr, I_w)$	Superfície que representa a histerese hidráulica
FCL	Linha de consolidação da fábrica
$f_d(s, Sr)$	Superfície de secagem
Fe	Ferro
FP	Papel filtro
$f_w(s, Sr)$	Superfície de umedecimento
G	Escalar relacionado com a curva de retenção de água do solo
Gs	Densidade relativa dos sólidos
H	Módulo de elasticidade da estrutura do solo com a sucção mátrica
H ₂ O	Água
HAEV	Alto valor de entrada de ar
H_{kl}^{ep}	Tensor constitutivo elastoplástico que transforma sucção em deformações
i	Intervalo incremental, modo poroso, fator de van't Hoff's
ICL	Linha de consolidação intrínseca
I_w	Razão entre o estado atual e os dois estados limites de referência de umedecimento e secagem
j	Contador
k	Fator de forma
K	Permeabilidade intrínseca do meio poroso, potássio
k^c	Razão de acréscimo da resistência ao cisalhamento com a sucção
KCl	Cloruro de potássio
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal

$k_r^w(s)$	Permeabilidade relativa da água
k_{sat}^w	Permeabilidade da água no estado saturado
$k^w(s)$	Permeabilidade da água no estado não saturado
L	Altura da camada porosa
LC	<i>Loading collapse curve</i>
L_d	Espessura da cerâmica porosa de alto valor de entrada de ar
LFCL	Linha de compressão da macrofábrica
m	Parâmetro da curva de retenção, compressibilidade dos poros no estado seco, número de incrementos
M	Inclinação da linha de estado crítico no espaço $q - p'$, moles
$M(s)$	Inclinação da linha de estado crítico com a sucção
MADUS	Modelo anisotrópico e desestruturado de solos não saturados
M-C	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb
MCC	Modelo Cam-Clay modificado
m_{FX}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo
Mg	Magnésio
MIP	Porosimetria por intrusão de mercúrio
m_{Kd}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água em secagem
m_{Kw}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água em umedecimento
Mn	Manganésio
MPa	Mega Pascal
M_s	Parâmetro de ajuste
m_{VG}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo
n	Porosidade
N_2	Adsorção de nitrogênio
Na	Sódio
Nb	Nióbio
NCL	Linha de compressão normal
n_{FX}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo
n_i	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo do modo i
n_{Kd}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água em secagem
n_{Kw}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água em umedecimento
n^L	Porosidade do modo macroporoso
n_L	Parâmetro de ajuste relacionado com o modo macroporoso
NL	Linha neutra
NP	Energia não Proctor
n_R	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo
n^s	Porosidade do modo microporoso
n_s	Parâmetro de ajuste relacionado com o modo microporoso
n_{VG}	Parâmetro de ajuste da curva de retenção de água do solo
OT	Técnica osmótica para imposição de sucção
p	Tensão média total, pressão absoluta do líquido não-molhante
\bar{p}	Tensão média líquida
p'	Tensão média efetiva

Pa	Pascal
p^c	Tensão média líquida de referência
PEG	Polietileno de glicol
pF	Logaritmo da sucção em centímetro de coluna de água na base 10
pH	Potencial hidrogênico
PI	Índice de plasticidade
PI _n	Proctor intermediário
PM	Proctor modificado
PN	Proctor normal
p^s_0	Tensão de pré-adensamento na condição saturada
PSD	Função de densidade de distribuição de poros
q	Tensão desvio
r	Coefficiente de ajuste na equação do $x^s(s)$
R	Coefficiente de impedância, constante universal dos gases
r_i	Raio do tubo capilar que define o tamanho do poro
s	Sucção mátrica
s^*	Sucção transformada
S.D.	Sem defloculante químico
SAIC	Curva de injeção de ar no solo
S-CLAY1S	Modelo anisotrópico e desestruturado para argilas
SD	Superfície de escoamento da macroestrutura devido expansão da microestrutura,
SEM	Microscopia eletrônica de varredura
SFCL	Linha de compressão da microfábrica
Si	Sílica
SI	Superfície de escoamento da macroestrutura devido contração da microestrutura
Sr	Grau de saturação
Sr(ψ)	Grau de saturação em função da sucção
Sr^e	Grau de saturação efetivo
Sr^m	Grau de saturação da microestrutura
Sr^M	Grau de saturação da macroestrutura
Ss	Superfície específica
SWRC	Curva de retenção de água no solo
T	Temperatura absoluta
t_{50}	Tempo para o 50% de saída da água
T_{50}	Fator de tempo para o 50% de saída da água
TC	Compressão triaxial
TE	Extensão triaxial
Ti	Titânio
u_a	Pressão no ar
u_a-u_w	Sucção mátrica
UCL	Linha de compressão não saturada
USCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
u_w	Pressão na água
V_a	Volume de ar

V_s	Volume de sólidos
V_w	Volume de água
w	Teor de umidade gravimétrica
w^L	Limite de liquidez
W^{ag}	Ordenada na curva de distribuição granulométrica sem defloculante
W^i	Ordenada na curva de distribuição granulométrica com defloculante
WP	Pacote de trabalho
w_{res}	Umidade gravimétrica residual
w_{Sat}	Umidade gravimétrica saturada
x_0	Logaritmo do tamanho mínimo da curva de distribuição granulométrica
x_f	Logaritmo do tamanho máximo da curva de distribuição granulométrica
x^f	Variável que estabelece a posição da LFCL
x^f_0	Variável que estabelece a posição inicial da LFCL
XRD	Difração de raios X
XRF	Fluorescência de raios X
$x^s(s)$	Variável que estabelece a posição inicial da UCL
Zn	Zinco
Zr	Zircônio
Λ	Multiplificador plástico
Δ	Diferença no índice de vazios inicial entre o estado saturado e não saturado no domínio elástico
Π	Potencial osmótico
Ψ	Sucção
Ψ_a	Valor de entrada de ar para o sistema poroso após a deformação
Ψ_b	Valor de entrada de ar do sistema poroso antes da deformação
α	Parâmetro do material para obter o grau de saturação efetivo
β	Coefficiente de ajuste na equação do $x^s(s)$
χ	Parâmetro relacionado com o grau de saturação
ε	Deformação
ϕ'	Ângulo de atrito do material
ε_a	Deformação axial
ϕ^b	Ângulo de acréscimo da resistência ao cisalhamento com a sucção
ε^e	Deformação elástica
ε^{ep}	Deformação elastoplástica
δ_{ij}	Delta de Kronecker
ε_{kl}	Parte simétrica do tensor de deformações
ε^L	Deformação no modo macroporoso
ε^p	Deformação plástica
ε^s	Deformação no modo microporoso
ε_V^{ep}	Deformação volumétrica elastoplástica
ε_V^p	Deformação volumétrica elástica
η	Parâmetro que considera a dependência entre o valor de entrada de ar e a distribuição dos tamanhos dos poros, viscosidade absoluta da água

κ	Índice de compressibilidade elástico
κ_s	Índice de expansão/compressão volumétrica elástica para variação da sucção
λ	Índice de compressibilidade elastoplástico
ν	Coefficiente de Poisson
$\lambda(s)$	Índice de compressibilidade elastoplástico em função da sucção
$\mu(s)$	Variável para mudar a linha de estado crítico com a sucção
λ^i	Índice de compressibilidade elastoplástico da microfábrica
μm	Micrômetro
λ_s	Razão de variação da umidade com a sucção
θ	Teor de umidade volumétrica
σ'_{ij}	Tensor de tensões efetivas
σ_{ij}	Tensor de tensões
θ_{nw}	Ângulo de contato entre o material poroso e o líquido não-molhante
σ_{nw}	Tensão superficial do líquido não-molhante
θ_{res}	Umidade volumétrica residual
ρ_s	Densidade das partículas sólidas
θ_{Sat}	Umidade volumétrica saturada
θ_w	Ângulo de contato entre o meio poroso e a água
σ_w	Tensão superficial na interface ar/água
ξ	Parâmetro de ajuste para mudanças na curva de retenção pela variação no índice de vazios

1 INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento do solo é complexo, devido a sua natureza heterogênea e às interações das partículas com fluidos, gases e microrganismos. O entendimento do comportamento tem evoluído com as contribuições de: Terzaghi (1925) com o conceito de tensões efetivas; Mitchell (1956) com o estudo da influência composicional e comportamento das argilas; Roscoe *et al.*, (1958) com o estado crítico; Bishop (1959) e Fredlund & Morgenstern (1977) com a incorporação das quatro fases e o nascimento do estudo do solo não saturado; Alonso *et al.* (1990) com a generalização dos modelos elastoplásticos para solos não saturados; Mitchell & Santamarina (2005) introduzem os conceitos microbiológicos, identificam e ilustram o potencial de pesquisa e aplicação em solos e rochas. Apesar das mudanças de paradigma ocorridas nos anos 60, como na mecânica de solos não saturados, ainda hoje não estão incorporadas na prática da geotecnia.

Paralelamente, com a aceitação geral dos conceitos da mecânica de solos no mundo, os países menos desenvolvidos começaram a crescer, e nestes os solos encontrados diferem dos sedimentos recentes para os quais foi desenvolvida a mecânica de solo clássica. Estes geomateriais foram denominados solos tropicais, devido a sua localização geográfica e condições climáticas. Uma das características mais importantes deste tipo de solos é a influência do intemperismo químico no comportamento, devido à presença de minerais incomuns em relação aos solos sedimentares e devido a feições herdadas do material parental.

São encontrados em abundância solos tropicais na América do sul, em países como o Brasil, a Colômbia, o Equador e a Venezuela,. Nos Andes colombianos, na cidade de Cali os solos das encostas apresentam uma composição onde predominam elementos ferromagnéticos como consequência do alto teor de magnetita na rocha mãe (Otálvaro & Nivia, 2010). Lizcano *et al.* (2006) encontraram, na região cafeteira da Colômbia, depósitos de cinza vulcânica altamente intemperizados apresentando alta porosidade (56-80%), e uma relação umidade-sucção com dois valores de entrada de ar. Os solos lateríticos de gnaiss na cidade de Ouro Preto, no Brasil, apresentam grãos de argila floclados que geram uma distribuição de poros com dois tamanhos dominantes (Futai & Almeida, 2005). Nos solos coluvionares e laterítico da cidade de Campinas, no Brasil, Miguel & Bonder (2012) identificaram uma distribuição de poros com dois tamanhos dominantes separados por três ordens de grandeza. Assim, são inúmeros os relatos de solos tropicais com características composicionais e estruturais únicas, sendo que estas características refletem-se no comportamento do solo.

1.1. MOTIVAÇÃO

Desenvolveu-se o presente trabalho, motivados pela necessidade de compreender melhor o comportamento dos solos tropicais.

A opção de compactado é devido à preocupação experimental, em ter um material no qual aspectos ambientais que refletem na estrutura foram controlados por médio da energia externa aplicada e pelo teor de umidade seguindo o procedimento de compactação Proctor. Como foi trabalhado um único material, com igual composição, as análises são desenvolvidas usando as características da estrutura. O estudo da estrutura do solo, a níveis micro até nanométricos, vem sendo incorporado no entendimento da resposta macroscópica do solo (Alonso *et al.*, 1999; Airò Farulla *et al.*, 2010; Pham & Fredlund, 2011; Alonso *et al.*, 2011). O vínculo entre a fábrica e o comportamento mecânico e hidráulico tem maior influência nos solos estruturados, como o caso de solos tropicais e alguns solos compactados (Mitchell & Soga, 2005; Romero & Simms, 2008).

A definição adotada neste trabalho para estrutura é a proposta por Mitchell & Soga (2005). O termo fábrica (*fabric*) refere-se ao arranjo de partículas, grupos de partículas, e aos espaços dos poros no solo. Por outro lado, o termo estrutura (*structure*) refere-se aos efeitos combinados de fábrica, composição e forças entre grãos.

1.2. OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral entender a influência de fatores ambientais no comportamento hidromecânico em um solo tropical compactado. Tendo como hipóteses que o comportamento hidromecânico é função da estrutura do solo.

Como objetivos específicos serão tratados dois assuntos essenciais:

- Estudar o comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado analisando o efeito de fatores ambientais (variáveis de estado);
- Resolver o problema inverso de calibração de um modelo elastoplástico que represente o comportamento do solo tropical compactado usando dados experimentais.

1.3. METODOLOGIA

O estudo será baseado nos conceitos da mecânica de solos não saturados. O desenvolvimento considera dois pacotes de trabalho (work packages, WP): caracterização do comportamento hidromecânico e calibração do modelo constitutivo. Na Figura 1.1 são

apresentados graficamente os WP e suas relações, assim como as ferramentas de apoio e os objetos de revisão bibliográfica, que permitem o desenvolvimento dos objetivos geral e específicos da pesquisa.

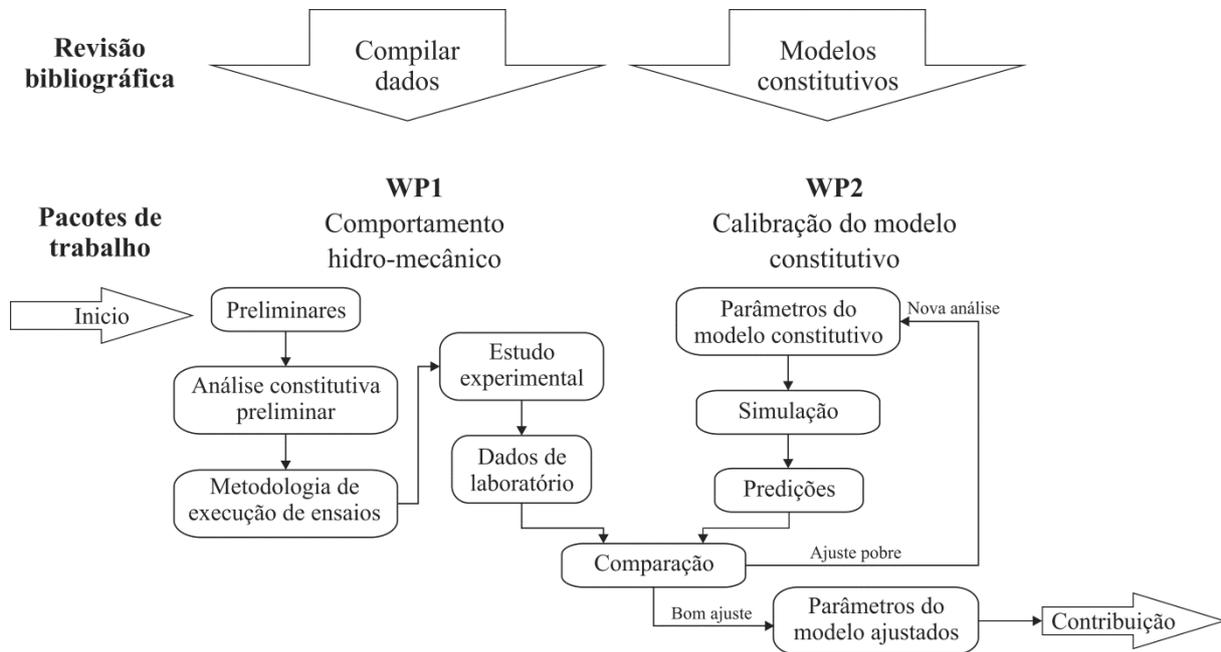


Figura 1.1. Metodologia proposta segundo os WP.

1.4. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

O documento é composto por sete Capítulos; introdução, revisão bibliográfica, materiais e métodos, características de retenção de água e estrutura, comportamento mecânico, calibração do modelo constitutivo e considerações finais.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão dos aspectos teóricos necessários para entender a proposta metodológica, as técnicas usadas e as análises dos resultados. A revisão inclui algumas das propostas para a abordagem das tensões, do comportamento tensão-deformação-sucção, da resistência ao cisalhamento e da resposta hidromecânica em solos não saturados.

No Capítulo 3 são apresentados os resultados da caracterização do solo, incluindo as características de compactação. São detalhados os equipamentos desenvolvidos e utilizados nos ensaios mecânicos, assim como os procedimentos empregados para os ensaios não normalizados.

O Capítulo 4 apresenta a caracterização da estrutura do solo e a sua resposta hidráulica. É revisada a influência da compactação na curva de retenção de água. Também são

analisados os resultados da porosimetria. É estabelecida a relação entre a curva de injeção de ar e a curva de intrusão de mercúrio na previsão da distribuição e tamanho dos poros.

No Capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados do comportamento mecânico. O comportamento mecânico foi avaliado em estado saturado e não saturado. Em ambas as condições, os ensaios foram realizados em amostras compactadas conforme o procedimento Proctor e moldadas para cada tipo de equipamento. Ensaios de adensamento oedométrico saturado e não saturado com sucção constante forneceram resultados para avaliar a compressibilidade. A resistência ao cisalhamento foi determinada por meio da compressão triaxial convencional (CTC). A modalidade consolidada drenada (CD) foi empregada para definir o critério de ruptura em condições saturadas. O ensaio saturado consolidado não drenado (CU) foi usado como referência saturada na compressão triaxial não saturada com umidade constante (CW) para verificar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento. O Capítulo 6 é apresentado o modelo constitutivo que representa o comportamento do material e são resumidos os resultados obtidos após a resolução do problema inverso de calibração.

Por último, no Capítulo 7 inclui um resumo da contribuição do trabalho e a sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O comportamento da maior parte dos geomateriais, especialmente os solos, é governado pela composição e a interação com os fluídos (água) e os gases (ar) presentes na estrutura porosa. Segundo Mitchell & Soga (2005) os fatores que controlam a resposta do solo podem ser classificados em dois grupos: a) composicionais e b) ambientais ou variáveis de estado. Os fatores composicionais determinam os valores que pode alcançar uma propriedade. Eles incluem:

- Tipos de minerais;
- Quantidade de cada mineral;
- Tipos de cátions adsorvidos;
- Forma, tamanho e distribuição das partículas;
- Composição do fluido nos poros;
- Tipo e quantidade de outros constituintes, como matéria orgânica, sílica, alumínio, e óxidos de ferro.

A influência de fatores composicionais nas propriedades geotécnicas pode ser estudada a partir de amostras deformadas. Por outro lado, os fatores ou variáveis de estado determinam o valor atual da propriedade. Eles incluem:

- Teor de umidade;
- Densidade;
- Tensão confinante;
- Temperatura;
- Fábrica;
- Disponibilidade da água.

O estudo do efeito dos fatores ambientais requer da coleta de amostras não deformadas ou medições *in situ* das propriedades de interesse.

A determinação quantitativa do comportamento do solo completamente a partir dos fatores composicionais é impraticável. A composição dos solos naturais é complexa e sua determinação é difícil. As interações físicas e químicas ocorrem entre diferentes fases e constituintes. O passado geológico e as condições ambientais presentes são de difícil reprodução em laboratório. Desta forma, a quantificação da influência de fatores composicionais e ambientais é necessária para o entendimento das propriedades do solo e para

o estabelecimento de guias que permitam uma aproximação do comportamento real do material (Mitchell & Soga, 2005).

A quantificação do efeito de alguns dos fatores ambientais pode ser obtida envolvendo os fenômenos de interação solo atmosfera que ocorrem na zona sujeita a variações sazonais ou zona vadosa. Além disso, é necessário caracterizar o comportamento hidromecânico considerando a variabilidade do solo e o emprego de um modelo constitutivo.

2.1 MODELOS CONSTITUTIVOS DE SOLOS NÃO SATURADOS

Um modelo constitutivo é uma representação da realidade, algumas vezes mediante um modelo matemático que descreve ideias sobre o comportamento de um material (Desai & Siriwardane, 1984). Assim, quanto mais próximo a avaliação do desempenho estiver do objeto, tanto melhores serão as possibilidades do modelo reproduzir o comportamento real do objeto.

Neste item são revisadas algumas relações constitutivas para representar o comportamento mecânico de solos não saturados. A informação é apresentada cronologicamente e de forma sucinta, maiores detalhes poderão ser consultados nas referências citadas. O desenvolvimento do item enfatiza os modelos elastoplásticos, que serão empregados na análise do comportamento do material estudado. Modelos hiperelásticos, hipoplásticos e outros são desconsiderados na revisão, porém o autor não desconhece a sua utilidade na solução de diferentes problemas práticos.

2.1.1 Princípio de tensões efetivas

A generalização do princípio de tensões efetivas foi a primeira tentativa para representar o comportamento mecânico do solo não saturado. Na década de 1950 considerando o equilíbrio de forças, foi definida a tensão efetiva como o excesso de tensão aplicada em relação à poropressão no fluido, empregando na formulação matemática um fator empírico para considerar a contribuição da sucção (Croney *et al.*, 1958; Bishop, 1959; Lambe, 1960; Aitchison, 1961; Jennings, 1961; Richards, 1966). Bishop (1959) foi o primeiro a considerar a pressão do ar e da água simultaneamente mediante a seguinte equação:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.1)$$

onde σ'_{ij} = tensor de tensões efetivas; σ_{ij} = tensor de tensões totais; δ_{ij} = delta de Kronecker; u_w = pressão na água; χ = parâmetro relacionado com o grau de saturação, varia entre 0 para

solos secos e 1 para solos saturados, e os valores intermediários que dependem da trajetória de tensões; e u_a = pressão no ar.

Jennings & Burland (1962), a partir de estudos experimentais, concluíram que a expressão proposta por Bishop (1959) não representava adequadamente o comportamento deformacional em solos com um grau de saturação inferior a um valor crítico, embora representasse de forma adequada o comportamento em resistência ao cisalhamento.

Morgenstern (1979) explica as limitações da equação de Bishop (1959) como sendo:

- Diferenças no parâmetro χ quando é obtido de ensaios de comportamento volumétrico do calculado por meio da resistência ao cisalhamento;
- Originalmente, acreditava-se que χ era função do grau de saturação variando entre 0 e 1, porém alguns resultados experimentais ultrapassaram estes limites;
- A tensão efetiva é um tensor de tensões derivado das condições de equilíbrio e, por conseguinte deve cumprir a conservação de momento linear. Por tratar-se de um princípio universal, independe do material.

Apesar das críticas, a ideia de Bishop não foi abandonada, recentemente alguns autores utilizaram a proposta original na determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados (Fleureau *et al.*, 1995; Öberg & Sällfors, 1997; Bolzon *et al.*, 1996; Khalili *et al.*, 2004; Kyokawa, 2010). Khalili & Khabbaz (1998), a partir da análise de 27 resultados de resistência ao cisalhamento com sucção controlada, propõem a seguinte equação:

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0.55} \quad (2.2)$$

onde $(u_a - u_w)_b$ = sucção correspondente ao valor de entrada de ar na curva de retenção de água no solo.

Alonso *et al.* (2010) apontam que a tensão efetiva na expressão proposta por Bishop (1959) cresce de maneira pouco realista com os acréscimos de sucção $(u_a - u_w)$, especialmente no caso de solos argilosos onde os poros podem ser agrupados em duas classes: poros relativamente grandes, onde o fenômeno capilar governa; e poros pequenos, onde predomina a distância entre partículas. Com esta proposta é possível separar o grau de saturação pela contribuição em duas classes:

- 1) Grau de saturação da macroestrutura S_r^M , que descreve o volume de água nos macroporos, vinculado com efeitos capilares;

- 2) Grau de saturação da microestrutura Sr^m , relacionado com a água presente nos microporos.

Como primeira aproximação, Alonso *et al.* (2010) consideram a contribuição do Sr^m como constante, independentemente do nível de sucção ou carregamento mecânico aplicado. Assim de forma explícita, o grau de saturação pode ser expresso como:

$$Sr = Sr^M + Sr^m \quad (2.3)$$

E o grau de saturação efetivo fica definido por:

$$Sr^e = \left\langle \frac{Sr - Sr^m}{1 - Sr^m} \right\rangle \quad (2.4)$$

onde, $\langle x \rangle = 0$ para $x < 0$ e $\langle x \rangle = x$ para $x \geq 0$. O grau da saturação efetivo mede a água disponível que preenche os macroporos, sua faixa varia de 0 a 1, representando a água armazenada nos macroporos até o solo totalmente saturado. Usando o conceito anterior modifica-se a equação de Bishop (1959) para:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + Sr^e (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.5)$$

Esta formulação apresenta as mesmas limitações da equação original. Os autores propõem suavizar a transição entre macroporos e microporos da equação 2.4 com uma função contínua do tipo potência:

$$Sr^e = (Sr)^\alpha \quad (2.6)$$

onde α = parâmetro do material.

Burland (1965) e Matyas & Radhakrishna (1968) recomendaram que as variações no estado de tensão e na poropressão fossem tratadas de maneira independente. A primeira consequência prática desta consideração é a possibilidade de se prever fenômenos que ocorrem sob tensões constantes, não previstos pelas propostas anteriores.

Fredlund & Morgenstern (1977) sugerem empregar duas das três possíveis variáveis do estado de tensões, $\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$, $\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}$ e $\delta_{ij}(u_a - u_w)$, para descrever o comportamento mecânico do solo não saturado. As possíveis combinações são:

- 1) $(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij})$ e $\delta_{ij}(u_a - u_w)$;
- 2) $(\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij})$ e $\delta_{ij}(u_a - u_w)$;

$$3) \quad (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) \text{ e } (\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}).$$

A seleção da combinação do tensor de tensões líquidas, $\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$, com a sucção mátrica $u_a - u_w$ apresenta um desempenho satisfatório para análises práticas (Fredlund, 1987). No entanto, a combinação de duas variáveis do estado de tensões escolhidas pode não ser sempre independente e, portanto, muitas vezes leva a um intenso debate sobre a melhor abordagem (Sheng *et al.*, 2008). Neste sentido, o trabalho de Houlsby (1997) proporciona alguns elementos esclarecedores. Houlsby (1997) afirma que no desenvolvimento de relações constitutivas para solos é necessário fazer uma escolha apropriada das variáveis de tensão e deformação de modo que a taxa de trabalho aplicada, dW , por unidade de volume no solo seja igual aos produtos das tensões com as correspondentes taxas de deformação. O autor ainda demonstra que para o solo não saturado dW pode ser escrito como:

$$dW = [\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + Sr(u_a - u_w)\delta_{ij}]d\varepsilon_{ij} - n(u_a - u_w)dSr \quad (2.7)$$

onde n = porosidade do solo. O primeiro termo da equação 2.7 associa o tensor de tensões efetivas do solo não saturado com o tensor de acréscimos de deformação. A tensão efetiva do solo usada é uma simplificação da proposta de Bishop (1959), substituindo o parâmetro χ por Sr . O segundo termo associa a sucção transformada $s^* = n(u_a - u_w)$ à taxa de mudança do grau de saturação. Houlsby (1997) conclui que qualquer combinação linear das duas variáveis de tensões é correta, desde que sejam feitas as modificações certas nas taxas de deformação.

2.1.2 Modelos constitutivos para solos não saturados

Matyas & Radhakrishna (1968) apresentam a definição de superfícies de estado. A partir de variáveis físicas suficientes para descrever o estado de um solo, de modo independente da sua história prévia, podem-se construir superfícies que representam a resposta do solo submetido à determinada solitação, como a superfície que representa as variações de índice de vazios em função do estado de tensão líquida e da sucção ilustrada na Figura 2.1.

Fredlund (1979) propõe um modelo elástico incremental que consiste na lei de Hooke generalizada para solos não saturados, onde a não linearidade da relação tensão deformação é considerada. A relação proposta pelo autor pode ser visualizada a seguir como:

$$d\varepsilon_{kl} = C_{ijkl}d(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + d(u_a - u_w)H\delta_{kl} \quad (2.8)$$

onde ε_{kl} = parte simétrica do tensor de deformações, para pequenas deformações; C_{ijkl} = tensor de quarta ordem que transforma linearmente o tensor de tensões líquidas em deformações; H = módulo de elasticidade da estrutura do solo com relação à mudança na sucção mátrica.

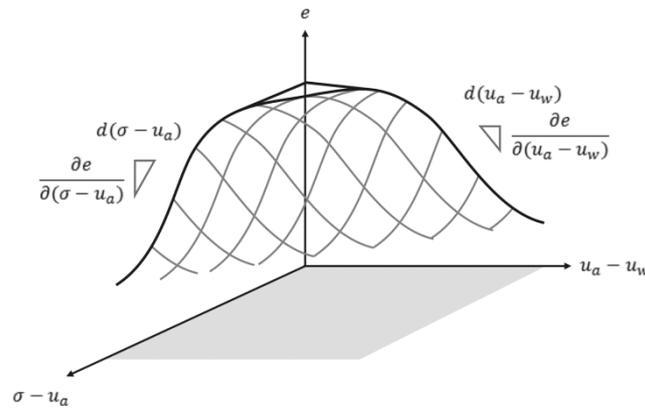


Figura 2.1. Superfície de estado para o índice de vazios (Fredlund & Morgenstern, 1977).

Nos últimos 20 anos foram formulados inúmeros modelos constitutivos elastoplásticos (Alonso *et al.*, 1990; Alonso *et al.*, 1999; Gallipoli *et al.*, 2003; Wheeler *et al.*, 2003; Sheng *et al.*, 2004; Sun *et al.*, 2007; Thu *et al.*, 2007; Khalili *et al.*, 2008; Sheng *et al.*, 2008; Kyokawa, 2010; Zhou *et al.*, 2012). A maioria desses modelos são baseados no modelo básico de Barcelona (BBM) introduzido por Alonso *et al.* (1990) ou pelo menos consideram os conceitos apresentados por estes autores.

O BBM assume o solo saturado como um caso particular do solo não saturado, propondo uma extensão do modelo elastoplástico de Cam-Clay Modificado, para solos não saturados, que integra as mudanças de volume com a resistência ao cisalhamento. O modelo consegue reproduzir:

- O incremento da tensão aparente de pré-adensamento com a sucção;
- A não linearidade da relação sucção-rigidez;
- Deformações por expansão ou colapso dependendo do nível da tensão aplicada quando a sucção é reduzida (Figura 2.2);
- Incrementos da resistência ao cisalhamento com os acréscimos de sucção;
- Acúmulo de deformações plásticas ou irreversíveis dependendo do carregamento.

Devido às limitações do modelo BBM na representação do comportamento de solos muito expansivos, Gens & Alonso (1992) propõem um novo modelo, que nada mais é que uma extensão do BBM. A modificação é baseada na existência de dois níveis na estrutura do solo: a microestrutura e a macroestrutura. Assim consegue-se simular o comportamento

individual dos dois níveis estruturais e das interações entre eles. Nesta nova proposta, é apresentado o conceito da linha neutra (NL) no espaço tensão média e sucção, ao longo da qual a microestrutura não muda de volume. A linha NL separa então a contração da expansão (Figura 2.3).

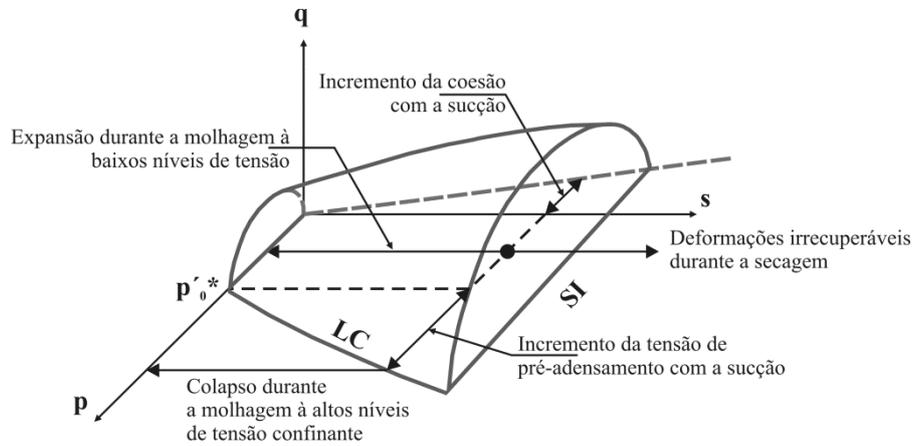


Figura 2.2. Superfície de plastificação do BBM (Alonso *et al.*, 1999).

Alonso *et al.* (1999) propõem o Barcelona Expansive Model (BExM) como resultado do aperfeiçoamento matemático das observações feitas experimentalmente por Gens & Alonso (1992). Esse modelo acrescenta duas superfícies de escoamento que definem o início das deformações plásticas da macroestrutura devido a deformações ocorridas na microestrutura, podendo ser de contração (SI) ou expansão (SD).

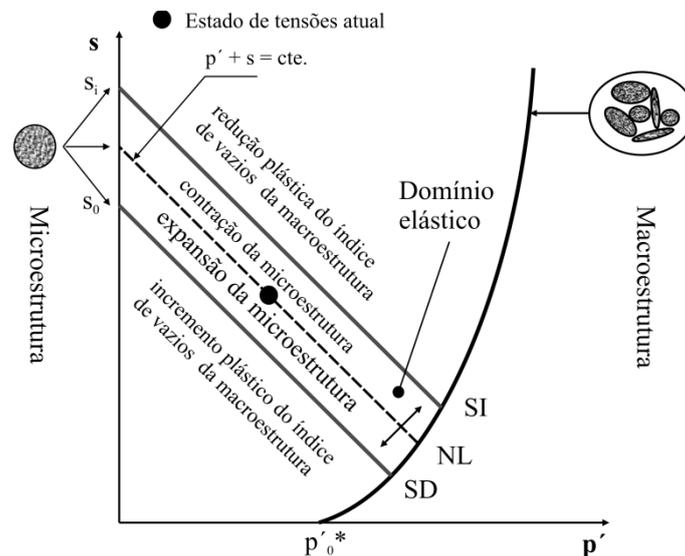


Figura 2.3. Superfície de Escoamento BExM no plano p' - s (Alonso *et al.*, 1999).

Em um segundo momento, um novo paradigma é introduzido na modelagem de solos não saturados, onde o comportamento mecânico deixa de ser considerado separadamente do

comportamento hidráulico por meio da incorporação da histerese da curva de retenção de água (Wheeler *et al.*, 2003; Sheng *et al.*, 2004; Khalili *et al.*, 2008; Kyokawa, 2010).

Um desses modelos é o de Wheeler *et al.* (2003) que incorpora os efeitos da variação do grau de saturação no comportamento tensão-deformação, e representa a mudança na posição da curva de retenção durante o carregamento. Além disso, o comportamento hidráulico é acoplado à relação tensão deformação. Portanto, dois fenômenos físicos separados, são considerados:

- Deformações do esqueleto do solo devido a carregamentos, o que incluem as deformações elásticas e plásticas. O autor esclarece que as deformações elásticas podem ocorrer tanto nos grãos como nas agregações de argilas. Logo que as deformações plásticas são originadas dos deslocamentos relativos entre partículas;
- Mudança no armazenamento da água nos poros. Este processo é considerado reversível.

Excluindo materiais muito expansivos que desenvolvam deformações irrecuperáveis durante o umedecimento, o modelo de Wheeler *et al.* (2003) reproduz aspectos importantes do comportamento mecânico e hidráulico de solos não saturados. O modelo permite simular:

- A expansão ou contração por umedecimento, e a existência de uma deformação máxima por colapso para um nível intermediário de tensões;
- A transição entre as condições saturadas e parcialmente saturadas;
- A ocorrência de deformações plásticas por compressão durante ciclos de umedecimento e secagem;
- A influência dos ciclos de umedecimento e secagem na subsequente resposta mecânica durante o carregamento;
- A variação do grau de saturação durante a histerese hidráulica e as mudanças irreversíveis de volume.

Outro modelo que considera a histerese é o proposto por Sheng *et al.* (2004). Neste modelo os autores consideram a histerese hidráulica e as deformações irreversíveis devidas aos ciclos de umedecimento e secagem capaz de reproduzir o comportamento de solos muito expansivos. O modelo é proposto e validado a partir das leis da termodinâmica. As equações constitutivas são formuladas para facilitar a aplicação em códigos de elementos finitos, onde os deslocamentos e poropressões são considerados como variáveis primárias. Posteriormente, Sheng *et al.* (2008) propõem um novo modelo elastoplástico para solos não saturados usando

duas variáveis de estado de tensões independentes, cuja formulação incremental tensão-deformação pode ser escrita como:

$$d\varepsilon_{kl} = C^{ep}_{ijkl}d(\sigma_{ij} - u_a\delta_{ij}) + H^{ep}_{kl}ds \quad (2.9)$$

$$d\theta = Sr\delta_{kl}d\varepsilon_{kl} + Gds \quad (2.10)$$

onde, C^{ep}_{ijkl} = tensor constitutivo elastoplástico que transforma tensões líquidas em deformações; H^{ep}_{kl} = tensor constitutivo elastoplástico que transforma as mudanças de sucção mátrica em deformações; θ = teor de umidade volumétrica; G = escalar relacionado com a curva de retenção de água no solo. A formulação de Sheng *et al.* (2008) permite:

- Prever mudanças no volume causadas por variações independentes na tensão líquida e na sucção;
- Fazer uma transição suave entre o Cam-Clay Modificado (MCC) usado no caso saturado e a generalização empregada no não saturado;
- Considerar a histerese associada aos processos de umedecimento e secagem;
- Capturar adequadamente a compressibilidade do solo com a sucção;
- Avaliar o colapso volumétrico por umedecimento considerando uma lei de endurecimento dependente da sucção.

Mais recentemente, alguns trabalhos propuseram a adição de aspectos relacionados a estrutura do solo. Um deles foi proposto por Cordão-Neto *et al.* (2009) que estendem o modelo elastoplástico S-CLAY1S para capturar o comportamento do solo não saturado. O modelo S-CLAY1S, desenvolvido por Karstunen *et al.* (2005), consegue reproduzir o efeito da anisotropia, o efeito da cimentação entre partículas, e a desestruturação para solos saturados. O modelo emprega o conceito da superfície de plastificação intrínseca apresentado por Gens & Nova (1993) para incorporar o efeito da cimentação entre partículas e a desestruturação, usando uma variável interna do tipo tensão para considerar a diferença entre o estado estruturado e o desestruturado. Os autores usam uma aproximação similar à empregada por Alonso *et al.* (1990) para estender o MCC para o caso não saturado. Assim o modelo anisotrópico e desestruturado de solos não saturados (MADUS) reproduz:

- O efeito da sucção na tensão de pré-andensamento e na resistência ao cisalhamento;
- O colapso volumétrico por umedecimento;
- O efeito da cimentação entre partículas;
- A anisotropia e a desestruturação.

A formulação incremental do MADUS, usando o conceito de movimento na superfície de plastificação, permite obter uma transição suave entre a zona elástica e plástica para o caso de compressão isotrópica (Figura 2.4) reproduzindo, razoavelmente bem, o comportamento de solos não saturados pré-adensados.

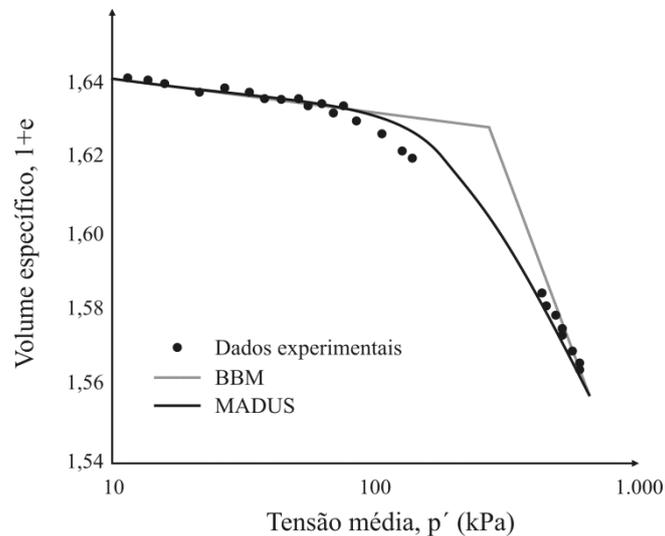


Figura 2.4. Resultados do MADUS para carregamento isotrópico com sucção constante de 200 kPa (Cordão-Neto *et al.*, 2009).

Kyokawa (2010) propõe um modelo elastoplástico baseado no MCC que consegue reproduzir a influência de algumas variáveis de estado como o índice de vazios, o grau de saturação, temperatura e estrutura, além de considerar efeitos da histerese devido aos ciclos de umedecimento e secagem. Outra característica interessante do modelo é a de ser capaz de capturar efeitos da velocidade de aplicação dos carregamentos. O modelo foi inicialmente desenvolvido para uma formulação unidimensional e posteriormente estendido para o caso tridimensional. Neste último caso foi utilizada a lei de fluxo proposta por Nakai & Mihara (1984), tornando o modelo capaz de avaliar a influência da tensão principal intermediária, σ_2 , nas características de resistência ao cisalhamento e deformação. O modelo apresenta as seguintes características:

- Usando a tensão efetiva de Bishop simplificada apresentada na equação 2.5 e os conceitos do estado crítico do caso saturado, consegue-se modelar o caso não saturado;
- Estende-se a equação proposta por van Genuchten (1980) para representar a curva de retenção de água no solo, incluindo o efeito da histerese, a densidade e a temperatura, entre outras variáveis de estado.

Desta forma, a rigidez no caso não saturado e os fenômenos de expansão e colapso são reproduzidos facilmente, mudando a posição da linha de compressão normal (NCL) e a linha de estado crítico (CSL) do MCC.

Koliji *et al.* (2010) apresentam um modelo constitutivo acoplando a curva de retenção e o comportamento mecânico para solos agregados, chamado ACMEG-2S. Incorporam-se os efeitos da cimentação (*bonding*) entre partículas, a fábrica e não saturação num referencial teórico único. O modelo é baseado no conceito do estado crítico com o *framework* da elastoplasticidade usando o conceito de tensões efetivas de Bishop. Um parâmetro de dano vincula as mudanças na estrutura com as deformações plásticas.

Recentemente, foram propostos dois modelos elastoplásticos para condições isotrópicas que acoplam a mudança de volume com as características de retenção de água do solo (Pham & Fredlund, 2011; Zhou *et al.*, 2012). Pham & Fredlund (2011) com o modelo limitado a condições de carregamento isotrópico conseguem reproduzir: i) a relação entre volume e quantidade de água armazenada para qualquer trajetória de carregamento-descarregamento e umedecimento-secagem; ii) a histerese na curva de retenção de água; e iii) a expansão ou colapso após o umedecimento. O modelo introduz dois parâmetros novos: de forma dos poros (η); e de compressibilidade dos poros no estado seco, (m). O parâmetro η considera a dependência entre o valor de entrada de ar e a distribuição dos tamanhos dos poros, e serve para prever a mudança entre o estado seco do material sem ação de carregamento e o poro seco com a ação de uma tensão média constante p :

$$\frac{\psi_a}{\psi_b} = \frac{3V_0}{3V_0 - \eta \cdot \Delta V} \quad (2.11)$$

onde, ψ_a = valor de entrada de ar para o sistema poroso após da deformação; ψ_b = valor de entrada de ar do sistema poroso antes da deformação, no volume inicial (V_0). O novo parâmetro m controla a compressibilidade dos poros ocupados com ar com relação à sucção:

$$C_{c\psi}^p = [Sr(\psi)]^m (C_c^p - C_{cd}^p) + C_{cd}^p \quad (2.12)$$

onde, C_c^p = índice de compressibilidade no estado saturado; C_{cd}^p = índice de compressibilidade no estado seco; e $Sr(\psi)$ = grau de saturação como função da sucção ψ . A maior diferença entre o modelo de Pham & Fredlund (2011) e o BBM é o estado de referência, seco em lugar do saturado.

Zhou *et al.* (2012) incorporam a tensão efetiva de Bishop na equação de mudança de volume proposta. A variável de estado Sr^e da equação 2.5 é empregada no cálculo da tensão

efetiva, o que introduz o efeito passivo da microestrutura. Esta formulação consegue reproduzir: i) a variação não linear na compressibilidade com sucção constante; ii) a mudança nas características de retenção de água com o carregamento; e iii) a redução no colapso por umedecimento, quando o nível de tensões aproxima o solo ao estado saturado. No modelo, a mudança na compressibilidade e as tensões efetivas são função da variável de estado Sr^e , dependência que limita o modelo e dificulta a implementação.

2.1.3 Critérios de ruptura para solos não saturados

Diferentes autores têm observado características comuns na resistência ao cisalhamento dos solos não saturados:

- 1) Para o mesmo estado de tensão líquida, o acréscimo na sucção mátrica gera um acréscimo na resistência ao cisalhamento;
- 2) Para sucção constante, o acréscimo na tensão líquida gera um acréscimo na resistência ao cisalhamento;
- 3) A relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção é não linear. A resistência ao cisalhamento cresce com maior rapidez para sucções baixas, e reduz a taxa com o acréscimo da sucção;
- 4) Tem maior efeito na resistência ao cisalhamento o acréscimo na tensão líquida que o acréscimo na sucção.

Considerando estas quatro regras básicas inúmeros autores têm proposto equações para representar a resistência ao cisalhamento do solo não saturado. De forma similar à mecânica das rochas, os critérios de ruptura dos solos não saturados podem ser classificados em três grandes categorias: i) os derivados do critério de Mohr-Coulomb (M-C); ii) os derivados do critério de Druker-Prager (D-P); e iii) os critérios empíricos (Emp.), os quais tentam considerar a não linearidade da resistência ao cisalhamento com a sucção. Comum ao comportamento tensão-deformação, os critérios de ruptura têm: i) a necessidade de acrescentar pelo menos um parâmetro associado com o acréscimo de resistência ao cisalhamento com a sucção; e ii) a necessidade de usar o conceito de tensão efetiva ou duas variáveis de tensão independentes. Na Tabela 2.1 são resumidos alguns critérios de resistência ao cisalhamento para solos não saturados.

Tabela 2.1. Critérios de resistência ao cisalhamento para solos não saturados.

Critério / Tensões	Referência	Equação
M-C / Bishop*	Bishop & Blight (1963)	$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi \cdot s] \tan \phi'$ <p>(2.13)</p> τ = tensão cisalhante na ruptura $(\sigma_n - u_a)$ = tensão normal líquida s = sucção mátrica c' = coesão no estado saturado ϕ' = ângulo de atrito do material
M-C / Ind.**	Fredlund <i>et al.</i> (1978)	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + s \cdot \tan \phi^b$ <p>(2.14)</p> ϕ^b = ângulo de acréscimo da resistência ao cisalhamento com a sucção
D-P / Ind.	Alonso <i>et al.</i> (1990)	$q = M[p - u_a] + k^c \cdot s$ <p>(2.15)</p> k^c = parâmetro para transladar da CSL com a sucção
D-P / Ind.	Wheeler & Sivakumar (1995)	$q = M(s)p + \mu(s)$ <p>(2.16)</p> $M(s)$ e $\mu(s)$ mudando com a sucção
M-C Emp. / Ind.	Vanapalli <i>et al.</i> (1996)	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + s \cdot \tan \phi^b$ <p>(2.17)</p> $\tan \phi^b = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi'$
M-C / Bishop	Khalili & Khabbaz (1998)	$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi \cdot s] \tan \phi'$ <p>(2.18)</p> $\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0.55}$
D-P / Ind.	Sun <i>et al.</i> (2000)	$q = M(s)[p + \sigma_0(s)]$ <p>(2.19)</p> $M(s) = M(0) + M_s \sigma_0(s)$ $\sigma_0(s) = \frac{s}{1 + \frac{s}{a}}$ $M(0) = M$ no estado saturado M_s e a = parâmetros de ajuste
M-C Emp. / Ind.	Vilar (2006)	$\tau = c + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'$ <p>(2.20)</p> $c = c' + \frac{s}{a} + b \cdot s$ a e b = parâmetros de ajuste
M-C Emp. / Ind.	Sheng <i>et al.</i> (2008)	$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + s \cdot \tan \phi^b$ <p>(2.21)</p> $\tan \phi^b = \begin{cases} \tan \phi', & s < s_{sat} \\ \tan \phi' \cdot f(s) *, & s \geq s_{sat} \end{cases}$ $f(s) = \frac{s_{sat}}{s} + \frac{s_{sat} + 1}{s} \ln \left(\frac{s + 1}{s_{sat} + 1} \right)$
M-C / Bishop	Alonso <i>et al.</i> (2010)	$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi \cdot s] \tan \phi'$ <p>(2.22)</p> $\chi = S r^e$

* Tensão efetiva de Bishop.

** Duas variáveis de tensão independentes $(\sigma_n - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

2.2 MODELOS PARA REPRESENTAR O COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

O comportamento hidráulico de solos não saturados está relacionado à capacidade de armazenamento e à facilidade de transporte de fluidos através do elemento de solo (Cordão-Neto, 2005). A capacidade de armazenamento e transporte que definem o comportamento hidráulico vai depender da influência das variáveis de estado de tensões, e do tamanho e distribuição dos poros, além de variáveis composicionais como a natureza dos minerais.

Segundo Marinho (2005) o formato de S da curva de retenção de água do solo é o reflexo da distribuição dos tamanhos dos poros do material. Assim um material poroso rígido com uma distribuição de poros uniforme apresentará uma transição abrupta entre a saturação e o teor de umidade residual (Figura 2.5), enquanto o material com diferentes tamanhos de poros apresentará uma transição gradual entre o estado saturado e o teor de umidade residual.

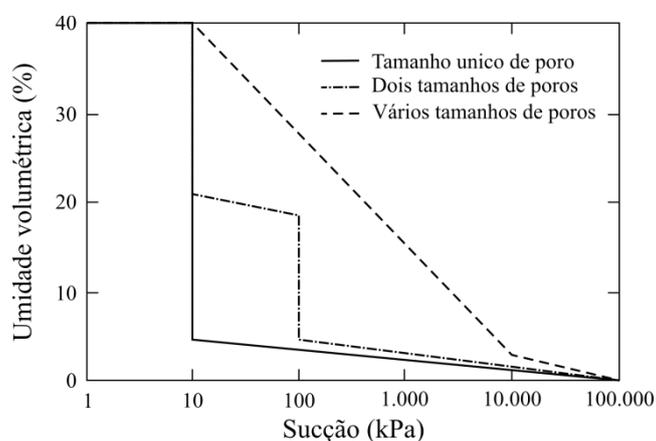


Figura 2.5. Forma da curva de retenção de água do solo segundo a distribuição do tamanho dos poros (Marinho, 2005).

Desta forma as características de retenção de água do solo serão função da composição e da fábrica. Neste item é revisada a representação matemática que, ocasionalmente considera elementos probabilísticos para representar o tamanho e a distribuição dos poros, enquanto o fenômeno da retenção como função da estrutura do solo é apresentado no Capítulo 4.

2.2.1 Modelos para representar a curva de retenção de água do solo

A relação entre a quantidade de água armazenada nos poros do solo e a sucção é conhecida como curva de retenção de água (SWRC) ou curva característica umidade-sucção do solo (SWCC), sendo que o primeiro termo será adotado neste trabalho.

A quantidade de água pode ser expressa pela umidade gravimétrica (w), pela umidade volumétrica (θ), pelo grau de saturação (S_r), ou pelo índice de água (e_w). A representação

apropriada da SWRC tem uma importante consequência na caracterização do comportamento do solo, posto que ela possa expressar indiretamente o comportamento mecânico dos solos não saturados (Vanapalli, 1994).

É comum que o desenvolvimento de relações e modelos na mecânica de solos baseado nas observações de campo e laboratório, estabelecendo relações por meio de aproximações lineares e não lineares. Este é o caso da maior parte das propostas para representar a SWRC. Entretanto, alguns modelos apresentam uma formulação matemática mais rigorosa, utilizando inclusive conceitos da elastoplasticidade, e desta forma conseguindo reproduzir diversos aspectos da SWRC.

Os modelos empíricos ou equações estritamente matemáticas pretendem reproduzir parte das feições da SWRC (Figura 2.6), incluindo a forma e alguns parâmetros de referência como a zona saturada definida pela umidade de saturação (w_{sat}), o valor de sucção onde surgem os primeiros vazios não preenchidos totalmente por água (AEV), o teor de umidade residual (w_{res}), e finalmente a razão de variação da umidade com a sucção (λ_s). A forma matemática que representa a SWRC é usualmente do tipo hiperbólica (van Genuchten, 1980; Fredlund & Xing, 1994; Gitirana Jr. & Fredlund, 2004).

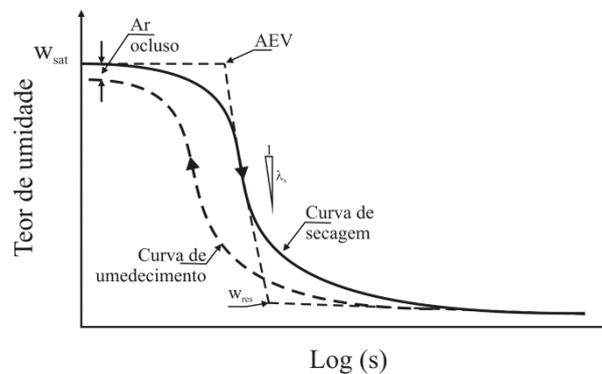


Figura 2.6. Principais feições da curva de retenção de água (D.G. Fredlund & Xing, 1994).

As propostas de equações hiperbólicas com maior aceitação são as de van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994). Segundo van Genuchten (1980) a quantidade de água armazenada como função da sucção pode-ser expressa como:

$$\theta = \theta_{res} + \frac{\theta_{sat} - \theta_{res}}{[1 + (a_{VG} \cdot s)^{n_{VG}}]^{m_{VG}}} \quad (2.23)$$

$$m_{VG} = 1 - 1/n_{VG} \quad (2.24)$$

onde, a_{VG} , n_{VG} , θ_{res} e θ_{sat} são parâmetros independentes que podem ser estimados a partir dos dados experimentais.

Fredlund & Xing (1994), a partir da forma da função da distribuição de poros derivada da granulometria, propõem uma equação que representa a SWRC. Os autores introduzem uma função de correção $C(s)$ que obriga à SWRC a atingir o valor de sucção de 10^6 kPa com uma umidade volumétrica igual a zero, condição obtida experimentalmente por Croney & Coleman (1961) e suportada a partir dos postulados da termodinâmica por Richards (1965). A forma da equação é:

$$\theta = C(s) \cdot \frac{\theta_{sat}}{\{Ln[e + (s/a_{FX})^{n_{FX}}]\}^{m_{FX}}} \quad (2.25)$$

$$C(s) = \frac{Ln(1 + s/s_{res})}{Ln[1 + (1.000.000/s_{res})]} \quad (2.26)$$

onde, a_{FX} , n_{FX} e m_{FX} são parâmetros de ajuste; s_{res} = sucção correspondente à umidade residual θ_{res} .

Os solos com um alto nível de intemperismo, ocasionalmente, apresentam agregações entre grãos, o que gera uma dupla distribuição de poros e como consequência uma SWRC bimodal. Para o caso bimodal, Durner (1994) estende a equação de van Genuchten (1980) para funções de distribuição bimodais e multimodais por meio de fatores de peso em uma combinação linear de funções unimodais de van Genuchten (1980). Os fatores são determinados com o melhor ajuste da SWRC, com a forma geral da equação sendo:

$$e_w = \sum_{i=1}^N e^i \int_s^\infty f(s) ds \quad (2.27)$$

onde, e_w = índice de água (V_w/V_s); i = número de modos; e^i = índice de vazios do modo i ; fator de peso do modo i ; $f(s)$ = função simples da relação umidade-sucção. Combinando a proposta de van Genuchten (1980) na equação 2.27:

$$e_w = \sum_{i=1}^N \frac{e^i}{[1 + (a_i \cdot s)^{n_i}]^{1-1/n_i}} \quad (2.28)$$

onde, a_i e n_i = são os parâmetros de ajuste para cada modo.

Camapum de Carvalho & Leroueil (2004) propuseram um modelo de transformação da curva característica a fim de obter uma curva única e representativa de diferentes índices de vazios para a mesma distribuição de poros. Nesse caso, a representação da curva de retenção é dada pelo grau de saturação (S_r) com relação à transformação $e \cdot pF$, sendo pF o logaritmo da sucção em centímetro de coluna de água na base 10. A transformação da escala na SWRC permite diferenciar famílias segundo a sua distribuição de tamanho de poros (Figura 2.7).

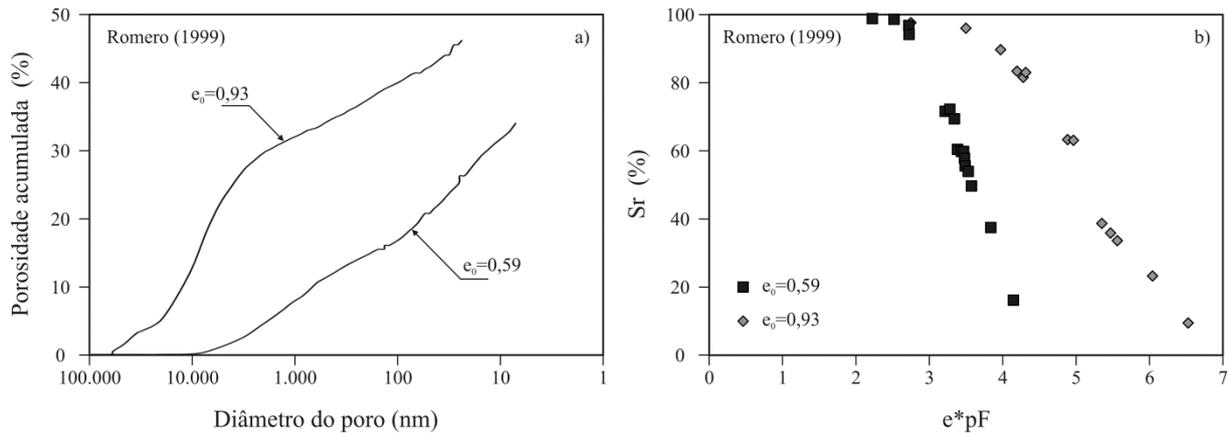


Figura 2.7. Relação entre a SWRC transformada e a distribuição de poros (dados do Romero, 1999).

Outros autores apresentam uma abordagem por meio das superfícies de estado usando como variáveis independentes, além da sucção, a tensão líquida ou o índice de vazios (Pereira, 1996), e a partir de resultados experimentais propõe:

$$S_r = b + c \cdot \text{Log}(\sigma - u_a) + \frac{1 - (b + c \cdot \text{Log}(\sigma - u_a))}{\left(1 + \frac{u_a - u_w}{d}\right)^f} \quad (2.29)$$

onde, b , c , d e f são coeficientes de ajuste dos dados obtidos experimentalmente.

Cordão-Neto (2005) propõe mudar a tensão líquida na equação 2.29 pelo índice de vazios ao considerar a relação física direta entre a capacidade de armazenamento de água no solo e a porosidade:

$$S_r = b + c \cdot \text{Log}(e) + \frac{1 - (b + c \cdot \text{Log}(e))}{\left(1 + \frac{u_a - u_w}{d}\right)^f} \quad (2.30)$$

Dangla *et al.* (1997) propõem modelar o comportamento e a histerese na SWRC como um processo elastoplástico (Figura 2.8). As mudanças plásticas na quantidade de água armazenada correspondem à drenagem ou entrada de água nos poros. Elas ocorrem quando a

variável de estado do solo se movimenta sobre as curvas primárias de secagem ou umedecimento. Por outro lado, as mudanças elásticas correspondem aos movimentos reversíveis das interfaces ar-água que ocorrem quando a variável de estado do solo se movimenta entre as curvas primárias de umedecimento e secagem.

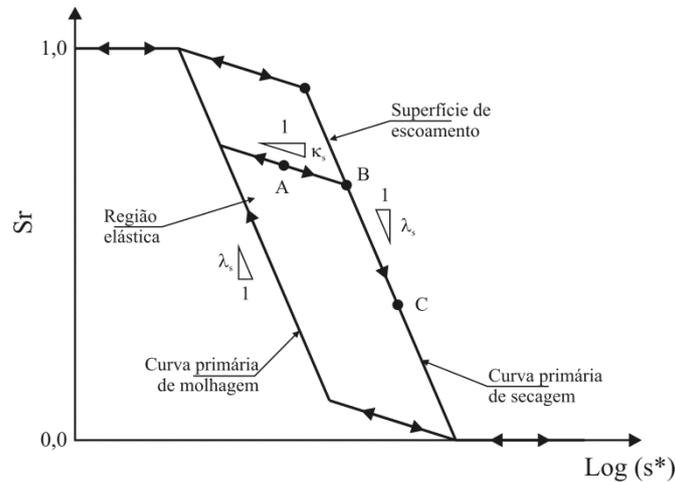


Figura 2.8. Modelo para representar a curva de retenção de água no solo (Wheeler *et al.*, 2003).

Romero & Vaunat (2000) apresentam um conjunto de expressões que incorporam as superfícies de escoamento de secagem (SI) e umedecimento (SD) mostradas na Figura 2.8. A formulação representa o comportamento hidromecânico de materiais não saturados que exibem macro e micro porosidade bem definida. As equações propostas são válidas para a faixa de umidade que afeta as ações mecânicas compreendidas entre o índice de água microestrutural (e_w^s) e o índice de água do *cut-off* ($e_w=e$). A expressão foi derivada por Romero (1999) ao modificar a equação de van Genuchten (1980) e introduzir um fator de correção similar ao proposto por Fredlund & Xing (1994):

$$\frac{e_w - e_w^s}{e - e_w^s} = \left\{ 1 - \frac{\text{Ln} \left[1 + \frac{s}{s_{SI,SD}^s} \right]}{\text{Ln}[2]} \right\} \cdot \left[\frac{1}{1 + (a_{SI,SD} \cdot s)^{n_R}} \right]^{m_R} \quad (2.31)$$

$$e_w = e \cdot Sr = w \cdot Gs \quad (2.32)$$

sendo que na equação 2.31 são representadas as duas trajetórias, secagem e umedecimento com os sufixos SI e SD respectivamente. O parâmetro a está relacionado com o valor de entrada de ar dos macroporos. A inclinação para altos valores de sucção é controlada por n_R e s^s e é responsável pela forma e inclinação da SWRC para valores baixos de umidade.

Wheeler *et al.* (2003) emprega a aproximação apresentada por Dangler *et al.* (1997) em seu modelo. Para uma trajetória de secagem partindo do ponto A (Figura 2.9) até o ponto B, a redução do grau de saturação S_r é reversível, e quando continua a secagem de B para C a trajetória segue a curva primária de secagem gerando um decréscimo plástico do S_r e deslocando a superfície de escoamento SI_1 para SI_2 . As mudanças elásticas e plásticas no S_r estão expressas por:

$$(dS_r)^e = -\frac{\kappa_s}{s^*} ds^* \quad (2.33)$$

$$(dS_r)^p = -(\lambda_s - \kappa_s) \frac{ds_I^*}{s_I^*} = -(\lambda_s - \kappa_s) \frac{ds_D^*}{s_D^*} \quad (2.34)$$

onde, $(dS_r)^e$ = acréscimos elásticos no grau de saturação; κ_s = é o gradiente da trajetória elástica entre as curvas primárias de umedecimento e secagem; $(dS_r)^p$ = mudanças irreversíveis no grau de saturação; λ_s = é o gradiente das curvas primárias de umedecimento e secagem; s_I^* e s_D^* = são variáveis de estado que definem a localização das curvas primárias de umedecimento e secagem.

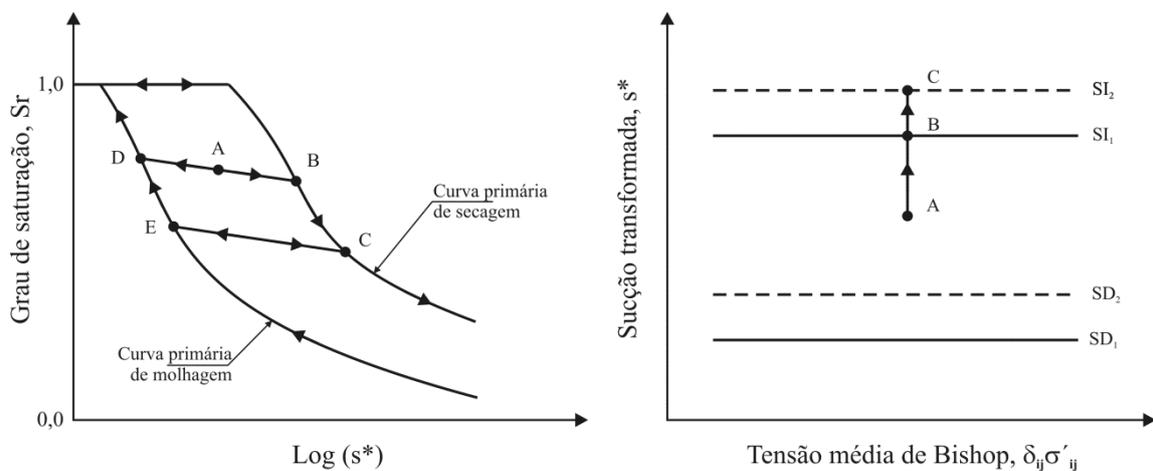


Figura 2.9. Representação da SWRC e as mudanças nas superfícies de escoamento (Wheeler *et al.*, 2003).

Pedroso & Williams (2010) apresentam uma representação da SWRC considerando a histerese com uma aproximação baseada no conceito de curvas de referência introduzido por Pedroso *et al.* (2009). Quando é considerado o comportamento macroscópico que é usualmente medido com variáveis internas de tipo tensão ou deformação, a relação entre elas e outras variáveis apresenta inclinações consideradas como referência. Na Figura 2.10

apresenta-se o comportamento típico da SWRC e as correspondentes linhas de referência caracterizadas pelas inclinações λ .

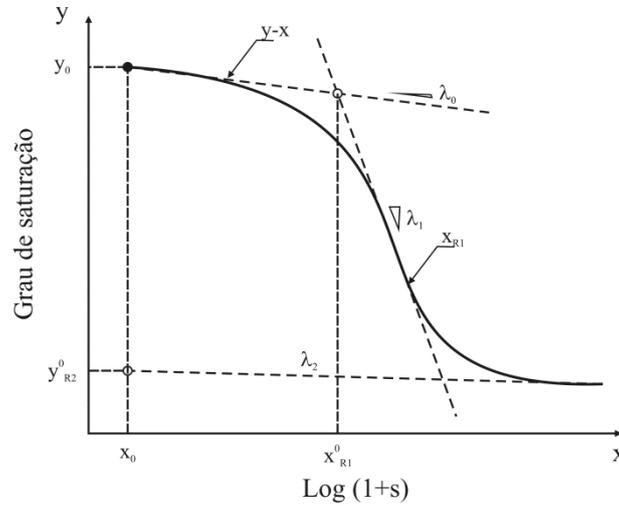


Figura 2.10. Representação da SWRC com o conceito das curvas de referência (Pedroso et al., 2009).

A formulação proposta por Pedroso *et al.* (2009) pode ser expressa na forma incremental como:

$$y_{R2} = y_{R2}^0 - \lambda_2(x - x_0) \quad (2.35)$$

$$\bar{D} = y - y_{R2}(x) \quad (2.36)$$

$$\bar{D} = x_{R1} - x \quad (2.37)$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_1 + (\lambda_2 - \lambda_1)e^{-\beta\bar{D}} \quad (2.38)$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_0 + (\bar{\lambda} - \lambda_0)e^{-\beta\bar{D}} \quad (2.39)$$

$$\begin{Bmatrix} dx \\ dx_{R1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1/\bar{\lambda} \\ -1/\bar{\lambda} \end{bmatrix} dy \quad (2.40)$$

$$\begin{Bmatrix} dy \\ dx_{R1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\bar{\lambda} \\ \bar{\lambda}/\bar{\lambda} \end{bmatrix} dx \quad (2.41)$$

Kyokawa (2010) usando o *framework* da elastoplasticidade e o conceito do subcarregamento, propõe um modelo da SWRC baseado na equação de van Genuchten (1980), sendo que as superfícies de secagem e umedecimento são representadas pelas expressões:

$$f_d(s, Sr) = Sr_{res} - (Sr_{sat} - Sr_{res})[1 + (a_{Kd} \cdot s)^{n_K}]^{-m_K} - Sr = F_d(s) - Sr = 0 \quad (2.42)$$

$$f_w(s, Sr) = Sr_{res} - (Sr_{sat} - Sr_{res})[1 + (a_{Kw} \cdot s)^{n_K}]^{-m_K} - Sr = F_w(s) - Sr = 0 \quad (2.43)$$

onde, a_{Kd} , a_{Kw} , n_K , m_K = são os parâmetros da equação de van Genuchten (1980), a letra d faz referência à trajetória de secagem e w ao umedecimento. Adicionalmente, é definida uma

variável de estado I_w como a razão entre o estado atual e os dois estados limites de referência de umedecimento e secagem.

$$I_w = \frac{Sr - Sr^w}{Sr^d - Sr^w} \quad (2.44)$$

O valor de I_w é igual a 0 quando o estado de umidade-sucção coincide com a WRC de umedecimento e de 1 para a curva de secagem. Assim, a representação escalar da histerese hidráulica atual é dada por I_w ($0 \leq I_w \leq 1$). Combinando as equações 2.42, 2.43 e 2.44 pode-se obter uma função unificada da SWRC que represente a histerese hidráulica:

$$f_c(s, Sr, I_w) = I_w F_d(s) + (1 - I_w) F_w(s) - Sr = 0 \quad (2.45)$$

A Figura 2.11 apresenta a *current retention surface* (CRS), representado pela equação 2.45 de tal modo que qualquer estado de (s, Sr, I_w) existe no CRS.

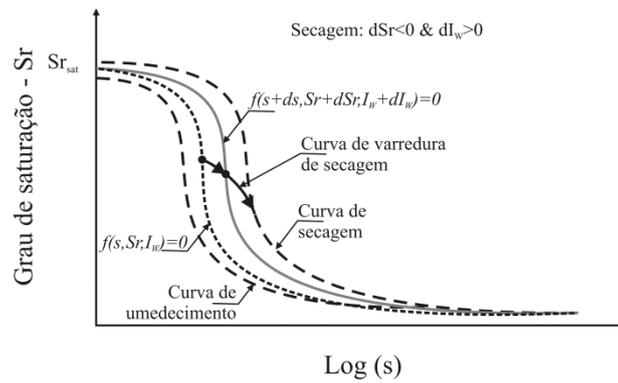


Figura 2.11. Relação entre o estado de saturação atual Sr , a sucção s e a variável de estado I_w (Kyokawa, 2010).

Zhou *et al.* (2012) apresentam uma aproximação incremental que relaciona o índice de vazios inicial com o grau de saturação para considerar o efeito da densidade na SWRC. A aproximação desconsidera as mudanças de volume relacionadas com as mudanças na sucção, adicionalmente, emprega o conceito de Sr^e proposto por Alonso *et al.* (2010) atribuindo a mudança do Sr é devida a variações no grau de saturação no modo macroporoso, desta forma a relação incremental pode ser escrita como:

$$\frac{dSr^e}{de_i} = -\frac{Sr^e}{e_i} (1 - Sr^e)^\xi \quad (2.46)$$

onde, e_i = índice de vazios inicial; e ξ = parâmetro de ajuste. Na Figura 2.12 apresenta-se o desempenho do modelo, usando a proposta de van Genuchten (1980) para a argila de Boom

estudada por Romero (1999) e considerando a índice de vazios de 0,93 como valor de referência.

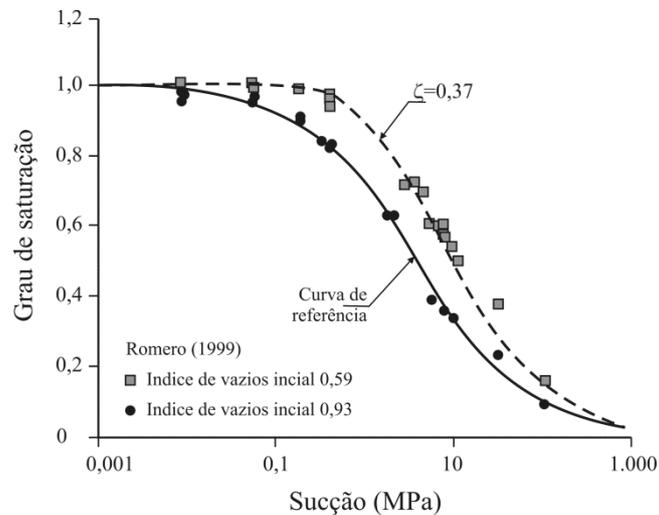


Figura 2.12. Calibração de curvas de retenção com o modelo de Zhou *et al.* (2012).

2.2.2 Modelos para representar a função de permeabilidade de solos não saturados

Segundo Cordão-Neto (2005) no problema de fluxo pode-se considerar o solo saturado como um caso específico do solo não saturado. Para condição saturada tem-se que o volume de água que atravessa um elemento de solo na unidade de tempo é proporcional ao gradiente hidráulico, Lei de Darcy. A constante de proporcionalidade é denominada de coeficiente de permeabilidade.

A definição de uma lei de fluxo para solos não saturados requer considerar uma condição multifásica através de um meio poroso. As duas fases, ar e água, que coexistem nos poros do solo podem ser classificadas como fluidos, sendo necessária uma lei para descrever o fluxo de cada fase, lei de Fick para o ar e lei de Darcy para a água (Fredlund & Rahardjo, 1993). Para uma condição não saturada, o volume de poros preenchidos por água define a região pela qual a água pode se deslocar, conseqüentemente, a permeabilidade depende da quantidade de água armazenada no solo (Cordão-Neto, 2005). Esta ideia é a mesma usada por Mualem (1976) no modelo que relaciona a SWRC com a permeabilidade da água na condição não saturada, a qual pode ser expressa como:

$$k_r^w(s) = \frac{k^w(s)}{k_{Sat}^w} = (\theta)^{1/2} \left[\frac{\int_0^\theta \frac{1}{f(s)} ds}{\int_0^1 \frac{1}{f(s)} ds} \right]^2 \quad (2.47)$$

$$\theta = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{Sat} - \theta_{res}} \quad (2.48)$$

onde, $k_r^w(s)$ = permeabilidade relativa da água; k_{Sat}^w = permeabilidade da água no estado saturado; $k^w(s)$ = permeabilidade da água na condição não saturada; $f(s)$ = função simples da relação umidade-sucção.

Assim, é necessária a definição de uma função de permeabilidade. Esta função pode ser relacionada com qualquer variável de armazenamento de água nos poros do solo. Diversos autores apresentam métodos para a definição da função de permeabilidade, os quais podem ser classificados em dois tipos: i) métodos diretos, que derivam a função a partir da quantidade de água entrando ou saindo do solo devido às mudanças na sucção (Olson & Daniel, 1981); e ii) métodos indiretos, derivam a função do tamanho e distribuição dos poros ou da SWRC com o modelo de Mualen (García-Bengochea *et al.*, 1979; van Genuchten, 1980; Fredlund & Rahardjo, 1993).

Olson & Daniel (1981) a partir da equação de consolidação unidimensional para o caso não saturado, propõem calcular a permeabilidade da água para cada par umidade-sucção do processo de secagem realizado no laboratório em uma placa de pressão, método *out-flow*, como:

$$k_i^w(s, \theta) = \frac{T_{50} \cdot \gamma_w \cdot \lambda_s \cdot L^2}{t_{50}} \quad (2.49)$$

onde, T_{50} = fator de tempo para o 50% de saída da água no intervalo; γ_w = peso específico da água; λ_s = razão entre quantidade de água ejetada e a mudança na sucção ($d\theta/ds$); L = altura da camada porosa; t_{50} = tempo para o 50% de saída da água. O procedimento é:

- 1) Determinar a permeabilidade saturada da água da cerâmica porosa (k_d) e a sua espessura (L_d) antes de iniciar o fluxo de água por mudança na sucção;
- 2) Calcular a altura do corpo de prova (L) e a razão entre quantidade de água ejetada (*out-flow*) e a mudança na sucção (λ_s), para o incremento de pressão de avaliação;
- 3) Assumir um valor de k_i^w para o cálculo inicial;
- 4) Calcular o coeficiente de impedância R ($R = (k_i^w/k_d)(L_d/L)$);
- 5) Obter o fator de tempo (T_{50}) da Figura 2.13;
- 6) Calcular k_i^w usando a equação 2.49;
- 7) Se o novo valor de k_i^w é consideravelmente diferente do assumido retorne ao item 4).

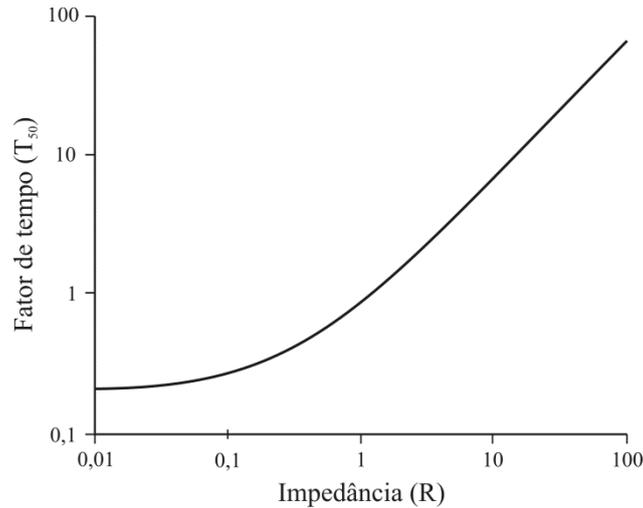


Figura 2.13. Influência da impedância no fator de tempo para o 50% da saída de água (Olson & Daniel, 1981).

García-Bengochea *et al.* (1979) aplicam a lei de Darcy na equação de fluxo laminar de Hagen-Poiseuille para o caso de um cilindro capilar obtendo:

$$k_i^w = K \frac{\gamma_w}{\mu} = \frac{\gamma_w}{8\mu} n \sum_1^i f(r_i) r_i^2 \quad (2.50)$$

onde, K = permeabilidade intrínseca do meio poroso; γ_w = peso específico da água; μ = viscosidade absoluta da água; n = porosidade; $f(r_i)$ = função de frequência dos poros; r_i = raio do tubo capilar que define o tamanho do poro. A equação 2.50 estabelece de forma direta a relação entre o tamanho e a distribuição dos poros com a permeabilidade intrínseca do meio poroso. É importante resaltar que a somatória na equação é o segundo momento estatístico com relação à origem da distribuição de poros (variância).

Van Genuchten (1980) incorpora uma função empírica da distribuição de poros que representa a SWRC na proposta de Mualem (1976). A integral da equação 2.47 é feita analiticamente e permite obter a função de permeabilidade da água usando os parâmetros de ajuste da SWRC. Por tanto, permite obter a função em curvas de secagem e umedecimento. O desempenho da proposta de van Genuchten (1980) e a correspondência entre a SWRC e a função de permeabilidade relativa da água são apresentados na Figura 2.14.

Fredlund & Rahardjo (1993) descrevem o modelo de predição da função de permeabilidade embasado na variação aleatória dos tamanhos dos poros (Childs & Collis-George, 1950; Marshall, 1958; Kunze *et al.*, 1968). O cálculo da função de permeabilidade é

feito incrementalmente dividindo a relação umidade-sucção em n partes iguais de água armazenada (Figura 2.15), finalmente a função é obtida pela seguinte expressão:

$$k_r^w(\theta)_i = \frac{\sum_{j=i}^m \frac{2(j-i)+1}{s_j^2}}{\sum_{j=i}^m \frac{2j-1}{s_j^2}} \quad (2.51)$$

onde, $k_r^w(\theta)_i$ = permeabilidade relativa da água para o teor de umidade θ_i ; i = intervalo incremental quando decresce a quantidade de água armazenada, para $i=1$ o solo esta perto da saturação; j = contador desde i até m ; m = número de incrementos da SWRC; $s = u_a - u_w$ sucção mátrica.

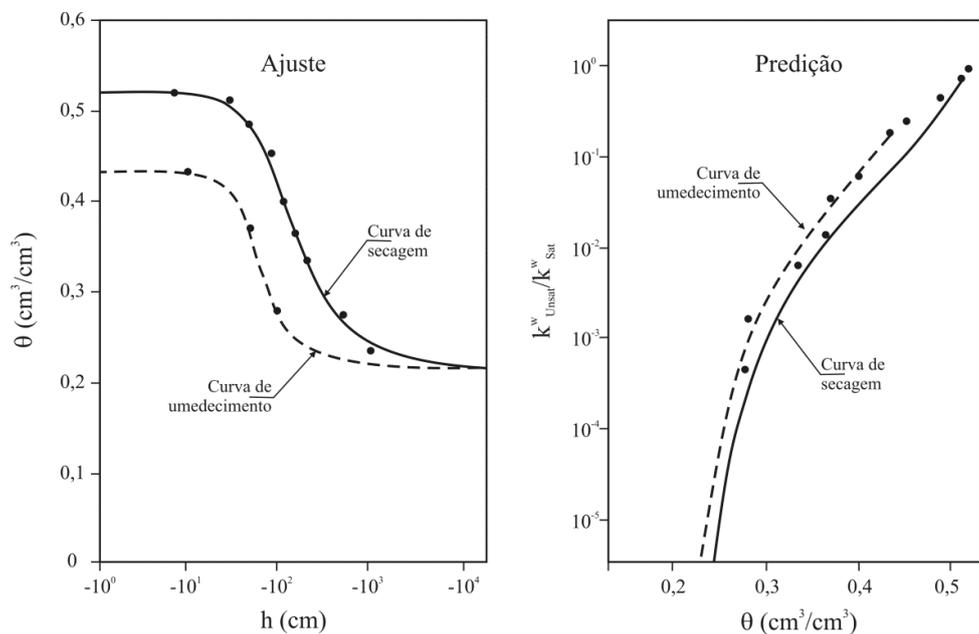


Figura 2.14. Desempenho da formulação de van Genuchten (1980) da relação entre a SWRC e a função de permeabilidade.

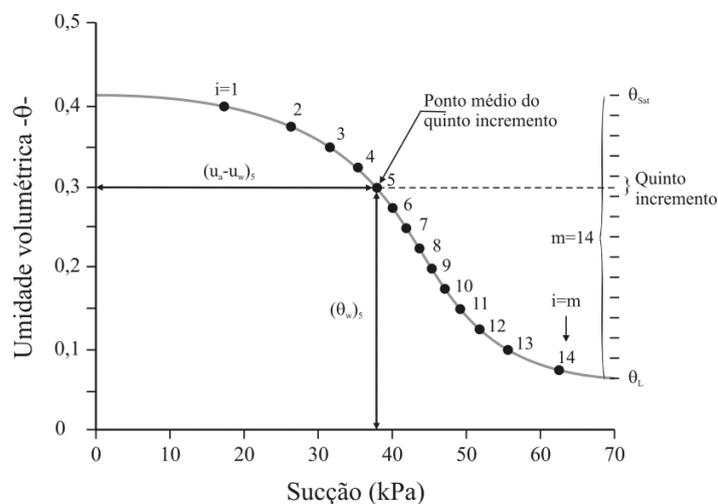


Figura 2.15. Representação típica para obter a função de permeabilidade (Fredlund & Rahardjo, 1993).

2.3 RESUMO

Alguns trabalhos foram apresentados sobre a modelagem constitutiva de solos não saturados. Foi considerado como modelagem constitutiva tanto o comportamento mecânico como o hidráulico.

A modelagem constitutiva do comportamento mecânico foi apresentada separando o comportamento tensão-deformação-sucção dos critérios de resistência ao cisalhamento. Destacam-se os conceitos do estado de tensões no solo não saturado, combinação de tensões líquidas e a sucção, e a tensão efetiva de Bishop. As duas formas de representação das tensões são usadas amplamente na modelagem constitutiva. Sobre a tensão efetiva de Bishop, destaca-se a mudança do parâmetro χ como uma função da relação umidade-sucção.

A modelagem do comportamento mecânico apresentou uma evolução desde a generalização do *Cam-Clay*, para o caso não saturado, até o acoplamento entre o comportamento mecânico e hidráulico. Este acoplamento consegue, entre outros aspectos, inferir as mudanças nas características de retenção de água.

Sobre a modelagem da curva de retenção de água do solo apresentaram-se alguns trabalhos que abordam o problema usando os conceitos da elastoplasticidade.

Finalmente, foram apresentadas algumas metodologias para obter a função de permeabilidade da água. Destaca-se a relação entre a curva de retenção, a distribuição de poros e a função de permeabilidade.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta os aspectos geológico-geotécnicos da região onde foram coletadas as amostras. São incluídos os ensaios da caracterização composicional do material, assim como as características de compactação. A partir das características de compactação são definidas as condições de moldagem das amostras. Além disso, também são descritos os equipamentos utilizados e desenvolvidos para o estudo experimental.

3.1 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

O Distrito Federal localiza-se no Planalto Central do Brasil (Figura 3.1) compreendendo área de 5.814 km², limitando-se ao norte pelo paralelo de 15°30' latitude Sul, a leste pelo Rio Preto, ao sul pelo paralelo 16°03' de latitude Sul e a oeste pelo Rio Descoberto. A vegetação predominante no Distrito Federal é o Cerrado, cobrindo 90% da área. Encontram-se todos os tipos de vegetação comumente englobados sob o termo Cerrado, desde árvores de porte elevado até ervas esparsas (Martins *et al.*, 2004).

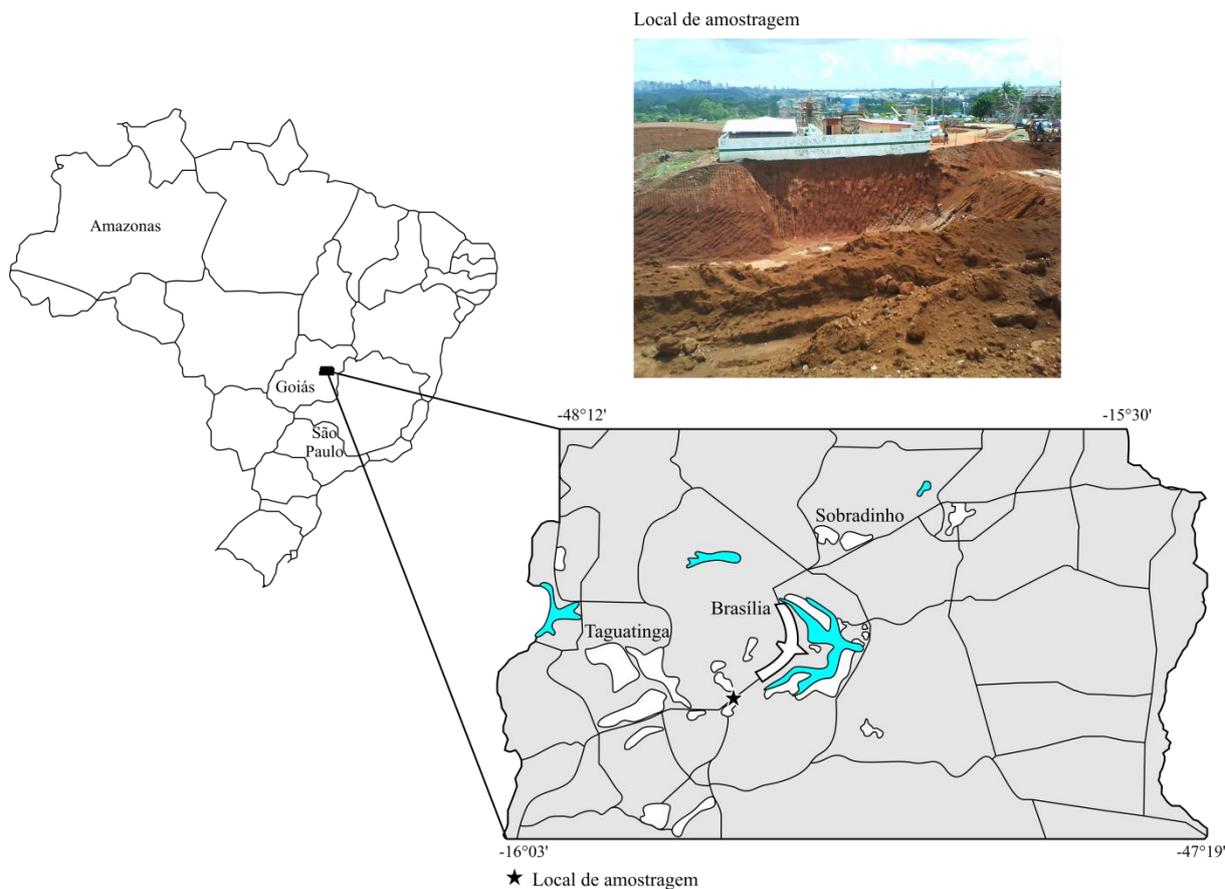


Figura 3.1. Localização do Distrito Federal e o local de amostragem (modificado de Martins *et al.*, 2004).

O clima atual do Distrito Federal é caracterizado pela existência marcada de duas estações: uma chuvosa e quente, entre os meses de outubro e abril, e outra fria e seca, de maio a setembro, período onde a umidade relativa do ar pode descer até 11%. A precipitação média interanual, no Distrito Federal, varia entre 1.200 mm e 1.700 mm.

O Distrito Federal encontra-se na parte mais elevada do Planalto Central Brasileiro correspondendo a uma superfície de erosão de idade terciária. A geologia da região é composta por rochas metassedimentares dos grupos Canastra, Paranoá, Araxá e Bambuí (Freitas-Silva & Campos, 1998). O grupo Paranoá é uma sequência composta por seis unidades litológicas onde há predominância de rochas dispostas em camadas centimétricas ou decimétricas alternadas, como o caso dos metarrítmitos.

O solo estudado nesta pesquisa foi retirado de uma área de empréstimo situado na margem esquerda da Estrada Parque Taguatinga (EPTG), a três quilômetros após da interseção com a EPIA. O local selecionado para a retirada das amostras fez parte da escavação usada como empréstimo de material para aterros de aproximação de viadutos da construção da EPTG. É comum nas regiões de solos tropicais, com predomínio do intemperismo químico, a lixiviação rápida dos álcalis e alcalino-terrosos (K, Mg, Na, Ca, entre outros) acompanhado do enriquecimento de elementos mais imóveis (Fe, Al e Si). O efeito na composição mineralógica é a presença de argilo-minerais 1:1, Caolinita, e de óxidos e hidróxidos, tais como Hematita, Goethita e Gibbsita (Figura 3.2). Segundo Martins (2000) o local da jazida de empréstimo é caracterizada pela predominância de solos argilosos cuja composição mineralógica é: 42-50% de caolinita, 18-20% de gibbsita, 16-22% de quartzo, 4-9% de illita, 4-8% de goethita e 1-10% de hematita.

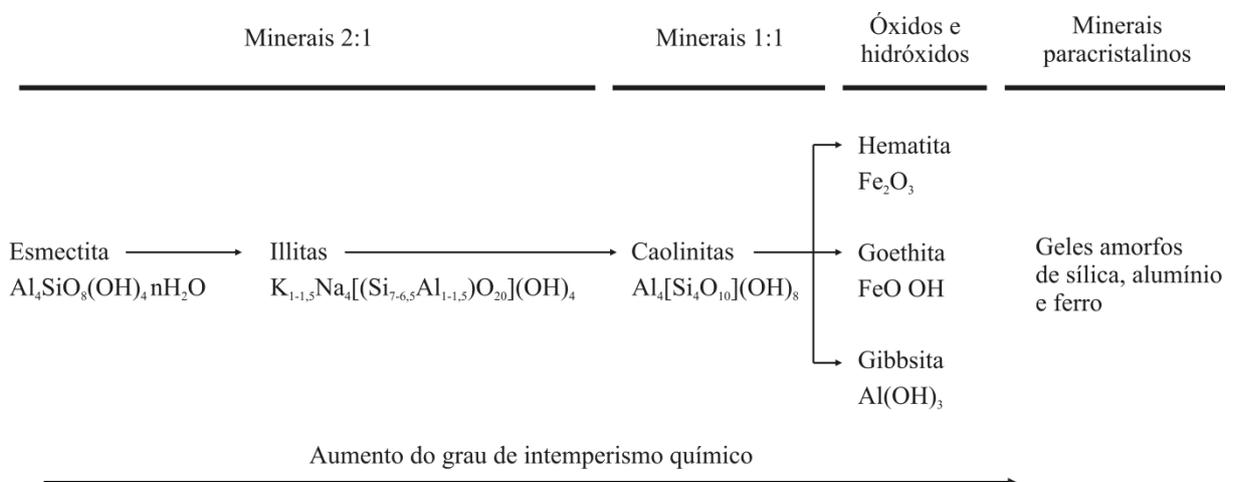


Figura 3.2. Evolução mineralógica devido ao intemperismo químico (Cardoso, 2002).

A caracterização da composição do solo e estudo dos grãos do material envolveu técnicas de análise física e química de uso frequente na geotecnia. Na Figura 3.3 é apresentado o fluxograma dos ensaios seguido das técnicas usadas e normas utilizadas para cada caso.

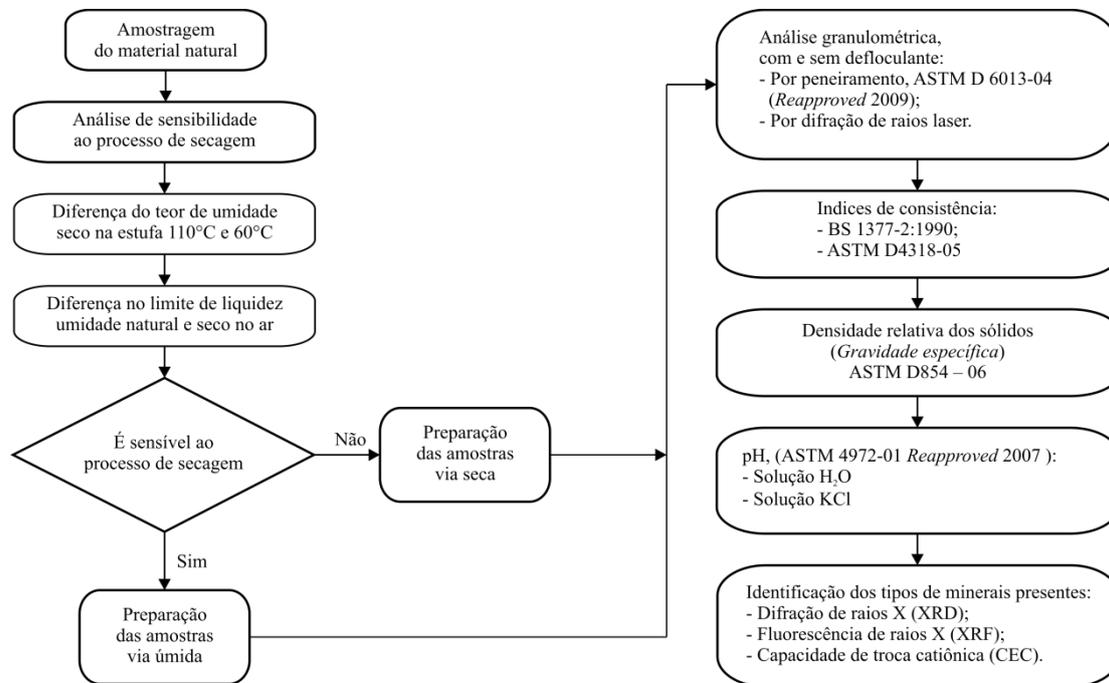


Figura 3.3. Fluxograma adotado para a análise da composição do solo.

Após a amostragem foram feitas duas provas simples para identificar a presença de minerais sensíveis ao processo de secagem. A primeira consistiu na avaliação do teor natural de umidade usando duas temperaturas de secagem na estufa de 60 e 110°C, sendo obtidos 22,5 e 23,0% respectivamente. A segunda foi feita a partir da diferença nos índices de consistência variando o método de preparação da amostra, seca no ar e úmida. Para as amostras secas ao ar, o limite de liquidez foi de 40% e o índice de plasticidade de 12%, enquanto para as amostras úmidas foi de 42% e 11%, respectivamente. Os dois testes permitem inferir que o material não possui uma quantidade significativa de minerais sensíveis ao processo de secagem, dada a baixa diferença entre os resultados. Esta condição será verificada posteriormente com a identificação dos minerais presentes por meio da difração de raios X (XRD).

Na Tabela 3.1 são apresentados os resultados das características composicionais do material. Para os ensaios convencionais de consistência, densidade relativa dos sólidos e pH, foram feitas pelo menos cinco determinações com o objetivo de identificar a variabilidade do material.

Tabela 3.1. Sumário das características composicionais do solo e estudo dos grãos.

Característica	N	Valor médio	CV (%)*
Teor de umidade	5	23%	---
Limite de liquidez	5	40%	1,8
Índice de plasticidade	5	12%	12,0
Densidade relativa dos sólidos (Gs)	14	2.76	1,1
pH em água	5	6,0	2,4
pH em KCl	5	5,6	2,4
CEC	1	8,0 mE/100ml	---

* CV, coeficiente de variação amostral.

Segundo os índices de consistência e a distribuição dos tamanhos dos grãos obtida com o uso de defloculante químico, o material classifica-se como ML no Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS). A atividade do material é baixa, apresentando um valor inferior a 0,5, típico de solos com alta quantidade de caolinita e minerais que apresentam baixa expansão.

A Figura 3.4 apresenta as curvas granulométricas do material obtidas pelas técnicas de peneiramento e difração de raios laser. A determinação envolveu dois métodos de preparação via úmida. Determinou-se inicialmente o tamanho e distribuição dos grãos em água destilada, e finalmente após a lavagem em uma solução de água destilada com hexametáfosfato de sódio como agente dispersante o material foi secado e analisado novamente. As distribuições apresentam uma diferença considerável quando é usado o defloculante químico em relação à amostra preparada com água. A diferença indica a presença de agregações no solo, neste caso, devido à união de partículas com tamanho silte e argila para formar grãos com tamanho areia. A quantificação da agregação relativa (AR) foi realizada medindo as mudanças entre as curvas de distribuição acumuladas, transformando as abscissas para escala logarítmica ($x = \text{Log}[D]$), conforme a equação:

$$AR(\%) = \frac{\left| \int_{x_0}^{x_f} W^{ag} dx - \int_{x_0}^{x_f} W^i dx \right|}{\int_{x_0}^{x_f} W^i dx} \cdot 100\% \quad (3.1)$$

onde, x_0 e x_f = logaritmos dos diâmetros mínimo e máximo da curva de distribuição granulométrica acumulada; W^{ag} = percentagem acumulado na curva sem defloculante; e W^i = percentagem acumulado na curva com defloculante. Calculando a diferença relativa entre as duas curvas granulométricas estima-se uma agregação de 65%. Embora, a forma da curva granulométrica seja unimodal nos dois casos, a diferença entre as curvas devido à existência de agregações é um indicativo de uma distribuição de poros bimodal. Esta condição pode ser

verificada por meio da forma da curva de retenção de água no solo e na porosimetria por intrusão de mercúrio no Capítulo 4.

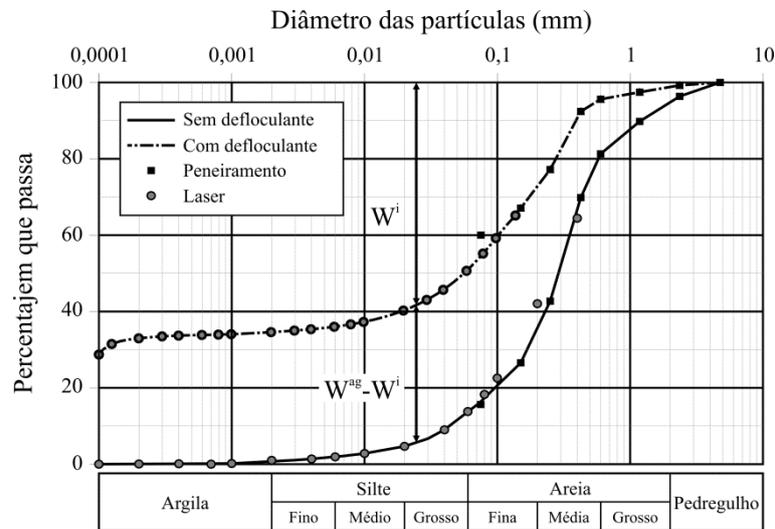


Figura 3.4. Curvas granulométricas segundo ASTM 6013-04.

O resultado da identificação dos minerais existentes pelo método de difração de raios X (XRD) é apresentado na Figura 3.5. A determinação da forma do sinal de difração como função do ângulo de incidência foi obtida com um equipamento *ULTIMA IV RIGAKU* com tubo de cobre e filtro de níquel. No ensaio foi usada uma onda com comprimento de $1,54 \text{ \AA}$ e uma velocidade de varredura de $0,05^\circ/\text{min}$. A amostra foi preparada via seca ao ar triturada com um almofariz de ágata e passante pela peneira No. 200.

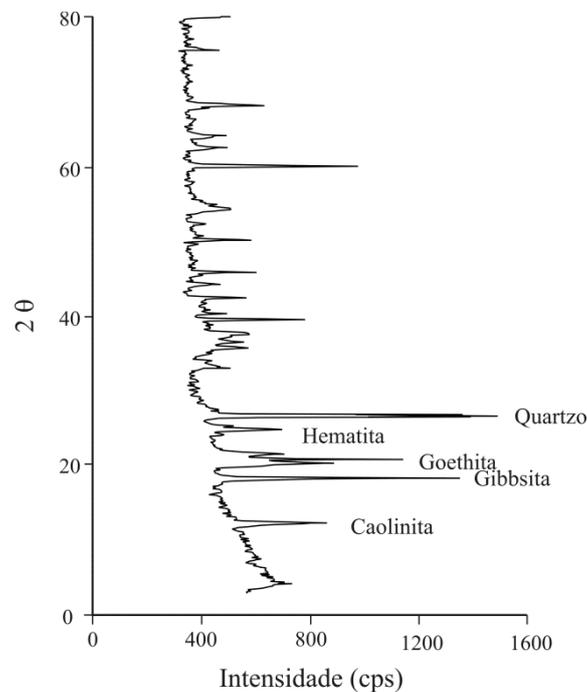


Figura 3.5. Difratograma e tipos de minerais que compõem o solo.

Os minerais, identificados por meio da técnica XRD, do solo coletado apresentam coincidência com os reportados por Martins (2000) para a região da jazida de empréstimo, os minerais presentes são quartzo, caulinita, gibbsita, goethita e hematita. A presença de caulinita é apontada também pelos índices de consistência e pela baixa CEC.

A variação da densidade relativa dos sólidos (Gs), para valores maiores que os típicos na caulinita (2,60-2,68), deve-se a elevada quantidade de minerais de ferro e alumínio como a gibbsita, goethita e hematita que apresentam maior Gs. A intensidade do raio X difratado de maior valor presente no difratograma corresponde ao quartzo, o que pode indicar uma resistência ao processo de intemperismo do material e não com a abundância do mesmo.

A composição foi determinada pelo ensaio de fluorescência de raios X (XRF) sobre uma amostra análoga à empregada no DRX. O procedimento de preparação adotado foi desenvolvido no Laboratório de Catálise (LAB-CAT) da Universidade de Brasília, os detalhes podem ser consultados em Borges (2011). A partir da análise dos dados composicionais (Tabela 3.2), verifica-se o alto teor de Fe e Al com relação ao Si e a correspondência com os resultados da DRX. Além disto, mostram que o solo estudado é altamente intemperizado, e pode ser classificado como solo laterítico.

Tabela 3.2. Composição quantitativa por XRF.

Elemento	%	Linha	Int. (cps/μA)
Fe	44,42	FeKa	203,35
Al	36,40	AlKa	2,86
Si	13,83	SiKa	1,91
Ti	4,25	TiKa	10,28
Zr	0,39	ZrKa	5,15
K	0,26	K Ka	0,08
Ca	0,12	CaKa	0,05
Cr	0,10	CrKa	0,41
Mn	0,10	MnKa	0,37
S	0,06	S Ka	0,03
Zn	0,05	ZnKa	0,26
Nb	0,03	NbKa	0,41

3.2 CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO E MOLDAGEM

Uma vez verificada a não sensibilidade ao processo de secagem do solo coletado (1000 kg), este foi secado ao ar e destorroado manualmente. Após a desagregação manual o material foi passado pela peneira No. 4.

Durante o processo de compactação, o solo foi inicialmente umedecido por um período mínimo de 24 horas a partir do estado seco ao ar e então compactado utilizando-se quatro energias diferentes, sendo estas correspondentes a energia abaixo do Proctor normal (ASTM D698-00a), intermediária (PIn) e modificada (PM), norma ASTM D1557-00.

Na Figura 3.6a apresenta os resultados da compactação dinâmica tipo Proctor. O teor de umidade ótima de 22,5% para a energia intermediária, encontra-se muito próxima ao teor natural de umidade (23%). Para o ensaio PN a umidade ótima foi de 24% e de 20% para o PM. Variando até 10 pontos na umidade de compactação, o peso específico seco não apresenta diferenças superiores a 1,5 kN/m³.

As sucções associadas a cada estado de compactação são apresentadas na Figura 3.6b. A sucção cresce com a redução na umidade de compactação. Nos pontos, mais secos, a sucção após da compactação independe do peso específico seco, e à medida que se incrementa o teor de umidade, as isocurvas de sucção são aproximadamente paralelas com relação á curva de saturação teórica. Para umidades baixas, ramo seco do Proctor normal, as sucções geradas durante a compactação são função do tamanho e da distribuição das partículas e da agregação, enquanto no ramo úmido o numero de pontos usados na determinação da sucção não são suficientes para distinguir se as isolinhas dependem da composição do material. Esta ideia será explicada em detalhe com base nas curvas de retenção de água (Capítulo 4). Finalmente, os contornos dão uma ideia da mudança que será gerada durante o processo de saturação.

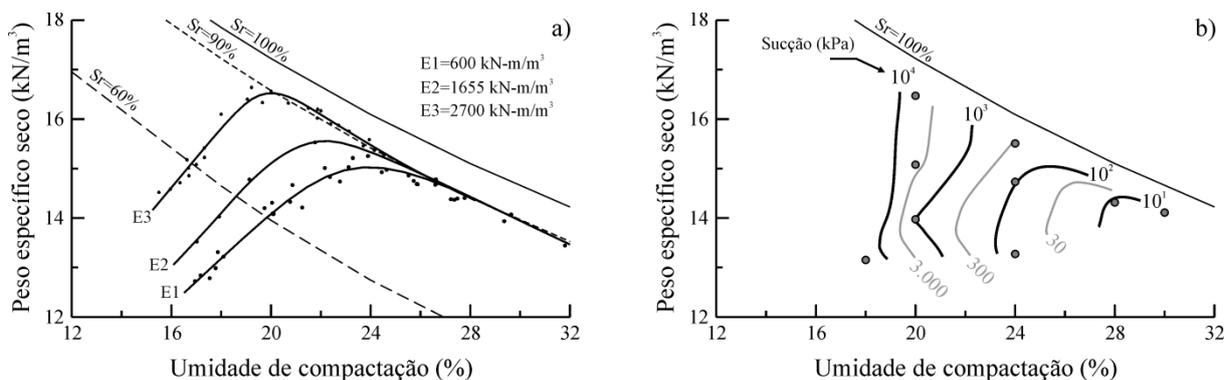


Figura 3.6. Características de compactação do solo para o ensaio Proctor.

Com o objetivo de determinar a variabilidade induzida pelo processo de compactação Proctor no laboratório foram compactados pelo menos seis corpos de prova para seis pontos na curva de compactação (Figura 3.7). No caso da compactação Proctor Normal, a maior variabilidade é obtida no ramo seco da curva de compactação para o teor de umidade de 18%,

enquanto a menor encontra-se no ramo úmido (Figura 3.7a). Quando é mantida a umidade o acréscimo de energia reduz a variabilidade (Figura 3.7b).

As características de dispersão mostradas no procedimento de compactação estão livres de erro na energia externa aplicada, porque foi empregado um compactador mecânico automatizado. Por tanto, pode-se afirmar que a dispersão é controlada por três aspectos: i) quantidade e distribuição da água; ii) energia de compactação absorvida pelo esqueleto do solo; e iii) variabilidade natural do solo. Quando o processo de redução de volume é feito sem perda de água (umidade constante) e o material fica próximo da saturação teórica, a fase de água desde o início até o final da compactação parece estar bem distribuída, gerando uma menor dispersão no resultado final.

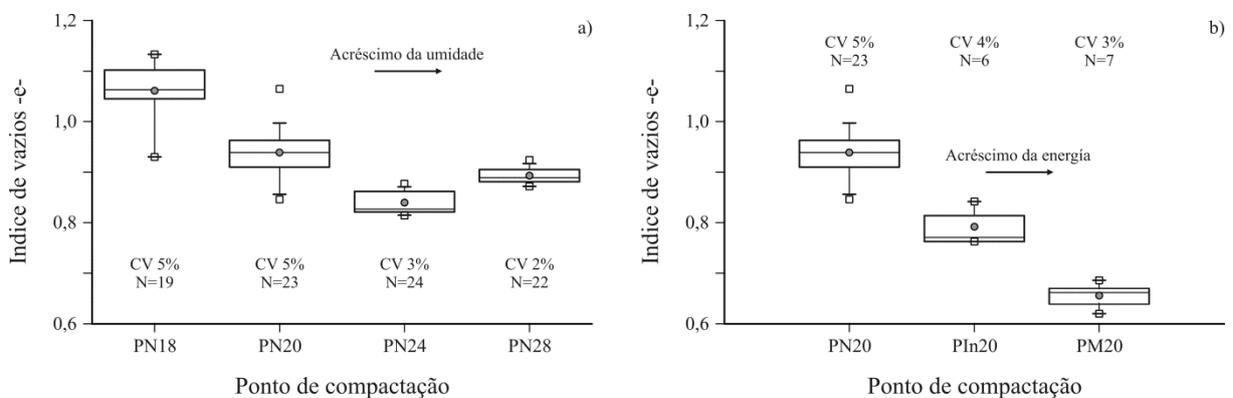


Figura 3.7. Diagrama de caixa (*Box plot's*) para o índice de vazios na compactação Proctor: a) efeito da umidade, b) efeito da energia.

Segundo as características de compactação e a natureza do material coletado, foi definida a malha apresentada na Figura 3.8. A malha pretende capturar as mudanças na SWRC e nas características mecânicas como função da umidade de compactação e da energia, uma vez que essas variações geram diferentes estruturas no solo. No decorrer do documento os resultados serão referidos a esta malha, as siglas adotadas para os pontos de análise na curva de compactação apresentam-se na Tabela 3.3.

Os corpos de prova foram compactados no molde pequeno do Proctor de 101,6 mm de diâmetro e 116,43 mm de altura, e após a compactação os corpos de prova foram moldados nos tamanhos necessários para a execução de cada um dos ensaios. O processo de moldagem dos corpos de prova acrescenta a variabilidade do material. Este efeito foi quantificado com a mudança na distribuição dos dados e o coeficiente de variação amostral (Figura 3.9). O CV no ramo seco apresenta um acréscimo de 5 para 10% (Figura 3.9a). Esta variação pode ser devida à dificuldade na moldagem pelo fato de encontrar agregações de argila com alta resistência no

estado seco que não conseguem se hidratar. Quando a moldagem é feita no teor de umidade ótima do Proctor normal além de fácil, é gerada uma perturbação menor nas amostras. Finalmente, a moldagem no ramo úmido praticamente não incrementa a variabilidade, embora amostras com um volume superior a 100 cm³ sejam facilmente deformáveis, caso dos corpos de prova moldados para a compressão triaxial no ramo úmido do Proctor normal.

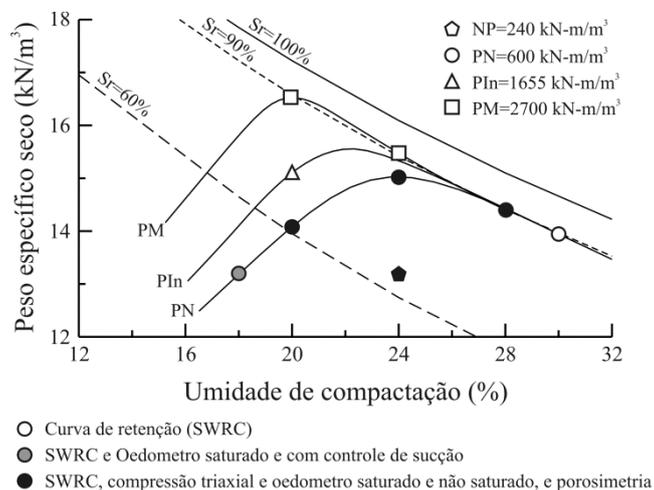


Figura 3.8. Malha indicativa para a moldagem dos corpos de prova.

Tabela 3.3. Siglas adotadas para os pontos de compactação.

Sigla	Energia	Umidade (%)	Referencia
NP24	Não Proctor 240kN-m/m ³	24	Umidade ótima PN
PN18	Proctor normal 600kN-m/m ³	18	Ramo seco
PN20	Proctor normal 600kN-m/m ³	20	Ramo seco
PN24	Proctor normal 600kN-m/m ³	24	Umidade ótima PN
PN28	Proctor normal 600kN-m/m ³	28	Ramo úmido PN
PN30	Proctor normal 600kN-m/m ³	30	Ramo úmido PN
PIn20	Proctor intermediário 1655kN-m/m ³	20	Umidade ótima PM
PM20	Proctor modificado 2700kN-m/m ³	20	Umidade ótima PM
PM24	Proctor modificado 2700kN-m/m ³	24	Umidade ótima PN

Após a compactação, quatro pontos foram analisados com microscopia eletrônica de varredura (SEM). As superfícies observadas, após a quebra e desidratação das amostras, são apresentadas na Figura 3.10. A textura para pequenos aumentos (x100) nas amostras PN20, PN24 e NP24 é similar, se comparadas com a textura da amostra PN28 que apresenta uma superfície suave (*smooth*). No ramo úmido (PN28) é possível visualizar as cavidades deixadas pelos grãos no processo de quebra, além da homogeneidade da superfície. Destaca-se na amostra PN28 a presença reduzida de poros com abertura superior a 10 μm (Figura 3.10d). No aumento de x100 observa-se uma diferença entre as amostras PN20 e PN24, sendo que a

porosidade na amostra do ramo seco (PN20) é bem maior, enquanto na amostra correspondente à umidade ótima do Proctor normal (PN24) observa-se uma textura compacta com persistência de poros com aberturas da ordem de 60 μm , embora com menor quantidade.

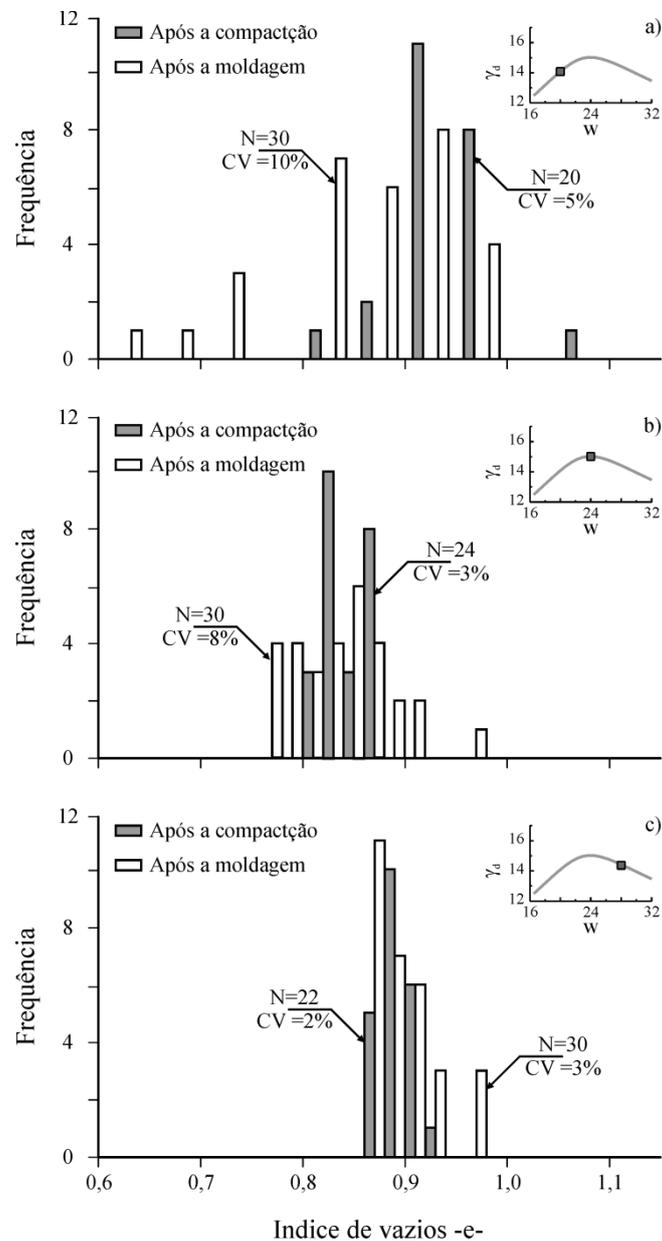


Figura 3.9. Efeito da moldagem na variabilidade dos corpos de prova na energia Proctor normal.

Nas imagens obtidas no SEM para x5.000 de aumento, observa-se agregações de argila com bordas angulosas (Figura 3.11a), além da textura superficial rugosa dominada por microporos com aberturas menores a 0,2 μm (Figura 3.11b). Dependendo da escala a técnica oferece diferentes conceitos de textura, embora a possibilidade de medição seja bidimensional, pode-se ter uma ideia da estrutura do solo, tamanhos dominantes e forma dos poros. A maior dificuldade da técnica é, sem dúvida, o tamanho da superfície a ser varrida.

Assim a possibilidade de identificar feições particulares em lugar de gerais é bastante alta em função das horas de microscopia. O conjunto formado pelas observações da microscopia com a sucção permite identificar as diferenças no processo de compactação, heterogeneidade no ramo seco e homogeneidade no úmido, o que é interpretado por outros autores como a verificação da teoria coloidal de Lambe (1958) aplicada na compactação de solos finos, relacionando o flocculado com heterogeneidade e o disperso com homogeneidade. Neste solo, conseqüentemente com a agregação, o fenômeno coloidal têm menor influência, devido ao tamanho e forma das partículas. Não obstante, no ramo úmido domina o fenômeno capilar como resultado do processo de formação do solo, refletido na presença de microporos e a composição mineralógica. Embora, o objetivo deste trabalho não fosse estudar e propor uma nova teoria de compactação, alguns elementos advindos dos resultados experimentais são destacados para contribuir com as teorias aceitas.

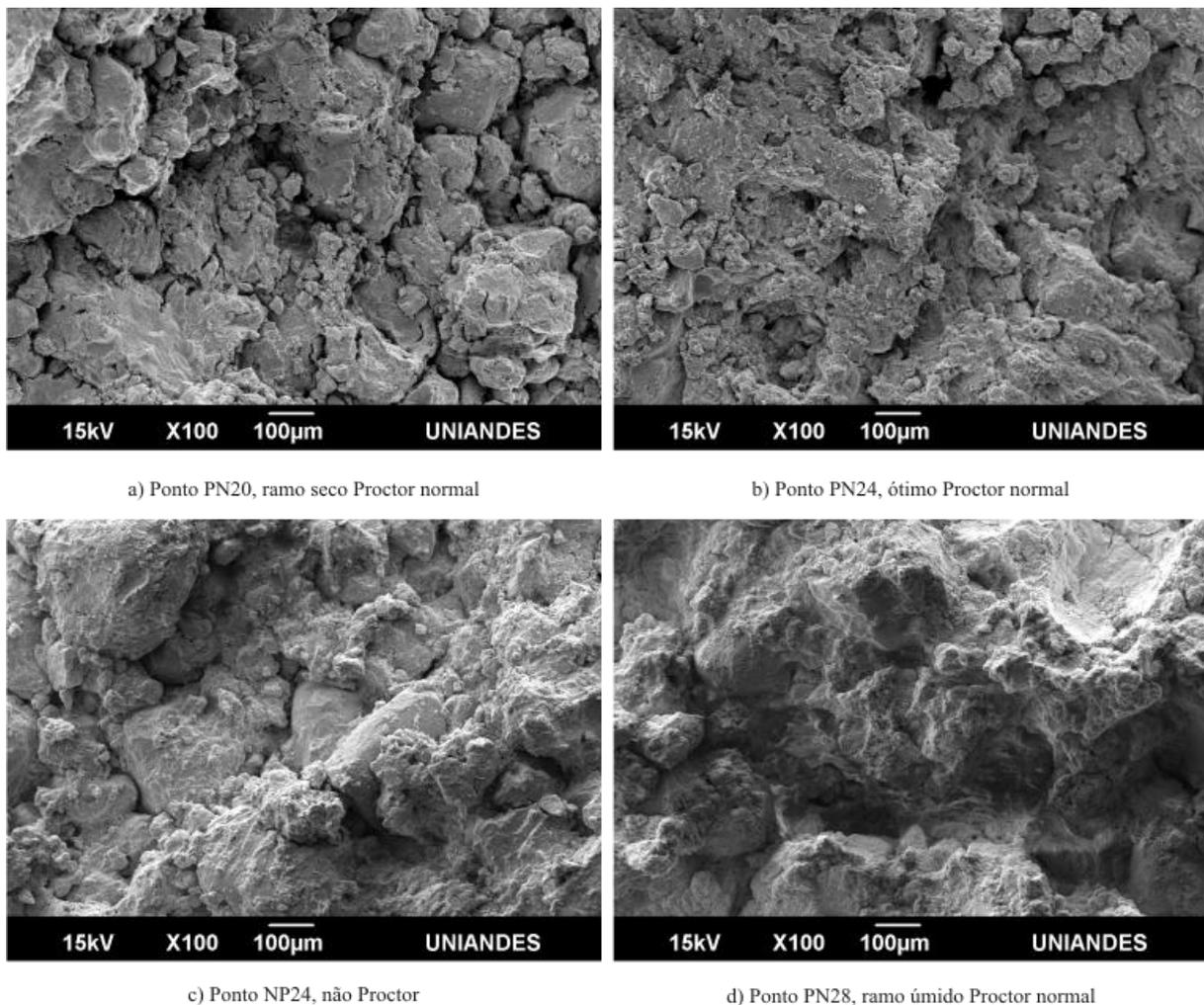


Figura 3.10. Imagens obtidas no SEM para x100 de aumento.

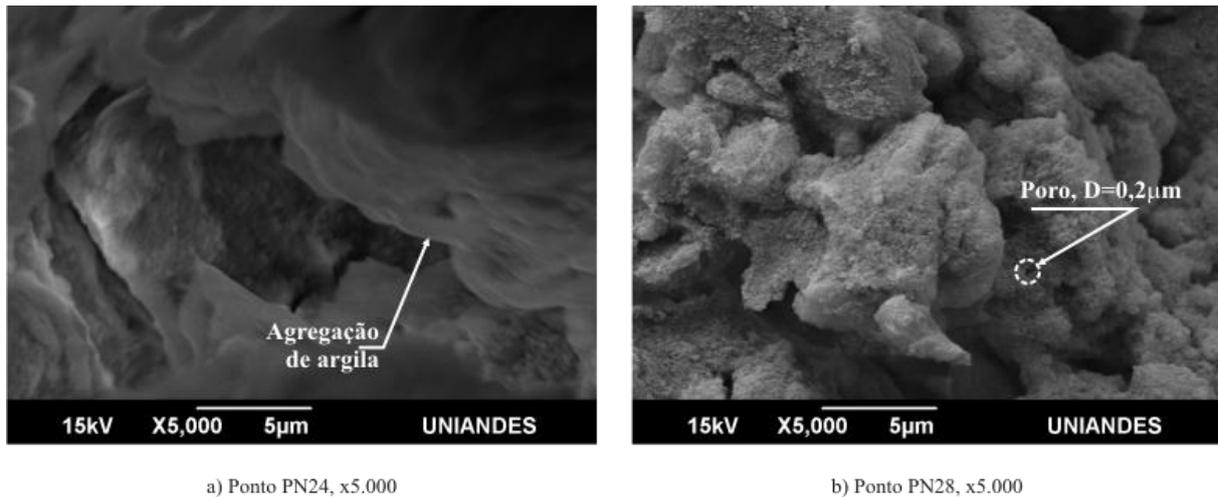


Figura 3.11. Imagens obtidas no SEM para x5.000 de aumento.

3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental envolveu a utilização de equipamentos existentes, o desenvolvimento e adaptação de outros. A seguir são detalhados os equipamentos e os procedimentos de ensaio adotados, assim como as trajetórias seguidas.

3.3.1 Porosimetria

As técnicas de intrusão de mercúrio (MIP) e adsorção de nitrogênio (N_2) foram usadas para medir o tamanho e distribuição dos poros. O procedimento de congelamento com nitrogênio líquido ($-195^\circ C$) e secagem numa estufa a vácuo foi empregado para secar os corpos de prova úmidos de 8 mm de diâmetro e 10 mm de altura, moldados com ajuda de um estilete. Um equipamento de intrusão de mercúrio, AutoPore IV 9500 Micromeritics Instrument Corporation, do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de *Los Andes* foi empregado. O procedimento de intrusão foi realizado por meio de um penetrômetro de 5 cm^3 e uma faixa de pressões entre 3,5 kPa até 228 MPa. A adsorção de nitrogênio realizou-se em um equipamento ASAP da Micromeritics Instrument Corporation do Instituto de Química da UnB, seguindo uma isoterma ($-195,312^\circ C$) de adsorção-desorção com pressões absolutas entre 51,02 e 80,01 mmHg (6,8 e 10,67 kPa).

3.3.2 Curva de retenção de água sem carregamento (SWRC)

Devido às características bimodais na curva de retenção de água e à faixa de variação da sucção de 1 kPa até 30.000 kPa dos solos do Distrito Federal relatadas por outros autores (Guimarães, 2002; Delgado, 2002; Silva, 2007), optou-se por combinar duas técnicas para obter a SWRC. Para as sucções superiores que 10 kPa foi empregada a técnica do papel filtro,

de ampla aceitação e difusão no Brasil. Detalhes sobre esta técnica são apresentados na Tabela 3.4 (Marinho, 1994; Marinho & Oliveira, 2006; Feuerharmel *et al.*, 2006; Mascarenha, 2008). Para as faixas de sucções iguais ou inferiores a 16 kPa foi desenvolvida uma placa de sucção baseada no modelo apresentado por Feuerharmel *et al.* (2006).

Após a moldagem dos corpos de prova, estes foram colocados sobre um conjunto pedras porosas e papéis filtros, com o intuito de saturá-los por capilaridade. Uma vez que os corpos não apresentavam variação de massa, deu-se início à trajetória para obter a SWRC. No caso da secagem os corpos de prova contidos em anéis de aço inox ficaram expostos ao ar até atingir a massa desejada. A trajetória de umedecimento foi feita por gotejamento após a saturação e secagem.

Tabela 3.4. Características adotadas na técnica do papel filtro.

Característica	Procedimento adotado
Tipo de papel	Whatman No. 42
Tipo de sucção medida	Matricial (contato pleno)
Equação de calibração	Chandler <i>et al.</i> (1992)
Condição inicial do papel	Seco ao ar (direto da caixa)
Volume do corpo de prova	20 cm ³
Tamanho do papel	> 9 cm ²
Embalagem	Disco acrílico acima do papel garantindo o contato pleno solo-papel, primeira camada com papel filme, segunda camada com papel alumínio, e terceira camada com papel filme selado com fita adesiva, empacotados dentro de uma sacola plástica hermética
Temperatura do ensaio	25°C ± 0.5°C garantida por uma caixa dupla de poliestireno expandido (EPS) armazenada em uma sala com temperatura controlada
Tempo de equilíbrio	14 dias

De modo sistemático, para todas as determinações da curva de retenção de água do solo na trajetória de secagem, com o método de papel filtro, foram feitas no mínimo três determinações independentes. Em geral, os resultados obtidos para o método são aceitáveis, e o método consegue capturar a forma bimodal que apresenta o material (Figura 3.12). Para níveis altos de sucção (>1.000 kPa) o método apresenta uma baixa dispersão, enquanto para sucções baixas (<25 kPa) o método apresenta uma dispersão maior, além disto o papel filtro não consegue capturar o valor de entrada de ar dos macroporos, o que justifica usar pelo menos duas técnicas na determinação da SWRC, de modo análogo ao que acontece na

granulométrica. A baixa acurácia ou alta dispersão do papel filtro, para as sucções baixas (<25 kPa), pode estar relacionada com as características do papel Whatman No. 42. Ou seja para teores altos de água, o papel perde umidade facilmente, o que incrementa o erro na determinação da sucção. É possível que para melhorar os resultados nesta faixa seja necessário mudar o papel filtro quantitativo para um papel de maior porosidade que o Whatman No. 42. Esta ideia não é desenvolvida neste trabalho.

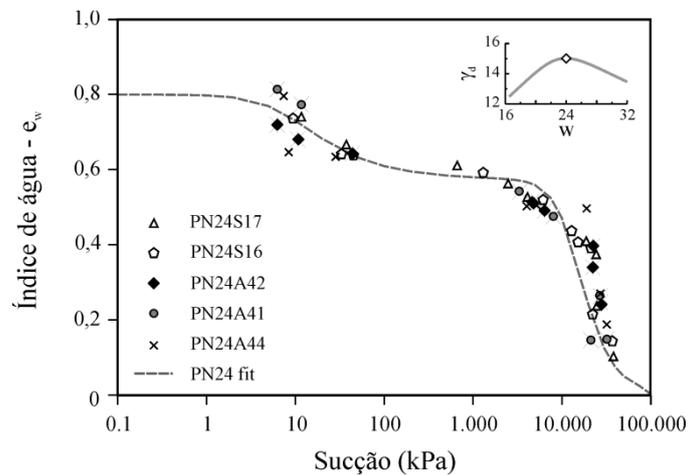


Figura 3.12. Dispersão na determinação da sucção com o método do papel filtro.

Para os valores baixos de sucção (≤ 16 kPa) desenvolveu-se a placa de sucção apresentada na Figura 3.13. O princípio de funcionamento é a aplicação direta de uma carga hidráulica negativa na amostra, mantendo a pressão de ar sob condições atmosféricas. A carga hidráulica negativa é limitada a 100 kPa devido à possibilidade de cavitação dentro do tubo de drenagem (Feuerharmel *et al.*, 2006).

O equipamento é composto por três sistemas principais: i) uma célula de aço inox constituída por três peças: base, anel para amostras e anel superior. A base conta com uma entrada e uma saída para a água deairada, e um fundo rebaixado em forma de espiral para facilitar a saturação da pedra porosa de 1 bar de entrada de ar, e o anel superior é provido de uma tampa acrílica perfurada; ii) um sistema de saturação é constituído por um reservatório de cinco litros e uma superfície que garante uma diferença de nível de 1,5 m em relação ao reservatório; e iii) um sistema de imposição da sucção, composto por uma prateleira colocada a 2,3 m do nível do piso do laboratório, um tubo guia para deslocar verticalmente a bureta provendo uma diferença de nível de 1,7 m, e uma bureta de 50 ml graduada. Com a placa de sucção apresentada, é trabalhada a parte inicial da trajetória de secagem.

O procedimento de ensaio na placa de sucção para a trajetória de secagem considerou os seguintes passos: i) saturar e verificar saturação da cerâmica porosa por meio de um teste de permeabilidade; ii) colocar o corpo de prova contido pelo anel na célula; iii) saturar o corpo de prova; iv) ajustar a altura relativa da bureta com relação à placa para gerar a sucção desejada; v) abrir a válvula para impor a sucção; vi) verificar a mudança de volume na bureta em função do tempo para verificar o equilíbrio do sistema e corrigir a sucção.

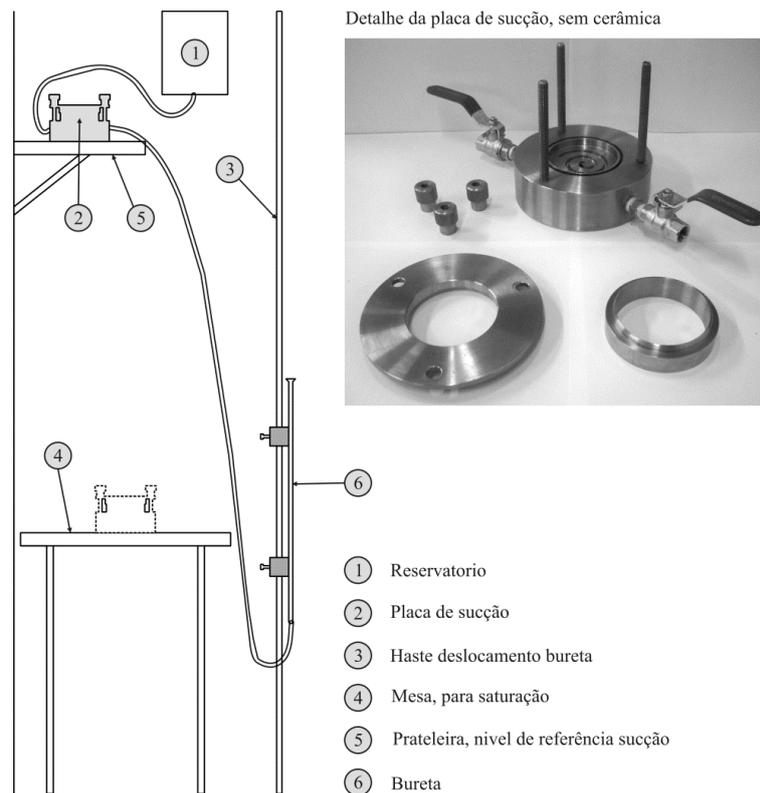


Figura 3.13. Equipamento completo da placa de sucção.

3.3.3 Oedométricos com controle de sucção

Para a caracterização do comportamento hidromecânico de solos não saturados podem ser usadas três técnicas de controle da sucção: i) técnica de translação de eixos; ii) transferência de vapor; iii) técnica osmótica. As técnicas de translação de eixos e osmótica controlam a sucção mátrica do solo, entretanto, a transferência de vapor controla a sucção total. Neste trabalho opta-se por implementar as técnicas osmótica e de translação de eixos para a imposição de sucção, aproveitando prensas e células existentes no laboratório de Geotecnia da Engenharia Civil da Universidade de Brasília.

A técnica de controle de sucção usando o método osmótico (OT) é baseado no princípio de osmose, no qual, um solvente passa de forma espontânea de uma solução de baixa concentração para uma de alta concentração através de uma membrana semipermeável

que as separa. A membrana deixa passar moléculas pequenas como o oxigênio e a água retendo moléculas maiores como o caso do Polietileno de Glicol (PEG). Quando as concentrações para ambas as fases da membrana são diferentes é originada uma variação gradativa de energia que pode ser entendida como a diferença de moléculas livres de água entre as soluções. Devido a este gradiente é gerada a mobilidade da água que atravessa a membrana até equilibrar ambas as soluções.

Na prática um sistema de controle de sucção para solos requer uma série de elementos mínimos, adicionais aos comuns nos laboratórios de mecânica dos solos. Os itens são basicamente: um recipiente para fixar a membrana garantindo o contato entre o solo e a solução, um soluto, um equipamento para verificar a concentração da solução, um aparelho de homogeneização da solução e um sistema de medida de volume ou massa da solução. Historicamente, Zur (1966) foi um dos primeiros pesquisadores a trabalhar com a técnica osmótica no solo, empregando como soluto PEG de 6.000 Daltons massa molecular e uma membrana semipermeável de celulose regenerada com 4.000 *Molecular Weight Cut-Off* (MWCO) para reter as moléculas de PEG. Na Tabela 3.5 são listados alguns autores que têm usado a técnica no ensaio oedométrico. Além disso, resalta-se o tipo de moléculas usadas na solução e as membranas. A coluna verificação faz referência ao método de avaliação da sucção imposta. A verificação indireta é feita através da relação entre a concentração da solução e a sucção total para cada tipo de soluto, e a direta é realizada usualmente com ajuda de tensiômetros de alta capacidade instalados nos cabeçotes das células.

Tabela 3.5. Emprego da técnica osmótica em células oedométricas.

Soluto	Membrana	Verificação	Referência
PEG 6k	Celulose	Indireta	Kassiff & Shalom (1971)
PEG 20k	12-14k Celulose	Indireta	Delage <i>et al.</i> (1992)
PEG 20k	12-14k Celulose	Direta	Dineen (1997)
PEG 20k	14k Poliéter	Indireta	Slatter <i>et al.</i> (2000)
PEG 20k	Celulose	Indireta	Fleureau <i>et al.</i> (2002)
PEG 20k	12-14k Celulose	Direta	Colmenares-Montañez (2002)
PEG 20k	12-14k Celulose	Indireta	Soto (2004)
PEG 35k	15k PES-UF	Direta	Monroy (2005)
PEG 6k	3,5k Celulose	Indireta	Koliji (2008)

Teoricamente, a relação entre a sucção osmótica e um soluto diluído pode ser calculada por meio da Lei de van't Hoff's como função da concentração da solução (número de moles vezes litros de solução):

$$\Pi = i \cdot M \cdot RT \quad (3.2)$$

onde, Π = potencial osmótico; i = fator de van't Hoff's que representa o número de moles na solução vezes o soluto adicionado; M = moles; R = constante universal dos gases (molar) ; T = temperatura absoluta. E esta relação para o PEG, na prática parece bem mais complexa. Na Figura 3.14 são apresentados os dados coletados por Williams & Shaykewich (1969) para o PEG 20k, os autores concluem que a relação é independente do peso molecular e sim da concentração do PEG, e a não linearidade pode ser devida à mudança de viscosidade na concentração (Michel & Kaufmann, 1973). Da equação 3.2 pode-se deduzir a dependência da sucção com a temperatura (Figura 3.15). Tang *et al.* (2011), usando um tensiômetro miniatura, mostraram que a sucção decresce com o aumento da temperatura na ordem de 1,5%/°C ao incrementar a temperatura de 10 até 30°C, esta redução pode ser devida às mudanças na viscosidade da solução que ajudam as moléculas de PEG a atravessarem a membrana acrescentando sais na água do solo, o que reduz a sucção imposta.

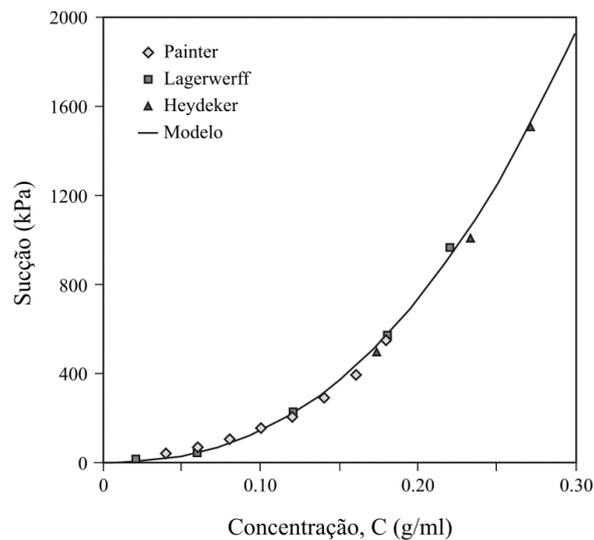


Figura 3.14. Relação entre a sucção e a concentração de PEG 20k (Williams & Shaykewich, 1969).

O controle de sucção pelo método osmótico apresenta como maior vantagem a facilidade de implementação, além da proximidade à condição real, pois, a fase ar é mantida sob pressão atmosférica. Como maior limitação, pode-se citar a sucção máxima de trabalho a ser atingida (usualmente até 2,5 MPa), além da fragilidade das membranas. Geralmente, as membranas de celulose podem durar até 10 dias e sintéticas de poliéter sulfatado até 146 dias (Delage & Cui, 2008).

Neste trabalho, opta-se por usar uma prensa tipo Bishop e construir uma célula de aço inox adaptada para receber na base uma membrana semipermeável de celulose de 12-14k

MCWO, um aparelho que permite circular uma solução de PEG 20k por meio de uma bomba peristáltica com uma vazão entre 17 e 60 ml/min, e uma balança para controlar a massa (Figura 3.16). Todos os equipamentos foram instalados numa sala com temperatura controlada, mantida em 20°C. O projeto da célula foi baseado no reportado por Monroy (2005).

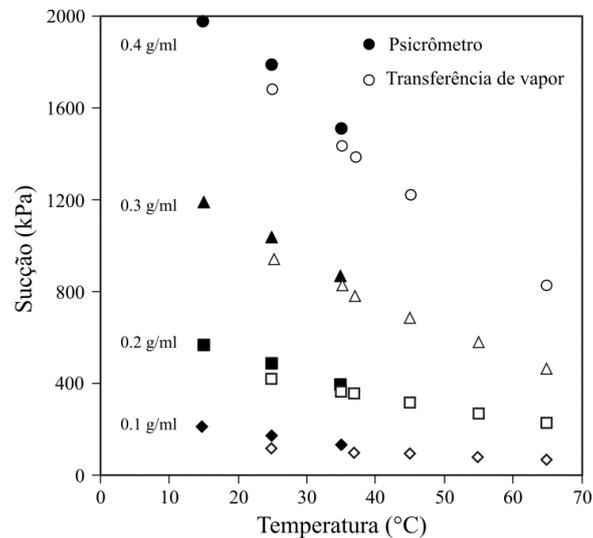


Figura 3.15. Influência da temperatura na sucção para o método osmótico com o PEG 6k (Michel & Kaufmann, 1973).

Devido à faixa de sucção definida para o estudo experimental, entre 0 e 400 kPa, foram usados os dados de Williams & Shaykewich (1969) para obter a sucção como função da concentração do PEG 20k:

$$s(\text{kPa}) = 34.124 \cdot C^{2,39} \quad \text{Chi}^2/\text{DoF}=650 \quad R^2=0,99 \quad (3.3)$$

Durante o trabalho dois índices estatísticos são usados, Chi^2/DoF e R^2 . O valor do Chi^2 dividido pelos graus de liberdade (DoF) é empregado para medir a dispersão dos ajustes não lineares, se não houver desvio o valor do Chi^2/DoF será 0. O coeficiente de determinação R^2 mede o ajuste da curva segundo a razão entre a variância explicada pela regressão e a variância total.

A verificação da concentração durante o ensaio foi realizada por amostragem na solução usando a relação entre o índice de refração em Brix (B) e a concentração por meio de um refratômetro manual (Figura 3.17):

$$C(\text{g}/100\text{ml}) = 1,1066 \cdot B + 0,0139 \cdot B^2 \quad \text{Chi}^2/\text{DoF}=0,065 \quad R^2=0,99 \quad (3.4)$$

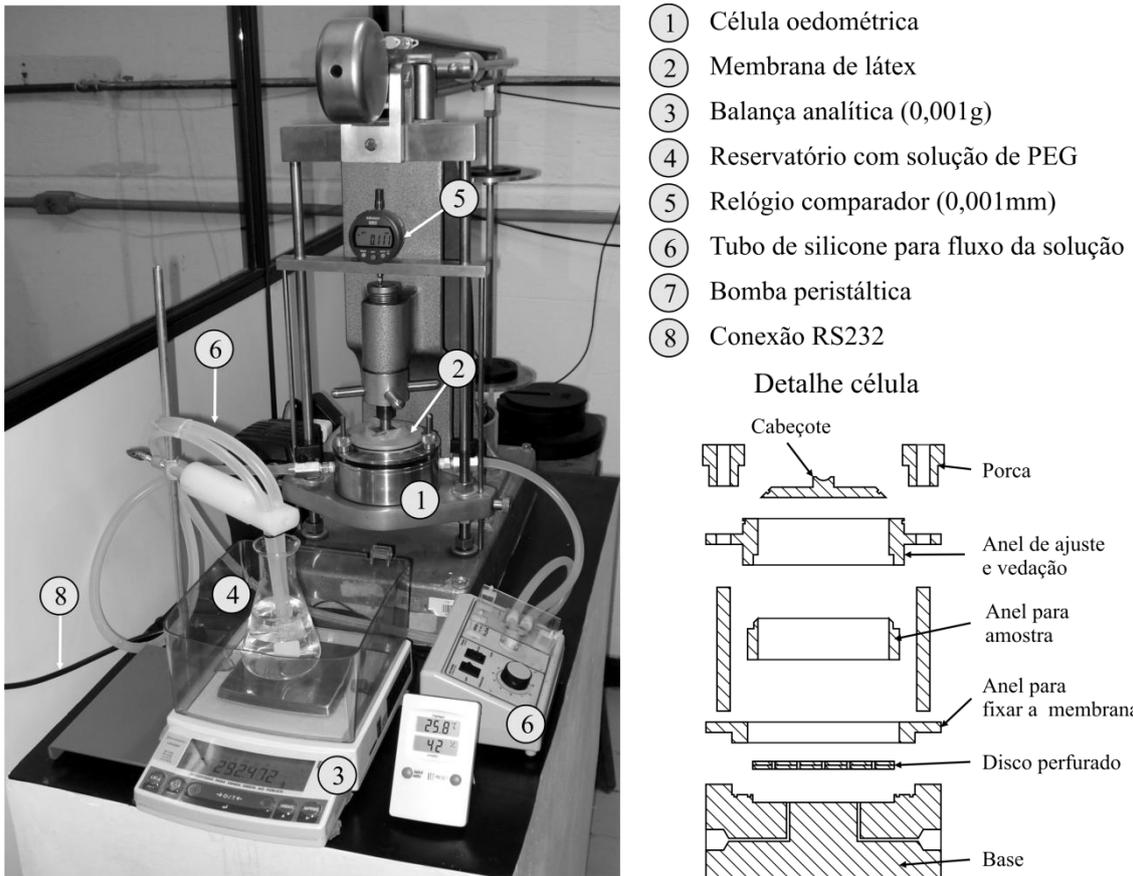


Figura 3.16. Configuração do sistema oedométrico com imposição da sucção pelo método osmótico.

O equilíbrio entre a sucção e a água armazenada no solo é medida pela mudança no reservatório de solução colocado acima da balança. Esta mudança considera evaporação total no sistema. Duas medidas são tomadas para minimizar este efeito: colocar 1 cm de vaselina líquida no reservatório e acoplar uma membrana de látex entre a célula e o cabeçote (Figura 3.16). Além disso, a evaporação total do sistema foi verificada usando uma pedra porosa fabricada com as dimensões do corpo de prova, apresentando uma razão de $-0,0017$ gf/hora (Figura 3.18).

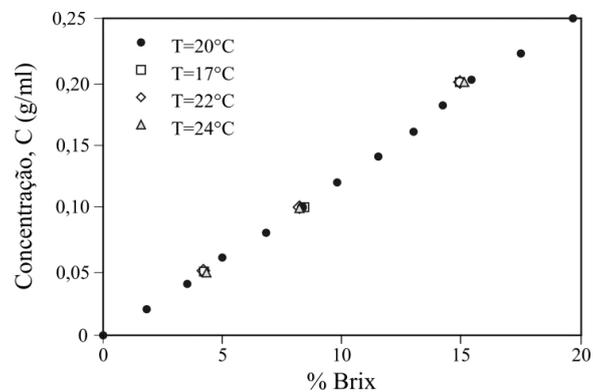


Figura 3.17. Relação experimental entre a concentração e o índice de refração em Brix.

A dispersão na Figura 3.18 é devida fundamentalmente a oscilação induzida pela bomba peristáltica (Figura 3.19), a qual gera uma onda com desvio padrão de 0,005 gf na medida de entrada ou saída da água.

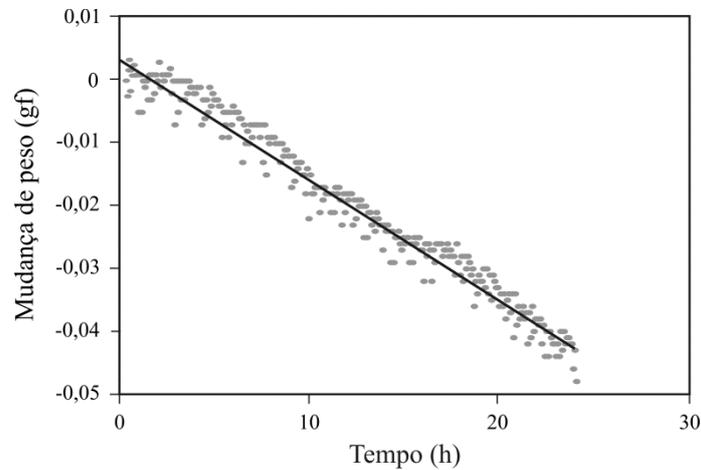


Figura 3.18. Evaporação no sistema de controle osmótico.

Além desta técnica, outros dois equipamentos foram montados utilizando o princípio de translação de eixos (Figura 3.20). O método faz uma translação da origem de referência para medição da sucção, retirando o ar da condição de pressão atmosférica para uma condição de ar pressurizado dentro da célula. Estes equipamentos foram construídos a partir de uma célula oedométrica de aço constituída por três peças: uma base com uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar ($AEV=500$ kPa) que permite colocar o anel com as amostras; um tronco que conduz o cabeçote e separa a câmara de aplicação de pressão de ar do sistema de aplicação de carga vertical, com uma membrana tipo *Bellofram*; e o cap.

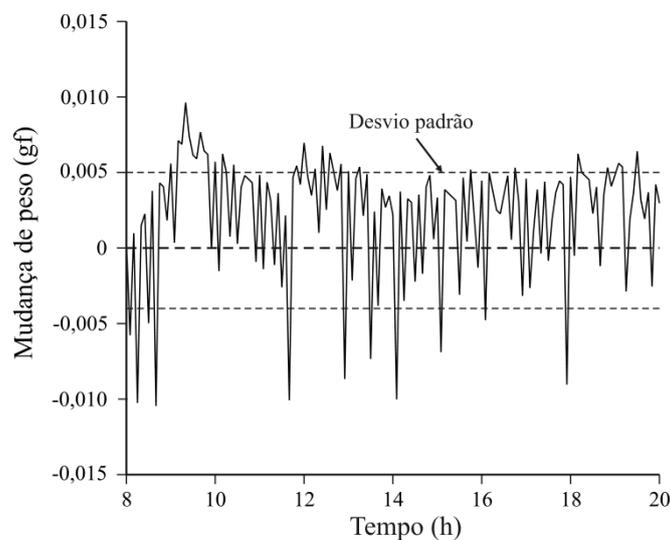


Figura 3.19. Oscilação no controle de peso do método osmótico.

O sistema de pressão de ar é suportado por um compressor convencional com uma capacidade nominal limitada a 1.300 kPa e uma pressão de serviço real de 800 ± 100 kPa, condição que limita a carga máxima vertical total a 800 kPa. Dois painéis independentes fornecem ar regulado para duas células. Os painéis (Figura 3.20) são constituídos por uma entrada de ar comprimido, com dois reguladores de precisão de alívio constante, marca *Fairchild* Modelo 10, com uma capacidade de regulação de 0 kPa até 1000 kPa, além de dois manômetros digitais marca *Zurich* Modelo Z.10.B, equipados com um sensor piezo resistivo com erro de não linearidade e histerese fornecido pelo fabricante igual a 0,25% F.E.

O sistema de pressão de água e volume consiste de dois atuadores servo controlados, configurados com um pistão e um motor de passo que aplica pressão diretamente na água, marca GDS modelos ELDDPC e STDDPC V2 com pressões máximas de serviço de 1000 kPa e 3000 kPa, um volume máximo de 200 ml, uma precisão de 1 kPa para o controle de pressão e de 1 mm^3 para a mudança de volume de água com acurácia 0,15% e 0,25%, respectivamente. Devido à capacidade de medida dos controladores de pressão e volume foi verificada a mudança de volume das tubulações plásticas para ligar o controlador de pressão e volume com as células (Figura 3.21). No cálculo da água armazenada no solo foi descontado o efeito da pressurização da água pelo GDS (Figura 3.21a).

Para registrar os deslocamentos em cada uma das células instalaram-se transdutores lineares de posição do tipo resistivo marca Gefran modelo PY2, com curso elétrico útil de 10 mm (1 k ohms) e erro de não linearidade e histerese fornecido pelo fabricante de 0,3% do curso útil, ligado a um sistema eletrônico de aquisição de dados multicanal marca HBM modelo Spider 8.

De modo sistemático no procedimento de ensaio, verificou-se a saturação das cerâmicas porosas de alto valor de entrada de ar. Esta foi feita por meio do cálculo da permeabilidade com relação ao tempo decorrido num ensaio de carga constante (Figura 3.21b). Finalmente, além das duas células com controle pneumático da carga, uma terceira célula foi empregada na caracterização da curva de retenção sob carregamento. O equipamento é o Fredlund SWCC Device SWC-150 da firma GCTS acompanhado com um quadro de carga pneumática com até 10 kN de força vertical.

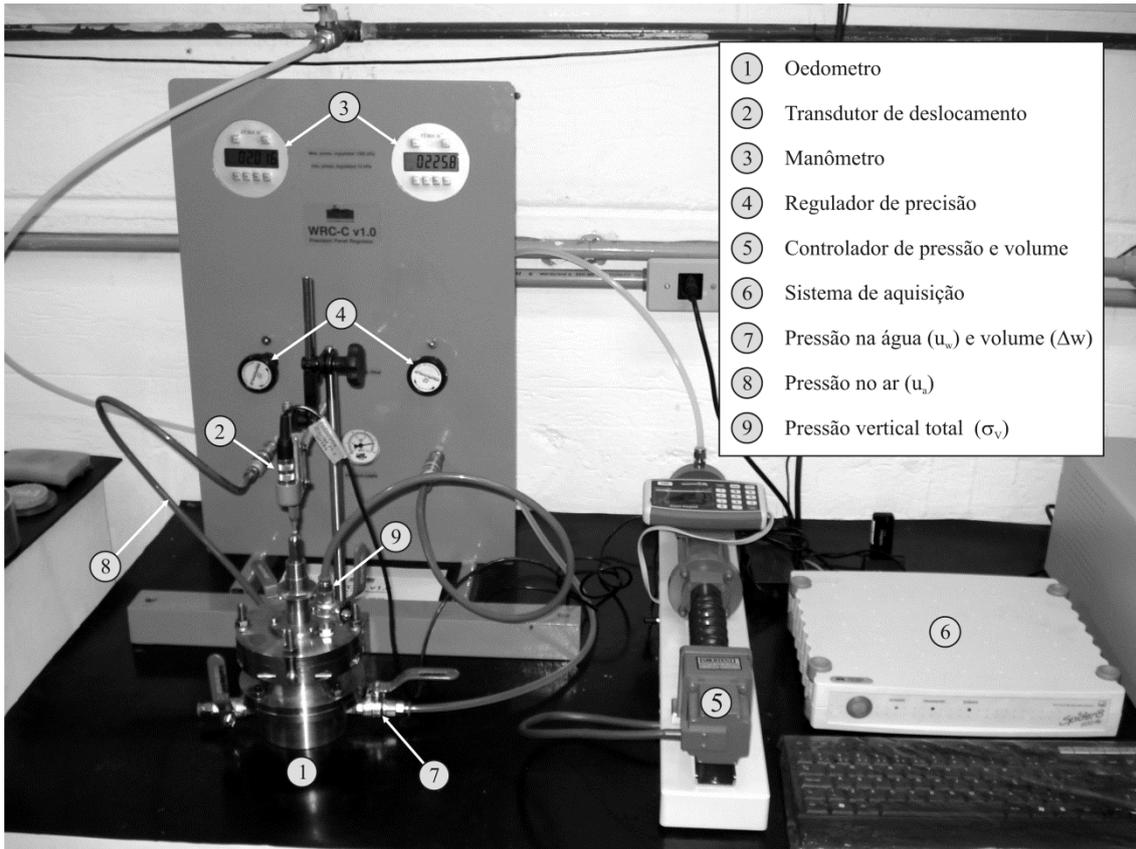


Figura 3.20. Sistema oedométrico com controle de sucção pela técnica de translação de eixos.

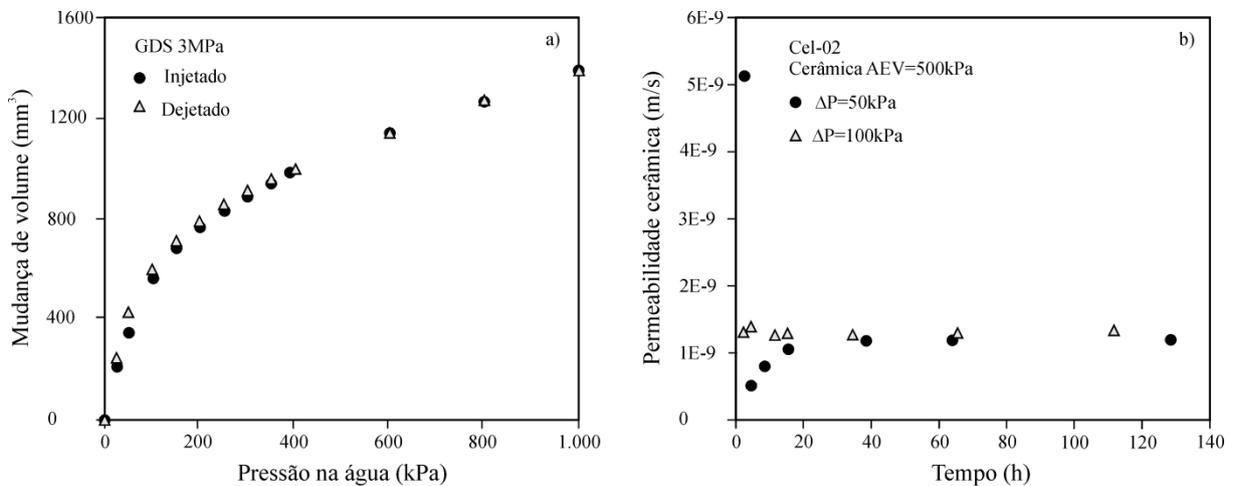


Figura 3.21. a) Mudança de volume no tubo que liga o GDS com a célula, e b) Verificação da saturação das cerâmicas pela permeabilidade em um ensaio de carga constante.

Além das verificações e calibrações próprias de cada equipamento foi testado o desempenho na obtenção da curva de retenção. Na Figura 3.22 são apresentados os dados experimentais da curva de retenção em trajetória de secagem determinados pelas quatro técnicas implementadas: translação de eixos (ATT), método osmótico (OT), placa de sucção, e papel filtro (FP). No ponto PN24 se observa a melhor correspondência entre os métodos (Figura 3.22b). Esta deve-se ao fato da baixa variabilidade deste ponto da curva de

compactação. Destaca-se que a geração dos pares índice de água sucção (e_w, s) para a técnica ATT foram obtidos com a mesma amostra, embora com as técnicas FP e OT cada ponto foi obtido com uma amostra diferente. Este fato pode explicar a dispersão e a localização diferente de alguns pontos com relação à linha de tendência representada pelo ajuste. A diferença entre a técnica ATT e as outras para a amostra no ramo seco PN20 pode ter duas explicações: i) alta dispersão no índice de vazios inicial que é refletida pelo índice de água; ou ii) mudança no menisco pela pressurização de bolhas de ar oclusas dentro da fase água contínua (Marinho *et al.*, 2008). Contudo, o desempenho dos equipamentos é aceitável. As análises das curvas de retenção serão apresentadas no Capítulo 4.

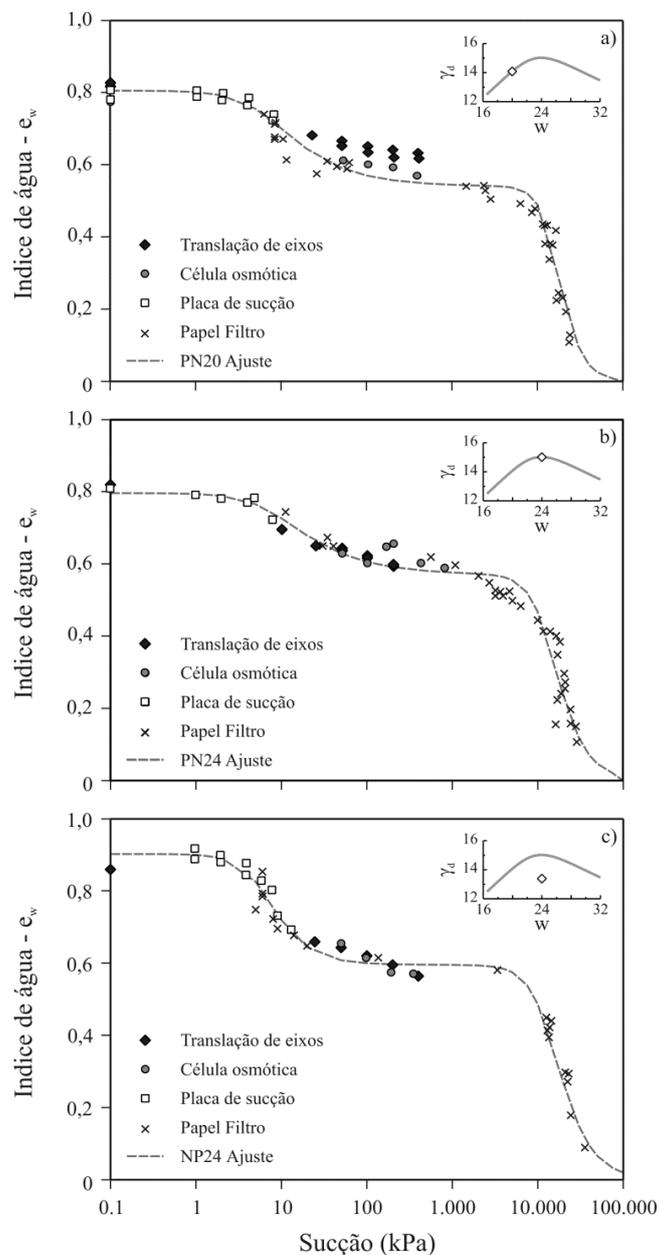


Figura 3.22. Curvas de retenção obtidas por diferentes métodos, verificação qualitativa dos equipamentos desenvolvidos.

3.3.4 Compressão triaxial convencional (CTC)

A determinação do comportamento mecânico do solo saturado foi feita por meio de compressão triaxial convencional (CTC) para condições consolidadas drenadas (CD). Os testes foram conduzidos segundo a Norma BS 1377-8: 1990. Uma prensa Wille Geotechnik foi usada nos ensaios triaxiais.

Nos ensaios de compressão triaxial convencional (CTC) na condição não saturada optou-se pela modalidade de umidade constante (CW). Segundo Rahardjo *et al.* (2004) a compressão triaxial convencional com umidade constante (CTC-CW) é uma prova não drenada, onde a poropressão no ar é mantida constante e a poropressão na água aumenta devido à compressão durante o carregamento, o que representa de forma mais realista as condições de campo. A configuração da montagem, usando os controladores de pressão e volume antes mencionados, é apresentada na Figura 3.23.

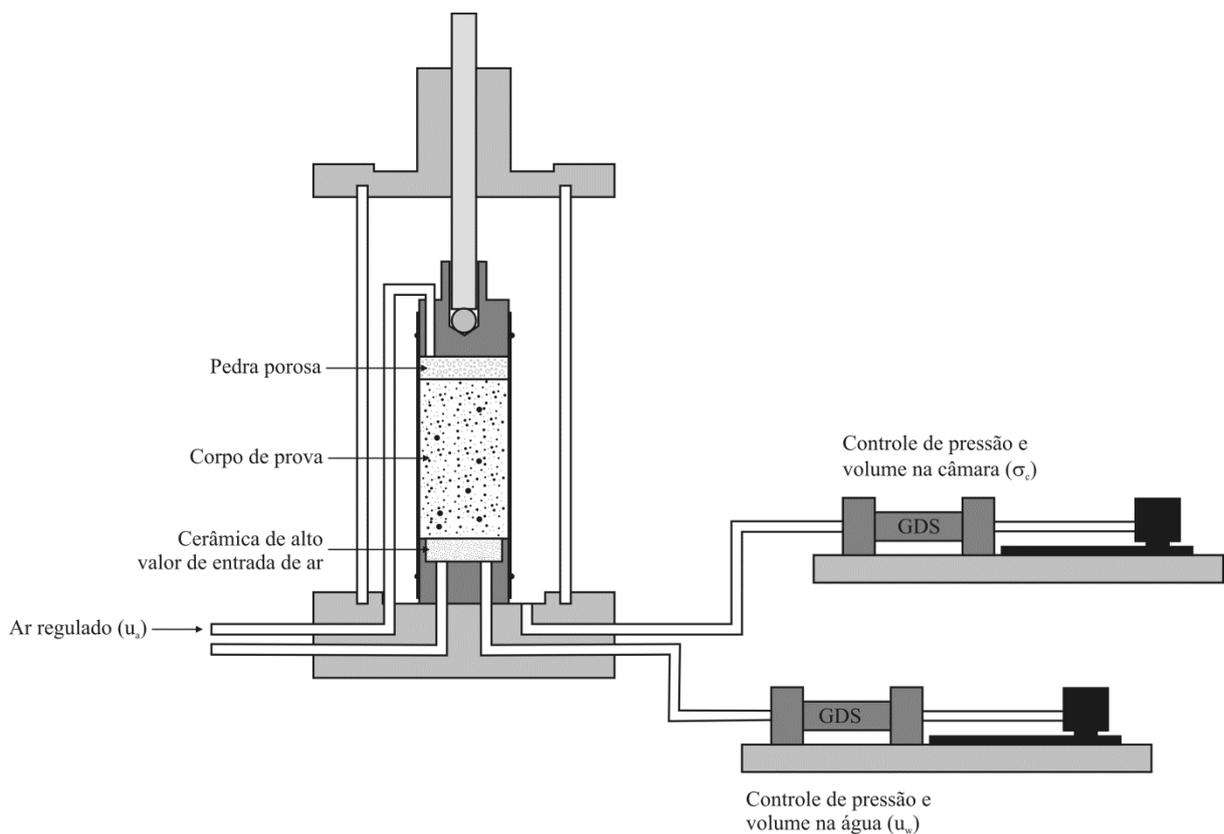


Figura 3.23. Configuração da montagem para a compressão triaxial convencional com umidade constante.

Na preparação das amostras para os ensaios CTC-CW, após da moldagem, a umidade dos corpos de prova foi elevada permitindo a expansão livre e a redução da sucção. O incremento da umidade foi realizado por gotejamento até que o corpo de prova apresentasse

uma aparência úmida e a quantidade de água fosse maior que a umidade de referência na SWRC, para uma sucção de 50 kPa.

Após de umedecer as amostras, os corpos de prova foram montados na câmara triaxial. Inicialmente, foi aplicada uma pressão confinante de 25 kPa. Mantendo a saída de água fechada, foram gerados acréscimos de 10 kPa na pressão no ar e confinante até atingir a pressão da ar da sucção desejada. Este estágio teve uma duração de 24 h, ou, até a pressão de água na base atingir um valor próximo da pressão de ar, o procedimento foi feito com o intuito de equalizar a pressão de ar no corpo de prova.

A seguir, usando o controlador de pressão e volume foi equalizado até a pressão na água atingir a sucção objetivo ($u_a - u_w$), a partir deste momento foi medida a mudança de volume na água e no corpo de prova até atingir a condição de equilíbrio da sucção, determinada pela redução das mudanças na ordem de 0 até 10 mm³ de água. Uma vez atingida a sucção adensou-se isotropicamente o corpo de prova. Finalmente, no estágio de cisalhamento fechou-se a saída de água para manter a umidade constante. A velocidade usada foi a mesma do ensaio CU (0,017 mm/min), segundo a norma ASTM D4767-11.

3.4 RESUMO

Neste Capítulo apresentou-se a caracterização composicional do solo estudado. O material é característico do ambiente do Cerrado. As análises químicas e mineralógicas por difração de raios X sugerem que o material pode-se classificar como solo laterítico. A distribuição granulométrica relata a presença de agregações no solo.

Foram apresentadas as características de compactação do solo estudado. Com base nas características de compactação definiu-se uma malha para obter os corpos de prova do estudo experimental. A partir dos corpos de prova compactados e moldados foi revisada a variabilidade no índice de vazios. E por ultimo, observou-se que aumentos na umidade e na energia reduzem a variabilidade.

Como contribuição do trabalho, para o programa de Pós-graduação em geotecnia, foram apresentados os equipamentos desenvolvidos para fazer o estudo experimental. Duas células com controle de sucção pela técnica de translação de eixos e uma célula com controle osmótico foram apresentadas em detalhe. De forma esquemática, apresentou-se a configuração usada na compressão triaxial convencional não saturada.

4 CARACTERÍSTICAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA E ESTRUTURA

Este capítulo tem como objeto a análise das características de retenção de água como medida da estrutura. Tendo como hipóteses que a estrutura do solo, e a sua evolução, estão relacionadas ao comportamento hidromecânico.

Duas técnicas são usadas para descrever a estrutura do material compactado: as características de retenção de água (SWRC) que refletem os efeitos da fábrica e a composição, enquanto a porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) no meio poroso seco é uma medida da fábrica. É explorada a relação entre a SWRC e o MIP para inferir o tamanho dos poros. As relações são corrigidas e verificadas por meio da mudança de volume na trajetória de secagem e por meio das características de adsorção de água. Adicionalmente, o método de adsorção de nitrogênio permitiu verificar os resultados na região dos microporos.

Os resultados apresentados para a curva de retenção de água foram obtidos usando as técnicas de papel filtro e placa de sucção. O uso de ambas as técnicas na obtenção de características estruturais do solo, em substituição ao MIP, deve-se ao baixo custo e à facilidade de execução em qualquer laboratório de mecânica de solos.

Finalmente, são apresentadas as permeabilidades e as funções de permeabilidade da água obtidas por diferentes métodos.

4.1 CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

A técnica de intrusão de mercúrio foi empregada para medir o tamanho e a distribuição dos poros no meio poroso seco. A porosimetria por intrusão de mercúrio se fundamenta na lei capilar que governa a penetração de um líquido em pequenas cavidades. Esta lei, para o caso de um líquido não-molhante como o mercúrio pode ser representada pela equação de Washburn (Diamond, 1970) para poros cilíndricos como:

$$p = - \frac{4\sigma_{nw} \cos(\theta_{nw})}{D} \quad (4.1)$$

onde, p = pressão absoluta do líquido não-molhante; σ_{nw} = tensão superficial do líquido não-molhante (0.484 N/m para o mercúrio); θ_{nw} = ângulo de contato entre o material poroso e o líquido não-molhante (ângulo que varia para argilas entre 139 e 147° segundo Diamond, 1970); D = diâmetro do poro. Informação com maior detalhe da técnica pode ser consultada em Romero & Simms (2008). Neste trabalho foi assumido um ângulo θ_{nw} igual a 140°.

É aceito na literatura técnica que a intrusão de mercúrio em um meio poroso é um processo similar à injeção de ar durante a secagem na curva de retenção de água do solo (Prapaharam *et al.*, 1985; Romero, 1999; Aung *et al.*, 2001; Simms & Yanful, 2001; Zhang & Li, 2010; Mascarenha *et al.*, 2011). A Figura 4.1 apresenta a analogia entre a injeção de ar e a intrusão de mercúrio. Substituindo o líquido não-molhante na equação 4.1 pode ser obtida a tensão capilar como:

$$u_a - u_w = \frac{4\sigma_w \cos(\theta_w)}{D} \quad (4.2)$$

onde, $u_a - u_w$ = sucção mátrica; σ_w = tensão superficial na interface ar/água (0,0728 N/m); θ_w = ângulo de contato entre o meio poroso e a água (assumido 0° neste trabalho).

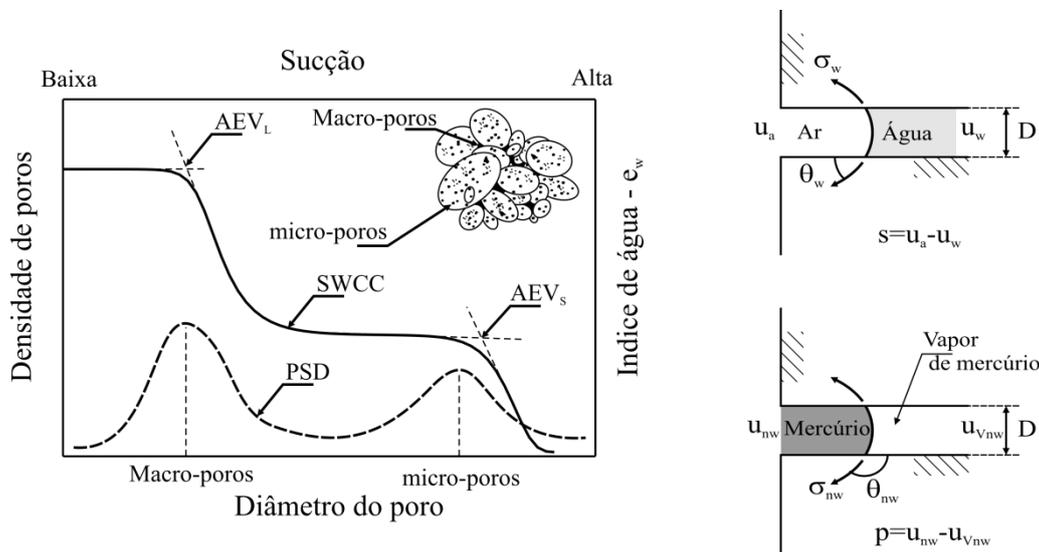


Figura 4.1. Analogia entre função de densidade de poros e a curva de retenção.

Se o diâmetro D das equações 4.1 e 4.2 é o mesmo, as duas pressões podem ser relacionadas como:

$$p \approx 5,102(u_a - u_w) \quad (4.3)$$

Esta equação permite transformar a sucção mátrica em pressão de intrusão de mercúrio. Além disso, a curva de injeção de ar acumulada pode ser obtida da SWRC pelo complemento entre o volume da água com relação ao volume total como:

$$e_a = e - e_w \approx e_{nw} \quad (4.4)$$

onde, e_a = índice de ar (V_a/V_s); e = índice de vazios; e_w = índice de água (V_w/V_s). Neste trabalho opta-se por transformar a SWRC na curva de injeção de ar no solo (SAIC) usando os índices e_a e e_w , de forma similar ao apresentado por Prapaharam *et al.* (1985). As equações 4.3 e 4.4 possibilitam transformar a SWRC na SAIC, e posteriormente, na intrusão de mercúrio. O ajuste dos pares ordenados umidade-sucção por meio de uma equação empírica facilita a transformação. Para tal propósito foi empregada a proposta de Durner (1994) apresentada na equação 2.28 para dois modos com a função de van Genuchten (1980):

$$e_w = \frac{e^L}{[1 + (a_L \cdot s)^{n_L}]^{1-1/n_L}} + \frac{e^S}{[1 + (a_S \cdot s)^{n_S}]^{1-1/n_S}} \quad (4.5)$$

onde, a e n = são parâmetros de ajuste. Os sufixos L e s ou os substantivos macro e micro são usados neste documento para diferenciar grande e pequeno. A palavra micro não está relacionada com micron (10^{-6}). Examinando a equação 4.5, que aplica o princípio de superposição, quando a sucção é zero a expressão se transforma em:

$$e_w(s \rightarrow 0) = e^L + e^S \approx e \quad (4.6)$$

Esta decomposição linear será usada no cálculo das relações massa-volume do solo. Portanto, assume-se o diagrama e as relações apresentadas na Figura 4.2. Esta separação foi utilizada por outros autores na formulação de equações constitutivas (Zhang & Chen, 2005, Koliji *et al.*, 2010; Alonso *et al.*, 2010).

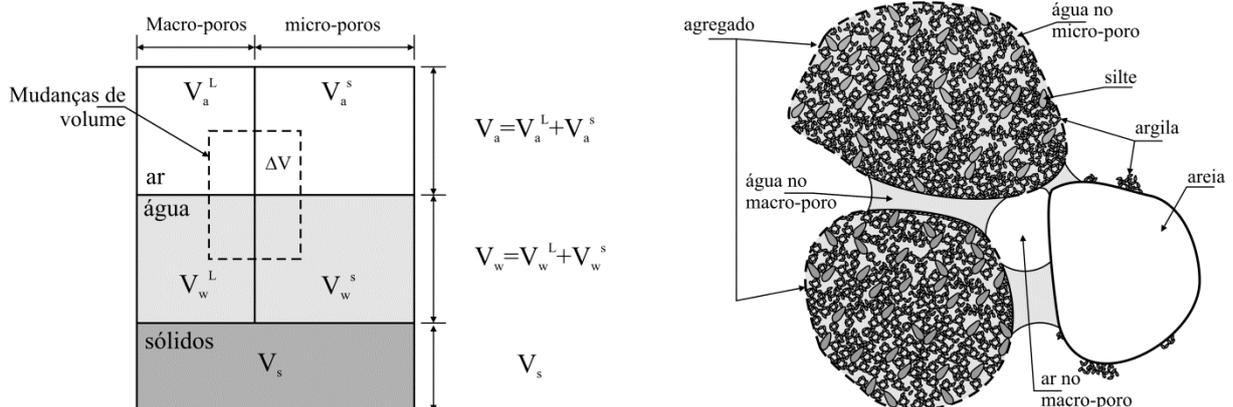


Figura 4.2. Diagrama de fases assumido e representação dos grãos e modos porosos.

A divisão dos poros em dois níveis, macro e micro (Figura 4.2), pode ser estendida para materiais multimodais. O conceito de dupla porosidade foi introduzido pela indústria do petróleo para descrever o comportamento de um meio permeável onde duas regiões contribuem na porosidade total, mas uma não contribui na capacidade de fluxo. A

decomposição é similar com problemas físicos de transferência de massa ou calor ou transmissão de energia elétrica para meios heterogêneos, onde problemas matematicamente análogos são acoplados por funções lineares, por exemplo, reações químicas, adsorção ou equilíbrio de fases (Warren & Root, 1963).

Finalmente, ao longo deste trabalho o diagrama apresentado na Figura 4.2 será usado como referência no cálculo da porosidade, índice de vazios, e conseqüentemente no índice de água e no grau de saturação para cada modo e ponto na curva de compactação como:

$$n = n^L + n^S \quad (4.7)$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v^L + V_v^S}{V_s} = e^L + e^S \quad (4.8)$$

$$e_w = \frac{V_w}{V_s} = \frac{V_w^L + V_w^S}{V_s} = e_w^L + e_w^S \quad (4.9)$$

$$Sr = \frac{V_w}{V_v} = \frac{e_w}{e} = \frac{w \cdot Gs}{e} \quad (4.10)$$

4.2 RESULTADOS DE RETENÇÃO DE ÁGUA E POROSIMETRIA

A seguir são apresentados resultados, sendo estes características de retenção de água e porosimetria por intrusão de mercúrio. Finalmente é avaliada a relação entre as duas técnicas.

4.2.1 Características de retenção de água

As relações entre a variável de armazenamento de água, e_w , e a sucção mátrica obtidas pelas técnicas de placa de sucção e papel filtro apresentam dois modos dominantes (Figura 4.3). Na Tabela 4.1 são apresentados os parâmetros de ajuste da SWRC. Por meio das duas técnicas adotadas foi possível medir uma faixa de sucção entre 0,97 kPa e 35 MPa, o que equivale a injeção de ar nos poros com tamanhos entre 300 e 0,0083 μm , segundo a equação 4.2. Os modos dominantes apresentados pelas curvas de retenção de água variam segundo o ponto de compactação, embora a separação entre os modos seja sempre de três ordens de grandeza para estes solos. Quando o primeiro modo, correspondente aos macroporos, está seco, é necessário incrementar a sucção de duas a três ordens de grandeza para movimentar a água armazenada nos microporos.

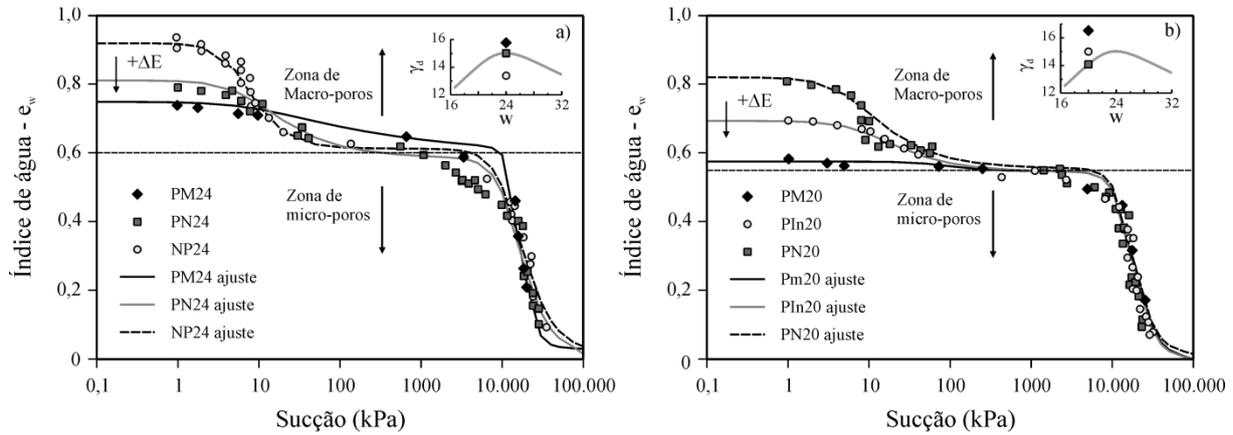


Figura 4.3. Curvas de retenção de água: a) umidade de compactação 24%, e b) umidade de compactação 18%.

Nos pontos que correspondem à energia Proctor normal (PN) é possível observar o efeito da umidade de compactação na SWRC (Figura 4.4a). O valor de entrada de ar do modo macroporoso cresce com a umidade de compactação (Tabela 4.1), como consequência a forma da SWRC na zona de baixas sucções (>1.000 kPa) transforma-se gradualmente de SWRC típica para areias para similar à típica de argilas (Figura 4.4a). Esta condição é evidente também com a redução dos parâmetros de ajuste a_L e n_L , que controlam o ponto de inflexão e a inclinação do modo macroporoso. O parâmetro n_L que descreve a inclinação relata a não uniformidade na retenção de água. Quando n_L é alto a curva tem um modo único. Enquanto valores baixos representam curvas bem graduadas. Assim o modo macroporoso passa de uniforme a bem graduado quando n_L decresce. O segundo modo, correspondente aos microporos, não apresenta mudanças significativas com a umidade e a energia de compactação. Esta situação é refletida nos parâmetros e^s e a_s da Tabela 4.1.

Tabela 4.1. Parâmetros de ajuste da SWRC segundo equação bimodal empregada.

Ponto	Parâmetros dos macroporos			Parâmetros dos microporos			χ^2/DoF	R^2
	e^L	a_L (1/kPa)	n_L	e^s	a_s (1/kPa)	n_s		
NP24	0,307	0,165	2,514	0,596	0,00007	2,744	0,0010	0,99
PN18	0,361	0,168	2,954	0,570	0,00006	2,500	0,0019	0,98
PN20	0,266	0,150	1,792	0,540	0,00006	3,789	0,0016	0,96
PN24	0,227	0,120	1,749	0,570	0,00007	2,990	0,0030	0,94
PN28	0,244	0,100	1,288	0,530	0,00007	3,291	0,0005	0,99
PN30	0,280	0,100	1,292	0,570	0,00007	3,870	0,0009	0,99
PIn20	0,150	0,100	1,753	0,540	0,00006	3,867	0,0011	0,98
PM20	0,028	0,014	2,133	0,550	0,00006	3,761	0,0006	0,98
PM24	0,158	0,106	1,270	0,576	0,00006	5,819	0,0004	0,99

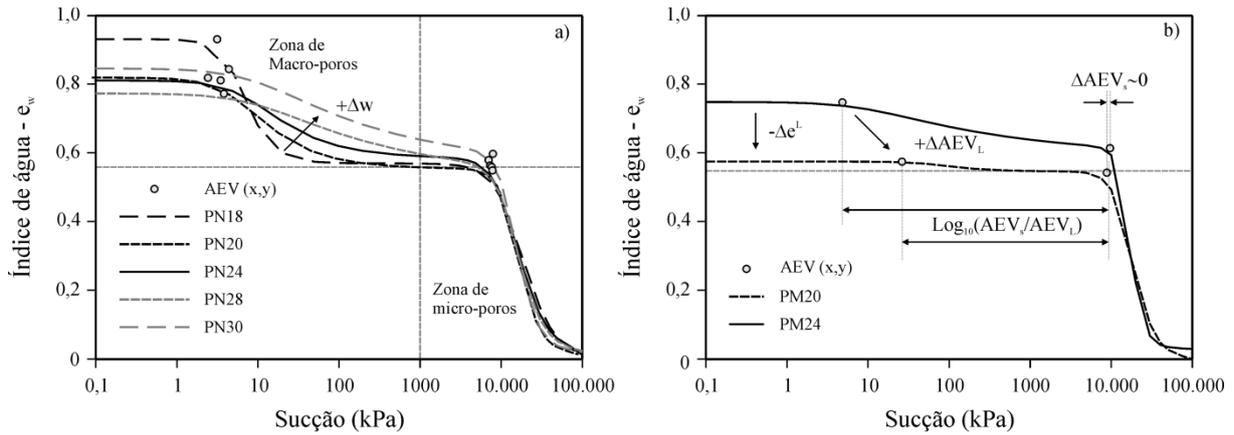


Figura 4.4. Ajustes da SWRC: a) energia Proctor normal, e b) energia Proctor modificada.

O efeito da energia de compactação pode ser observado na Figura 4.3, ao manter a umidade de compactação constante e ao incrementar a energia. Quando é incrementada a energia, há uma redução do modo macroporoso, enquanto a parte micro permanece igual. A redução de volume pelo efeito da energia de compactação aumenta o valor de entrada de ar.

Ao examinar com detalhe os parâmetros de ajuste do modo macroporoso, duas relações podem ser estabelecidas (Figura 4.5): a dependência linear entre o ponto de inflexão do modo macroporoso e o índice de vazios da macroestrutura, e a relação não linear entre a inclinação da SWRC no modo macroporoso e a umidade de compactação. Gallipoli *et al.* (2003) apresentam o parâmetro a_{VG} da equação de van Genuchten (1980) como função do volume específico. Ao variar de forma não linear o valor do parâmetro a conseguem capturar os efeitos de a e n nas mudanças do armazenamento de água. Estes resultados permitem pensar que os parâmetros a e n não são independentes, de fato para a energia Proctor normal o coeficiente de correlação é de 0,98.

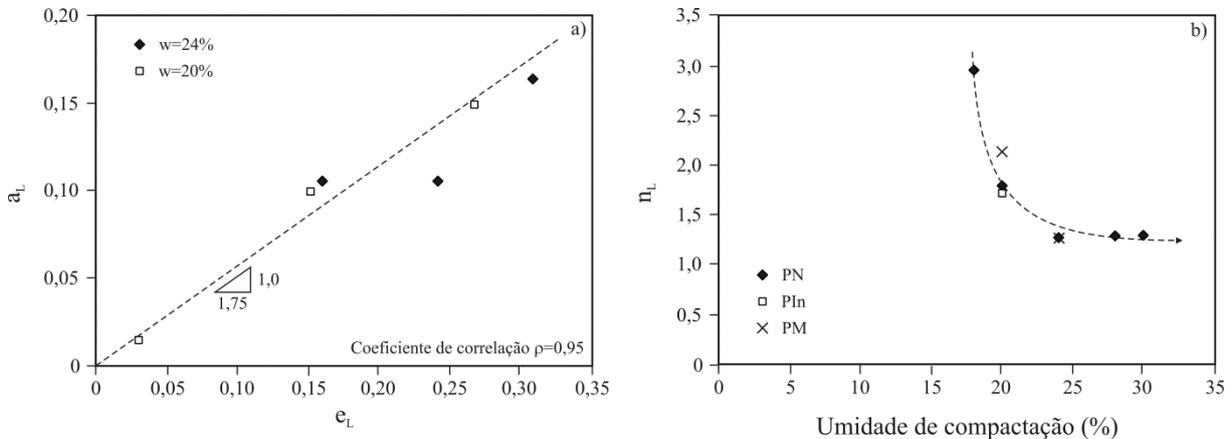


Figura 4.5. a) Relação entre o ponto de inflexão no modo macroporoso e o índice de vazios, b) relação entre a umidade de compactação e a inclinação da SWRC.

Ao observar a Figura 4.4b é claro como a estrutura muda ao incrementar a energia de compactação ou reduzir o índice de vazios, que no ramo seco têm efeitos equivalentes. Como verificação desta condição foram checadas as curvas de retenção de água em trajetória de secagem para quatro amostras no ponto NP24, a preparação consistiu em: saturar após da compactação, carregar oedometricamente até diferentes tensões verticais, e finalmente aplicar sucções até 1.500 kPa com a técnica de translação de eixos. Na Figura 4.6 são apresentadas as curvas obtidas. Destaca-se a convergência de todos os ensaios após dos 700 kPa, indicando que o modo microporoso não foi afetado pelo carregamento. O carregamento tem um efeito similar ao incremento de energia externa no Proctor: ambos reduzem o índice de vazios da macrofábrica e deslocam o valor de entrada de ar. Esta mudança pode ser acompanhada com a evolução dos parâmetros a_L e n_L do modo macroporoso na SWRC (Figura 4.7).

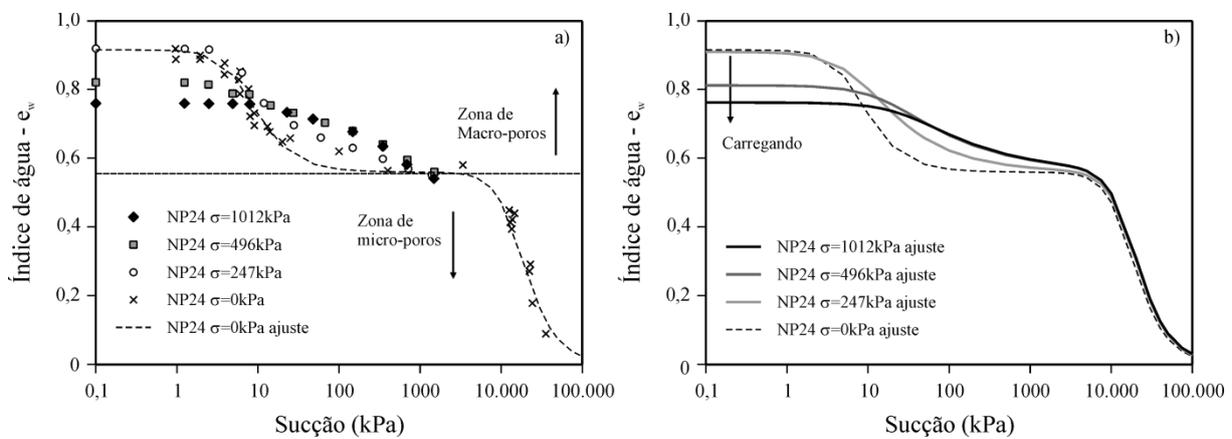


Figura 4.6. SWRC após da compressão oedométrica no ponto NP24.

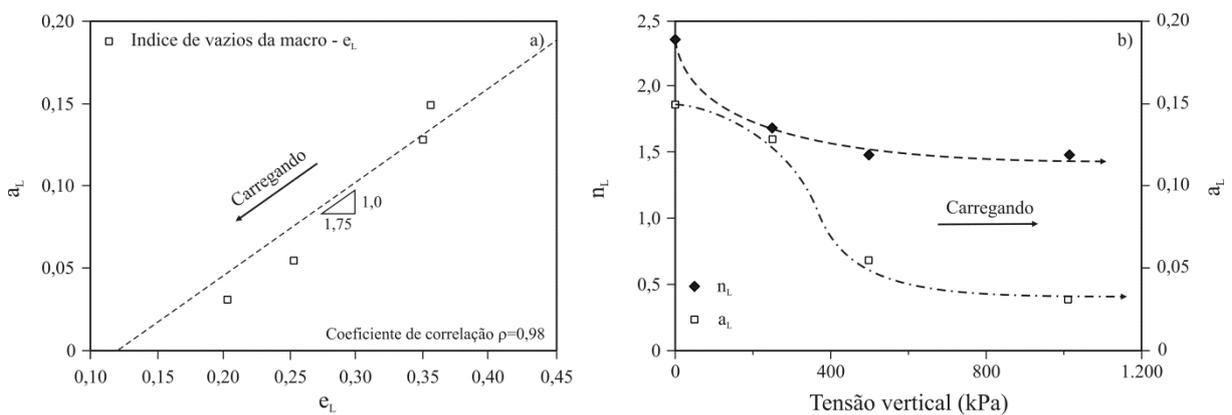


Figura 4.7. Efeito da compressão oedométrica nos parâmetros a_L e n_L para o ponto NP24.

Na Figura 4.8 são mostradas as características de armazenamento de água incluindo a trajetória de umedecimento obtida pelo método de papel filtro.

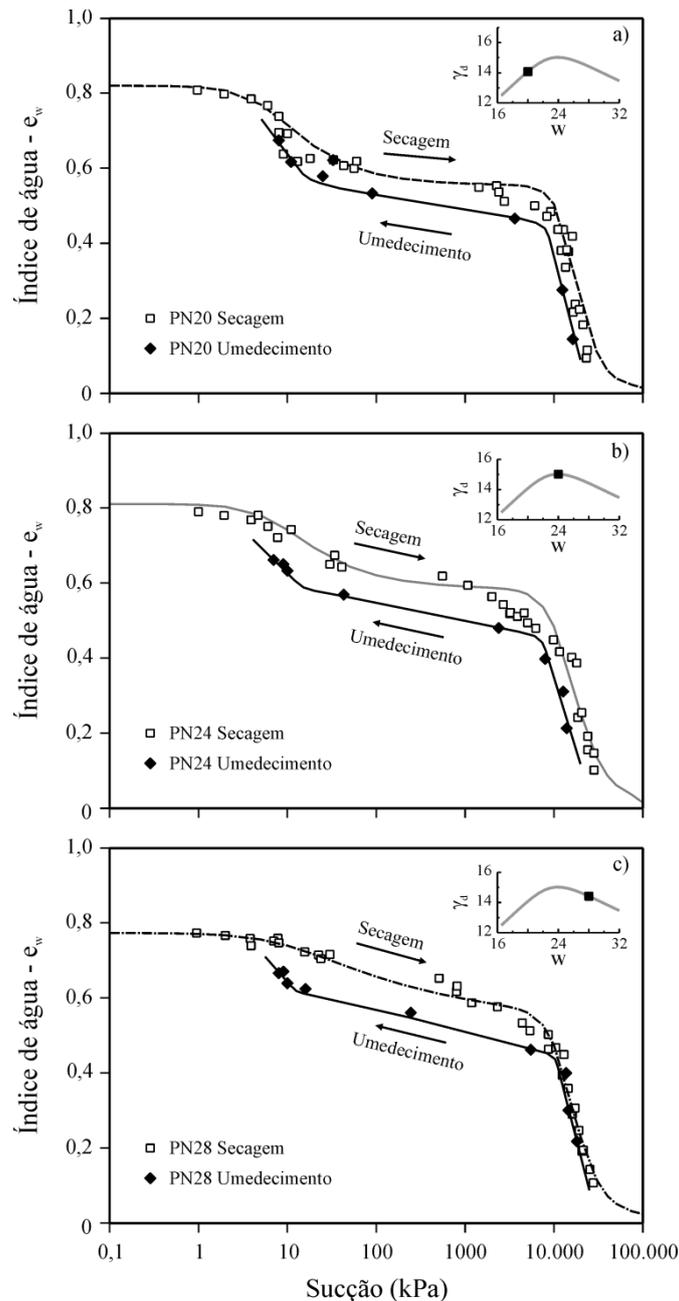


Figura 4.8. Histerese na curva de retenção de água.

A SWRC apresenta histerese para todos os pontos, fenômeno que têm maior influência na amostra compactada no ramo úmido da curva de compactação ($w=28\%$). A histerese pode dever-se a: i) mudança no fluido de referência na molhagem, o ângulo de contato da água com o meio poroso (equação 4.2) depende da trajetória, é diferente se o líquido está avançando ou recuando (Mitchell & Soga, 2005); ii) não reversibilidade do processo termodinâmico devido ao aumento de entropia, considerando a sucção como energia livre; iii) deformações plásticas decorrentes do processo de secagem, que geram uma redução no volume total diminuindo a capacidade de armazenamento de água; ou iv) combinação dos fenômenos anteriores. Já a reduzida histerese no modo microporoso é controlada pelo processo de adsorção, o qual é

reversível e, portanto não deveria apresentar diferenças entre molhagem e secagem (Cui *et al.*, 2002). Para o solo estudado, acredita-se que o efeito da mudança irreversível de volume apresenta a maior contribuição na histerese medida (Figura 4.13a).

4.2.2 Porosimetria por intrusão de mercúrio

Na Figura 4.9 são apresentados os resultados do ensaio de intrusão de mercúrio. Duas formas de representação são empregadas. Na Figura 4.9a é desenhada a curva de intrusão e extrusão acumuladas, as abscissas descrevem o tamanho indicativo do poro calculado pela equação 4.1. Nas ordenadas encontra-se o índice e_{nw} calculado por meio do volume de mercúrio com relação aos sólidos da amostra. Enquanto, na Figura 4.9b representa-se de forma diferencial curva de distribuição de poros, na qual os pontos de máxima sinalizam as maiores densidades de poro (tamanhos dominantes). De forma alternativa, a representação da curva de distribuição acumulada de tamanho de poros é desenhar nas ordenadas o volume não intruído e o tamanho equivalente em ordem crescente nas abscisas (Figura 4.10).

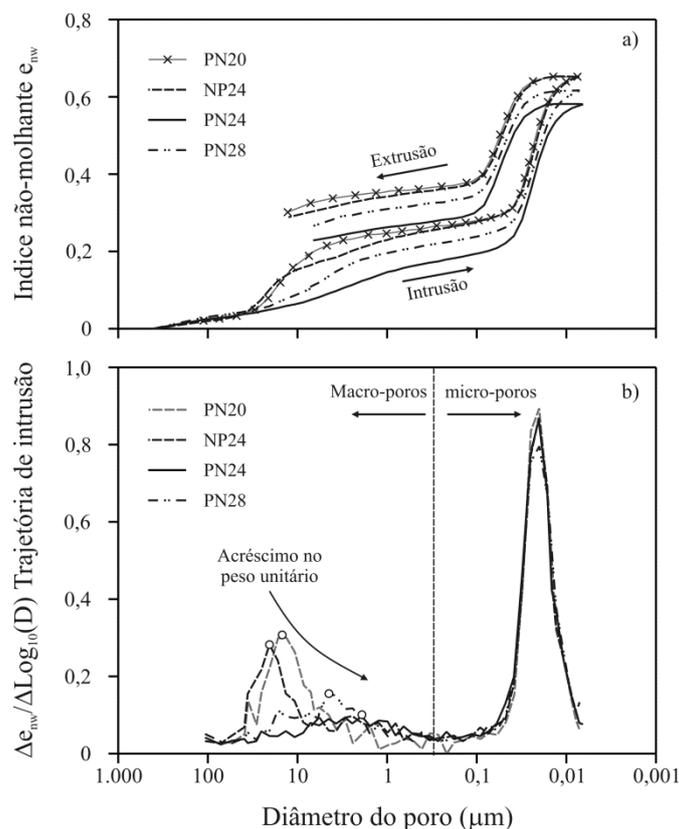


Figura 4.9. Resultados da intrusão de mercúrio: a) curva acumulada, e b) curva de densidade.

De forma análoga com a SWRC, a porosimetria por intrusão de mercúrio apresenta um comportamento bimodal (Figura 4.9). A distância que separa os modos macro e micro é de três ordens de grandeza. Todas as amostras ensaiadas apresentam o mesmo tamanho

dominante na zona de microporos 0,02 μm . Esta condição coincide com a convergência das curvas de retenção de água acima dos 1.000 kPa (Figura 4.3).

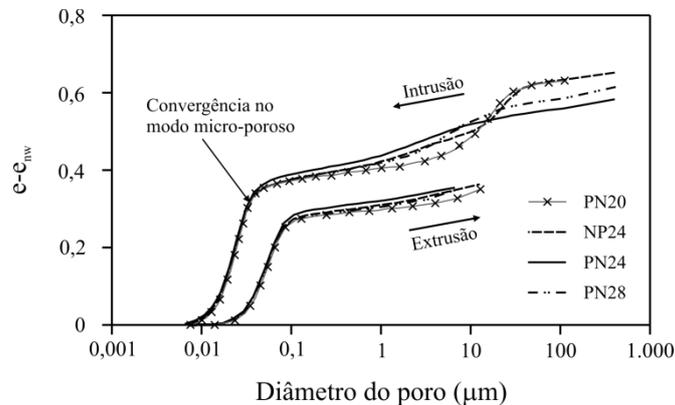


Figura 4.10. Representação alternativa da função de distribuição acumulada do tamanho dos poros.

A macroporosidade e seu tamanho dominante são proporcionais ao peso unitário seco (peso específico seco) do material após a compactação (Figura 4.9). O acréscimo na energia de compactação para o mesmo teor de umidade muda o tamanho dominante na macroporosidade de 20,52 para 1,24 μm , nas amostras NP24 e PN24, respectivamente.

Por observação, a trajetória de extrusão de mercúrio foi praticamente igual para todas as amostras ensaiadas (Figura 4.9 e 4.10). A trajetória pode ser separada em três estágios: i) estágio inicial onde é reduzida a pressão, sem mudanças significativas de volume de mercúrio, tamanhos entre 0,0065 e 0,017 μm ; ii) região de maior extrusão, marcada pela saída do mercúrio alojado nos microporos, tamanhos entre 0,017 e 0,1 μm ; e iii) zona de transição entre micro e macroporos, caracterizada por pequenas mudanças de volume e tamanhos entre 0,1 e 0, 10 μm . A presença desta terceira região pode ter relação com a grande diferença entre os tamanhos dominantes macro e micro, a qual é aproximadamente três ordens de grandeza e equivalente à faixa de poros extruídos. É importante ressaltar que não foram encontrados na literatura técnica materiais com esta característica na curva de extrusão. A distância que separa a macro da micro estrutura parece ser uma característica particular dos solos lateríticos altamente intemperizados no Brasil (Futai & Almeida, 2005; Miguel & Bonder, 2012).

4.2.3 Predição da densidade de tamanho de poros pela SAIC

Uma vez transformada a SWRC na curva de injeção de ar (SAIC), calculou-se a PSD com relação ao tamanho dos poros. Na Figura 4.11 são apresentados os resultados para as PSD obtidas pelos métodos de intrusão de mercúrio e com a SAIC. A predição da função de densidade de poros é aceitável com relação aos tamanhos dominantes e a forma da

distribuição. Não obstante, a aproximação dos microporos exibe uma diferença da ordem de 0,006 μm , enquanto a diferença para os macroporos varia de 1,2 até 8,5 μm .

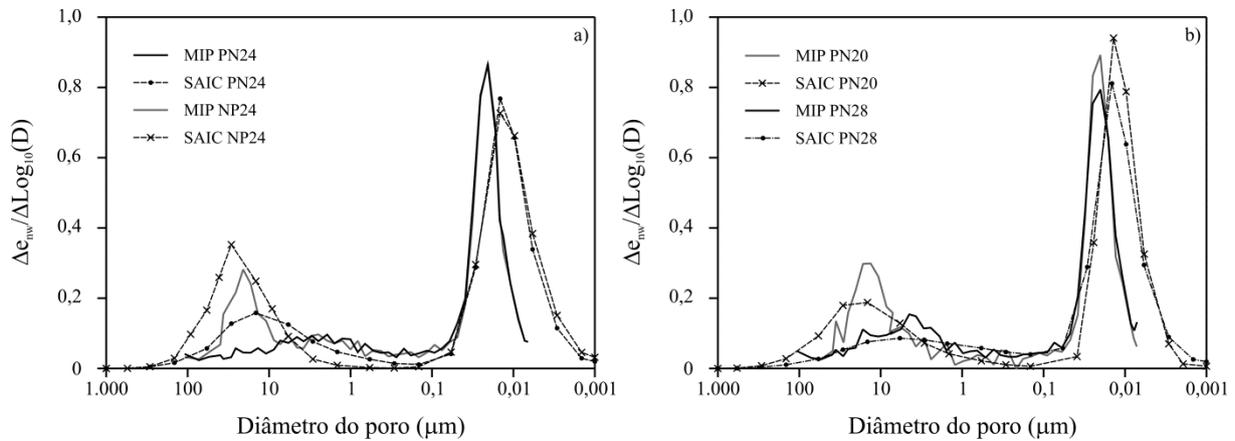


Figura 4.11. Predição da PSD através da SAIC.

No caso particular das amostras compactadas na umidade ótima do Proctor normal, PN24, a predição da PSD foi a que apresentou maior diferença com relação ao MIP. Isto pode ter origem no processo de manuseio da amostra, a qual acrescenta a variabilidade da mesma, tal como foi apresentado no Capítulo 3. Apesar das diferenças entre o MIP e a predição com a SAIC, resalta-se a aproximação da SAIC na identificação dos tamanhos dominantes, os quais têm a mesma ordem de grandeza que os medidos com o MIP (Tabela 4.2).

Tabela 4.2. Tamanhos de poro dominantes obtidos por MIP, SAIC e N_2 .

Ponto	MIP (μm)		SAIC (μm)		N_2^* (μm)
	macro	micro	macro	micro	micro
NP24	20,5	0,020	29,1	0,015	0,027
PN20	13,3	0,020	14,5	0,014	0,023
PN24	1,2	0,020	14,5	0,015	--
PN28	4,5	0,020	5,8	0,015	--

* N_2 , adsorção de nitrogênio.

Na Figura 4.12 são apresentadas as funções de densidade de tamanho dos poros estimadas, a partir da SAIC, para outros dois solos tropicais naturais com a metodologia proposta.

O solo de caráter laterítico estudado por Futai & Almeida (2005) para 1 m de profundidade apresenta as seguintes propriedades índice: $w_L=57\%$, $PI=29\%$, $G_s=2,63$, $<74 \mu\text{m}=57\%$ e $e=1,45$. A determinação para trajetória de secagem da SWRC varreu sucções entre 1 kPa e 16 MPa, que equivalem a diâmetros entre 290 e 0,0185 μm , portanto a predição da PSD é aceitável até aquele valor, indicado pela linha preta descontínua (Figura 4.12a). A

PSD na região dos macroporos obtida pela SAIC identifica adequadamente a forma e o tamanho dominante, embora na região dos microporos as medidas feitas na SWRC não abrangem a faixa de variação dos tamanhos dos poros, e a extrapolação não gera resultados satisfatórios.

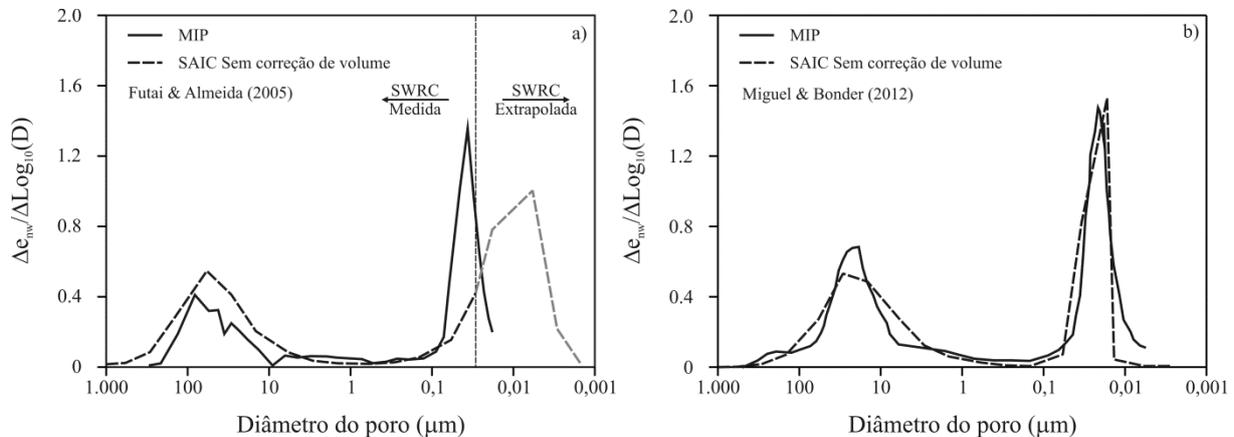


Figura 4.12. PSD de dois solos tropicais naturais: a) Futai & Almeida (2005), e b) Miguel & Bonder (2012).

O solo estudado por Miguel & Bonder (2012) corresponde ao material de 4,5 m de profundidade e apresenta as seguintes propriedades índice: $w_L=50\%$, $PI=15\%$, $G_s=3,08$, $<74 \mu m = 75\%$ e $e= 1,72$. A determinação para trajetória de secagem da SWRC varreu sucções entre 1 kPa e 41 MPa, que equivalem a diâmetros entre 290 e $0,007 \mu m$, faixa compatível com a varredura feita na intrusão de mercúrio. A predição da PSD feita com a SAIC é satisfatória, pois captura a forma e os tamanhos dominantes da macro e da microporosidade. O bom ajuste da microporosidade pode estar relacionado com o método de preparação das amostras para o MIP, onde foi empregada a desidratação por secagem na estufa.

É importante resaltar que a diferença entre as duas técnicas é o controle na mudança de volume. A preparação das amostras para o MIP requer a desidratação, etapa durante a qual é evitada a mudança de volume. Entretanto, na obtenção da SAIC via SWRC, tanto na saturação como na secagem permite-se a expansão e contração. Assim o MIP mede só a fábrica (arranjo estrutural) enquanto a SAIC determina a influência da fábrica e a composição (estrutura), devido à interação da água com a fase sólida do solo.

Com a determinação da mudança de volume, feita para um corpo de prova e medida com a ajuda de um paquímetro e uma balança analítica, elaborou-se a relação sucção índice de vazios após a compactação (Figura 4.13a). Ao se corrigir a SAIC pela mudança de volume

fixando como referência o índice de vazios após da compactação melhora a aproximação da forma a predição da PSD sem mudar os tamanhos dominantes (Figura 4.13b).

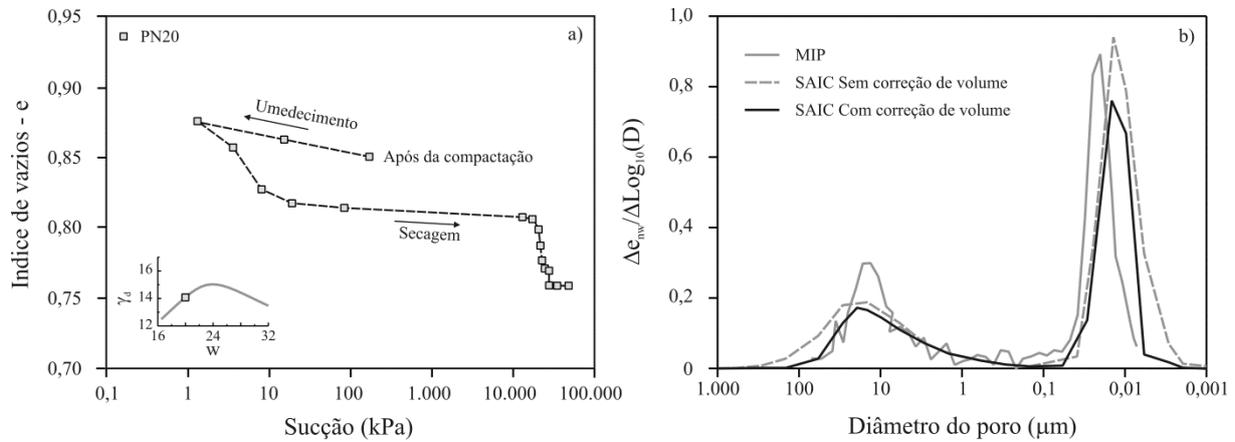


Figura 4.13. a) Relação entre a sucção e o índice de vazios na trajetória de secagem, e b) funções de densidade de distribuição de tamanho de poros.

4.3 PERMEABILIDADE SATURADA E FUNÇÃO DE PERMEABILIDADE

A Figura 4.14 apresenta os resultados da determinação de permeabilidade da água para condições saturadas obtidas do ensaio de adensamento. A partir da equação de fluxo laminar de Hagen-Poiseuille é possível demonstrar que a permeabilidade apresenta uma relação proporcional ao quadrado do índice de vazios ($k \propto e^2$), tal e como se ilustra na Figura 4.14. A ordem de grandeza da permeabilidade da água para condições saturadas no material compactado é de 1×10^{-8} m/s. O comportamento da função com relação ao índice de vazios permite estabelecer duas zonas com diferentes inclinações, zonas que correspondem aproximadamente aos limites entre macro e microporos. Todas as permeabilidades convergem para valores similares quando o índice de vazios aproxima-se ao índice de vazios da microporosidade (Tabela 4.2). Este comportamento evidência o efeito dos modos dominantes na condutividade da água.

Para a condição não saturada, a função de permeabilidade da água foi obtida no laboratório usando a técnica de translação de eixos pelas metodologias Olson & Daniel (1981) e Fredlund *et al.* (1994), e a metodologia de García-Bengochea *et al.* (1979), a partir dos resultados da intrusão de mercúrio. No caso do uso dos oedômetros com controle de sucção pela técnica de translação de eixos antes da instalação de cada corpo de prova na célula, foi realizada a verificação da saturação do sistema incluindo a cerâmica porosa.

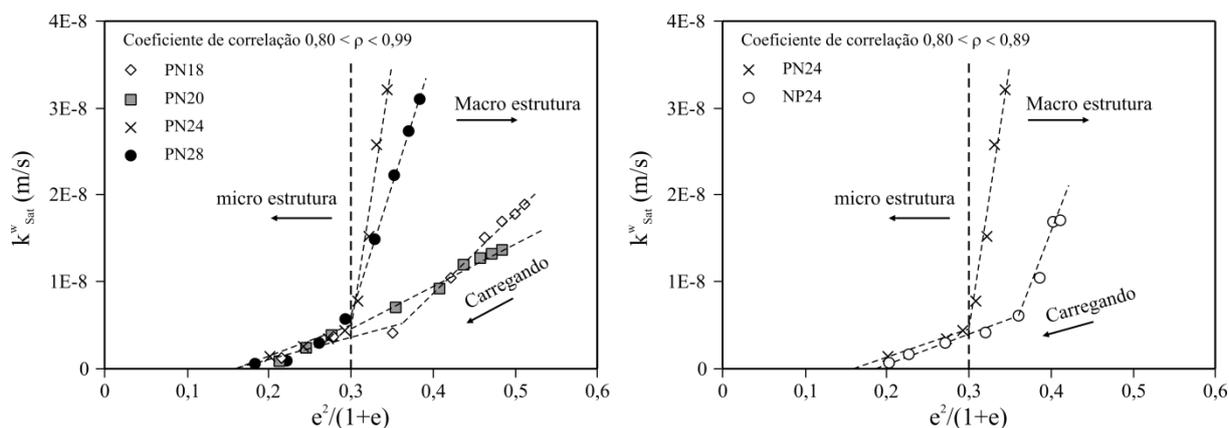


Figura 4.14. Relação entre o índice de vazios e a permeabilidade da água saturada.

Na Figura 4.15 são apresentados os resultados obtidos para a metodologia *out-flow* proposta por Olson & Daniel (1981). Devido às limitações do painel de regulação, não foi possível medir a permeabilidade para sucções inferiores a 10 kPa, que envolvem os valores de entrada de ar do modo macroporoso das amostras estudadas. A dispersão dos resultados é considerável, a diferença é de até meia ordem de grandeza para uma mesma sucção, caso da amostra PN20 para a sucção de 200 kPa, onde são relatados resultados de quatro ensaios. Nas amostras NP24, PN20 e PN28 a função de permeabilidade da água permanece constante após a aplicação da sucção de 200 kPa, dada a pequena quantidade de água movimentada na célula entre as duas pressões.

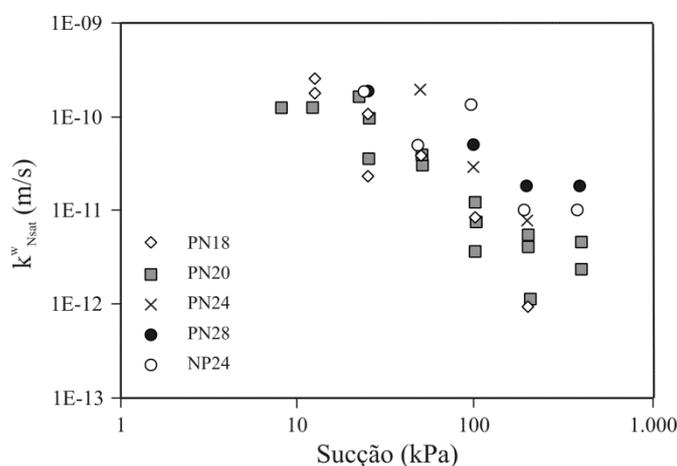


Figura 4.15. Permeabilidade da água para condições não saturadas, método de Olson & Daniel (1981).

A função de permeabilidade obtida pela metodologia Fredlund *et al.* (1994) a partir dos mesmos dados de umidade-sucção usados na Figura 4.15, gerou resultados equivalentes (Figura 4.16).

A partir da metodologia de García-Bengochea *et al.* (1979) implementando uma formulação incremental foram obtidas as funções de permeabilidade da água mostradas na Figura 4.17. É importante resaltar que: a metodologia implementada permitiu obter a permeabilidade da água para os dois modos porosos, sendo os resultados obtidos pelos três métodos são equivalentes, e o método de García-Bengochea *et al.* (1979) abrange todos os modos presentes no solo. Além disso, os valores da permeabilidade da água no modo microporoso (Figura 4.17) são extremadamente baixos e, portanto podem servir somente de caráter ilustrativo, já que o mecanismo para mobilizar a água destas cavidades pode não seguir a lei de Darcy.

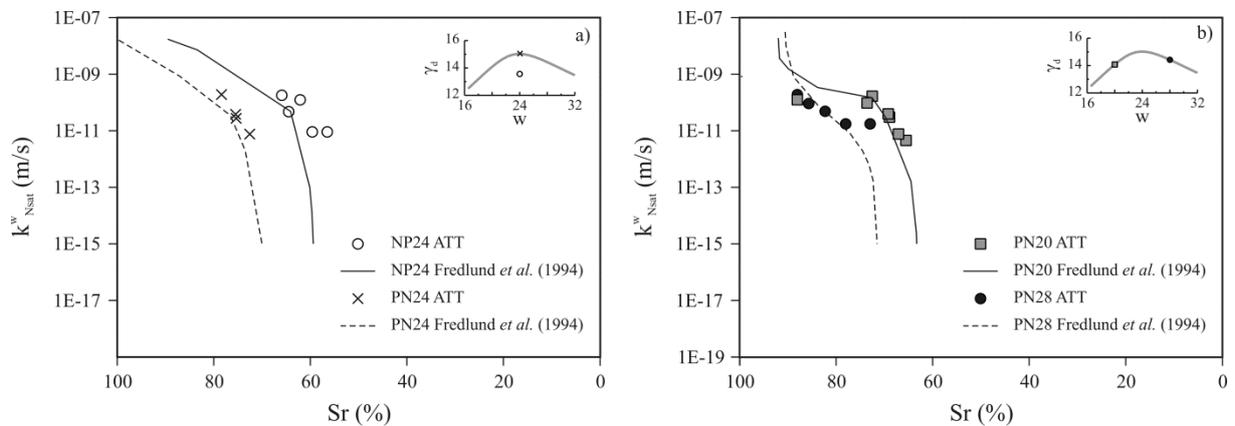


Figura 4.16. Permeabilidade da água para condições não saturadas, método de Fredlund *et al.* (1994).

Finalmente, as características do modo microporoso alertam para a dificuldade em movimentar a água, validando as hipóteses feitas por alguns modelos constitutivos onde só a água do modo macroporoso é mobilizada (Alonso *et al.*, 2010; Pham & Fredlund, 2011; Zhou *et al.*, 2012).

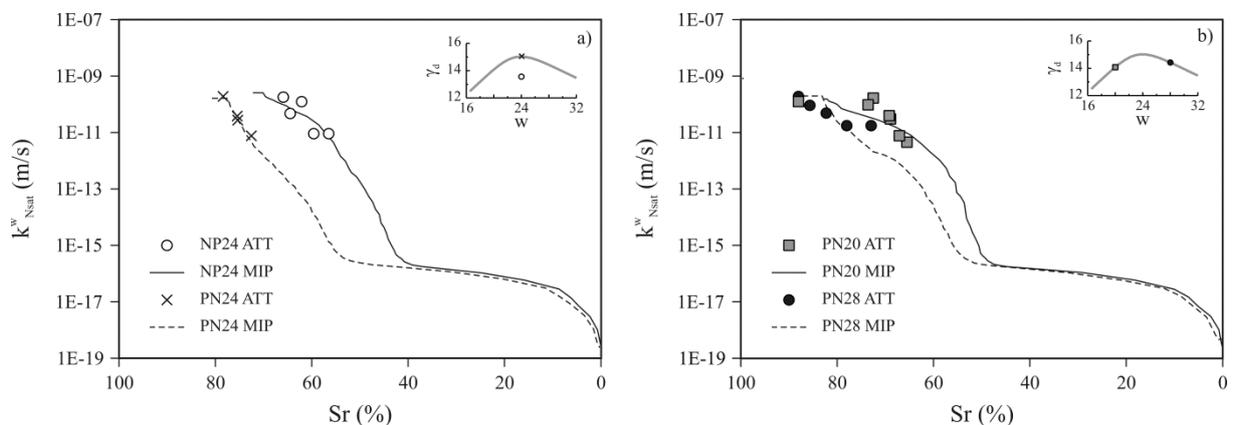


Figura 4.17. Permeabilidade da água para condições não saturadas, método de García-Bengochea *et al.* (1979).

4.4 CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS

Usando a técnica de intrusão de mercúrio e a curva de retenção de água para trajetória de secagem foi possível identificar que o material estudado apresenta uma distribuição de poros bimodal. A tendência da SWRC para sucções superiores aos 1.000 kPa foi sempre a mesma sem importar as condições iniciais de compactação. A forma da função de densidade de tamanho dos poros e os tamanhos dominantes obtidas pelo MIP são iguais para tamanhos inferiores a 0,1 μm , sem importar a condição inicial de compactação. Portanto, pode-se afirmar que as condições de compactação não geraram mudanças nas características microporosas para a SWRC e o MIP. Para o material estudado, o tamanho dominante e os índices de vazios dos microporos são uma característica do material e dependem do processo de formação e da composição.

Segundo Martins *et al.* (2004) a evolução pedológica do Distrito Federal envolveu períodos geológicos com condições climáticas alternadas entre secas-frias e úmidas-quentes favorecendo o intemperismo físico e químico, respectivamente. Nos períodos com condições úmidas quentes aprofundou-se o saprolito e intensificou-se a perda de sílica e o ganho na acumulação de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. A duração destas oscilações foi diminuindo durante o quaternário para dar lugar às duas estações anuais atuais. Como resultado do processo evolutivo o material apresenta uma baixa capacidade de troca catiônica (CEC) de 8 mE/100 ml, acompanhada da caulinita como mineral argiloso dominante. O resultado composicional somado com a agregação das partículas imprimem um formato próprio na estrutura do solo que se reflete na microporosidade a qual para as solicitações impostas é invariável.

Uma forma de quantificar o efeito do processo de formação é calcular o tamanho dominante dos poros analiticamente. Santamarina & Jang (2011) propõem calcular o tamanho dominante dos poros analiticamente a partir do índice de vazios combinando fatores composicionais com as variáveis de estado do tipo de deformação como:

$$D_{Mean} = \frac{k \cdot e}{Ss \cdot \rho_s} \quad (4.11)$$

onde, k = fator de forma, igual a: 5 para partículas esféricas, 2 para argilas dispersas e 4 para floculadas; Ss = superfície específica; ρ_s = densidade das partículas sólidas. Usando a equação 4.10 com o índice de vazios da microporosidade e o fator de forma igual a 4 o diâmetro dominante obtido se aproxima do medido pelo MIP (Figura 4.18). Este fato valida a

influência composicional no diâmetro dominante dos microporos, devida à superfície específica e pela densidade das partículas sólidas assim como pelo índice de vazios da microporosidade.

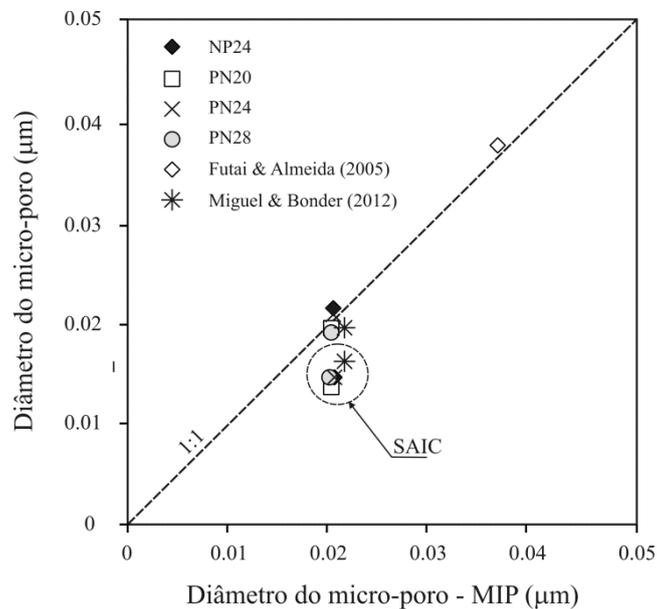


Figura 4.18. Tamanho dominante da microporosidade.

A correção da predição da PSD por meio da SAIC na região de microporos pela mudança de volume não apresenta melhoras significativas. Isso porque, nesta região as características de retenção de água dependem do fenômeno de adsorção. Assim uma aproximação que combine parâmetros da SWRC e a equação 4.11 pode gerar melhores resultados, uma vez que a superfície específica captura os efeitos combinados do tamanho da partícula e a sua esbelteza (Santamarina *et al.*, 2002).

Na Figura 4.19b são apresentados os resultados obtidos corrigindo a SAIC por volume e adsorção segundo a equação 4.11. Na Figura 4.19b até 0,1 μm é feita só a correção por volume devido à contração na secagem. No trecho entre 0,1 μm e 0,001 μm, além da correção de volume, foi trasladado o parâmetro n_s da SWRC para atingir o tamanho dominante no modo microporoso na equação 4.11.

A determinação da superfície específica da fase sólida do solo pode ser feita por diferentes técnicas. Entre várias, destaca-se a adsorção de moléculas de uma solução aquosa (método do azul de metileno), cuja implementação em laboratório é fácil.

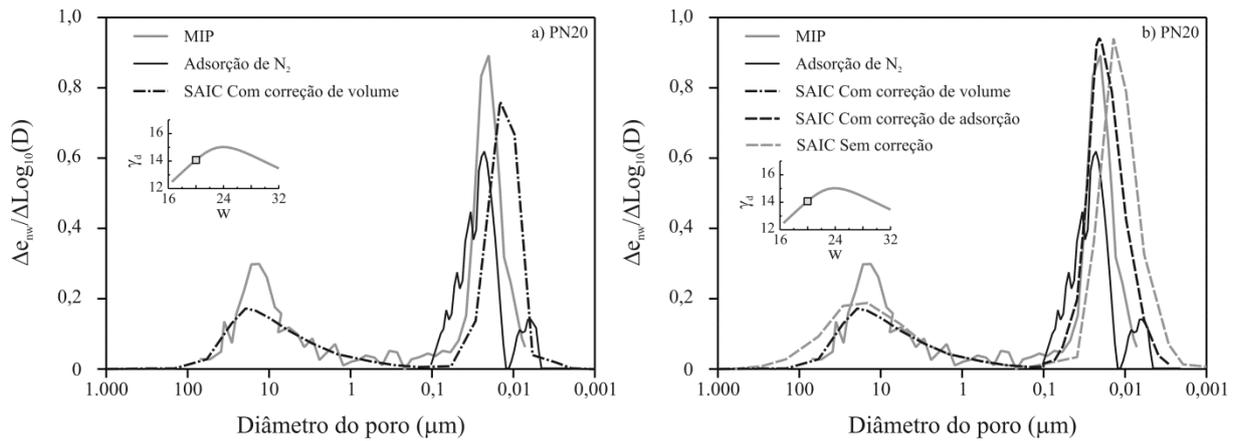


Figura 4.19. Predição da PSD com a SAIC: a) com correção de volume, e b) com correção de adsorção.

4.5 RESUMO

Neste capítulo foram apresentados aspectos relevantes da estrutura do solo. As principais feições da curva de retenção e da distribuição do tamanho dos poros foram relacionadas. O conceito, pouco comum, da curva de injeção de ar foi discutido.

Foi ainda revisada a relação entre a curva de injeção de ar e a distribuição do tamanho dos poros. Além disso, apresentou-se uma série de correções no volume e na adsorção para melhorar a relação entre a curva de injeção de ar e a distribuição do tamanho dos poros.

Finalmente, validou-se a obtenção da função de permeabilidade da água em condições não saturadas, através da curva de retenção de água do solo e a distribuição e tamanho dos poros.

5 COMPORTAMENTO MECÂNICO

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos saturados e não saturados. As análises são separadas, de acordo com a trajetória seguida, em compressão oedométrica e compressão triaxial convencional. É importante esclarecer que, o trabalho não tinha como objeto a formulação de um novo modelo constitutivo e, portanto, não foram exploradas outras trajetórias além da compressão triaxial convencional.

Durante a análise dos resultados são empregados os índices de compressibilidade elástico e plástico além de outras variáveis e parâmetros do *Cam-Clay* (MCC) e do Modelo Básico de Barcelona (Alonso *et al.*, 1990). A seguir, são descritas algumas relações advindas das leis de endurecimento dos modelos MCC e BBM para facilitar a discussão.

O índice de compressibilidade elástico (κ), permite calcular as deformações volumétricas elásticas devido ao carregamento (p) na região elástica como:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \quad (5.1)$$

Por outro lado, se no carregamento a tensão p atingir o valor da tensão de pré-adensamento (p_0) a deformação volumétrica total poderá ser calculada por meio do índice de compressibilidade elastoplástico λ :

$$d\varepsilon_v^{ep} = \frac{\lambda}{1+e} \frac{dp_0}{p_0} \quad (5.2)$$

O BBM generaliza o MCC para o caso não saturando. No modelo de Alonso *et al.* (1990) é assumido que o índice κ não é afetado pela sucção e as deformações volumétricas elásticas podem ser calculadas com a equação 5.1. Entretanto para as deformações elastoplásticas, é aceito que o acréscimo da sucção aumenta a rigidez do solo e a equação 5.2 é reformulada como:

$$d\varepsilon_v^{ep} = \frac{\lambda(s)}{1+e} \frac{dp_0}{p_0} \quad (5.3)$$

onde, o índice de compressibilidade $\lambda(s)$ é variável em função da sucção. Para tal fim, é incluída uma relação que descreve a rigidez máxima assintótica em função da sucção tendo como referência a compressibilidade do estado saturado.

5.1 COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Dois estados foram empregadas na compressão oedométrica: saturado e não saturado com sucção constante. As compressões com sucção constante apresentadas neste capítulo correspondem à técnica osmótica.

5.1.1 Compressão oedométrica para condições saturadas

A Figura 5.1 apresenta, para diferentes pontos na curva de compactação, as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios saturados. Para uma mesma energia na curva de compactação todas as curvas de compressibilidade se aproximam após 1.000 kPa. Ao compactar na mesma umidade com energias diferentes, também há convergência após 1.000 kPa, fazendo com que os índices de vazios fiquem muito próximos, 0,559 e 0,558, para NP24 e PN24, respectivamente (Figura 5.1b).

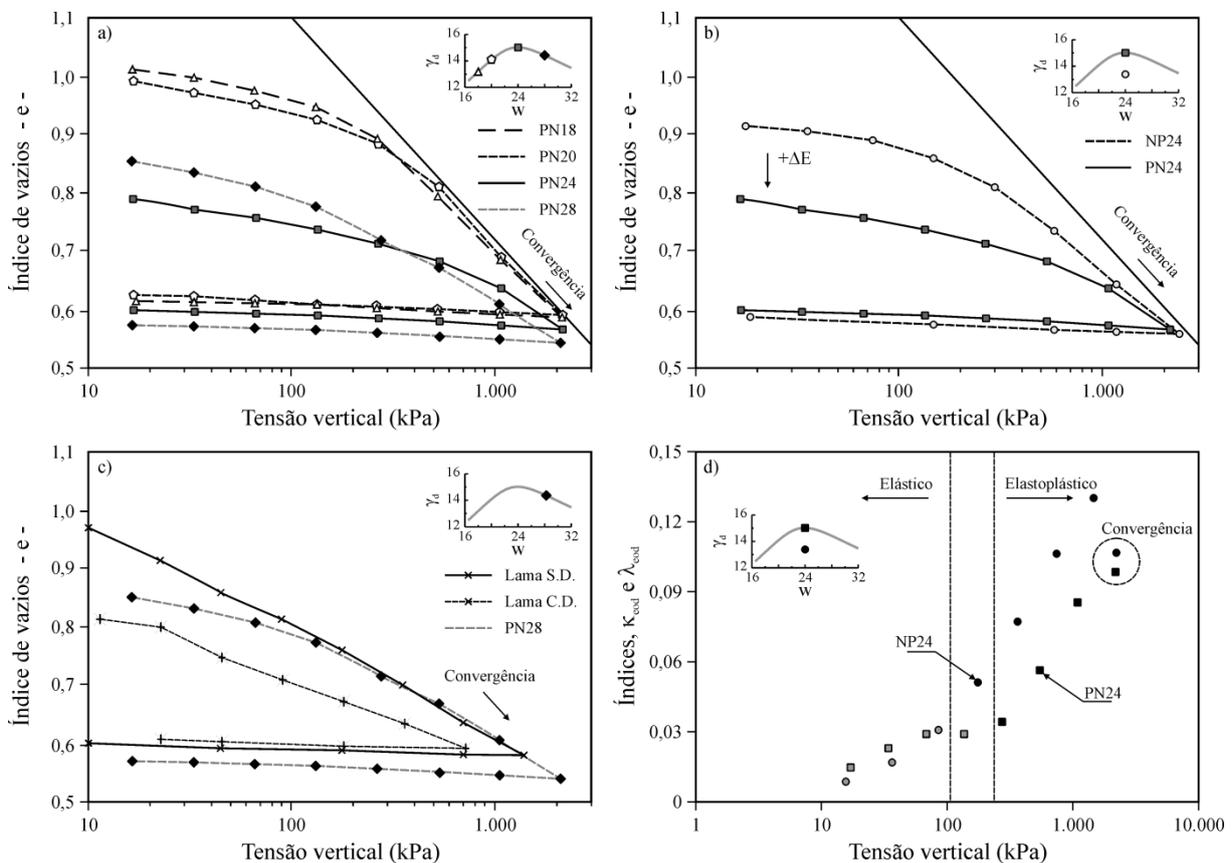


Figura 5.1. Curvas de compressibilidade e comportamento para os ensaios oedométricos.

Dois pontos adicionais foram moldados a partir de uma lama (*slurry*) com um teor de umidade próximo ao limite de liquidez com e sem defloculante químico (Figura 5.1c). Neste ensaio é evidente a convergência entre o ponto compactado no ramo úmido PN28 e a lama sem defloculante (S.D.). Além disso, a trajetória de descarga apresenta a mesma inclinação.

Como foi descrito no Capítulo 4, o ponto PN28 apresenta a menor bimodalidade na SWRC dos solos compactados na energia Porctor normal. Para este estado de compactação a resposta hidráulica do solo e a estrutura são dominadas pelo nível microporoso. Por outro lado, lama sem defloculante, ainda preserva parte da microestrutura fazendo com que a resposta se aproxime com a compressibilidade do ponto PN28.

Além disso, a curva de compressibilidade seguida pela lama com defloculante (C.D.) é aproximadamente paralela com a lama sem defloculante (S.D.) e o ponto PN28, embora esteja deslocada para a esquerda. A posição das linhas de compressibilidade das amostras Lama S.D. e PN28 são a evidência do efeito da estrutura, neste caso da microfábrica. O deslocamento para a direita pode ser o resultado do processo de intemperismo sobre o solo que foi verificado por meio da agregação no Capítulo 3. Deste modo, a amostra Lama C.D. aproxima-se da compressão intrínseca (função da composição), enquanto as amostras Lama S.D. e PN28 refletem a compressibilidade da microfábrica (influência das variáveis ambientais). Assim, a inclinação na curva de compressibilidade é função da composição, enquanto a posição, intrínseca ou linha de compressão da microfábrica, é função do arranjo estrutural.

A mudança na razão da compressibilidade quando ocorrem deformações elastoplásticas poderia ser a mesma para o solo estudado devido à convergência que apresentam as curvas de compressibilidade (Figura 5.1). Comportamentos similares têm sido observados para outros solos compactados e ainda para solos naturais (Futai, 2002; Sivakumar *et al.*, 2010; Kyokawa, 2010). Este comportamento pode ter relação com a redução do modo macroporoso na curva de retenção de água quando o solo é carregado (Figura 4.6).

Na Figura 5.1d apresentam-se os índices de compressibilidade do MCC calculados pela diferença central após de ajustar a trajetória de carregamento com uma equação não linear. Observa-se, que no trecho elástico as amostras NP24 e PN24 apresentam valores similares em função da tensão aplicada. Por outra parte, com o aumento da tensão vertical o índice de compressibilidade plástico cresce de forma não linear até alcançar um valor próximo de 0,1, onde as duas curvas convergem (Figura 5.1b). Se o índice de compressibilidade plástico é calculado entre os dois últimos estágios de carga (Figura 5.2a), os valores não apresentam diferenças significativas. Um comportamento análogo é apresentado ao calcular o índice de compressibilidade elástico no trecho de descarga (Figura 5.2a). Do comportamento observado, é possível concluir que os índices de compressibilidade elástico e total independem das características de compactação. Este comportamento é similar com a forma

do modo microporoso na curva de retenção de água, onde a parte final da curva de secagem é função da composição e tamanho dominante do microporo (Capítulo 4).

Na Figura 5.2b são apresentadas as tensões de pré-adensamento para os pontos compactados na energia Proctor normal e o ponto NP24. A tensão de pré-adensamento foi obtida para se ajustar ao modelo MCC (Figura 5.2b). Para o ramo seco no PN a tensão de pré-adensamento aumenta com a redução do índice de vazios conforme incrementa a umidade de compactação. Analogamente ao manter a umidade de compactação e mudar a energia, pontos PN24 e NP24, a tensão de pré-adensamento cresce quando se reduz do índice de vazios. Por outra lado, no ramo úmido, além da dificuldade para identificar o início das deformações elasto-plásticas, o valor da tensão de pré-adensamento é menor que nos demais pontos estudados. Das observações pode-se concluir que a tensão de pré-adensamento é função do índice de vazios inicial e da umidade de compactação.

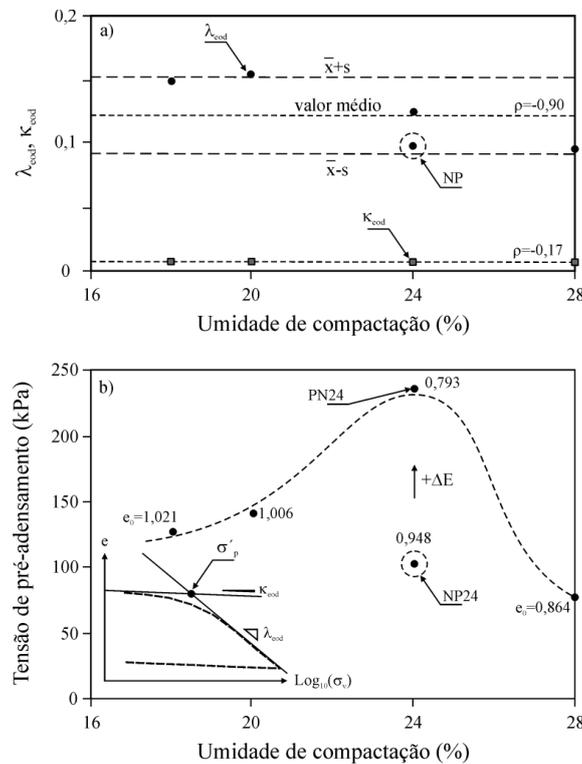


Figura 5.2. a) Parâmetros do MCC para a compressibilidade oedométrica, e b) tensão de pré-adensamento.

5.1.2 Compressão oedométrica para condições não saturadas

Uma vez caracterizado o comportamento na condição saturada foram feitos ensaios com sucção constante. A trajetória no plano pressão vertical líquida – sucção teve quatro estágios (Figura 5.3): i) saturação por capilaridade, ii) imposição da sucção desejada, iii) carregamento com sucção constante, e iv) descarregamento com sucção constante.

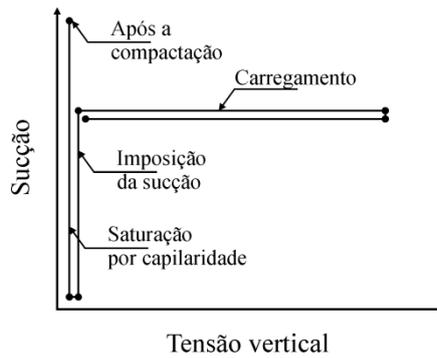


Figura 5.3. Trajetória do ensaio de compressibilidade com sucção controlada pela técnica osmótica.

Na Figura 5.4 são apresentados os resultados do ensaio de compressão oedométrica com sucção constante para o ponto PN18, compactado com a energia Proctor normal no ramo seco. A variação total no volume para o mesmo nível de tensão é reduzido com o incremento da sucção (Figura 5.4c). De forma análoga à compressibilidade saturada o índice de recompressão κ independe da sucção aplicada (Figura 5.4a e Figura 5.4c). Este resultado experimental corrobora uma das hipóteses do BBM, de manter o κ constante (Alonso *et al.*, 1990).

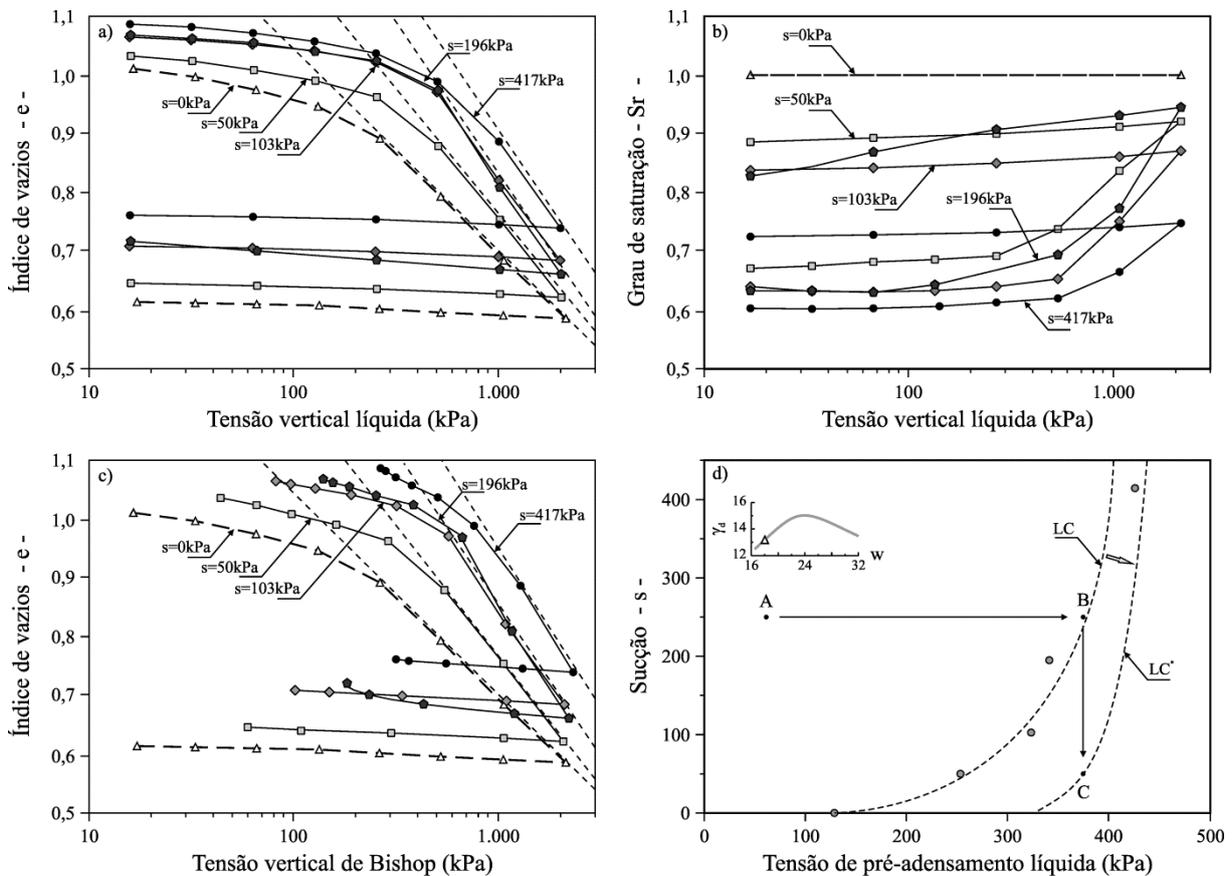


Figura 5.4. Resultados da compressão oedométrica com sucção constante para o ponto PN18.

No BBM (Alonso *et al.* 1990), um aspecto fundamental é a definição da curva de escoamento LC, *loading collapse*, no espaço isotrópico ($p - s$) que limita os estados elásticos do solo não saturado. A curva LC é o lugar geométrico das tensões médias de pré-adensamento em função da sucção. Essa curva proporciona uma descrição das deformações irreversíveis com carregamento com sucção constante e umedecimento com tensão média constante, ou outras trajetórias com mudanças simultâneas de tensão média e sucção. Na Figura 5.4d apresenta-se a curva LC para o ponto compactado no ramo seco PN18, típica de um solo propenso ao colapso volumétrico. Se for gerado um carregamento vertical com sucção constante do ponto A até B, o solo sofre uma compressão recuperável (carregamento no domínio elástico); e após do carregamento \overline{AB} , mantendo a tensão vertical constante é reduzida a sucção (umedecimento) segundo a trajetória \overline{BC} , ao ultrapassar a curva LC o solo sofre deformações irreversíveis (colapso volumétrico) e a curva LC se desloca e muda de forma configurando a nova curva LC*, com esta nova posição da curva LC é reduzido o potencial de colapso do solo, devido à densificação sofrida no trecho \overline{BC} .

O índice de compressibilidade λ calculado trecho a trecho cresce com o carregamento e tem mudanças não significativas com a sucção (Figura 5.5). Porém, no espaço $e - \text{Log}(\sigma')$, o índice λ cresce com a sucção, observações similares têm sido feitas por outros autores (Gallipoli *et al.*, 2003; Sun *et al.*, 2003; Sivakumar *et al.*, 2010). Durante o carregamento com sucção constante, o grau de saturação cresce aproximando as curvas de compressibilidade, reduzindo por sua vez o potencial de colapso do solo, isto é, o colapso para o solo estudado não é sempre crescente como o prediz o BBM (Alonso *et al.*, 1990).

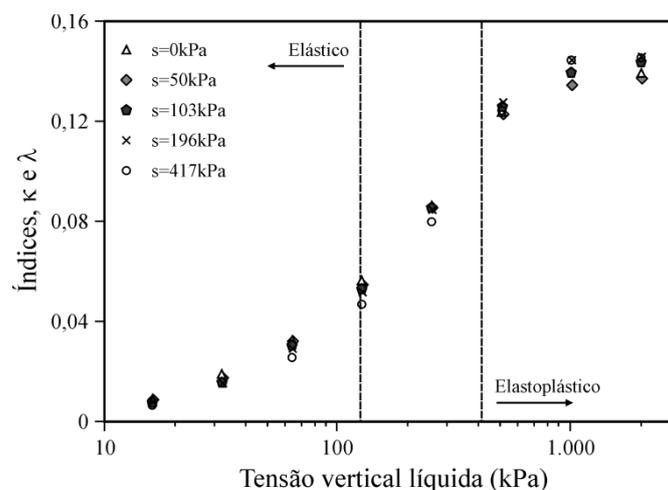


Figura 5.5. Variação dos índices elásticos e plásticos no ponto PN18.

A Figura 5.6 contém os resultados do ensaio de compressão oedométrica com sucção constante para o ponto NP24, compactado com a menor energia utilizada e teor de umidade de 24%. O índice de compressibilidade κ apresenta um comportamento similar ao ponto PN18 (Figura 5.4). Na curva de compressibilidade (Figura 5.6a), destaca-se que, sem importar a alta variabilidade nos índices de vazios iniciais 0,831 até 0,974, após 1.000 kPa de tensão vertical líquida as curvas saturada e com sucção de 95 kPa convergem completamente. Neste caso o material não apresentaria colapso após de 1.000 kPa. A convergência das curvas também permite pensar na existência de uma linha única de referência da compressibilidade para o solo (λ único). Assim, a distância com relação a esta linha de referência poderia ser obtida por meio de uma variável interna do tipo deformação, variável que levaria os efeitos da estrutura e da sucção. Na Figura 5.4c é evidente que na saturação mecânica, devido a uma maior redução de volume de ar com relação ao volume de água, se perde o efeito da sucção quando a tensão total ultrapassa 1.000 kPa e as curvas convergem, condição na qual a variável assumiria um valor próximo de zero. Neste ponto, NP24, o efeito da sucção é equivalente ao efeito da cimentação (*bonding*) e a modelagem poderia ser equivalente (Koliji, 2008; Kyokawa, 2010).

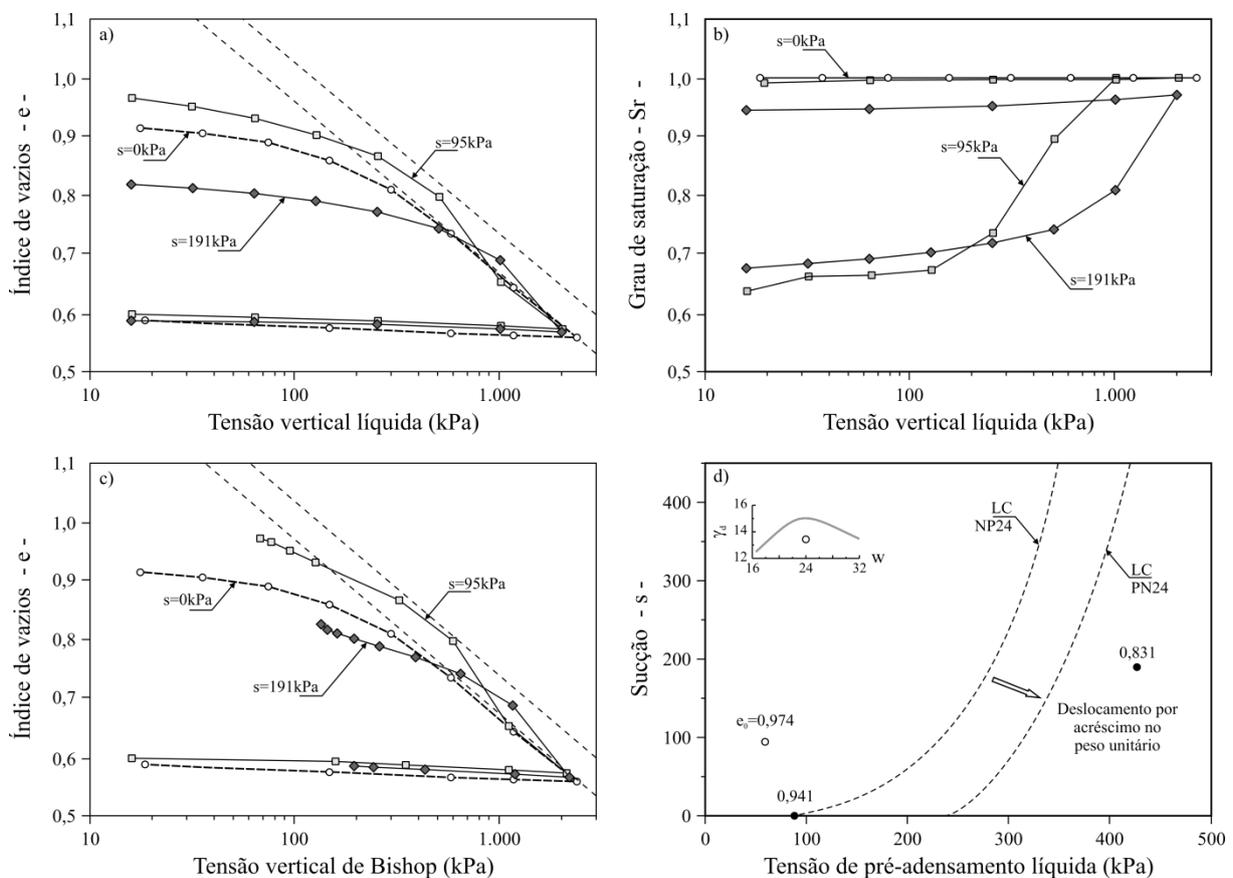


Figura 5.6. Resultados da compressão oedométrica com sucção constante para o ponto NP24.

Para os três ensaios de compressão oedométrica no estado saturado e não saturado para o ponto NP24 é difícil definir uma curva LC única, devido à variabilidade no peso específico seco inicial após a compactação (Figura 5.6d). Na Figura 5.2b apresentou-se a relação entre a tensão de pré-adensamento para o caso saturado e a umidade de compactação, conclui-se que o índice de vazios, ou o peso específico seco, controlam também o valor atingido. Os valores de tensão de pré-adensamento e peso específico seco na umidade de compactação de 24% para os pontos NP24 e PN24 são mostrados na Figura 5.7. Ao incrementar o peso unitário (γ_d) de 13,8 para 15,1 kN/m³ a tensão p_0^* varia de 105 a 236 kPa, um efeito similar é obtido ao incrementar a sucção. Assim, a tensão p_0^* é função γ_d e a sua razão de acréscimo depende da composição (Alonso & Pinyol, 2008). Uma vez que a tensão p_0^* depende do peso unitário após a compactação o ponto de partida da curva LC terá que ser deslocado com as mudanças na densidade inicial (Figura 5.6d).

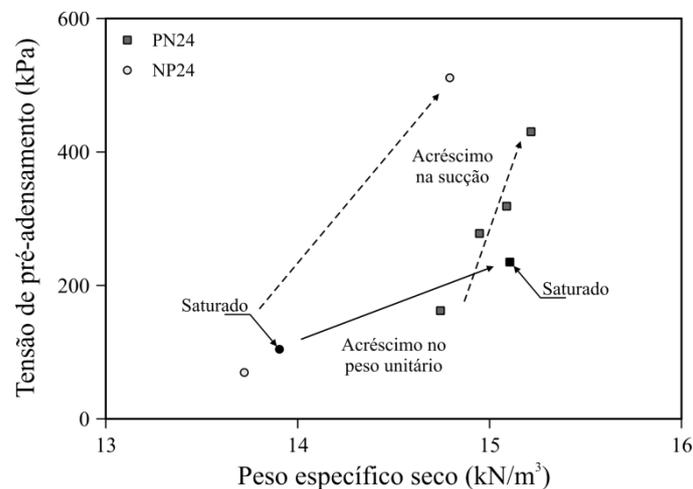


Figura 5.7. Relação entre a tensão de pré-adensamento e o peso específico seco.

Finalmente, na Figura 5.8 são apresentados os resultados para os pontos PN20, PN24 e PN28, onde as respostas são similares aos pontos PN18 e NP24. No ponto PN24 (Figura 5.8c) é claro como a linha de referência de compressibilidade (linha descontínua) vai se deslocando com o acréscimo da sucção. Da mesma forma do que o exposto anteriormente, se a linha inicial é fixada no caso saturado, uma variável interna do tipo deformação poderia armazenar, para cada tensão, a informação da nova posição da linha de compressibilidade.

Segundo Estabragh *et al.* (2004) a localização e forma da curva LC é função da fábrica do solo. Isso pode ser observado na Figura 5.8, onde varia segundo o ponto de compactação. Assim, diferentes arranjos devidos ao processo de compactação geram curvas LC diferentes. Para o solo estudado, quanto maior a bimodalidade maior é a curvatura da LC. A curva LC definida por Alonso *et al.* (1990) é o lugar geométrico que representa as mudanças na tensão

de pré-adensamento com a sucção, e portanto, a partir da qual são produzidas deformações irreversíveis, que seja por incremento na tensão média líquida ou redução na sucção (Figura 2.2). Assim, um material com uma curva LC vertical só gera deformações irreversíveis com o incremento da tensão média líquida, e um material com uma LC de curvatura acentuada (Figura 5.8b) tem um potencial alto para produzir deformações irreversíveis quando é reduzida a sucção. Neste último caso, as deformações irreversíveis são as responsáveis pelo fenômeno conhecido como colapso volumétrico.

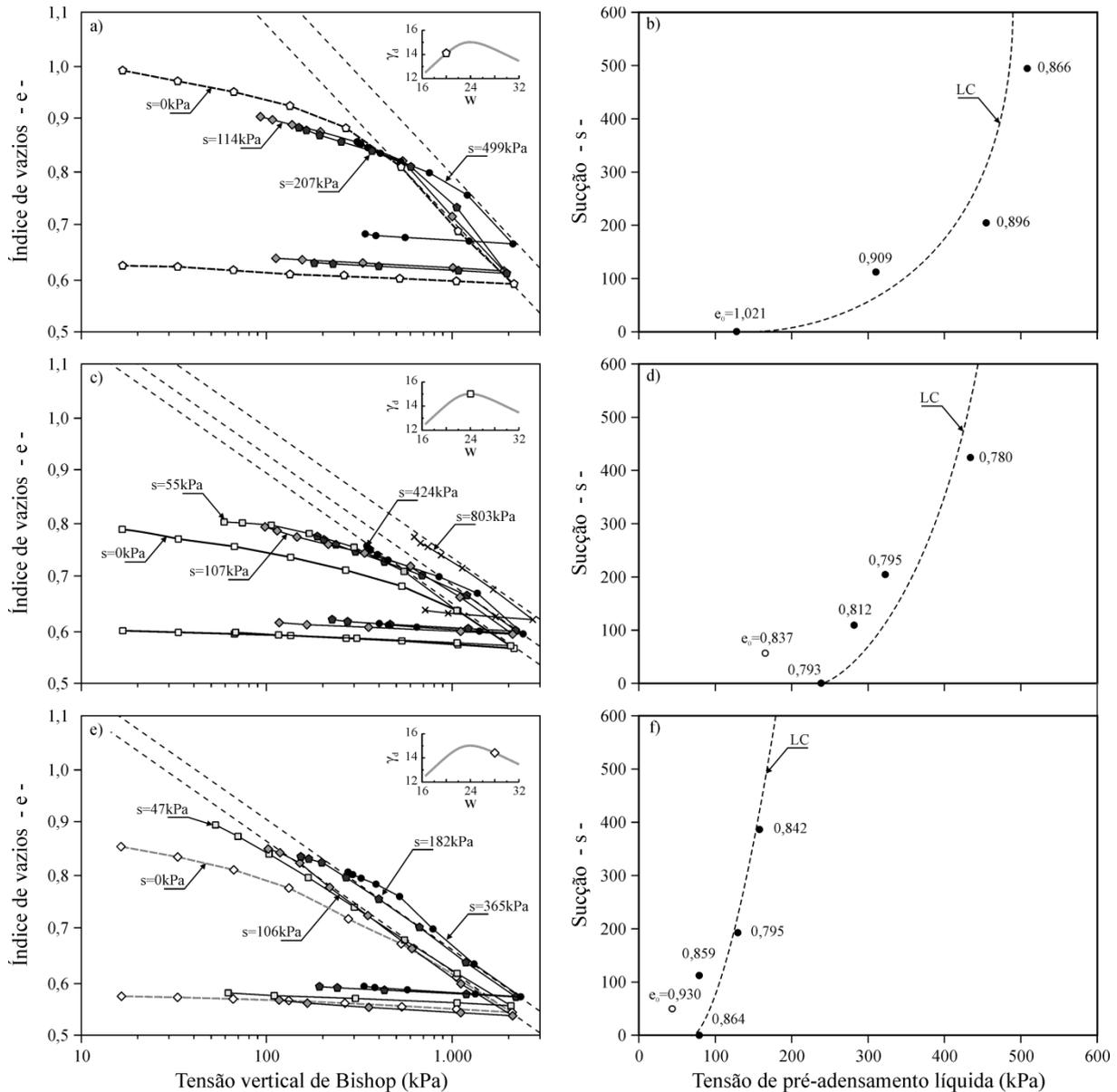


Figura 5.8. Resultados da compressão oedométrica com sucção constante para os pontos PN20, PN24 e PN28.

5.2 COMPRESSÃO TRIAXIAL CONVENCIONAL CTC

Estes ensaios foram realizados para a determinação das superfícies de ruptura correspondentes aos quatro pontos de moldagem (NP24, PN20, PN24 e PN28). Neste item são apresentados os resultados das compressões triaxiais convencionais para o estado caso saturado e não saturado.

5.2.1 Compressão triaxial convencional para condições saturadas

Estes ensaios foram realizados nos quatro pontos supracitados. O procedimento de saturação foi o especificado pela norma BS 1377-8: 1990, a velocidade no cisalhamento de 0,008 mm/min foi igual para todos os ensaios CD saturados. A condição de ensaio CD foi determinada ao usar os dados do adensamento isotrópico da amostra PN24 até 600 kPa. Na Figura 5.9 estão os valores da tensão desvio (q) e da variação volumétrica em função da deformação axial.

As diferenças entre o valor objetivo e o real da pressão confinante foram devidas à programação do sistema automático de controle da pressão e ao erro próprio dos sensores, como no caso da amostra PN24 onde o objetivo foi 50 kPa e o equipamento alcançou 43 kPa. Assim, as tensões confinantes indicadas na Figura 5.9 foram valores dos sensores antes do início da aplicação da tensão desvio.

Como era previsto, quanto maior a tensão confinante maior a tensão desvio na ruptura. Observa-se na Figura 5.9 que para os pontos PN20 e PN24 na tensão confinante próxima dos 50 kPa a mudança inicial de volume durante o cisalhamento foi negativa, indicando dilatância, a qual foi incrementada até alcançar valores positivos e volume constante. O comportamento dilatante do ponto PN20 pode ser devido à não saturação do material, 88%, embora o parâmetro $\bar{B} = 0,97$, medido na base, tenha passado do limite exigido de 0,95 pela norma BS 1377-8: 1990.

A forma da curva tensão-deformação é suave para todos os pontos e não apresenta resistência pico. No intervalo de 0 a 50 kPa de tensão desvio, as curvas são praticamente iguais, fato que se corrobora com as curvas $\Delta V - \varepsilon_a$ que possuem inclinação similar até alcançar o estado crítico. O valor da tensão desvio na ruptura, para uma mesma tensão confinante, está muito próxima entre os pontos de compactação. Esta coincidência permite pensar que a envoltória de resistência seria a mesma.

Na Figura 5.10 são apresentados os resultados para os pontos NP24 e PN24, mesma umidade de compactação com diferente energia. A Figura 5.10b apresenta as mudanças no

índice de vazios durante o ensaio, o adensamento isotrópico seguido para cada amostra é aproximadamente paralelo ao adensamento oedométrico, por sua vez paralelo no estado crítico. A diferença no índice de vazios no estado crítico das amostras NP24 e PN24 são apenas perceptíveis e permitem explicar o fato da similitude na resistência ao cisalhamento (Figura 5.10f).

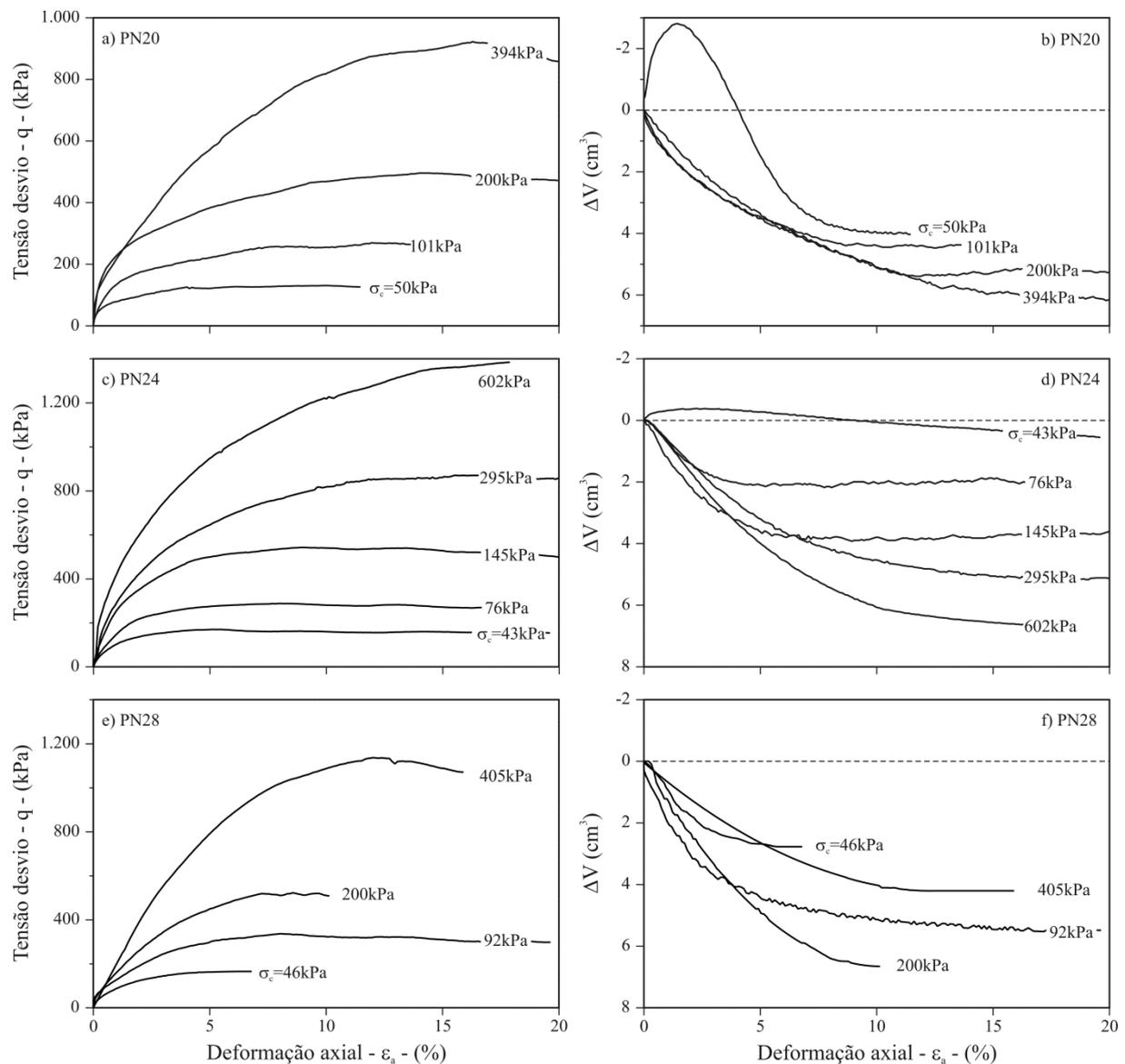


Figura 5.9. Resultados da compressão triaxial convencional tipo CD para os pontos PN20, PN24 e PN28.

Segundo o comportamento na compressão oedométrica e a resposta na curva de retenção, quando as amostras são submetidas a trajetórias de carregamento, a distribuição e tamanho dos poros se aproxima, e ainda, converge no nível da microfábrica. Assim, as mudanças na estrutura sofridas pelo ponto NP24 aproximam as características do material com as do ponto PN24, tal como ocorre na compressão oedométrica (Figura 5.1b). Corpos de

prova com características estruturais semelhantes têm respostas mecânicas e hidráulicas semelhantes.

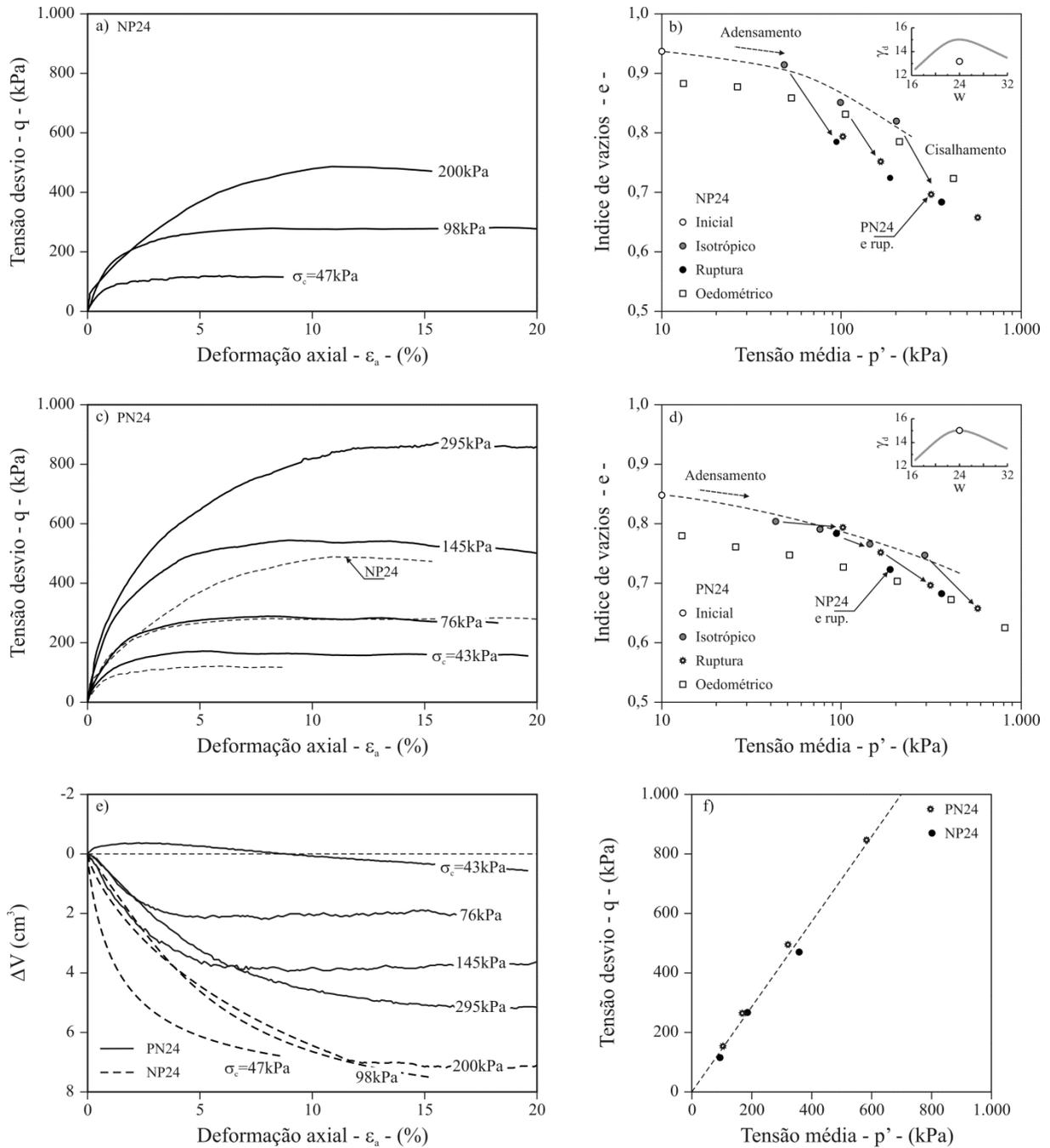


Figura 5.10. Resultados dos ensaios CTC-CD para os pontos PN24 e NP24.

As trajetórias seguidas na compressão triaxial convencional para o ensaio CD homogeneízam o material, no sentido de aproximar as características estruturais, fazendo com que a resposta mecânica seja a mesma (Figura 5.11). Wheeler & Sivakumar (2000) reportam uma resposta similar para solo compactado, quando o material atinge o estado crítico.

Adicionalmente, as evidências experimentais relatadas nos parágrafos anteriores sugerem, para amostras comprimidas anisotrópica e isotropicamente, a existência de uma região única de compressão normal. Este comportamento reflete o efeito da evolução da fábrica do solo durante o carregamento (Figura 4.6). Observando a Figura 5.11, é claro que os valores no estado crítico $e-p'-q$ são praticamente iguais, especialmente para os ensaios nos pontos NP24, PN24 e PN28.

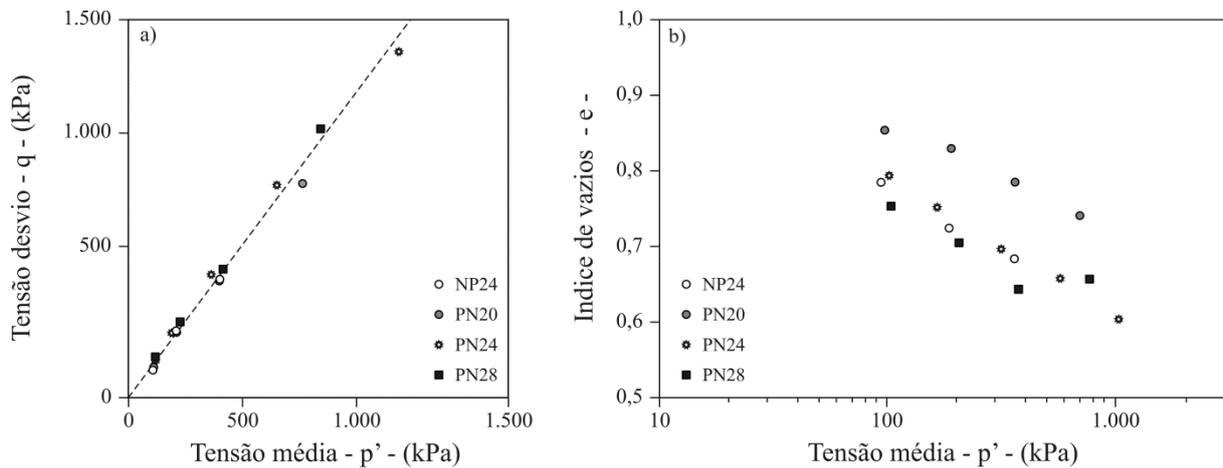


Figura 5.11. Condições na ruptura da CTC-CD no caso saturado: a) espaço $p'-q$, e b) e - $\log(p')$.

5.2.2 Compressão triaxial convencional para condições de umidade constante

Estes ensaios foram realizados nos pontos NP24, PN20, PN24 e PN28. O procedimento de ensaio foi o especificado no item 3.3.4, a velocidade no cisalhamento de 0,017 mm/min foi igual para todos os ensaios, e corresponde à velocidade do CU saturado segundo a norma ASTM D4767–11. Os resultados serão apresentados desenhando os valores da tensão desvio (q), mudança de volume (ΔV), e o grau de saturação como função da deformação axial. Adicionalmente, apresenta-se a trajetória da tensão desvio como função de sucção para dar uma ideia do comportamento até a ruptura.

Comparando os resultados dos ensaios CD e CW (Figura 5.10a e Figura 5.12a) para o ponto NP24, pode-se afirmar que a sucção tem um efeito na resistência ao cisalhamento similar ao que tem a tensão confinante, fazendo com que a resistência ao cisalhamento cresça com a sucção. O grau de saturação cresce com a deformação axial quando o volume é reduzido (Figura 5.12c e d). Quanto ao desenvolvimento da sucção, os ensaios nos pontos NP24, PN20 e PN24 mostram comportamento semelhante, com decréscimo da sucção durante o cisalhamento (Figura 5.12, Figura 5.13e Figura 5.14). Este comportamento está de acordo

com o relatado por outros autores para solos tropicais compactados (Oliveira, 2004; Georgetti, 2010).

A deformação volumétrica durante o cisalhamento foi medida por meio da mudança de volume na câmara triaxial, mantendo a tensão confinante total constante com o controlador de pressão e volume. Para todos os pontos de compactação se observou que no início todos os corpos de prova sofreram uma compressão e que a mudança total diminuiu com o acréscimo na sucção inicial imposta. A mudança de volume atinge um valor máximo e se reduz, alcançando às vezes mudanças negativas (incremento de volume). Este comportamento pode ser devido ao controle de volume no ensaio, uma vez que ao final do cisalhamento dos corpos de prova, o deslocamento tangencial no plano de ruptura pode ter deslocado a água da câmara, movimento necessário para que o controlador GDS conserve a pressão na água constante. Esta é a maior limitação do sistema de controle de volume adotado.

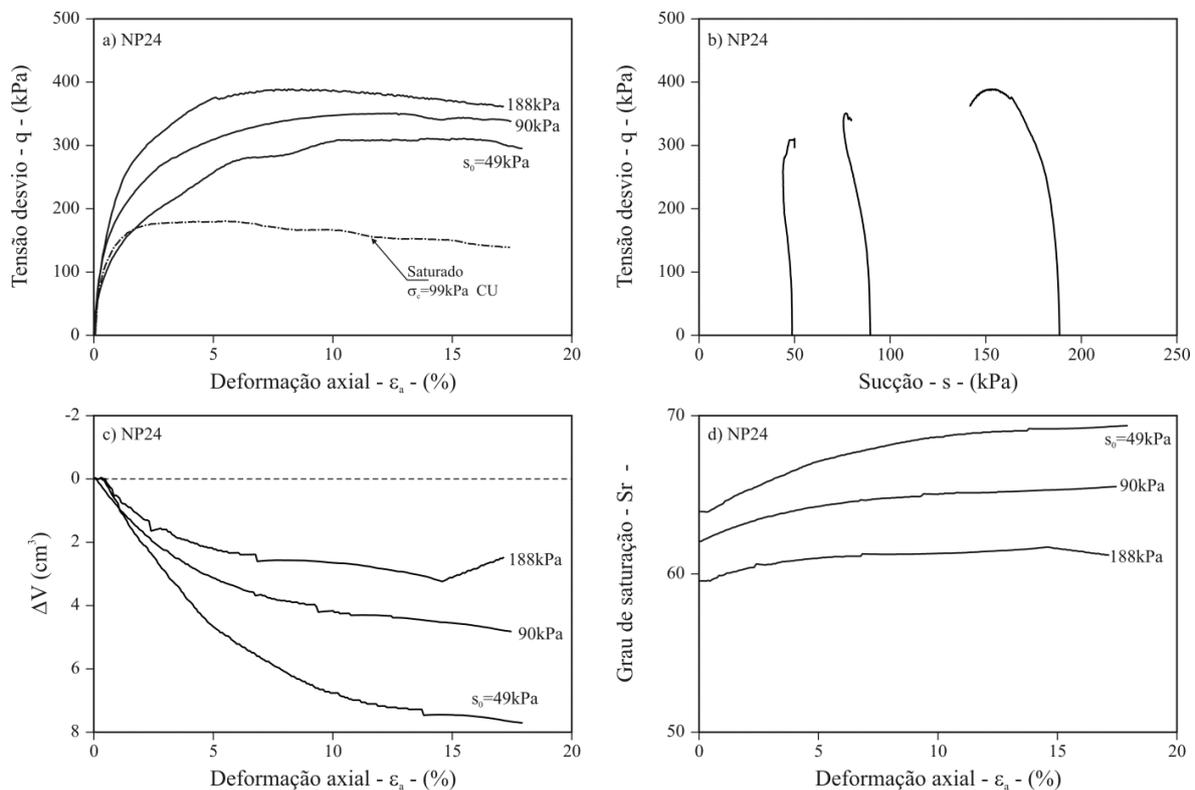


Figura 5.12. Compressão triaxial convencional CW no ponto NP24.

A influência da tensão confinante líquida na resistência ao cisalhamento do solo pode ser observada quando se comparam os resultados do ponto PN24 para a sucção inicial de 50 kPa (Figura 5.14a e b). O acréscimo na tensão desvio na ruptura pelo acréscimo na tensão confinante líquida é maior que o devido ao mesmo acréscimo na sucção.

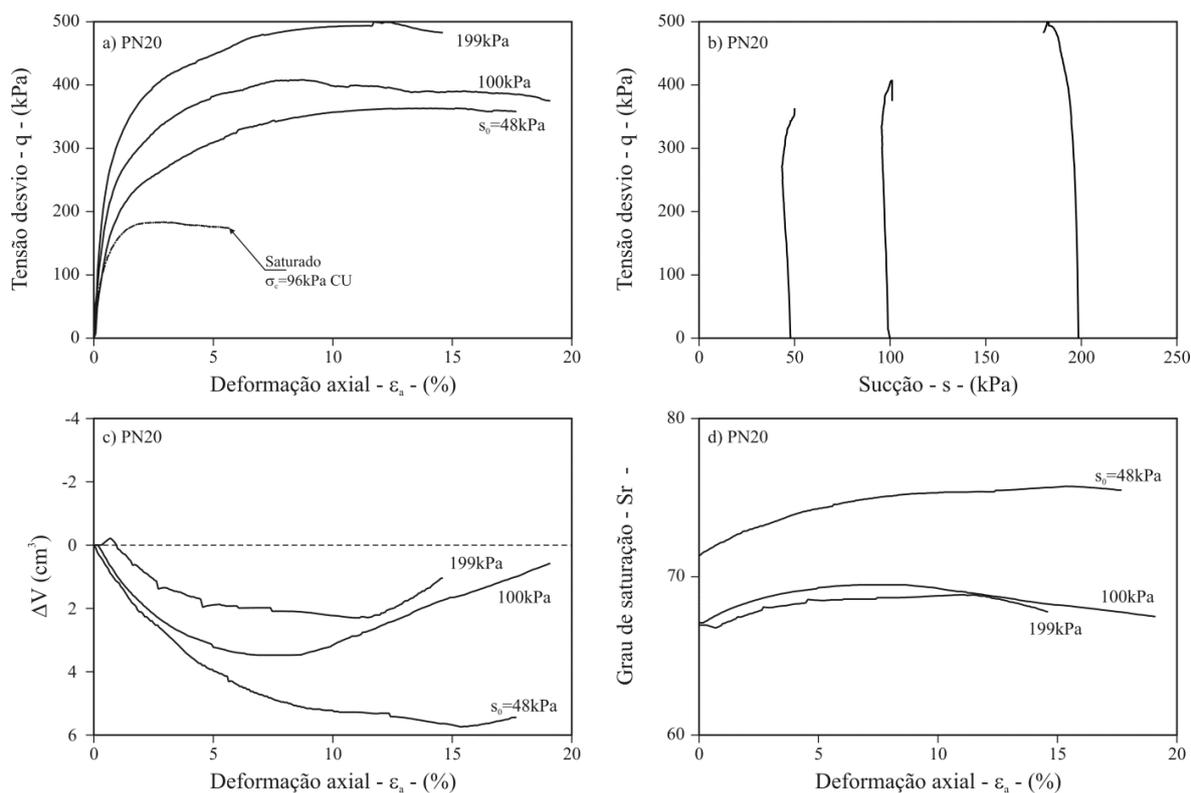


Figura 5.13. Compressão triaxial convencional CW no ponto PN20.

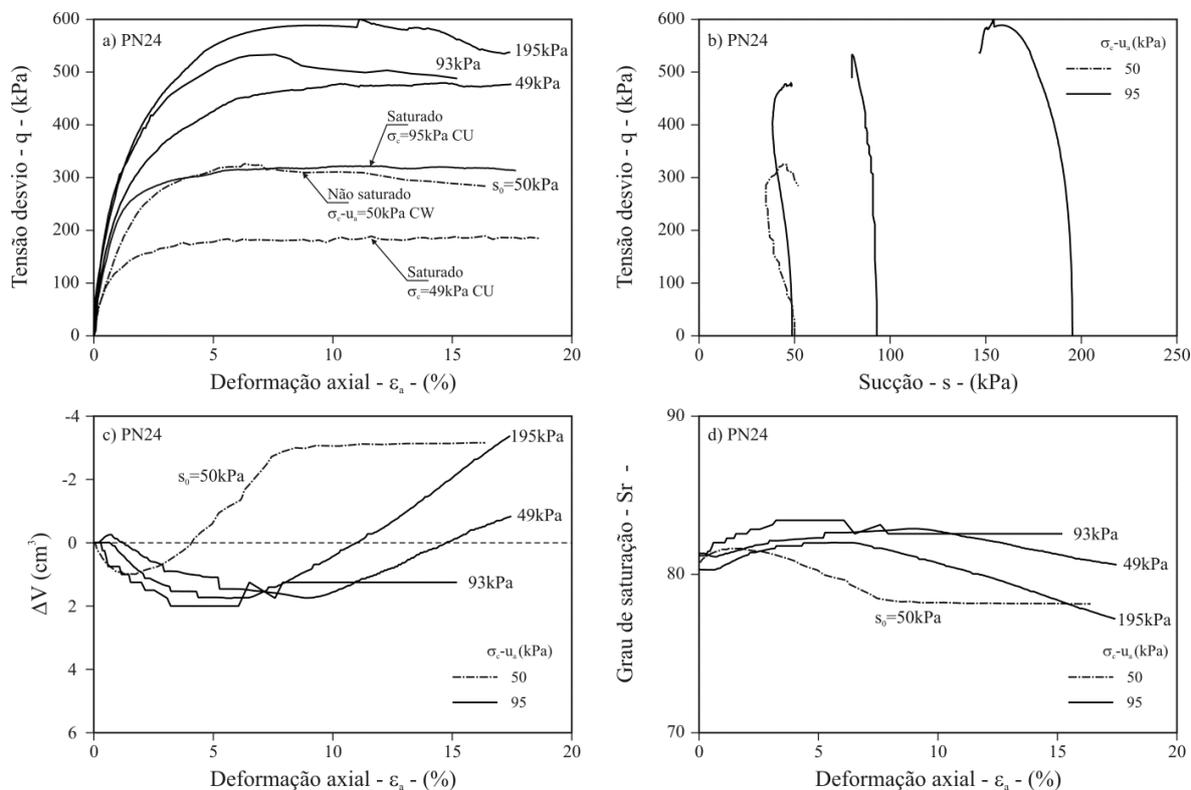


Figura 5.14. Compressão triaxial convencional CW no ponto PN24.

Na Figura 5.15, que corresponde ao ponto PN28 no ramo úmido da curva de compactação, é evidente o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento, os corpos de prova

com sucções iniciais de 49 e 98 kPa sofrem redução da sucção durante o cisalhamento até um valor muito próximo 19 e 28 kPa (Figura 5.15b), o que se traduz em tensões desvio na ruptura de 378 e 402 kPa (Figura 5.15a).

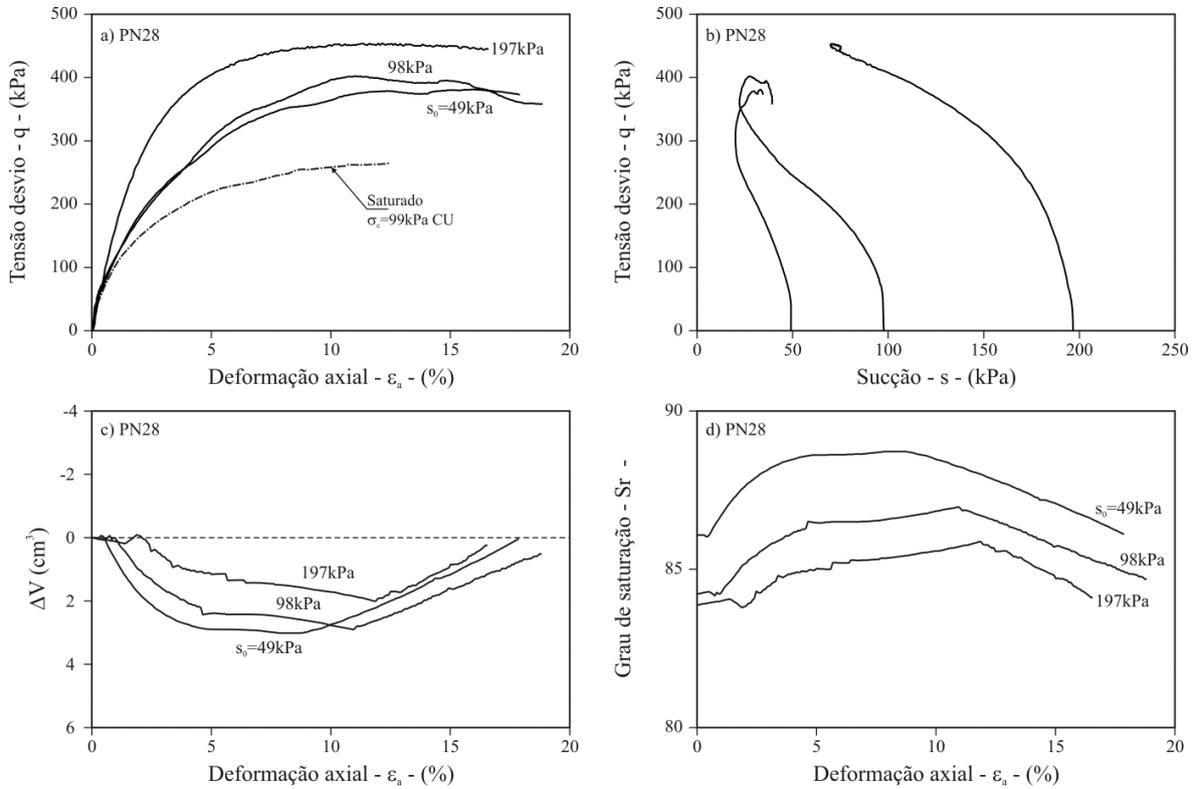


Figura 5.15. Compressão triaxial convencional CW no ponto PN28.

Na Figura 5.16 é resumido o comportamento na ruptura para os ensaios CW. Ao utilizar a tensão efetiva de Bishop, equação 2.5 com $\alpha = 1$, a inclinação da linha de estado crítico (M), no espaço p' -q, é a mesma para os quatro ensaios não saturados. E a localização depende da estrutura inicial, sendo que PN24 encontra-se acima do ponto NP24.

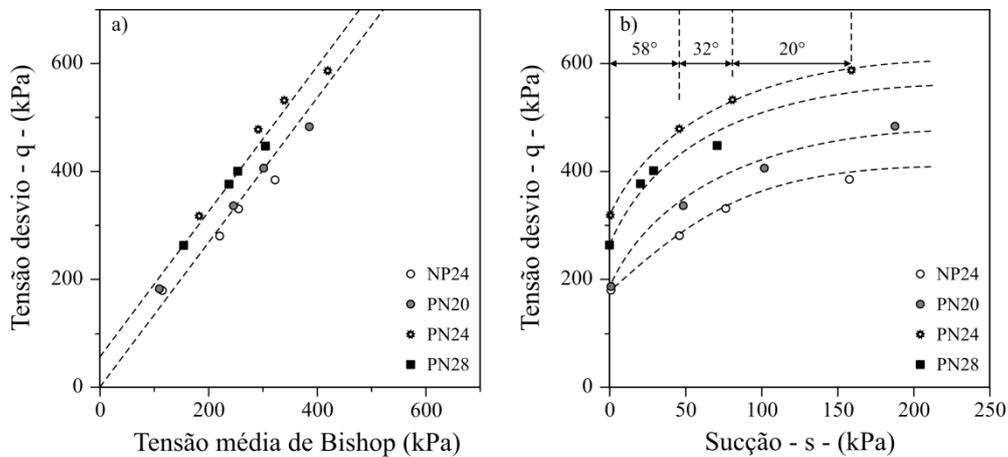


Figura 5.16. Tensões na ruptura para os ensaios CTC-CW.

A Figura 5.17 apresenta a diferença entre o mecanismo de ruptura para os ensaios saturados drenados (CTC-CD) e com umidade constante (CTC-CW). No caso saturado o padrão não exibe um plano de ruptura definido, enquanto o ensaio não saturado apresenta um plano de ruptura bem definido.



Figura 5.17. Mecanismo de ruptura na compressão triaxial convencional (PN24).

Os resultados, de novo, sugerem que as características do arranjo estrutural bimodal, produto da compactação inicial das amostras, são eliminadas durante o adensamento isotrópico e cisalhamento quando o material atinge o estado crítico. Esta é a homogeneização do material, mencionada no caso saturado. Uma resposta equivalente, para um silte compactado, é relatada por Wheeler & Sivakumar (2000).

Finalmente, o acréscimo da resistência ao cisalhamento com a sucção é resumido na Figura 5.16b. A relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção é não linear. Inicialmente o ângulo de acréscimo no espaço $s - t$ apresenta valores da ordem de 58° que são reduzidos até 20° para valores de sucção próximos aos 200 kPa. Como referência este ângulo como função da tensão normal varia entre 32° e 35° .

5.3 RESUMO

Este Capítulo apresentou os resultados do comportamento mecânico para as condições saturadas e não saturadas com controle de sucção e umidade constante. É importante resaltar que o trabalho não tinha como objetivo propor um modelo constitutivo e, portanto outras trajetórias no ensaio triaxial como compressão TC ($\Delta p = 0, \Delta \sigma_1 \uparrow$) ou extensão TE ($\Delta p = 0, \Delta \sigma_1 \downarrow$) foram desconsideradas. A forma de apresentação dos dados pretendeu capturar todas

as informações possíveis com relação ao material, alguns parâmetros de modelos constitutivos, como o MCC ou BBM contidos no *framework* da elastoplásticidade, foram usadas para descrever a resposta do material só.

As características da resposta mecânica do solo podem ser resumidas como:

- A compressibilidade é função da fábrica inicial e da sucção, e as mudanças de volume homogeneizam a fábrica fazendo com que as trajetórias apresentem convergência;
- A trajetória de descarregamento segue sempre a mesma razão, o índice κ é o mesmo;
- A homogeneização devida ao carregamento faz com que as condições na ruptura sejam similares, envoltória com a mesma inclinação M .

Foi mostrado como o comportamento é dependente da estrutura e do estado de tensões, incluindo tanto a tensão líquida como a sucção. Então a representação do comportamento mecânico, através de um modelo constitutivo, vai se aproximar melhor se incorpora alguma variável, que pode ser interna do tipo deformação, o qual permita simular o que acontece na homogeneização durante o carregamento. Esta variável também armazenará informação do comportamento hidráulico.

6 MODELAGEM CONSTITUTIVA

Após analisar a resposta mecânica do solo estudado, observa-se que o referencial teórico da elastoplasticidade é suficiente para se aproximar à representação do material. É possível que outras abordagens como o caso da hipoplasticidade possam gerar resultados iguais ou até melhores, a escolha tem a ver com a simplicidade computacional e o entendimento do fenômeno físico que oferecem tanto o MCC como o BBM para o autor.

Neste capítulo é apresentado o modelo constitutivo que pretende representar o comportamento do material estudado. São introduzidas as considerações, definições e conceitos novos do modelo, a formulação matemática do mesmo, o processo de determinação inicial dos parâmetros e os resultados da calibração, e finalmente, são discutidas as aproximações do modelo e os passos a seguir no aperfeiçoamento do mesmo. O modelo é o resultado do trabalho do grupo de modelagem constitutiva do programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB.

6.1 CONSIDERAÇÕES DO MODELO

Os conceitos da Teoria da Plasticidade e da mecânica de solos não saturados são considerados dentro das hipóteses do modelo. Aquelas que não são óbvias são discutidas neste item.

Estado de tensões

Três variáveis de estado de tensões são utilizadas para descrever o comportamento mecânico no caso não saturado, tomando o saturado como uma condição particular do caso não saturado: tensão média líquida (p), tensão desvio (q) e sucção (s):

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 - u_a \quad (6.1)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (6.2)$$

$$s = (u_a - u_w) \quad (6.3)$$

Níveis estruturais

Dois níveis de poros coexistem, grandes poros (*large pores*, L) e pequenos poros (*small pores*, s). Admite-se o efeito de superposição nos dois níveis, macrofábrica (L) e microfábrica (s) como:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^L + d\varepsilon^S \quad (6.4)$$

onde, $d\varepsilon$ = deformações totais; $d\varepsilon^L$ = deformações que ocorrem no nível da macrofábrica; e $d\varepsilon^S$ = deformações que ocorrem no nível da microfábrica. Segundo as evidências experimentais, apresentadas nos capítulos 4 e 5, as deformações nos dois níveis estruturais evoluem até entrar no domínio do modo microporoso.

Na Figura 6.1 é ilustrada a resposta da fábrica durante um carregamento no laboratório. Após a compactação, no carregamento de \overline{OC} , admite-se que $d\varepsilon^L \gg d\varepsilon^S$, e as deformações totais são associadas ao nível da macrofábrica ($d\varepsilon \approx d\varepsilon^L$). Por outro lado, no trecho \overline{CD} , o nível da microfábrica apresenta uma redução de volume tal que $d\varepsilon^S \gg d\varepsilon^L$, e as deformações totais são associadas com a microfábrica. Esta simplificação foi verificada experimentalmente e ilustrada no Capítulo 4 (Figura 4.6), além disto, mostrou-se que a permeabilidade saturada muda quando começam as deformações no nível microporoso (Figura 4.14).

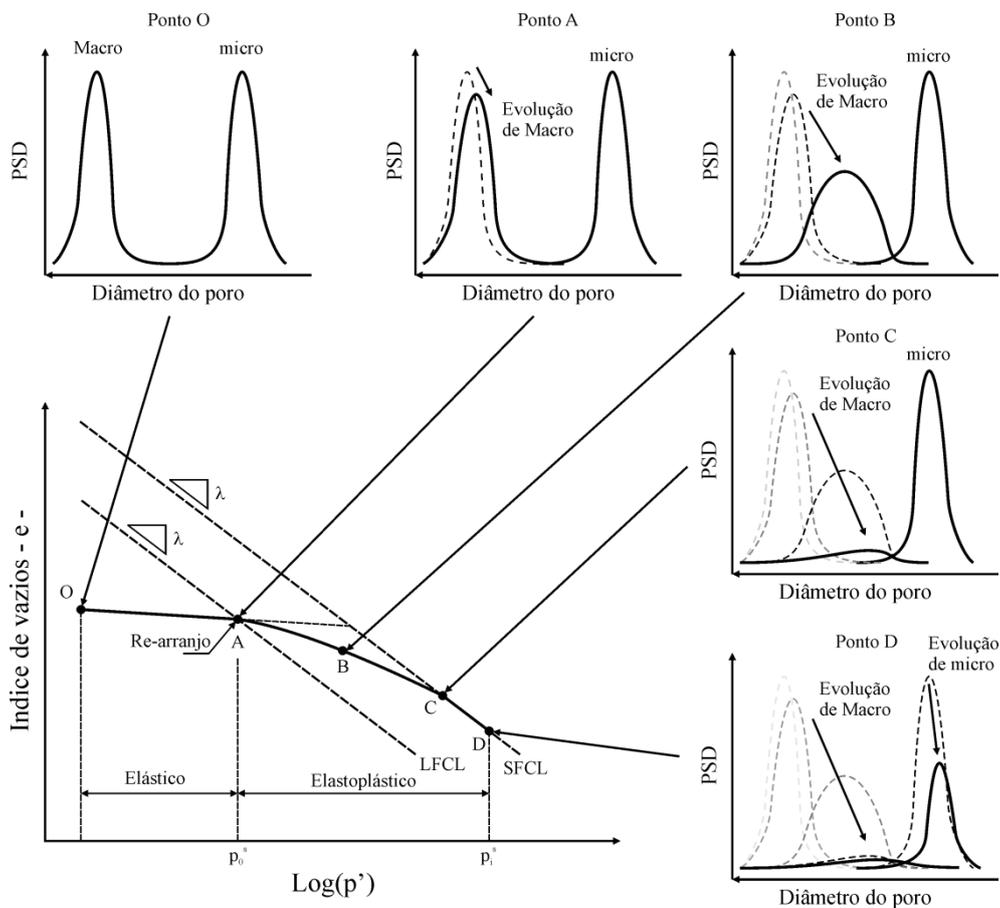


Figura 6.1. Esquema ilustrativo das mudanças na função de densidade de poros com o carregamento.

Na Figura 6.2 ilustra-se o caso em que $d\varepsilon^L \gg d\varepsilon^S$. Ao gerar um aumento na tensão média líquida com umidade constante se produz uma mudança total no volume ΔV mantendo constante os volumes de água nos macroporos (V_w^L), ar e água nos microporos (V_w^S, V_a^S), assim a deformação total é devida à mudança no volume de ar dos macroporos $\Delta V = V_a^L - V_a^{L(1)}$. Isto tem como consequência um acréscimo no grau de saturação dos macroporos que se reflete no grau de saturação total (Figura 6.2b). Comportamento análogo foi observado na compressão oedométrica com sucção constante (Figura 5.4, 5.5 e Figura 5.8). As evidências experimentais das deformações no modo macroporoso sobre ação da tensão média líquida em níveis baixos é apresentada na Figura 6.3.

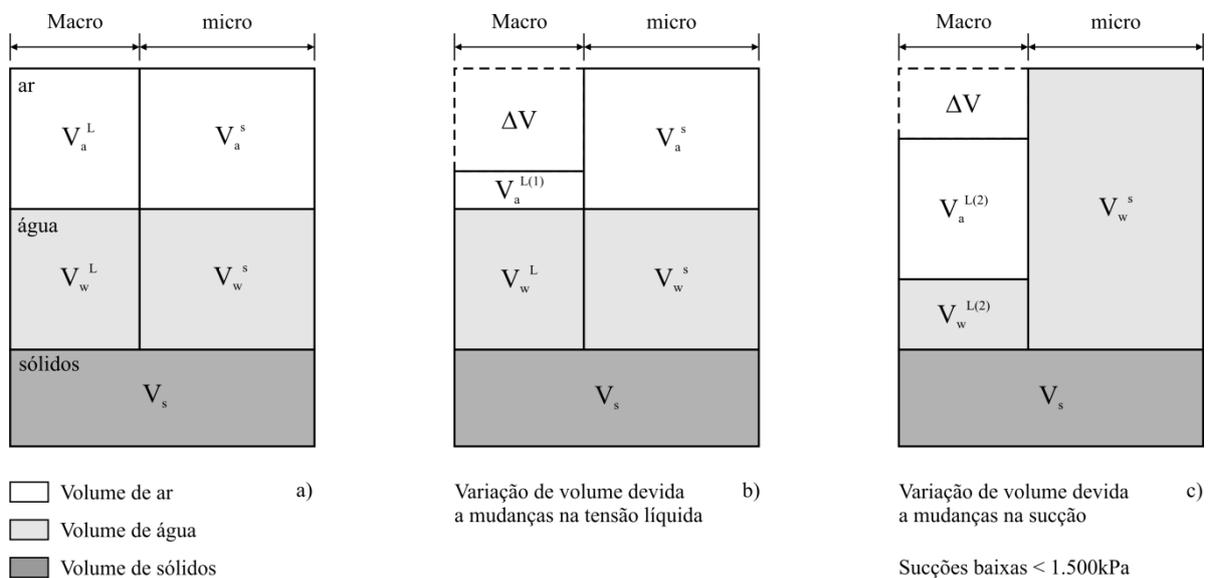


Figura 6.2. Esquema ilustrativo das mudanças de volume na macroestrutura: a) condição inicial, b) mudanças no início do carregamento, e c) mudanças por câmbios na sucção com o nível microestrutural saturado.

Por outro lado, quando a tensão média líquida é mantida constante e a sucção é aumentada para níveis baixos (Figura 6.2c), ainda com os microporos saturados, o material terá uma deformação total ΔV devida às mudanças no volume de ar e água nos macroporos (V_w^L, V_a^L), dada por $\Delta V = (V_a^L - V_a^{L(2)}) + (V_w^L - V_w^{L(2)})$. Assim, esses dois exemplos ilustram a evolução da macroporosidade em condições ideais, segundo as evidências experimentais. Abordagens similares são usadas por outros autores (Alonso *et al.*, 1999; Koliji, 2008; Zhou *et al.*, 2012, Alonso *et al.*, 2012).

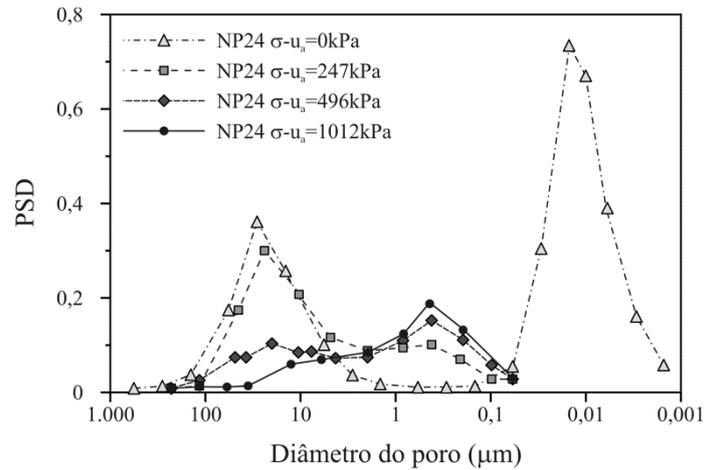


Figura 6.3. Câmbios na função de densidade de tamanho de poros com o carregamento.

Estado admissível

Outro conceito importante é o do estado admissível. Considerando o espaço de Haigh-Westergard (Figura 6.4a), define-se região admissível a um domínio no espaço tal que pontos fora deste não têm significado físico. Assim a trajetória de tensões AC' é impossível ao considerar o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, enquanto a trajetória AB é possível (Figura 6.4a). Na Figura 6.4b se apresenta o estado admissível, ao considerar o espaço $(e - \text{Log}(p'))$, a mudança na tensão efetiva média desde o ponto A até o ponto C estará dentro da região admissível, gerando deformações elásticas no trecho AB e elastoplásticas no trecho BC.

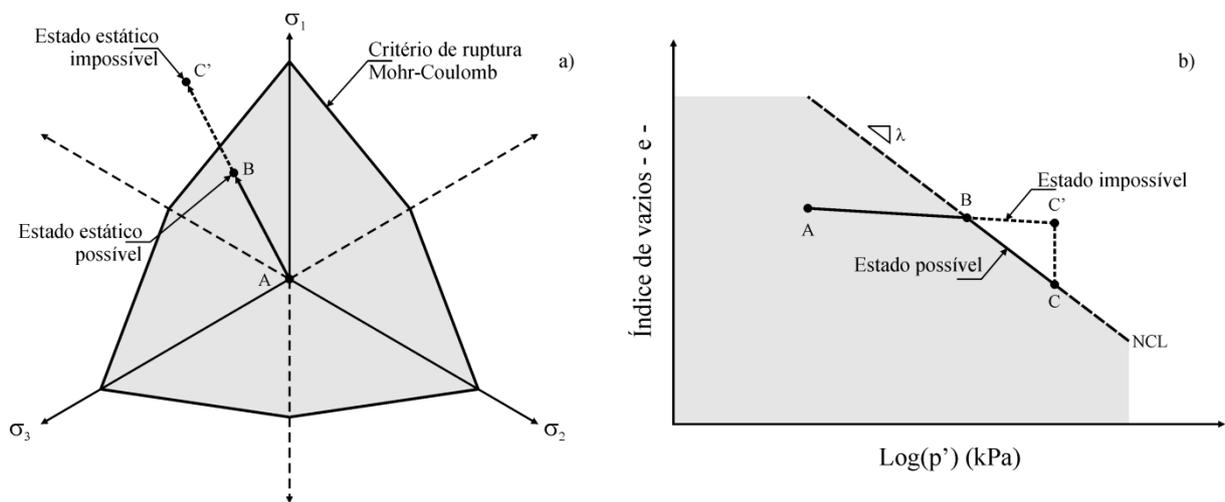


Figura 6.4. Conceito do estado admissível: a) critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e b) relação $e - \text{Log}(p')$ nos modelos elastoplásticos.

Para algumas condições o estado admissível pode evoluir, como a função de plastificação. A função de plastificação é uma expressão matemática que define um estado admissível na Teoria da Plasticidade. É de conhecimento geral que a sucção gera um

acréscimo na resistência ao cisalhamento e aumenta a região elástica no espaço ($e - \text{Log}(p')$), na Figura 6.5 são representados os dois casos. Isso não é mais do que o incremento do domínio admissível do material.

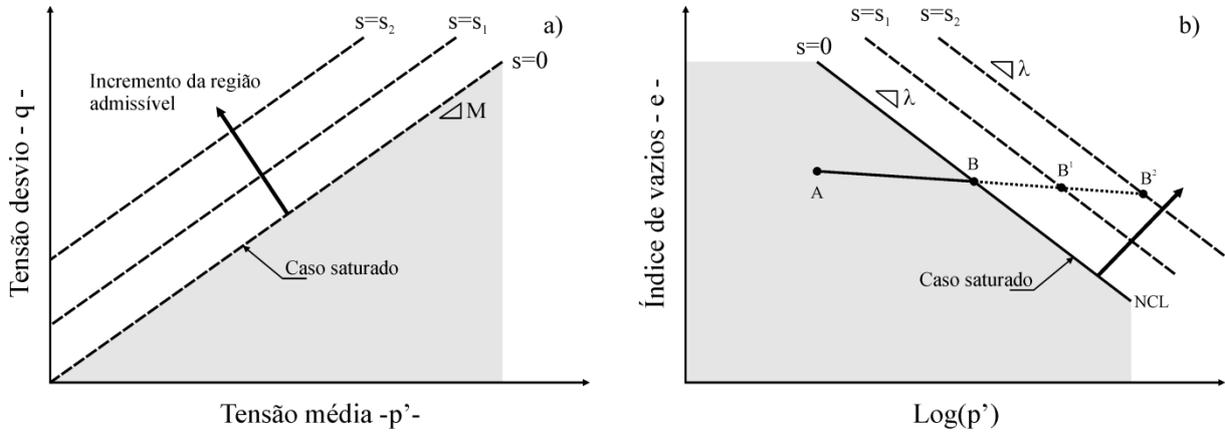


Figura 6.5. Efeito da sucção no estado admissível.

Linhas de compressão da fábrica

Por outro lado, é observado experimentalmente que no espaço ($e - \text{Log}(p')$) durante o carregamento o solo exibe uma transição suave entre a região elástica e a linha de compressão normal, compressão da microfábrica (SFCL). Esta transição é consequência da diferença entre os níveis macro e micro do solo. Inicialmente as mudanças de volume fecham a macroestrutura e passam a deformar a microestrutura. Esta linha de referência (SFCL) representa o limite admissível do solo como função do nível microestrutural, sendo fixada para o modelo e servirá como referência para todos os estados admissíveis prováveis. Assim a SFCL no caso unimodal é a mesma linha de consolidação normal, NCL (Figura 6.6).

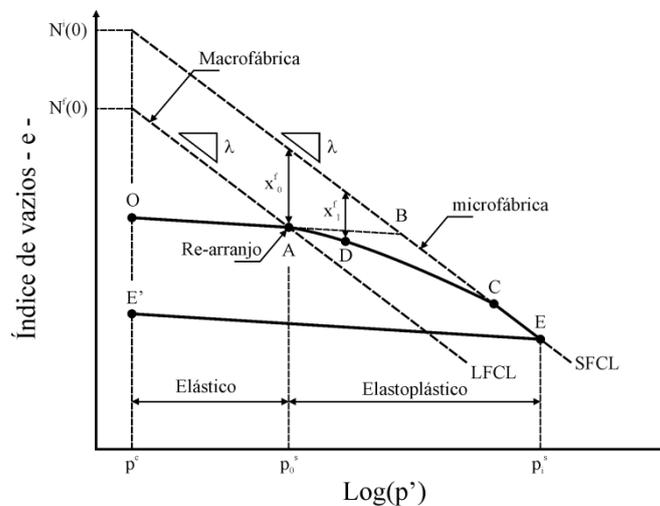


Figura 6.6. Efeito da fábrica e linhas de compressibilidade da macro e microfábrica.

O domínio elástico para a estrutura inicial no espaço ($e - \text{Log}(p')$) é definido por uma linha de referência paralela com a SFCL que depende do arranjo estrutural inicial. Esta linha é chamada de linha de compressibilidade da macrofábrica (LFCL). A nova linha de referência da macro LFCL localiza-se na esquerda da SFCL quando o tamanho do modo macroporoso na fábrica inicial é bem diferente do tamanho dominante do modo microporoso. A referida linha tem a função de capturar a facilidade de deformação que há no modo macroporoso.

Observando a Figura 6.6, quando o nível de tensão ultrapassa a LFCL são geradas deformações elastoplásticas que aumentam a região elástica. Este incremento trasladará a LFCL para uma nova posição, e conforme os macroporos sejam fechados a LFCL vai se aproximar da SFCL até as deformações serem controladas pelos microporos. Esta nova posição da LFCL é definida por uma variável interna do tipo deformação, x^f , que define a influência da macrofábrica na resposta mecânica. Na Figura 6.7 é apresentada uma curva de compressibilidade saturada e a evolução da variável de estado x^f com as deformações plásticas. A evolução de x^f pode ser representada com uma lei do tipo exponencial como:

$$x^f = x_0^f \cdot e^{(-a^f \varepsilon_v^p)} \quad (6.5)$$

onde, x_0^f = variável que estabelece a posição inicial da LFCL; a^f = parâmetro que controla a velocidade com que a LFCL se aproxima da SFCL; e ε_v^p = deformação volumétrica plástica.

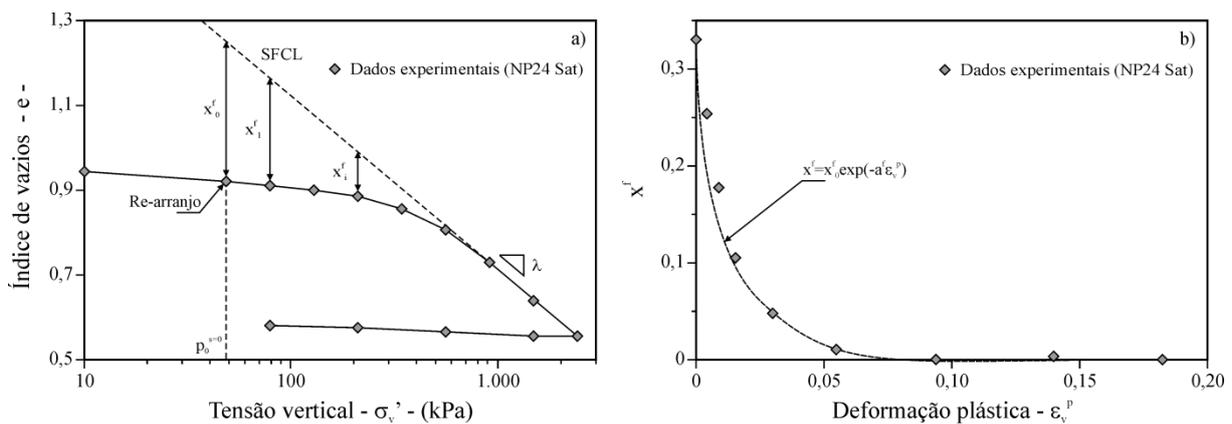


Figura 6.7. Variável interna de deformação que armazena a informação da fábrica.

Na Figura 6.8 é apresentada a influência do parâmetro a^f . Um valor alto de a^f leva uma rápida degradação do efeito do nível da macrofábrica na resposta mecânica, enquanto o valor a^f igual zero não teria uma transição suave, e no caso saturado o modelo reproduz o

MCC. Pela formulação e validação experimental do MCC, intuitivamente pode-se afirmar que a argila de Cambridge usada é fundamentalmente unimodal.

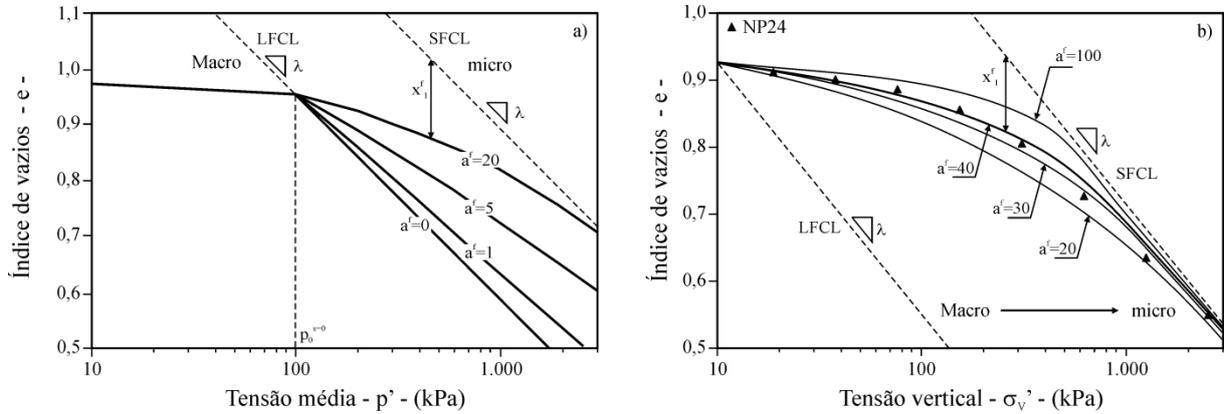


Figura 6.8. Influência do parâmetro a^f .

As deformações elásticas são calculadas por:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \quad (6.6)$$

onde, $d\varepsilon_v^e$ = deformação volumétrica elástica; e κ = índice de expansão/compressão volumétrica elástica. Por consequência, quando $x^f \rightarrow 0$ a trajetória alcança o ponto C (Figura 6.6), a componente plástica da deformação volumétrica total será dada por:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda^i - \kappa}{1+e} \frac{dp_0^i}{p_0^i} \quad (6.7)$$

onde, λ^i = índice de compressibilidade volumétrica plástica da microfábrica (SFCL); e p_0^i = projeção da tensão de pré-adensamento na SFCL.

Com auxílio da variável interna de deformação x^f a tensão de pré-adensamento pode-se calcular como:

$$p_0^s(0) = p_0^i \cdot e^{\frac{-x^f}{\lambda^i - \kappa}} \quad (6.8)$$

onde, p_0^s = tensão de pré-adensamento na LFCL. Enfatizando, x^f mede a influência do modo macroporoso no comportamento do solo.

Efeito da sucção

Como foi apresentado na Figura 6.5 a sucção incrementa a região de estado admissível. Uma nova linha de referência, chamada linha de consolidação não saturada

$$N^i(s) = e_1 - \kappa \ln \left(\frac{p_0^i(s)}{p_0^i(0)} \right) + \lambda^i \ln \left(\frac{p_0^i(s)}{p^c} \right) \quad (6.11)$$

onde, $N^i(s)$ = índice de vazios na UCL quando a tensão média líquida igual a p^c ; e $p_0^i(s)$ = tensão de pré-adensamento na trajetória não saturada para uma sucção s . A variável de estado que armazena a localização as UCL (x^s) é por definição:

$$x^s = N^i(s) - N^i(0) \quad (6.12)$$

Ao combinar as equações 6.10, 6.11 e 6.12 x^s pode ser escrito como:

$$x^s = -\Delta + (\lambda^i - \kappa) \ln \left(\frac{p_0^i(s)}{p_0^i(0)} \right) \quad (6.13)$$

Resolvendo para $p_0^i(s)$ e *loading collapse curve* (LC), tem-se a seguinte expressão:

$$p_0^i(s) = p_0^i(0) e^{\left(\frac{\Delta + x^s}{\lambda^i - \kappa} \right)} \quad (6.14)$$

Por analogia com o BBM, a variável $x^s(s)$, que contém a informação da posição inicial da UCL, pode ser escrita como:

$$x^s(s) = 1 - [(1 - r)e^{-\beta s} + r] \quad (6.15)$$

onde, β e r têm o mesmo significado que no BBM, tornando possível o cálculo da LC.

Finalmente, a diferença no índice de vazios inicial entre o estado saturado e não saturado no domínio elástico (Δ) é calculado com a proposta de Alonso *et al.* (1990) como:

$$\Delta = \kappa_s \ln \left(\frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \right) \quad (6.16)$$

onde, κ_s = inclinação da trajetória de umedecimento na região elástica; e p_{atm} = pressão atmosférica. A equação 6.16 é válida unicamente na região elástica para trajetórias de umedecimento e secagem.

Analisando a equação 6.14 observa-se que o parâmetro Δ e a variável de estado x^s controlam a resposta mecânica na condição não saturada. O parâmetro Δ depende unicamente da mudança na sucção. Enquanto a variável x^s depende das deformações plásticas e das variações de sucção.

6.2 FORMULAÇÃO DO MODELO

A formulação do novo modelo constitutivo introduz duas novas variáveis de estado, que armazenam informações do efeito da fábrica e da sucção na resposta mecânica do solo. A formulação da relação tensão-deformação-sucção é feita usando os três conceitos básicos em que se baseia a Teoria da Plasticidade:

- Função de plastificação;
- Lei de endurecimento;
- Lei de fluxo

A seguir são apresentadas as funções e relações propostas pelo novo modelo constitutivo.

6.2.1 Funções de plastificação

As funções de plastificação propostas para o novo modelo são similares com as apresentadas por Alonso *et al.* (1990) para o BBM, que podem ser descritas com as seguintes equações:

$$f^{LC}(p, q, s, \varepsilon_i^p) = q^2 - M^2[(p_0^s(s) - p)(p + p^s)] = 0 \quad (6.17)$$

$$f^{SI}(p, q, s, \varepsilon_i^p) = (s^i - s) = 0 \quad (6.18)$$

$$p_0^s(s) = p_0^s(0) e^{\left(\frac{\Delta + x^s}{\lambda^i - \kappa}\right)} \quad (6.19)$$

$$p^s = k^c s \quad (6.20)$$

$$x^s = x^s(s) \cdot e^{(-a^s \varepsilon_v^p)} \quad (6.21)$$

$$x^s(s) = 1 - [(1 - r)e^{-\beta s} + r] \quad (6.22)$$

onde, p , q e s são as variáveis de estado de tensões; ε_i^p = vetor de deformações plásticas; s^i = parâmetro de endurecimento relacionado à sucção; $p_0^s(0)$ = tensão de pré-adensamento na condição saturada; λ^i = índice de compressibilidade volumétrica plástica da microfábrica (SFCL); κ = índice de expansão/compressão volumétrica elástica; k^c = razão de acréscimo da resistência ao cisalhamento com a sucção; e β e r = parâmetros que relatam o efeito da sucção na superfície LC, r controla o valor limite de $x^s(s)$ com a sucção, enquanto β é um parâmetro que controla a taxa de mudança da rigidez do solo com a sucção. A função que

descreve a superfície LC (equação 6.19) define a fronteira do domínio elástico e prediz deformações irreversíveis para trajetórias de carregamento e de colapso no plano $p - s$.

6.2.2 Leis de endurecimento

As superfícies de plastificação, equações 6.17 e 6.18, são função das variáveis de estado de tensões e das deformações plásticas $(p, q, s, \varepsilon_i^p)$. No novo modelo as leis de endurecimento propostas foram formuladas com o traço da parte simétrica do tensor de deformações plásticas (ε_v^p) , e são as seguintes:

$$\frac{dp_0^i}{d\varepsilon_v^p} = \frac{1+e}{\lambda^i - k} p_0^i \quad (6.23)$$

$$p_0^i = p_0^s(0) e^{\left(\frac{x^f}{\lambda^i - k}\right)} \quad (6.24)$$

$$\frac{ds_0}{d\varepsilon_v^p} = \frac{1+e}{\lambda^i - k} (s_0 + p_{atm}) \quad (6.25)$$

$$\frac{dx^f}{d\varepsilon_v^p} = -a^f x^f \quad (6.26)$$

$$\frac{dx^s}{d\varepsilon_v^p} = -a^s x^s \quad (6.27)$$

Todas as variáveis e parâmetros presentes nas equações 6.23 a 6.27 foram definidos previamente. No conjunto de equações é possível isolar o efeito das deformações plásticas na microfábrica $(dp_0^i/d\varepsilon_v^p)$, na macrofábrica $(dx^f/d\varepsilon_v^p)$, e as deformações associadas com as mudanças na sucção $(dx^s/d\varepsilon_v^p)$. O acoplamento natural entre os três efeitos e pode ser expresso como:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda^i - k}{1+e} \frac{dp_0^i}{p_0^i} - \left(\frac{1}{a^f x^f} dx^f + \frac{1}{a^s x^s} dx^s \right) \quad (6.28)$$

6.2.3 Lei de fluxo

O novo modelo considera uma lei de fluxo associada, e as deformações plásticas podem ser determinadas como:

$$d\varepsilon_i^p = \Lambda \frac{\partial f^{LC}}{\partial \sigma_i} \quad (6.29)$$

onde Λ = multiplicador plástico que pode ser calculado como:

$$\Lambda = \frac{-a_i d\sigma_i}{Y} + \frac{-c \cdot ds}{Y} \quad (6.30)$$

ou

$$\Lambda = \frac{a_l D_{kl} d\varepsilon_k}{a_m D_{nm} b_n - Y} + \frac{(c - a_l D_{kl} H_k) ds}{a_m D_{nm} b_n - Y} \quad (6.31)$$

onde, $a_i = \partial f^{LC} / \partial \sigma_i$; $b_i = \partial g^{LC} / \partial \sigma_i$; e $c = \partial f^{LC} / \partial s$. Os termos a_i e b_i são facilmente determinados, de forma similar com outros modelos constitutivos, como o MCC. O termo $c = \partial f^{LC} / \partial s$ requer maior atenção, por depender de outros termos como:

$$c = \frac{\partial f^{LC}}{\partial s} = \frac{\partial f^{LC}}{\partial p_0^s(s)} \frac{\partial p_0^s(s)}{\partial x^s} \frac{\partial x^s}{\partial s} + \frac{\partial f^{LC}}{\partial p_0^s(s)} \frac{\partial p_0^s(s)}{\partial \Delta} \frac{\partial \Delta}{\partial s} + \frac{\partial f^{LC}}{\partial p^s} \frac{\partial p^s}{\partial s} \quad (6.32)$$

Y é outro termo que aparece nas equações 6.30 e 6.31, e merece ser destacado. Representa o endurecimento e pode ser expressa como se segue:

$$Y = \left(\frac{\partial g^{LC}}{\partial \sigma_x} + \frac{\partial g^{LC}}{\partial \sigma_y} + \frac{\partial g^{LC}}{\partial \sigma_z} \right) \left(\frac{\partial f^{LC}}{\partial p_0^s(s)} \frac{\partial p_0^s(s)}{\partial p_0^s(0)} \frac{\partial p_0^i}{\partial \varepsilon_v^p} + \frac{\partial f^{LC}}{\partial p_0^s(s)} \frac{\partial p_0^s(s)}{\partial x^f} \frac{\partial x^f}{\partial \varepsilon_v^p} + \frac{\partial f^{LC}}{\partial p_0^s(s)} \frac{\partial p_0^s(s)}{\partial x^s} \frac{\partial x^s}{\partial \varepsilon_v^p} \right) \quad (6.33)$$

O modelo foi apresentado considerando a Teoria da Elastoplasticidade. Para isso, as funções de plastificação, variáveis internas e leis de endurecimento e de fluxo são definidas. O modelo requer a definição de algumas constantes e, para sua inicialização, algumas variáveis devem ser fornecidas. Para facilitar, agrupam-se os parâmetros e variáveis do novo modelo na Tabela 6.1.

6.3 CALIBRAÇÃO

Neste item, os resultados dos ensaios oedométricos e de compressão triaxial convencional servem de base para a obtenção dos parâmetros e variáveis necessárias para reproduzir o comportamento do solo com o novo modelo.

O procedimento de calibração foi o mais simples possível e considerou primeiro o comportamento oedométrico saturado, seguido pela resistência ao cisalhamento saturada e finalizando com o oedométrico não saturado. O modelo foi deduzido para condições

isotrópicas e no cisalhamento não são introduzidos novos conceitos nem variáveis, portanto a calibração foca no comportamento oedométrico. Além disso, o comportamento no cisalhamento será desenvolvido numa etapa futura.

Tabela 6.1. Parâmetros e variáveis do modelo constitutivo.

Símbolo	Descrição
Parâmetros elásticos	
ν	Coefficiente de Poisson
κ	Índice de expansão/compressão volumétrica elástica para variação da tensão média
Parâmetros elastoplásticos	
λ^i	Índice de compressibilidade volumétrica na microfábrica SFCL
M	Inclinação da linha de estado crítico no espaço p' - q
Parâmetros que incluem o efeito da estrutura	
a^f	Coefficiente de ajuste controla a velocidade com que a LFCL se aproxima da SFCL
Parâmetros que incluem o efeito da sucção	
a^s	Coefficiente de ajuste controla a velocidade com que a UCL se aproxima da SFCL
r	Coefficiente de ajuste na equação do $x^s(s)$
β	Coefficiente de ajuste na equação do $x^s(s)$
κ_s	Índice de expansão/compressão volumétrica elástica para variação da sucção
k^c	Razão de acréscimo da resistência ao cisalhamento com a sucção
Variáveis necessárias	
e_0	Índice de vazios inicial
x_0^f	Variável que estabelece a posição inicial da LFCL
p_0^s	Tensão de pré-adensamento na condição saturada
$x^s(s)^*$	Variável que estabelece a posição inicial da UCL
Δ^*	Diferença no índice de vazios inicial entre o estado saturado e não saturado no domínio elástico

* Calculadas a partir de outros parâmetros e variáveis.

A sequência listada a seguir foi usada no procedimento analítico de calibração:

- i) Determinação das variáveis de inicialização no caso saturado e_0 e p_0^s ;
- ii) Definição dos índices κ e λ^i , e localização da ICL
- iii) Ajuste da relação $x^f = f(\varepsilon_v^p)$, usando a técnica de mínimos quadrados;
- iv) Cálculo do parâmetro M , a partir da compressão triaxial convencional;
- v) Definição empírica do coeficiente de Poisson ν ;
- vi) Reprodução da compressão oedométrica saturada, com o modelo incremental programado em *visual basic*©;
- vii) Se com o coeficiente de Poisson definido no passo v) o modelo reproduz aceitavelmente os dados se passa para o passo viii), em caso contrário se volta ao passo v);
- viii) Definidos os parâmetros e variáveis da condição saturada foi ajustada por mínimos quadrados a relação $x^s(s) = f(s)$, definido um valor inicial para a^s e calculado o Δ ;

- ix) Novamente, com o modelo incremental programado em *visual basic*© foi reproduzida a compressão oedométrica não saturada;
- x) Se o valor de a^s inicial gerou bons resultados foi finalizada a calibração, se não mudou-se o a^s até obter um bom ajuste.

Na Tabela 6.2 são apresentados os valores obtidos no processo de calibração do modelo. Com base nos resultados experimentais apresentados no Capítulo 5, optou-se por manter fixos os parâmetros κ , λ^i e M , e o coeficiente de Poisson. Acredita-se que os dois parâmetros são função das características composicionais e microestruturais próprias do material estudado. Neste caso dependem possivelmente da superfície específica (S_s) e de o índice de vazios do modo microporoso (e^s), embora, os autores não conheçam a forma da relação, e deve ser pesquisada em futuros trabalhos. Um comportamento similar é observado nos parâmetros r e β .

Tabela 6.2. Parâmetros e variáveis ajustados do modelo.

Ponto	e_0	Condição saturada						Condição não saturada				
		λ^i	κ	ν	M	a^f	x^f_0	P_0^s (kPa)	r	β (1/kPa)	a^s	Δ
NP24	0,941	0,158	0,007	0,425	1,32	39	0,496	9,3	0,80	0,003	20	0,003
PN18	1,021	0,158	0,007	0,425	1,32	45	0,242	34,0	0,81	0,003	10	0,001
PN20	0,992	0,158	0,007	0,425	1,32	41	0,324	23,0	0,82	0,005	2	0,002
PN24	0,793	0,158	0,007	0,425	1,32	28	0,520	22,5	0,81	0,005	15	0,010
PN28	0,864	0,158	0,007	0,425	1,32	25	0,453	17,0	0,87	0,006	20	0,005
Lama*	1,021	0,158	0,007	0,425	1,32	15	0,700	1,0	--	--	--	--

*Lama sem defloculante.

A Figura 6.10 apresenta os resultados obtidos com o novo modelo para os ensaios de compressão oedométrica no estado saturado. O novo modelo consegue reproduzir as características do comportamento do solo em compressão oedométrica:

- Ao manter os índices λ^i e κ constantes reproduz a trajetória de carregamento e descarregamento;
- Apresenta uma transição suave entre as deformações elásticas e elastoplásticas;
- Captura o efeito do índice de vazios inicial (Figura 6.10c).

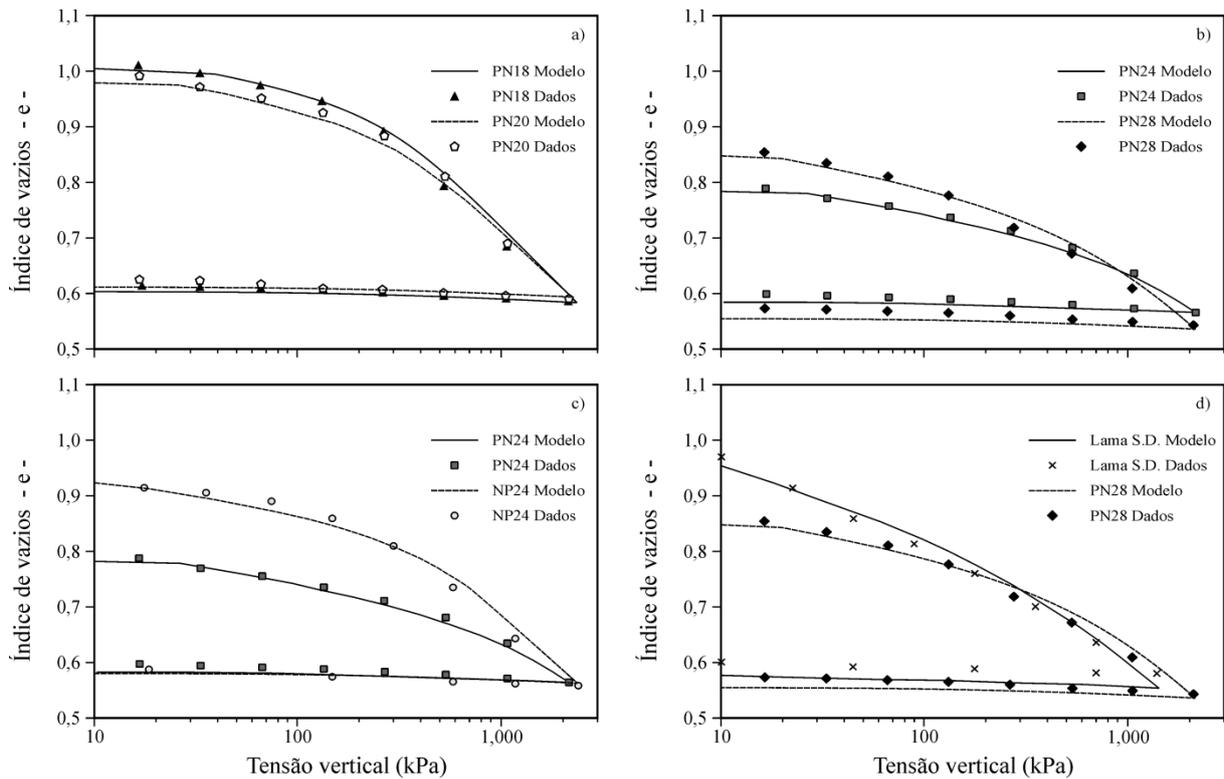


Figura 6.10. Resultados da calibração do modelo para o estado saturado.

Na Figura 6.11 e Figura 6.12 são apresentados os resultados da simulação com a calibração do modelo para a compressão oedométrica no estado saturado e não saturado. A predição com o novo modelo é satisfatória, e captura o comportamento do solo estudado.

A Figura 6.13 apresenta as relações entre parâmetros e variáveis do novo modelo com relação as variáveis que caracterizam o modo macroporoso do solo estudado. O coeficiente de ajuste controla a velocidade com que a LFCL se aproxima da SFCL (a^f) apresenta um coeficiente de correlação linear igual 0,91 com relação ao índice de vazios da macroporosidade (Figura 6.13a), enquanto a variável x_0^f tem correlação negativa com e^L (Figura 6.13b).

De forma similar ao que acontece com a SWRC, os coeficientes de ajuste a^f e x_0^f têm correlação negativa (Figura 6.13c), o que sugere a dependência entre os dois. A dependência linear entre o a^f e e^L sugere a influência do modo macroporoso, como se esperava, embora o parâmetro que reflete o tamanho dominante do macroporo na SWRC a_L defina melhor a relação (Figura 6.13d).

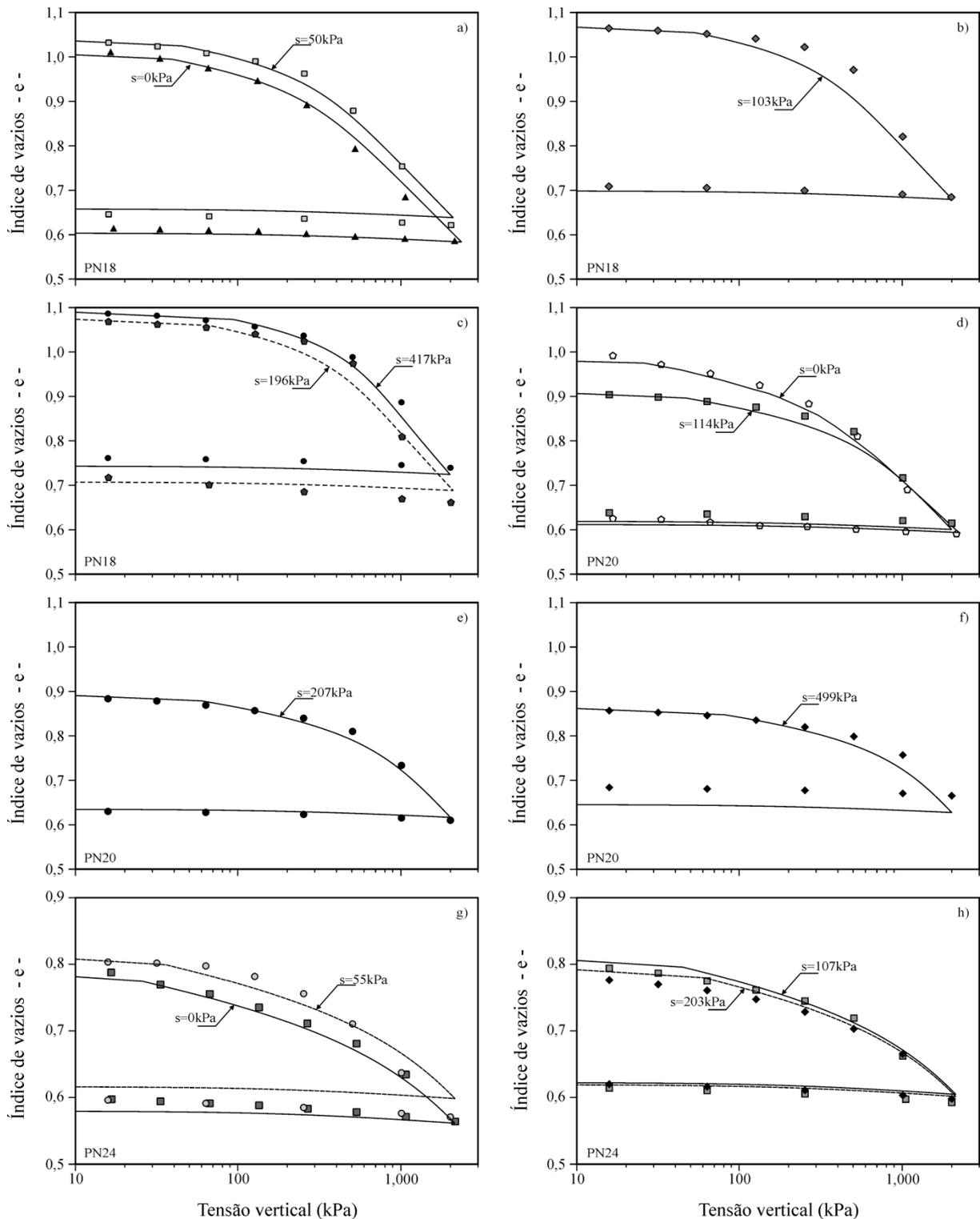


Figura 6.11. Resultados da calibração do modelo para os pontos PN18, PN20 e PN24 na compressão oedométrica.

Alguns pontos e sucções simuladas não apresentaram resultados satisfatórios. Como o caso dos pontos NP24 $s=95$ kPa e $s=191$ kPa, e PN28 $s=47$ kPa (Figura 6.12b e Figura 6.12c). Estes casos apresentaram uma característica comum, o índice de vazios inicial, e_0 , diferia consideravelmente da condição saturada. Portanto, uma proposta simples de otimização foi

testada, a qual consiste em calcular a mudança no p_0^s e x_0^f ao manter a umidade de compactação constante. Na Figura 5.2b apresenta-se a diferença na tensão de pré-adensamento no caso saturado, ao reduzir o índice de vazios inicial de 0,948 para 0,793 a tensão p_0^s passa de 105 para 236 kPa. Assim, o índice de vazios inicial e a tensão de pré-adensamento no caso saturado são inversamente proporcionais, e ao assumir uma dependência linear com a variação Δe_0 é calculada a mudança Δp_0^s , e são corrigidas p_0^s e x_0^f . A Tabela 6.3 apresenta os novos valores das variáveis, e na Figura 6.14 ilustra-se a melhora no ajuste. Destaca-se, que ao seguir o algoritmo de calibração proposto, foi necessário corrigir o coeficiente de Poisson, o qual tem influência na região elástica.

Tabela 6.3. Parâmetros e variáveis otimizados do modelo por correção no índice de vazios inicial.

Ponto	s (kPa)	e_0	λ	κ	ν	M	a^f	x_0^f	p_0^s (kPa)
NP24	0	0,941	0,158	0,007	0,425	1,32	39	0,496	9,3
NP24	95	0,972	0,158	0,007	0,350*	1,32	39	0,464*	8,0*
NP24	191	0,828	0,158	0,007	0,350*	1,32	39	0,440*	19,5*
PN28	0	0,864	0,158	0,007	0,425	1,32	25	0,453	17,0
PN28	47	0,917	0,158	0,007	0,350*	1,32	25	0,463*	14*

* Parâmetros e variáveis otimizadas.

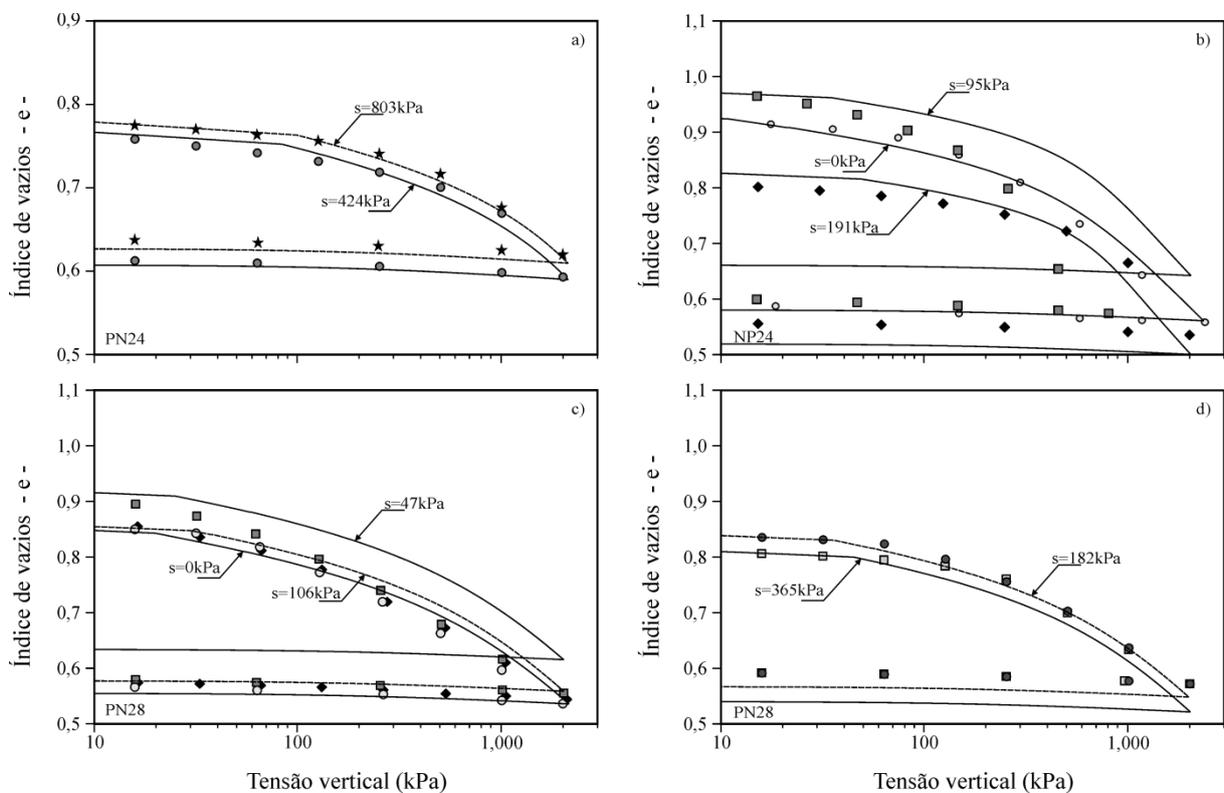


Figura 6.12. Resultados da calibração do modelo para os pontos PN24, NP24 e PN28 na compressão oedométrica.

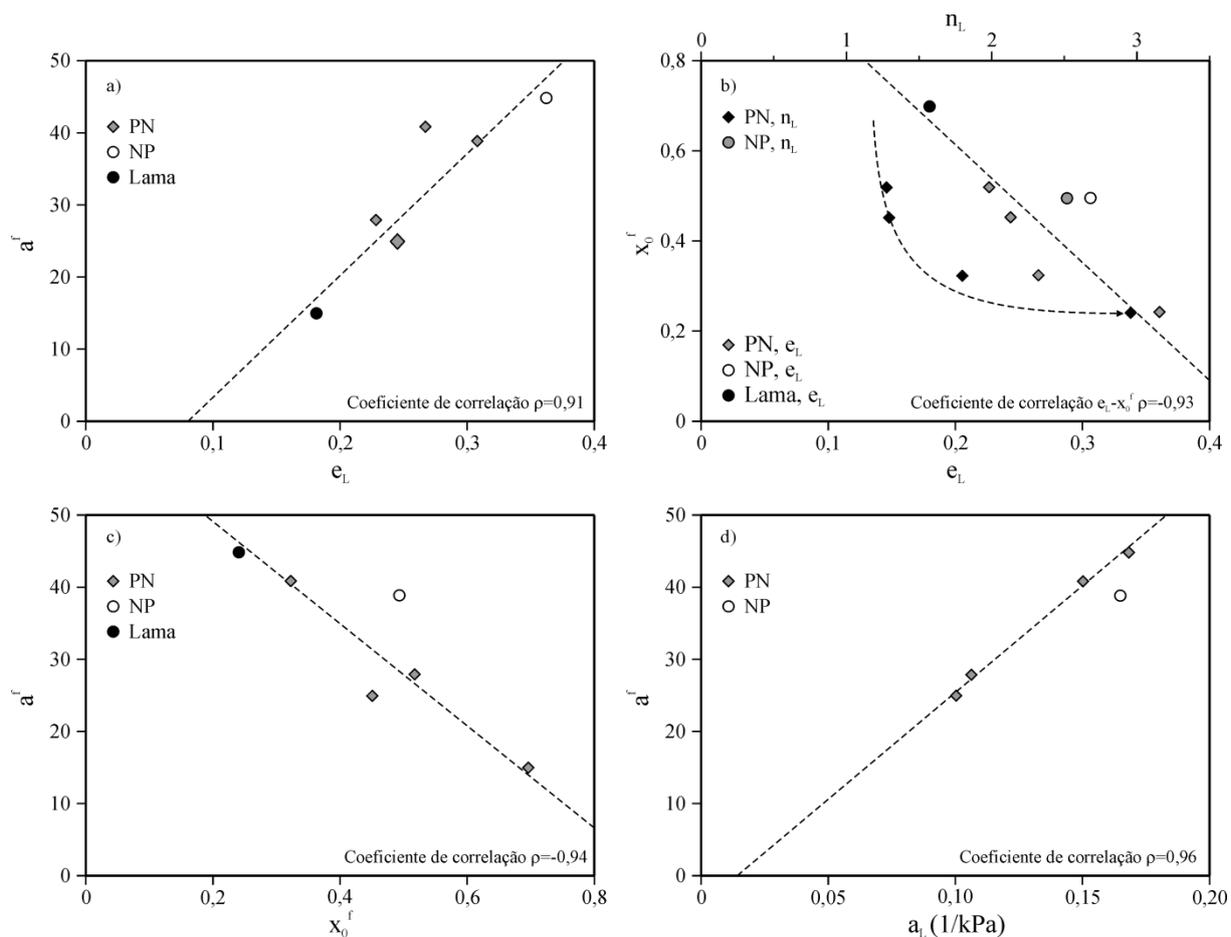


Figura 6.13. Variação dos parâmetros e variáveis do novo modelo para o caso oedométrico.

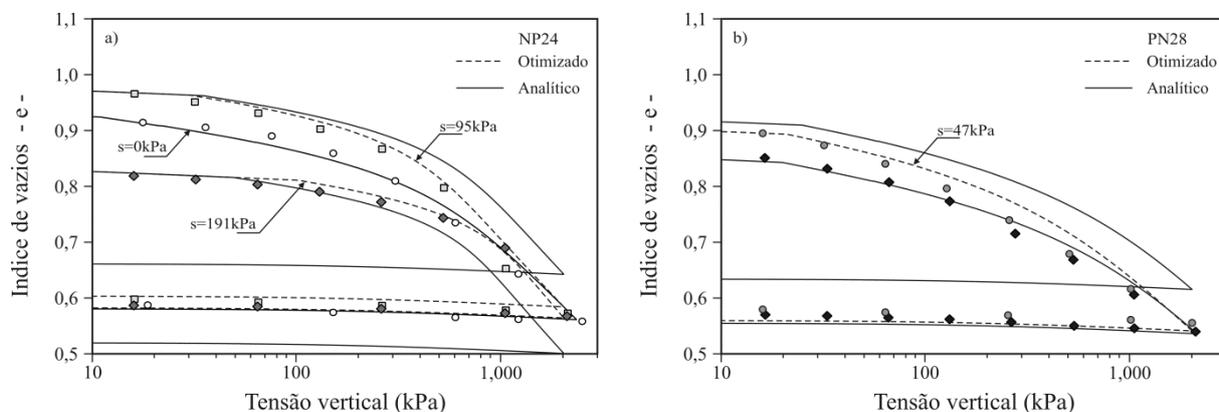


Figura 6.14. Otimização dos parâmetros por correção no índice de vazios inicial.

Adicionalmente, foram testadas as trajetórias com cisalhamento (Figura 6.15). Considerando que o modelo foi formulado para tensões isotrópicas a simulação é aceitável. Com a formulação incremental e a influência da fábrica na compressibilidade é possível reproduzir o comportamento não linear da curva tensão-deformação. Entretanto, para níveis pequenos de deformação, a tensão desvio é subestimada, este comportamento pode-se dever a: perda de tensão no algoritmo para reproduzir a trajetória, influência do coeficiente de

Poisson no trecho elástico, ou as diferenças entre a calibração feita com o ensaio anisotrópico e a resposta em carregamento isotrópico. A incorporação das variáveis que descrevam a influência da fábrica e a sucção precisa ser estudada, e requer trabalho experimental que considere outras trajetórias diferentes da compressão triaxial convencional.

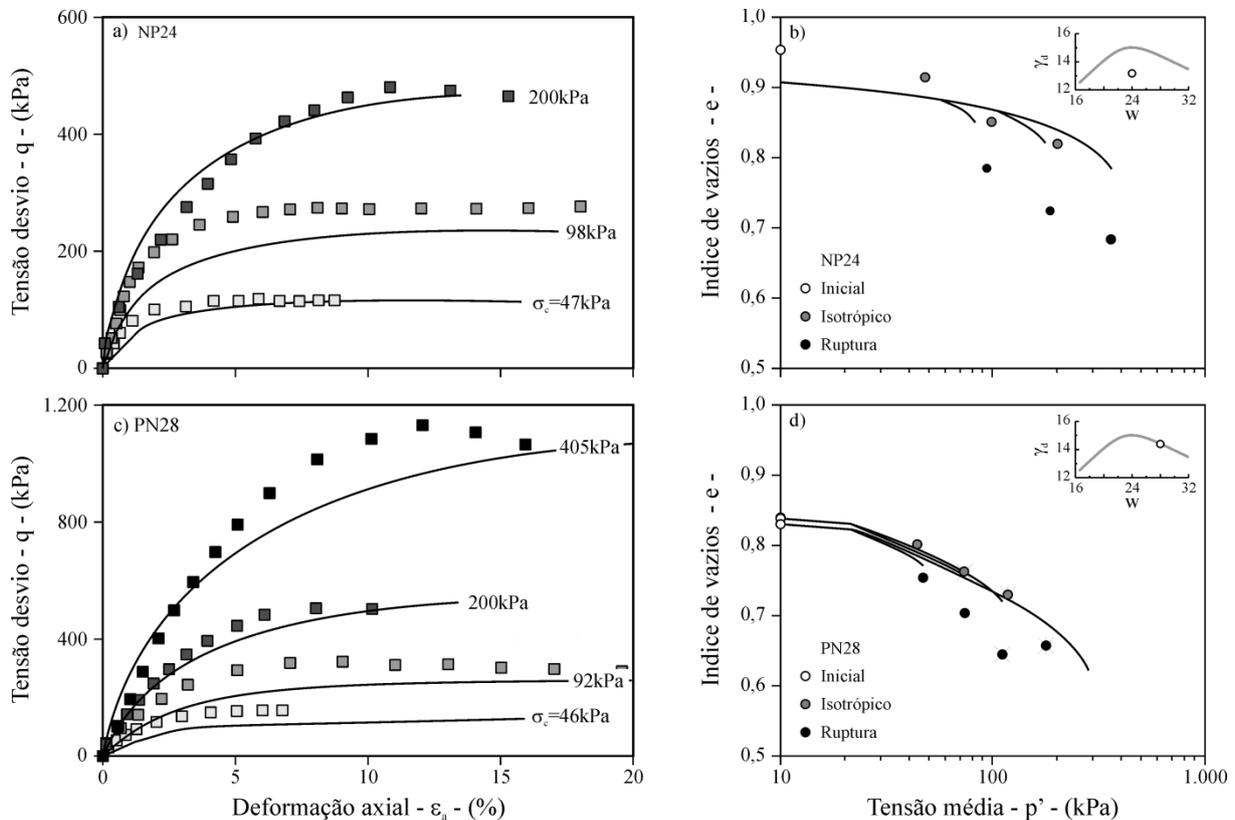


Figura 6.15. Resultados da simulação para o caso da compressão triaxial convencional tipo CD.

6.4 RESUMO

Apresentaram-se neste capítulo as hipóteses, formulação e calibração do novo modelo constitutivo para o solo estudado.

O novo modelo para solos com modos porosos bem diferenciados introduz duas novas variáveis de estado, com impacto direto no comportamento mecânico, e que descrevem diretamente a influência da fábrica e da sucção. Apresenta também, o conceito de estado admissível.

Quanto às limitações, destacam-se: a incorporação das variáveis de fábrica e de sucção na resistência ao cisalhamento, relação entre os parâmetros de inicialização e a estrutura, e finalmente, a predição das mudanças na estrutura.

7. CONCLUSÕES

Esta tese consistiu no estudo teórico de um solo tropical compactado baseado em conceitos estabelecidos pela mecânica de solos não saturados e a Teoria da Elastoplasticidade. Neste trabalho foram avaliados, ensaios composicionais, características de compactação, mobilidade e retenção de água, estrutura e comportamento mecânico.

Estas informações permitiram relacionar a estrutura com a resposta hidráulica e mecânica, e com base nelas as seguintes conclusões são delineadas:

- O solo apresenta uma agregação decorrente do processo de formação. A magnitude da agregação foi conferida por meio da análise granulométrica ao modificar o procedimento de preparação da amostra, com e sem defloculante de tipo químico.
- A variabilidade no processo de compactação Proctor é função da umidade e da energia. Ao manter a energia externa aplicada constante e incrementar a umidade reduz-se a variabilidade. Analogamente, ao manter a umidade constante e aumentar a energia externa aplicada é reduzida a variabilidade.
- O manuseio durante a moldagem incrementa a variabilidade. Este efeito é maior nas amostras compactadas no ramo seco.
- A combinação de duas técnicas de baixo custo, placa de sucção e papel filtro, permitiu definir adequadamente a curva de retenção de água do material estudado. Ensaio com outras técnicas, translação de eixos e osmótica, corroboram a qualidade da informação obtida.
- As características de retenção de água e a intrusão de mercúrio permitiram identificar dois modos porosos presentes no material estudado. O uso do índice de água como variável de armazenamento de água, ajuda na identificação visual da contribuição de cada modo na curva de retenção de água do solo.
- A resposta bimodal na curva de retenção de água é função da estrutura inicial gerada no processo de compactação e da agregação. O acréscimo de energia ou umidade de compactação não modifica o modo microporoso, enquanto o modo macroporoso é reduzido. A redução do modo macroporoso é acompanhada do incremento no valor de entrada de ar.
- Foram obtidas as funções de densidade de distribuição do tamanho dos poros usando as técnicas de intrusão de mercúrio e transformação da curva de retenção da água na

curva de injeção de ar. Usando duas técnicas, papel filtro e placa de sucção, de medição da relação entre umidade e sucção foi possível varrer uma faixa de sucções de 5 ordens de grandeza.

- A aproximação da função de densidade de distribuição do tamanho dos poros pela transformação da curva de retenção da água pode ser usada na caracterização da estrutura do solo, e com as devidas correções na caracterização da fábrica.
- Foi verificada a relação entre a curva de retenção de água, a distribuição de poros e a função de permeabilidade da água. Mostrou-se ainda que as aproximações propostas por Fredlund *et al.* (1994) e García-Bengochea *et al.* (1979) fornecem resultados próximos das medidas feitas no laboratório.
- Durante o carregamento é reduzido gradualmente o modo macroporoso, aproximando a distribuição de tamanho de poros para o modo microporoso, este comportamento é refletido na compressibilidade e na resistência ao cisalhamento.
- Foi identificado o efeito da sucção na compressibilidade e na resistência ao cisalhamento. Ao manter a sucção constante, a faixa de deformações elásticas é incrementada, e após da geração de deformações elastoplásticas o grau de saturação é incrementado e a trajetória aproxima-se da condição saturada. A sucção gera um acréscimo não linear na resistência ao cisalhamento.
- Um novo modelo constitutivo foi apresentado. O modelo acopla os efeitos da fábrica e da sucção no comportamento mecânico. A formulação feita para condições isotrópicas, consegue representar adequadamente as feições identificadas em ensaios anisotrópicos e de cisalhamento.

Sugestões para pesquisas futuras

Ao final do presente trabalho foram identificadas mais perguntas que respostas. A seguir, apresentam-se as perguntas relevantes que possam motivar as pesquisas futuras:

- O método do papel filtro deve ser revisado, sendo que um novo enfoque considerando o papel como meio poroso poderá melhorar a determinação da técnica em sucções baixas.
- É comum na mecânica de solos ignorarem as características de adsorção da fase sólida, assim considera-se que a incorporação e o estudo em detalhe das mesmas

possam contribuir para uma melhor compreensão do modo microporoso nos solos tropicais.

- Um novo modelo constitutivo que conseguiu capturar o comportamento do solo tropical compactado foi apresentado e precisa amadurecer. A evolução do mesmo vai requerer dados experimentais para se aperfeiçoar. Consideram-se, ainda os seguintes ensaios a serem explorados no solo compactado, no estado natural e no estado intrínseco: compressão isotrópica, trajetórias de compressão triaxial (TC), extensão triaxial (TE), todos acompanhados da porosimetria.
- Aperfeiçoado o novo modelo constitutivo duas etapas são necessárias, acoplar o fenômeno de fluxo e programá-lo em um código para resolver problemas de contorno.

REFERÊNCIAS

- Airò Farulla, C., Ferrari, A., & Romero, E. (2010). Volume change behaviour of a compacted scaly clay during cyclic suction changes. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(6), 688–703. doi:10.1139/T09-138
- Aitchison, G. (1961). Relationships of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. *Conference on Pore Pressures and Suctions in Soils* (pp. 47–52). Butterworths, London.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405–430. doi:10.1680/geot.1990.40.3.405
- Alonso, E. E., Pereira, J.-M., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12), 913–925. doi:10.1680/geot.8.P.002
- Alonso, E. E., & Pinyol, N. M. (2008). Unsaturated soil mechanics in earth and rockfill dam engineering. In D. G. Toll, C. E. Augarde, D. Gallipoli, & S. J. Wheeler (Eds.), *Unsaturated soils: Advances in geo-engineering* (pp. 3–32). Boca Raton, FL.
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M., & Gens, A. (2012). Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, 1–16. doi:10.1680/geot.11.P.134
- Alonso, E. E., Romero, E., & Hoffmann, C. (2011). Hydromechanical behaviour of compacted granular expansive mixtures: experimental and constitutive study. *Géotechnique*, 61(4), 329–344. doi:10.1680/geot.2011.61.4.329
- Alonso, E. E., Vaunat, J., & Gens, a. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54(1-2), 173–183. doi:10.1016/S0013-7952(99)00079-4
- Aung, K. K., Rahardjo, H., Leong, E. C., & Toll, D. G. (2001). Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for an unsaturated residual soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19, 401–416.
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 39(106), 859–863.
- Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, 13(3), 177–197. doi:10.1680/geot.1963.13.3.177
- Bolzon, G., Schrefler, B. A., & Zienkiewicz, O. C. (1996). Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, 46(2), 279–289.
- Borges, L. D. (2011). *Preparação, Caracterização e Atividade Catalítica de Zeólitas Y Desaluminizadas: Investigação das Interações Fluido-Sólido*. Universidade de Brasília.
- Burland, J. B. (1965). Some aspects of the mechanical behaviour of partly saturated soils. *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soils Beneath Covered Areas* (pp. 270–278). Sydney, Australia.
- Camapum de Carvalho, J., & Leroueil, S. (2004). Curva característica de sucção transformada. *Soils & Rocks*, 27(3), 231–242.
- Cardoso, F. B. F. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Universidade de Brasília.

- Chandler, R. J., Crilly, M. S., & Montgomery-Smith, G. (1992). A Low Cost Method of Assessing Clay Desiccation for Low-Rise Buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (pp. 82–89).
- Childs, E. C., & Collis-George, G. N. (1950). The permeability of porous materials. *Proceedings, Royal Society of London, Series A*, 201, 392–405.
- Colmenares-Montañez, J. E. (2002). *Suction and volume changes of compacted sandbentonite mixtures*. University of London (Imperial College).
- Cordão-Neto, M. P. (2005). *Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis*. Universidade de Brasília.
- Cordão-Neto, M. P., Sanchez, M., & Karstunen, M. (2009). A constitutive model for structured anisotropic soils. *1st International Symposium on Computational Geomechanics (ComGeo I)*. Juan-les-Pins, Cote d'Azur, France.
- Croney, D., & Coleman, J. D. (1961). Pore pressure and suction in soils. *Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils* (pp. 31–37). Butterworths, London.
- Croney, D., Coleman, J. D., & Black, W. P. (1958). Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. *Highway Research Board Special Report*, 40, 226–252.
- Cui, Y. ., Yahia-Aissa, M., & Delage, P. (2002). A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering Geology*, 64(2-3), 233–250. doi:10.1016/S0013-7952(01)00113-2
- Dangla, P., Malinsky, L., & Coussy, O. (1997). Plasticity and imbibition-drainage curves for unsaturated soils: a unified approach. *Proc. 6th Int. Symp. Numer. Models Geomech. (NUMOG VI)* (pp. 141–146). Montreal.
- Delage, P., & Cui, Y. J. (2008). An evaluation of the osmotic method of controlling suction. *Geomechanics and Geoengineering*, 3(1), 1–11. doi:10.1080/17486020701868379
- Delage, P., Suraj De Silva, G. P. R., & Vicol, T. (1992). Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer. *7th Int. Conf. Expansive Soils* (pp. 206–211). Dallas.
- Delgado, A. K. C. (2002). *Influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado*. Universidade de Brasília.
- Desai, C. handrakan., & Siriwardane, H. (1984). *Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials*. (Prentice-Hall, Ed.) (p. 468). New Jersey.
- Diamond, S. (1970). Pore Size Distributions in Clays. *Clays and Clay Minerals*, 18(1), 7–23. doi:10.1346/CCMN.1970.0180103
- Dineen, K. (1997). *The influence of soil suction on compressibility and swelling*. University of London (Imperial College).
- Durner, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resources Res.*, 30, 211–223.

- Estabragh, A. R., Javadi, A. A., & Boot, J. C. (2004). Effect of compaction pressure on consolidation behaviour of unsaturated silty soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(3), 540–550. doi:10.1139/t04-007
- Feuerharmel, C., Gehling, W., & Bica, A. (2006). The Use of Filter-Paper and Suction-Plate Methods for Determining the Soil-Water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 29(5), 1–7.
- Fleureau, J. M., Kheirbek-Saoud, S., & Taibi, S. (1995). Experimental aspects and modelling the behaviour of soils with a negative pressure. In E. Alonso & P. Delage (Éds.), *Proc. 1st Intl Conf. Unsaturated Soils* (pp. 57–62). Paris.
- Fleureau, J., Verbrugge, J., Huergo, P. J., Correia, A. G., & Kheirbek-Saoud, S. (2002). Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1341–1357. doi:10.1139/T02-100
- Fredlund, D G, & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Engineering Division*, GT5(103), 447–466.
- Fredlund, D G, & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. (W. John & Sons, Eds.)*Stress The International Journal on the Biology of Stress* (p. 517). Wiley-Interscience.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313–321. doi:10.1139/t78-029
- Fredlund, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1), 121–139.
- Fredlund, D.G. (1987). The stress state for expansive soils. *Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils* (pp. 1–9). New Delhi.
- Fredlund, D.G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31, 521–532.
- Fredlund, D.G., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3), 521–532.
- Freitas-Silva, F. H., & Campos, J. E. G. (1998). Geologia do Distrito Federal. *Inventário Hidrogeológico e dos Recursos Hídricos Superficiais do Distrito Federal* (pp. 1–87). Brasília.
- Futai, M. M. (2002). *Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação a um caso de voçorocamento*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- Futai, M. M., & Almeida, M. S. S. (2005). An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil. *Géotechnique*, 55(3), 201–213. doi:10.1680/geot.2005.55.3.201
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., & Vaunat, J. (2003). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 53(1), 123–135.

- Gallipoli, D., Wheeler, S. J., & Karstunen, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Géotechnique*, 53(1), 105–112.
- García-Bengochea, I., Lovell, C. W., & Altschaeffl, A. G. (1979). Pore distribution and permeability of silty clays. *Journal of Geotechnical and Engineering Division*, 105(GT7), 839–856.
- Gens, A., & Nova, R. (1993). Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. *Proc., International Symp. on Hard Soils–Soft Rocks* (pp. 485–494). Athens, Greece.
- Gens, Antonio, & Alonso, E. E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 1013–1032.
- Georgetti, G. B. (2010). *Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)*. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Gitirana Jr., G., & Fredlund, D. G. (2004). Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(2), 209–212. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:2(209)
- Guimarães, R. (2002). *Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Universidade de Brasília.
- Houlsby, G. T. (1997). The work input to an unsaturated granular material. *Géotechnique*, 47(1), 193–196.
- Jennings, J. E. B. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. *Conference on Pore Pressures and Suctions in Soils* (pp. 26–30). Butterworths, London.
- Jennings, J. E. B., & Burland, J. B. (1962). Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, 12(2), 1751–7656.
- Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S. J., Koskinen, M., & Zentar, R. (2005). Effect of Anisotropy and Destructuration on the Behavior of Murro Test Embankment, (June), 87–97.
- Kassiff, G., & Shalom, A. Ben. (1971). Experimental Relationship Between Swell Pressure and Suction. *Géotechnique*, 21(3), 245–255. doi:10.1680/geot.1971.21.3.245
- Khalili, N., Geiser, F., & Blight, G. E. (2004). Effective Stress in Unsaturated Soils: Review with New Evidence. *International Journal of Geomechanics*, 4(2), 115–126. doi:10.1061/(ASCE)1532-3641(2004)4:2(115)
- Khalili, N., Habte, M. a., & Zargarbashi, S. (2008). A fully coupled flow deformation model for cyclic analysis of unsaturated soils including hydraulic and mechanical hystereses. *Computers and Geotechnics*, 35(6), 872–889. doi:10.1016/j.compgeo.2008.08.003
- Khalili, N., & Khabbaz, M. H. (1998). A unique relationship for X for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique*, 48(5), 681–687.
- Koliji, A, Laloui, L., & Vulliet, L. (2010). Constitutive modeling of unsaturated aggregated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(17), 1846–1876. doi:10.1002/nag.888

- Koliji, Azad. (2008). *Mechanical Behaviour of Unsaturated Aggregated Soils*. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Kunze, R. J., Uehara, G., & Graham, K. (1968). Factors important in the calculation of hydraulic conductivity. *Soil Science Society of America Proceedings*, 32, 760–765.
- Kyokawa, H. (2010). *Elastoplastic constitutive model for saturated and unsaturated soils considering the deposited structure and anisotropy*. Nagoya Instituted of Technology.
- Lambe, W. (1958). The structure of compacted clay: Part1. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, SM* 2(1654), 1–34.
- Lambe, W. (1960). A mechanistic picture of shear strength in clay. *ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils* (pp. 555–580). Boulder, CO.
- Lizcano, A., Herrera, M. C., & Santamarina, J. C. (2006). Suelos derivados de ceizas volcánicas en Colombia. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6, 167–197.
- Marinho, F. a. M. (2005). Nature of Soil–Water Characteristic Curve for Plastic Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(5), 654–661. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:5(654)
- Marinho, F. A. M., Take, W. A., & Tarantino, A. (2008). Measurement of Matric Suction Using Tensiometric and Axis Translation Techniques. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6), 615–631. doi:10.1007/s10706-008-9201-8
- Marinho, F.A.M. (1994). Medição da sucção com o método do papel filtro. *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. De Fundações* (pp. 515–522). Foz de Iguaçu/PR.
- Marinho, F.A.M., & Oliveira, O. M. (2006). The Filter Paper Method Revisited. *Geotechnical Testing Journal*, 29(3), 14125. doi:10.1520/GTJ14125
- Marshall, T. J. (1958). A relation between permeability and size distribution of pores. *Journal of Soil Science*, 9, 1–8.
- Martins, É. D. S., Reatto, A., Carvalho Jr., O., & Guimarães, R. (2004). Evolução Geomorfológica do Distrito Federal.
- Martins, E. S. (2000). *Petrografia, Mineralogia e Geomorfologia e Rególitos Lateríticos no Distrito Federal*. Universidade de Brasília.
- Mascarenha, M. M. A. (2008). *Influência da Microestrutura no Comportamento Hidro-mecânico de uma Argila Siltosa não Saturada Incluindo Pequenas Deformações*. Universidade de Brasília.
- Mascarenha, M.M.A. Cordão-Neto, M. P., & Romero, E. (2011). Influence of the microstructure on the hydro-mechanical behaviour of a natural silty clay. In Eduardo E Alonso & A. Gens (Eds.), *Unsaturated Soils*. Taylor & Francis Group, London.
- Matyas, E. L., & Radhakrishna, H. S. (1968). Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils. *Géotechnique*, 18(4), 432–448. doi:10.1680/geot.1968.18.4.432
- Michel, B. E., & Kaufmann, M. R. (1973). The osmotic potential of polyethylene glycol 6000. *Plant physiology*, 51(5), 914–6. Retrieved from

<http://www.pubmedcentral.nih.gov/articlerender.fcgi?artid=366375&tool=pmcentrez&rendertype=abstract>

- Miguel, M. G., & Bonder, B. H. (2012). Soil–Water Characteristic Curves Obtained for a Colluvial and Lateritic Soil Profile Considering the Macro and Micro Porosity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(6), 1405–1420. doi:10.1007/s10706-012-9545-y
- Mitchell, J. K. (1956). The fabric of natural clays and its relation to engineering properties. *Proceedings of the Highway Research Board* (pp. 693–713).
- Mitchell, J. K., & Santamarina, J. C. (2005). Biological Considerations in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(10), 1222–1234. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:10(1222)
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (Third., p. 577). New Jersey: John Wiley & Sons, INC.
- Monroy, R. (2005). *The influence of load and suction changes on the volumetric behaviour of compacted London Clay*. University of London (Imperial College).
- Morgenstern, N. (1979). Properties of compacted soils. *6th Pan-Am. Conference on Soil Mechanics. & Foundation Engeneerig* (pp. 349–354). Lima, Peru.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Re-earch*, 12, 593–622.
- Nakai, T., & Mihara, Y. (1984). A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models. *Soils and Foundations*, 24(2), 82–94.
- Öberg, A., & Sällfors, G. (1997). Determination of Shear Strength Parameters of Unsaturated Silts and Sands Based on the Water Retention Curve. *Geotechnical Testing Journal*, 20(1), 40–48.
- Oliveira, O. M. (2004). *Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Olson, R. E., & Daniel, D. E. (1981). Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils. In T. P. Zimmie & C. O. Riggs (Eds.), *Permeability and Groundwater Contaminant Transport* (pp. 18–64). American Society for Testing and Materials.
- Otálvaro, I. F., & Nivia, A. (2010). Características de los suelos residuales derivados de rocas volcánicas en Santiago de Cali. *XIII Congreso Colombiano de Geotecnia*. Manizales.
- Pedroso, D. M., Sheng, D., & Zhao, J. (2009). The concept of reference curves for constitutive modelling in soil mechanics. *Computers and Geotechnics*, 36(1-2), 149–165. doi:10.1016/j.compgeo.2008.01.009
- Pedroso, D. M., & Williams, D. J. (2010). A novel approach for modelling soil–water characteristic curves with hysteresis. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 374–380. doi:10.1016/j.compgeo.2009.12.004
- Pereira, J. H. F. (1996). *Numerical Analysis of the Mechanical Behavior of Collapsing Earth Dams During First Reservoir Filling*. University of Saskatchewan.

- Pham, H. Q., & Fredlund, D. G. (2011). Volume–mass unsaturated soil constitutive model for drying–wetting under isotropic loading–unloading conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(2), 280–313. doi:10.1139/t10-061
- Prapaharam, S., Altschaeffl, A. G., & Dempsey, B. J. (1985). Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. *Journal of Geotechnical and Engineering*, 111(9), 1139–1143.
- Rahardjo, H., Heng, O. B., & Choon, L. E. (2004). Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water content triaxial tests, 436, 421–436. doi:10.1139/T03-093
- Richards, B. (1965). Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors. *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas* (pp. 39–46). Sydney, Australia.
- Richards, B. (1966). The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia. *Symposium on Permeability and Capillarity*. Atlantic City, N.J.: American Society for Testing and Materials.
- Romero, E., & Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. In Mancuso & Tarantino (Eds.), *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (pp. 91–106). Rotterdam: Balkema.
- Romero, E. (1999). *Characterisation and Thermo Hydro-mechanical Behaviour of Unsaturated Boom Clay: An Experimental Study*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Romero, Enrique, & Simms, P. H. (2008). Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A Review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6), 705–727. doi:10.1007/s10706-008-9204-5
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On The Yielding of Soils. *Géotechnique*, 8(1), 22–53. doi:10.1680/geot.1958.8.1.22
- Santamarina, J C, Klein, K. A., Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 233–241. doi:10.1139/t01-077
- Santamarina, J Carlos, & Jang, J. (2011). Energy geotechnology : Implications of mixed fluid conditions. In Eduardo E Alonso & A. Gens (Eds.), *Unsaturated Soils*. London: Taylor & Francis Group.
- Sheng, D., Sloan, S. W., & Gens, a. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics*, 33(6), 453–465. doi:10.1007/s00466-003-0545-x
- Sheng, Daichao, Gens, A., Fredlund, D. G., & Sloan, S. W. (2008). Unsaturated soils: From constitutive modelling to numerical algorithms. *Computers and Geotechnics*, 35(6), 810–824. doi:10.1016/j.compgeo.2008.08.011
- Silva, J. (2007). *Estudos preliminares para implantação de trincheiras de infiltração*. Universidade de Brasília.

- Simms, P. H., & Yanful, E. K. (2001). Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in clayey till during soil-water characteristics curve test. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 741–754. doi:10.1139/cgj.38-4-741
- Sivakumar, R., Mackinnon, P., Sivakumar, V., Murray, E. J., & Boyd, J. (2010). Mechanical behaviour of unsaturated kaolin (with isotropic and anisotropic stress history). Part 1: wetting and compression behaviour. *Géotechnique*, 60(8), 581–594. doi:10.1680/geot.8.P.007
- Sivakumar, V., Boyd, J., Sivakumar, R., & Mackinnon, P. (2010). Mechanical behaviour of unsaturated kaolin (with isotropic and anisotropic stress history). Part 2: performance under shear loading. *Géotechnique*, 60(8), 595–609. doi:10.1680/geot.8.P.008
- Slatter, E. E., Allman, A. A., & Smith, D. W. (2000). Suction controlled testing of unsaturated soils with an osmotic oedometer. *Proc. Int. Conf. Geo-Eng.* Melbourne, Australia.
- Soto, M. A. A. (2004). *Comparação entre métodos de imposição e controle de sucção*. Universidade de São Paulo.
- Sun, D. a., Matsuoka, H., Cui, H. B., & Xu, Y. F. (2003). Three-dimensional elasto-plastic model for unsaturated compacted soils with different initial densities. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27(12), 1079–1098. doi:10.1002/nag.313
- Sun, DA, Matsuoka, H., Yao, Y., & Ichihara, W. (2000). An elastoplastic model for unsaturated soil in three-dimensional stresses. *Soils and Foundations*, 40(3), 17–28.
- Sun, De'an, Sheng, D., & Xu, Y. (2007). Collapse behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6), 673–686. doi:10.1139/t07-023
- Tang, A. M., Cui, Y. J., Qian, L. X., Delage, P., & Ye, W. M. (2011). Calibration of the osmotic technique of controlling suction using a miniature tensiometer Calibration of the osmotic technique of controlling suction using a miniature tensiometer. In Jotisankasa, Sawangsuriya, Soralump, & Mairaing (Eds.), *Unsaturated Soils: Theory and Practice* (pp. 423–427).
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Vienna.
- Thu, T. M., Rahardjo, H., & Leong, E. (2007). Elastoplastic model for unsaturated soil with incorporation of the soil-water ... *Canadian Geotechnical Journal*, 44(1), 67–77.
- Van Genuchten, M. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892–898.
- Vanapalli, S K, Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 379–392. doi:10.1139/t96-060
- Vanapalli, S.K. (1994). *Simple procedures and their Interpretation in evaluating the shear strength an unsaturated soil*. University of Saskatchewan.
- Vilar, O. M. (2006). A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(10), 1088–1095. doi:10.1139/t06-055
- Warren, J. E., & Root, P. J. (1963). The Behavior of Naturally Fractured Reservoirs. *Society of Petroleum Engineers Journal*, 3(3), 245–255. doi:10.2118/426-PA

- Wheeler, S. J., Sharma, R. J., & Buisson, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress – strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1), 41–54.
- Wheeler, S. J., & Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45(1), 35–53. doi:10.1680/geot.1995.45.1.35
- Wheeler, S. J., & Sivakumar, V. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modelling. *Géotechnique*, 50(4), 369–376.
- Williams, J., & Shaykewich, C. F. (1969). An evaluation of Polyethylene glycol PEG 6000 and PEG 20,000 in the osmotic control of soil matric potential. *Canadian J. Soil Sci.*, 49, 397–401.
- Zhang, L. M., & Li, X. (2010). Microporosity Structure of Coarse Granular Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(10), 1425–1436. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000348
- Zhou, A.-N., Sheng, D., & Carter, J. P. (2012). Modelling the effect of initial density on soil-water characteristic curves. *Géotechnique*, 62(8), 669–680. doi:10.1680/geot.10.P.120
- Zhou, An-Nan, Sheng, D., Sloan, S. W., & Gens, A. (2012). Interpretation of unsaturated soil behaviour in the stress–saturation space. *Computers and Geotechnics*, 43, 111–123. doi:10.1016/j.compgeo.2012.02.009
- Zur, B. (1966). Osmotic control of soil water matric potential. *I. Soil-water system. Soil Science*, 102, 394–398.