GIOVANA BIZÃO GEORGETTI

RESISTÊNCIA DE UM SOLO NÃO SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS COM TEOR DE UMIDADE CONSTANTE (CW)

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar

São Carlos

2010

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

G351r

Georgetti, Giovana Bizão
Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW) / Giovana Bizão Georgetti ; orientador Orencio Monje Vilar. -- São Carlos, 2010.

Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010.

1. Resistência ao cisalhamento. 2. Solo não saturado. 3. Ensaio de compressão triaxial. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato(a): Engenheiro **GIOVANA BIZÃO GEORGETTI.**

Dissertação defendida e julgada em 16/04/2010 perante a Comissão Julgadora:

APROVADA

Prof. Titular **ORÊNCIO MONJE VILAR – (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA

Prof. Titular **ALEXANDRE BENETTI PARREIRA**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA

Prof. Associado **FERNANDO ANTONIO MEDEIROS MARINHO**
(Escola Politécnica/USP)

Prof. Associado **LAZARO VALENTIN ZUQUETTE**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

Prof. Titular **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

Dedicatória

À minha família, pelo apoio constante, e a Marcelo Wilson Francelin, pelo incentivo e companheirismo.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Orencio Monje Vilar, pela atenção, orientação e incentivo durante os anos de convivência.

Ao professor Edmundo Rogério Esquivel, pela prontidão em ajudar sempre que necessário.

A todos os docentes da pós-graduação em Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, cujos ensinamentos foram fundamentais para minha formação.

Aos amigos da pós-graduação, pelos momentos de descontração e trocas de experiência.

Aos funcionários do Departamento de Geotecnia, pelo apoio durante o curso de Mestrado.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo suporte financeiro.

RESUMO

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW).** 2010. 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

Em muitas partes do mundo, engenheiros geotécnicos freqüentemente lidam com solos não saturados, e o desempenho de obras nestes solos depende de suas características mecânicas, como a resistência ao cisalhamento. A determinação experimental da resistência de solos não saturados pode ser feita em laboratório utilizando técnicas que permitem controle ou medida da sucção, sendo uma delas o ensaio de compressão triaxial com teor de umidade constante. Neste contexto, essa pesquisa analisa a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso compactado não saturado por meio de ensaios de compressão triaxial. Ensaios do tipo adensado-drenado e adensado-não drenado foram realizados com solo saturado, enquanto ensaios com teor de umidade constante foram realizados para caracterizar o comportamento do solo não saturado. Os resultados dos ensaios com solo saturado foram combinados e forneceram uma envoltória de resistência comum em termos de tensões efetivas. Para o solo não saturado, as curvas tensão-deformação foram representadas pela diferença de tensões principais e por esta normalizada por algumas das variáveis de estado de tensão do solo. Tais curvas se assemelham a curvas típicas de um material plástico, com exceção das obtidas para a menor tensão confinante, nas quais se observou a ocorrência de picos de resistência. Já a sucção apresentou um comportamento comum a todos os ensaios, com redução inicial seguida de estabilização. As diferentes representações da curva tensão-deformação permitiram definir superfícies planares de resistência no espaço tensão x sucção x resistência, nas quais foram observadas pequenas variações nos valores de coesão efetiva e ângulo de atrito com relação à sucção. Apesar do bom ajuste destas envoltórias planares, os resultados mostraram alguma não-linearidade. Por fim, testaram-se os métodos de Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2007) de previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

Palavras-chave: Solo não saturado. Resistência ao cisalhamento. Ensaio de compressão triaxial.

ABSTRACT

GEORGETTI, G. B. **Shear strength of an unsaturated soil from constant water content tests.** 2010. 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

In many parts of the world, geotechnical engineers frequently deal with unsaturated soils, and the performance of constructions on such soils depends on their mechanical characteristics, and among them, the shear strength. The unsaturated soil shear strength can be experimentally determined by using techniques which allow soil suction control or measurement and one of the available techniques is the constant water content triaxial compression test. In this context, this research analyzes the shear strength of an unsaturated compacted sandy soil using triaxial compression tests. Consolidated-drained and consolidated-undrained triaxial compression tests were performed with the saturated soil, while constant water content triaxial compression tests were performed to characterize the unsaturated soil behavior. Results of tests with saturated soil were gathered and yielded a common shear strength envelope in terms of effective stress. Regarding the unsaturated soil, the stress-strain curves were represented by the deviator stress and the deviator stress normalized by some stress state variables of the soil. Such curves were similar to typical curves of a plastic material, except for those obtained for the lower confining pressure, in which peak of stress were observed. Suction development during shearing presented a common behavior to all the tests, with initial reduction followed by stabilization. The different representations of stress-strain curves allowed defining shear strength planar surfaces on stress x suction x strength space, which showed small variations of effective cohesion and angle related to suction. Despite of the good adjustment of these planar shear strength envelopes, the results showed some non-linearity. Finally, the methods proposed by Khalili and Khabbaz (1998) and Vilar (2007) for predicting the shear strength of unsaturated soils were tested.

Key-words: Unsaturated soil. Shear strength. Triaxial compression test.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1 – Esquema ilustrativo da definição de sucção.....27
Figura 2.2 – Componentes da sucção (adaptado de HILLEL, 1971) 28
Figura 2.3 – Ângulos de contato entre líquido e sólido.....30
Figura 2.4 – Ascensão da água em tubo capilar: (a) formação do menisco, (b) ascensão, (c) pressão na água após o equilíbrio 31
Figura 2.5 – Combinação de capilaridade e adsorção produzindo sucção matricial em solo não saturado (HILLEL, 1971) 32
Figura 2.6 – Curva de retenção de água (adaptado de FREDLUND e XING, 1994) 34
Figura 2.7 – Influência do tipo de solo na curva de retenção de água (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....35
Figura 2.8 – Equações de curva de retenção de água que (a) fornecem e (b) não fornecem forma sigmóide (LEONG e RAHARDJO, 1997).....36
Figura 2.9 – Variação do parâmetro χ com o grau de saturação para vários solos (JENNINGS e BURLAND, 1962).....39
Figura 2.10 – Fases do elemento de solo não saturado (FREDLUND e MORGENSTERN, 1977).....40
Figura 2.11 – Envoltória de ruptura tridimensional para solos não saturados utilizando as variáveis de estado (σ - u_a) e (u_a - u_w).....42
Figura 2.12 – Linhas de contorno da envoltória de ruptura no plano τ *versus* (σ - u_a) (FREDLUND e RAHARDJO, 1993) 43
Figura 2.13 – Envoltórias de resistência em termos de (u_a - u_w) em (a) argila cinzenta e (b) areia argilosa de Madri (ESCARIO e SÁEZ, 1986).....45
Figura 2.14 – Envoltórias de resistência em termos de (σ - u_a) em (a) argila cinzenta de Madri e (b) argila vermelha de Guadalix de La Sierra (ESCARIO e SÁEZ, 1986) 46
Figura 2.15 – Envoltórias de resistência em solo coluvionar da Serra do Mar (ABRAMENTO e PINTO, 1993) 47
Figura 2.16 – Não linearidade da envoltória de resistência no plano τ *versus* (u_a - u_w) (FREDLUND et al., 1987) 48

Figura 2.17 – Câmara de compressão triaxial para ensaios em solos não saturados (FREDLUND e RAHARDJO, 1993) 50
Figura 2.18 – Tensiômetro de alta capacidade desenvolvido por Ridley e Burland (1993) 50
Figura 2.19 – Tensão *versus* deformação dos ensaios CW com tensões confinantes de (a) 50 e (b) 150 kPa (RAHARDJO et al., 2004) 52
Figura 2.20 – Sucção *versus* deformação dos ensaios CW com tensões confinantes de (a) 50 e (b) 150 kPa (RAHARDJO et al., 2004) 52
Figura 2.22 – Resultados dos ensaios CW com tensão confinante de 300 kPa: (a) tensão-deformação e (b) desenvolvimento de sucção (OLIVEIRA, 2004) 53
Figura 2.23 – Aplicação do modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998) aos pontos obtidos com corpos de prova moldados na umidade ótima (OLIVEIRA, 2004) 55

Capítulo 3

Figura 3.1 – Cobertura cenozóica no interior de São Paulo (adaptado de MELO e PONÇANO, 1983) 57
Figura 3.2 – Saturação do solo para ensaios de curva de retenção de água 59
Figura 3.3 – Ensaio de funil de placa porosa 60
Figura 3.4 – (a) Processos de secagem e (b) embalagem dos corpos de prova no ensaio de papel filtro 61
Figura 3.5 – Umedecimento do solo no ensaio de papel filtro 62
Figura 3.6 – Equipamentos para ensaios de compressão triaxial 63
Figura 3.7 – Base da câmara triaxial para ensaio com solo não saturado 64
Figura 3.8 – Redução da sucção do solo antes dos ensaios CW 66

Capítulo 4

Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo 71
Figura 4.2 – Curva de compactação na energia Proctor normal 72
Figura 4.3 – Curvas de retenção de água 74
Figura 4.4 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios (a) CD e (b) CU 75
Figura 4.5 – Ensaios CD com solo saturado: (a) curvas tensão-deformação e (b) deformações volumétricas 76

Figura 4.6 – Ensaios CU com solo saturado: (a) (b) curvas tensão-deformação e (c) pressões neutras 76
Figura 4.7 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios CW com tensão confinante líquida de 50 kPa em função (a) da raiz do tempo e (b) do tempo em escala logarítmica 78
Figura 4.8 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios CW com tensão confinante líquida de 150 kPa em função (a) da raiz do tempo e (b) do tempo em escala logarítmica 78
Figura 4.9 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios CW com tensão confinante líquida de 300 kPa em função (a) da raiz do tempo e (b) do tempo em escala logarítmica 79
Figura 4.10 – Ensaios CW com tensão confinante líquida de 50 kPa: (a) (σ_1 - σ_3) x ε, (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε, (c) (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) x ε e (d) variação da sucção 79
Figura 4.11 – Ensaios CW com tensão confinante líquida de 150 kPa: (a) (σ_1 - σ_3) x ε, (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε, (c) (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) x ε e (d) variação da sucção 80
Figura 4.12 – Ensaios CW com tensão confinante líquida de 300 kPa: (a) (σ_1 - σ_3) x ε, (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε, (c) (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) x ε, (d) variação da sucção e (e) deformação volumétrica 81
Figura 4.13 – Comparação entre os ensaios CW com tensão confinante de 50 e 150 kPa e sucção de 32 e 30 kPa, respectivamente: (a) (σ_1 - σ_3) x ε e (b) variação da sucção 83
Figura 4.14 – Corpos de prova após os ensaios CW com tensão confinante de (a) 50 e (b) 150 kPa e sucção de 32 e 30 kPa, respectivamente 83
Figura 4.15 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW com tensão confinante líquida de (a) 50, (b) 150 e (c) 300 kPa 84
Figura 4.16 – Deformações volumétricas no final do cisalhamento nos ensaios CW 86
Figura 4.17 – Grau de saturação e sucção no decorrer dos ensaios CW com tensão confinante de (a) 50, (b) 150 e (c) 300 kPa 87
Figura 4.18 – Comparação de dados de umidade x (a) sucção inicial e (b) sucção na ruptura dos ensaios CW com a curva de retenção de água do solo 88
Figura 4.19 – Curvas de teor de umidade x sucção na ruptura para os ensaios CW 88
Figura 4.20 – Resultados dos ensaios de determinação da resistência última: (a) (σ_1 - σ_3) x ε, (b) deformação volumétrica 89
Figura 4.21 – Corpo de prova após ensaio de determinação da resistência última 89

Figura 4.22 – Envoltórias de resistência dos ensaios (a) CD, (b) CU e (c) CD e CU conjuntamente para (σ_1 - σ_3) máximo 91
Figura 4.23 – Envoltórias de resistência dos ensaios CU para (σ'_1/σ'_3) máximo 92
Figura 4.24 – Envoltórias planares de resistência definidas para os ensaios CD, CU e CW considerando (a) (σ_1 - σ_3) e (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) máximos 92
Figura 4.25 – Envoltórias planares de resistência definidas para os ensaios CW considerando (a) (σ_1 - σ_3), (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) e (c) (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) máximos 93
Figura 4.26 – Influência da sucção sobre a resistência ao cisalhamento do solo 95
Figura 4.27 – Círculos de Mohr e interceptos de coesão para os ensaios CW com tensão confinante líquida de (a) 50, (b) 150 e (c) 300 kPa..... 96
Figura 4.28 – Interceptos de coesão dos ensaios CW obtidos pela proposta de Ho e Fredlund (1982)..... 96
Figura 4.29 – Previsão da resistência ao cisalhamento segundo o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) e variantes desta proposta..... 97
Figura 4.30 – Envoltória de resistência dos ensaios de determinação da resistência última ... 98
Figura 4.31 – Previsão da resistência ao cisalhamento segundo a proposta de Vilar (2007) .. 99

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.1 – Métodos experimentais de medida de sucção (VILAR, 2006) 28
Tabela 2.2 – Equações para a curva de retenção de água do solo 36
Tabela 2.3 – Equações de tensões efetivas em solos não saturados 38
Tabela 2.4 – Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros não saturados (DE CAMPOS, 1997) 43
Tabela 2.5 – Ensaios de compressão triaxial para solos não saturados (adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993) 48

Capítulo 4

Tabela 4.1 – Massa específica dos sólidos e limites de consistência do solo 71
Tabela 4.2 – Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial 73
Tabela 4.3 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção pela proposta de van Genuchten (1980) 74
Tabela 4.4 – Características físicas dos corpos de prova submetidos aos ensaios CW 85
Tabela 4.5 – Parâmetros de resistência das envoltórias com solo saturado 92
Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência das envoltórias planares considerando diferentes representações das curvas tensão-deformação 94

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do alfabeto latino

a e b: parâmetros de forma da hipérbole (VILAR, 2007)

a', α' e α^b: parâmetros análogos a c', ϕ' e ϕ^b

a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, b_1 e b_2: constantes (LEONG e RAHARDJO, 1997)

c, c': coesão total e efetiva

c_m: coesão máxima

c_{ult}: coesão do solo com umidade residual

e: índice de vazios

g: aceleração da gravidade

GC: grau de compactação

h: altura de ascensão capilar

p, s: tensão média

p: diferencial de pressão na interface líquido-gás (Equação de Laplace)

$(p - u_a)$, $(s - u_a)$: tensão média líquida

q, t: tensão cisalhante

r: raio do tubo capilar

R_1 e R_2: raios de curvatura (Equação de Laplace)

r^2: coeficiente de determinação

s: sucção do papel filtro

s': tensão média efetiva

S_r: grau de saturação

Ts: tensão superficial

u_a: pressão no ar

u_w: pressão na água

$(u_a - u_w)_m$: sucção máxima

w: teor de umidade gravimétrica

w_{papel}: teor de umidade do papel filtro

w_{sat}, w_{res}: teor de umidade gravimétrica de saturação e residual

Símbolos do alfabeto grego

α, m, n: parâmetros de ajuste (VAN GENUTCHEN, 1980)

α: ângulo de contato entre sólido e líquido

ε: deformação

θ_r: teor de umidade volumétrica residual

θ_s: teor de umidade volumétrica de saturação da trajetória de secagem

θ_s': teor de umidade volumétrica de saturação da trajetória de umedecimento

Θ: teor de umidade volumétrica normalizado

ρ_d: massa específica aparente seca

ρ_w: massa específica da água

σ: tensão total

σ': tensão efetiva

σ'_{3c}: tensão confinante efetiva

σ_1: tensão principal maior

σ_3: tensão principal menor

$(\sigma - u_a)$: tensão normal líquida

(σ'_1/σ'_3): relação entre tensões principais efetivas

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: diferença de tensões principais

τ: resistência ao cisalhamento

ϕ': ângulo de atrito interno efetivo

ϕ^b: ângulo que relaciona a variação da resistência com a sucção

χ: parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo

ψ: potencial total

ψ, $(u_a - u_w)$: sucção

ψ_b, $(u_a - u_w)_b$: pressão de entrada de ar

ψ_g: potencial gravitacional

ψ_m: potencial matricial

ψ_{os}: potencial osmótico

ψ_{pn}: potencial pneumático

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 23

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 25

2.1. A ÁGUA NO SOLO NÃO SATURADO 25

2.1.1. Energia da água intersticial 25

2.1.2. Sucção 27

2.1.2.1. Capilaridade 30

2.1.2.2. Adsorção 32

2.1.3. Curva de retenção de água 33

2.2. ESTADO DE TENSÃO DO SOLO 37

2.2.1. Tensões efetivas 37

2.2.2. Variáveis de estado de tensão 40

2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO 41

2.3.1. Envoltória de resistência ao cisalhamento 41

2.3.2. Determinação experimental da resistência 47

2.3.2.1. Medida e controle da sucção 49

2.3.2.2. Ensaios de compressão triaxial para solo não saturado 50

2.3.3. Métodos de previsão da resistência do solo não saturado 54

3. MATERIAIS E MÉTODOS 57

3.1. SOLO ESTUDADO 57

3.1.1. Caracterização e compactação 58

3.1.2. Corpos de prova 58

3.2. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA 58

3.2.1. Técnica de funil de placa porosa 59

3.2.2. Técnica de papel filtro 60

3.2.2.1. Trajetória de secagem 60

3.2.2.1. Trajetória de umedecimento 62

3.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO 62

3.3.1. Equipamento 63

3.3.2. Ensaios com solo saturado 64
3.3.3. Ensaios com solo não saturado 65
3.3.3.1. Redução da sucção do solo 65
3.3.3.2. Ensaios com teor de umidade constante 66
3.3.3.3. Ensaios de determinação da resistência última 67
3.3.4. Curvas tensão-deformação 68
3.3.5. Envoltórias de resistência 68

4. RESULTADOS E ANÁLISES 71
4.1. CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO 71
4.2. CORPOS DE PROVA 72
4.3. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA 72
4.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO 75
4.4.1. Ensaios com solo saturado 75
4.4.2. Ensaios com solo não saturado 77
4.4.2.1. Ensaios com teor de umidade constante 77
4.4.2.2. Ensaios de determinação da resistência última 88
4.4.3. Envoltórias de resistência 90
4.4.3.1. Envoltórias de Mohr-Coulomb 90
4.4.3.2. Envoltórias planares de resistência 90
4.4.3.1. Previsão da resistência ao cisalhamento 95

5. CONCLUSÃO 100

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 102

1. INTRODUÇÃO

Em áreas de clima tropical e subtropical são encontrados espessos perfis de solo acima da zona de saturação. Em decorrência disso, nestas áreas a engenharia executa diversas obras em solos não saturados, como é o caso de fundações, taludes de aterro e de corte, estradas e muros de contenção. O desempenho destas obras está condicionado às características de resistência, compressibilidade e permeabilidade dos solos não saturados, que diferem das características dos solos saturados abordados pela Mecânica dos Solos tradicional, e por isso requerem estudo específico.

As características mecânicas do solo não saturado são comandadas pelo comportamento de suas fases (sólidos, ar e água) e as interações que ocorrem entre elas. Uma conseqüência direta destas interações é a geração de pressão negativa na água intersticial, que pode ser expressa pela sucção quando referenciada à pressão de gás externa ao solo.

Tendo em vista estas peculiaridades, fez-se necessário o desenvolvimento de novas teorias para abordar o comportamento mecânico do solo não saturado. Uma primeira tentativa foi o equacionamento de tensões efetivas neste solo, tendo como base o princípio de tensões efetivas de Terzaghi (1936), que é capaz de representar com sucesso as variações volumétricas e de resistência que ocorrem no solo saturado devido a alterações do seu estado de tensão. Dentre as várias propostas de equacionamento, a de Bishop (1959) foi a que ganhou maior repercussão. No entanto, todas as equações propostas fazem uso de propriedades do solo em suas formulações, o que dificulta sua aplicação prática devido à necessidade de determinação experimental de parâmetros do solo.

Com isso, alguns pesquisadores passaram a buscar variáveis de estado de tensão que fossem independentes das propriedades do solo e pudessem representar seu comportamento mecânico, sendo de relevância os trabalhos de Matyas e Radhakrishna (1968) e Fredlund e Morgenstern (1977). Os primeiros utilizaram com sucesso as variáveis (σ - u_a) e (u_a - u_w) para representar as variações volumétricas em um elemento de solo não saturado. Já Fredlund e Morgenstern (1977) estudaram as equações de equilíbrio das fases do solo não saturado e concluíram que a combinação de duas das variáveis (σ - u_a), (σ - u_w) e (u_a - u_w) podem ser utilizadas para representar as variações volumétricas e de resistência que ocorrem no solo quando alterado seu estado de tensão.

Estas variáveis de estado de tensão foram aplicadas à resistência ao cisalhamento do solo não saturado por Fredlund et al. (1978). Para isso, os autores utilizaram uma extensão da

envoltória de Mohr-Coulomb, a fim de contabilizar não só a influência da tensão normal (σ - u_a), mas também da sucção (u_a - u_w) na resistência do solo. No espaço cartesiano, esta envoltória estendida foi representada por uma superfície planar, sendo ϕ^b o ângulo que traduz o incremento da resistência ao cisalhamento com a sucção do solo. Entretanto, pesquisas posteriores concluíram que, dependendo do tipo de solo e da faixa de sucção, entre outros fatores, a influência da sucção na resistência é não-linear (ESCARIO e SÁEZ, 1986; FREDLUND et al., 1987; ABRAMENTO e PINTO, 1993; RÖHM e VILAR, 1995). Com isso, tem-se que a envoltória planar pode não representar a resistência do solo não saturado.

Levando em consideração a não-linearidade da envoltória, métodos de previsão da resistência o cisalhamento de solos não saturados têm sido propostos a fim de estimar o acréscimo de resistência do solo devido à atuação da sucção (VANAPALLI et al., 1996; ÖBERG e SÄLLFORS, 1997; KHALILI e KHABBAZ, 1998; VILAR, 2007). Tais métodos apóiam-se na curva de retenção de água e parâmetros efetivos de resistência do solo saturado, e têm sido aplicados a diferentes tipos de solo.

Já a determinação experimental da resistência ao cisalhamento do solo não saturado tem sido feita em laboratório a partir de ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto. Dentre os ensaios mais utilizados estão os ensaios de compressão triaxial do tipo adensado-drenado e com teor de umidade constante, que permitem respectivamente o controle e a medida da sucção do solo durante o cisalhamento. Estes ensaios possibilitam avaliar o comportamento do solo quando este sofre ruptura em condições drenadas e não drenadas em relação à pressão na água, e condição drenada para a pressão de ar nos vazios do solo, sendo tais condições representativas dos tipos de ruptura que o solo pode sofrer em campo. Ensaios com teor de umidade constante são ainda de mais rápida execução devido ao fato de não haver necessidade de dissipação da pressão da água do solo.

Neste contexto, este trabalho tem o objetivo de analisar a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso típico do interior do Estado de São Paulo em amostras compactadas não saturadas utilizando ensaios de compressão triaxial com teor de umidade constante. Para isso, são avaliadas diferentes formas de representação de curvas tensão-deformação e sua influência na envoltória de resistência ao cisalhamento. Verifica-se ainda a adequabilidade de métodos de previsão de resistência a este solo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. A ÁGUA NO SOLO NÃO SATURADO

Para o entendimento do estado energético da água presente nos poros do solo e sua influência no comportamento do solo não saturado, serão abordados neste item os principais conceitos envolvendo energia da água intersticial, sucção e curva de retenção de água no solo.

2.1.1. Energia da água intersticial

A água contida nos vazios do solo pode ser caracterizada por seu estado de energia. Em um solo não saturado, a determinação do estado energético da água é feita através da quantificação de duas formas clássicas de energia: a potencial e a cinética. Como o movimento da água no solo é bastante lento, a energia cinética é geralmente insignificante. Por outro lado, a energia potencial, que se deve à posição ou condições internas do solo, é de primeira importância na determinação do estado e movimento da água no solo (HILLEL, 1971). Com isso, a energia potencial passa a ser considerada como a energia total da água.

A Sociedade Internacional de Ciência do Solo define o potencial total da água do solo como o trabalho útil que deve ser realizado em uma quantidade infinitesimal de água pura para conduzi-la, reversível e isotermicamente, desde um reservatório sob condições padronizadas (isto é, água pura, em uma determinada cota e sujeita à pressão atmosférica) até a água do solo, na cota de interesse e sujeita à determinada pressão (AITCHISON, 1965).

Hillel (1971) afirma que a diferença de potencial da água intersticial para a água pura e livre é provocada pela atuação de campos de forças. Estes resultam da atração da matriz sólida por água, bem como da presença de solutos e da ação de pressão externa e gravidade. Logo, o potencial total do solo pode ser tomado como a soma de contribuições isoladas destes fatores (Equação 2.1), sendo ainda possível a ocorrência de outros potenciais de menor relevância, como é o caso dos potenciais térmico e de consolidação.

$$\psi = \psi_m + \psi_{os} + \psi_{pn} + \psi_g \tag{2.1}$$

em que ψ é o potencial total, ψ_m é o potencial matricial, ψ_{os} é o potencial osmótico, ψ_{pn} é o potencial pneumático e ψ_g é o potencial gravitacional.

- O potencial matricial, de acordo com Libardi (1995), é resultante das interações entre a matriz e a água intersticial, incluindo forças associadas com a adsorção e a capilaridade, responsáveis pela retenção da água no solo. Para remover esta água do solo é necessário despender energia e, tanto maior é a energia quanto mais baixa for a umidade do solo.
- O potencial osmótico reflete a influência da presença de solutos na água do solo, e resulta em valor negativo, pois a água tende a hidratar as moléculas dos solutos e é necessário fornecer energia ao sistema para retirar a água da interação com as moléculas.
- O potencial pneumático decorre da atuação de pressão de ar externa sobre o solo diferente da pressão considerada no estado padrão, e tem especial importância quando se utilizam os ensaios de placa de pressão ou a técnica de translação de eixos (VILAR, 2006).
- O potencial gravitacional é a energia potencial do campo gravitacional, que tem como origem a diferença de cota da água do solo em relação ao reservatório padrão.
- O potencial térmico origina-se da diferença de temperatura entre a água intersticial e o estado padrão. No entanto, a temperatura tem uma influência complicada no potencial da água e por este motivo o conceito de potencial é limitado a sistemas isotérmicos ou aproximadamente isotérmicos.
- Por fim, o potencial de consolidação é decorrente do processo de adensamento do solo, e é tomado como zero quando este não ocorre.

Considerando a Equação 2.1, quando puderem ser negligenciados os potenciais pneumático e gravitacional, o potencial total da água do solo passa a ser expresso simplesmente pelos componentes matricial e osmótico e pode ser representado em termos de sucção.

2.1.2. Sucção

A sucção representa a avidez que o solo não saturado tem por água. Aitchison (1965) apresenta duas definições de sucção total sob diferentes enfoques. A primeira delas, uma definição física da Sociedade Internacional de Ciência do Solo, conceitua sucção total como a pressão manométrica negativa, em relação à pressão externa de gás sobre a água do solo, que deve ser aplicada a um reservatório de água pura (à mesma cota e temperatura) de sorte a que se mantenha o equilíbrio entre a água do reservatório e a água do solo através de uma membrana semipermeável (Figura 2.1). Já do ponto de vista termodinâmico, a sucção total é definida como a sucção equivalente obtida através da medida da pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com a água intersticial em relação à pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com a água pura e livre.

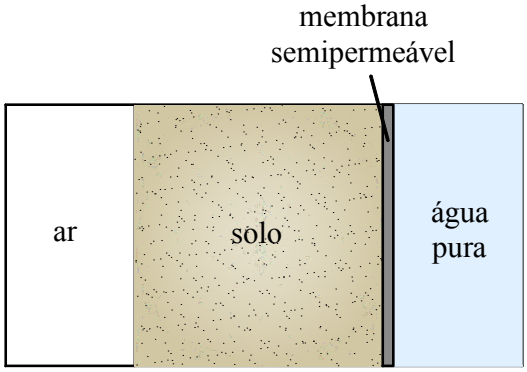


Figura 2.1 – Esquema ilustrativo da definição de sucção

A sucção total é a soma das parcelas de sucção matricial e osmótica. Uma representação da atuação de cada uma destas parcelas no solo é mostrada na Figura 2.2, onde em um sistema em equilíbrio, a sucção matricial é a diferença de pressão através de uma membrana permeável à água e aos solutos que separa a água intersticial no solo e uma solução idêntica. A sucção osmótica é a diferença de pressão através de uma membrana que permite apenas o fluxo de água entre a solução do solo e a água pura.

Vários métodos podem ser utilizados para a determinação da sucção no solo, sendo as principais delas reunidas por Vilar (2006) na Tabela 2.1.

Ainda que seja possível avaliar a sucção osmótica atuante em um elemento de solo, Fredlund e Rahardjo (1993) relatam que a maioria dos problemas de engenharia envolvendo solos não saturados é resultante de mudanças ambientais, e estas afetam principalmente a componente de sucção matricial do solo, de modo que variações na sucção osmótica são

geralmente menos significativas. Sendo assim, para a maioria dos problemas geotécnicos envolvendo solos não saturados, uma mudança na sucção total é equivalente a uma mudança na sucção matricial.

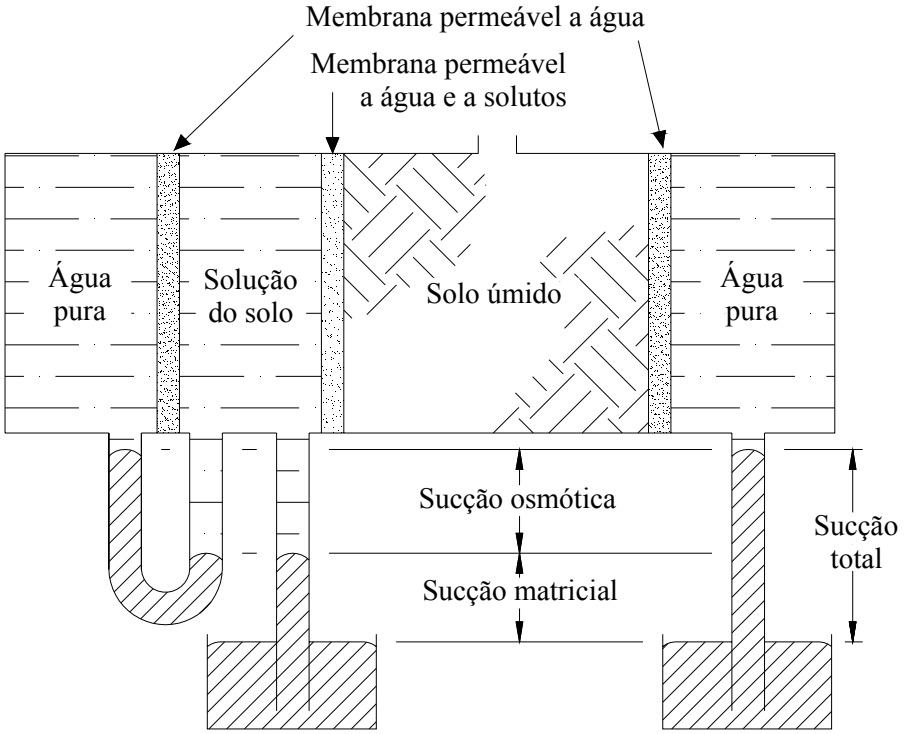


Figura 2.2 – Componentes da sucção (adaptado de HILLEL, 1971)

Tabela 2.1 – Métodos experimentais de medida de sucção (VILAR, 2006)

Método	Sucção medida	Faixa de medida	Observação
Funil de pedra porosa	Matricial	0 a 90 kPa	- Sucção aplicada diretamente à amostra; - Indicado para determinar baixas sucções (LIBARDI, 1995).
Placa de pressão	Matricial	0 a 1500 kPa	- Emprega a técnica de translação de eixos; - Depende da pressão de entrada de ar da pedra porosa; -Continuidade da fase ar.
Membrana de pressão	Matricial Total	Até 10000 kPa	- Emprega a técnica de translação de eixos; - Utiliza membrana de celulose.
Tensiômetro padrão	Matricial	0 a 100 kPa	- Tempo de resposta depende da condutância da pedra porosa e sensibilidade do elemento de medida; - Existem tensiômetros baseados em princípios osmóticos.
Tensiômetro de alta capacidade	Matricial	0 a 1500 kPa	- Medem sucção abaixo de -1atm; - Tiram partido da elevada resistência à tração da água (RIDLEY e BURLAND, 1993).

Tabela 2.1 – Métodos experimentais de medida de sucção (VILAR, 2006) (continuação)

Papel filtro	Matricial Total	Todos os valores	- Depende do contato com o solo, que deve ser garantido para a medida de sucção matricial; - Necessita de calibração do papel filtro; - Deve-se evitar formação de fungos; - Pesagem com precisão de 0,0001g (CHANDLER e GUTIERREZ, 1986; ASTM D5298-03)
Blocos porosos	Matricial	10 a 1000 kPa	- Baseia-se na condutividade elétrica de materiais porosos como o gesso, fibra de vidro, etc., bem como da resistência elétrica (ohms x sucção); - Desvantagem: solubilidade do gesso, histerese pronunciada; mais sensível às altas sucções.
Psicrômetro	Total Osmótica	100 a 8000 kPa	- Depende de rigoroso controle de temperatura, principalmente nas baixas sucções; mais recomendado para laboratório; - Sucção osmótica: mede sucção de extrato da solução do solo com confiabilidade precária.
Sensores de condutividade térmica	Matricial	0 a 400 kPa	- Utiliza cápsula cerâmica contendo sensor de temperatura e mini-aquecedor; - Condutividade térmica do bloco varia com a umidade; - Equilíbrio solo-cápsula (bloco): sucção matricial medida a partir da condutividade térmica.
Extrato da solução do solo	Osmótica	Todos os valores	- Condutividade elétrica do extrato da solução; - Concentração de solutos; - Extrato + psicrômetros: resultados precários.
Equilíbrio da fase vapor	Total	Toda a faixa acima de 400 kPa	- Solução com concentração conhecida; umidade relativa; sucção total; - Amostra de solo em dessecador sem contato com a solução até equilíbrio de peso; - Equilíbrio demorado.
Princípios osmóticos	Matricial	200 a 1600 kPa	- Solo em contato com solução com concentração conhecida (umidade relativa conhecida) através de membrana seletiva; - Solução de Polietilenoglicol (PEG), peso molecular 20000; - Útil para instalar e controlar sucção em ensaios.

Da Figura 2.1, se a membrana semipermeável for substituída por uma membrana permeável a água e a solutos, tem-se a definição de sucção matricial. Com isso, esta parcela de sucção pode ser quantificada através da diferença entre as pressões no ar e na água do solo (u_a - u_w). Para melhor conhecimento da atuação da sucção matricial no solo, é importante o entendimento dos principais fenômenos que dão origem às forças matriciais: a capilaridade e a adsorção.

2.1.2.1. Capilaridade

De acordo com Libardi (1995), pode-se afirmar que uma superfície líquida se encontra em equilíbrio somente quando a força resultante que atua em suas moléculas for perpendicular a esta superfície. No solo, a força resultante no ponto de contato entre o líquido, o sólido e o ar é composta por:

- Força da gravidade, que tem magnitude desprezível em comparação às forças moleculares;
- Força molecular de van der Waals de atração coesiva do líquido; e
- Força molecular de van der Waals de atração adesiva entre o sólido e a partícula de água.

Através da relação entre as forças moleculares é possível determinar o ângulo de contato (α), que se forma entre a tangente da superfície líquida e a parede do sólido. Este ângulo pode ser agudo, reto ou obtuso, dependendo das forças de adsorção que ocorrem entre as moléculas do fluido e do material que compõe o sólido. Se há atração entre o fluido e o sólido, a forma da superfície estabelecida é côncava e α é agudo; no caso contrário, a forma da superfície é convexa e α é obtuso. A Figura 2.3 apresenta exemplos de ângulo de contato de meniscos em tubos capilares, formando superfícies côncava e convexa.

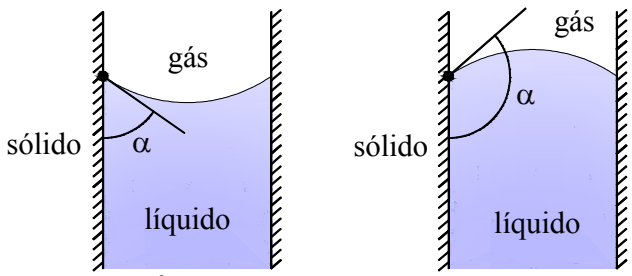


Figura 2.3 – Ângulos de contato entre líquido e sólido

A ocorrência de curvatura da superfície do líquido provoca um diferencial de pressão na interface líquido-gás, resultante da contratilidade da superfície do líquido (LIBARDI, 1995). Para o caso de uma interface tridimensional curva, a fórmula de Laplace fornece:

$$p = Ts.\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right) \tag{2.2}$$

em que p é o diferencial de pressão, Ts é a tensão superficial, que depende do líquido e da temperatura, R_1 e R_2 são os raios de curvatura da superfície em planos ortogonais.

Para representar o fenômeno de capilaridade nos vazios do solo, toma-se um tubo capilar mergulhado em água livre, no qual haverá a formação de um menisco. Segundo Hillel (1971), no caso de um menisco côncavo para o ar, como ocorre com a água no vidro por exemplo, a pressão do líquido sob o menisco será menor que a pressão atmosférica (Figura 2.4a). Devido à maior pressão da água livre do lado externo do tubo no mesmo nível do menisco, a água no interior do tubo e o menisco serão deslocados da posição inicial até que a diferença de pressões entre a água sob a superfície plana externa e a água no interior do tubo na mesma cota seja aliviada pela pressão da coluna de água no tubo capilar (Figura 2.4b). A pressão na água capilar após o equilíbrio é ilustrada na Figura 2.4c.

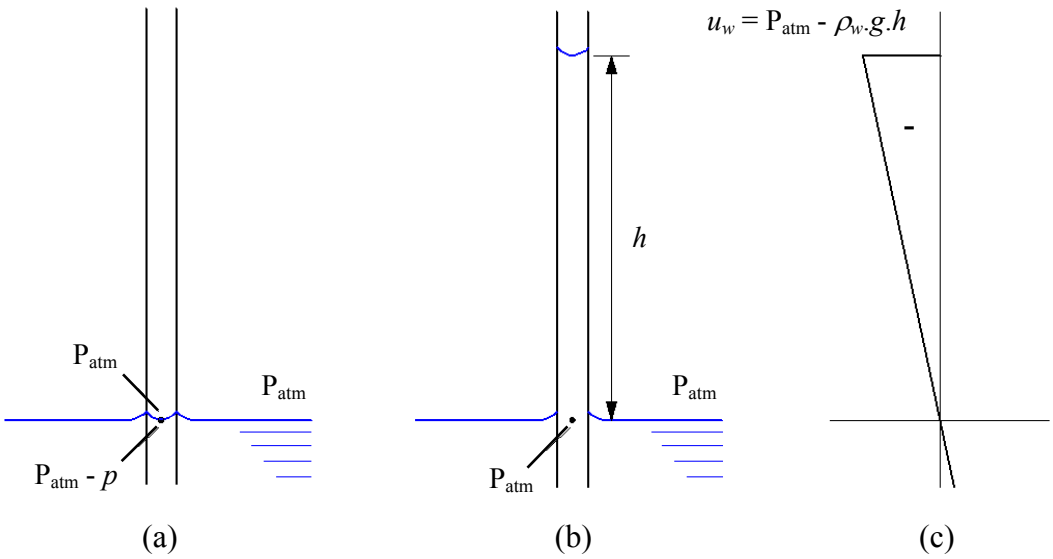


Figura 2.4 – Ascensão da água em tubo capilar: (a) formação do menisco, (b) ascensão, (c) pressão na água após o equilíbrio

A altura de ascensão capilar para esta condição pode ser obtida do equilíbrio de forças verticais atuantes na água interna ao tubo. Assumindo a curvatura do menisco como esférica, tem-se:

$$h = \frac{2.Ts}{\rho_w.g.r}\cos\alpha \tag{2.3}$$

em que h é a altura de ascensão capilar, Ts é a tensão superficial, α é o ângulo de contato entre o sólido e o líquido, ρ_w é a massa específica da água, g é a aceleração da gravidade e r é o raio do tubo capilar.

Se o solo fosse simplesmente um conjunto de tubos capilares, a equação da capilaridade poderia por si só descrever suficientemente a relação entre o potencial e os raios dos poros dos solos que conformam os meniscos da água. No entanto, além do fenômeno capilar, as partículas dos solos apresentam adsorção, que forma envoltórias de hidratação sobre as partículas minerais (HILLEL, 1971). Estes dois mecanismos de interação solo-água podem ser observados na Figura 2.5.

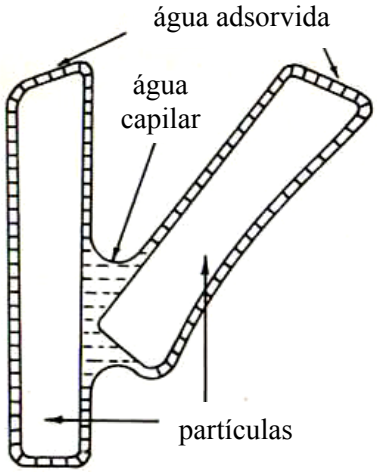


Figura 2.5 – Combinação de capilaridade e adsorção produzindo sucção matricial em solo não saturado (HILLEL, 1971)

2.1.2.2. Adsorção

A adsorção é outro tipo de fenômeno de interface, que resulta do diferencial de forças de atração ou repulsão que ocorre entre moléculas de diferentes fases nas superfícies de contato. Estas forças podem ser de diferentes tipos, sendo a adsorção da água sobre as superfícies dos sólidos geralmente de natureza eletrostática (HILLEL, 1971).

Libardi (1995) apresenta os três principais mecanismos propostos para explicar a adsorção da água sobre as superfícies sólidas:

- A superfície dos minerais de argila é coberta com átomos de oxigênio e grupos oxidrilas negativamente carregados. Desse modo, cria-se ao redor das partículas

desses minerais um campo elétrico cuja intensidade decresce com a distância. Devido à natureza dipolar das moléculas de água, elas se orientam neste campo elétrico e experimentam uma força na direção da superfície.

- Os pares de elétrons não compartilhados do átomo de oxigênio das moléculas de água podem ser atraídos a cátions trocáveis que podem estar adsorvidos sobre a superfície de argila.
- Finalmente, as moléculas de água podem ainda ser atraídas às superfícies sólidas pelas forças de van der Waals que são forças de curto alcance, de modo que uma camada muito fina é adsorvida desta maneira ao redor das partículas de sólidos.

A camada de água adsorvida pode ter propriedades mecânicas de resistência e viscosidade que diferem da água líquida comum à mesma temperatura, e é o mecanismo que causa a forte retenção de água pelos solos argilosos a altas sucções (HILLEL, 1971).

2.1.3. Curva de retenção de água

A sucção experimentada pelo solo está intimamente ligada ao teor de água nele contido, e a dependência entre estas grandezas é representada pela curva de retenção de água no solo. Graficamente, apresenta-se esta relação através da sucção matricial ou total e o teor de umidade gravimétrica, volumétrica ou grau de saturação do solo. Sua importância está na caracterização do solo, nos estudos de infiltração e na previsão de propriedades como condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento.

A determinação da curva de retenção é feita a partir de trajetórias típicas obtidas por procedimentos de secagem e umedecimento das amostras de solo. Na secagem, a amostra é previamente saturada e submetida a potenciais matriciais crescentes, provocando a redução da umidade do solo. Já no umedecimento, a amostra seca é submetida a potenciais matriciais decrescentes, promovendo aumento da umidade do solo. Quando se comparam curvas de retenção obtidas por ambos os procedimentos para um mesmo solo, a curva de secagem apresenta umidades mais elevadas em relação à curva de umedecimento para uma mesma sucção. Este comportamento se deve ao fenômeno de histerese, e sua natureza é atribuída a diferentes causas, dentre as quais Hillel (1971) cita a não uniformidade geométrica dos poros, o efeito do ângulo de molhamento em processos de drenagem e de umedecimento, o

aprisionamento de ar nos vazios do solo e alterações em sua estrutura resultantes do fenômeno de expansão ou contração.

A Figura 2.6 apresenta qualitativamente a curva de retenção de água e a ocorrência de histerese, sendo que:

- θ_s é o teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de secagem;
- ψ_b é a pressão de entrada de ar, que corresponde à sucção na qual o ar principia a entrar nos maiores poros do solo;
- θ_r é o teor de umidade volumétrica residual, na qual é necessário grande incremento na sucção para remover a água remanescente nos poros;
- θ_s' é o teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de umedecimento; e
- o conteúdo de ar residual é a diferença entre θ_s e θ_s'.

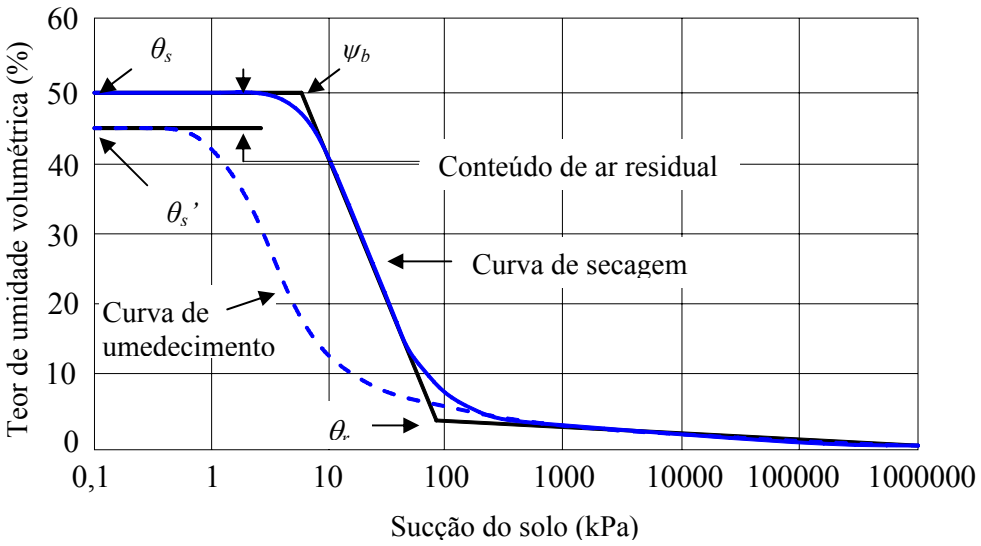


Figura 2.6 – Curva de retenção de água (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

Quanto às características de posição, forma e inclinação da curva de retenção de água, considera-se em geral que são principalmente influenciadas pela granulometria, estrutura e mineralogia do solo. Fredlund e Xing (1994) observaram que os valores de umidade de saturação e da pressão de entrada de ar geralmente aumentam com a plasticidade do solo, além de sofrerem a interferência de outros fatores como o histórico de tensões. A influência de diferentes tipos de solos no formato das curvas de retenção de água é ilustrada na Figura 2.7.

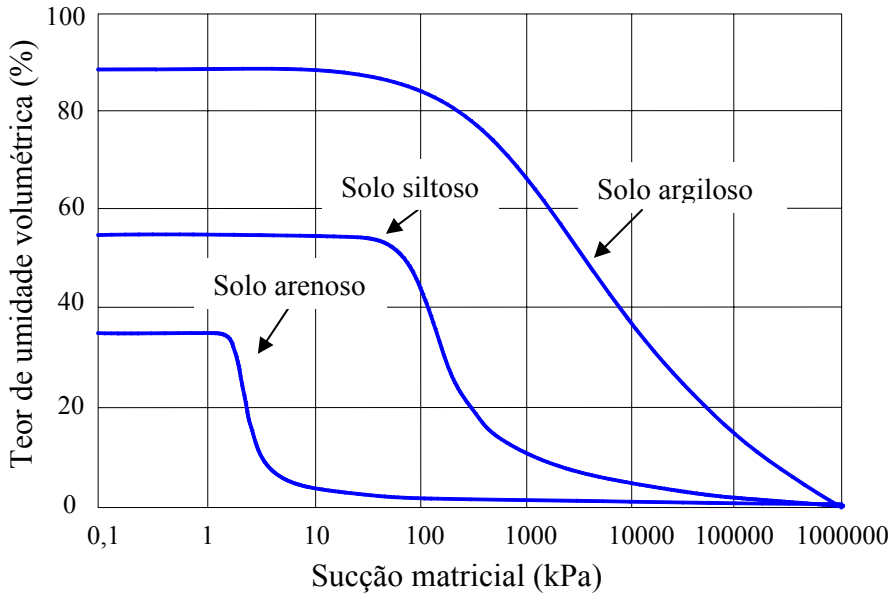


Figura 2.7 – Influência do tipo de solo na curva de retenção de água (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

Para simplificar o emprego da curva de retenção de água na previsão de propriedades do solo, alguns pesquisadores sugerem seu equacionamento. Leong e Rahardjo (1997) reúnem as equações mais conhecidas (Tabela 2.2), mostram que elas podem ser derivadas de uma única fórmula geral (Equação 2.4), e relatam sua natureza empírica, já que a maioria das equações foram propostas com base no formato da curva de retenção.

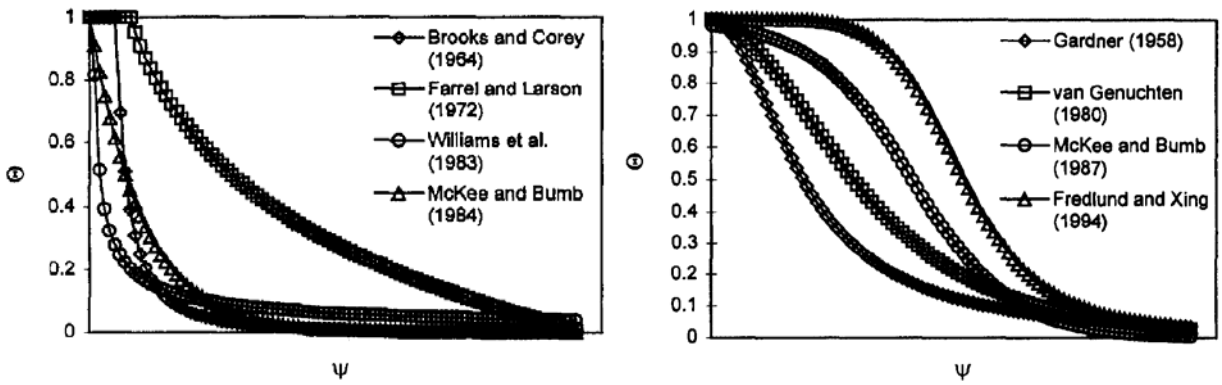
$$a_1\Theta^{b_1} + a_2 \exp\left(a_3\Theta^{b_1}\right) = a_4\psi^{b_2} + a_5 \exp\left(a_6\psi^{b_2}\right) + a_7 \tag{2.4}$$

em que a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, b_1 e b_2 são constantes.

Dentre as equações apresentadas na Tabela 2.2, algumas fornecem curvas com formato sigmóide e outras não, como mostram a Figura 2.8. Correlacionando estas equações a dados experimentais de diferentes tipos de solos, Leong e Rahardjo (1997) afirmam que as equações que resultam em curva sigmóide são mais versáteis e se ajustam melhor à curva de retenção de água. Os autores concluíram que a equação proposta por Fredlund e Xing (1994) apresenta os melhores resultados e recomendam seu uso.

Tabela 2.2 – Equações para a curva de retenção de água do solo

Equação proposta	Parâmetros	Autores
$\Theta = \dfrac{1}{1+(q\psi)^n}$	Θ – teor de umidade volumétrica normalizado, isto é $(\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$ q – parâmetro de ajuste relacionado à ψ_b ψ – sucção n – parâmetro de ajuste relacionado à curva no ponto de inflexão	Gardner (1958)
$\Theta = \left(\dfrac{\psi_b}{\psi}\right)^{\lambda}$	ψ_b – sucção de entrada de ar λ - índice de distribuição de poros	Brooks e Corey (1964)
$\psi = \psi_{cr} \exp[\alpha(1-\Theta)]$	ψ_{cr} – sucção de entrada de ar α - constante	Farrel e Larson (1972)
$\Theta = \left[\dfrac{1}{1+(\alpha\psi)^n}\right]^m$	α, m, n – parâmetros de ajuste	van Genutchen (1980)
$\ln\psi = a_1 + b_1 \ln\Theta$	a_1, b_1 – parâmetros de ajuste	Williams et al. (1983)
$\Theta = A\exp(a\psi - B)$	A, a, B – parâmetros de ajuste	McKee e Bumb (1984)
$\Theta = 1/[1 + A\exp(a\psi - B)]$	A, a, B – parâmetros de ajuste	McKee e Bumb (1987)
$\theta = \theta_s \left\{\dfrac{1}{\ln[e+(\psi/a)^n]}\right\}^m$	a, n, m – parâmetros de ajuste	Fredlund e Xing (1994)



(a) (b)

Figura 2.8 – Equações de curva de retenção de água que (a) fornecem e (b) não fornecem forma sigmóide (LEONG e RAHARDJO, 1997)

2.2. ESTADO DE TENSÃO DO SOLO

2.2.1. Tensões efetivas

A influência da água no comportamento dos solos é reconhecida desde os primórdios da Mecânica dos Solos. Nos solos saturados, essa influência foi considerada por Terzaghi (1936) no princípio de tensões efetivas, que Jennings e Burland (1962) traduziram por duas proposições:

- Todos os efeitos mensuráveis de uma variação de tensão, como compressão, distorção, e mudança na resistência ao cisalhamento de um solo são devidos exclusivamente a mudanças na tensão efetiva.
- A tensão efetiva σ' em um solo é definida como o excesso de tensão total aplicada σ em relação à pressão neutra u:

$$\sigma' = \sigma - u \tag{2.5}$$

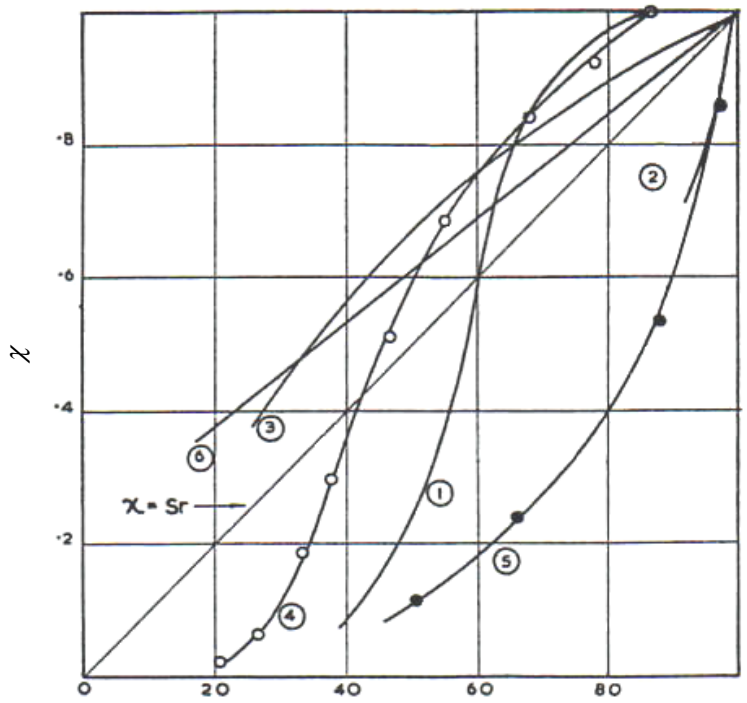
Tratando-se de solos não saturados, a aplicação deste princípio não se mostra adequada devido à complexidade do estudo de poros preenchidos por duas fases distintas: ar e água. Com a finalidade de se quantificar as tensões efetivas em solos não saturados, várias equações foram sugeridas, sendo algumas delas baseadas na proposta de Terzaghi (Tabela 2.3). Todas as equações incorporam parâmetros do solo buscando uma relação única que possa representar o comportamento do solo não saturado em termos de variação de volume e resistência ao cisalhamento. Dentre as propostas, a de Bishop (1959) é a mais difundida, devido a sua simplicidade e por incluir um termo para a pressão na fase gasosa, enquanto outras referenciam as pressões medidas à pressão de ar externa (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Para verificar a validade da proposta de Bishop (1959), valores experimentais de χ foram obtidos por Bishop et al. (1960) e Bishop e Donald (1961) a partir de ensaios de resistência ao cisalhamento em diferentes tipos de solos. Jennings e Burland (1962) fizeram o mesmo a partir de ensaios de adensamento, obtendo χ em termos de variação volumétrica. Os resultados foram apresentados juntamente à curva teórica prevista por Donald (1960) e são mostrados na Figura 2.9, onde se observa a influência do grau de saturação do solo sobre este parâmetro.

Tabela 2.3 – Equações de tensões efetivas em solos não saturados

Equação proposta	Parâmetros	Autores
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	σ' – tensão efetiva σ – tensão total β' – fator de ligação, que é o número de ligações sob tensão efetiva na contribuição à resistência ao cisalhamento do solo u_w – pressão na água	Croney et al. (1958)
$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	u_a – pressão no ar χ – parâmetro relacionado ao grau de saturação e ao tipo de solo	Bishop (1959)
$\sigma' = (\sigma.a_m) + (u_a.a_a) + (u_w.a_w) + R + A$	a_a – parte da área total ocupada por ar a_m – área de contato ocupada pelos sólidos a_w – parte da área total ocupada pela água R – resultante das forças de repulsão A – resultante das forças de atração	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \psi.p''$	ψ – parâmetro que varia de 0 a 1 p'' – deficiência de pressão na água	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta.p''$	β – fator estatístico do mesmo tipo da área de contato, medido experimentalmente	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m.(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	χ_m – parâmetro de tensão efetiva para sucção matricial h_m – sucção matricial χ_s – parâmetro de tensão efetiva para sucção do soluto h_s – sucção do soluto	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma + \chi_m.p_m'' + \chi_s.p_s''$	p_m'' – sucção matricial p_s'' – sucção do soluto χ_m e χ_s – parâmetros que variam de 0 a 1 dependendo da trajetória de tensões	Aitchison (1973)

Nos ensaios de compressão triaxial conduzidos por Bishop e Donald (1961) com (σ - u_a) e (u_a - u_w) constantes, foi notado que variações independentes de σ_3, u_a e u_w não afetaram a resistência ao cisalhamento do solo. Com isso, os autores concluíram que a equação proposta por Bishop (1959) está estaticamente correta. Já na análise dos valores de χ obtidos experimentalmente, Bishop et al. (1960) constataram que este parâmetro sofre influência secundária de fatores como a estrutura do solo e o ciclo de umedecimento e secagem. Além disso, alguns autores concluíram que o valor de χ na relação entre variação de volume e tensão efetiva não é necessariamente idêntico ao valor na relação entre resistência e tensão efetiva (BISHOP et al., 1960; JENNINGS e BURLAND, 1962).



Sr (%)

1 Argila compactada (-2μ=4%) ┐ Bishop et al. (1960)
2 Argila compactada (-2μ=22%) ┘
3 Silte - Bishop e Donald (1961)
4 Silte (-2μ=3%)
5 Argila siltosa (-2μ=23%)
6 Curva teórica de Donald

Figura 2.9 – Variação do parâmetro χ com o grau de saturação para vários solos (JENNINGS e BURLAND, 1962)

Jennings e Burland (1962) notaram que para valores de grau de saturação abaixo de determinado limite, quando o solo é inundado sob carga aplicada constante, ocorre colapso. Este comportamento é, no entanto, o contrário do comportamento previsto com base no principio de tensão efetiva. Isto sugere que o principio de tensão efetiva para solo não saturado somente possa ser aplicado para valores de grau de saturação acima deste valor crítico. Com essa restrição, a equação de Bishop (1959) não obedece completamente ao princípio de tensão efetiva, que deve controlar o comportamento do solo. Os autores sugerem, portanto, que a tensão definida por esta equação seja chamada de tensão intergranular.

Embora a proposta de Bishop (1959) tenha boa representatividade quando se trata de resistência, as restrições encontradas na análise de variação volumétrica incentivaram a análise do comportamento de solos não saturados através de variáveis de estado de tensão independentes. Assim, substitui-se uma equação de tensão efetiva por duas variáveis de estado independentes, e a necessidade de incorporar as propriedades do solo na descrição de estado de tensão deixou de existir (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

2.2.2. Variáveis de estado de tensão

Segundo Matyas e Radhakrishna (1968), o estado de um solo não saturado pode ser especificado pelos parâmetros tensor de tensões, índice de vazios, grau de saturação e um parâmetro que descreve a estrutura do solo. Graficamente, o estado de um elemento de solo pode ser representado por um ponto no espaço segundo um sistema de eixos coordenados representando estes parâmetros. Os autores retrataram superfícies de estado considerando os parâmetros tensão aplicada e sucção como variáveis independentes e sugeriram um método para prever deformações volumétricas em solos não saturados a partir destas superfícies.

Fredlund e Morgenstern (1977) examinaram o estado de tensão de um solo não saturado no contexto da mecânica do contínuo a fim de definir variáveis mensuráveis que pudessem representá-lo. Estas variáveis deveriam ser tais que, quando mantidas constantes, a alteração de seus componentes individuais não produzisse distorção ou variação de volume do elemento de solo. Para isso, o solo foi considerado como um sistema de quatro fases: partículas do solo, água, ar e interface entre ar e água. A Figura 2.10 ilustra o elemento de solo não saturado, que pode ser visualizado como uma mistura de duas fases que entram em equilíbrio sob gradiente de tensão aplicado (partículas de solo e membrana contrátil) e duas fases que fluem nesta mesma condição (ar e água). Através de equações de equilíbrio de cada fase, foram analisadas variáveis independentes que permitiram aos autores concluir que qualquer combinação de duas das três variáveis de estado (σ - u_a), (σ - u_w) e (u_a - u_w) podem ser usadas para definir o estado de tensão nesses solos.

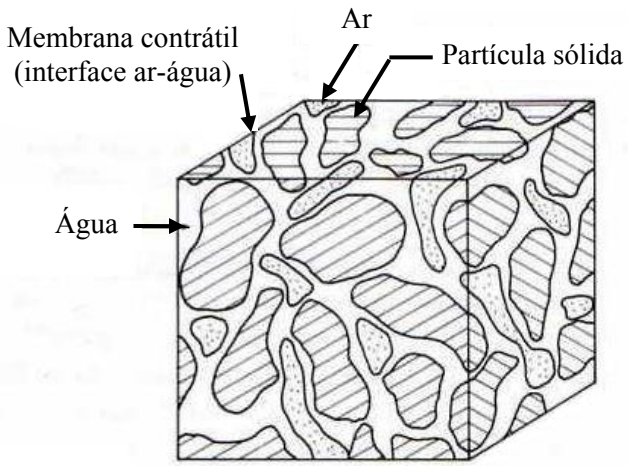


Figura 2.10 – Fases do elemento de solo não saturado (FREDLUND e MORGENSTERN, 1977)

2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

2.3.1. Envoltória de resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados pode ser retratada com base no equacionamento de tensões efetivas ou em variáveis de estado de tensão. No primeiro caso, a equação de Bishop (1959) pode substituir a tensão efetiva no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, obtendo-se a Equação 2.6 (Bishop et al., 1960). Para sua utilização, devem ser conhecidos os valores do parâmetro χ, que é de difícil determinação experimental. Com isso, alguns métodos de previsão da resistência de solo não saturados têm utilizado aproximações para a estimativa deste parâmetro e cálculo da resistência (KHALILI e KHABBAZ, 1998; ÖBERG e SÄLLFORS, 1997).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) tg\phi' + \chi (u_a - u_w) tg\phi' \tag{2.6}$$

em que τ é a resistência ao cisalhamento; c' é a coesão efetiva; (σ - u_a) é a tensão normal líquida; ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo; χ é um parâmetro que depende do grau de saturação, tipo de solo e de efeitos de histerese decorrentes da secagem ou umedecimento do solo; e (u_a - u_w) é a sucção.

Já utilizando variáveis de estado de tensão, Fredlund et al. (1978) estudaram duas das possíveis combinações para o equacionamento de uma envoltória de ruptura: [(σ - u_w) e (u_a - u_w)] e [(σ - u_a) e (u_a - u_w)]. Para ambos os casos foram definidas superfícies de ruptura assumidas como planares representadas nas Equações 2.7 e 2.8. Nota-se que se tratam de extensões do critério de Mohr-Coulomb utilizado para solos saturados, pois quando a sucção é nula as expressões tomam a forma da envoltória do solo saturado. Segundo os autores, a vantagem da utilização da primeira combinação é que ela fornece prontamente uma visualização da transição do caso não saturado para o saturado, mas por outro lado, existe a desvantagem de as duas variáveis de estado de tensão serem afetadas pela alteração da pressão na água. Já na segunda combinação, esta alteração afetaria somente uma das variáveis. Empregando as Equações 2.7 e 2.8 a resultados experimentais, Fredlund et al. (1978) notaram que a Equação 2.8 é mais prática na aplicação à engenharia. A Figura 2.11

mostra a representação tridimensional desta equação, sendo que os eixos no plano horizontal são as variáveis de estado de tensão e a ordenada é a tensão de cisalhamento. Assim, a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado é considerada como composta de uma parcela de coesão efetiva e contribuições independentes da tensão normal líquida (σ - u_a) e da sucção matricial (u_a - u_w). Como conseqüência da utilização de uma superfície planar na representação da envoltória de resistência dos solos, tem-se ϕ' e ϕ^b constantes.

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) tg\phi' + (u_a - u_w) tg\phi'' \tag{2.7}$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito interno relativo a variações no termo (σ - u_w) quando o termo (u_a - u_w) é mantido constante, e ϕ''é o ângulo de atrito interno relativo a variações no termo (u_a - u_w) quando o termo (σ - u_w) é mantido constante.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) tg\phi' + (u_a - u_w) tg\phi^b \tag{2.8}$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito interno relativo a variações no termo (σ – u_a) quando o termo (u_a - u_w) é mantido constante, e ϕ^b é o ângulo de atrito interno relativo a variações no termo (u_a - u_w) quando o termo (σ - u_a) é mantido constante.

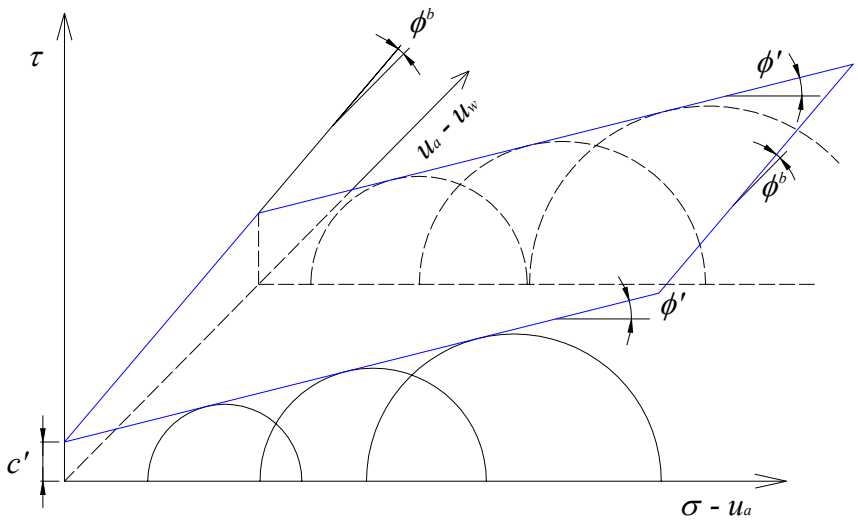


Figura 2.11 – Envoltória de ruptura tridimensional para solos não saturados utilizando as variáveis de estado (σ - u_a) e (u_a - u_w)

Para possibilitar aplicação dos conceitos convencionais de resistência ao cisalhamento de solos saturados a problemas práticos envolvendo solos não saturados, Ho e Fredlund

(1982) sugeriram que o termo de sucção matricial da Equação 2.8 seja considerado como contribuinte para a coesão do solo, como mostram a Equação 2.9 e a Figura 2.12.

$$c = c' + (u_a - u_w) tg\phi^b \tag{2.9}$$

em que c é a coesão aparente total.

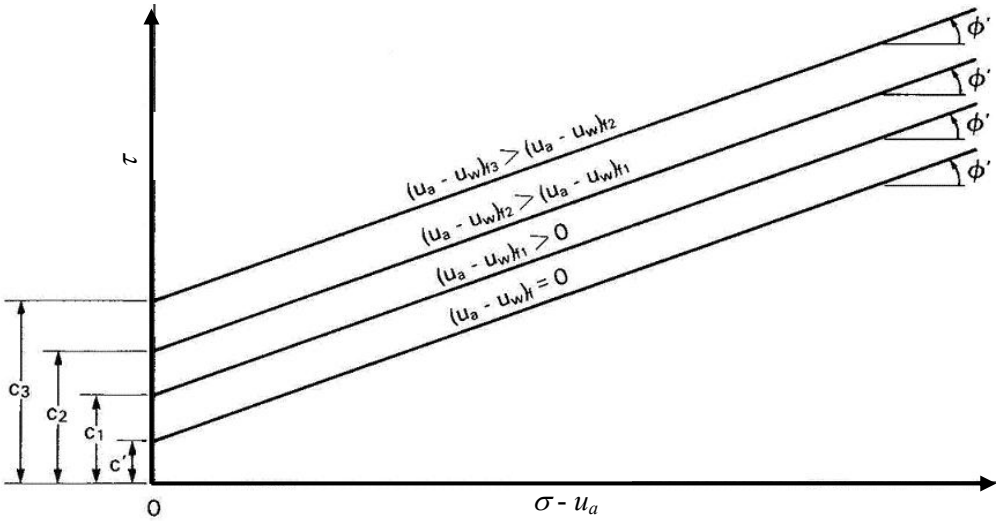


Figura 2.12 – Linhas de contorno da envoltória de ruptura no plano τ *versus* (σ - u_a) (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

Considerando esta envoltória, a Tabela 2.4 apresenta alguns valores de parâmetros de resistência obtidos para solos brasileiros. Nela é possível observar a grande faixa de variação do parâmetro ϕ^b, o qual, aparentemente, independente das características de distribuição granulométrica e de plasticidade dos diferentes solos tropicais considerados (DE CAMPOS, 1997).

Tabela 2.4 – Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros não saturados (DE CAMPOS, 1997)

Material	e_i	S_i (%)	c' (kPa)	ϕ' (graus)	ϕ^b (graus)	Tipo de ensaio	σ - u_a (kPa)	u_a - u_w (kPa)	Fonte
Residual de Migmatito (granítico), arenoso (IP = 14%)	-	-	0	40	11,5	TCSC-EM	10	10 a 60	Abramento e Carvalho (1989)
Colúvio arenoso	-	-	0	38	14,4				

Tabela 2.4 – Parâmetros de resistência de solos naturais brasileiros não saturados (DE CAMPOS, 1997) (continuação)

Residual Gnaisse Kinzigítico – areia siltosa (NP)	0,91	28	29,8	28,8	28,0	CDSC-EM	68	50 a 200	Fonseca (1991)
Residual Gnaisse Kinzigítico – areia siltosa (IP = 10%)	0,76	66	12,4	30,6	29,3				
Colúvio amarelo, areno-argiloso (IP = 23%)	1,18	56	0	26,4	6,7	CDSC-EU	56	25 a 220	Carrillo (1993)
Colúvio vermelho, areno-argiloso (IP = 17%)	1,05	70	11,1	26,8	5,5		55		
Residual de Biotita Gnaisse, areia argilo-siltosa (IP = 18%)	0,98	52	8,6	30,4	6,8		58		
Residual de Biotita Gnaisse, areia silto-argilosa (NP)	1,13	58	13,7	28,7	4,6		53		
Residual de Granulito, argila silto-arenosa (IP = 35%)	1,55	56	33,3	28,4	10,3	CDSC-EM	60	40 a 140	Fonseca et al. (1994)
Residual de Granulito, areia silto-argilosa (IP = 24%)	1,88	52	21,8	31,9	6,9				
Residual de Granulito, areia argilo-siltosa (IP = 12%)	1,16	61	21,8	31,9	7,3				
Solo sedimentar laterítico, arenoso (IP = 14%)	1,0	50	25,3	27,9	18,4	TCSC-EM	50	50 a 250	Röhm e Vilar (1995)

e_i e S_i são respectivamente o índice de vazios e grau de saturação médios dos corpos de prova antes dos ensaios; CDSC: ensaio de cisalhamento direto com controle de sucção; TCSC: ensaio de compressão triaxial com controle de sucção; EU: estágio único de aplicação de tensão normal ou confinante; EM: estágio múltiplo de aplicação de tensão normal ou confinante.

Quando se comparam as Equações 2.6 e 2.8 verifica-se que as proposições de Bishop et al. (1960) e Fredlund et al. (1978), apesar de serem essencialmente diferentes em suas conceituações teóricas, resultam em equações de resistência equivalentes (DE CAMPOS, 1997). Destas equações pode-se mostrar que $\text{tg}\phi^b = \chi.\text{tg}\phi'$ e concluir que se o parâmetro χ de Bishop (1959) não é uma constante do solo não há razão para que $\text{tg}\phi^b$ o seja. Experimentalmente, embora a linearidade da envoltória de resistência em relação ao eixo de sucção matricial tenha sido representativa para os dados analisados por Fredlund et al. (1978), dados de outros tipos de solos apresentaram variação de ϕ^b com o nível de sucção.

Escario e Sáez (1986) realizaram ensaios de cisalhamento direto em argila e areia argilosa de Madri e argila de Guadalix de La Sierra. Os autores analisaram envoltórias de resistência *versus* sucção observando sua curvatura, principalmente para baixos valores de sucção (Figura 2.13), o que corrobora com a evidência teórica de que ϕ^b não é constante com a sucção. Na análise dos mesmos resultados em envoltórias de resistência *versus* tensão normal líquida foi notada tendência de divergência entre as retas de acordo com o aumento das cargas (Figura 2.14), enquanto Fredlund et al. (1978) assumem que essas retas sejam paralelas, ou seja, ϕ' constante. Com isso, Escario e Sáez (1986) concluem que uma equação do tipo da Equação 2.6 é mais realista, pois embora o parâmetro χ seja de difícil determinação, ele traduz as variações que de fato ocorrem na envoltória de resistência com o aumento da sucção.

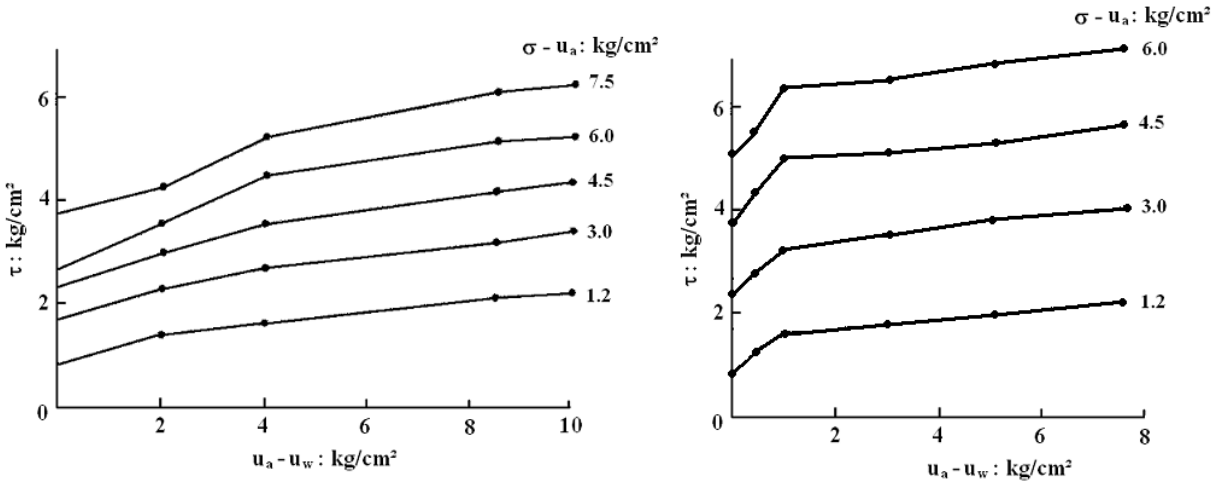


Figura 2.13 – Envoltórias de resistência em termos de (u_a - u_w) em (a) argila cinzenta e (b) areia argilosa de Madri (ESCARIO e SÁEZ, 1986)

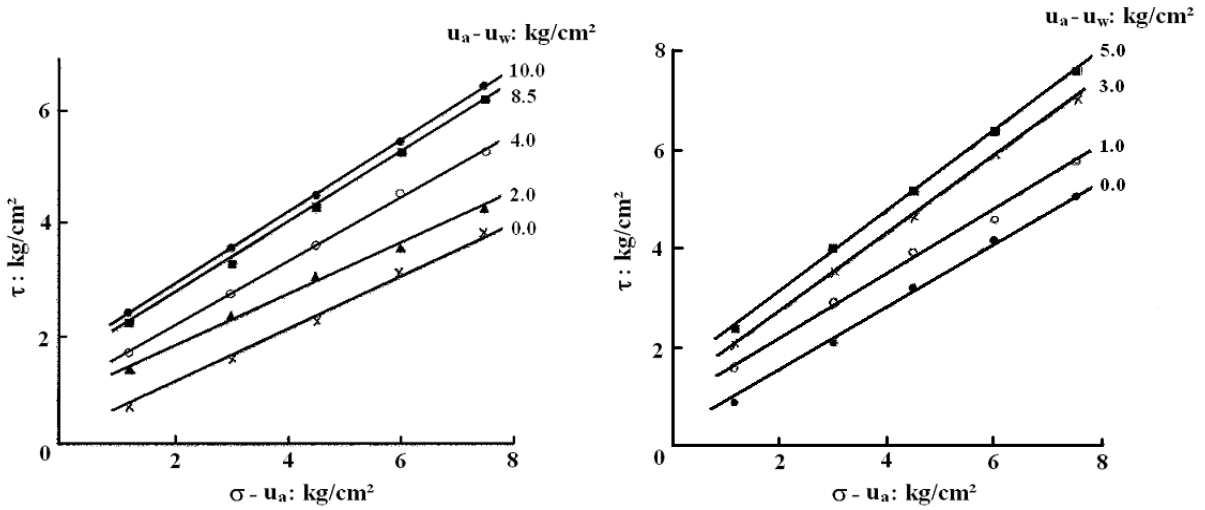


Figura 2.14 – Envoltórias de resistência em termos de (σ - u_a) em (a) argila cinzenta de Madri e (b) argila vermelha de Guadalix de La Sierra (ESCARIO e SÁEZ, 1986)

Comportamento similar foi observado por Röhm e Vilar (1995) em ensaios de compressão triaxial com solo arenoso laterítico. Neste caso, os parâmetros de resistência foram avaliados em diagramas *q versus* (p - u_a) e *q versus* (u_a - u_w), onde $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Os ângulos de resistência ao cisalhamento obtidos, análogos a ϕ', tenderam a aumentar com a sucção, e a resistência aumentou com a sucção até um máximo permanecendo praticamente constante a partir daí. Os autores relacionaram os pontos do diagrama *q versus* (u_a - u_w) a funções hiperbólicas obtendo coeficiente de ajuste de até 0,996.

Em areia argilo-siltosa de origem coluvionar da Serra do Mar, Abramento e Pinto (1993) obtiveram a envoltória em termos de sucção matricial apresentada na Figura 2.15. Não havendo suporte teórico que indique a linearidade desta variação, Abramento e Pinto (1993) afirmam que a forma da equação de resistência ao cisalhamento em função das variáveis de estado dependerá do solo estudado e da faixa de tensões atingida, tanto no que se refere ao confinamento, quanto à sucção, bem como do histórico de tensões a que o solo tenha sido submetido.

Frente às evidências de não linearidade de envoltórias de resistência, Fredlund et al. (1987) apresentaram uma justificativa teórica para o comportamento do solo e sugeriram um modelo de ajuste para a envoltória. Os autores explicaram a variação no ângulo ϕ^b considerando o volume do poro no qual a pressão na água age. Quando atuam baixas sucções, o solo permanece saturado e todo o poro é preenchido por água. Neste caso, os efeitos da pressão na água e da tensão normal total na resistência são caracterizados pelo mesmo ângulo de atrito ϕ' e, portanto, um aumento na sucção matricial produz o mesmo aumento na resistência ao cisalhamento do que um aumento na tensão normal líquida. Com o aumento da

sucção matricial, a água é drenada do solo e quando o valor de entrada de ar $(u_a - u_w)_b$ é atingido, o ar principia a substituir a água nos poros. Nesta fase, um aumento adicional na sucção matricial demonstra não ser tão efetivo quanto um aumento na tensão normal líquida em aumentar a resistência ao cisalhamento do solo, indicando uma redução no ângulo ϕ^b para um valor menor que ϕ'.

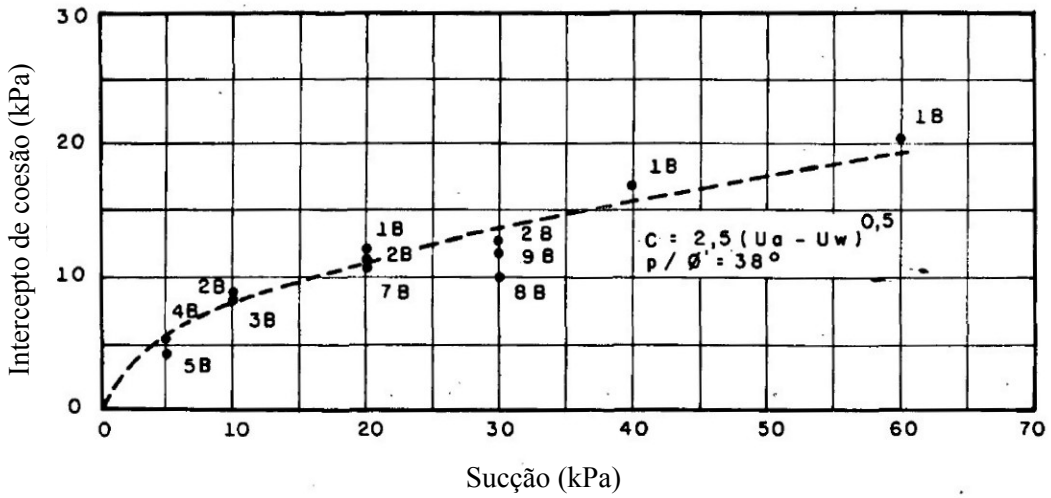


Figura 2.15 – Envoltórias de resistência em solo coluvionar da Serra do Mar (ABRAMENTO e PINTO, 1993)

A Figura 2.16 mostra uma envoltória não linear típica em relação ao eixo de sucção. Nota-se que esta envoltória tem um intercepto de coesão de c' acrescido do termo $(\sigma - u_a)_f$ .tgϕ', que é devido à tensão normal líquida aplicada na ruptura (ponto A). O ângulo ϕ^b é igual a ϕ' para baixos valores de sucção, e diminui a partir do ponto B, sendo que a sucção matricial correspondente a este ponto correlaciona-se com o valor de entrada de ar do solo. Com isso, Fredlund et al. (1987) sugeriram, entre outros modelos, um ajuste simples para a envoltória não linear utilizando duas retas ($\overline{AB}$ e $\overline{BD}$).

2.3.2. Determinação experimental da resistência

Dentre as técnicas de determinação experimental da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, uma das mais comuns é a de compressão triaxial. Assim como ocorre com o caso saturado, existem diferentes tipos de ensaio de compressão triaxial que podem ser utilizados para solos não saturados. As opções compreendem os ensaios dos tipos adensado-

drenado, teor de umidade constante, consolidado-não drenado, não drenado e compressão simples, que possuem em comum duas etapas distintas de execução: adensamento e cisalhamento. Na primeira, ocorre a aplicação da tensão confinante, na qual o solo pode ou não ser adensado. Já a segunda etapa corresponde à fase de aplicação de carregamento axial até que se dê a ruptura do solo, sendo que a drenagem de água e ar dos poros do solo pode ou não ser permitida. A Tabela 2.5 apresenta um resumo das condições de ensaio, onde pode ser observado que em alguns deles se faz necessário o controle ou medida da pressão na água do solo, o que requer o emprego de técnicas específicas.

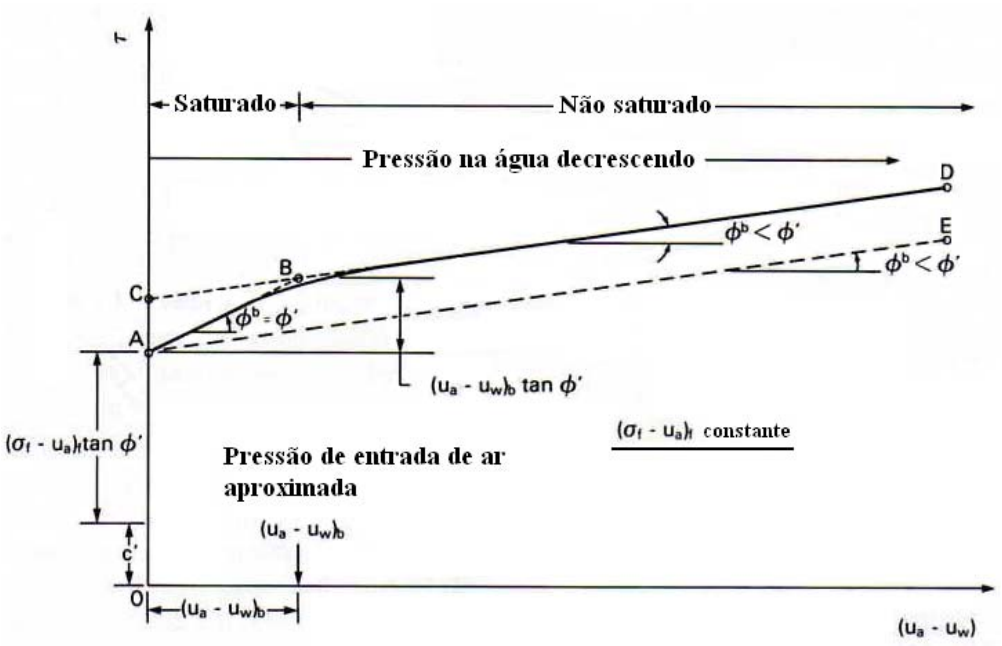


Figura 2.16 – Não linearidade da envoltória de resistência no plano τ *versus* $(u_a - u_w)$ (FREDLUND et al., 1987)

Tabela 2.5 – Ensaios de compressão triaxial para solos não saturados (adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

Métodos de ensaio	Adensamento antes da etapa de cisalhamento	Etapa de cisalhamento				
		Drenagem		u_a	u_w	ΔV
		Ar	Água			
Adensado-drenado	Sim	Sim	Sim	C	C	M
Teor de umidade constante	Sim	Sim	Não	C	M	M
Adensado-não drenado	Sim	Não	Não	M	M	---
Não drenado	Não	Não	Não	---	---	---
Compressão simples	Não	Não	Não	---	---	---

M: medido, C: controlado.

2.3.2.1. Medida e controle da sucção

A fim de se obter o controle ou medida de uma ampla faixa de sucções no solo durante os ensaios, é usual o emprego combinado da técnica de translação de eixos e de uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar. A técnica de translação de eixos, proposta por Hilf (1956), possibilita a extensão da faixa de medidas de sucção no solo, que a princípio se limita a valores menores que 1 atm, já que para sucções maiores a água sofre cavitação. Este método consiste em aplicação de pressões de ar no solo que sejam maiores do que a pressão atmosférica, e assim a origem do eixo (u_a - u_w) é deslocada mantendo-se constante a sucção no solo. A partir desta técnica, Hilf (1956) afirma que é possível estender o alcance do equipamento de medida de pressão de água e aumentar a precisão das medidas realizadas.

A necessidade de utilização de uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar está no fato de esta permitir que sejam medidas as pressões na água do solo, e para isso, a pedra porosa deve estar posicionada entre o solo e o sistema de medida de pressão na água. Esta pedra porosa, que possui poros bastante reduzidos, tem a característica de impedir a passagem de ar por seus poros quando saturada e a pressão exercida sobre ela for inferior a sua pressão de entrada de ar. Com isso, fica garantida a continuidade da fase água do solo através da pedra porosa, permitindo que seja medida sua pressão. A Figura 2.17 mostra a utilização da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar em uma câmara triaxial para ensaio em solo não saturado.

Um equipamento que tem sido utilizado na substituição da técnica de translação de eixos é o tensiômetro de alta capacidade, que permite medida direta da pressão na água do solo mesmo para valores inferiores a 1 atm. A Figura 2.18 mostra o equipamento desenvolvido pioneiramente por Ridley e Burland (1993). Nota-se que este transdutor de alta capacidade possui reservatório de água de tamanho reduzido, a fim de minimizar a ocorrência de bolhas de ar que causam a cavitação da água, permitindo que se faça uso de sua elevada resistência à tração. Os autores citam como vantagens do equipamento a possibilidade de leitura de sucções de até 1500 kPa e a velocidade de resposta de apenas alguns minutos.

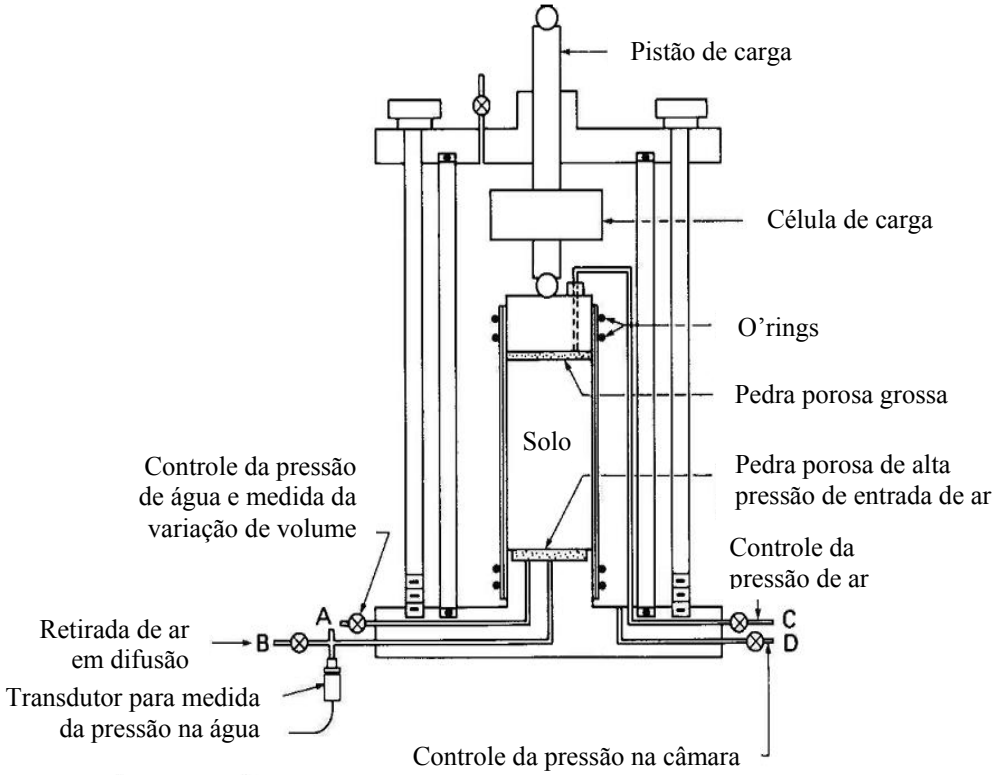


Figura 2.17 – Câmara de compressão triaxial para ensaios em solos não saturados (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

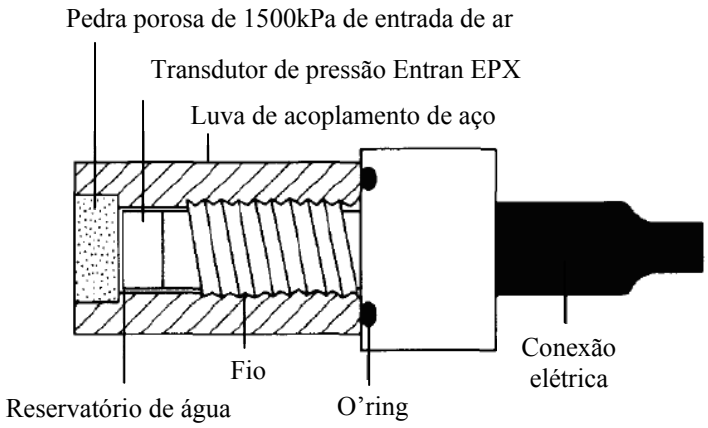


Figura 2.18 – Tensiômetro de alta capacidade desenvolvido por Ridley e Burland (1993)

2.3.2.2. Ensaios de compressão triaxial para solo não saturado

Algumas características específicas dos diferentes tipos de ensaios de compressão triaxial para solos não saturados são descritas de acordo com Fredlund e Rahardjo (1993).

- Ensaio consolidado-drenado (CD): neste tipo de ensaio, o corpo de prova é primeiramente adensado em condições isotrópicas com as pressões σ_3, u_a e u_w

controladas, de modo que ao final do adensamento o solo esteja adensado sob a tensão confinante líquida (σ_3 - u_a) e com sucção (u_a - u_w). Na aplicação de carregamento axial, as válvulas de drenagem de ar e água dos poros permanecem abertas e as pressões destes fluidos são mantidas constantes e iguais aos valores do final da fase de adensamento. A velocidade de ensaio deve ser baixa o suficiente para permitir a dissipação do excesso de pressão na água do solo.

- Ensaio com teor de umidade constante (CW): a fase de adensamento deste tipo de ensaio ocorre de maneira similar ao ensaio CD. Já na etapa de cisalhamento, a pressão u_a é controlada (ar em condição drenada), enquanto u_w varia com a aplicação do carregamento axial (água mantida em condição não drenada). Como conseqüência, tem-se nessa etapa (σ_3 - u_a) constante e (u_a - u_w) variando.
- Ensaio consolidado-não drenado (CU): as características de adensamento deste ensaio são como as do ensaio CD, enquanto no cisalhamento tem-se condição não drenada tanto para o ar quanto para a água. Com isso, ocorre o desenvolvimento de pressões no ar e na água do solo, alterando tanto (σ_3 - u_a) como (u_a - u_w) durante essa fase.
- Ensaio não drenado (UU): neste ensaio não é permitida qualquer drenagem dos fluidos do solo, e o estado de tensão inicial é obtido pela aplicação de σ_3, u_a e u_w. A aplicação da tensão confinante gera ainda, acréscimos de pressões no ar e na água dos poros do solo. Apesar de não ser permitido o adensamento neste tipo de ensaio, podem ocorrer variações de volume do solo na aplicação da tensão confinante em razão da compressão do ar de seus poros. Geralmente os valores de u_a e u_w no decorrer do ensaio não são medidos e a envoltória de ruptura fica expressa em termos de tensões totais.
- Ensaio de compressão simples (CS): este ensaio consiste em uma situação particular do ensaio não drenado, na qual a tensão confinante é nula. No inicio do ensaio, o solo tem pressão de água menor que zero e pressão de ar igual a zero (pressão atmosférica). O ensaio consiste em simples aplicação de carregamento, que é realizada em velocidade superior às dos demais tipos de ensaios para que se mantenha a condição não drenada.

Estas técnicas têm sido utilizadas na avaliação do comportamento tensão-deformação e do desenvolvimento de sucção no solo durante a ruptura, além da obtenção de envoltórias de resistência ao cisalhamento. Ensaios de compressão triaxial dos tipos CD e CW, por exemplo,

foram analisados por Rahardjo et al. (2004), os quais empregaram a técnica de translação de eixos e utilizaram solo residual compactado não saturado. As Figuras 2.19 e 2.20 mostram as curvas tensão-deformação e o desenvolvimento de sucção nos ensaios CW, sendo que a denominação dos ensaios segue o padrão CW(tensão confinante)-(sucção). Nas curvas tensão-deformação pode ser observado que o aumento da sucção inicial do solo altera gradativamente o formato das curvas, de modo que quanto maior a sucção, mais distinto é o pico de resistência. Já as curvas sucção *versus* deformação mostram redução com o aumento das deformações, e os autores relatam não haver relação entre a sucção inicial dos corpos de prova e a magnitude da redução da sucção no cisalhamento. Quanto às deformações volumétricas, os autores observaram aumento da tendência à compressão do solo com o aumento da tensão confinante, e nos corpos de prova, dois modos de ruptura foram notados nos ensaios CW: o "embarrigamento" dos corpos de prova com menores sucções e a formação de um plano de ruptura nos demais.

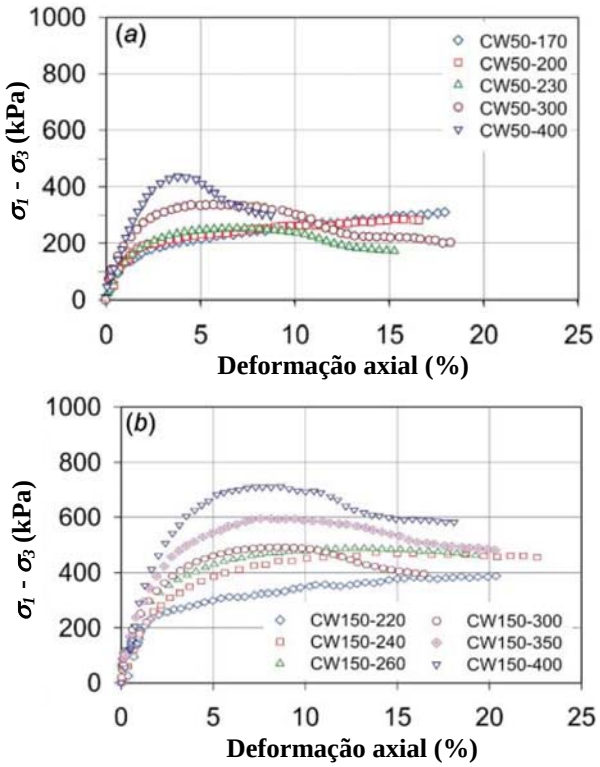


Figura 2.19 – Tensão *versus* deformação dos ensaios CW com tensões confinantes de (a) 50 e (b) 150 kPa (RAHARDJO et al., 2004)

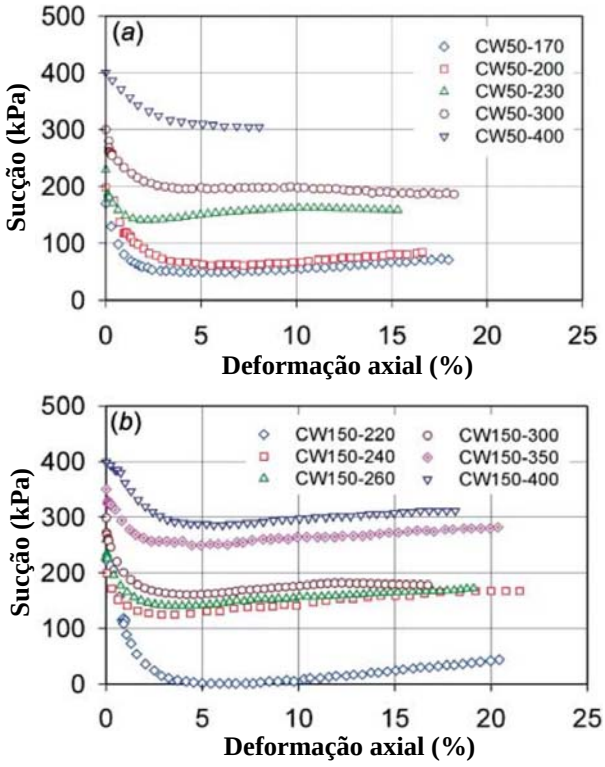


Figura 2.20 – Sucção *versus* deformação dos ensaios CW com tensões confinantes de (a) 50 e (b) 150 kPa (RAHARDJO et al., 2004)

Gui e Yu (2008) usaram ensaios triaxiais CU empregando a técnica de translação de eixos para determinar a resistência de amostras compactadas e indeformadas de um solo laterítico. Os autores obtiveram coesão e ângulo de atrito efetivos de 21,4 kPa e 30,3° para o

solo compactado saturado, e ângulo de atrito com relação à sucção de 22,7° e 28,8° para o solo compactado e indeformado, respectivamente. Com base nestes valores de ϕ^b, os autores observaram que o solo laterítico indeformado tem maior resistência do que este mesmo solo quando compactado.

Já Oliveira (2004) utilizou tensiômetro de alta capacidade acoplado ao pedestal de uma câmara triaxial para realização de medidas diretas de sucção em ensaios CW e de compressão simples. Nos ensaios foi utilizado solo residual de gnaisse compactado na umidade ótima, no ramo seco e no ramo úmido da curva de compactação. Os resultados dos ensaios CW que utilizaram solo compactado na umidade ótima e tensão confinante de 300 kPa são apresentados na Figura 2.21.

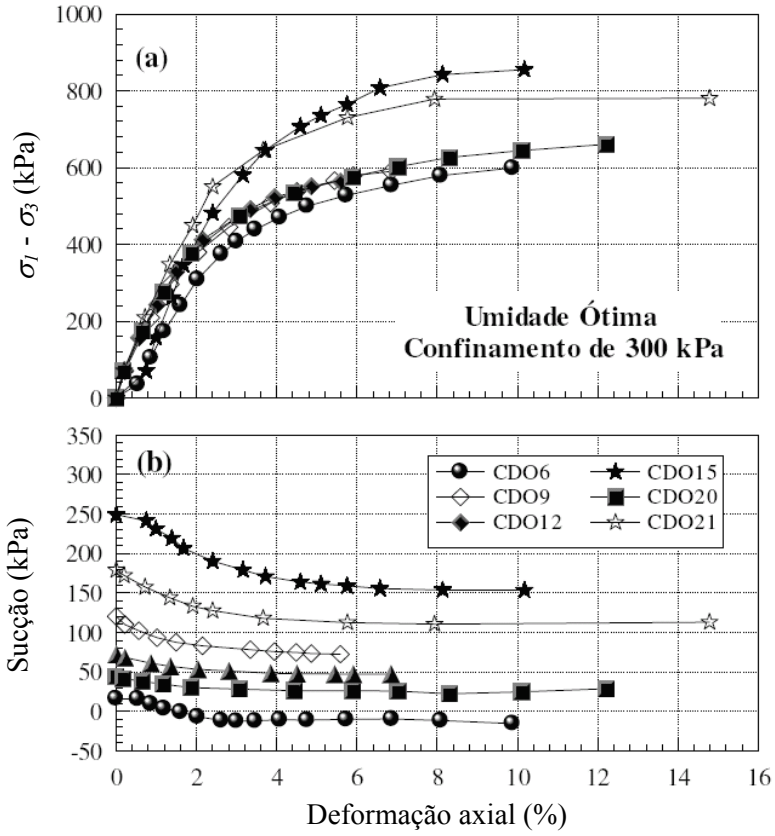


Figura 2.21 – Resultados dos ensaios CW com tensão confinante de 300 kPa: (a) tensão-deformação e (b) desenvolvimento de sucção (OLIVEIRA, 2004)

Com relação aos ensaios CW com corpos de prova moldados na umidade ótima e no ramo úmido, o autor observou que com o aumento da sucção do solo no início do ensaio ocorreu menor deformação na ruptura, e que a sucção sofreu redução gradativa no início da fase de cisalhamento, tendendo a se estabilizar ao se aproximar da ruptura. Já os ensaios com corpos de prova moldados no ramo seco, apresentaram menores variações na sucção durante

esta fase. Ao analisar o aumento da resistência do solo com a sucção, Oliveira (2004) obteve equações de ajuste lineares para sucções até aproximadamente o valor de entrada de ar do solo e a partir de então, utilizou equações exponenciais, que expressam a não-linearidade apresentada pelos dados dos ensaios com solo não saturado.

Ensaios com solo residual de gnaisse são também apresentados por Futai e Almeida (2005), que estudaram o comportamento mecânico deste solo em duas diferentes profundidades do terreno utilizando, entre outros, ensaios triaxiais com controle de sucção e com amostra seca ao ar. Os autores notaram aumento do ângulo de atrito do solo e do intercepto de coesão com o aumento da sucção, este último apresentando não-linearidade.

Freitas Neto (2008) realizou ensaios de compressão simples e com teor de umidade constante com medidas de sucção através de tensiômetro de alta capacidade. Nos ensaios de compressão simples foram variados o grau de compactação e a umidade de moldagem dos corpos de prova, notando-se aumento da resistência e da sucção desenvolvida nos ensaios com o aumento do grau de compactação e a redução do teor de umidade do solo.

2.3.3. Métodos de previsão da resistência do solo não saturado

A determinação experimental da resistência ao cisalhamento de solos não saturados requer especialização técnica e demanda tempo. Tendo em vista estas dificuldades, alguns autores propuseram métodos de previsão da resistência de solos não saturados que podem ser usados para uma estimativa de seu comportamento. Tais métodos geralmente apóiam-se na curva de retenção de água e nos parâmetros efetivos de resistência do solo saturado, que são obtidos através de práticas rotineiras de laboratório.

Khalili e Khabbaz (1998) analisaram dados experimentais de diversos solos usando a envoltória de resistência de Bishop et al. (1960) (Equação 2.6) e propuseram uma relação entre o parâmetro χ e a sucção do solo (Equação 2.10), obtendo boa concordância entre valores experimentais e previstos para os solos analisados. No entanto, na aplicação deste modelo a dados experimentais de um solo residual compactado, Oliveira (2004) obteve resistência subestimada, como mostra a Figura 2.22. O autor determinou então um novo expoente para cálculo do parâmetro χ, de valor -0,321, e obteve melhor ajuste.

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \tag{2.10}$$

em que $(u_a - u_w)$ é a sucção, $(u_a - u_w)_b$ é a pressão de entrada de ar do solo e χ é o parâmetro da envoltória de resistência de Bishop et al. (1960), que assume valores entre 0 e 1.

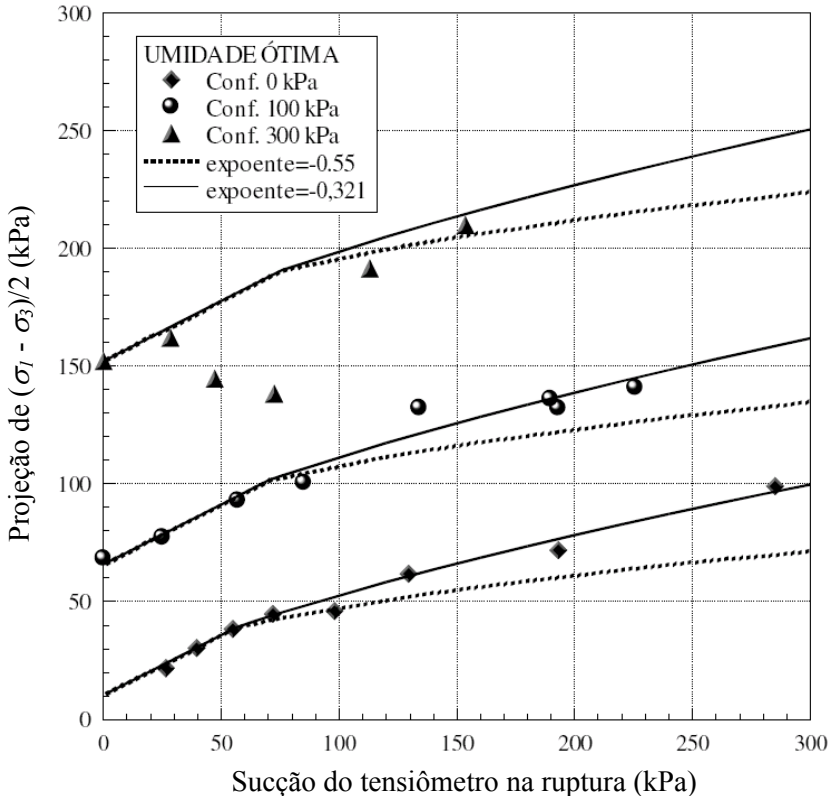


Figura 2.22 – Aplicação do modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998) aos pontos obtidos com corpos de prova moldados na umidade ótima (OLIVEIRA, 2004)

Vilar (2007) propôs um método empírico para expressar a contribuição da sucção na resistência dos solos não saturados, que consiste em uma função hiperbólica (Equação 2.11). Os parâmetros *a* e *b* do modelo (Equações 2.12 e 2.13) são determinados a partir dos parâmetros efetivos de resistência do solo e da coesão de ensaios realizados em amostra de solo com umidade residual, na qual se admite que a contribuição da sucção atinja seu valor máximo. Uma alternativa sugerida pelo autor é a substituição do ensaio com solo na umidade residual por um ensaio cuja sucção atinja o limite do intervalo de interesse, e neste caso, o parâmetro *b* passa a ser calculado pela Equação 2.14, e não mais pela Equação 2.13. A aplicação do modelo hiperbólico a solos brasileiros apresentou bons resultados, embora a resistência seja subestimada em alguns casos.

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b.(u_a - u_w)} \tag{2.11}$$

$$a = \frac{1}{tg\phi'} \tag{2.12}$$

$$b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \tag{2.13}$$

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{(u_a - u_w)_m.tg\phi'} \tag{2.14}$$

em que c é o intercepto de coesão, c' é a coesão efetiva, a e b são os parâmetros de forma da hipérbole, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, c_{ult} é a coesão dos ensaios em solo com umidade residual, $(u_a - u_w)_m$ é a sucção máxima de interesse e c_m é a coesão máxima correspondente à sucção máxima.

Outros métodos de previsão da resistência ao cisalhamento foram propostos por Fredlund et al. (1995), Vanapalli et al. (1996) e Öberg e Sällfors (1997). Estes métodos têm em comum a premissa de que a resistência do solo é função da área de água em seus vazios, e estabelecem relações entre a curva de retenção de água e a resistência ao cisalhamento.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. SOLO ESTUDADO

Neste trabalho foi utilizado solo típico do interior do Estado de São Paulo, coletado em amostra deformada no Campus 2 da Universidade de São Paulo, cidade de São Carlos-SP. Trata-se de um solo laterítico cuja origem geológica é sedimentar cenozóica, produto do retrabalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu. No local de amostragem, estes sedimentos estão sobre arenitos da Formação Itaqueri, Grupo Bauru.

A Figura 3.1 ilustra a ocorrência dos sedimentos cenozóicos no interior do Estado de São Paulo. Maiores detalhes sobre a geologia e características desses sedimentos podem ser obtidos em Bjornberg (1965) e em Cintra e Albiero (1993).

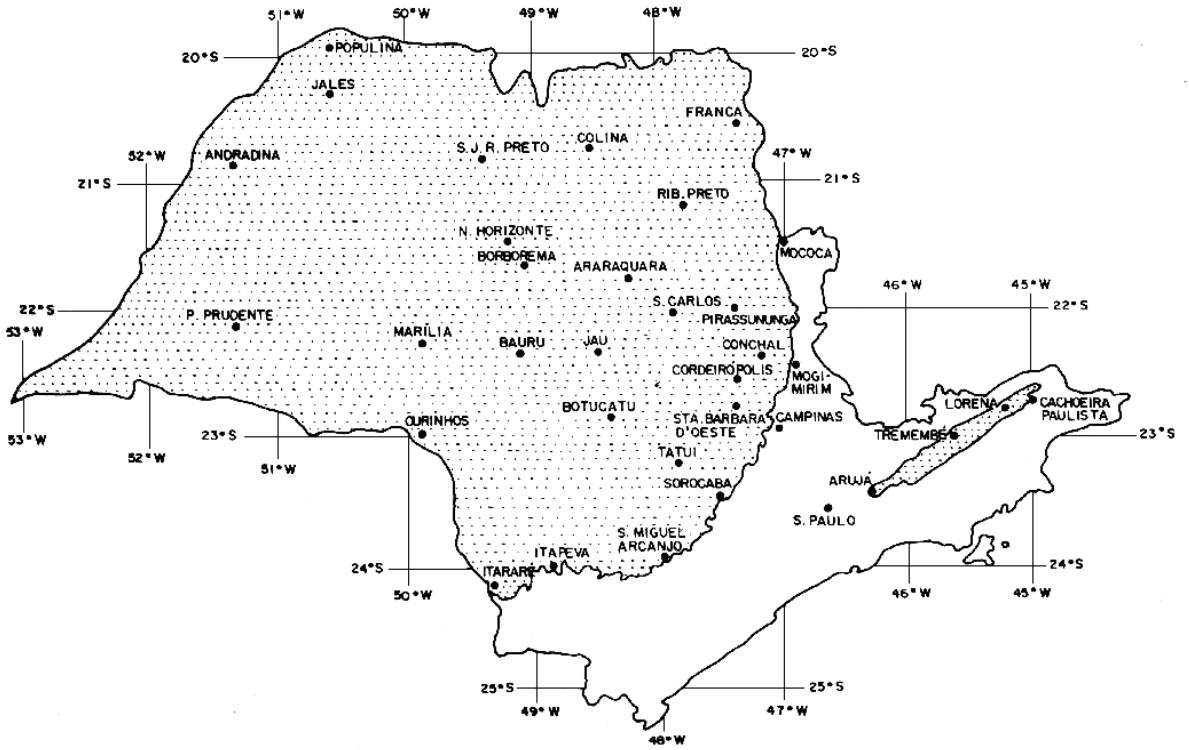


Figura 3.1 – Cobertura cenozóica no interior de São Paulo (adaptado de MELO e PONÇANO, 1983)

3.1.1. Caracterização e compactação

Como etapa inicial do programa experimental desta pesquisa, foram realizados ensaios de caracterização do solo e de compactação de acordo com as Normas Brasileiras. Os ensaios de caracterização consistiram em análise granulométrica conjunta (NBR 7181), massa específica dos sólidos (NBR 6508) e limites de liquidez (NBR 6459) e plasticidade (NBR 7180). No ensaio de compactação foi utilizada energia Proctor normal (NBR 7182).

3.1.2. Corpos de prova

Para os ensaios de determinação da curva de retenção e de resistência ao cisalhamento, foram utilizados corpos de prova compactados dinamicamente em cinco camadas. Buscou-se atingir grau de compactação de 95% e teor umidade igual a w_{ot} - 1% em relação à massa específica seca máxima e ao teor umidade ótimo obtidos do ensaio de compactação com energia Proctor normal. Nos ensaios para obtenção da curva de retenção de água utilizaram-se corpos de prova moldados a partir de outros de maior dimensão (70 mm de diâmetro e 100 mm de altura) compactados como descrito. Já para os ensaios de resistência ao cisalhamento, foram usados corpos de prova com dimensões nominais de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, seguindo a relação altura/diâmetro de 2/1 recomendada por Head (1986).

3.2. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

A fim de caracterizar o solo quanto à retenção de água e à histerese, foram realizados ensaios de funil de placa porosa e papel filtro, sendo o primeiro utilizado para determinação dos pontos com sucção até 10 kPa e o segundo utilizado para pontos desde a saturação até as sucções mais elevadas. Nos ensaios de papel filtro foi possível desenvolver tanto a trajetória de umedecimento quanto a de secagem do solo. Aos resultados destes ensaios foram ajustadas curvas segundo o modelo de van Genuchten (1980), utilizando para isso o software SWRC (version 3.00 beta) desenvolvido por Dourado Neto et al. (2001).

3.2.1. Técnica de funil de placa porosa

A técnica de funil de placa porosa impõe sucção ao solo através de uma diferença de potencial entre o solo e um reservatório de água interligados por um tubo flexível saturado. Sob o solo, o contato com a água do sistema é feito por meio de uma placa porosa com alta pressão de entrada de ar. Tanto no solo como no reservatório atuam pressão atmosférica e, portanto a diferença de potencial é resultante de uma diferença de cotas. O equipamento usado permite aplicação de sucções matriciais entre 1 e 13 kPa, correspondendo a diferenças de cota de 0,1 a 1,3 m.

Nos ensaios foram utilizadas sucções de 1, 3 e 10 kPa impostas a corpos de prova com dimensões de 44 mm de diâmetro e 16 mm de altura. Os corpos de prova foram primeiramente saturados sobre pedras porosas grossas revestidas com papel filtro comum posicionadas em uma bandeja com lâmina de água destilada, como mostra a Figura 3.2.

Figura 3.2 – Saturação do solo para ensaios de curva de retenção de água

Em cada ensaio, o corpo de prova saturado foi colocado no interior de uma câmara sobre placa porosa de 100 kPa de entrada de ar também saturada. O reservatório de água foi então posicionado na altura que fornece a sucção desejada, sendo esta medida a partir da meia altura do corpo de prova até a saída de água do reservatório. Feito isto, iniciou-se o ensaio com a abertura da drenagem de água. A Figura 3.3 mostra o ensaio em andamento. O equilíbrio entre os potenciais do solo e do reservatório foi admitido como tendo ocorrido com o cessar do fluxo de água, que se deu em período de um a dois dias para o ponto mais seco e mais úmido, respectivamente. Ao final do ensaio foi determinada a umidade do solo correspondente à sucção imposta.

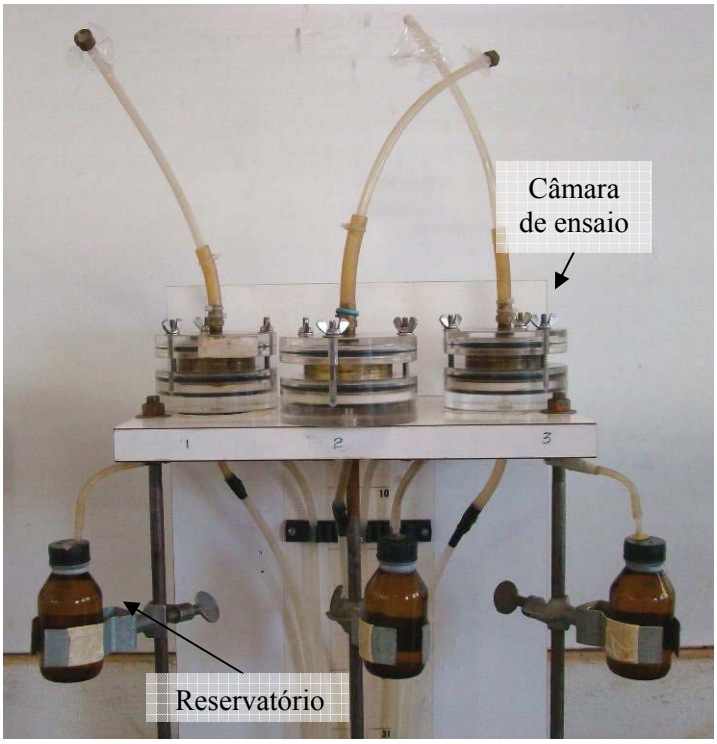


Figura 3.3 – Ensaio de funil de placa porosa

3.2.2. Técnica de papel filtro

A determinação da sucção do solo através da técnica de papel filtro baseia-se no equilíbrio entre potenciais do solo e do papel filtro. A configuração de ensaio utilizada permitiu medidas de sucção matricial do solo, pois promoveu contato entre os corpos de prova e os papéis filtro, de modo que pudesse ocorrer transferência de água e solutos entre eles.

Nesta técnica, os teores de umidade de ensaio do solo foram pré-definidos e as massas dos corpos de prova correspondentes a estas umidades foram calculadas a partir de seus índices físicos. Variações no modo de obtenção da umidade de ensaio do solo possibilitaram o desenvolvimento de trajetórias de secagem e umedecimento.

3.2.2.1. Trajetória de secagem

Treze corpos de prova foram usados para determinação da trajetória de secagem, sendo moldados com altura de 10 mm e diâmetro de 53 mm. A saturação do solo ocorreu pelo

mesmo processo utilizado nos ensaios de funil de placa porosa. Depois disso, permitiu-se a secagem do solo (Figura 3.4a) com pesagem periódica, até que fosse atingida a massa correspondente ao teor de umidade de ensaio. Ambas as faces dos corpos de prova foram então colocadas em contato com papel filtro tipo 2 Whatman n° 42. Tal contato foi garantido colocando-se discos de PVC sobre os papéis filtro de topo e base do corpo de prova, como mostra a Figura 3.4b. Os conjuntos compostos por corpo de prova, papéis filtro e discos de PVC foram em seguida embalados usando filme plástico e fita adesiva e armazenados em recipiente hermético por oito a quinze dias, dependendo da umidade do solo. Passado o tempo de equilíbrio, os papéis filtro foram retirados com auxílio de pinça e partículas de solo aderidas aos papéis foram rapidamente removidas com o auxílio de um pincel. Os teores de umidade dos corpos de prova e dos papéis filtro foram determinados em estufa. Com a média das umidades dos papéis filtro de topo e base, determinou-se a sucção de cada ponto da curva de retenção por meio das correlações de Chandler et al. (1992):

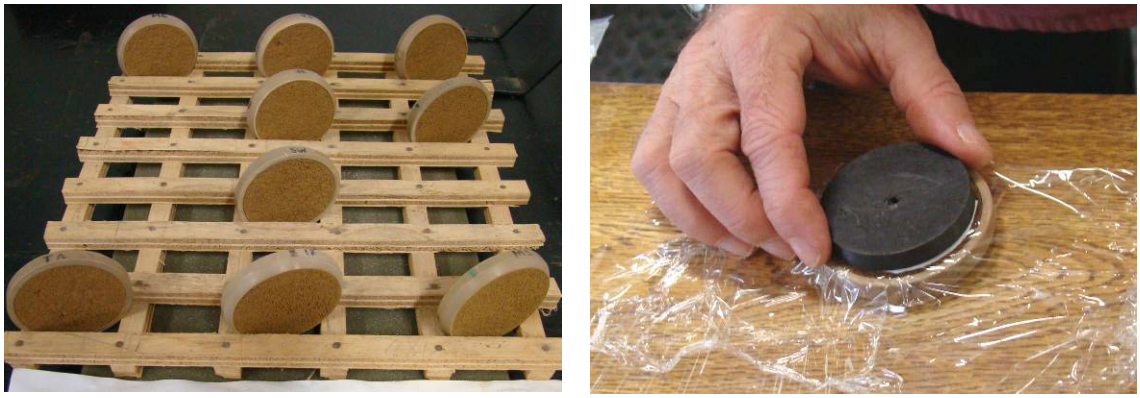
$$s = 10^{4,84-0,0622 w_{papel}} \tag{3.1}$$

para $w_{papel} < 47\%$

$$s = 10^{6,05-2,48 \log w_{papel}} \tag{3.2}$$

para $w_{papel} \geq 47\%$

em que s é a sucção do papel filtro em kPa e w_{papel} é a umidade gravimétrica do papel filtro em porcentagem.



(a) (b)

Figura 3.4 – (a) Processos de secagem e (b) embalagem dos corpos de prova no ensaio de papel filtro

3.2.2.1. Trajetória de umedecimento

Para a trajetória de umedecimento foram moldados onze corpos de prova nas mesmas condições dos utilizados para a trajetória de secagem. A partir da moldagem permitiu-se a secagem do solo ao ar por quatro dias, e então se procedeu ao seu umedecimento por gotejamento (Figura 3.5). O controle do teor de umidade do solo foi feito por pesagem. Após atingirem a umidade de ensaio, os corpos de prova foram colocados em contato com papéis filtro e embalados como descrito no item anterior. As determinações de umidades e sucções também seguiram o mesmo procedimento.

Figura 3.5 – Umedecimento do solo no ensaio de papel filtro

Ao final do ensaio, a umidade correspondente à sucção nula da trajetória de umedecimento foi determinada por gotejamento de água na superfície do corpo de prova utilizado no ponto mais seco do ensaio. Considerou-se que a sucção nula foi alcançada quando se notou a permanência de uma película de água na superfície do solo. Em seguida, determinou-se o teor de umidade do corpo de prova em estufa.

3.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência do solo em estudo foi avaliada a partir de ensaios de compressão triaxial. Para o solo saturado, os ensaios foram do tipo CD e CU, enquanto para o solo não saturado, os ensaios foram do tipo CW.

3.3.1. Equipamento

O equipamento utilizado para os ensaios de compressão triaxial consiste em duas câmaras Wykeham Farrance modelo 10201 e duas prensas de mesmo fabricante. A força axial foi aplicada ao topo dos corpos de prova através de um pistão ligado a um anel dinamométrico, enquanto a base da câmara sofria deslocamento constante no tempo. A pressão confinante e a contrapressão foram fornecidas por sistema com interface ar/água para um equipamento e interface mercúrio/água para o outro. Um sistema de aquisição digital de dados permitiu armazenamento de dados de força, pressão na água, variação de volume e deslocamento no decorrer dos ensaios. A Figura 3.6 apresenta alguns destes equipamentos.

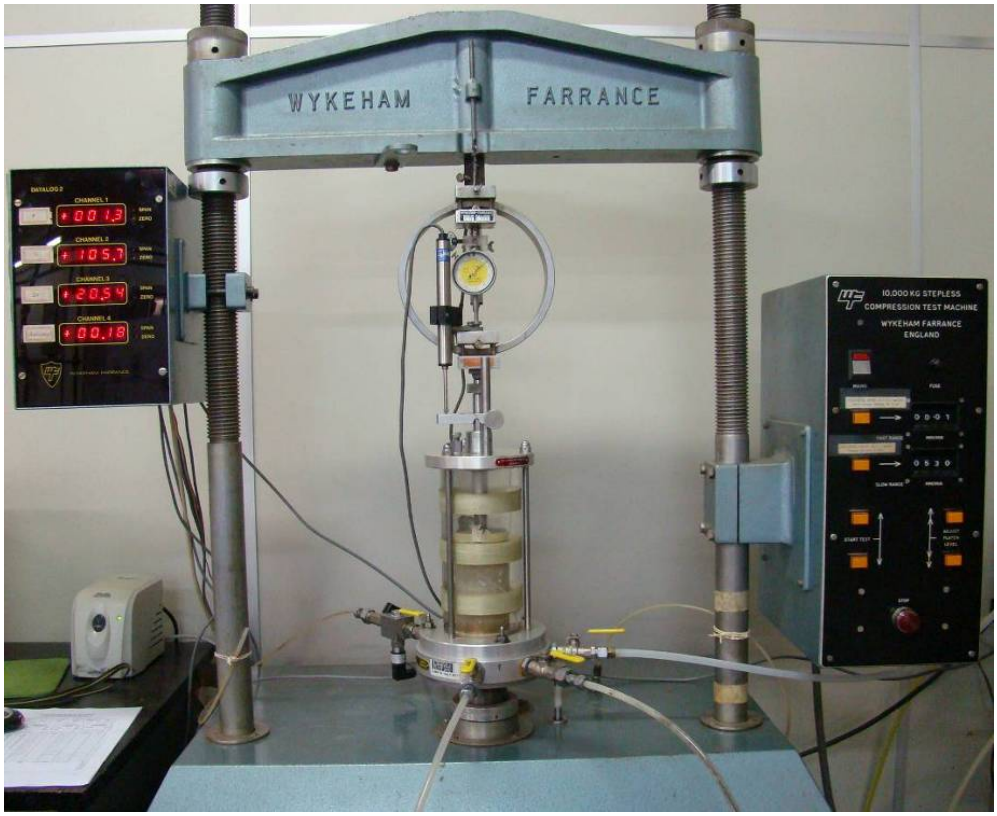


Figura 3.6 – Equipamentos para ensaios de compressão triaxial

As câmaras triaxiais utilizadas nos ensaios CW são semelhantes à apresentada em Fredlund e Rahardjo (1993), e possuem pedestais com placa porosa de alta pressão de entrada de ar incrustadas, como ilustra a Figura 3.7. Tais placas porosas, com capacidade de 500 kPa, foram saturadas e testadas quanto a vazamentos, além de serem determinados os respectivos coeficientes de condutividade hidráulica. A saturação ocorreu com as câmaras triaxiais

preenchidas com água destilada pressurizada. Inicialmente permitiu-se a percolação desta água através das placas por algumas horas e então a drenagem foi interrompida. Este procedimento foi repetido por três a quatro vezes e em seguida, por processo semelhante, determinou-se coeficiente de condutividade hidráulica médio de 2.10^{-8} cm/s para as placas. A verificação da existência de vazamentos consistiu na aplicação de pressão de ar diretamente sobre a placa saturada, enquanto se analisava a ocorrência de bolhas de ar no dispositivo de drenagem.

Figura 3.7 – Base da câmara triaxial para ensaio com solo não saturado

3.3.2. Ensaios com solo saturado

Nos ensaios do tipo CD e CU o solo foi inicialmente saturado por incrementos de contrapressão. Em cada estágio, a pressão confinante e a contrapressão foram elevadas de 50 kPa, mantendo-se uma diferença de 10 kPa entre elas a fim de garantir a integridade do corpo de prova. O parâmetro B de Skempton foi medido entre estágios consecutivos e o solo foi considerado saturado para valor de B maior ou igual a 0,97. Em todos os ensaios o adensamento ocorreu sob carregamento isotrópico com tensões confinantes que variaram entre 40 e 300 kPa. As variações de volume dos corpos de prova foram medidas a partir do fluxo de água no interior da câmara e a etapa de adensamento foi finalizada quando as medidas de volume dos corpos de prova mostraram tendência a estabilização.

Com estes dados, as velocidades de cisalhamento foram determinadas de acordo com a proposta de Head (1986). Para o primeiro ensaio CD, considerando ruptura com 10% de

deformação axial, a velocidade obtida foi de 3,86 mm/min. Já para o primeiro ensaio CU a velocidade determinada foi de 8,20 mm/min para a mesma deformação na ruptura. Optou-se por utilizar velocidade de 0,076 mm/min em todos os ensaios com solo saturado, sendo esta inferior às anteriormente determinadas e compatível com a prensa utilizada. Com isso, garantiu-se completa dissipação da pressão neutra nos ensaios CD e permitiu-se a equalização desta nos ensaios CU.

Durante os ensaios de compressão triaxial foram registrados pelo programa de aquisição de dados valores de variação volumétrica no adensamento e força axial, variação de volume, pressão neutra e deslocamento axial na fase de cisalhamento. Este programa permitiu a visualização da curva de variação volumétrica *versus* raiz do tempo durante o adensamento, enquanto na fase de cisalhamento foi possível acompanhar as curvas de tensão e deformação volumétrica *versus* deformação axial para os ensaios CD, e curvas de tensão e pressão neutra *versus* deformação axial para os ensaios CU.

3.3.3. Ensaios com solo não saturado

3.3.3.1. Redução da sucção do solo

Na preparação para os ensaios CW, os corpos de prova tiveram o teor de umidade elevado para redução da sucção a valores próximos de zero. Este procedimento teve início logo após a compactação dos corpos de prova, com o solo sendo envolto por membrana de látex e posicionado sobre pedra porosa grossa revestida com papel filtro. No topo dos corpos de prova utilizaram-se pedras porosas de granulação fina saturadas para evitar evaporação de água do solo. Estes conjuntos foram levados a um recipiente fechado com lâmina d'água (Figura 3.8), onde permaneceram por no mínimo vinte e quatro horas, de modo a permitir o umedecimento do solo por capilaridade.

O tempo necessário para umedecimento do solo foi verificado em ensaios preliminares de ascensão capilar em corpos de prova semelhantes aos utilizados nos ensaios de compressão triaxial. Estes ensaios mostraram que a absorção de água pelos corpos de prova cessou em cerca de quatro horas, indicando o equilíbrio do teor de umidade no solo.

Figura 3.8 – Redução da sucção do solo antes dos ensaios CW

3.3.3.2. Ensaios com teor de umidade constante

Os ensaios de compressão triaxial do tipo CW caracterizam-se pelo controle de pressões das fases água (u_w) e ar (u_a) do solo na etapa de adensamento e controle de pressão no ar e impedimento de drenagem da água na etapa de cisalhamento. A técnica de translação de eixos (HILF, 1956) foi empregada a fim de ampliar a faixa de sucções usadas nestes ensaios sem que o risco de cavitação da água no sistema de medidas.

Na execução dos ensaios, a instalação da sucção inicial do solo ocorreu simultaneamente ao adensamento, permitindo dissipação parcial da pressão na água dos corpos de prova sob tensão confinante líquida (σ_3 - u_a) e sucção (u_a - u_w) aplicadas. Os valores de σ_3, u_a e u_w foram escolhidos de modo que (σ_3 - u_a) e (u_a - u_w) nesta etapa de ensaio fossem iguais a 50, 150 ou 300 kPa. Estes valores de tensão confinante e sucção imposta foram combinados a fim de se obter para cada tensão confinante líquida, três ensaios com sucções iniciais distintas.

A etapa de instalação da sucção inicial e adensamento teve como consequência a drenagem de água dos poros do solo. Quando se observou tendência de estabilização do volume drenado, a válvula de drenagem foi fechada e esta etapa foi finalizada, com interrupção do processo de dissipação da pressão na água do solo. Com isso, iniciou-se um processo de equilíbrio das pressões o interior do solo, e após o equilíbrio, a sucção inicial

pôde ser calculada pela diferença entre as pressões no ar e na água. As sucções obtidas no final desta etapa variaram entre 30 e 285 kPa.

Devido à disponibilidade de apenas um medidor de variação de volume para cada câmara de ensaio utilizada, duas diferentes alternativas foram adotadas para a medida de variação de volume do corpo de prova durante a fase de adensamento e imposição da sucção: alternativas A e B. Na primeira, a drenagem de água do solo se deu por meio do sistema de aplicação de pressão conectado à base do corpo de prova, e o volume drenado foi fornecido por leitura digital. Esta configuração permitiu a utilização de contrapressão na água, mas impediu medidas de volume do corpo de prova no decorrer do cisalhamento, pois a válvula de drenagem permaneceu fechada nesta etapa. Já na alternativa B, o volume de água drenado durante a fase de adensamento e instalação da sucção foi recolhido em uma bureta graduada sob pressão atmosférica. Nesta configuração, o medidor de variação de volume foi conectado ao sistema de aplicação da tensão confinante, o que permitiu medidas de variação volumétrica durante todo o ensaio, ainda que não se fizesse separação entre variações devidas ao ar e à água drenados.

Na fase de cisalhamento, o solo foi levado à ruptura com velocidade de 0,02 mm/min, que corresponde à taxa de deformação de $3{,}3.10^{-4}$ %/s. A escolha desta velocidade foi feita com base nas taxas de deformação utilizadas em ensaios CW por Bishop e Donald (1961) para um silte de Braehead ($4{,}7.10^{-5}$ %/s) e por Gulhati e Satija (1981) para uma argila de Dhanauri ($6{,}7.10^{-4}$ %/s), e considerando que o solo em estudo é arenoso. Como critério de aceitação desta velocidade, verificou-se em ensaios preliminares a estabilização da pressão na água quando atingida a tensão máxima no solo.

3.3.3.3. Ensaios de determinação da resistência última

Assumindo que o solo adquira a resistência última quando se encontra com teor de umidade residual, três corpos de prova foram secos ao ar e submetidos a ensaios de compressão triaxial para avaliação do ganho máximo de resistência que este solo pode ter com o aumento da sucção. Para isso, o processo de secagem teve duração de três dias em ambiente com temperatura e umidade relativa do ar controladas. Ao final do período, os corpos de prova foram embalados em filme plástico para equilíbrio do teor de umidade no interior do elemento, permanecendo assim por no mínimo oito dias.

Os ensaios de compressão triaxial com solo seco ao ar foram semelhantes aos ensaios com teor de umidade constante, com a diferença que os primeiros utilizaram câmara com pedestal de base fechado, impedindo variações no teor de umidade do solo durante todo o ensaio. As pressões na água não foram medidas e as variações de volume dos corpos de prova foram obtidas a partir da variação volumétrica do interior da câmara triaxial. As tensões confinantes líquidas utilizadas foram de 50, 150 e 300 kPa, e após os ensaios as sucções finais foram determinadas utilizando a técnica de papel filtro.

3.3.4. Curvas tensão-deformação

Dos ensaios de compressão triaxial obtiveram-se curvas tensão-deformação, que foram representadas por diferentes variáveis nos eixos de ordenadas a fim de se verificar a influência do tipo de representação no formato destas curvas e nas envoltórias de resistência do solo. Deste modo, as curvas tensão-deformação dos ensaios CD e CU foram representadas pela diferença de tensões principais (σ_1 - σ_3), e as curvas dos ensaios CU foram também representadas através da relação entre tensões principais efetivas (σ'_1/σ'_3). Já os resultados dos ensaios CW foram apresentados em curvas (σ_1 - σ_3) x deformação (ε), e (σ_1 - σ_3) normalizado pelas variáveis de estado de tensão (σ_3 - u_w) e (u_a - u_w). O cálculo destas variáveis utilizou u_w e (σ_1 - σ_3) correspondentes a cada valor de deformação.

3.3.5. Envoltórias de resistência

Para avaliar a resistência saturada do solo, foram utilizados como critérios de ruptura a tensão (σ_1 - σ_3) máxima atingida nos ensaios CD e CU e o máximo valor da relação (σ'_1/σ'_3) nos ensaios CU. A partir desses máximos, calcularam-se as coordenadas t e s' para cada ensaio usando as Equações 3.3 e 3.4. Em seguida, envoltórias lineares foram ajustadas a estes pontos (Equação 3.5), cujos parâmetros a' e α' foram posteriormente convertidos para o plano τ x σ' através das Equações 3.6 e 3.7.

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \tag{3.3}$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \tag{3.4}$$

em que t é a tensão cisalhante, s' é tensão média efetiva, σ'_1 e σ'_3 são as tensões principais efetivas.

$$t = a' + s'.tg\alpha' \tag{3.5}$$

em que a' e α' são parâmetros análogos a c' e ϕ', respectivamente.

$$sen\phi' = tg\alpha' \tag{3.6}$$

$$c' = \frac{a'}{\cos\phi'} \tag{3.7}$$

Já para definir envoltórias de resistência do solo não saturado, utilizaram-se os pontos de máximo das curvas tensão-deformação representadas por $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε para os ensaios CD, CU e CW. Semelhante ao que foi feito para o caso saturado, as coordenadas t, $(s - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ foram calculadas e envoltórias de resistência planares (FREDLUND et al, 1978) foram ajustadas a tais pontos (Equação 3.8). Os parâmetros de resistência do solo c', ϕ' e ϕ^b foram determinados pelas relações apresentadas nas Equações 3.6, 3.7 e 3.9.

$$t = a' + (s - u_a).tg\alpha' + (u_a - u_w).tg\alpha^b \tag{3.8}$$

em que α^b é análogo a ϕ^b.

$$tg\alpha^b = tg\phi^b.\cos\phi' \tag{3.9}$$

Complementarmente, foram determinadas envoltórias planares considerando somente os resultados dos ensaios CW, tomando como critério de ruptura os máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε, $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ x ε. O procedimento de obtenção das envoltórias seguiu o anteriormente descrito.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1. CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

O solo estudado foi classificado quanto à sua textura como uma areia média a fina argilosa marrom, composta por 61% de areia, 34% de argila e 5% de silte, como mostra a Figura 4.1. A massa específica dos sólidos e os limites de consistência obtidos para este solo são apresentados na Tabela 4.1. De acordo com esta caracterização, o Sistema Unificado de Classificação dos Solos classifica o solo como SC (areia argilosa).

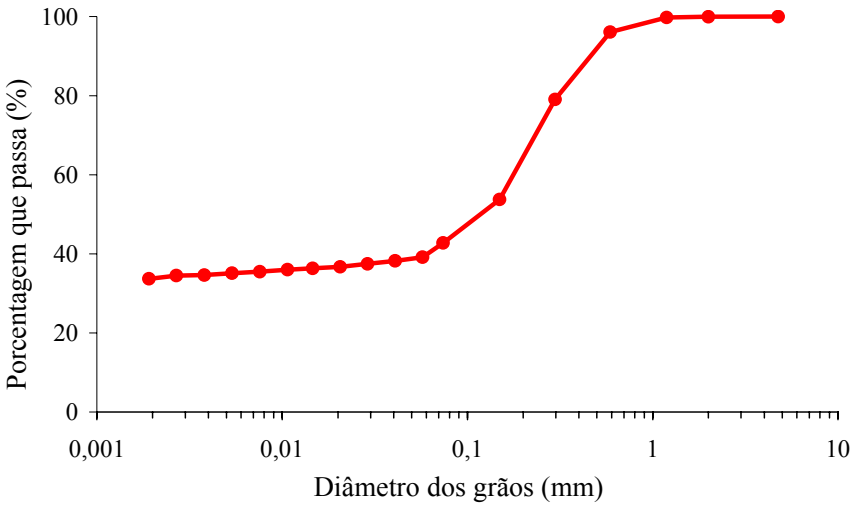


Figura 4.1 – Curva granulométrica do solo

Tabela 4.1 – Massa específica dos sólidos e limites de consistência do solo

Massa específica dos sólidos	Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Índice de plasticidade
2,69 g/cm³	38%	21%	17%

O ensaio de compactação na energia Proctor normal foi realizado com cinco amostras, sendo obtidos massa específica seca máxima de 1,760 g/cm³ e teor de umidade ótimo de 15,3%. Na Figura 4.2 encontram-se a curva de compactação e as curvas correspondentes aos graus de saturação de 80%, 90% e 100%.

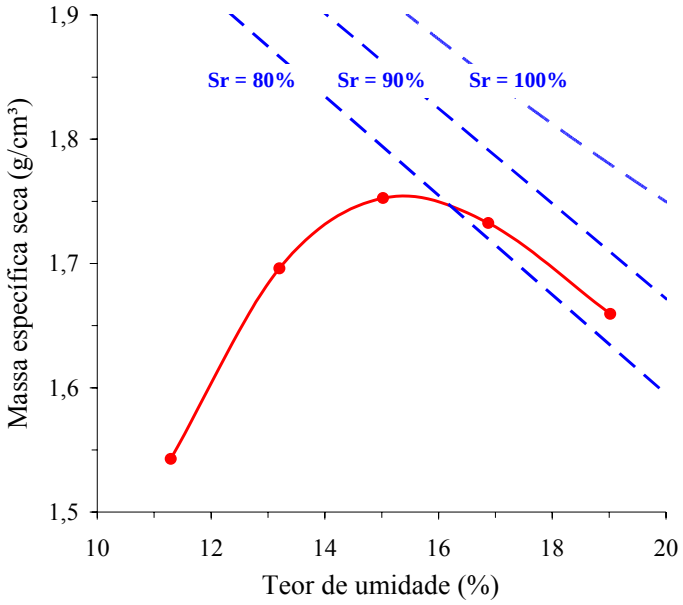


Figura 4.2 – Curva de compactação na energia Proctor normal

4.2. CORPOS DE PROVA

Os índices físicos de moldagem dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial, bem como seus respectivos valores médios, desvios-padrão e coeficientes de variação são mostrados na Tabela 4.2, sendo que cada corpo de prova é referenciado ao tipo de ensaio ao qual foi submetido, a tensão confinante utilizada e a sucção no início do cisalhamento. O grau de compactação médio obtido foi de 95,3% e o teor de umidade médio foi igual a w_{ot} - 1,0%, valores considerados satisfatórios tendo em vista a meta de alcançar grau de compactação de 95% e umidade w_{ot} - 1%. Dentre os coeficientes de variação, é notável que o teor umidade apresenta o maior valor.

4.3. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

As curvas de retenção de água do solo representadas em termos de umidade gravimétrica e sucção matricial são mostradas na Figura 4.3. A trajetória de secagem é composta por pontos experimentais dos ensaios de papel filtro e funil de placa porosa, enquanto a trajetória de umedecimento consiste de pontos experimentais dos ensaios de papel filtro e o ponto de sucção nula. Pode ser observada nesta figura a ocorrência de histerese entre

as curvas, que se estende até sucções de aproximadamente 5000 kPa, sem no entanto, um efeito significativo para sucções inferiores a 1 kPa.

Tabela 4.2 – Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial

Corpo de prova			Altura	Diâmetro	Volume	Massa	w	ρ_d	e	GC
Ensaio	Tensão confinante	Sucção inicial*	cm	cm	cm³	g	%	g/cm³		%
CD	40	0	10,04	5,13	207,52	396,61	14,3	1,672	0,609	95,0
CD	100	0	10,04	5,13	207,52	397,20	14,1	1,678	0,604	95,3
CD	150	0	10,02	5,10	205,09	393,10	14,3	1,677	0,604	95,3
CD	300	0	10,05	5,13	207,73	397,68	14,2	1,676	0,605	95,2
CU	50	0	10,02	5,13	206,92	397,09	14,3	1,679	0,603	95,4
CU	50	0	10,02	5,10	204,69	393,28	14,4	1,680	0,602	95,4
CU	100	0	10,00	5,11	204,76	393,54	14,6	1,678	0,603	95,3
CU	100	0	9,99	5,10	204,20	393,28	14,5	1,682	0,600	95,5
CU	150	0	10,07	5,12	206,95	397,29	14,4	1,678	0,603	95,3
CU	300	0	10,02	5,13	207,11	396,87	14,2	1,678	0,603	95,3
CU	300	0	10,04	5,11	205,90	393,51	14,4	1,671	0,610	94,9
CW	50	32	9,99	5,10	204,36	392,36	14,3	1,680	0,602	95,4
CW	50	78	10,01	5,11	205,37	393,46	14,5	1,674	0,607	95,1
CW	50	210	10,00	5,11	205,08	393,20	14,0	1,682	0,599	95,6
CW	150	30	10,02	5,11	205,49	393,14	14,0	1,678	0,603	95,4
CW	150	131	10,04	5,10	205,06	393,33	14,2	1,680	0,601	95,5
CW	150	261	10,04	5,10	205,10	393,01	14,5	1,673	0,608	95,1
CW	300	126	10,06	5,11	206,11	396,73	14,3	1,685	0,597	95,7
CW	300	167	10,06	5,10	205,79	395,93	14,2	1,685	0,597	95,7
CW	300	285	10,02	5,10	205,09	393,10	14,3	1,677	0,604	95,3
RU**	50	_	10,02	5,11	205,58	393,18	14,3	1,673	0,608	95,1
RU	150	_	10,01	5,10	204,77	393,00	14,6	1,674	0,606	95,1
RU	300	_	10,00	5,11	205,04	393,18	14,6	1,674	0,607	95,1
Média			10,03	5,11	205,71	394,48	14,3	1,677	0,604	95,3
Desvio-padrão			0,02	0,01	1,07	1,86	0,2	0,004	0,004	0,2
Coeficiente de variação (%)			0,2	0,2	0,5	0,5	1,2	0,2	0,6	0,2

(*) Sucção do solo no início do cisalhamento; (**) Ensaio de determinação da resistência última.

O comportamento bimodal que as curvas de retenção apresentam é atribuído à presença de macro e microporos no solo. Os primeiros compreendem os poros do solo formados a

partir da estrutura granular, composta por areia e fração fina agregada, enquanto os poros existentes no interior destes agregados são denominados microporos. O início da dessaturação dos poros do solo é marcado pela entrada de ar, que corresponde, aproximadamente, à sucção de 6 kPa. Curvas de retenção com comportamento semelhante foram obtidas por Feuerharmel (2003) e Freitas Neto (2008) para solos naturais e compactados.

Aos pontos experimentais ajustaram-se curvas segundo o modelo de van Genuchten (1980), apresentado na Tabela 2.2. Para melhor adequação do modelo à curva bimodal, foram feitos dois ajustes em cada trajetória tomando um ponto experimental como ponto de umidade residual do primeiro trecho e ponto de saturação do segundo trecho da curva de retenção. A Tabela 4.3 reúne os parâmetros de ajuste das curvas de retenção e os coeficientes de determinação (r^2) obtidos, onde pode ser observado que valores de r^2 satisfatórios foram atingidos, com um mínimo de 0,95 no primeiro trecho da trajetória de secagem. Com isso, é possível afirmar que o modelo de van Genuchten (1980) é representativo do solo em questão quanto à retenção de água.

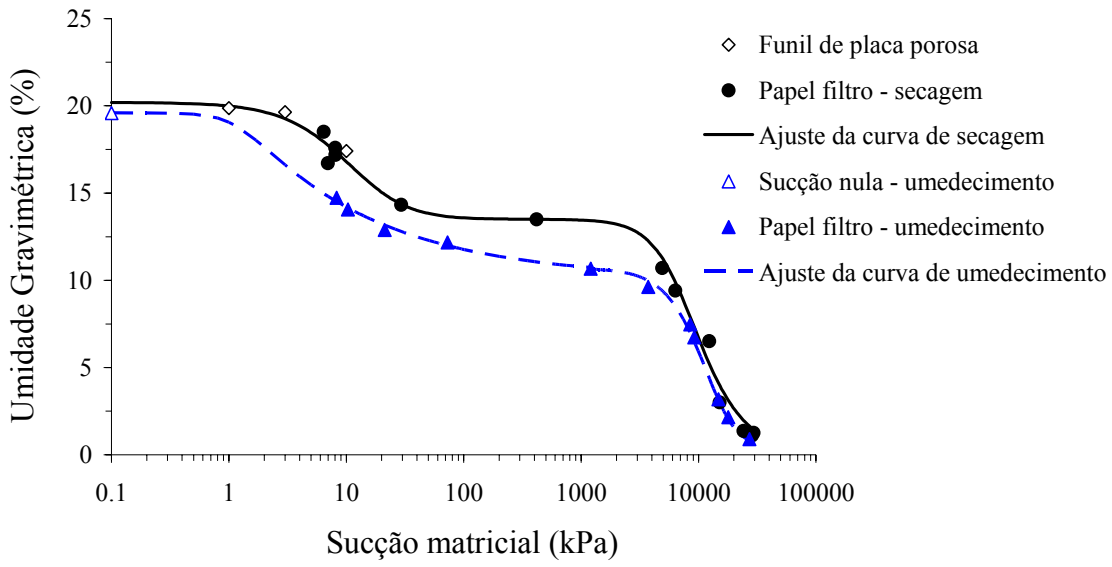


Figura 4.3 – Curvas de retenção de água

Tabela 4.3 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção pela proposta de van Genuchten (1980)

Parâmetros de ajuste	w_{sat} %	w_{res} %	α kPa^{-1}	m	n	r^2
Curva de secagem – trecho 1	20,2	13,5	0,0677	1,5684	1,4387	0,95
Curva de secagem – trecho 2	13,5	0,0	0,0001	0,6508	2,5320	0,98
Curva de umedecimento - trecho 1	19,6	10,1	0,8642	0,1210	3,2213	0,99
Curva de umedecimento - trecho 2	10,7	0,5	0,0001	2,7977	2,2851	0,99

4.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

4.4.1. Ensaios com solo saturado

Dentre os dados obtidos dos ensaios de compressão triaxial com solo saturado, está a variação volumétrica no processo de adensamento. A Figura 4.4 apresenta as curvas de variação de volume com o tempo dos corpos de prova saturados submetidos à tensão confinante σ'_{3c} nos ensaios CD e CU. Essas variações devem-se não somente à compressibilidade do solo, mas também à variações volumétricas devidas a acomodações do equipamento quando submetido à tensão de confinamento, já que as medidas foram tomadas no interior da câmara triaxial. Pode-se notar na figura que praticamente toda a variação de volume medida ocorre no primeiro minuto, com rápida estabilização após este período para todos os ensaios.

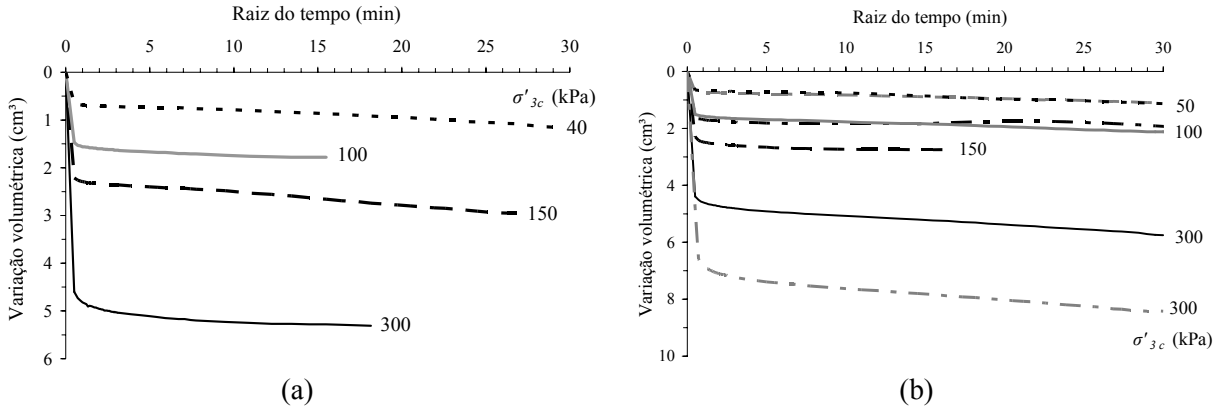
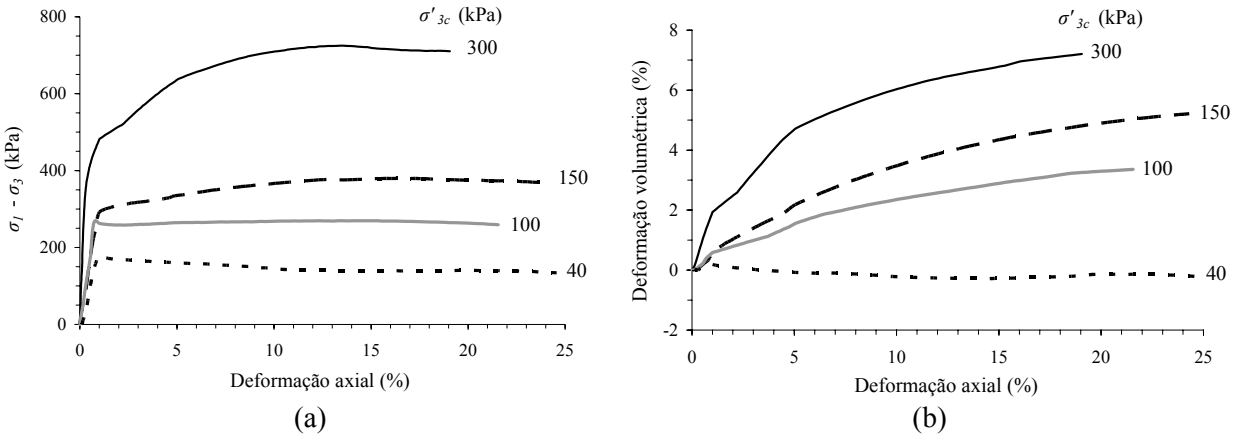


Figura 4.4 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios (a) CD e (b) CU

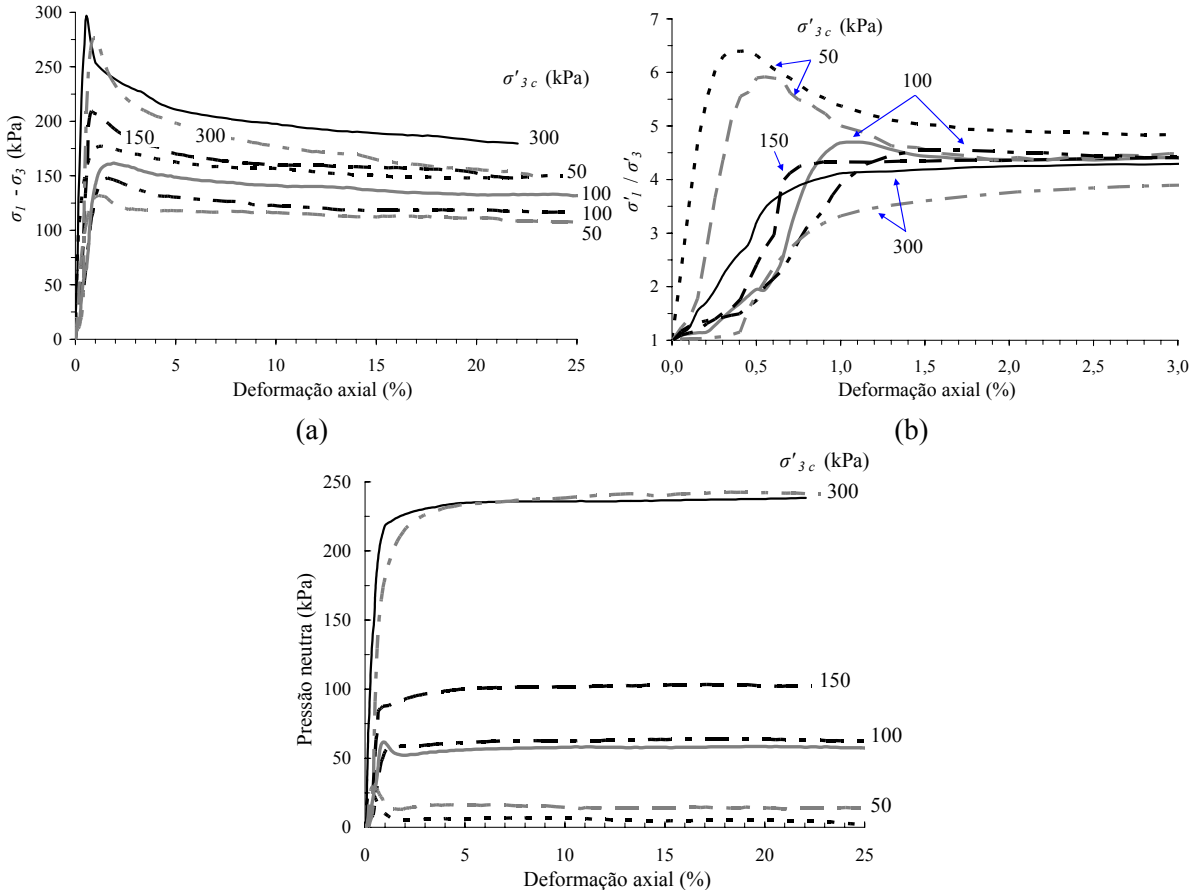
Quanto à fase de cisalhamento, a Figura 4.5 mostra as curvas tensão-deformação e as deformações volumétricas dos ensaios CD, enquanto a Figura 4.6 apresenta as curvas tensão-deformação e as variações de pressão neutra dos ensaios CU, sendo que nestes últimos, as curvas tensão-deformação são representadas tanto por (σ_1 - σ_3) quanto por (σ'_1/σ'_3) nos eixos de ordenadas. Nas Figuras 4.5a e 4.6a, pode ser observado que a resistência do solo aumenta com o aumento da tensão confinante, com exceção a um dos corpos de prova dos ensaios CU, de tensão confinante 50 kPa, que apresenta resistência maior que os ensaios com tensão confinante de 100 kPa. É provável que este resultado tenha sido afetado pela inexperiência na execução do experimento, tendo em vista que este foi um dos primeiros ensaios de

compressão triaxial a serem realizados. No entanto, apesar da divergência observada nos resultados de (σ_1 - σ_3) para este caso, os resultados de (σ'_1/σ'_3) e de pressão neutra mostram-se bastante próximos dos resultados de outro ensaio realizado com a mesma tensão confinante.



(a) (b)

Figura 4.5 – Ensaios CD com solo saturado: (a) curvas tensão-deformação e (b) deformações volumétricas



(a) (b)

(c)

Figura 4.6 – Ensaios CU com solo saturado: (a) (b) curvas tensão-deformação e (c) pressões neutras

Comparando-se os ensaios CD e CU, comportamentos distintos podem ser observados nas curvas (σ_1 - σ_3) x ε. Os ensaios CU apresentam picos de resistência para baixas deformações e um ligeiro decréscimo na tensão com a evolução do cisalhamento (Figura 4.6a). Enquanto os ensaios CD indicam certa descontinuidade nas curvas tensão-deformação para deformações próximas ao pico de resistência dos ensaios CU (Figura 4.5a) e depois disto, as tensões continuam a crescer mostrando comportamento semelhante ao de um material plástico. Nestes ensaios, as máximas tensões foram alcançadas para deformações de aproximadamente 14% para as tensões confinantes de 150 e 300 kPa. Para as tensões confinantes mais baixas, (σ_1 - σ_3) tende a atingir um pico a cerca de 1% de deformação e então reduzir-se ligeiramente. Na representação por (σ'_1/σ'_3), os ensaios CU mostram aproximação das curvas para deformações maiores que 2%.

Considerando as variações volumétricas dos ensaios CD e as pressões neutras dos ensaios CU, os resultados apresentam correspondência uma vez que os ensaios com maiores tensões confinantes mostram redução de volume e aumento da pressão neutra. Os ensaios com menores tensões confinantes apresentam comportamento oposto.

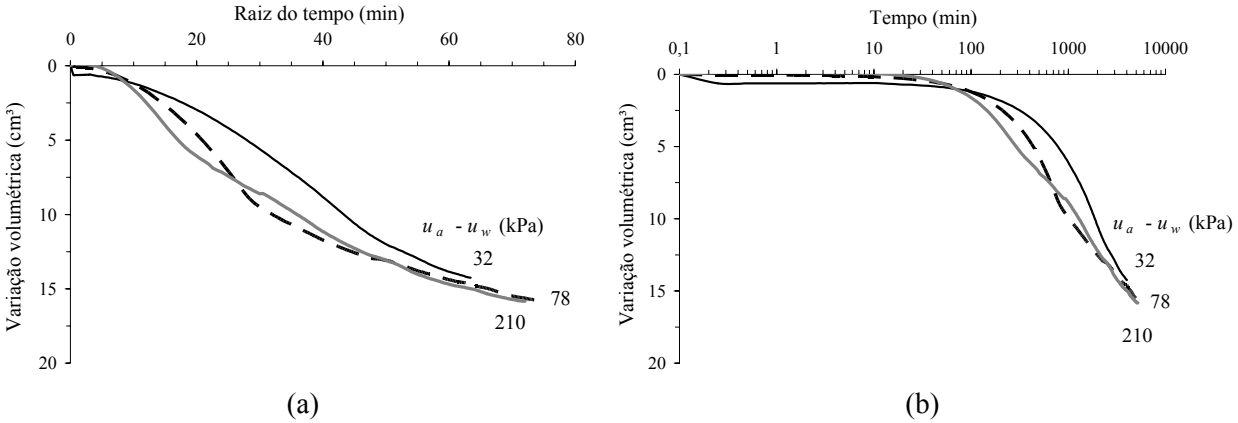
4.4.2. Ensaios com solo não saturado

4.4.2.1. Ensaios com teor de umidade constante

Os resultados dos ensaios CW são apresentados de acordo com a tensão confinante líquida utilizada e referenciados aos valores de sucção no início do processo de cisalhamento (u_a - u_w).

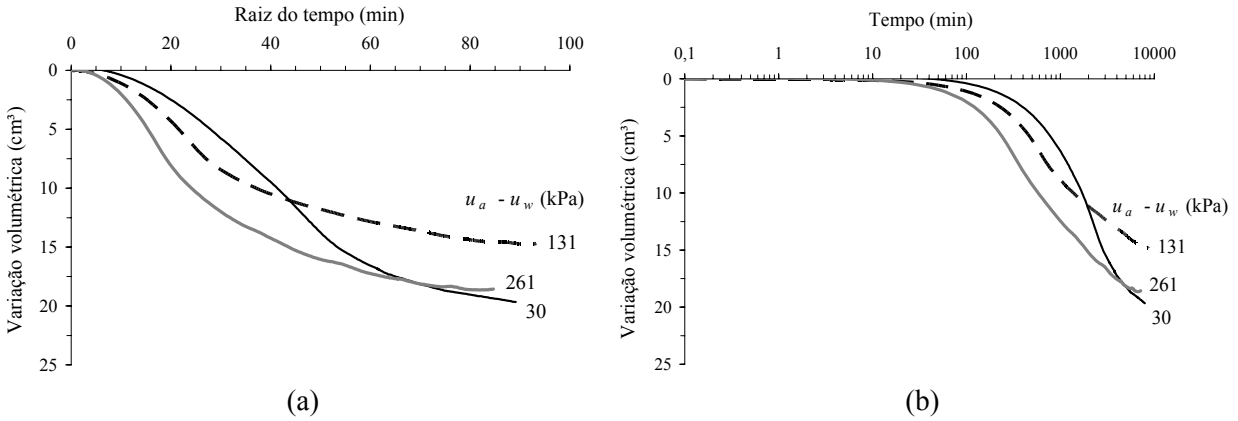
Do processo de adensamento e imposição da sucção, as curvas de variação volumétrica no tempo foram representadas tanto pela raiz do tempo como pelo tempo em escala logarítmica no eixo das abscissas (Figuras 4.7 a 4.9). Para os ensaios com tensão confinante líquida de 300 kPa e sucções iniciais de 126 e 167 kPa, as leituras de volume de água drenada foram tomadas manualmente em bureta graduada (alternativa B), enquanto nos demais ensaios, estas leituras foram registradas pela aquisição digital de dados (alternativa A). Apesar da configuração utilizada nestes ensaios não permitir a medida do volume de ar em difusão que atravessa a pedra porosa de alta pressão entrada de ar, as medidas realizadas permitem

avaliar a ordem de grandeza do volume de água drenado pelo solo. A tendência geral que pode ser notada nas curvas de variação volumétrica é de mudança de inclinação a partir do tempo de 100 minutos, como pode ser melhor observado nos gráficos de variação volumétrica *versus* tempo em escala logarítmica. Adicionalmente, as curvas em função da raiz do tempo mostram certa tendência de estabilização para tempo superior a 6400 minutos, que fica caracterizada na Figura 4.8a, cujos ensaios tiveram duração de cerca de 8100 minutos.



(a) (b)

Figura 4.7 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios CW com tensão confinante líquida de 50 kPa em função (a) da raiz do tempo e (b) do tempo em escala logarítmica

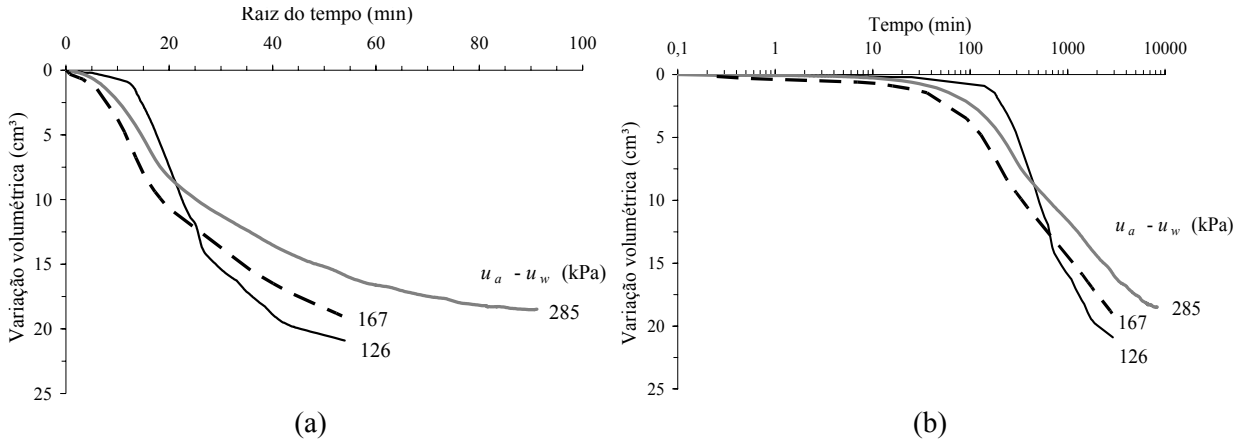


(a) (b)

Figura 4.8 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios CW com tensão confinante líquida de 150 kPa em função (a) da raiz do tempo e (b) do tempo em escala logarítmica

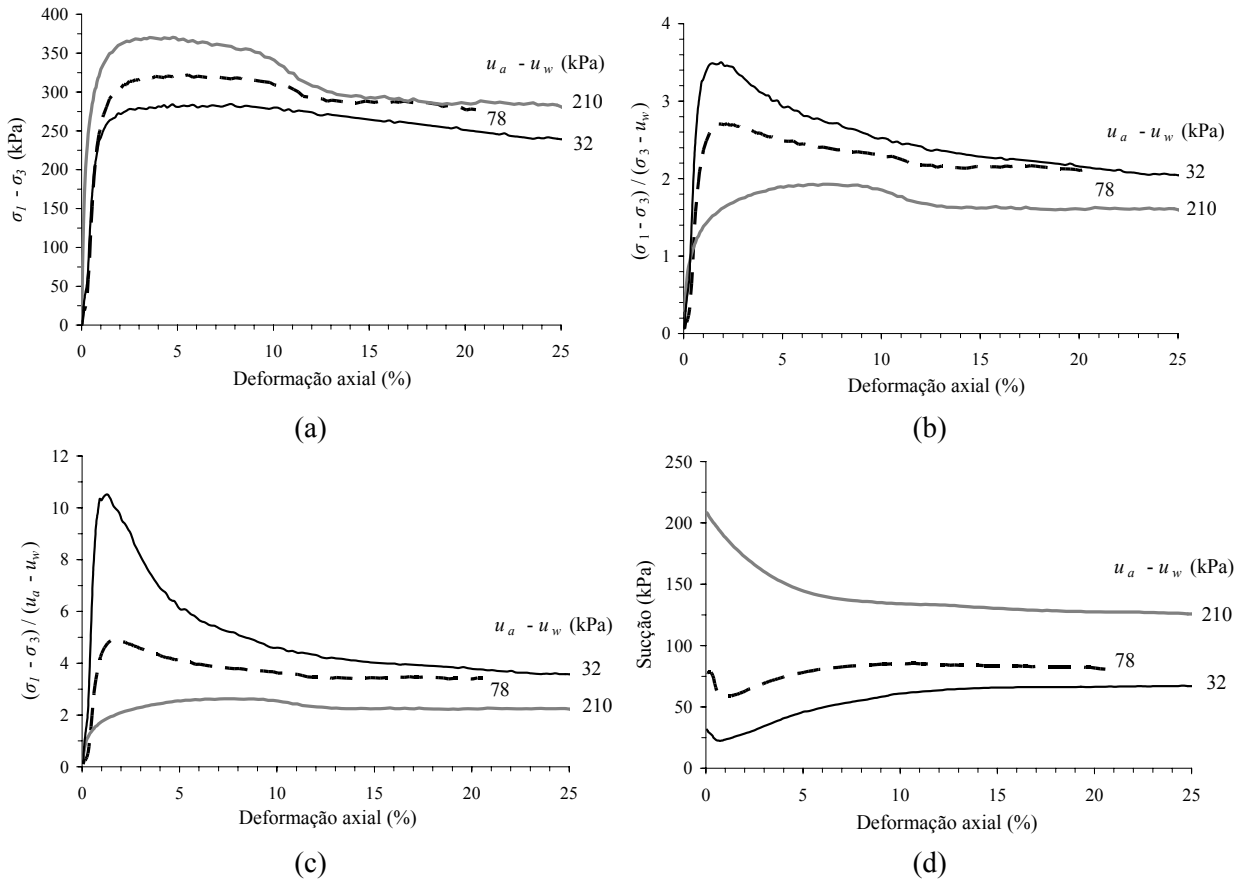
Resultados da fase de cisalhamento dos ensaios de compressão triaxial CW são mostrados nas Figuras 4.10 a 4.12, nas quais os dados de tensão-deformação são apresentados em curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε, $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ x ε. Analisando os resultados de ensaios com corpos de prova submetidos à tensão confinante de 50 kPa, é notada certa diferenciação no formato das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε de acordo com o aumento da sucção inicial (Figura 4.10a), e ainda que as curvas atingiram tensão máxima em deformações menores que 5%. Se $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é normalizado por $(\sigma_3 - u_w)$ ou $(u_a - u_w)$ atuantes no decorrer do cisalhamento,

o formato das curvas tensão-deformação muda e picos são observados em deformações axiais de aproximadamente 2% para as menores sucções e 7% para a maior sucção inicial (Figuras 4.10b, c).



(a) (b)

Figura 4.9 – Variação volumétrica durante o adensamento dos ensaios CW com tensão confinante líquida de 300 kPa em função (a) da raiz do tempo e (b) do tempo em escala logarítmica



(a) (b)

(c) (d)

Figura 4.10 – Ensaios CW com tensão confinante líquida de 50 kPa: (a) $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε, (b) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε, (c) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ x ε e (d) variação da sucção

Os ensaios com tensão confinante de 150 kPa situam-se intermediariamente em relação aos ensaios com (σ_3 - u_a) de 50 e 300 kPa, pois as curvas representadas por (σ_1 - σ_3) e (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε mostram semelhança com curvas tensão-deformação de um material plástico (Figuras 4.11a, b), como também mostram os ensaios com maior tensão confinante (Figuras 4.12a, b). Já o formato das curvas (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) x ε (Figura 4.11c) aproxima-se mais dos resultados dos ensaios com menor tensão confinante (Figura 4.10c).

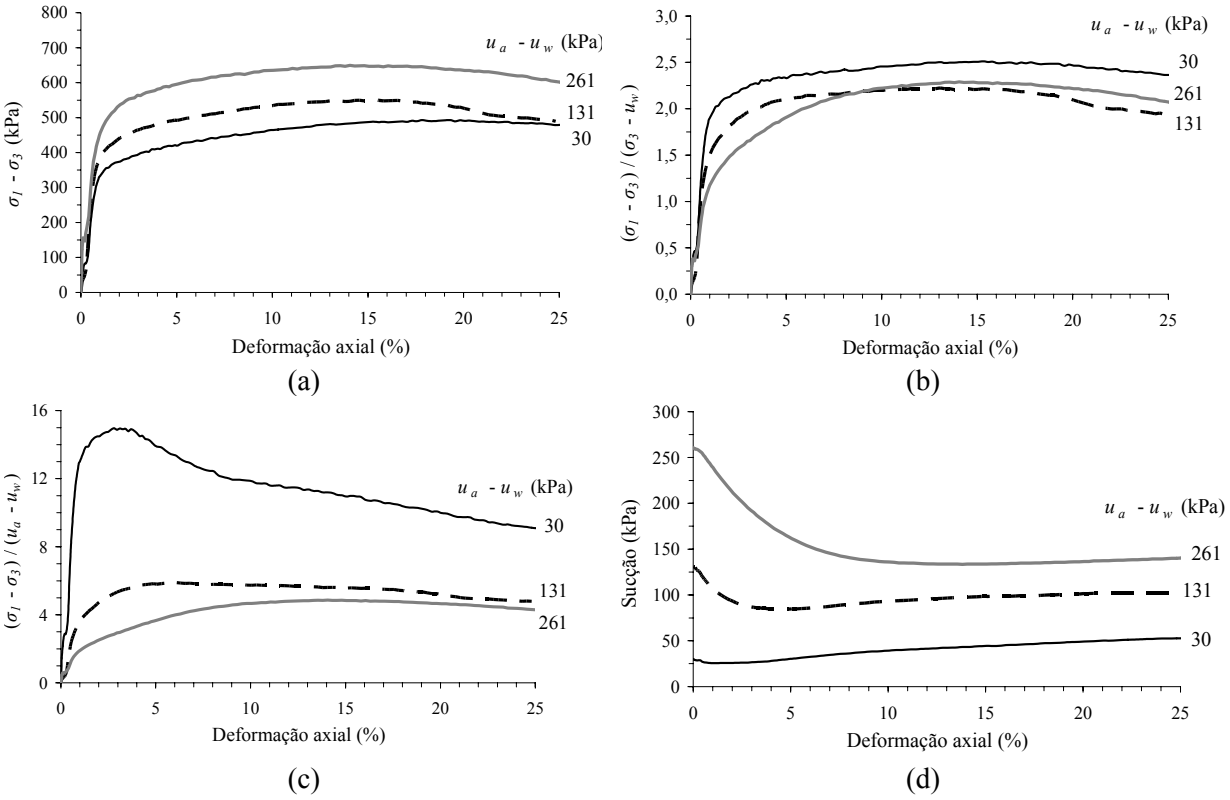


Figura 4.11 – Ensaios CW com tensão confinante líquida de 150 kPa: (a) (σ_1 - σ_3) x ε, (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε, (c) (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) x ε e (d) variação da sucção

Com o aumento da tensão confinante, todas as formas de representação da curva tensão-deformação passam a exibir um comportamento plástico (Figuras 4.12a, b e c). A resistência ao cisalhamento tende a aumentar com a sucção na representação (σ_1 - σ_3) x ε, apesar de que sua influência tende a desaparecer nas curvas (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε. Valores máximos são alcançados em deformações de aproximadamente 21% nas curvas das Figuras 4.12a e b, enquanto estes ocorrem para deformações de 17% na Figura 4.12c. É possível observar ainda que para a maior sucção inicial de ensaio, a curva mostra um trecho praticamente linear nas representações por (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) e (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) para deformações entre 1 e 9% (Figuras 4.12b, c), associada a uma acentuada variação da sucção neste intervalo.

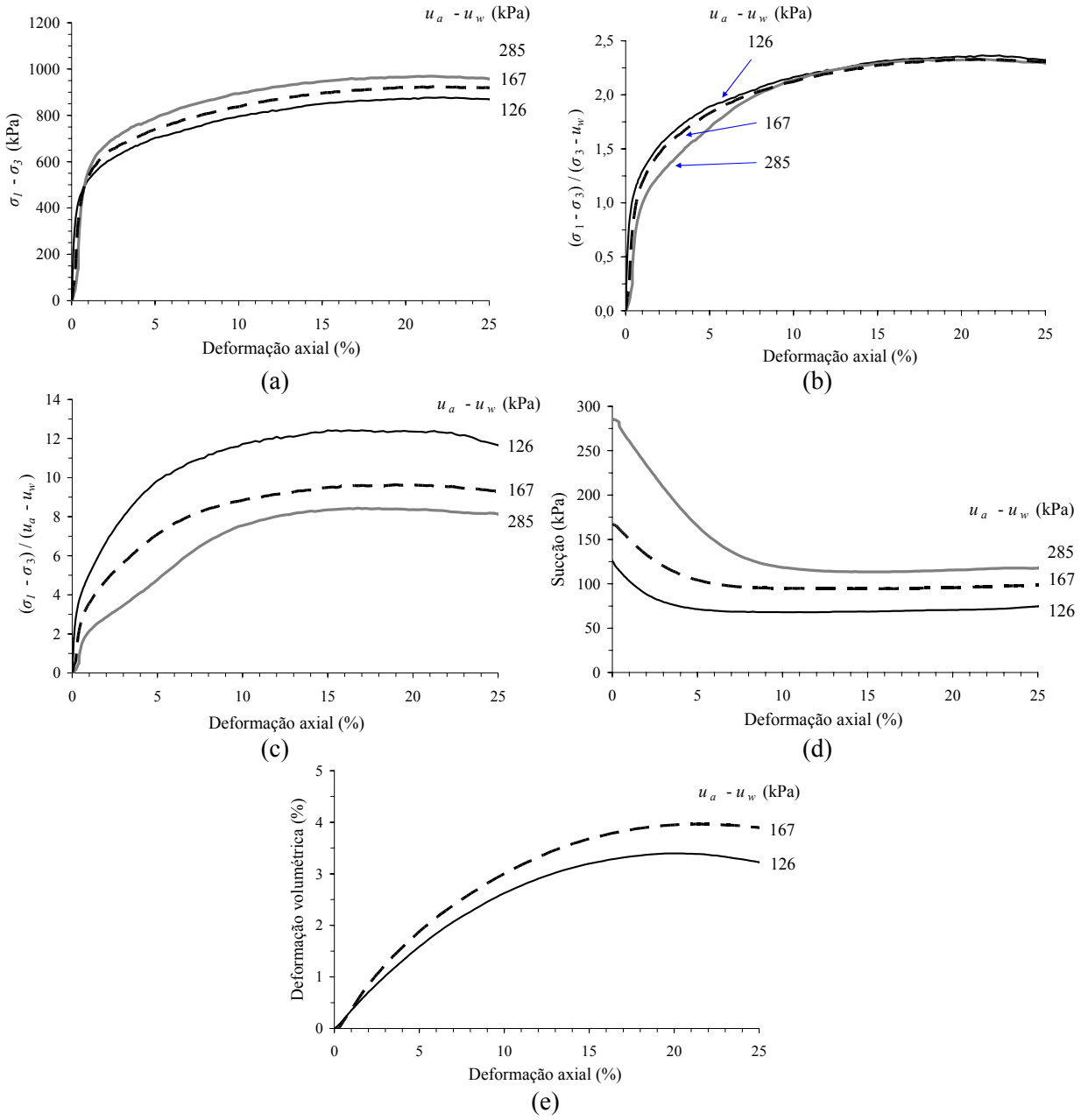


Figura 4.12 – Ensaios CW com tensão confinante líquida de 300 kPa: (a) (σ_1 - σ_3) x ε, (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε, (c) (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w) x ε, (d) variação da sucção e (e) deformação volumétrica

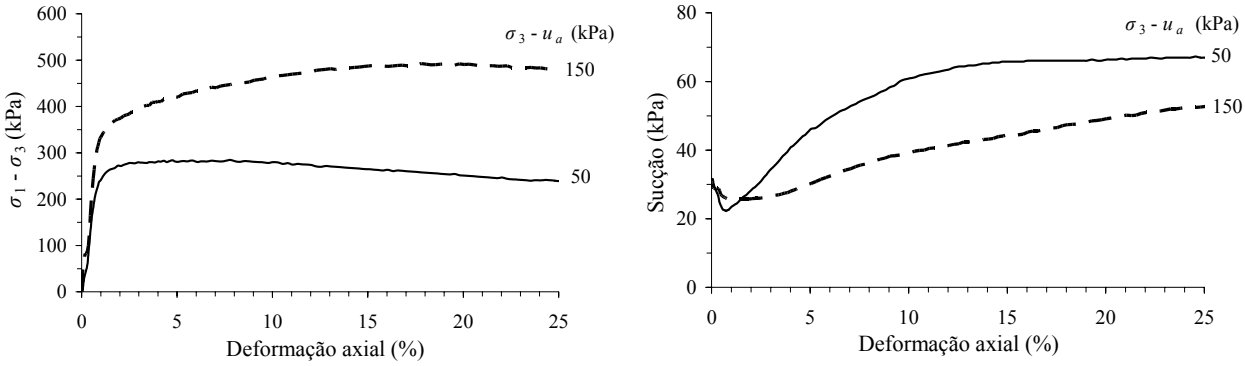
Quanto ao desenvolvimento de sucção, os ensaios realizados mostram comportamento semelhante, com decréscimo da sucção para baixas deformações e tendência à estabilização depois disto (Figuras 4.10d, 4.11d e 4.12d). Esta verificação está de acordo com o relatado por Oliveira (2004) ao analisar resultados de ensaios com solo residual compactado, embora esta análise não possa ser generalizada. Para as maiores sucções iniciais, nota-se um decréscimo monotônico seguido de estabilização, que se dá em deformações entre 5 e 10%. Já para as menores sucções iniciais, nos ensaios com tensão confinante de 50 kPa a sucção primeiramente diminui e então tende a um ligeiro aumento até a estabilização (Figuras 4.10d),

e com o aumento da tensão confinante, a forma das curvas sucção x ε se aproxima do que foi observado para as maiores sucções (Figuras 4.11d e 4.12d).

A deformação volumétrica durante o cisalhamento foi medida nos ensaios com tensão confinante líquida de 300 kPa e sucção inicial de 126 e 167 kPa (Figura 4.12e). Nota-se que as deformações volumétricas atingem valor máximo próximo da deformação axial na qual ocorrem também as tensões máximas nas curvas (σ_1 - σ_3) x ε e mostram redução de volume do solo no decorrer do ensaio. Contudo, estas medidas não são suficientemente confiáveis para análise do comportamento real do solo, já que são feitas com base na variação de volume do interior da câmara de ensaio.

A influência da tensão confinante líquida na resistência ao cisalhamento do solo pode ser analisada quando se comparam resultados de ensaios com dois corpos de prova submetidos à mesma sucção e diferentes tensões confinantes líquidas. Com essa finalidade, pode-se comparar os ensaios com (u_a - u_w) inicial de 32 e 30 kPa e (σ_3 - u_a) de 50 e 150 kPa, respectivamente. Nestes ensaios observa-se que a tensão confinante líquida afeta não somente a resistência ao cisalhamento, o que já era esperado, mas também o padrão de desenvolvimento de sucção (Figura 4.13). Para a menor tensão confinante líquida, depois de uma redução, a sucção tende a crescer até um valor praticamente constante. Para a maior tensão confinante líquida, depois de um leve decréscimo a sucção aumenta, mas a uma taxa menor que o corpo de prova ensaiado com 50 kPa de tensão confinante. A Figura 4.14 mostra os corpos de prova ao final destes ensaios. Para o corpo de prova ensaiado com tensão confinante de 50 kPa (Figura 4.14a), que atingiu tensão máxima com deformação de 8%, pode-se notar um plano de ruptura definido com inclinação de aproximadamente 60° e certa movimentação entre as partes. Já no corpo de prova submetido à tensão confinante de 150 kPa (Figura 4.14b), não é perceptível a formação de um plano de ruptura, sendo notado apenas o "embarrigamento" do solo.

Comparando os resultados de ensaios com os corpos de prova saturados e não saturados, pode ser observado que as curvas (σ_1 - σ_3) x ε possuem formatos mais próximos às curvas obtidas nos ensaios CD do que nos ensaios CU. Quando se analisam as curvas tensão-deformação usando (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) e (σ_1 - σ_3)/(u_a - u_w), os resultados dos ensaios realizados sob tensão confinante de 50 kPa indicaram alguma semelhança com o comportamento das curvas CU. Quanto ao comportamento de (σ_1 - σ_3) e o desenvolvimento de sucção nos ensaios CW, resultados similares foram encontrados por Rahardjo et al. (2004), embora estes tenham sido obtidos para um solo residual compactado.



(a) (b)

Figura 4.13 – Comparação entre os ensaios CW com tensão confinante de 50 e 150 kPa e sucção de 32 e 30 kPa, respectivamente: (a) (σ_1 - σ_3) x ε e (b) variação da sucção

(a) (b)

Figura 4.14 – Corpos de prova após os ensaios CW com tensão confinante de (a) 50 e (b) 150 kPa e sucção de 32 e 30 kPa, respectivamente

A resistência do solo pode ser também analisada através de trajetórias de tensões representadas por *t versus* sucção, que são mostradas na Figura 4.15. Nos ensaios realizados, para a tensão confinante líquida de 50 kPa (Figura 4.15a) nota-se que inicialmente ocorre aumento da tensão *t* com pouca variação da sucção até que se atinge um valor de tensão próxima à de pico. Depois disso tem-se um trecho de maior variação na sucção com pouca variação na tensão, que culmina na ruptura. Finalmente, a tensão cai com pouca variação na sucção. Nota-se ainda que para a maior sucção inicial, a sucção próxima à ruptura é decrescente, enquanto para as demais, a sucção tem comportamento crescente. Este mesmo comportamento em relação à sucção próxima à ruptura pode ser observado na Figura 4.15b, que apresenta as trajetórias para a tensão confinante líquida de 150 kPa. Entretanto, neste caso a tensão e a sucção variam simultaneamente para valores de *t* acima de 200 kPa. Para a maior tensão de confinamento (Figura 4.15c), o comportamento das trajetórias mostra-se mais uniforme e as curvas podem ser divididas em um trecho com aumento de tensão e pouca variação na sucção e outro com variação simultânea de ambas. Nota-se ainda que praticamente não ocorrem reduções nem da sucção nem da tensão após a ruptura. As

trajetórias mostram também que para as sucções iniciais mais elevadas, a sucção sempre sofre redução no cisalhamento, mesmo para a menor tensão confinante. Já as menores sucções iniciais passam por uma mudança progressiva de aumento para redução da sucção com o aumento da tensão confinante.

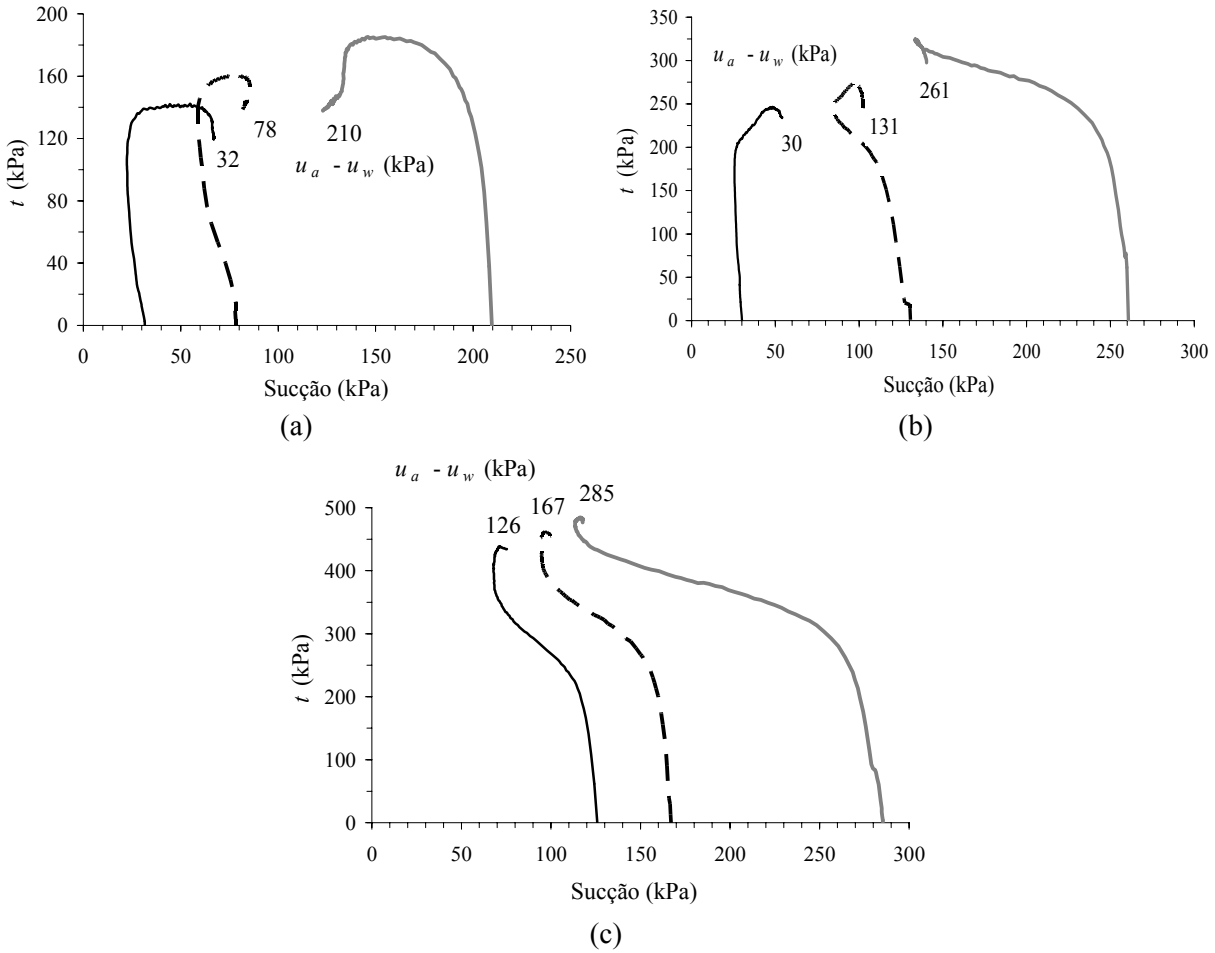


Figura 4.15 – Trajetórias de tensões dos ensaios CW com tensão confinante líquida de (a) 50, (b) 150 e (c) 300 kPa

A Tabela 4.4 mostra as características físicas dos corpos de prova utilizados nos ensaios CW, e para a análise destes índices cabe ressaltar:

- No processo de saturação foi assumido volume constante do solo;
- O cálculo do índice de vazios e do grau de saturação após o adensamento considerou que a variação de volume total do corpo de prova no adensamento foi igual à variação fornecida pelas Figuras 4.7 a 4.9;
- O teor de umidade do solo foi considerado constante durante o cisalhamento. Com isso, a umidade ao final do adensamento foi tomada como igual à umidade no final do cisalhamento, sendo esta última determinada experimentalmente.

Tabela 4.4 – Características físicas dos corpos de prova submetidos aos ensaios CW

$(\sigma_3 - u_a)$ kPa	$(u_a - u_w)$ inicial kPa	$(u_a - u_w)$ na ruptura* kPa	Antes do umedecimento			Após o umedecimento			Após o adensamento e a aplicação da sucção			Após o cisalhamento		
			e	*w* %	*Sr* %	*e*	*w* %	*Sr* %	*e*	*w* %	*Sr* %	*e*	*w* %	*Sr* %
50	32	55	0,60	14,3	64,0	0,60	20,2	90,5	0,47	15,2	86,0	0,72	15,2	57,0
50	78	80	0,61	14,4	63,9	0,61	18,8	83,1	0,48	14,8	82,5	0,61	14,8	65,8
50	210	146	0,60	14,0	62,6	0,60	19,4	87,1	0,48	13,5	76,5	0,58	13,5	62,6
150	30	49	0,60	14,0	62,3	0,60	19,5	86,9	0,45	14,9	89,0	0,55	14,9	73,2
150	131	99	0,60	14,2	63,3	0,60	18,8	84,2	0,49	14,0	77,3	0,55	14,0	67,8
150	261	134	0,61	14,5	64,1	0,61	19,6	86,6	0,46	13,9	80,7	0,56	13,9	66,7
300	126	71	0,60	14,2	63,8	0,60	19,6	88,2	0,43	13,9	86,3	0,47	13,9	79,2
300	167	97	0,60	14,2	64,0	0,60	19,4	87,3	0,45	13,7	82,2	0,49	13,7	76,0
300	285	117	0,60	14,3	63,7	0,60	19,2	85,6	0,46	13,6	79,8	0,49	13,6	75,4

(*) Considerando os máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε.

Os dados apresentados mostram a elevação do grau de saturação do solo até a média de 87% na fase de instalação de sucção nula e uma pequena redução neste valor durante a fase de adensamento e imposição da sucção de ensaio. Embora na fase de adensamento e aplicação da sucção ocorra redução no índice de vazios do solo, também ocorre redução de seu teor de umidade, sendo esta mais pronunciada, o que pode explicar a redução do grau de saturação nesta fase. Após o cisalhamento, nota-se o aumento do índice de vazios em relação ao final da fase anterior, indicando comportamento dilatante do solo durante a ruptura, o que também ilustra a Figura 4.16. Nesta figura, observa-se ainda que a tensão confinante líquida influencia o nível de deformações volumétricas do solo, de modo que um aumento na tensão confinante tende a reduzir o potencial dilatante do solo. Um comportamento semelhante for verificado por Rahardjo et al. (2004) na avaliação das deformações volumétricas de ensaios CW, as quais apresentaram dilatância somente para a menor tensão confinante líquida usada nos ensaios. Quanto à sucção, para a faixa de valores utilizada não é possível notar sua influência na variação volumétrica do solo. Um comportamento divergente é observado para o corpo de prova com tensão confinante de 50 kPa e sucção inicial de 32 kPa, que pode ser atribuído à erros na determinação do volume final do corpo de prova.

Com relação aos ensaios com tensão confinante de 300 kPa e sucções de 126 e 167 kPa, a Figura 4.16 indica pouca variação de volume no cisalhamento, embora a Figura 4.12e

mostre deformações volumétricas de até 4%. Esta diferença pode ser justificada quando se considera que os dados para cálculo da deformação volumétrica da Figura 4.12e foram tomados no interior da câmara de ensaio, que sofre deformações devido à atuação da pressão confinante. Além disso, existe ainda a imprecisão das medidas de variações volumétricas no adensamento destes corpos de prova, que são utilizadas no cálculo das deformações volumétricas durante o cisalhamento apresentadas na Figura 4.16. Estes fatores geram então imprecisão na obtenção das deformações reais no solo.

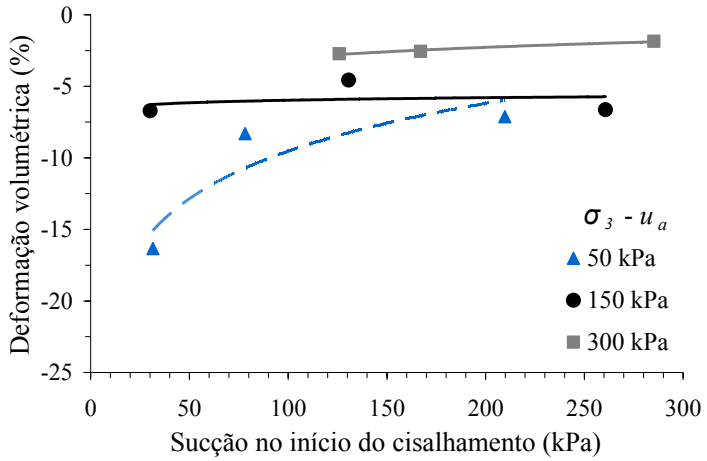


Figura 4.16 – Deformações volumétricas no final do cisalhamento nos ensaios CW

Através dos dados da Tabela 4.4, pode-se também avaliar as variações do grau de saturação e da sucção do solo no decorrer dos ensaios realizados. A Figura 4.17 mostra estas variações, na qual as trajetórias seguidas pelos corpos de prova são indicadas por setas e cada corpo de prova é designado pelo valor de sucção no início do cisalhamento. Três condições distintas são mostradas para cada corpo de prova, sendo estas a condição de início de ensaio (após o umedecimento), após o adensamento e final de ensaio. Deste modo, a primeira seta indica as alterações na fase de adensamento e a segunda representa as alterações na fase de cisalhamento. Analisando esta figura nota-se que, de modo geral, o grau de saturação diminui na fase de adensamento, como já foi observado na Tabela 4.4, e a sucção inicialmente nula aumenta até o valor correspondente ao início do cisalhamento. Na fase de cisalhamento, os corpos de prova submetidos às maiores sucções iniciais e tensões confinantes mostram redução da sucção final em relação à sucção inicial, enquanto as menores sucções iniciais e tensões confinantes mostram comportamento oposto. Já o grau de saturação sempre diminui, como conseqüência do comportamento dilatante do solo, que apresenta aumento do índice de vazios com o teor de umidade mantido constante.

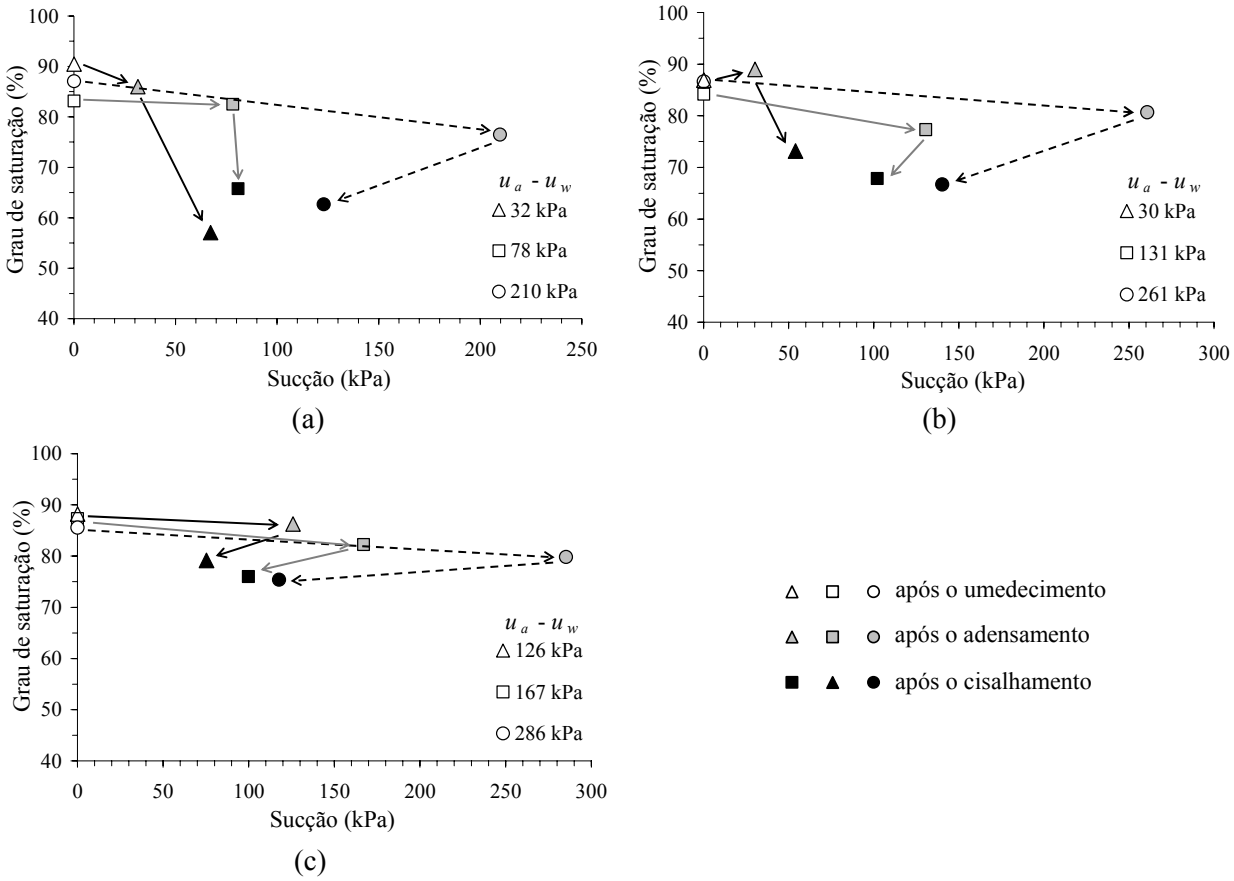
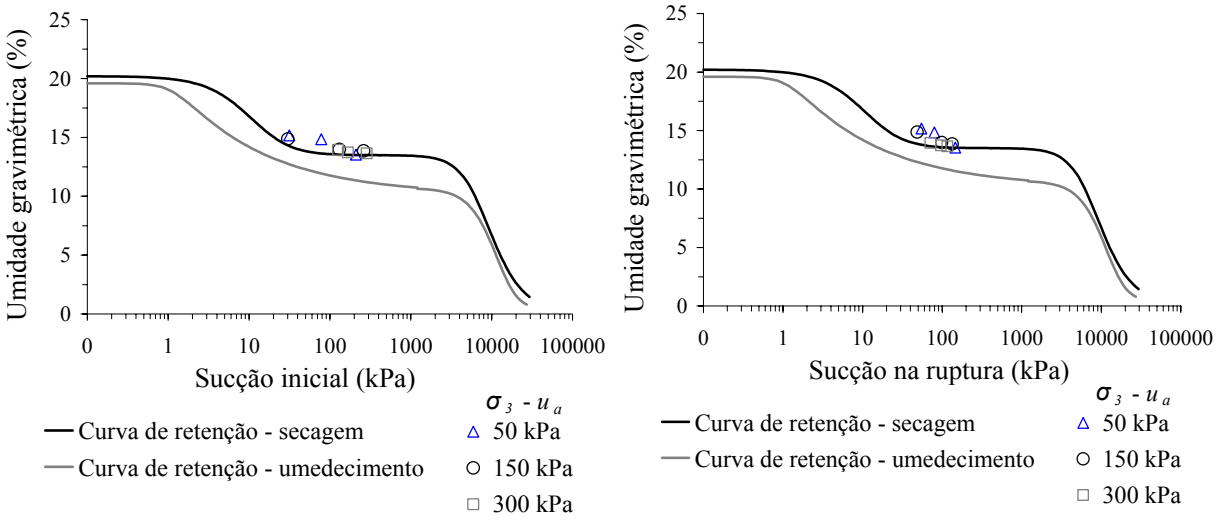


Figura 4.17 – Grau de saturação e sucção no decorrer dos ensaios CW com tensão confinante de (a) 50, (b) 150 e (c) 300 kPa

Quando se comparam os dados de teor de umidade do solo e sucção de início do cisalhamento com a curva de retenção de água do solo (Figura 4.18a), observa-se que o adensamento e imposição da sucção ao solo não afetam significativamente as características de retenção de água dos corpos de prova, pois os pontos referentes aos ensaios CW permanecem próximos à curva de retenção. Além disso, todos os pontos se situam numa zona praticamente horizontal da curva de retenção, onde pequenas diferenças de umidade do solo geram grandes variações na sucção. A proximidade maior dos pontos dos ensaios CW em relação à curva obtida por trajetória de secagem do que da curva obtida por trajetória de umedecimento deve-se ao fato de que o solo é submetido a um processo de drenagem no decorrer da fase de adensamento nos ensaios de compressão triaxial. Para os pontos definidos pelo teor de umidade e a sucção na ruptura considerando os máximos das curvas (σ_1 - σ_3) x ε (Figura 4.18b), há uma maior proximidade das sucções de diferentes corpos de prova em relação à Figura 4.18a.

A Figura 4.19 mostra curvas de teor de umidade x sucção na ruptura dos ensaios CW para cada tensão confinante líquida utilizada. As curvas indicam que um aumento da tensão

confinante gera redução do teor de umidade do solo para uma mesma sucção, e que a taxa de variação da umidade em função da sucção é maior para menores tensões confinantes. A figura sugere ainda que haja uma tendência de convergência dos valores de umidade das diferentes curvas para altos valores de sucção, embora uma quantidade limitada de dados esteja sendo analisada.



(a) (b)

Figura 4.18 – Comparação de dados de umidade x (a) sucção inicial e (b) sucção na ruptura dos ensaios CW com a curva de retenção de água do solo

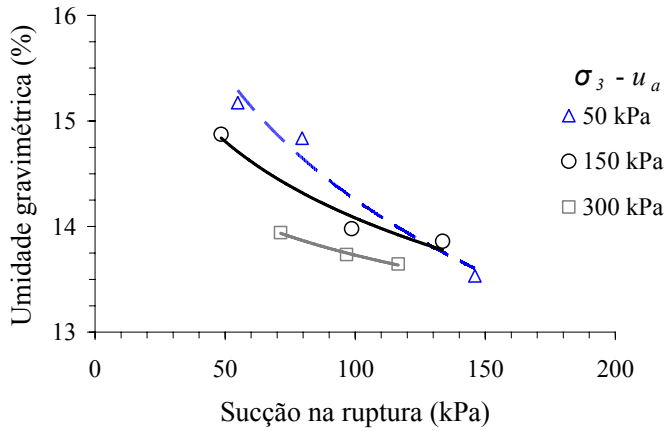


Figura 4.19 – Curvas de teor de umidade x sucção na ruptura para os ensaios CW

4.4.2.2. Ensaios de determinação da resistência última

Resultados dos ensaios com solo seco ao ar são mostrados na Figura 4.20. As curvas tensão-deformação mostram picos de resistência para deformação em torno de 2% com

posterior decréscimo para um valor tendendo à constância, como se pode notar para o ensaio com (σ_3 - u_a) de 300 kPa. Comparando as tensões de pico nestes ensaios com as máximas tensões dos ensaios CW, nota-se substancial aumento da resistência do solo com o processo de secagem. Já as deformações volumétricas registradas mostram-se próximas para o início do cisalhamento e tendem a divergir com o aumento das deformações axiais, refletindo a separação das partes do corpo de prova, pois, devido à elevada rigidez do solo, acredita-se que de fato não tenha ocorrido deformação volumétrica propriamente dita após a ruptura. A Figura 4.21 ilustra a condição dos corpos de prova ao final destes ensaios, onde se pode observar a ocorrência de ruptura frágil e completa separação das partes do corpo de prova. A determinação da sucção do solo no final dos ensaios forneceu valores em torno de 26 MPa para teores de umidade de 2%.

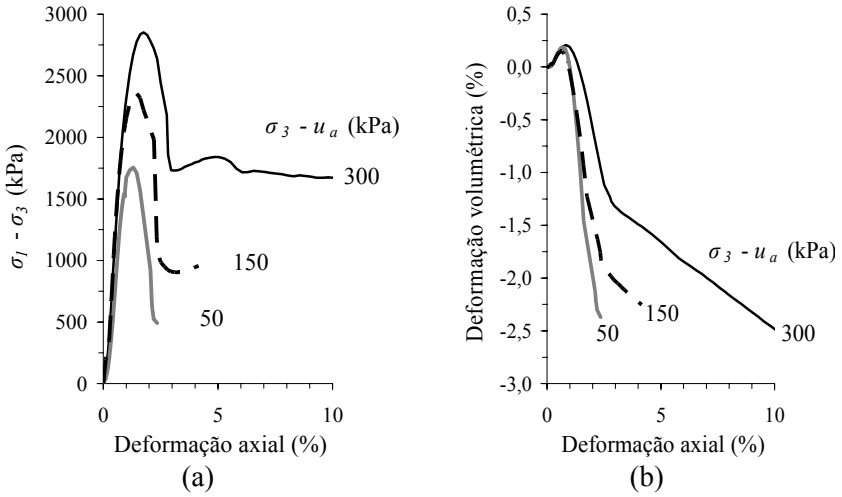


Figura 4.20 – Resultados dos ensaios de determinação da resistência última: (a) (σ_1 - σ_3) x ε, (b) deformação volumétrica

Figura 4.21 – Corpo de prova após ensaio de determinação da resistência última

4.4.3. Envoltórias de resistência

A partir dos resultados apresentados nos itens 4.4.1 e 4.4.2, foram definidas envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb para o solo saturado e envoltórias planares de resistência que representam o comportamento do solo saturado e não saturado.

4.4.3.1. Envoltórias de Mohr-Coulomb

Os pontos de tensão máxima das curvas (σ_1 - σ_3) x ε e (σ'_1/σ'_3) x ε foram utilizados para determinar envoltórias efetivas de resistência para o solo saturado. Envoltórias dos ensaios CD e CU separadamente, e destes ensaios analisados em conjunto considerando (σ_1 - σ_3) máximo são apresentadas na Figura 4.22, enquanto a envoltória CU obtida pelos máximos das curvas (σ'_1/σ'_3) x ε é mostrada na Figura 4.23. A Tabela 4.5 reúne os parâmetros efetivos de resistência c' e ϕ' para tais envoltórias, de onde se pode notar o bom ajuste dos dados experimentais à envoltória linear de Mohr-Coulomb. Dentre estes parâmetros, a envoltória dos ensaios CU obtida pelas curvas (σ_1 - σ_3) x ε fornece os valores mais destoantes do conjunto de envoltórias, com maior coesão e menor ângulo de atrito em relação às demais. Entretanto, a envoltória definida pelos máximos de (σ'_1/σ'_3) apresentou pequenas variações em relação à envoltória CD. Comparando as envoltórias dos ensaios CD separadamente e CD e CU em conjunto, nota-se que a introdução dos ensaios CU não altera o ângulo de atrito efetivo do solo e promove na coesão efetiva uma redução de 3 kPa.

4.4.3.2. Envoltórias planares de resistência

Para representar a envoltória de resistência do solo não saturado foi utilizado o ajuste de um plano aos pontos de (σ_1 - σ_3) máximo dos ensaios CD, CU e CW, seguindo a proposta de Fredlund et al. (1978). A Equação 4.1 e a Figura 4.24a apresentam a envoltória obtida no espaço t, (s - u_a) e (u_a - u_w) para este caso. Os parâmetros de resistência definidos foram

convertidos para o espaço τ, (σ - u_a) e (u_a - u_w), determinando a envoltória apresentada na Equação 4.2.

$$t = 11{,}1 + (s - u_a)tg28{,}2° + (u_a - u_w)tg22{,}3° \text{ [kPa]} \tag{4.1}$$

$$\tau = 13{,}1 + (\sigma - u_a)tg32{,}5° + (u_a - u_w)tg25{,}9° \text{ [kPa]} \tag{4.2}$$

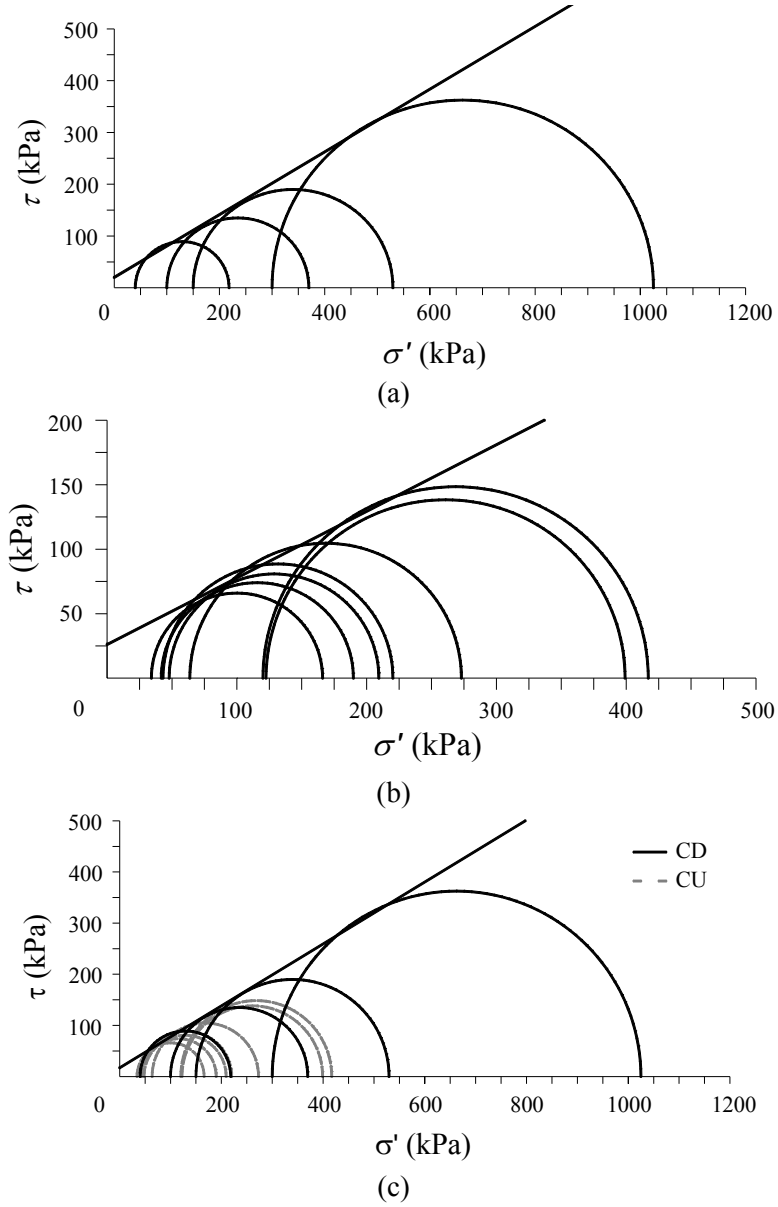


Figura 4.22 – Envoltórias de resistência dos ensaios (a) CD, (b) CU e (c) CD e CU conjuntamente para (σ_1 - σ_3) máximo

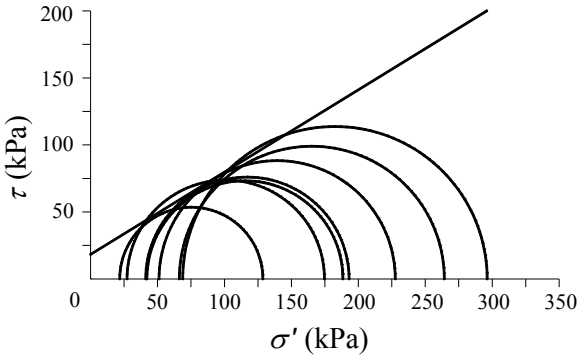
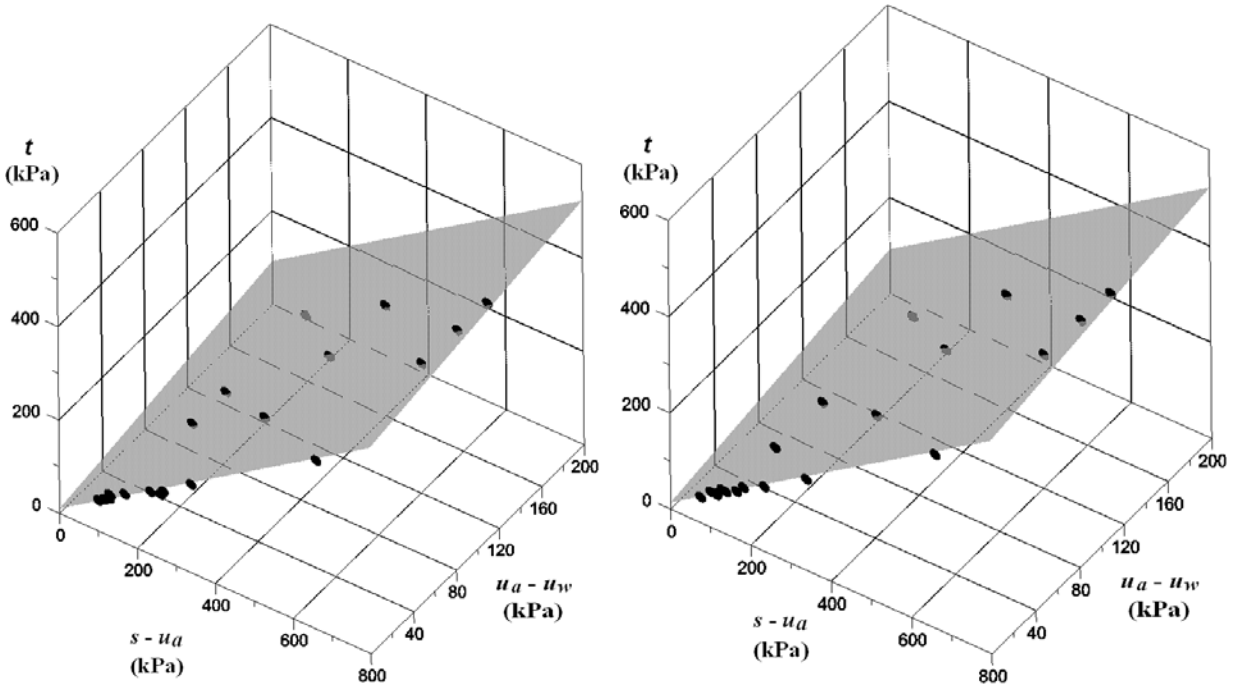


Figura 4.23 – Envoltórias de resistência dos ensaios CU para (σ'_1/σ'_3) máximo

Tabela 4.5 – Parâmetros de resistência das envoltórias com solo saturado

Ensaios	Curvas	c' (kPa)	ϕ' (graus)	r^2
CD	(σ_1 - σ_3) x ε	20,0	31,2	0,99
CU	(σ_1 - σ_3) x ε	26,1	27,3	0,99
	(σ'_1/σ'_3) x ε	18,3	31,6	0,98
CD e CU	(σ_1 - σ_3) x ε	17,1	31,2	0,99



(a) (b)

Figura 4.24 – Envoltórias planares de resistência definidas para os ensaios CD, CU e CW considerando (a) (σ_1 - σ_3) e (b) (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) máximos

Do mesmo modo, foram definidas envoltórias considerando os ensaios CD, CU e CW a partir das curvas (σ_1 - σ_3)/(σ_3 - u_w) x ε e ensaios CW somente utilizando os máximos de (σ_1 -

σ_3) x ε, $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ x ε. As Figuras 4.24b e 4.25 mostram estas envoltórias, enquanto a Tabela 4.6 apresenta os respectivos parâmetros de resistência obtidos. Em todos os ajustes o coeficiente de determinação é elevado, mostrando que um plano pode representar bem a envoltória de resistência deste solo para as faixas de sucção e tensão confinante utilizadas neste trabalho.

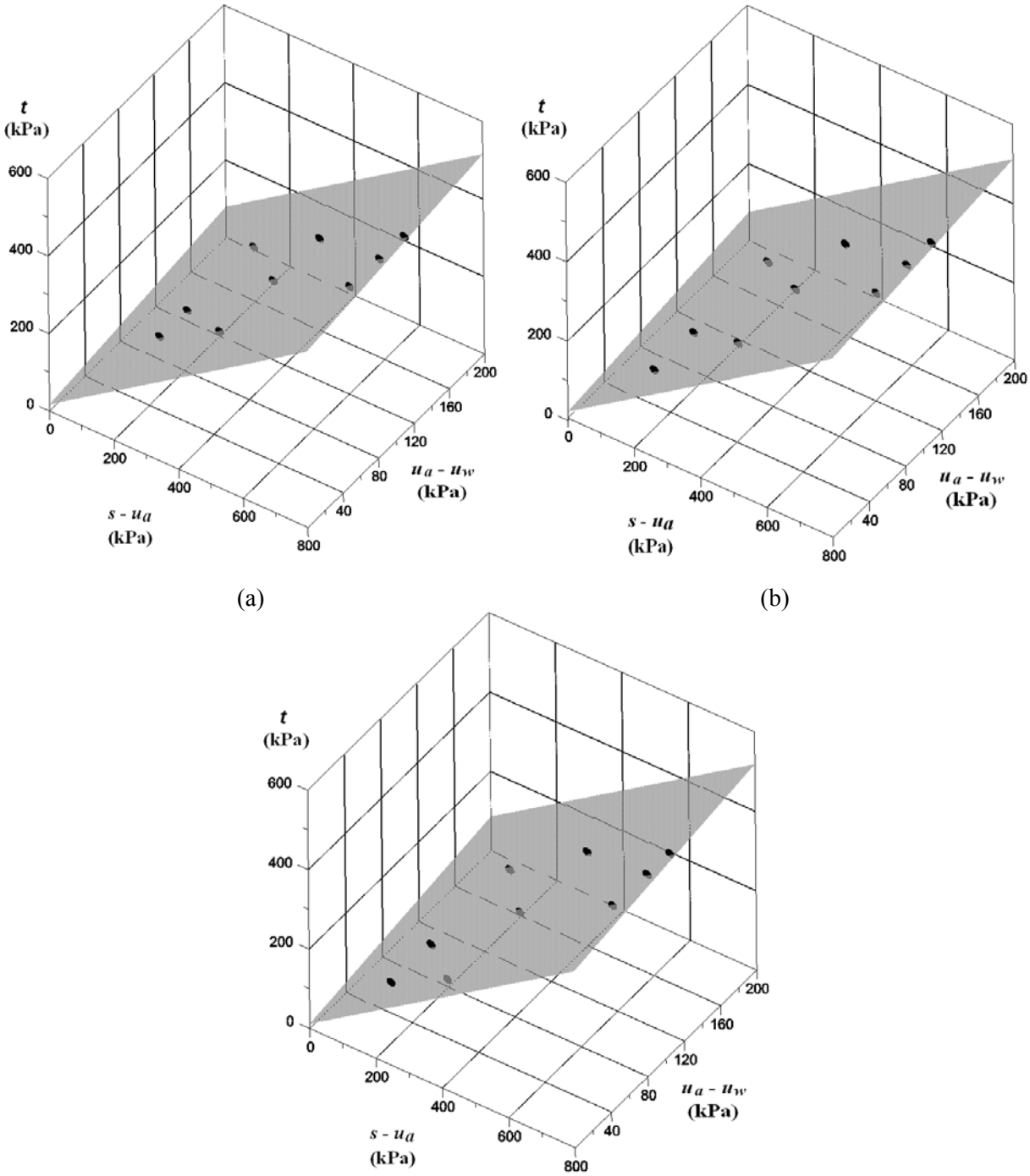


Figura 4.25 – Envoltórias planares de resistência definidas para os ensaios CW considerando (a) $(\sigma_1 - \sigma_3)$, (b) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ e (c) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ máximos

Com relação aos ajustes para os ensaios CD, CU e CW, as envoltórias utilizando as curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε apresentam ϕ' e ϕ^b bastante próximos e alguma diferença em c'. Já para os parâmetros determinados somente para os ensaios CW, as maiores diferenças foram observadas entre as representações por $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$. Neste caso, a coesão efetiva apresenta variação de 13 kPa e o ângulo ϕ^b varia em 5°. Comparando as envoltórias obtidas para os ensaios CW somente e para os ensaios CD, CU e CW, é possível notar que c' e ϕ' aumentam e ϕ^b sofre redução.

De modo geral, os parâmetros de resistência determinados são próximos dos obtidos por Gui e Yu (2008) em ensaios com solo laterítico compactado, embora tal solo corresponda a uma argila siltosa. Já quando se comparam os parâmetros obtidos por Röhm e Vilar (1995) a partir de amostras indeformadas do mesmo tipo de solo utilizado nesta pesquisa (Tabela 2.4) com os parâmetros mostrados na Tabela 4.6, nota-se redução em c' e aumento em ϕ' e ϕ^b quando o solo é compactado.

Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência das envoltórias planares considerando diferentes representações das curvas tensão-deformação

Ensaios	Curvas	c' (kPa)	ϕ' (graus)	ϕ^b (graus)	r^2
CD, CU e CW	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε	13,1	32,5	25,9	0,99
	$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε	17,0	32,3	25,1	0,99
CW	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε	20,6	33,0	20,5	0,99
	$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε	26,8	32,8	18,6	0,99
	$(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ x ε	14,2	32,7	24,0	0,99

A Figura 4.26 mostra a influência da sucção sobre a resistência nos diferentes ajustes para os ensaios CW, donde se podem apreciar os diferentes ângulos obtidos. Considerando que as sucções dos corpos de prova na ruptura foram inferiores a 200 kPa, as diferentes representações não alteram significativamente os parâmetros de resistência do solo não saturado. Entretanto, os dados sugerem que para sucções mais elevadas a influência da sucção pode ser mais acentuada quando se escolhe obter a resistência a partir dos máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$.

Com a finalidade de avaliar a evolução do ângulo de atrito do solo com relação à sucção, a metodologia proposta por Ho e Fredlund (1982) foi utilizada. Os círculos de Mohr dos ensaios CW definidos pelos máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε foram tangenciados por envoltórias paralelas à determinada para o solo saturado usando os ensaios CD e CU em

conjunto, de modo a se obter interceptos de coesão para cada ensaio (Figura 4.27). Os interceptos de coesão são apresentados na Figura 4.28 no plano resistência *versus* sucção com ajustes para cada tensão confinante, que consideram também a coesão efetiva do solo (17,1 kPa). Analisando esta figura, é possível notar alguma não-linearidade nos resultados, que se mostra mais pronunciada para os ensaios com tensão confinante líquida de 50 kPa, enquanto as demais tensões confinantes apresentam ajustes com curvaturas mais suaves. Esta verificação é ainda reforçada pela observação de não-linearidade da envoltória de resistência do solo em estudo com relação à sucção já feita por outros autores (RÖHM e VILAR, 1995; FREITAS NETO, 2008), que utilizaram amostras naturais e compactadas.

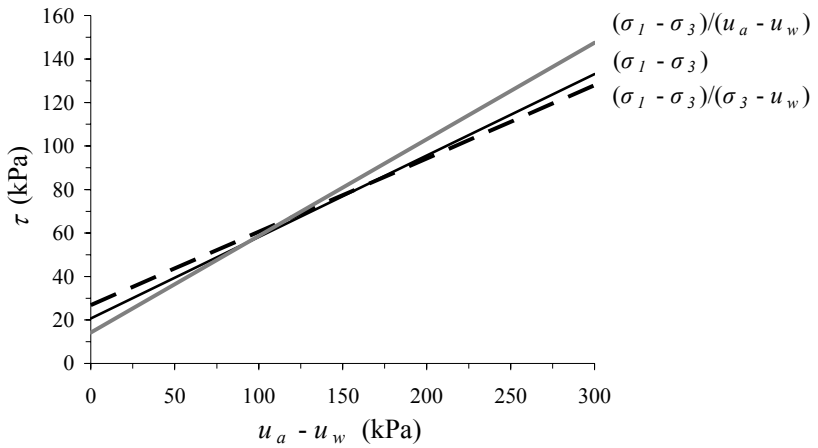


Figura 4.26 – Influência da sucção sobre a resistência ao cisalhamento do solo

4.4.3.1. Previsão da resistência ao cisalhamento

A fim de verificar a adequabilidade de métodos de previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados ao solo em estudo, duas metodologias distintas de foram analisadas: a de Khalili e Khabbaz (1998) e a de Vilar (2007). A primeira baseia-se na resistência obtida pela equação de tensões efetivas de Bishop (1959), utilizando a pressão de entrada de ar da curva de retenção de água para cálculo do parâmetro χ. A Figura 4.29 mostra a curva de previsão obtida utilizando a pressão de entrada de ar do solo determinada no item 4.3 deste trabalho, que é de 6 kPa. Nesta figura, a resistência do solo é representada em termos de coesão aparente (c) e os pontos de coesão *versus* sucção obtidos a partir da Figura 4.27 são também representados com finalidade de comparação. Nota-se que a resistência

prevista para esta pressão de entrada de ar encontra-se aquém dos valores experimentais, embora o formato da curva pareça adequado.

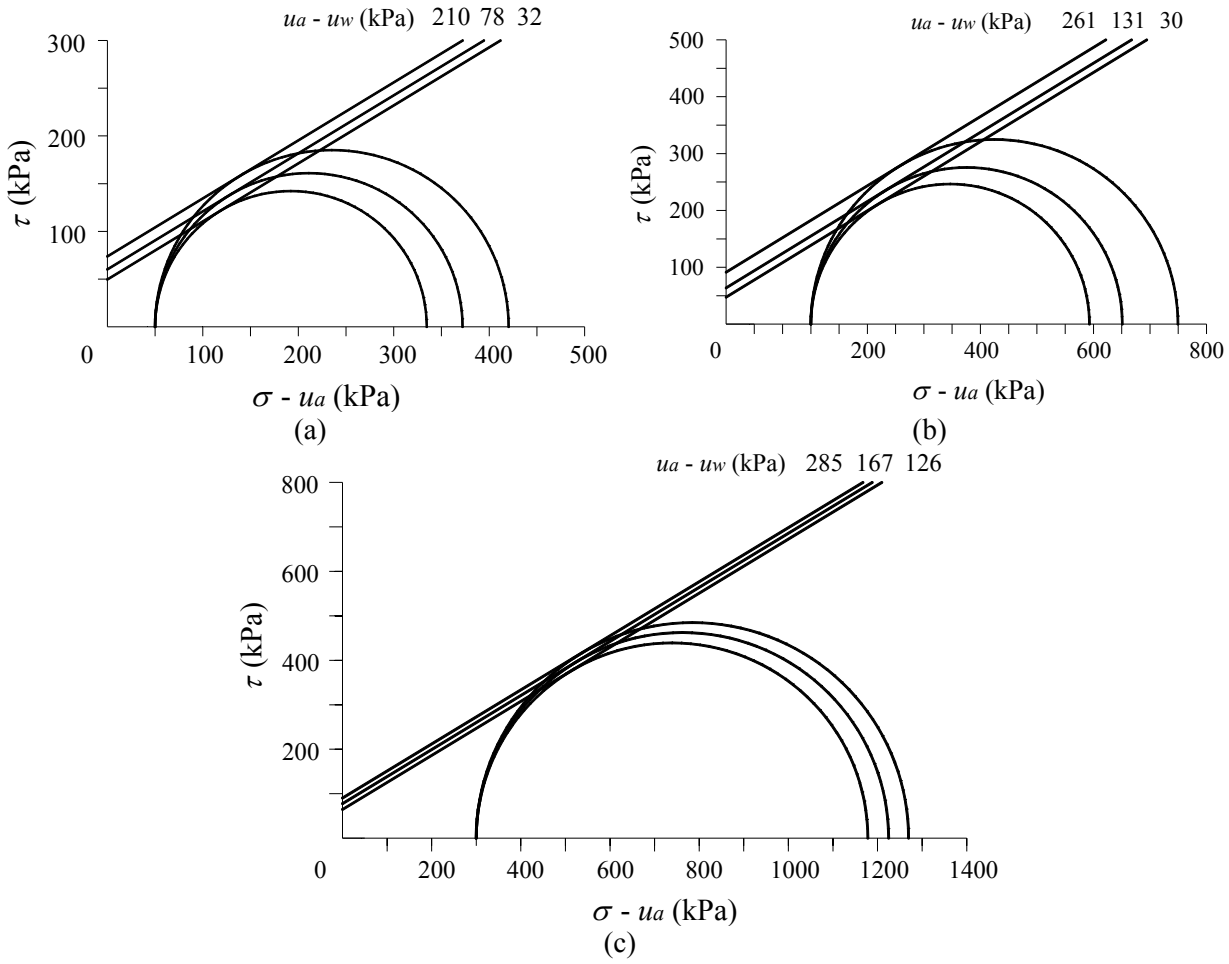


Figura 4.27 – Círculos de Mohr e interceptos de coesão para os ensaios CW com tensão confinante líquida de (a) 50, (b) 150 e (c) 300 kPa

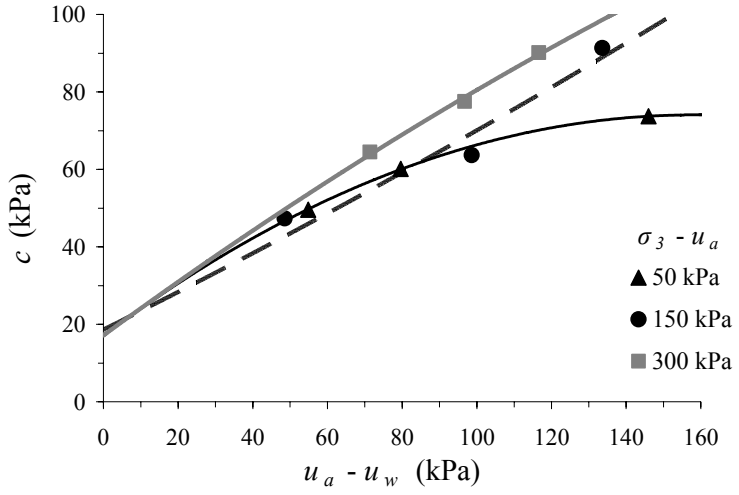


Figura 4.28 – Interceptos de coesão dos ensaios CW obtidos pela proposta de Ho e Fredlund (1982)

Buscando melhor ajuste do modelo de Khalili e Kabbaz (1998) aos pontos experimentais, foram feitas algumas modificações na equação de previsão da resistência. Na primeira variante do modelo foi alterada a pressão de entrada de ar, notando-se que o valor de 95 kPa fornece bom ajuste, como pode ser observado na Figura 4.29. A Equação 4.3 mostra a expressão utilizada para o cálculo de χ nesta variante. Na segunda variante do modelo, a tentativa foi de modificar o expoente da relação sucção/pressão de entrada de ar. Através de regressão, determinou-se que utilizando o expoente de -0,24 associado a uma pressão de entrada de ar de 64 kPa, como mostrado na Equação 4.4, a previsão de resistência apresenta bom ajuste aos pontos experimentais. Com isso, conclui-se que o formato da curva proposta é adequado à representação da resistência ao cisalhamento do solo em estudo, embora o valor de entrada de ar deste solo seja baixo.

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{95}\right]^{-0,55} \tag{4.3}$$

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{64}\right]^{-0,24} \tag{4.4}$$

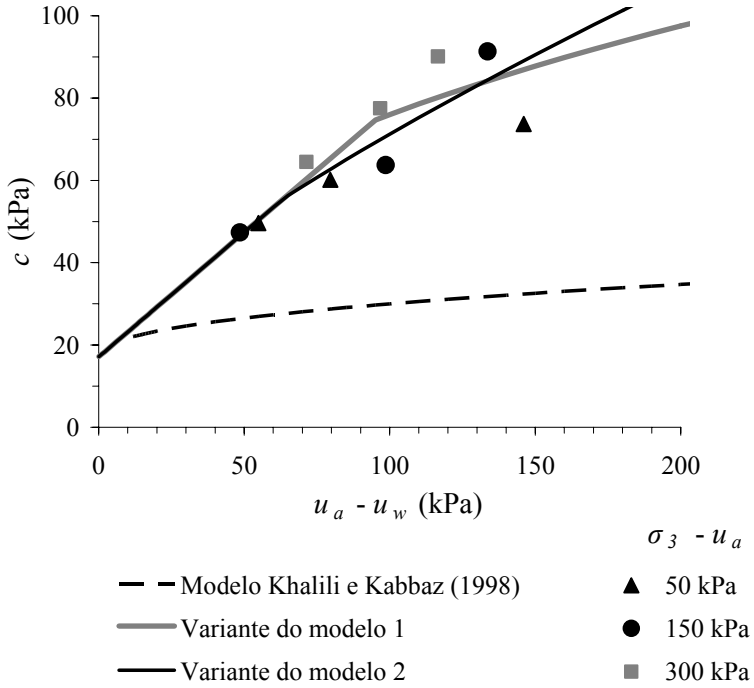


Figura 4.29 – Previsão da resistência ao cisalhamento segundo o modelo de Khalili e Khabbaz (1998) e variantes desta proposta

Este método de previsão também forneceu valores subestimados de resistência para o solo residual de gnaisse compactado estudado por Oliveira (2004), e para ajuste mais preciso o autor determinou o expoente de -0,321 para cálculo de χ em substituição do valor de -0,55 proposto por Khalili e Khabbaz (1998).

A segunda metodologia analisada faz uso de um modelo hiperbólico para representar o aumento de resistência do solo com a sucção. Os parâmetros de ajuste da hipérbole, *a* e *b*, são calculados a partir dos parâmetros efetivos do solo e da coesão obtida através de ensaios com solo seco ao ar. Dos ensaios de determinação da resistência última com tensões confinantes de 50, 150 e 300 kPa foi possível definir a envoltória de resistência do solo seco ao ar (Figura 4.30), da qual se obtêm intercepto de coesão de 342,1 kPa e ângulo de atrito de 43,4°. Tais valores mostram-se bastante elevados quando comparados com os parâmetros obtidos para os demais ensaios, especialmente o ângulo de atrito, que apresenta aumento de 39% quando comparado ao obtido para a envoltória que considera os ensaios CD e CU em conjunto. Comportamento semelhante foi observado por Freitas Neto (2008) em ensaios de mesmo tipo com solo compactado. Este comportamento pode ser entendido quando se considera a natureza laterítica do solo em estudo. De acordo com Vilar (2007), solos lateríticos podem experimentar um princípio de cimentação entre as partículas durante a instalação da sucção quando submetidos a um processo de secagem de poucos dias partindo de uma umidade inicial elevada.

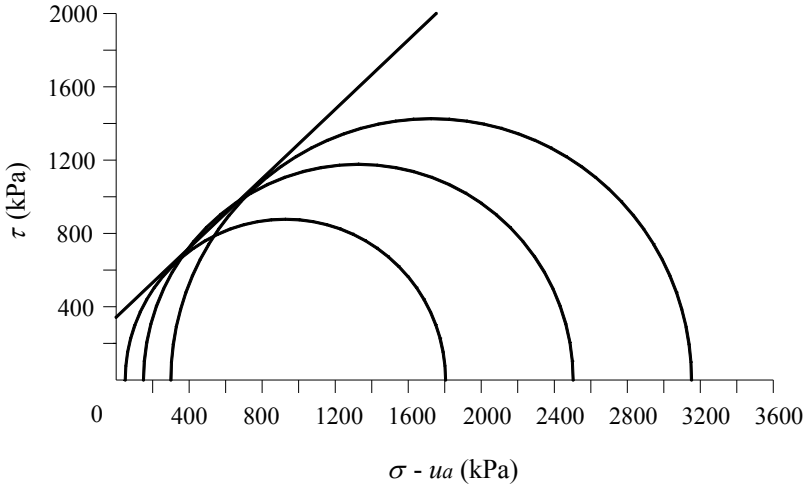


Figura 4.30 – Envoltória de resistência dos ensaios de determinação da resistência última

O intercepto de coesão da envoltória de resistência última, denominado coesão última, e os parâmetros efetivos de resistência determinados para os ensaios CD e CU conjuntamente foram utilizados para o equacionamento da hipérbole (Equação 4.5). A Figura 4.31 apresenta

a curva obtida, que comparada aos pontos experimentais forneceu valor de r^2 igual a 0,71. Tendo em vista a dispersão entre os pontos experimentais a partir dos quais foi calculado o coeficiente de determinação, a previsão obtida é considerada satisfatória para a representação da evolução da resistência do solo com a sucção.

$$c = 17{,}1 + \frac{(u_a - u_w)}{1{,}7 + 3{,}1.10^{-3}.(u_a - u_w)} \text{ [kPa]} \tag{4.5}$$

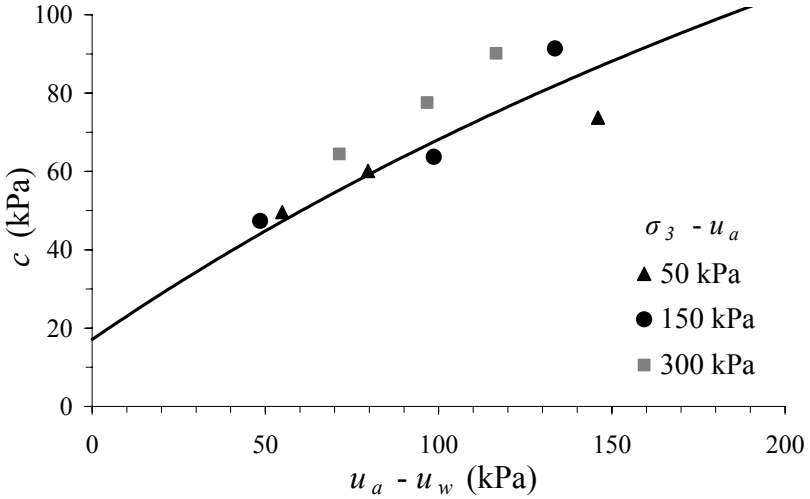


Figura 4.31 – Previsão da resistência ao cisalhamento segundo a proposta de Vilar (2007)

5. CONCLUSÃO

Esta pesquisa analisou a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso compactado não saturado por meio de ensaios de compressão triaxial com teor de umidade constante. O programa experimental envolveu ainda a determinação da curva de retenção de água do solo e ensaios de compressão triaxial com solo saturado e seco ao ar.

As características de retenção de água do solo estudado foram determinadas por trajetórias de secagem e umedecimento. As curvas de retenção apresentaram certa histerese e comportamento bimodal, com a entrada de ar dos macro e microporos em sucções em torno de 6 e 5000 kPa, respectivamente. No seu equacionamento, foi utilizado o modelo de van Genuchten (1980), que mostrou bom ajuste.

Ensaios de compressão triaxial convencionais CD e CU realizados com amostras saturadas foram analisados através de curvas tensão-deformação representadas por $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε para ambos os casos, e por (σ'_1/σ'_3) x ε para os ensaios CU. Diferentes comportamentos foram observados uma vez que as curvas dos ensaios CD apresentaram comportamento plástico e as curvas CU mostraram picos de tensões. Entretanto, houve correspondência entre as deformações volumétricas dos ensaios CD e as pressões neutras dos ensaios CU no decorrer do cisalhamento. A envoltória obtida pelos máximos de (σ'_1/σ'_3) dos ensaios CU forneceu parâmetros de resistência mais próximos dos obtidos para os ensaios CD em relação aos parâmetros da envoltória CU definida para os máximos de $(\sigma_1 - \sigma_3)$. O conjunto de resultados dos ensaios CD e CU permitiu definir uma única envoltória de resistência para o solo não saturado em termos de tensões efetivas.

A resistência do solo não saturado foi obtida a partir de ensaios de compressão triaxial do tipo CW, nos quais a instalação da sucção inicial de ensaio ocorreu simultaneamente ao adensamento e durante a fase de cisalhamento foram feitas medidas de tensão, sucção e deformação axial dos corpos de prova. Com a finalidade de verificar a influência de diferentes formas de representação de curvas tensão-deformação na envoltória de resistência do solo, foram utilizadas curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε, $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ x ε. Tais representações mostraram comportamento semelhante ao de um material plástico, com exceção das curvas de $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ para a menor tensão confinante, nas quais se observou a ocorrência de picos de resistência. Já as curvas sucção *versus* deformação apresentaram redução no início e então uma tendência ao equilíbrio. Como era esperado, a sucção provocou aumento da resistência ao cisalhamento do solo. Trajetórias de

tensões no plano *t versus* sucção foram também usadas para avaliar a variação da sucção com o aumento da tensão atuante no solo. As curvas mostraram que para as sucções iniciais mais elevadas, a sucção sempre sofre redução no cisalhamento, mesmo para a menor tensão confinante. Já as menores sucções iniciais passam por uma mudança progressiva de aumento para redução da sucção com o aumento da tensão confinante. Apesar de não terem sido feitas medidas de deformação volumétrica nos corpos de prova na fase de cisalhamento, a análise de seus índices físicos após o adensamento e ao final do ensaio permitiu concluir que o solo sofreu dilatância durante a ruptura, sendo esta tanto maior quanto menor a tensão confinante. Este comportamento foi acompanhado pela redução do grau de saturação do solo, já que ocorre aumento do índice de vazios e constância do teor de umidade nesta fase.

Para a envoltória tridimensional do solo não saturado, os máximos de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε dos ensaios CD, CU e CW e os máximos de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ x ε, $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)$ x ε e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ x ε dos ensaios CW foram ajustados considerando envoltórias planares. Comparando os parâmetros de resistência determinados, observou-se alguma variação nos valores de c' e ϕ^b, enquanto ϕ' permaneceu praticamente constante. No entanto, para a faixa de sucções utilizada nos ensaios, estas variações não provocaram mudanças significativas na resistência ao cisalhamento do solo. Em todos os ajustes planares o coeficiente de determinação foi elevado, mostrando que um plano pode representar bem a envoltória de resistência deste solo para as faixas de sucção e tensão confinante usadas neste trabalho. Já quando utilizada a proposta de Ho e Fredlund (1982) para análise do comportamento de ϕ^b com o aumento da sucção, foi notada alguma não-linearidade nos resultados.

Por fim, ensaios triaixais com solo seco ao ar foram realizados para determinar a resistência última do solo. As curvas tensão-deformação apresentaram picos de resistência para deformações de aproximadamente 2% com ruptura frágil observada nos corpos de prova. A envoltória definida a partir destes ensaios forneceu parâmetros de resistência bastante elevados em relação aos demais, o que possivelmente está associado à natureza laterítica do solo.

Dois métodos de previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados foram testados. O primeiro, de Khalili e Khabbaz (1998), não apresentou ajuste satisfatório aos dados experimentais, dada a baixa pressão de entrada de ar do solo, embora o formato da curva tenha se mostrado adequado. A segunda metodologia, de Vilar (2007), mostrou maior concordância aos dados experimentais.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; CARVALHO, C.S. Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings…** Rotterdam: Balkema, 1989. v.2, p.1599-1602.

ABRAMENTO, M.; PINTO, C. S. Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado das encostas da Serra do Mar. **Solos e Rochas**, v.16, n. 3, p. 145-158, 1993.

AITCHISON, G. D. Engineering concepts of moisture changes in soils – Statement of the review panel. In: MOISTURE EQUILIBRIA AND MOISTURE CHANGES IN THE SOILS BENEATH COVERED AREAS, 1965. **Proceedings…**Sydney: Butterworths, 1965. p.7-21.

AITCHISON, G. D. Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. In: CONFERENCE ON PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS, 1960, London. **Proceedings…** London: Butterworths, 1961, p.47-52.

AITCHISON, G. D. The quantitative description of the stress-deformation behavior of expansive soils - Preface to set of papers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE O EXPANSIVE SOILS, 3., 1973, Haifa. **Proceedings…** Jerusalem: Academic Press, 1973, v.2, p.79-82.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5298:** Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. In: ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS, Vol. 04.08. West Conshohocken, Pa:ASTM International, 2003. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6p.

_____. **NBR 6508:** Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm: Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8p.

_____. **NBR 7180**: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 3p.

_____. **NBR 7181**: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 13p.

_____. **NBR 7182**: Solo: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 10p.

BISHOP, A. W.; ALPAN, J.; BLIGHT, G. E.; DONALD, I. B. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. In: RESEARCH CONFERENCE SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960, Boulder. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1960. p.503-532.

BISHOP, A. W.; DONALD, I. B. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1961, Paris. **Proceedings…** Paris: Dunod, 1961. v.1, p.13-21.

BISHOP, A.W. The principle of effective stress. **Teknisk Ukeblad**, v.106, n.39, p.859-863, 1959.

BJORNBERG, A. J. S. **Sedimentos pós-cretácicos do leste do Estado de São Paulo.** 1965. 133f. Tese (Livre Docência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1965.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. **Hydraulic properties of porous media**. Hydrology paper No. 3, Civil Engineering Department, Colorado State University, Fort Collins, Colorado. 1964.

CARRILLO, C. W. **Resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares e residuais não saturados da Vista Chinesa, RJ**. 1993. 159 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 1993.

CHANDLER, R.J., CRILLY, M.S., MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceeding of the Institution of Civil Engineering**, v.92, n.2, p.82-89, 1992.

CHANDLER, R.J.; GUTIERREZ, C.I. The filter-paper method of suction measurement. **Geotechnique**, v. 36, n. 2, p. 265–268, 1986.

CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. (Ed.). **Solos do interior de São Paulo**. São Paulo: ABMS, 1993. 399p.

CRONEY, D.; COLEMAN, J. D.; BLACK, W. P. M. Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. In: WATER AND ITS CONDUCTION

IN SOILS. **Highway Research Board Special Report**, Washington, DC, n.40, p.226-252, 1958.

DE CAMPOS, T. M. P. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3., 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Freitas Bastos, 1997. v.2, p.399-417.

DONALD, I. B. Discussion. In: CONFERENCE ON PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS, 1960, London. **Proceedings…** London: Butterworths, 1961.

DOURADO NETO, D.; NILSEN, D. R.; HOPMANS, J. W.; REICHARDT, K.; BACHI, O. O. S.; LOPES, P. P. **Programa computacional para modelagem da curva de retenção de água no solo:** Versão 3.00 beta. Escola Superior de Agronomia "Luiz de Queiroz" – ESALQ, 2001.

ESCARIO, V.; SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Géotechnique**, v. 36, n. 3, p. 453-456, 1986.

FARREL, D. A.; LARSON, W. E. Modelling the pore structure of porous media. **Water Resource Research**, v. 3, p. 699-706, 1972.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares - Gasoduto Bolívia-Brasil.** 2003. 148f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

FONSECA, E. C. **Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada em solos não saturados.** 1991. 173 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 1991.

FONSECA, E. C.; CAMPOS, L. E. P.; PRESA, E. P.; MACHADO, S. L. Ensaios triaxiais de estágios múltiplos com controle de sucção em solos residuais de granulito. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2., 1994, Recife. **Anais...** Recife: Universitária/UFPE, 1994. p.45-51.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division,** GT5, v.103, p.447-466, 1977.

FREDLUND, D. G.; MORGERSTERN, N. R.; WIDGER, R.A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.15, n.3, p.313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, INC, 1993. 517p.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; GAN, J. K. M. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 6., 1987, New Delhi. **Proceedings…** Rotterdam: Balkema, 1988. v.1, p.49-54.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.31, n.3, p.521-532, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; FREDLUND, M. D.; BARBOUR, S. L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.32, p.440-448, 1995.

FREITAS NETO, O. **Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção.** 2008. 178f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, S. S. An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil. **Géotechnique**, v.55, n.3, p.201-213, 2005.

GARDNER, W. R. Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water-table. **Soil Science**, v.85, n.4, p.228-232, 1958.

GUI, M.-W.; YU, C.-M. Rate of strength increase of unsaturated lateritic soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v.45, p.1335-1343, 2008.

GULHATI, S. K.; SATIJA, D. J. Shear Strength of Partially Saturated Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings…** Rotterdam: Balkema, 1981. p. 609-612.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing:** Volume 3 – Effective stress tests. London: Pentech Press Limited, 1986. 1238p.

HILF, J. W. **An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils.** 1956. 109 f. PhD Thesis – Faculty of Graduate School, University of Colorado, Denver, 1956.

HILLEL, D. Physical principles. In: _____. **Soil and water**: Physical principles and processes. New York: Academic Press, 1971. p.5-127.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. A multistage triaxial test for unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v.5, n.1/2, p.18-25, 1982.

JENNINGS, J. E. B. A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. In: CONFERENCE ON PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS, 1960, London. **Proceedings…** London: Butterworths, 1961, p.26-30.

JENNINGS, J. E. B.; BURLAND, J. B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. **Géotechnique**, v.12, n.2, p.125-144, 1962.

KHALILI; N.; KHABBAZ, M. H. A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. **Géotechnique**, v.48, n.5, p.681-687, 1998.

LAMBE, T. W. A mechanistic picture of shear strength in clay. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960, Boulder. **Proceedings…** New York: American Society of Civil Engineers, 1960, 555-580.

LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Review of soil-water characteristic curve equations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.123, n.12, p.1106-1117, 1997.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. Piracicaba: ESALQ/USP - Departamento de Física e Meteorologia, 1995.497p.

MATYAS, E. L.; RADHAKRISHNA, H. S. Volume change characteristics of partially saturated soils. **Géotechnique**, v.18, n.4, p.432-448, 1968.

MCKEE, C. R.; BUMB, A. C. Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas. **SPE Formation Evaluation**, v.2, n.4, p.599-608, 1987.

MCKEE, C. R.; BUMB, A. C. The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for hazardous wastes and environmental emergencies. In: HAZARDOUS MATERIALS CONTROL RESEARCH INSTITUTE NATATIONAL CONFERENCE, 1984, Houston. **Proceedings…** p. 50-58.

MELO, M. S.; PONÇANO, W. L. **Gênese, distribuição e estratigrafia dos depósitos cenozóicos no estado de São Paulo**: Monografia 9. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 1983. 74p.

ÖBERG, A.-L.; SÄLLFORS, G. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. Geotechnical Testing Journal, v.20, n.1, p.40-48, 1997

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado.** 2004. 361f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

RAHARDJO, H.; HENG, O. B.; CHOON, L. E. Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water content triaxial tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v.41, p.421-436, 2004.

RICHARDS, B. G. The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia. In: SYMPOSIUM ON PERMEABILITY AND CAPPILARY, 1966, Atlantic City. **Proceedings…** American Society for Testing and Materials, 1966.

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, v.44, n.2, p.321-324, 1993.

RÖHM, S. A.; VILAR, O.M. Shear strength of an unsaturated sandy soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1., 1995, Paris. **Proceedings…** Rotterdam: Balkema, 1995. v.1, p.189-193.

TERZAGHI, K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. **Proceedings…** Cambridge: Harvard University Printing Office, 1936. v.1, p. 54-56.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of America Journal**, v.44, n.5, p.892-898, 1980.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33, p.379-392, 1996.

VILAR, O. M. An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, v.30, n.1, p. 51-61, 2007.

VILAR, O. M. **Introdução à mecânica dos solos não saturados**. Notas de aula da disciplina de Resistência ao cisalhamento dos solos. São Carlos: EESC/USP - Departamento de Geotecnia, 2006.

WILLIAMS, J.; PREBBLE, R.E.; WILLIAMS, W.T.; HIGNETT, C.T. The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristics. **Australian Journal of Soil Research**, v.21, p.15-32, 1983.