



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades

unesp 

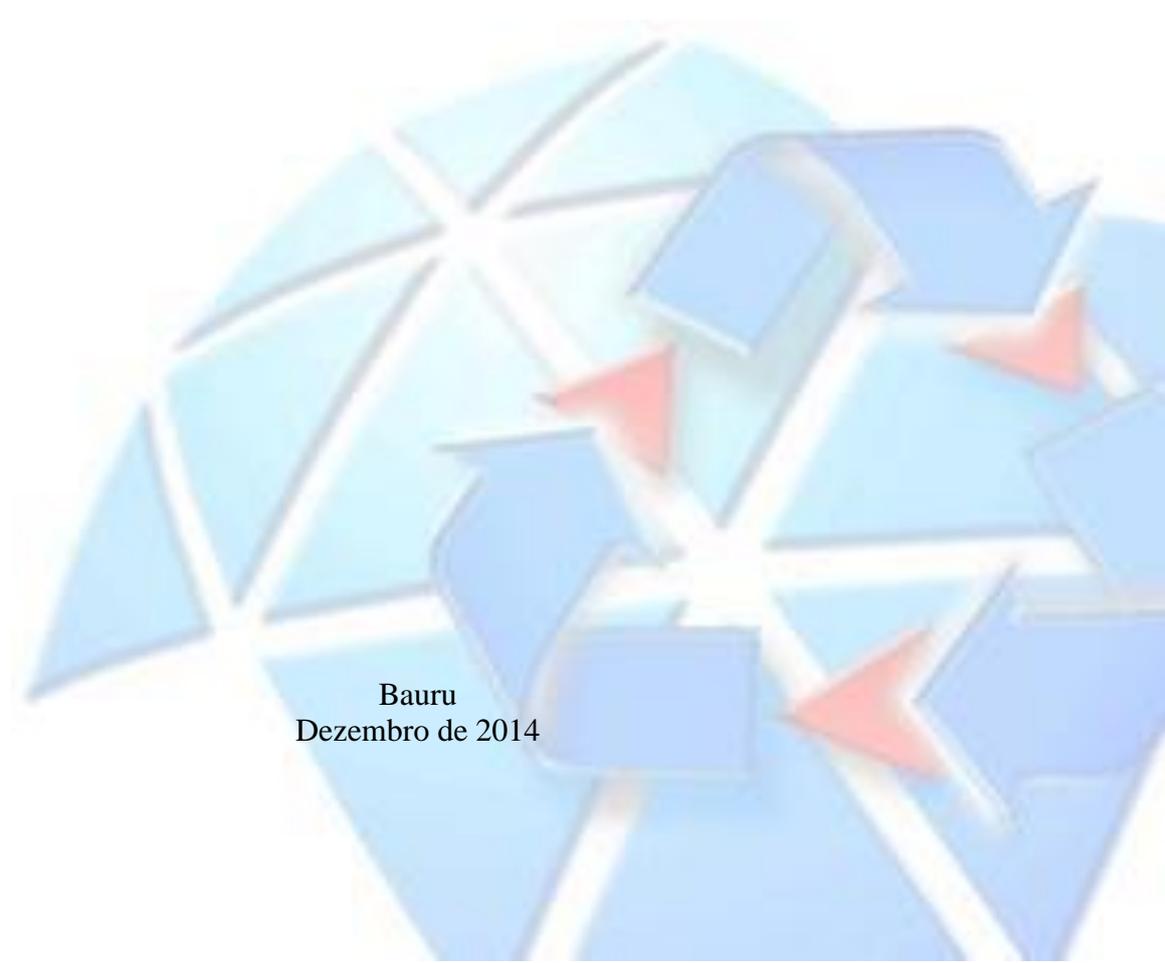
Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

LUCAS SAVIO FAGUNDES

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM
SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**

Bauru
Dezembro de 2014



LUCAS SAVIO FAGUNDES

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM
SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, na área de concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues

Bauru
Dezembro de 2014



Fagundes, Lucas Savio.

Avaliação da resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado / Lucas Savio Fagundes, 2014

102 f.

Orientador: Roger Augusto Rodrigues

Dissertação (Mestrado)-Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2014

1. Resistência ao cisalhamento. 2. Solo não saturado. 3. Ensaio de compressão triaxial. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE Mestrado DE LUCAS SAVIO FAGUNDES, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DO(A) FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU.

Aos 17 dias do mês de dezembro do ano de 2014, às 14:00 horas, no(a) Anfiteatro da Seção Técnica de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia de Bauru, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/ Faculdade de Engenharia de Bauru, Prof. Dr. FERNANDO ANTONIO MEDEIROS MARINHO do(a) Depto de Engenharia de Estruturas e Geotecnia/Polí/USP, Prof. Dr. PAULO CESAR LODI do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/ Faculdade de Engenharia de Bauru, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE Mestrado de LUCAS SAVIO FAGUNDES, intitulado "AVALIAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DE UM SOLO TROPICAL NÃO SATURADO". Após a exposição, o discente foi arguido oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: aprovado. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que, após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES



Prof. Dr. FERNANDO ANTONIO MEDEIROS MARINHO



Prof. Dr. PAULO CESAR LODI



DEDICATÓRIA

Aos meus pais,
Domingos e Silvia,
que cuidam das minhas raízes,
enquanto crescem os meus galhos.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Roger Augusto Rodrigues, orientador e amigo, por sua infindável dedicação, paciência e cordialidade.

Ao professor Heraldo Luiz Giacheti, por sempre me conceder oportunidades de expandir meus conhecimentos.

A esses professores, em especial, demonstro a honra e orgulho que tive em conviver durante esses últimos anos de intenso desenvolvimento acadêmico, profissional e pessoal.

Ao técnico Gustavo Pinheiro, do Laboratório de Mecânica dos Solos da FEB/UNESP, por seu auxílio na realização de ensaios, coleta de amostras e montagem de equipamentos, além do constante incentivo à ética e às boas práticas na pesquisa.

Aos técnicos Sérgio Gimenez, do Laboratório de Mecânica dos Solos da FEB/UNESP, e Jorge Nicolau dos Santos, do Laboratório de Engenharia Térmica e Fluidos da EESC/USP, pela intensa colaboração no desenvolvimento do sistema de aquisição.

Ao professor Paulo César Lodi pelas sugestões feitas no exame de qualificação.

À professora Giovana Georgetti pela colaboração nos ensaios de *Bender Elements*.

À companheira de mestrado, Luciana Garcia Campos, pela parceria nos estudos e nas pesquisas, sempre compartilhando conhecimento.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP, pela bolsa de mestrado concedida e auxílio no desenvolvimento dessa pesquisa.

A todos que contribuíram direta e indiretamente, citados ou não, meu sincero obrigado.

RESUMO

FAGUNDES, L. S. **Avaliação da resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado**. 2014. 100p. Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, 2014.

O solo tropical possui características e comportamento peculiares devido a sua geologia e aos processos geológicos de formação típicos do clima tropical. Os longos períodos de chuva e seca contribuem para que o solo esteja sujeito às variações de umidades e, conseqüentemente, variações de sucção. A resistência ao cisalhamento do solo está diretamente relacionada à sucção e o estudo dessa relação fornece subsídios para o entendimento do comportamento desses solos. Nesta pesquisa, estudou-se a resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado por meio de ensaios de compressão triaxial convencionais e com sucção controlada, do tipo consolidado e drenado (CD). Foram utilizadas amostras compactadas e indeformadas. Para a previsão da resistência, os resultados dos ensaios foram ajustados utilizando a proposta de Vilar (2007). O conjunto de resultados obtidos foi utilizado para a modelagem desse solo, considerando o Modelo Básico de Barcelona - BBM (Alonso et al., 1990) e as modificações sugeridas por Wheeler et al. (2002). As curvas de retenção de água do solo foram obtidas para contribuir com a caracterização do solo. Por fim, ensaios com *Bender Elements* instalados na câmara triaxial foram realizados. Nos resultados e análises, foi evidenciado que a compactação e o aumento de sucção geram acréscimo de resistência. A coesão do solo indeformado variou de forma linear com a sucção. Para o solo compactado a variação foi não linear e o ajuste sugerido por Vilar (2007) foi satisfatório. A modelagem pelo BBM e as sugestões de Wheeler et al. (2002) mostraram-se adequadas para o solo indeformado. Os ensaios com *Bender Elements* mostraram que acréscimos na tensão confinante provocou um aumento não linear do módulo de cisalhamento máximo, tanto para o solo saturado quanto para o solo com sucção controlada de 100 kPa.

Palavras-chave: resistência ao cisalhamento; solo não saturado; solo tropical; ensaio de compressão triaxial; sucção.

ABSTRACT

FAGUNDES, L. S. **Shear strength of an unsaturated tropical soil.** 2014. 100p. Dissertation (Master Degree) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, 2014.

Tropical soils have peculiar characteristics and behavior considering its geology and soil-genesis typical of tropical regions. In those regions, there are long periods of rainy and dry seasons, which cause variation of water content and, consequently, on soil suction. The value of soil shear strength is directly related to the variation of suction and studying their correlation helps to better understand the behavior of unsaturated tropical soils. This research studied the shear strength of an unsaturated tropical soil obtained by suction-controlled triaxial compression tests (consolidated-drained) on undisturbed and compacted soil samples. The method proposed by Vilar (2007) was used to adjust the tests results, so the shear strength could be predicted. The set of results obtained for the soil was used to model the soil behavior, considering the Barcelona Basic Model- BBM (Alonso et al., 1990) and the modifications suggested by Wheeler et al. (2002). Soil-water characteristic curves supplemented the interpretation. Finally, Bender Elements were installed in the triaxial test chamber and tests were conducted. The analysis showed that compaction and suction cause an increase on shear strength. The undisturbed soil cohesion increases linearly with increasing suction, while the compacted soil cohesion increases hyperbolically according to Vilar (2007). The modeling by BBM and the Wheeler et al. (2002) proposal showed to be appropriated. The Bender Elements tests results indicated that the maximum shear modulus presented a trend to non-linearly increase with increasing net confining stress.

Key-words: shear strength; unsaturated soils; tropical soils; triaxial compression test; soil suction.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Variação da pressão na água num perfil de solo (adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)	21
Figura 2 - Esquema das fases do solo não saturado.	22
Figura 3 - Componentes da sucção (adaptado de HILLEI, 1971).....	23
Figura 4 - Curva de retenção de água de um solo (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	25
Figura 5 - Influência do tipo de solo na curva de retenção de água (adaptado de FREDLUND e XING, 1994).....	26
Figura 6 - Esquema do equipamento de câmara de pressão (LIBARDI, 1995)	27
Figura 7 - Esquema da placa de sucção (LIBARDI, 1995).....	28
Figura 8 - Envoltória de resistência para solos não saturados (adaptado de FREDLUND et al., 1978).....	29
Figura 9 - Resultados típicos (HO e FREDLUND, 1982).....	30
Figura 10 - Resultados típicos (ESCARIO e SAEZ, 1986).....	30
Figura 11 - Adaptações na câmara de compressão triaxial para ensaios com solos não saturados (adaptado de FREDLUND E RAHARDJO, 1993).....	34
Figura 12 - Relação entre tensões de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a) curvas de compressão para solos saturado e não saturado; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano de tensões (p, s) (Alonso et al., 1990).....	36
Figura 13 - Curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (Alonso et al. 1990).....	38
Figura 14 - Esquema de funcionamento e propagação de ondas P e S em ensaios (FERREIRA, 2002)	40
Figura 15 - Etapas da coleta de amostras de solo	42
Figura 16 - (a) Talhagem dos corpos de prova indeformados e (b) Moldagem dos corpos de prova compactados, para os ensaios da curva de retenção de água.....	44
Figura 17 - Materiais utilizados no ensaio de papel filtro	45
Figura 18 - Procedimentos da técnica do papel filtro para obtenção das trajetórias de secagem e umedecimento	46

Figura 19 - Câmaras e painel de pressão de ar	47
Figura 20 - Procedimentos para obtenção de pontos da trajetória de secagem da curva de retenção de água utilizando câmara de pressão	48
Figura 21 - Placa de sucção	49
Figura 22 - Procedimentos do ensaio da placa de sucção.....	50
Figura 23 – Equipamentos para ensaios de compressão triaxial convencionais e com sucção controlada	51
Figura 24 - Painel construído para os ensaios de compressão triaxial e detalhes da ligação do transdutor de pressão com o painel	52
Figura 25 - Interface do usuário do programa de aquisição de dados para ensaios triaxiais	52
Figura 26 - Gráfico para obtenção dos parâmetros de calibração do variador volumétrico	53
Figura 27 - Gráficos para obtenção dos parâmetros de calibração dos transdutores de pressão	54
Figura 28 - Gráficos para obtenção dos parâmetros de calibração (a) do LVDT e (b) da célula de carga	54
Figura 29 - Variação de volume das câmaras (a) pequena e (b) grande, quando submetidas a pressões.....	55
Figura 30 – (a) Talhagem dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais e (b) moldagem dos corpos de prova compactados, para os ensaios de compressão triaxial	56
Figura 31 - Alguns procedimentos da instalação do corpo de prova na câmara triaxial.....	57
Figura 32 - Etapas dos ensaios de compressão triaxial	58
Figura 33 - Equipamentos utilizados para os testes com <i>Bender Elements</i>	59
Figura 34 - Exemplo da aplicação do método pico-a-pico na interpretação de ondas S.....	61
Figura 35 - Curvas granulométricas obtidas em ensaios com e sem o uso de defloculante.	62
Figura 36 - Curva de compactação na energia Proctor normal	63
Figura 37 - Pontos experimentais obtidos pelos ensaios de papel filtro, placa de sucção e câmara de pressão com o solo indeformado e compactado.....	64
Figura 38 - Curvas de retenção de água dos solos indeformado e compactado	66
Figura 39 - Comparação entre as curvas de retenção de água do solo indeformado e compactado.....	68
Figura 40 - Resultados do confinamento das amostras indeformadas com sucções de 0 kPa (saturadas), 50 kPa, 200 kPa e 33 MPa (secas)	69

Figura 41 - Resultados do confinamento das amostras indeformadas com sucção de 400 kPa	69
Figura 42 - Resultados do confinamento das amostras compactadas com sucções de 0 kPa (saturadas), 50 kPa, 200 kPa e 33 MPa (secas)	70
Figura 43 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 0 kPa (saturadas) e 50 kPa.....	71
Figura 44 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 200 kPa e 33 MPa (seco).....	72
Figura 45 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 400 kPa.	72
Figura 46 - Resultados da fase de ruptura do solo compactado com sucções de 0 kPa (saturadas) e 50 kPa.....	73
Figura 47 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 200 kPa e 23 MPa (seco).....	73
Figura 48 - Círculos de Mohr e envoltórias de resistência do solo indeformado e compactado.....	76
Figura 49 - Previsões da resistência ao cisalhamento para o solo indeformado.....	78
Figura 50 - Previsões da resistência ao cisalhamento pelo modelo de Vilar (2007) para o solo compactado	78
Figura 51 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado e compactado com tensão de confinamento líquido de 50 kPa.	79
Figura 52 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado e compactado com tensão de confinamento líquido de 100 kPa.	80
Figura 53- Resultados da fase de ruptura do solo indeformado e compactado com tensão de confinamento líquido de 200 kPa.	80
Figura 54 - Comparação das envoltórias de resistência do solo indeformado e compactado nas sucções 0 kPa (saturado), 50 kPa, 200 kPa e 23/33 MPa (seco).....	82
Figura 55 - Comparação das curvas de previsão de resistência do solo indeformado e compactado.....	82
Figura 56 - Ensaio edométrico com sucção controlada (SOARES et al., 2014).....	84
Figura 57 - Variação da tensão média com a sucção.....	85
Figura 58 - Variação da tensão de pré-adensamento com a sucção (curva LC) ajustada pelo BBM	85
Figura 59 - Parâmetros de compressão elastoplástico com a sucção pelo modelo BBM....	86

Figura 60 - Parâmetros de compressão elastoplástico com a sucção ajustado de acordo com Machado (1998).....	86
Figura 61 - Simulação da curva de compressão edométrica do solo saturado e não saturado com sucção controlada considerando os parâmetros do ajuste 1.....	89
Figura 62 - Simulação da curva de compressão edométrica do solo saturado e não saturado com sucção controlada considerando os parâmetros do ajuste 2.....	90
Figura 63 - Estudo do efeito da frequência na velocidade da onda cisalhante (V_s) em diferentes confinamentos isotrópicos em solo indeformado saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 100$ kPa)	91
Figura 64 - Variação da velocidade da onda cisalhante (V_s) com a tensão confinante ($\sigma_3 - u_a$) para solo saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 100$ kPa).....	92
Figura 65 - Variação do módulo de cisalhamento máximo (G_0) com a tensão confinante ($\sigma_3 - u_a$) em solo saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 100$ kPa)	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Caracterização e compactação do solo	63
Tabela 2 – Índices físicos das amostras.....	63
Tabela 3 – Parâmetros de ajuste da equação de van Genuchten (1980).....	67
Tabela 4 – Valores máximos de resistência à compressão dos ensaios de compressão triaxial.....	75
Tabela 5 – Parâmetros efetivos de resistência e R^2	76
Tabela 6 – Parâmetros de ajuste linear para previsão da resistência do solo indeformado.	78
Tabela 7 – Parâmetros de ajuste da equação hiperbólica para previsão da resistência do solo compactado	78
Tabela 8 – Valores de r e β	87
Tabela 9 – Parâmetros constitutivos para as modelagens.....	88

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do alfabeto latino

- a e b : parâmetros de ajuste da função hiperbólica (Vilar, 2007)
- c , c' : coesão total e efetiva
- c_{ult} : coesão máxima
- e : índice de vazios
- G : módulo de cisalhamento
- k : constante que descreve o acréscimo de coesão com a sucção
- M : projeção da linha de estados críticos
- n : porosidade
- p : tensão média
- p_{atm} : pressão atmosférica
- p_c : tensão de referência
- p_o^* : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado
- p_o : tensão de pré-adensamento isotrópica do solo não saturado
- p_{Ko} : tensão média referente a trajetória Ko
- p_s : tensão que descreve o aumento da coesão do solo com a sucção
- q : tensão cisalhante
- q_{Ko} : tensão cisalhante referente a trajetória Ko
- r : parâmetro de máxima rigidez do solo para o modelo BBM
- s : sucção matricial ($u_a - u_w$)
- S_r : grau de saturação
- v : volume específico ($1 + e$)
- V_s : velocidade da onda cisalhante
- w : teor de umidade
- w_{oi} : teor de umidade ótimo
- w_r e w_s : umidades residual e de saturação
- w_L e w_P : limite de liquidez e limite de plasticidade..

Símbolos do alfabeto Grego

α, m, n : parâmetros de forma da curva de retenção (Van Genuchten, 1980)

β : parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção

ε_v : deformação volumétrica

ϕ, ϕ' : ângulo de atrito interno total e efetivo

γ : peso específico

ψ : sucção total

κ : parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensões

$\lambda(0)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo na condição saturada

$\lambda(s)$: parâmetro de compressão elastoplástico do solo dependente da sucção

λ : função de forma da curva de retenção de água no solo

ρ : massa específica

ρ_d : massa específica aparente seca

ρ_{dmax} : massa específica aparente seca máxima

ρ_s : massa específica dos sólidos

ρ_w : massa específica da água

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: tensões principais

$\sigma - u_a$: tensão normal líquida

σ_h : tensões horizontais

σ_v : tensão vertical

σ_v^* : tensão vertical de pré-adensamento

SUMÁRIO

RESUMO.....	VI
ABSTRACT.....	VII
LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE TABELAS	XII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
SUMÁRIO	XV
1 INTRODUÇÃO.....	17
2 OBJETIVOS.....	19
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
3.1 SOLO TROPICAL	20
3.2 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS	20
3.3 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO.....	24
3.3.1 Aspectos gerais.....	24
3.3.2 Técnica do papel filtro.....	26
3.3.3 Câmara de pressão.....	27
3.3.4 Placa de sucção.....	28
3.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	28
3.4.1 Previsão da resistência ao cisalhamento do solo não saturado	28
3.4.2 Ensaio de compressão triaxial com sucção controlada.....	33
3.5 MODELAGEM CONSTITUTIVA.....	34
3.6 MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO.....	39
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	42
4.1 COLETA DE AMOSTRAS DE SOLO	42
4.2 CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	43
4.3 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA	43
4.3.1 Corpos de prova	43
4.3.2 Técnica do Papel Filtro.....	44
4.3.3 Câmara de pressão.....	47

4.3.4	<i>Placa de sucção</i>	48
4.4	ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	50
4.4.1	<i>Montagem dos equipamentos</i>	50
4.4.2	<i>Calibrações</i>	52
4.4.3	<i>Corpos de prova</i>	55
4.4.4	<i>Ensaio convencionais e com sucção controlada</i>	56
4.5	TESTES COM <i>BENDER ELEMENTS</i>	59
4.5.1	<i>Equipamentos</i>	59
4.5.2	<i>Montagem e interpretação das ondas</i>	60
5	RESULTADOS E ANÁLISES	62
5.1	CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO.....	62
5.2	RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO.....	64
5.2.1	<i>Pontos para a curva de retenção de água</i>	64
5.2.2	<i>Considerações gerais</i>	65
5.2.3	<i>Ajuste pela equação de van Genuchten (1980)</i>	65
5.2.4	<i>Indeformado x Compactado</i>	67
5.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	69
5.3.1	<i>Fase 1: Confinamento</i>	69
5.3.2	<i>Fase 2: Ruptura</i>	71
5.3.3	<i>Considerações gerais</i>	74
5.3.4	<i>Envoltórias de resistência</i>	75
5.3.5	<i>Previsão da resistência ao cisalhamento</i>	77
5.3.6	<i>Indeformado x Compactado</i>	79
5.4	MODELAGEM.....	84
5.4.1	<i>Obtenção dos parâmetros</i>	84
5.4.2	<i>Simulação numérica de resultados experimentais</i>	88
5.5	MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO.....	91
6	CONCLUSÕES	94
7	SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DA PESQUISA	95
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	96

1 INTRODUÇÃO

O solo tropical possui características e comportamento peculiares devido a sua geologia e aos processos geológicos de formação típicos do clima tropical. Sua origem mineral e a suas condições climáticas extremas propiciam intensa lixiviação dos finos do horizonte superficial. Esse processo pode contribuir para que sua fração de argila possua caulinita, óxidos e hidróxidos de ferro ou alumínio. Quando isso ocorre, podemos classificar esse solo tropical como laterítico. Além das características mencionadas, os solos lateríticos possuem estrutura porosa e concreções altamente estáveis. A composição mineralógica e a estrutura complexa desses solos influenciam veemente suas propriedades geotécnicas (NOGAMI e VILLIBOR, 1983; VARGAS, 1995).

Além da presença do solo laterítico, é comum encontrar o nível do lençol freático profundo nas regiões de clima tropical. Esse fato, associado aos intensos períodos de chuva e seca, típicos desse clima, fazem com que o solo não esteja constantemente saturado, mas sim, sujeito às variações de umidades, e conseqüentemente, às variações de sucção. A relação entre essas grandezas é representada pela curva de retenção de água no solo. A obtenção dessa curva é essencial para a compreensão do comportamento hidráulico dos solos não saturados.

A sucção no solo tem sido reconhecida como uma das mais importantes variáveis a interferir no comportamento mecânico dos solos não saturados e está diretamente relacionada à sua resistência ao cisalhamento. O estudo da variação da resistência ao cisalhamento em diferentes sucções fornece subsídios para o entendimento do comportamento dos solos em obras geotécnicas, tais como barragens, taludes e fundações, e em fenômenos naturais, como deslizamentos de terras (VILAR e RODRIGUES, 2011).

A resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser representada por duas variáveis de estado independentes ($\sigma - u_a$) e $(u_a - u_w)$. No plano cartesiano, essas variáveis exprimem a influência da sucção na resistência, que se reflete por uma relação linear (FREDLUND et al., 1978). Posteriormente, outros pesquisadores expuseram que

essa relação pode ser não-linear dependendo de alguns fatores como tipo de solo e faixa de sucção (ESCÁRIO e SAEZ, 1986; FREDLUND et al. 1987; RÖHN e VILAR, 1995; VILAR, 2007; PATIL et al., 2014).

A determinação experimental da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados pode ser feita em laboratório a partir de ensaios de compressão triaxial com sucção controlada. Dentre estes ensaios está o ensaio de compressão triaxial do tipo consolidado-drenado (CD) que permite investigar o comportamento do solo em condições drenadas. Nestes ensaios, técnicas como a de translação de eixos, proposta por Hilf (1956), possibilitam controlar a pressão na água intersticial do solo.

Essa pesquisa teve como objetivo avaliar a resistência ao cisalhamento de um solo tropical arenoso. Para isso, equipamentos foram implementados para a realização de ensaios de compressão triaxial com sucção controlada. Em seguida, foram realizados ensaios do tipo CD em corpos de prova compactados e indeformados. Os resultados dos ensaios foram modelados em conjunto com resultados experimentais de outras pesquisas, com o objetivo de obter uma previsão do comportamento mecânico para esse solo em condições não saturadas. As curvas de retenção de água do solo foram obtidas para auxiliar as análises. Por último, testou-se o uso de *Bender Elements* instalados nos pedestais e cabeçotes da câmara triaxial.

2 OBJETIVOS

Objetivo Geral:

Avaliar a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso tropical não saturado em amostras compactadas e indeformadas.

Objetivos Específicos:

- a. Obter as curvas de retenção de água desse solo;
- b. Implementar novos equipamentos e adaptações necessárias para a realização de ensaios de compressão triaxial com sucção controlada;
- c. Realizar ensaios de compressão triaxial do tipo CD, convencionais e com sucção controlada, em amostras compactadas e indeformadas;
- d. Simular numericamente o comportamento mecânico desse solo utilizando o Modelo Básico de Barcelona (BBM);
- e. Realizar um estudo preliminar da utilização de *Bender Elements* instalados nos pedestais e cabeçotes da câmara triaxial.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Solo tropical

O solo tropical é originário de rochas onde a combinação de elementos químicos combinados formam minerais, argilo-minerais e oxi-hidróxidos. Entretanto, as condições climáticas típicas das regiões tropicais levam a formação de solos com características e comportamento peculiares, como os solos lateríticos, caracterizados em sua formação pela intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações, dando origem a um horizonte superficial poroso, permanecendo quase que exclusivamente os minerais mais estáveis – quartzo, magnetita, ilmelita e caulinita. Nesses solos é comum a agregação das partículas de argila e silte, pela ação dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, o que dá aos solos lateríticos características de comportamentos mecânicos e hidráulicos não condizentes com a sua textura (NOGAMI e VILLIBOR, 1983; VARGAS, 1995).

O solo presente na Região Sudeste do país, mais precisamente a região central do Estado de São Paulo, também chamada de centro-oeste paulista (onde está localizado o município de Bauru), é considerado tropical por alguns autores, devido basicamente a sua origem mineral e a suas condições climáticas extremas, ora com chuvas intensas e ora com longos períodos de seca (CORGHI e GIACHETI, 2006).

3.2 Mecânica dos solos não saturados

Os solos desenvolvidos em regiões de clima árido e semi-árido normalmente têm como principal característica a baixa umidade nos horizontes superficiais, enquanto os solos de algumas regiões de clima tropical são marcados por ciclos alternados de umedecimento e secagem. Em ambas as regiões, os perfis apresentam-se não saturados muitas vezes até grandes profundidades (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A Figura 1 representa um perfil de solo, onde se tem duas regiões distintas: acima e abaixo do lençol freático. A região acima do nível d'água é chamada de zona vadosa, e é subdividida em duas partes: franja capilar e zona ativa. A primeira está imediatamente acima do lençol freático e permanece saturada devido, basicamente, à capilaridade. A zona ativa está acima da franja capilar, onde o grau de saturação do solo tenderá ao equilíbrio na condição hidrostática quando o fluxo da superfície do terreno for zero. A pressão na água pode diminuir ou aumentar devido a diferentes fenômenos naturais. Devido à evaporação e/ou evapotranspiração, ocorre diminuição do teor de umidade no solo, com isso, a pressão na água diminui. Devido à infiltração, ocorre aumento do teor de umidade, assim, a pressão aumenta.

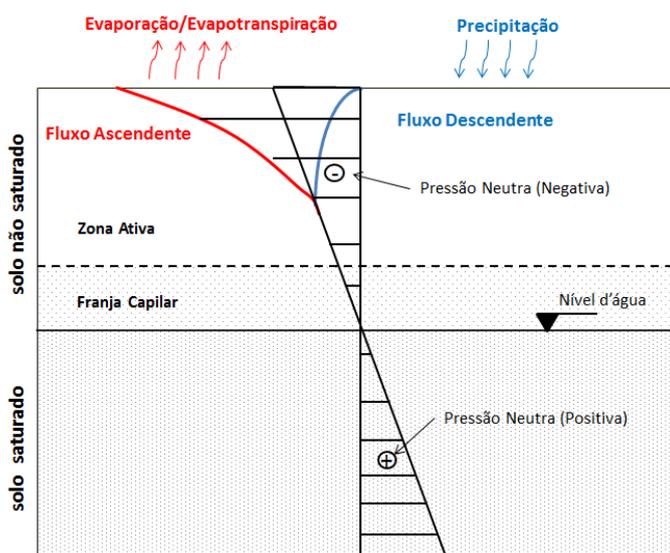


Figura 1 - Variação da pressão na água num perfil de solo (adaptado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

Num solo não saturado, a presença de sólidos, de ar e de água faz com que ocorram diferentes interfaces e interações entre seus componentes. Na interface ar-água, moléculas são atraídas para o interior da massa líquida com maior intensidade do que para fora. Dessa forma, tensões de tração, ou *tensão superficial*, atuam na superfície do líquido nessa interface, tornando-se côncava para o ar, indicando que a pressão nos dois fluidos não é a mesma, esta diferença de pressão é denominada *tensão de sucção*, é responsável por diversos fenômenos referentes ao comportamento mecânico dos solos, entre eles a ascensão capilar e o comportamento peculiar dos solos não saturados quando solicitados por carregamento ou submetidos à infiltração de água (PINTO, 2006).

As três fases são representadas na Figura 2 e consistem em: fase sólida (mineral), fase líquida (água e ar dissolvido) e fase gasosa (mistura de ar seco e vapor d'água). Por

espécie presente no solo, tem-se: sólido (mineral), água (como líquido ou evaporado na fase gasosa) e ar (ar seco, como gás ou dissolvido na fase líquida).

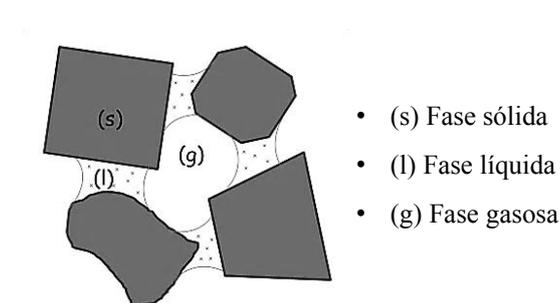


Figura 2 - Esquema das fases do solo não saturado.

O interesse nos solos não saturados não é recente. Pode-se dizer que surgiu na década de 20 com a instituição da Mecânica dos Solos como uma ciência de engenharia. Entretanto, o maior desenvolvimento teórico e avanços significativos dessa ciência para os solos não saturados ocorreram nos últimos quarenta anos, devido a estudos amplamente divulgados e discutidos em anais de congressos e seminários nacionais e internacionais (VILAR, 2003).

Esse interesse é justificado por dois motivos: o primeiro devido às obras geotécnicas envolvendo essa condição de não saturação, como aterros, barragens, estabilização de taludes, e até mesmo fundações; já o segundo é devido à grande presença desta condição em diversas regiões no planeta, como as regiões de clima árido e semiárido, que representam cerca de 60% dos países do mundo, além dos países com clima tropical, onde ocorrem extensos períodos de seca, suficientes para dessaturar o solo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Além desses motivos principais, Marinho (2005) ressalta que a mecânica dos solos não saturados é também importante para a compreensão dos fenômenos que relacionam os aspectos ambientais com o comportamento do solo, fenômenos que eram, e ainda muitas vezes são, desconsiderados nos projetos e nas análises de engenharia.

O principal parâmetro da mecânica dos solos não saturados é a sucção. Marinho (2005) define a sucção como sendo “a pressão isotrópica da água intersticial, fruto de condições físico-químicas, que faz com que o sistema água/solo absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais, aumentando ou reduzindo o grau de saturação”. Em outras palavras, pode-se dizer que a sucção é a avidez que o solo não saturado tem por água, sendo expressa em termos de tensão, a qual é usada para avaliar a capacidade que o solo tem em reter água.

A sucção total é composta por diversas componentes, porém, duas delas têm sido consideradas mais relevantes: matricial e osmótica. A Figura 3 representa a atuação de cada uma delas num sistema em equilíbrio. A diferença de pressão entre o solo e a solução de solo, separados por uma membrana permeável à água e ao soluto, representa a sucção matricial. A diferença de pressão entre a solução de solo e a água pura, separadas por uma membrana permeável somente à água, representa a sucção osmótica.

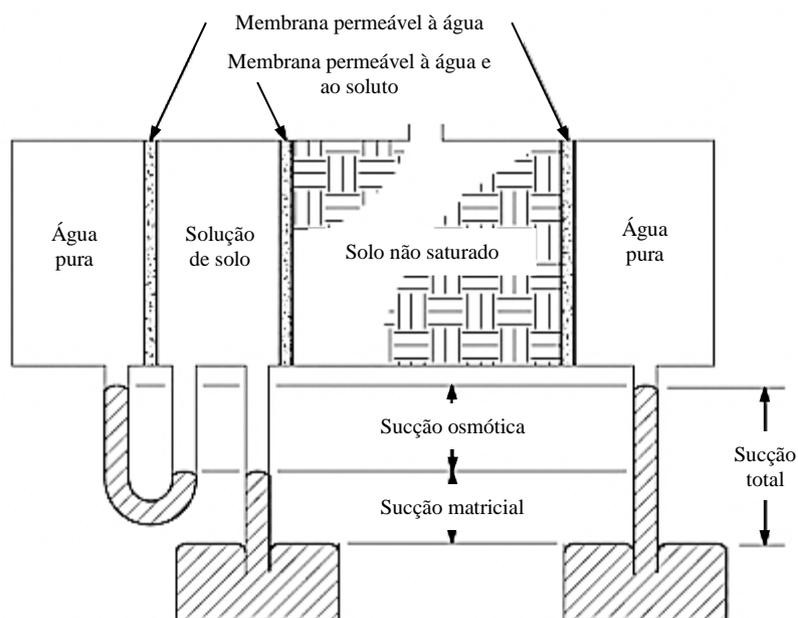


Figura 3 - Componentes da sucção (adaptado de HILLEI, 1971)

Um aspecto característico dos solos não saturados refere-se à pressão da água intersticial que sempre se encontra sujeita a pressões inferiores à atmosférica e muitas vezes abaixo de -100 kPa. Esta pressão negativa decorre de fenômenos capilares e de adsorção, responsáveis pelo aparecimento da sucção matricial, e de fenômenos osmóticos, devido à presença de solutos na água do solo, responsáveis pela sucção osmótica (VILAR, 2003).

Destas parcelas de sucção, a sucção matricial está diretamente relacionada à resistência ao cisalhamento dos solos e tem sido reconhecida como a mais importante fonte de sucção a interferir no comportamento mecânico dos solos não saturados. Dessa forma, desprezando a sucção osmótica, a sucção matricial é equivalente à sucção total quando a água do solo é idêntica à água pura ou solução com mesma composição da água no solo, restando apenas o efeito da matriz do solo, decorrente de forças de capilaridade e de absorção.

A capilaridade tem maior relevância em baixos valores de sucções e poros de diâmetro grandes. Já, a adsorção tem maior importância em altas sucções e poros de menor diâmetro. Detalhes sobre capilaridade e adsorção podem ser encontrados nos trabalhos de Hillel (1971) e Libard (1995).

Tem-se reservado à pressão de ar menos a pressão de água a representação da sucção matricial, pois esta corresponde quase que integralmente à sucção total, Equação 1:

$$s = (u_a - u_w) \quad (1)$$

em que u_a é a pressão no ar, u_w é a pressão na água e s é a sucção.

3.3 Curva de retenção de água no solo

3.3.1 Aspectos gerais

A curva de retenção de água no solo é, talvez, a relação mais importante entre os solos saturados e os não saturados, pois descreve a relação entre a sucção (parâmetro típicos dos solos não saturados) e o teor de umidade gravimétrico ou volumétrico (índice físico dos solos). Sua importância está na caracterização do solo, nos estudos de infiltração e na previsão de propriedades como condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento (VILAR, 2003).

A forma da curva de retenção depende da trajetória típica de ensaio, que são: secagem e umedecimento. Na secagem, a amostra é previamente saturada e submetida a potenciais matriciais crescentes, provocando redução da umidade do solo. Já no umedecimento, a amostra seca é submetida a potenciais matriciais decrescentes, promovendo aumento da umidade do solo (GEORGETTI, 2010).

A Figura 4 ilustra os principais elementos de uma curva de retenção de água: as duas trajetórias típicas de ensaio, a umidade volumétrica de saturação (θ_s), a pressão de entrada de ar e a umidade residual (θ_r). A pressão de entrada de ar representa a pressão necessária para que se inicie o esvaziamento do maior poro do solo. O ar residual representa uma quantidade de água retida no solo que não varia mesmo com o aumento da sucção no solo.

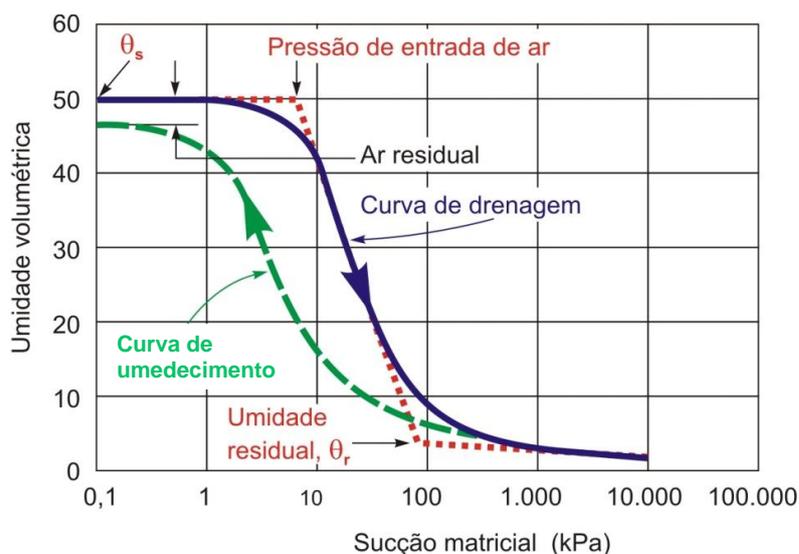


Figura 4 - Curva de retenção de água de um solo (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

Pelas curvas de retenção obtidas por secagem e umedecimento nota-se que a curva de secagem apresenta umidades mais elevadas em relação à curva de umedecimento para uma mesma sucção. Isso se deve ao fenômeno de histerese. Hillel (1971) cita algumas causas do surgimento da histerese nessas curvas, como a variação de diâmetro dos poros, o efeito do ângulo de molhamento em processos de secagem e de umedecimento, o aprisionamento de ar nos vazios e às estruturas dos solos sujeitas à contração ou à expansão nas fases de secagem ou de umedecimento.

O solo sofre esses fenômenos ao longo do tempo na natureza, formando ciclos de variações de umidade que geram valores de sucção entre as curvas de secagem e umedecimento, podendo assim, considerar essas curvas como sendo trajetórias de condições limites.

As características de posição, forma e inclinação da curva de retenção de água dependem basicamente da granulometria, estrutura e mineralogia do solo. A Figura 5 ilustra os diferentes tipos de curvas de retenção de água de acordo com diferentes tipos de solos.

Georgetti (2010) lista diversos autores que desenvolveram equações para a curva de retenção de água do solo: Gardner, 1958; Brooks e Corey, 1964; Farrel e Larson, 1972; van Genuchten, 1980; Williams et al., 1983; McKee e Bumb, 1984; McKee e Bumb, 1987; Fredlund e Xing, 1994.

Existem muitas técnicas que permitem medir ou inferir a sucção e cada vez mais os ensaios estão sendo simplificados e o uso da curva de retenção tem colaborado para uma avaliação rápida de diversos aspectos do comportamento dos solos não saturados.

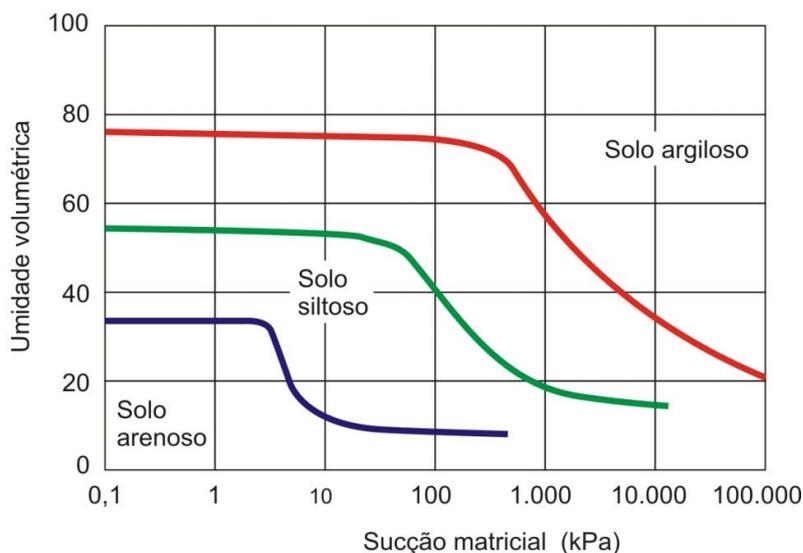


Figura 5 - Influência do tipo de solo na curva de retenção de água (adaptado de FREDLUND e XING, 1994)

A seguir são explanadas, resumidamente, as técnicas do papel filtro, da câmara de pressão e da placa de sucção.

3.3.2 Técnica do papel filtro

A técnica de papel filtro possui três vantagens principais: grande abrangência da faixa de sucção e baixo custo. Estas vantagens tornam-na uma técnica largamente utilizada para obtenção dos pontos das curvas de retenção de água. Contudo, possui como inconveniente o tempo para obtenção da curva e a necessidade de extremo cuidado na execução (VILAR, 2003).

O método consiste em colocar um papel de características de retenção conhecidas num ambiente hermético junto com uma amostra de solo. A partir do contato entre o papel e o solo, ocorre movimentação de água até estabelecer-se o equilíbrio de potencial (GARDNER, 1937 *apud* SOTO, 2004). A determinação da sucção do solo é obtida a partir de uma curva de calibração do papel.

Irregularidades superficiais ou descontinuidades na face da amostra em relação ao papel filtro podem causar imprecisão nas aferições, acarretando medições incorretas. Para compensar eventuais deficiências de contato entre o papel e o solo, pode-se aumentar o tempo de reserva no ambiente hermético, aumentando assim o tempo de interação entre o papel filtro e solo (GOMES, 2007).

Bulut et al. (2001) aconselham que, após o tempo estabelecido para equilíbrio (o qual não há mais movimentação significativa de água entre papel-solo), o papel filtro seja

removido do ambiente hermético e aferida sua massa o mais rápido possível, a fim de evitar alteração de sua umidade. O método do papel-filtro é padronizado pela norma D5298 (2003), que delinea a calibração do papel-filtro e o procedimento de medição.

3.3.3 Câmara de pressão

Vilar (2006) resume o funcionamento da câmara de pressão, ou também conhecida como Câmara de Richards, como sendo uma câmara que opera hermeticamente fechada, contendo em seu interior uma placa porosa cerâmica, a qual é a peça chave para o funcionamento dessa técnica. Estas placas possuem alta pressão de entrada de ar, ou seja, permitem apenas o fluxo de água e não o de ar, até certo limite. A Figura 6 mostra um esquema desse equipamento.

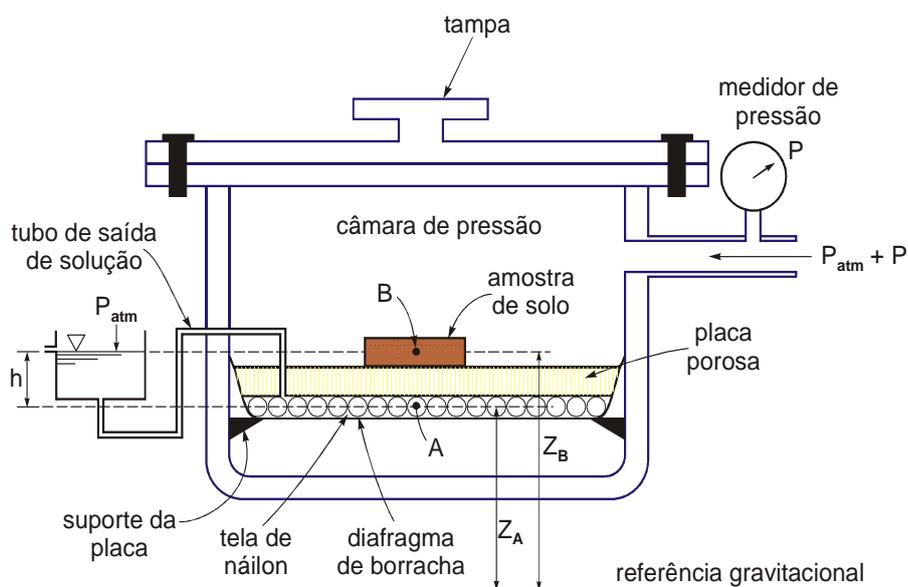


Figura 6 - Esquema do equipamento de câmara de pressão (LIBARDI, 1995)

A câmara de pressão possui uma entrada da tubulação de ar pressurizado e um reservatório de água deaerada. No interior da câmara, dispõe-se o corpo de prova saturado ou seco, de acordo com a trajetória escolhida, sobre a placa porosa também devidamente saturada. Impõe-se pressão de ar na parte interna do equipamento. Assim, ocorre troca de água entre corpo de prova e a pedra porosa. O manômetro do reservatório d'água indica variação de pressão. A diferença entre a pressão no ar imposta e a pressão hidráulica medida é o valor de sucção matricial do corpo de prova (GOMES, 2007).

Hilf (1956) desenvolveu a técnica de translação de eixos, presente no funcionamento dessa câmara, que consiste em uma mudança do referencial de pressão,

evitando o fenômeno de cavitação, que ocorre quando a pressão na água chega próxima do zero absoluto. Assim, o aumento da pressão no ar provoca um aumento equivalente na pressão da água, distanciando do zero absoluto e mantendo a diferença entre elas que é a sucção.

3.3.4 Placa de sucção

O aparelho de placa de sucção, conhecido também como funil de placa porosa ou funil de Haines (LIBARDI, 1995), consiste num sistema provido de uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar e de um tubo flexível por meio do qual se impõem gradientes de altura pela redução ou elevação do nível d'água de um reservatório simples acoplado.

A Figura 7 ilustra o esquema da placa de sucção.

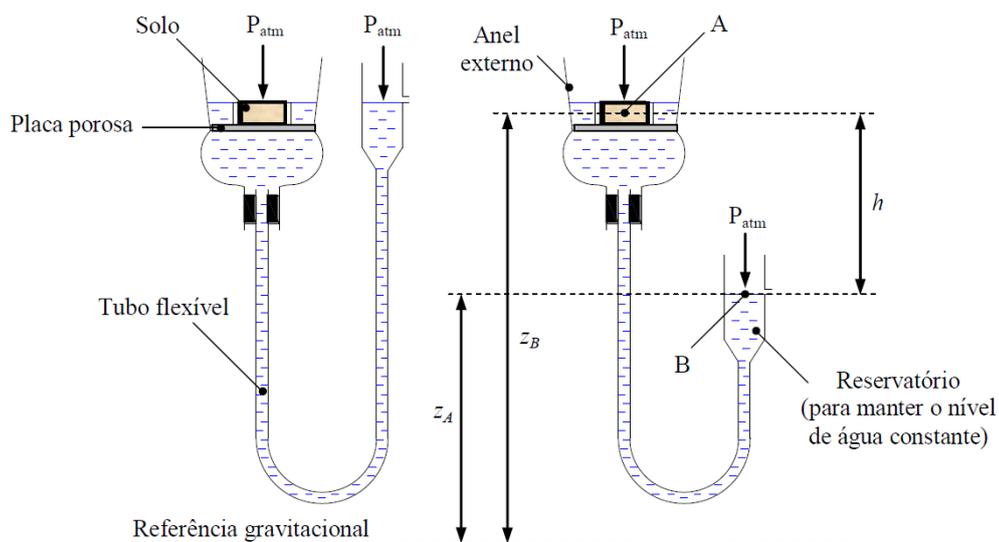


Figura 7 - Esquema da placa de sucção (LIBARDI, 1995)

Maiores detalhes desse e dos demais métodos mencionados são discutidos nos itens 4.3 e 5.2, correspondentes a obtenção da curva de retenção de água do solo estudado.

3.4 Resistência ao cisalhamento

3.4.1 Previsão da resistência ao cisalhamento do solo não saturado

O uso das variáveis de estado de tensão, conhecidas como tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) e de sucção matricial ($u_a - u_w$), têm sido preferidos por que variações na tensão total e na

pressão na água podem ser avaliadas separadamente e por que com frequência a pressão de ar corresponde à atmosférica, ou seja, é zero em termos de pressão relativa (VILAR, 2003).

A partir dessa premissa, Fredlund et al. (1978) propõem a Equação 2, uma alternativa para a resistência ao cisalhamento, que é uma extensão do critério de Mohr-Coulomb para os solos não saturados. Ho e Fredlund (1982) sugeriram que a parcela de sucção matricial da Equação 2 seja considerada como parcela contribuinte para a coesão do solo. Ou seja, a coesão aparente total (c) é considerada como sendo a soma da coesão efetiva (c') e da contribuição da sucção matricial, como mostra a Equação 3. Dessa forma, pode-se reescrever a Equação 2 na forma da Equação 4:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (2)$$

$$c = c' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (3)$$

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' \quad (4)$$

em que, τ é a tensão de cisalhamento, c' é o intercepto de coesão para a condição saturada, ϕ é o ângulo de atrito e ϕ^b é o ângulo de atrito com relação à sucção matricial.

Na Figura 8 é ilustrada a proposta de Fredlund et al. (1978), onde os eixos no plano horizontal são as variáveis de estado de tensão e a ordenada é a tensão de cisalhamento. A Figura 9 mostra os resultados típicos encontrados por esses autores.

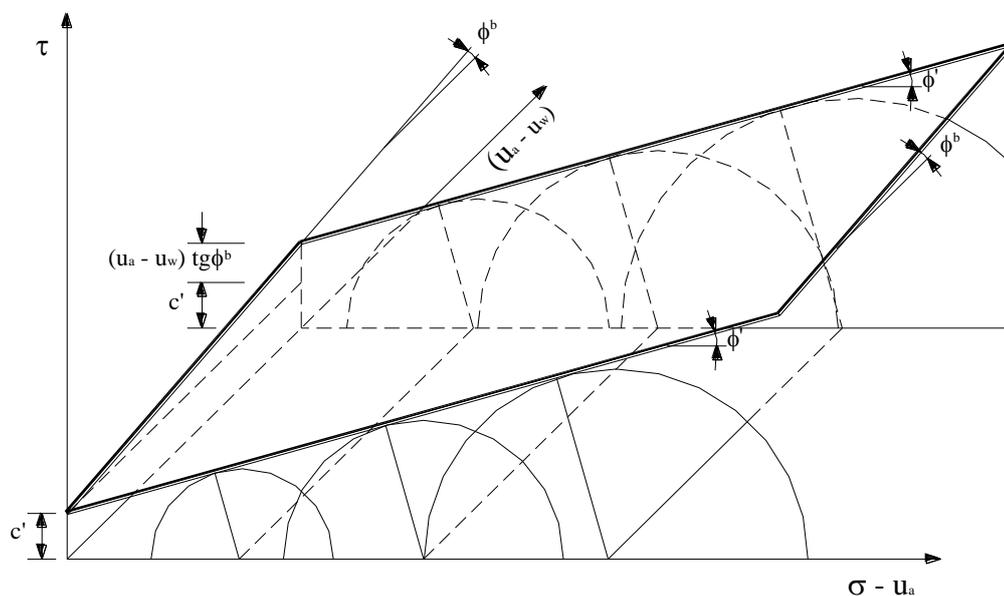


Figura 8 - Envoltória de resistência para solos não saturados (adaptado de FREDLUND et al., 1978)

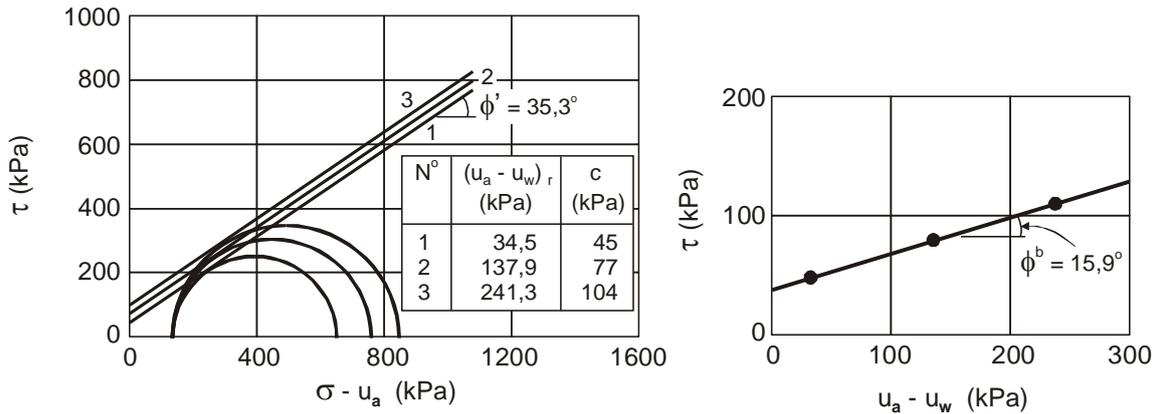


Figura 9 - Resultados típicos (HO e FREDLUND, 1982)

De acordo com a equação de Fredlund et al. (1978), a influência da sucção na resistência reflete-se por um aumento da coesão e revela-se linear, fato contestado por resultados experimentais divulgados por diversos autores como Escario e Saez (1986) na Figura 10.

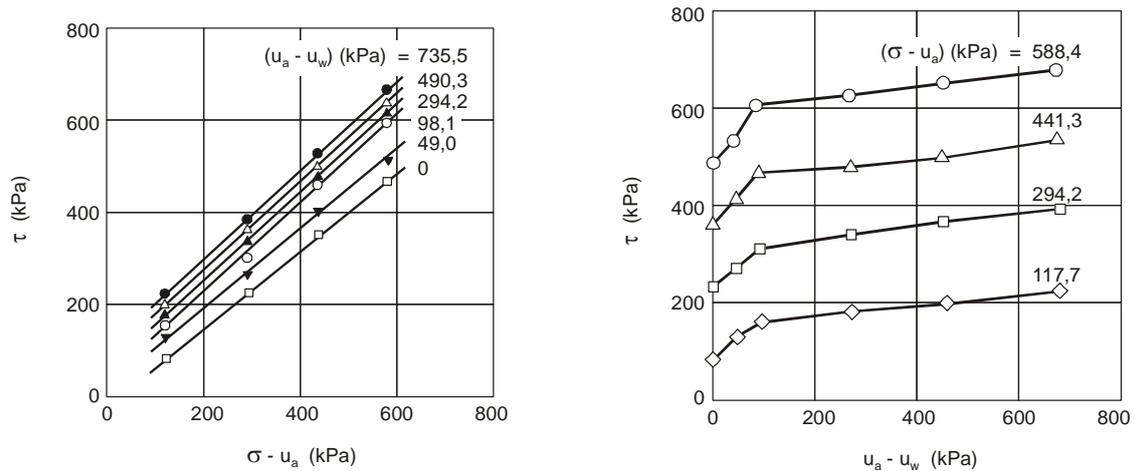


Figura 10 - Resultados típicos (ESCARIO e SAEZ, 1986)

Para avaliar a resistência ao cisalhamento do solo, pode-se utilizar como critérios de ruptura a tensão $(\sigma_1 - \sigma_3)$ máxima e o máximo da relação (σ'_1/σ'_3) atingidas nos ensaios de compressão triaxial. A partir desses máximos, podem-se calcular as coordenadas t e s' para cada ensaio usando as Equações 5 e 6. Em seguida, as envoltórias lineares podem ser ajustadas a estes pontos (Equação 7), cujos parâmetros a' e α' são posteriormente convertidos para plano τ x σ' por meio das Equações 8 e 9:

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (5)$$

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (6)$$

$$t = a' + s' \cdot \tan \alpha' \quad (7)$$

$$\text{sen } \phi' = \tan \alpha' \quad (8)$$

$$c' = \frac{a'}{\cos \phi'} \quad (9)$$

em que, t é a tensão cisalhante, s' é tensão média efetiva, σ'_1 e σ'_3 são as tensões principais efetivas e a' e α' são parâmetros análogos a c' e ϕ' , respectivamente.

Devido às dificuldades encontradas para se determinar a resistência ao cisalhamento de um solo na condição não saturada, pois são necessárias grande demanda de tempo e especialização técnica, encontram-se na bibliografia alguns métodos de previsão dessa resistência: Vanapalli et al., 1996; Fredlund et al., 1996; Khalili e Khabbaz, 1998; Vilar, 2007. Esses métodos podem ser usados para se obter uma estimativa do comportamento do solo não saturado utilizando resultados obtidos por ensaios rotineiros de laboratório, como os de obtenção dos parâmetros efetivos de resistência do solo saturado, e ensaios um pouco mais elaborados, porém voltados para diversas aplicações, como a curva de retenção de água.

O método empírico proposto por Vilar (2007) apresenta bom resultado para solos brasileiros. O método consiste na aplicação de uma função hiperbólica, Equação 10, cujos parâmetros são determinados a partir de ensaios de compressão triaxial:

$$c = c' + \frac{s}{a + b \cdot s} \quad (10)$$

em que c é o intercepto de coesão, c' é a coesão efetiva, a e b são parâmetros de ajuste e s é a sucção.

Os parâmetros a e b , dados pelas Equações 11 e 12 são obtidos considerando os parâmetros da resistência ao cisalhamento de solos saturados e de resultados de ensaios de

amostras secas ao ar. Nas amostras secas, a sucção residual pode ser obtida após os ensaios por meio de medida indireta com papel filtro do tipo Whatman n°42:

$$a = \frac{1}{\tan \phi'} \quad (11)$$

$$b = \frac{1}{c_{\text{último}} - c'} \quad (12)$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, $c_{\text{último}}$ é a coesão dos ensaios em solo com sucção residual e c' é a coesão efetiva (solo saturado).

Outra forma de ajuste seria utilizando o solo com uma sucção que atinja o limite do intervalo de interesse, em substituição pelo solo com umidade residual (seco). Para isso, utiliza-se a Equação 13:

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{s_m \cdot \text{tg } \phi'} \quad (13)$$

em que, S_m é a sucção máxima de interesse c_m é a coesão máxima correspondente.

Na década de 80, alguns trabalhos apresentaram resultados em que o aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção tem comportamento não linear (ESCARIO e SÁEZ, 1986; FREDLUND et al., 1987). Desde então, diversos outros autores têm encontrado resultados experimentais semelhantes, que apoiam a tendência não linear observada anteriormente e contribuem para a melhor compreensão do comportamento de diversos solos na condição não saturada.

Reis e Vilar (2004) realizaram ensaios de compressão triaxial convencionais e com sucção controlada em amostras indeformadas de um solo residual de gnaiss. A sucção foi instalada em corpos de prova previamente umedecidos à umidade próxima à de saturação, em câmaras separadas e depois foram feitas as fases de adensamento e cisalhamento na câmara triaxial adaptada para ensaios com sucção controlada. Os resultados foram ajustados a um modelo hiperbólico e obteve-se um ajuste satisfatório, ou seja, os interceptos de coesão variaram de forma hiperbólica com a sucção. É interessante notar que o ângulo de atrito permaneceu praticamente constante nas diversas envoltórias de resistência do solo não saturado apresentadas.

Vilar e Rodrigues (2007) aplicaram o método hiperbólico de previsão da resistência com a sucção, proposto por Vilar (2007), aos resultados de ensaios de resistência de diversos autores. A boa concordância entre a previsão e os dados experimentais sugere que a resistência varia de forma hiperbólica com a sucção.

Outros autores também utilizaram o modelo hiperbólico proposto por Vilar (2007) e constataram bom ajuste, como Georgetti (2010), que estudou a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso em amostras compactadas não saturadas, utilizando ensaios de compressão triaxial com teor de umidade constante (CW), pela técnica de translação de eixos. Nessa pesquisa, os corpos de prova foram compactados dinamicamente na energia Proctor normal com graus de compactação de 95% e desvio de umidade de -1%. É interessante mencionar que ensaios de compressão triaxial sem controle de sucção com solo seco a o ar foram realizados e apresentaram uma envoltória com parâmetros de resistência bastante elevados em relação às demais. Esse fato foi relacionado a natureza laterítica do solo.

Patil et al. (2014) realizaram ensaios de compressão triaxial, do tipo CD, com sucção controlada, em uma areia siltosa compactada, utilizando a técnica de translação de eixos para a instalação de sucção nos corpos de prova. O autor também ajustou o mesmo modelo hiperbólico aos resultados e obteve um ajuste satisfatório. Foi observado que todos os ensaios com solo não saturado apresentaram dilatação (aumento de volume) durante a fase de cisalhamento, diferente dos ensaios com solo saturado, os quais apresentaram apenas redução de volume.

3.4.2 Ensaio de compressão triaxial com sucção controlada

Nos ensaios de resistência é necessário utilizar técnicas que possibilitem controlar a pressão na água, visto que a água dos sistemas convencionais de medida pode cavitare quando em contato com solos cuja pressão na água é inferior a -100 kPa. Por isso, tem-se recorrido à técnica de translação de eixos de Hilf (1956).

A Figura 11 ilustra o arranjo utilizado em ensaios de compressão triaxial para ensaiar solos não saturados, onde se tem uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar na base. No topo é colocada uma pedra porosa de granulação grossa, por onde o ar pode fluir livremente, sem que ocorra atração de água por capilaridade. Por esta técnica, como se tem a possibilidade de movimentação de solutos através da placa porosa, o que se controla ou se impõe à amostra é a sucção matricial.

Nos ensaios drenados, as pressões na água e no ar são mantidas constantes durante todo o ensaio. Os ensaios consolidados não drenados compreendem duas variantes: os convencionais, quando após adensamento se promove o cisalhamento e medem-se as pressões no ar e na água e à uma umidade constante, em que a pressão do ar é mantida constante e leem-se as pressões geradas na água. Por fim, têm-se os ensaios não drenados convencionais, quando tanto a pressão no ar, quanto na água variam durante o ensaio, sem, contudo, serem medidas, e os resultados são interpretados segundo tensões totais (VILAR, 2003).

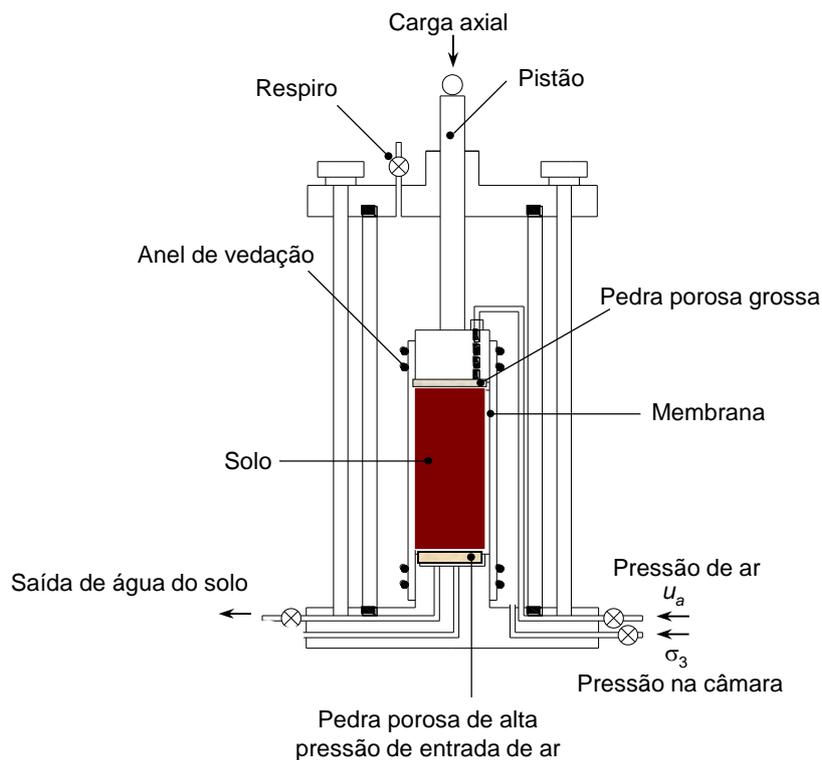


Figura 11 - Adaptações na câmara de compressão triaxial para ensaios com solos não saturados (adaptado de FREDLUND E RAHARDJO, 1993)

3.5 Modelagem Constitutiva

O estudo da modelagem para solos não saturados tem sido cada vez mais reconhecido como uma ferramenta importante para análises mais detalhadas do comportamento desses solos. A modelagem dos resultados de ensaios de compressão triaxial e ensaios edométricos permite uma melhor interpretação e identificação dos parâmetros básicos que caracterizam o comportamento, viabilizando previsões e análises apropriadas de ensaios de laboratório e de campo e até mesmo situações reais de geotecnia.

Nos últimos anos, diversos pesquisadores têm elaborado modelos constitutivos, contribuindo para o desenvolvimento da Mecânica dos Solos Não Saturados. Os modelos

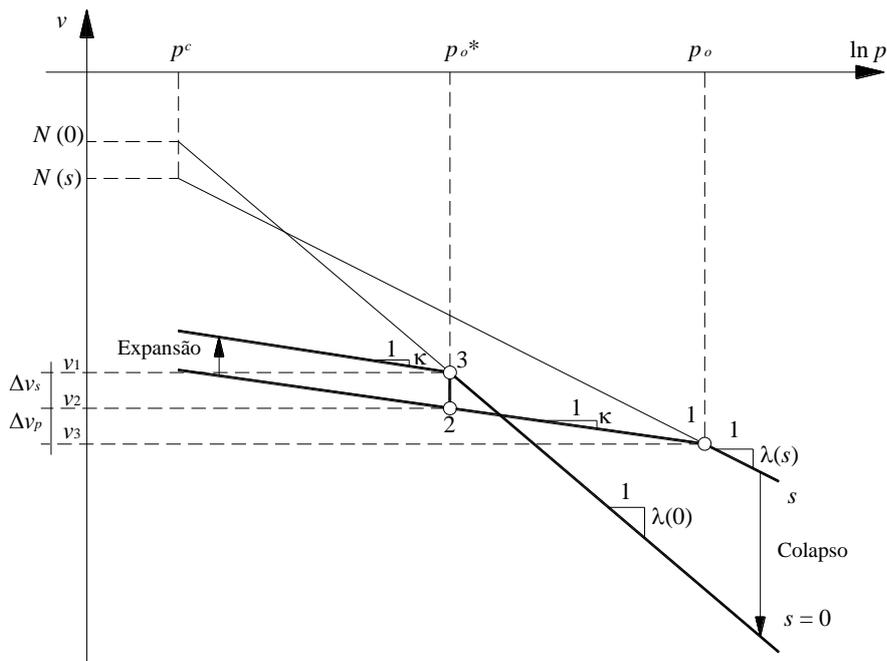
podem ser de superfície de estado, elásticos ou elastoplásticos. Destes, o modelo elastoplástico de Alonso et al. (1990), conhecido como *Barcelona Basic Model* (BBM), é considerado uma referência importante, uma vez que é capaz de simular condições de compressibilidade e resistência de forma acoplada (RODRIGUES, 2007).

Desde então, inúmeros modelos constitutivos elastoplásticos foram formulados considerando conceitos apresentados no BBM: Balmaceda, 1991; Wheeler e Sivakumar, 1995; Cui e Delage, 1996; Futai, 1997; Machado, 1998; Gallipoli et al., 2003; Khalili et al., 2008; Kyokawa, 2010; Zhou et al., 2012.

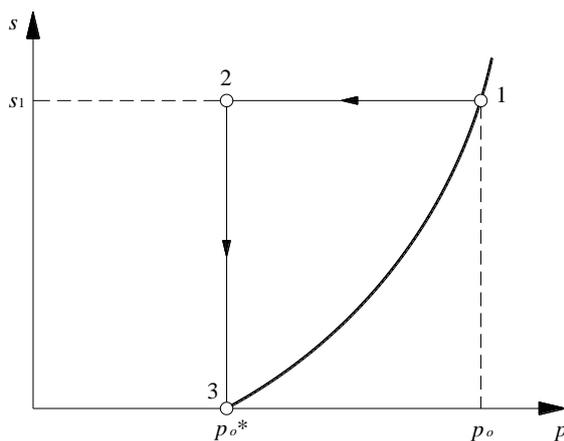
O BBM baseia-se na teoria dos estados críticos. A principal hipótese dessa teoria é o aumento da rigidez do solo com a sucção devido a ações intergranulares, que mantêm as partículas de solo mais fortemente conectadas. Nesse modelo, a sucção ($u_a - u_w$) e as tensões ($\sigma - u_a$ ou $p - u_a$) são assumidas como variáveis de estado, onde p é a tensão octaédrica ou tensão média, representado pela Equação 14:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (14)$$

Sua concepção teórica parte do exemplo idealizado na Figura 12, onde dois corpos de prova idênticos são ensaiados com distintos valores de sucção, sendo um com sucção nula (saturado) e outro com um valor de sucção constante. Os corpos de prova são solicitados no trecho virgem da reta de compressão. O não saturado segue a trajetória 1-2-3, no qual fica evidenciado o carregamento e descarregamento a sucção constante, e a expansão quando umedecido, mantendo-se a tensão constante.



(a)



(b)

Figura 12 - Relação entre tensões de pré-adensamento p_o e p_o^* : (a) curvas de compressão para solos saturado e não saturado; (b) trajetória de tensões e curva de plastificação no plano de tensões (p, s) (Alonso et al., 1990)

As variações de volume no domínio elástico provocadas pelo descarregamento e recarregamento com sucção constante e pelo umedecimento com tensão constante são apresentadas nas Equações 15 e 16, respectivamente:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \tag{15}$$

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (16)$$

em que, κ é o parâmetro de compressão elástico do solo para variações de tensões, κ_s é o parâmetro de compressão elástico do solo para variações de sucção; e p_{atm} é a pressão atmosférica.

A curva formada entre os pontos 1 e 3 da Figura 13 descreve a variação da tensão de pré-adensamento com a sucção, definindo a fronteira do domínio elástico, ou seja, sua extrapolação resulta em deformações irreversíveis para trajetórias de carregamento e de colapso no plano (p, s) . Essa curva é conhecida como curva LC (*loading-collapse*) e é expressa pela Equação 17:

$$\frac{p_o}{p^c} = \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (17)$$

O aumento da rigidez do solo com a sucção consiste na inclusão de uma equação que descreve uma rigidez máxima assintótica (Equação 18). A curva de escoamento LC no plano (p, s) é determinada a partir de valores de $\lambda(s)$, relacionados a cada valor de sucção.

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (18)$$

em que, β é um parâmetro que controla a taxa de aumento da rigidez do solo com a sucção; e $r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)}$.

Para a formulação do modelo para estado de tensões triaxiais, considerara-se os efeitos das tensões cisalhantes e da sucção, representados pelas Equações 19 e 20, respectivamente:

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (19)$$

$$p = -p_s = -k \cdot s \quad (20)$$

em que, k é uma constante.

A curva de escoamento no plano (p, q) descreve uma elipse que passa pelos pontos $-p_s$ e p_o e é dada pela Equação 21:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0 \quad (21)$$

Na Figura 13 são apresentadas curvas de escoamento no plano (p, q) para diferentes valores de sucção, sendo a curva S_1 para sucção nula (solo saturado), p_o^* é a tensão de pré-adensamento do solo na condição saturada, p_o é a tensão de pré-adensamento do solo para um valor de sucção, M é a inclinação da projeção da linha de estados críticos (LEC).

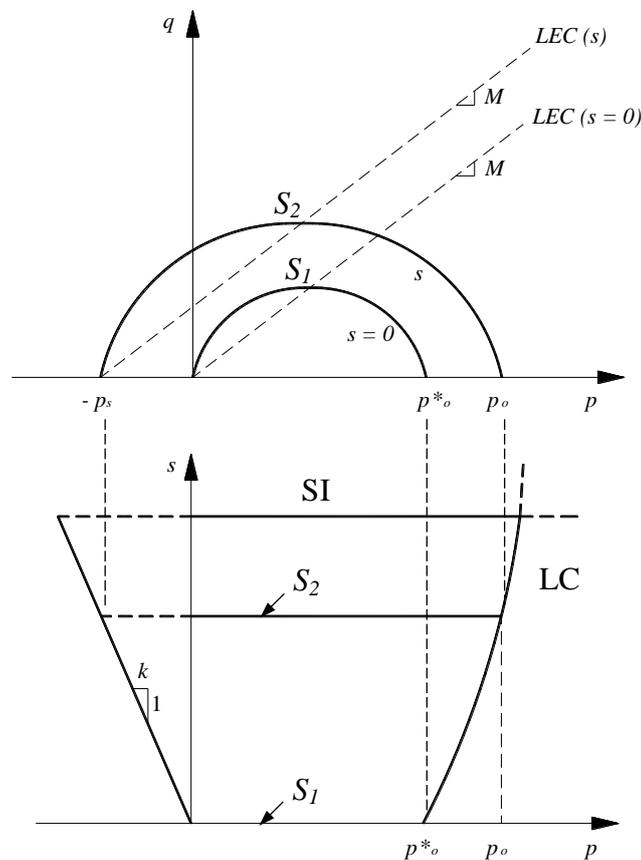


Figura 13 - Curvas de plastificação no espaço (p, q, s) (Alonso et al. 1990).

Nessa figura nota-se outra curva, denominada SI (*after suction increase*), a qual prediz deformações irreversíveis para valores elevados de sucção, os quais dependem do histórico de sucção do solo. Neste caso, a variação de volume específico é dada pela Equação 22:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (22)$$

em que, λ_s é o parâmetro de compressão plástica do solo para variações de sucção.

Para a determinação dos parâmetros do modelo são necessários ensaios edométricos e de compressão triaxial, ambos com controle de sucção. Os resultados desses ensaios em conjunto permitem a obtenção dos parâmetros: p^c , p_0^* , $\lambda(0)$, κ , r , β , M e k .

Maior detalhamento da formulação do BBM pode ser encontrado em Rodrigues (2007).

3.6 Módulo de cisalhamento máximo

O módulo de cisalhamento máximo (G_o) é um dos parâmetros de rigidez e está diretamente relacionado com as solicitações cisalhantes no solo. Esse parâmetro está cada vez mais presente nos projetos geotécnicos, sendo uma importante ferramenta para o dimensionamento estático em condições de serviço, como em túneis, fundações, estruturas de elevada rigidez, e para análises dinâmicas (Bates, 1989 *apud* Ferreira, 2002).

O módulo de cisalhamento máximo (G_o) pode ser obtido pela Equação 23:

$$G_o = \rho \cdot V_s^2 \quad (23)$$

em que, G_o é o módulo de cisalhamento máximo, ρ é a massa específica do solo e V_s é a velocidade de propagação da onda cisalhante.

A velocidade da onda cisalhante (V_s) depende diretamente das características do meio, assumido como elástico infinito, homogêneo e isotrópico, onde são propagadas. Essa velocidade é definida pela Equação 24:

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \frac{1}{(1+\nu)}} \quad (24)$$

em que, E é o módulo de elasticidade ou módulo de Young do material, ν é o coeficiente de Poisson.

O módulo de cisalhamento é inversamente proporcional ao nível de deformação cisalhante, isso significa dizer que o módulo de cisalhamento diminui com o aumento dos níveis de deformação. Logo, para se determinar o módulo de cisalhamento máximo (G_o), são necessários ensaios que gerem o mínimo de deformação possível, sendo o material

ensaiado em regime elástico. Dessa forma, a emissão de ondas elásticas por meio de vibração é o princípio básico de diversos ensaios para determinação de G_o .

Segundo Chan (2012), o ensaio com transdutores piezoelétricos como o *Bender Elements*, envolve basicamente o envio de ondas elásticas ao longo da altura corpo de prova para provocar breves perturbações nas partículas, a resistência encontrada pela vibração induzida é entendida como a rigidez do material.

As ondas elásticas podem ser ondas de compressão (também conhecidas como ondas P), ou ondas de cisalhamento (ou ondas S). As ondas P são ondas longitudinais e possuem vibração paralela a direção de propagação. As ondas S são ondas transversais onde as partículas de solo vibram perpendicularmente a direção de propagação da onda, provocando o efeito de cisalhamento no solo, alternando sua forma sem alterar o volume. Os modos de propagação das ondas P e S em ensaios de laboratório utilizando transdutores piezoelétricos são mostrados na Figura 14.

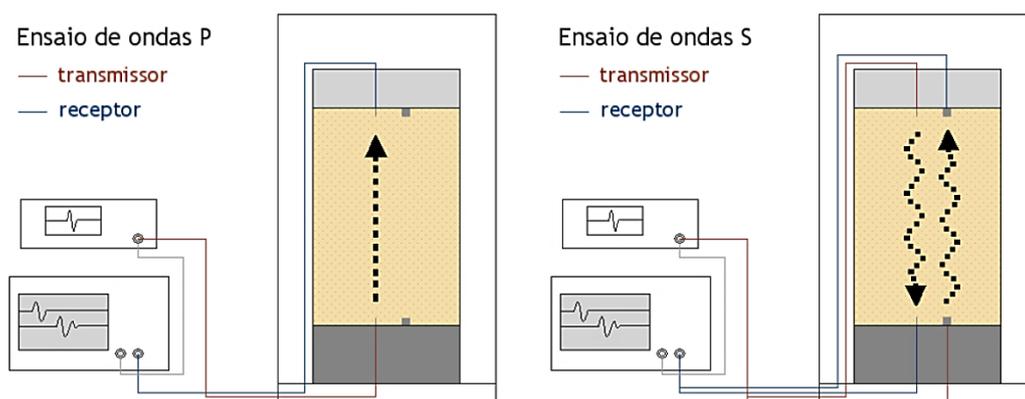


Figura 14 - Esquema de funcionamento e propagação de ondas P e S em ensaios (FERREIRA, 2002)

Para o cálculo da velocidade dessas ondas nesse tipo de ensaio é fundamental a determinação do tempo de propagação da onda através da amostra (t_s). Sabendo que a onda percorre a uma distância delimitada entre as pontas de transdutor emissor e o receptor (d), pode-se calcular a velocidade da onda cisalhante pela Equação 25:

$$V = \frac{d}{t_0} \quad (25)$$

Para a interpretação das ondas, Chan (2010) sugere o uso dos métodos denominados *Visual picking* e *First major peak-to-peak*. Em sua pesquisa, Chan (2010) conclui que esses métodos são simples e obtêm resultados bastante semelhantes a métodos

mais complexos, como os relacionados ao domínio da frequência. O primeiro método é o mais comumente usado e consiste na obtenção do tempo de chegada (t_0) pela determinação da primeira deflexão significativa da onda de chegada. O segundo método é baseado na suposição de que a onda de chegada tenha formato semelhante à onda transmitida, e o percurso da onda de cisalhamento pode ser obtido pela distância entre o pico do sinal transmitido e o primeiro pico principal da onda de chegada.

Ferreira (2002) implementou *Bender Elements* em um sistema triaxial clássico, mostrando seus princípios de funcionamento e sua aplicação na determinação de propagação de ondas sísmicas em corpos de prova. Nesta pesquisa, a autora comenta a grande versatilidade e boa adaptabilidade do transdutor aos equipamentos tradicionais, e atesta que a técnica de medição de velocidades de ondas sísmicas durante as fases do ensaio de compressão triaxial tende a tornar-se prática corrente em laboratórios. Seus resultados experimentais mostram que G_0 aumenta com o confinamento do corpo de prova.

Georgetti et al. (2013) realizou ensaios com *Bender Elements* instalados em uma câmara triaxial adaptada para ensaios com sucção controlada. Os ensaios foram feitos em uma areia argilosa compactada. Nessa pesquisa, medições de G_0 foram feitas mantendo a sucção do corpo de prova constante, verificando o efeito do confinamento isotrópico. Os resultados mostraram um aumento potencial de G_0 com o confinamento. Resultados em que G_0 aumenta de forma hiperbólica com a sucção também foram apresentados.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Coleta de amostras de solo

Para esta pesquisa, foram coletadas amostras indeformadas e deformadas no Campus Experimental da Faculdade de Engenharia, da Universidade Estadual Paulista - UNESP, no município de Bauru, a uma profundidade de 1,5 m.

A coleta das amostras indeformadas e deformadas foram feitas seguindo-se as recomendações da NBR 9604. Na Figura 15 são mostradas algumas etapas da coleta das amostras.



Figura 15 - Etapas da coleta de amostras de solo

4.2 Caracterização e compactação

Os ensaios foram realizados de acordo com as Normas Brasileiras. A caracterização consistiu em ensaios de análise granulométrica conjunta (NBR 7181), massa específica dos sólidos (NBR 6508) e limites de liquidez (NBR 6459) e plasticidade (NBR 7180). Para a compactação, foi utilizada energia do ensaio de Proctor Normal (NBR 7182).

4.3 Curva de Retenção de Água

As curvas de retenção de água no solo foram obtidas sob trajetória de secagem mediante a técnica de papel filtro, câmara de pressão e placa de sucção, e sob trajetória de umedecimento mediante a técnica do papel filtro.

4.3.1 *Corpos de prova*

Nesse estudo, foram utilizados dois tipos de amostras: compactada e indeformada.

Os corpos de prova indeformados foram talhados das amostras indeformadas coletadas a 1,5m de profundidade do local de estudo. Também foram utilizados os anéis de PVC para a talhagem.

Para as amostras compactadas optou-se pela moldagem do solo em um elevado grau de compactação e umidade próxima da ótima, obtendo assim um solo mais homogêneo e densificado. Os corpos de prova compactados foram talhados a partir de corpos de prova maiores, moldados no cilindro do ensaio de compactação de Proctor Normal, com grau de compactação de 95% e desvio de umidade de -3% em relação à umidade ótima. Para talhagem, utilizou-se anéis de PVC de dimensões médias de 50 mm de diâmetro e 10 mm de altura.

Na Figura 16 são mostrados a talhagem do corpo de prova (a) compactado e (b) indeformado, todos para os ensaios de obtenção da curva de retenção.



(a) Solo indeformado



(b) Solo compactado

Figura 16 - (a) Talhagem dos corpos de prova indeformados e (b) Moldagem dos corpos de prova compactados, para os ensaios da curva de retenção de água

4.3.2 Técnica do Papel Filtro

A técnica de papel filtro foi aplicada com o uso do papel Whatman n° 42. O método consistiu em colocar um papel de características de retenção conhecidas num ambiente hermético junto com uma amostra de solo. Dado o contato entre o papel que é capaz de reter umidade e o solo, ocorre migração de água até estabelecer-se o equilíbrio de potencial (GARDNER, 1937 *apud* SOTO, 2004). Assim, a sucção no solo é obtida mediante uma curva de calibração do papel.

Foram pré-definidos, por meio de seus índices físicos, os teores de umidade de ensaio do solo e as massas dos corpos de prova correspondentes a estas umidades, possibilitando obter pontos de umidade versus sucção das trajetórias de secagem e umedecimento.

Os principais materiais utilizados nesse ensaio estão listados a seguir, e são apresentados na Figura 17: pipeta com pipetador tipo pera (1), recipiente plástico com tampa (2), discos de PVC (3), anél de PVC (4), pedra porosa (5), tesoura (6), pincel (7), pinça (8), estilete (9), espátula (10), fita adesiva (11), caneta (12), etiqueta (13), balança eletrônica com precisão de 0,0001g (14), paquímetro digital (15), cápsulas pequenas (16), cápsula média (17), papel filme PVC (18), papel filtro Whatman n°42 (19) e luvas.

Após a moldagem, os corpos de prova destinados à trajetória de secagem foram assentados sobre placas porosas parcialmente submersas em água destilada e deaerada numa bandeja, permanecendo por mais de 24 horas. Os corpos de prova destinados à trajetória de umedecimento ficaram em contato com o ambiente durante cerca de cinco dias.



Figura 17 - Materiais utilizados no ensaio de papel filtro

Na sequência, cada corpo de prova saturado foi retirado da bandeja para secagem ao ar, sendo periodicamente pesado até atingir uma massa pré-definida. Enquanto cada corpo de prova seco ao ar foi umedecido por gotejamento utilizando uma pipeta, até atingir a uma massa também pré-definida.

Ao atingir essa massa, cada corpo de prova foi posto em contato pelo topo e pela base com pedaços de papel filtro Whatman n. 42, recortado com diâmetro ligeiramente menor que o diâmetro da amostra de solo. Em seguida, cada amostra foi envolvida com filme plástico e pressionada por discos de PVC com a finalidade de garantir o contato do solo com o papel. Este conjunto foi embalado com fita adesiva e armazenado em recipiente isolado por cerca de duas semanas, de maneira a assegurar o equilíbrio de fluxo de umidade entre o solo e o papel filtro.

Após o tempo de equilíbrio, cada conjunto foi desmontado com estilete e tesoura, os papéis filtro foram retirados com auxílio de pinça e partículas de solo aderidas aos papéis foram rapidamente removidas com auxílio de um pincel, e logo em seguida foram pesados em balança eletrônica com precisão de 0,0001g, colocados em uma cápsula média e levadas à estufa para secagem. O solo foi retirado do anel com espátula e divididos em cápsulas pequenas para a determinação da umidade pelo método da estufa. Depois da secagem os papéis filtro e o solo foram pesados novamente para determinação de suas

umidades. De posse das umidades dos papéis, as sucções matriciais foram calculadas por meio das Equações 26 e 27 de Chandler et al. (1992):

$$s = 10^{4,84 - 0,0622w_{\text{papel}}} \quad (26)$$

para $w_{\text{papel}} < 47\%$, e

$$s = 10^{6,05 - 2,48 \log w_{\text{papel}}} \quad (27)$$

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

E, por fim, com os pares de valores sucção-umidade as curvas de retenção de água no solo foram determinadas. Na Figura 18 é mostrado um fluxograma que sintetiza os procedimentos para obtenção das trajetórias de secagem e umedecimento.

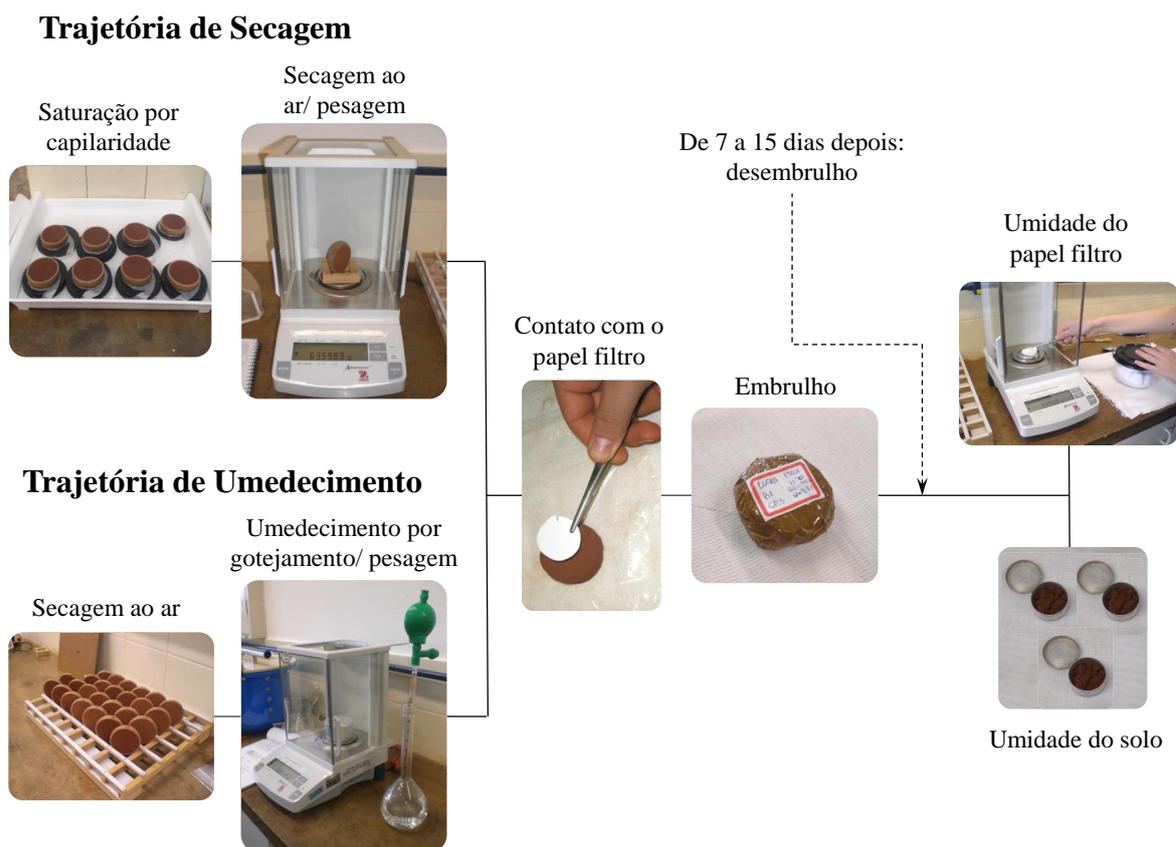


Figura 18 - Procedimentos da técnica do papel filtro para obtenção das trajetórias de secagem e umedecimento

4.3.3 Câmara de pressão

As câmaras de pressão, ou Câmara de Richards e o painel usado para imposição e controle da pressão são mostrados na Figura 19. Os incrementos de pressão são controlados pelos registros do painel e as câmaras são alimentadas com ar comprimido pelas mangueiras conectadas nas laterais. Foi utilizada placa porosa com limite de pressão de entrada de ar de 500 kPa.

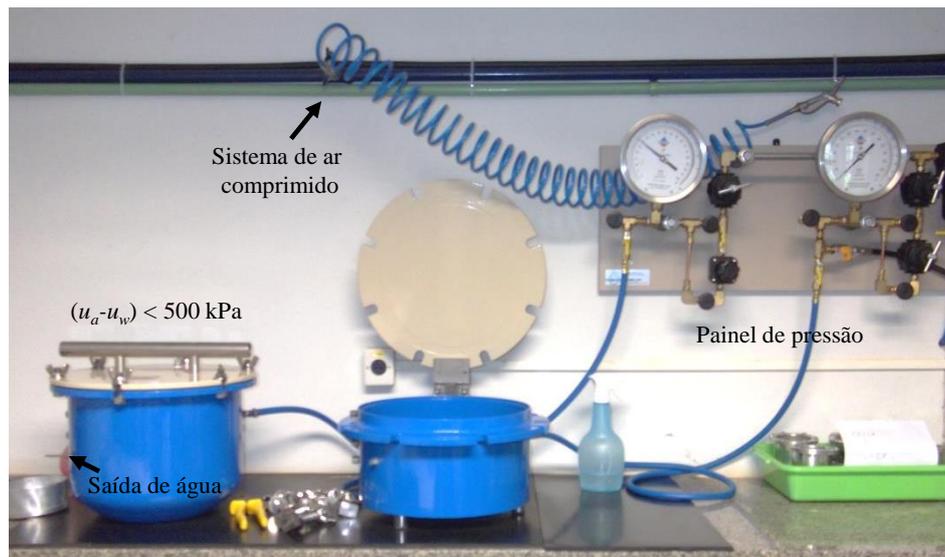


Figura 19 - Câmaras e painel de pressão de ar

Com essa técnica também é possível obter as trajetórias de secagem e umedecimento. Porém, nesta pesquisa foram obtidos apenas pontos da trajetória de secagem.

Foram utilizados oito corpos de prova compactados e seis indeformados. Antes de irem para a câmara, os corpos de prova foram saturados por capilaridade, para isso, foram colocados sobre papéis filtros comuns e pedras porosas, dentro de uma bandeja, e então foi despejada água destilada e deaerada até o nível das pedras porosas e deixado por mais de 24 horas, sempre repondo água para manter-se o nível. A placa porosa de alta pressão de entrada de ar foi deixada imersa em água destilada e deaerada por mais de 24 horas. Após a saturação, a placa porosa foi colocada na câmara e sobre ela os corpos de prova. Em seguida, tampou-se a câmara e aplicou-se a pressão de ar de interesse no seu interior. O ensaio foi conduzido com incrementos sucessivos de pressão de ar no interior da câmara com o intuito de drenar a água contida nos corpos de prova. As pressões aplicadas foram de 25, 50, 100 e 200 kPa. Após algumas semanas, ao cessar a saída de água da câmara, foram retirados da câmara de pressão dois corpos de prova para determinação do seu teor

de umidade, resultando, assim, em quatro pontos para a curva de retenção do solo compactado e três pontos para a curva do solo natural. Na Figura 20 é apresentado um fluxograma que sintetiza os procedimentos realizados.

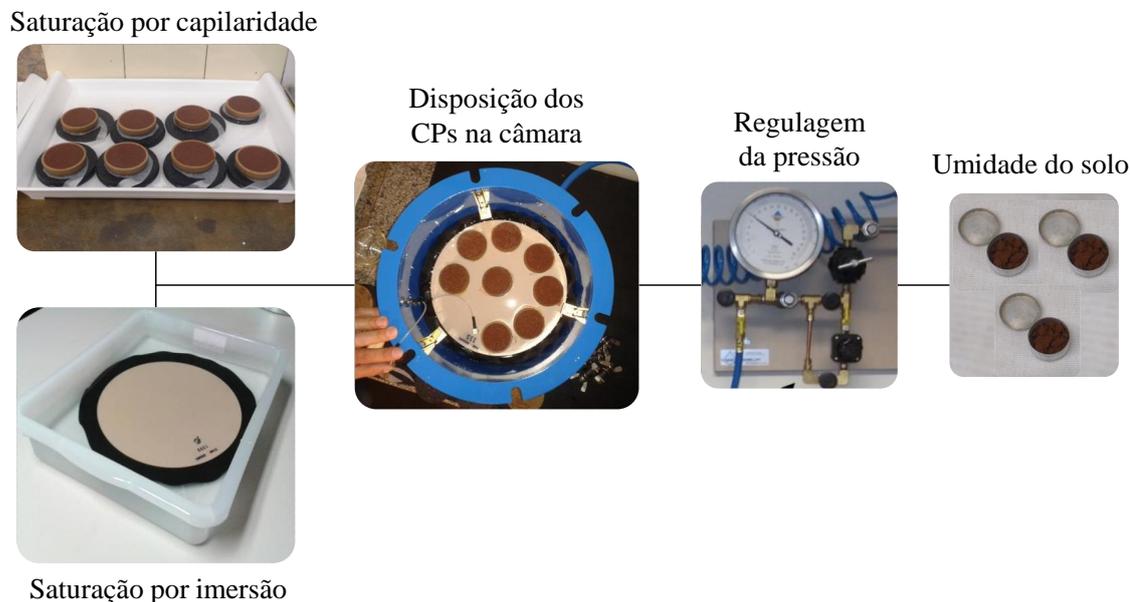


Figura 20 - Procedimentos para obtenção de pontos da trajetória de secagem da curva de retenção de água utilizando câmara de pressão

4.3.4 Placa de sucção

A placa de sucção possibilita a imposição de baixas sucções nos corpos de prova. O equipamento desenvolvido é uma adaptação do funil descrito por Libardi (1995) e contém dois funis, o esquerdo e o direito. Cada um é composto por uma câmara com placa porosa de 100 kPa de pressão de entrada de ar, ligada por uma mangueira flexível a um tubo com registros a cada 20 cm. O lado esquerdo tem seu primeiro registro superior a 10 cm abaixo da altura média de um corpo de prova colocado sobre a placa porosa, possibilitando a imposição das sucções ímpares de 1 kPa (ou 0,1 mca) a 15 kPa (ou 1,5 mca). Já o lado direito tem seu primeiro registro superior a 20 cm abaixo da altura média do corpo de prova, possibilitando a imposição das sucções pares de 2 kPa (ou 0,2 mca) a 14 kPa (ou 1,4 mca). Na Figura 21 é mostrado o equipamento, as cotas e as câmaras com corpos de prova dispostos sobre as placas porosas.

Inicialmente, saturaram-se os corpos de prova por capilaridade e as placas porosas das câmaras por imersão, como feito anteriormente para os ensaios de papel filtro e câmara de pressão. Preencheram-se as mangueiras e o tubo com água de forma contínua, a fim de

evitar aprisionamento de bolhas. Após a saturação, colocou-se o corpo de prova sobre a placa porosa da câmara e impôs-se a sucção de interesse abrindo o registro na cota correspondente. Dado o equilíbrio, ou seja, no momento em que não havia mais expulsão de água pelo registro, retirou-se o corpo de prova e dividiu-se o solo em cápsulas para a determinação da umidade em estufa.

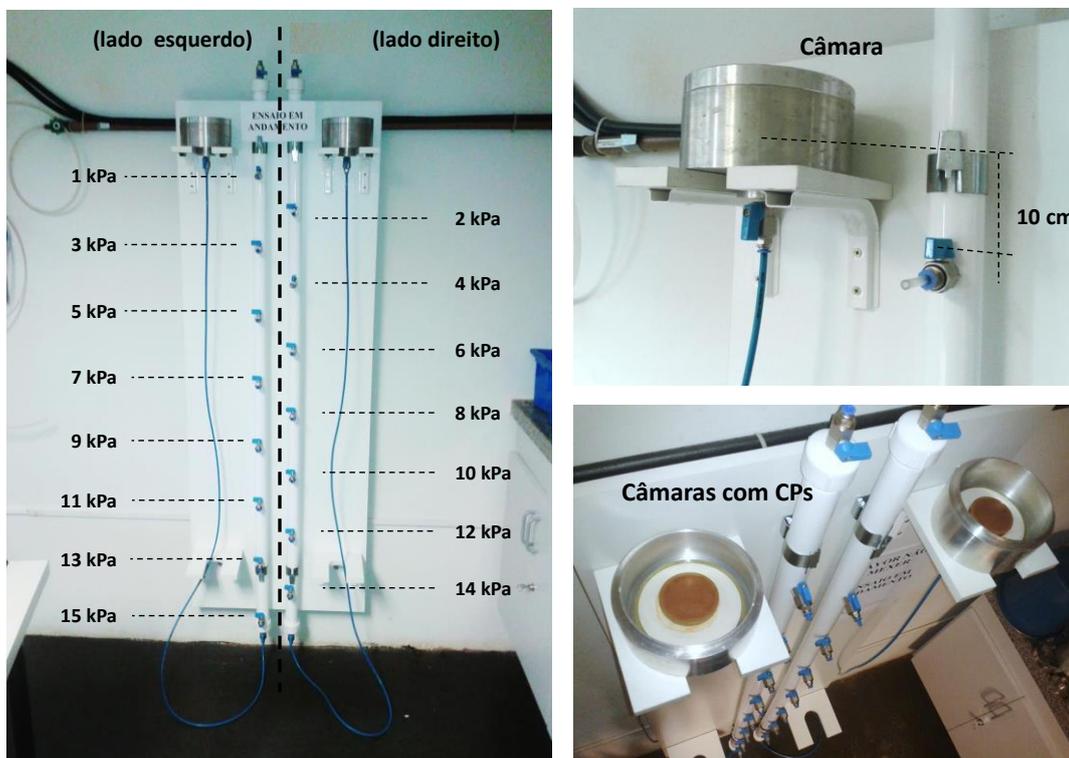


Figura 21 - Placa de sucção

Utilizou-se cinco corpos de prova compactados, referentes as sucções 1, 2, 3, 4 e 7 kPa. E quatro corpos de prova indeformados para as sucções 1, 2, 3 e 4 kPa. A placa de sucção possibilita apenas a obtenção de pontos da trajetória de secagem.

Na Figura 22 é apresentado um fluxograma dos procedimentos realizados.

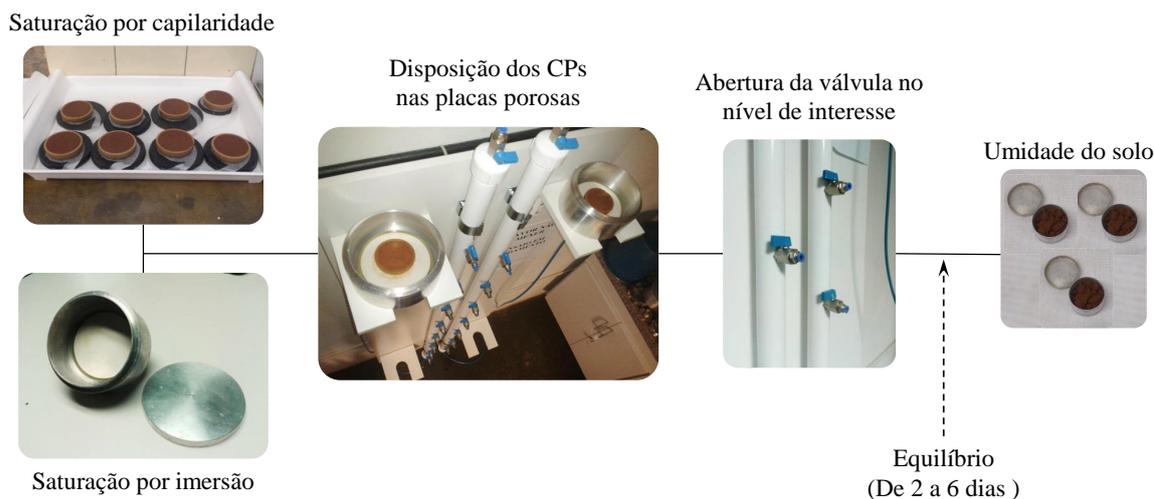


Figura 22 - Procedimentos do ensaio da placa de sucção

4.4 Ensaios de Compressão Triaxial

4.4.1 Montagem dos equipamentos

O equipamento utilizado consiste em uma prensa marca ELE de 50 kN e uma câmara marca GDS de 2 MPa. Para os ensaios com solo saturado, utilizou-se uma base tradicional. Já para os ensaios com solo não saturado, foi feita uma base com uma placa porosa de pressão de entrada de ar de 500 kPa, para controle da sucção pela técnica de translação de eixos. Nos ensaios, a força axial foi aplicada ao topo dos corpos de prova por meio de um pistão, enquanto a base da câmara é deslocada para cima a uma velocidade de 0,05 mm/min. A pressão confinante e a contrapressão (no caso dos ensaios com solos saturados) foram aplicadas utilizando sistemas de interface ar/água. Na Figura 23 são mostrados os equipamentos utilizados.



Figura 23 – Equipamentos para ensaios de compressão triaxial convencionais e com sucção controlada

Para efetuar e regular a distribuição de água e de ar para o ensaio de compressão triaxial, convencional ou com sucção controlada, foi construído um painel com registros de entrada e saída de ar pressurizado e água destilada, reguladores de pressão, manômetros e filtros. Na Figura 24 é mostrado o painel construído.

Para a aquisição de dados automatizada, desenvolveu-se um programa na plataforma de programação LabVIEW 8.5 para as aquisições por meio de um placa da National Instruments USB-6251 com uma interface SCC-68. O programa de aquisição desenvolvido permite acompanhar os gráficos durante a realização dos ensaios. A variação volumétrica do corpo de prova foi medida pela entrada e saída de água da câmara de ensaio. A deformação axial do corpo de prova foi medida através de um LVDT instalado na parte superior da câmara. A pressão confinante e a contrapressão foram medidas pelos transdutores de pressão instalados nos painéis de ar/água e a força axial por meio da célula de carga. Todos os medidores foram calibrados antes da realização dos ensaios e suas constantes de calibração inseridas no programa de aquisição. Na Figura 25 é apresentada a interface do usuário criada para o programa.

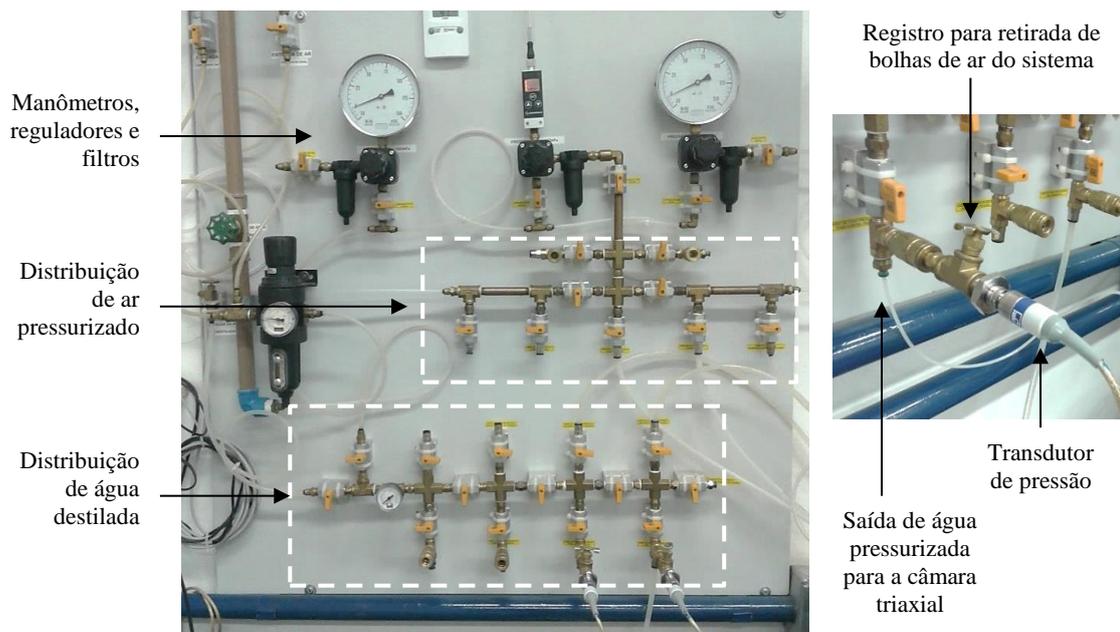


Figura 24 - Painel construído para os ensaios de compressão triaxial e detalhes da ligação do transdutor de pressão com o painel

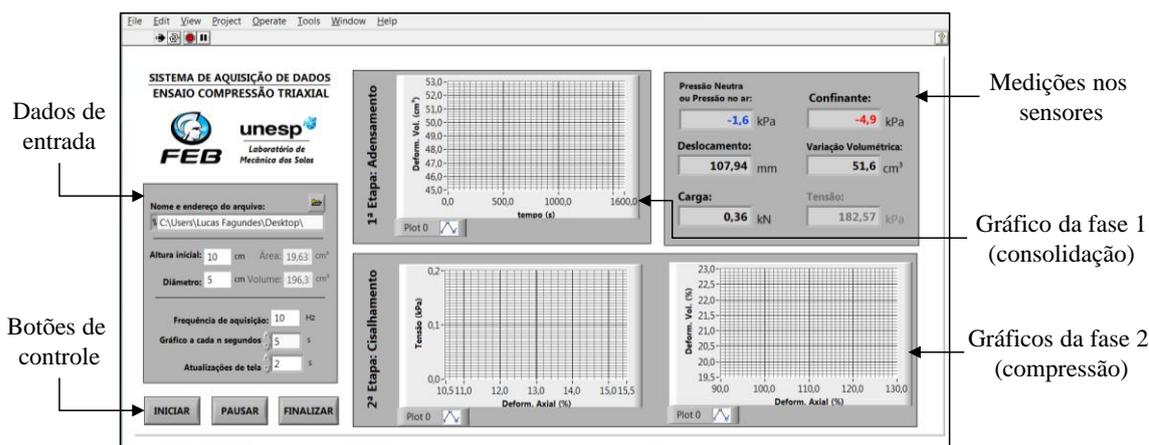


Figura 25 - Interface do usuário do programa de aquisição de dados para ensaios triaxiais

4.4.2 Calibrações

Foram calibrados um variador de volume, dois transdutores de pressão, um sensor para deslocamento linear (LVDT) e uma célula de carga.

O variador de volume, da marca Wykeham Farrance, modelo 28-WF4410, foi calibrado seguindo as instruções do seu manual. Primeiramente, encheram-se de água destilada as partes inferior e superior do variador de volume, realizando os procedimentos indicados para auxiliar na remoção de possíveis bolhas de ar ainda aprisionadas no sistema. Em seguida, foi deixado fluir determinada quantidade de água em uma direção e anotado o valor do sinal registrado pelo sistema de aquisição. A água era coletada em um béquer e

medida sua massa em uma balança. Foram feitas duas repetições, resultando em três retas de calibração, que podem ser vistas na Figura 26. Os coeficientes de calibração utilizados no sistema de aquisição foram os coeficientes médios obtidos pelas três retas.

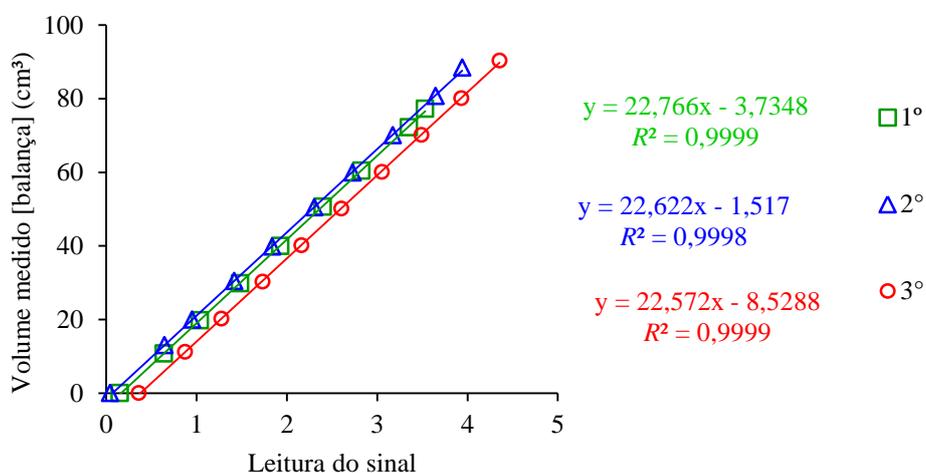


Figura 26 - Gráfico para obtenção dos parâmetros de calibração do variador volumétrico

Os dois transdutores de pressão, um para as medições de pressão externa (confinante) e o outro para pressões internas (pressão neutra ou sucção), foram colocados nas saídas do painel próximas a um regulador e um manômetro. Em seguida, eram reguladas pressões múltiplas de 10 kPa e registrados os sinais recebidos pelos transdutores.

Os gráficos obtidos são mostrados na Figura 27.

O LVDT foi calibrado por meio de uma régua fixa. A cada 10 mm de deslocamento, registrava-se o sinal recebido.

A célula de carga foi calibrada em uma prensa.

Na Figura 28 são apresentados os gráficos obtidos dessas calibrações.

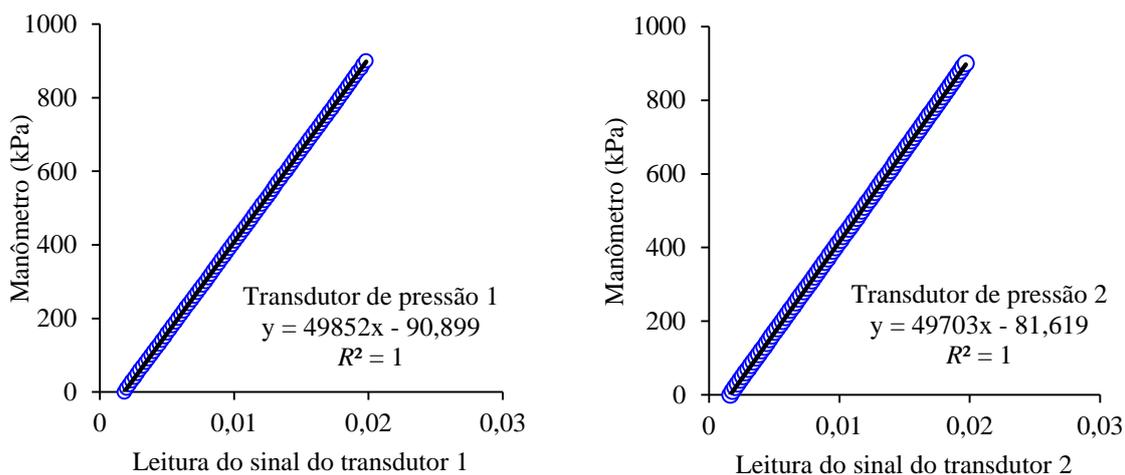


Figura 27 - Gráficos para obtenção dos parâmetros de calibração dos transdutores de pressão

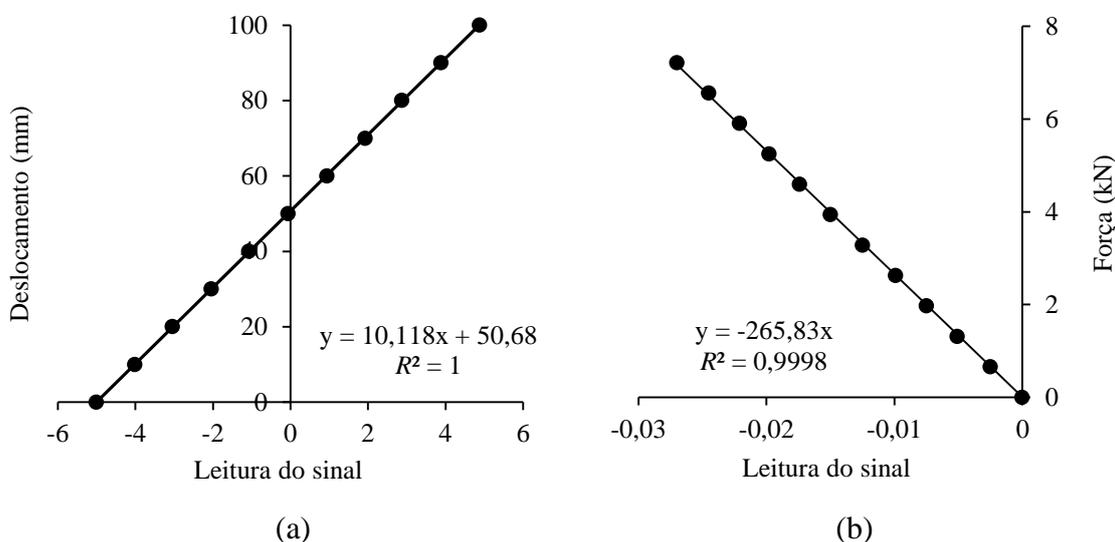


Figura 28 - Gráficos para obtenção dos parâmetros de calibração (a) do LVDT e (b) da célula de carga

Além dessas calibrações, foi verificada a variação de volume da câmara pequena, usada nos ensaios de compressão triaxial, e da câmara grande, usada nos testes com *Bender Elements*, quando submetidas à pressão. Os gráficos são mostrados na Figura 29. Foram utilizadas essas equações na correção da variação de volume medida durante os ensaios.

Essas calibrações foram utilizadas no sistema de aquisição de dados para a campanha de ensaios realizados nessa pesquisa. Periodicamente serão realizadas novas calibrações para a verificação desses valores, sobretudo antes de realizar novas campanhas de ensaios.

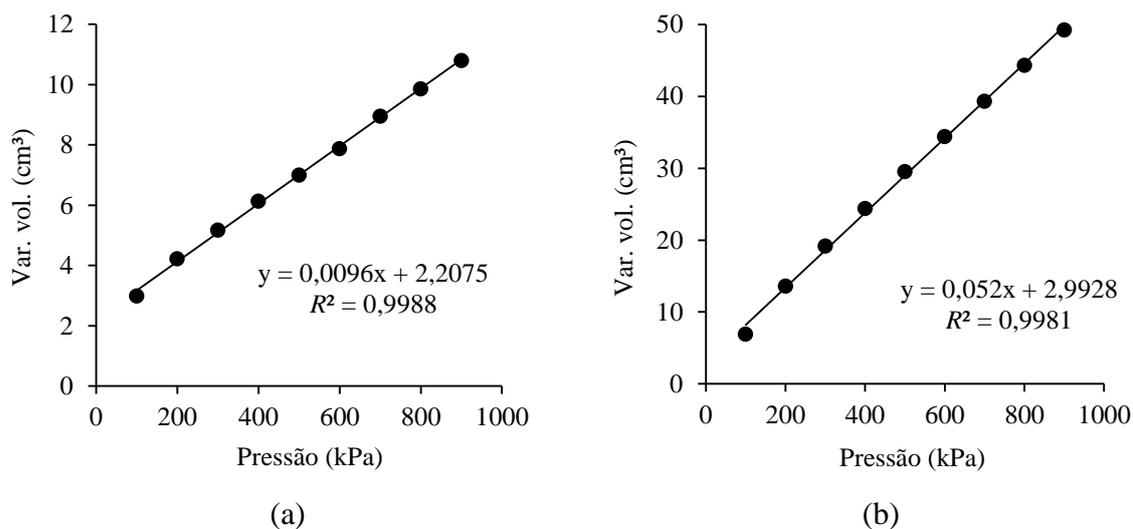


Figura 29 - Variação de volume das câmaras (a) pequena e (b) grande, quando submetidas a pressões.

4.4.3 *Corpos de prova*

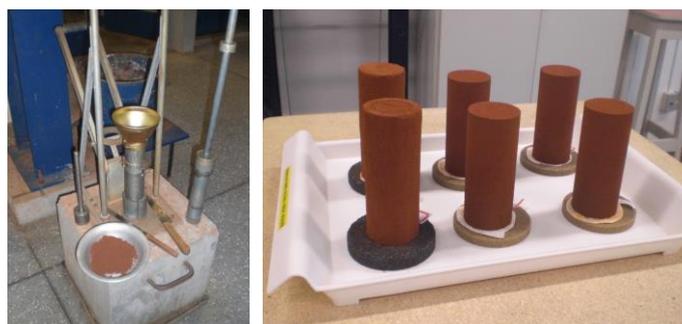
Para os ensaios de compressão triaxial foram talhados corpos de prova de amostras indeformadas cúbicas de 30 cm de lado, coletadas a 1,5m de profundidade do local de estudo. Foram talhados paralelepípedos dessas amostras indeformadas, nivelados o topo e a base, e levados ao talhador a fim de deixá-lo com formato cilíndrico. As dimensões médias dos corpos de prova foram de 5 cm de diâmetro e 12 cm de altura.

Os corpos de prova compactados foram moldados com dimensões médias de 5 cm de diâmetro e 12 cm de altura, compactados dinamicamente, com grau de compactação de 95% e desvio de umidade de -3% em relação à umidade ótima do ensaio de compactação de Proctor Normal.

Na Figura 30 são mostrados a talhagem dos corpos de prova indeformado e a moldagem dos corpos de prova compactado, todos para os ensaios de compressão triaxial.



(a) Solo indeformado



(b) Solo compactado

Figura 30 – (a) Talhagem dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais e (b) moldagem dos corpos de prova compactados, para os ensaios de compressão triaxial

4.4.4 Ensaios convencionais e com sucção controlada

A resistência ao cisalhamento do solo saturado e não saturado foi estudada a partir de ensaios de compressão triaxial do tipo CD (consolidado drenado), variando-se valores de sucção e tensão confinante. Foram realizados três ensaios para a obtenção de uma envoltória, cinco sucções diferentes e duas condições de moldagem (compactado e indeformado), resultando em vinte e sete ensaios de compressão triaxial no total.

Os procedimentos de instalação do corpo de prova dos ensaios de compressão triaxial convencionais e com solo não saturado foram praticamente idênticos. No ensaio convencional, a ordem de montagem segue a sequência: pedra porosa, corpo de prova, pedra porosa, cabeçote, membranas de látex nas regiões de contato com a pedra porosa, membrana de látex sobre o corpo de prova, elásticos e anéis de vedação sobre a membrana no pedestal e cabeçote, mangueira de ligação entre a base da câmara triaxial e o cabeçote. Nos ensaios com sucção controlada, utilizou-se o pedestal adaptado com pedra porosa de 500 kPa de entrada de ar, não sendo necessária a colocação de pedra porosa antes da colocação do corpo de prova. A Figura 31 apresenta alguns procedimentos de instalação de um corpo de prova na câmara triaxial.

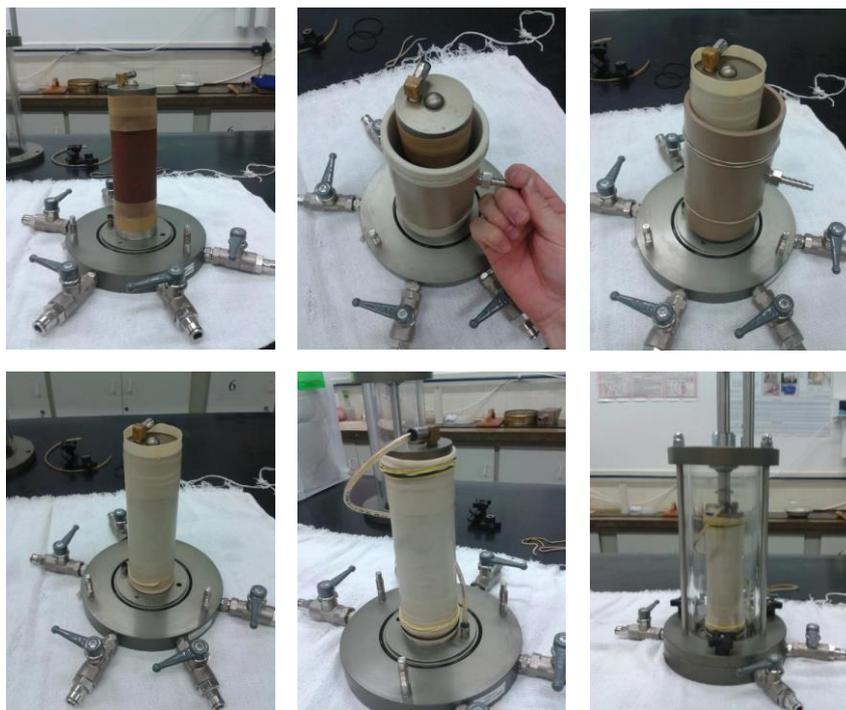


Figura 31 - Alguns procedimentos da instalação do corpo de prova na câmara triaxial

Nos ensaios com solo saturado, a saturação do corpo de prova inicia-se com a percolação de água com um diferencial de 10 kPa entre pressão confinante e contra-pressão. Após a percolação, o solo foi saturado por incrementos de contra-pressão. Em cada estágio, a pressão confinante e a contra-pressão foram elevadas de 50 kPa, mantendo-se o diferencial de 10 kPa entre elas, a fim de garantir a integridade do corpo de prova enquanto o ar é dissolvido na água. 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 seguida, o corpo de prova é submetido ao confinamento (Fase 1). Em todos os ensaios essa fase ocorreu sob carregamento isotrópico com tensões confinantes de 50, 100, 200 kPa. Esses valores também foram utilizados nos ensaios com sucção controlada e com amostras secas ao ar. Considerou-se o corpo de prova consolidado quando não havia mais variações volumétricas significativas.

Nos ensaios com sucção controlada, as pressões no ar (u_a) e na água (u_w) e a tensão de confinamento (σ_3) foram mantidas constantes na fase de ruptura. Foram utilizadas sucções de 50, 200 e 400 kPa (apenas para o solo indeformado). Para reduzir o tempo do ensaio de compressão triaxial com sucção controlada, após a moldagem, os corpos de prova compactados foram saturados por capilaridade e levados à câmara de pressão. Os corpos de prova indeformados foram posicionados dentro da câmara de pressão e umedecidos por gotejamento. Em seguida, aplicou-se no interior das câmaras as pressões compatíveis com os valores de sucção desejados para drenagem dos corpos de prova (50

kPa, 200 kPa e 400 kPa). Após o equilíbrio da sucção, cada amostra foi conduzida à câmara triaxial pequena para montagem e realização das fases de consolidação e compressão triaxial, ambas com sucção controlada.

Ensaio sem controle de sucção, mas com solos não saturados, foram realizados com amostras secas ao ar. Para esses ensaios foi utilizada a base convencional (sem pedra porosa). O valor de sucção correspondente ao solo seco ao ar foi obtido pela Equação 28, que leva em consideração a umidade relativa do ar (RH) onde as amostras foi mantidas.

$$s = 135055 \ln(RH) \quad (27)$$

A umidade relativa do ar média obtida no período de secagem foi de 70%.

Na Figura 32 é apresentado um fluxograma que sintetiza os ensaios de compressão triaxial realizados.

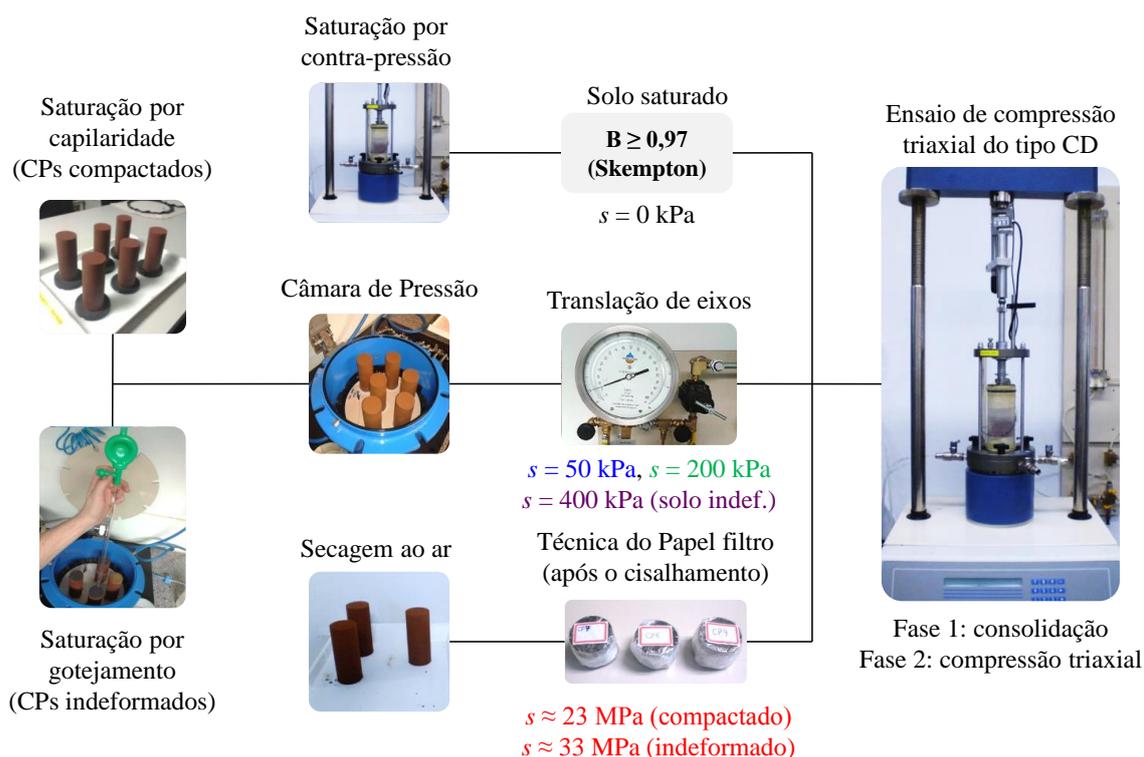


Figura 32 - Etapas dos ensaios de compressão triaxial

4.5 Testes com *Bender Elements*

4.5.1 Equipamentos

Um dos objetivos secundários dessa pesquisa era testar os equipamentos de *Bender Elements* em ensaios de compressão triaxial, obtendo resultados e análises preliminares que sirvam de auxílio para futuras pesquisas.

Os pedestais providos de *Bender Elements* para o ensaio convencional e para o ensaio com sucção controlada, o cabeçote também provido de transdutor e a caixa de aquisição de dados são mostrados na Figura 33.

O sistema de aquisição foi adquirido em conjunto com os transdutores. Diferente do sistema de aquisição do ensaio de compressão triaxial, o qual foi desenvolvido nessa pesquisa e já exposto no item 4.4.1.

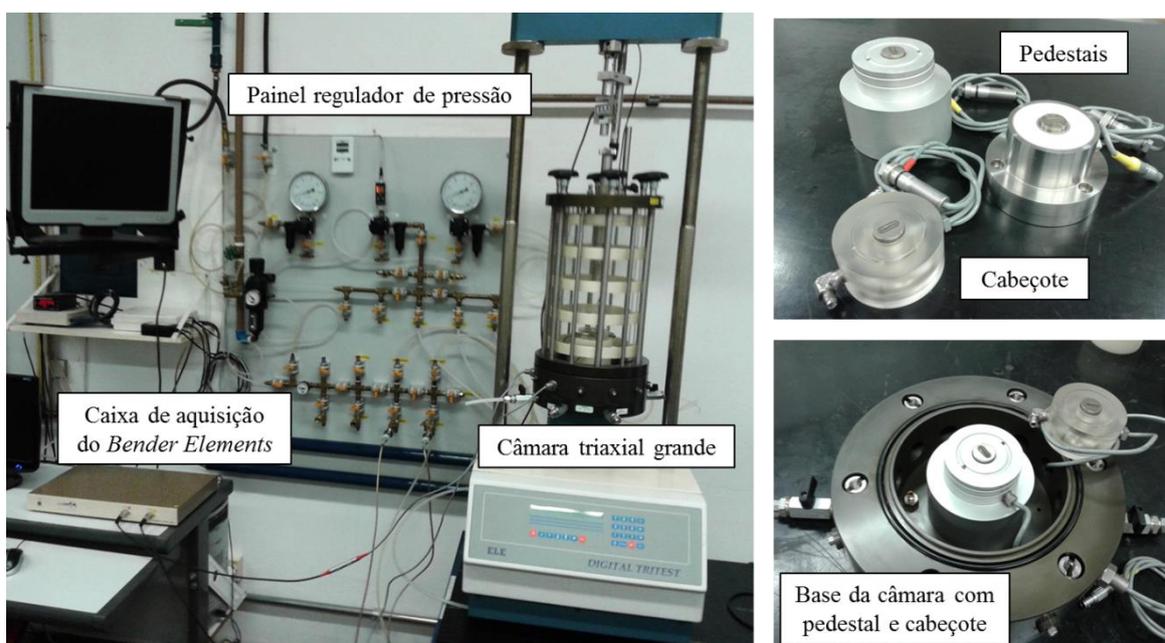


Figura 33 - Equipamentos utilizados para os testes com *Bender Elements*

O *software* para interpretação das ondas possibilita escolher o tipo de propagação de ondas, a altura do corpo de prova e o período desejado. Nessa pesquisa, foram utilizadas ondas *S*, uma vez que essas ondas propiciam o estudo do módulo de cisalhamento máximo (G_0).

4.5.2 Montagem e interpretação das ondas

O estudo foi feito com o solo indeformado, em duas sucções distintas: 0 kPa (saturado) e 100 kPa. Os corpos de prova utilizados foram extraídos de uma amostra indeformada, coletada a 1,5 m de profundidade. As dimensões médias dos corpos de prova eram de 7 cm de diâmetro e 15 cm de altura.

Os procedimentos de instalação do corpo de prova para os ensaios com solo saturado e não saturado foram praticamente idênticos. Para o solo saturado foi utilizado o pedestal convencional (sem pedra porosa de alta entrada de ar). A montagem consistiu em procedimentos semelhantes aos de compressão triaxial convencional, seguindo a sequência: pedra porosa, corpo de prova, pedra porosa, membranas de látex nas regiões de contato com a pedra porosa, membrana de látex sobre o corpo de prova, cabeçote, elásticos e anéis de vedação sobre a membrana no pedestal e cabeçote, mangueira de ligação entre a base da câmara triaxial e o cabeçote. Notando que, devido a fios elétricos fixos no cabeçote, este foi colocado após a colocação da membrana, posicionando-o de forma que a placa do *Bender Element* ficasse na direção paralela à placa do pedestal. Nos ensaios com sucção controlada, a diferença é a utilização do pedestal adaptado com pedra porosa de 500 kPa de entrada de ar, não sendo necessária a colocação de pedra porosa antes da colocação do corpo de prova.

No ensaio com solo saturado, fez-se a saturação do corpo de prova por contra-pressão, de forma idêntica a feita nos ensaios de compressão triaxial convencionais, detalhada no item 4.4.4.

Os procedimentos para o equilíbrio da sucção no corpo de prova não saturado também foram semelhantes aos realizados para os ensaios de compressão triaxial. Fez-se o equilíbrio da sucção de 100 kPa no corpo de prova pela técnica de translação de eixo, realizada em uma câmara de pressão com pedra porosa com 500 kPa de pressão de entrada de ar. Após o equilíbrio, o corpo de prova foi levado à câmara triaxial grande, usada no ensaio de *Bender Elements* nessa pesquisa, e imposta a sucção de 100 kPa novamente. Como mencionado anteriormente, esse método possibilitou reduzir o tempo de utilização do sistema triaxial, deixando-o disponível para realização de outros ensaios.

Em seguida, o corpo de prova foi submetido ao confinamento isotrópico líquido de 25 kPa. Após a consolidação, quando não ocorriam variações volumétricas significativas, emitia-se uma onda sísmica e registravam-se os respectivos valores de V_s . As ondas foram emitidas em frequências variando de 1 a 50 Hz, obtendo-se um V_s para cada frequência

utilizada. Repetiu-se esses procedimentos aumentando o confinamento em 25 kPa, até atingir 150 kPa.

Para a interpretação das ondas, optou-se pelo método denominado *peak-to-peak*, ou pico-a-pico, sugerido por Chan (2012). O método consiste em posicionar a reta vertical correspondente ao tempo inicial (t_i) no primeiro pico da onda enviada, e a reta vertical correspondente ao tempo final (t_f) no primeiro grande pico da onda recebida. Segundo o autor, este método é simples e apresenta bons resultados comparados com outros métodos. Um exemplo da aplicação desse método nas medições feitas pode ser visualizado na tela capturada do programa que monitora o ensaio (Figura 34).

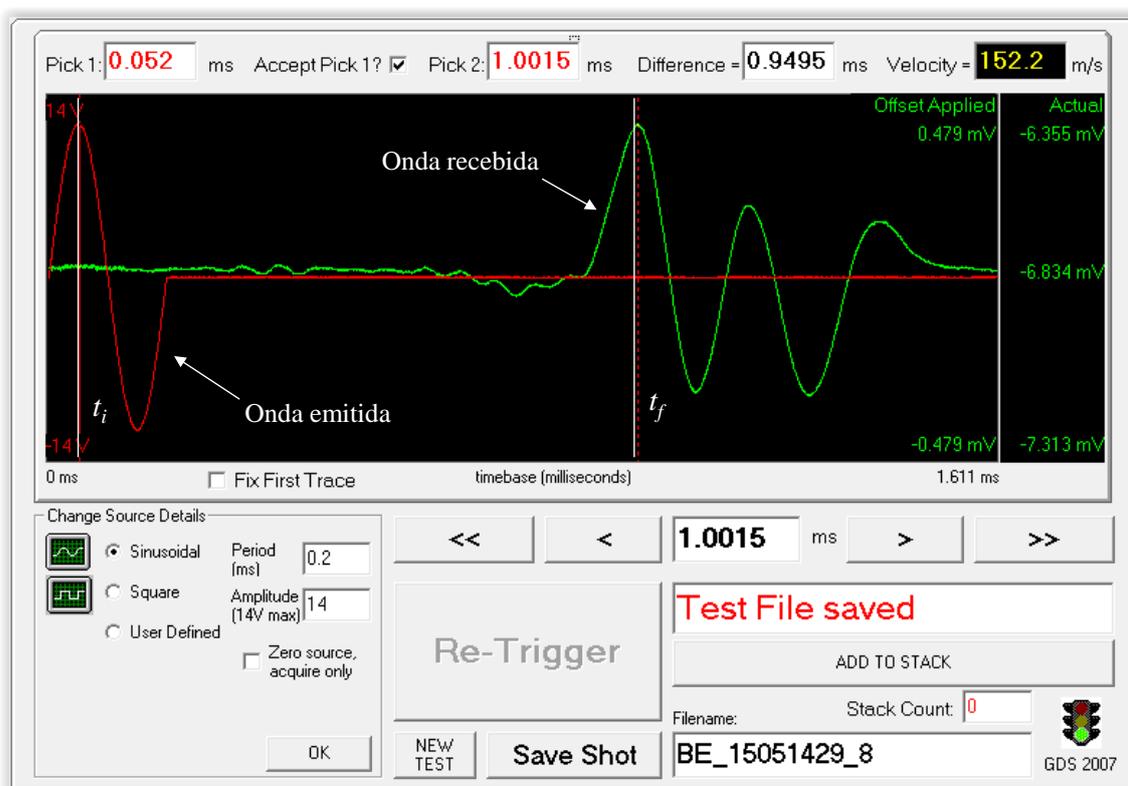
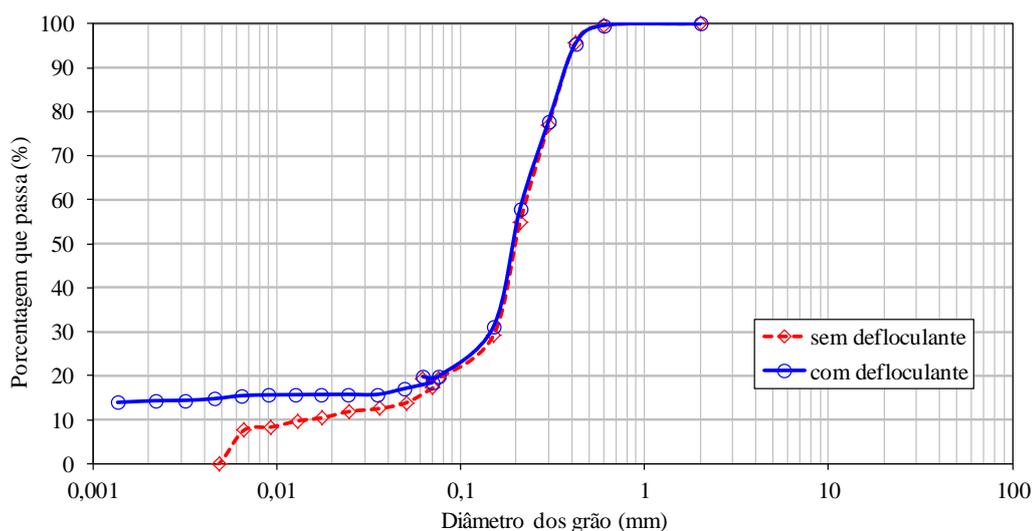


Figura 34 - Exemplo da aplicação do método pico-a-pico na interpretação de ondas S

5 RESULTADOS E ANÁLISES

5.1 Caracterização e Compactação

Foram feitos dois ensaios de granulometria conjunta, com e sem defloculante à base de hexametáfosfato. Na Figura 35 são apresentadas as curvas granulométrias obtidas.



ESCALA ABNT NBR 6502/95										
argila	silte			areia			pedregulho			
				fina	média	grossa	fino	médio	grosso	
0,002				0,06	0,200	0,600	2,0	6,0	20,0	60,0

Figura 35 - Curvas granulométricas obtidas em ensaios com e sem o uso de defloculante.

O solo estudado foi classificado quanto à sua textura como uma areia média a fina pouco argilosa marrom avermelhado. A partir das curvas com e sem defloculante é possível notar que a areia estudada possui finos em estado agregado.

O ensaio de compactação na energia Proctor normal foi realizado com cinco amostras. A curva de compactação e as curvas correspondentes aos graus de saturação de 80%, 90% e 100% são apresentadas na Figura 36.

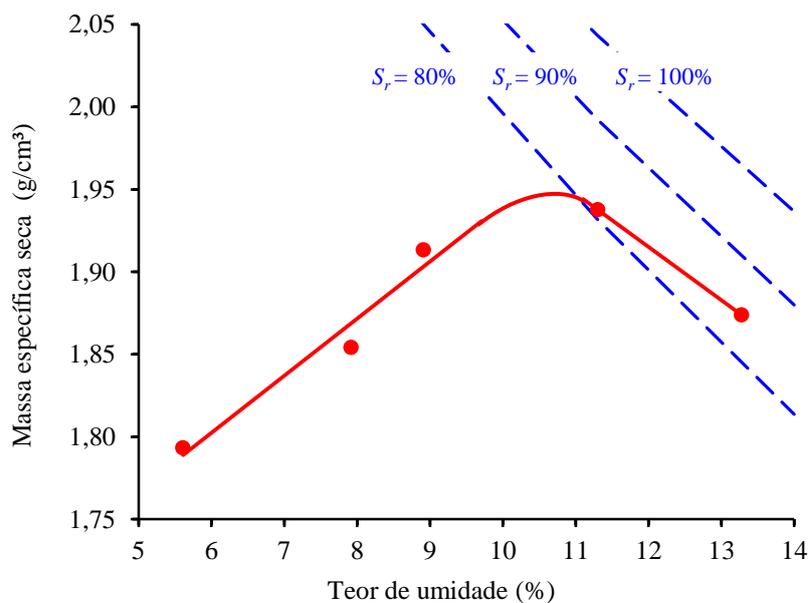


Figura 36 - Curva de compactação na energia Proctor normal

As frações granulométricas, os limites de consistência e os valores do ponto ótimo de compactação são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Caracterização e compactação do solo

Argila	(%)	14,0
Silte	(%)	5,8
Areia	(%)	80,2
Limite de liquidez, w_L	(%)	15,5
Limite de plasticidade, w_P	(%)	-
Massa específica seca máxima, ρ_{dmax}	(g/cm³)	1,950
Teor de umidade ótimo, w_{opt}	(%)	10,6

Nessa pesquisa estudou-se o solo em duas diferentes compacidades: natural e compactado. Os índices físicos do solo nessas condições são apresentados na Tabela 2.

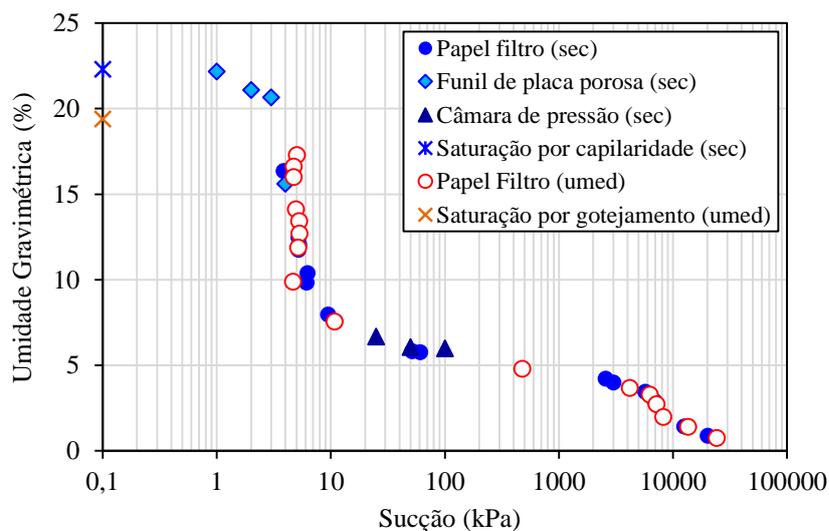
Tabela 2 – Índices físicos das amostras

		Indeformado (coletadas a 1,5m de prof.)	Compactado (GC de 95% e Δw de -3%)
Massa específica, ρ	(g/cm³)	1,590	1,994
Massa específica seca, ρ_d	(g/cm³)	1,507	1,853
Teor de umidade, w	(%)	5,5	7,6
Índice de vazios, e	-	0,757	0,430
Porosidade, n	(%)	43,1	30,0
Grau de saturação, S_r	(%)	19,3	46,9
Massa específica dos sólidos, ρ_s	(g/cm³)	2,649	2,649

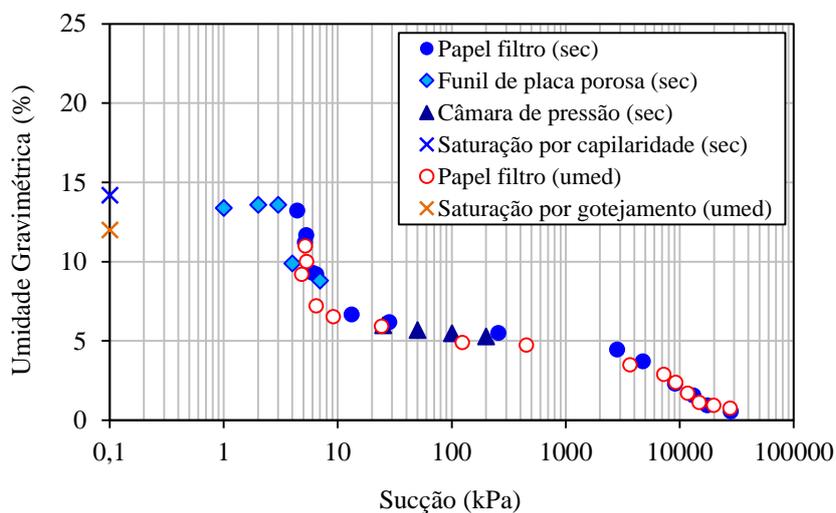
5.2 Retenção de Água no Solo

5.2.1 Pontos para a curva de retenção de água

Os pontos para obtenção da curva de retenção de água no solo são mostrados na Figura 37. Para a trajetória de secagem, foram utilizados a técnica do papel filtro, câmara de pressão e placa de sucção. Para trajetória de umedecimento, utilizou-se apenas a técnica do papel filtro.



(a) Solo indeformado



(b) Solo compactado

Figura 37 - Pontos experimentais obtidos pelos ensaios de papel filtro, placa de sucção e câmara de pressão com o solo indeformado e compactado

5.2.2 Considerações gerais

A seguir, são apresentadas algumas observações consideradas relevantes, constatadas durante a execução dos ensaios para obtenção dos pontos das curvas de retenção nessa pesquisa:

- A técnica do papel filtro exigiu maiores cuidados devida algumas peculiaridades como agilidade durante a pesagem, para que não houvesse perda de umidade do papel filtro e utilização dos discos de PVC, para que fosse garantido ao máximo o contato entre solo e papel filtro. A trajetória de umedecimento exigiu, além dos cuidados citados, o gotejamento razoavelmente lento e com mínima altura de queda possível, para que não causasse deformações na superfície da amostra;
- A placa de sucção propiciou a obtenção de pontos com alto teor de umidade, o que não era possível por meio da técnica do papel filtro ou da câmara de pressão. O tempo de equilíbrio foi relativamente rápido, variando de dois a seis dias, dependendo da sucção escolhida. Esses fatos também foram constatados por (VILAR, 2006);
- Para as umidades de saturação (w_s) foi adotado sucção nula, não medindo-se a sucção por meio da técnica do papel filtro.

5.2.3 Ajuste pela equação de van Genuchten (1980)

Para a interpretação dos resultados desses ensaios, ajustaram-se curvas de acordo com a equação de van Genuchten (1980), expressa pela Equação 28:

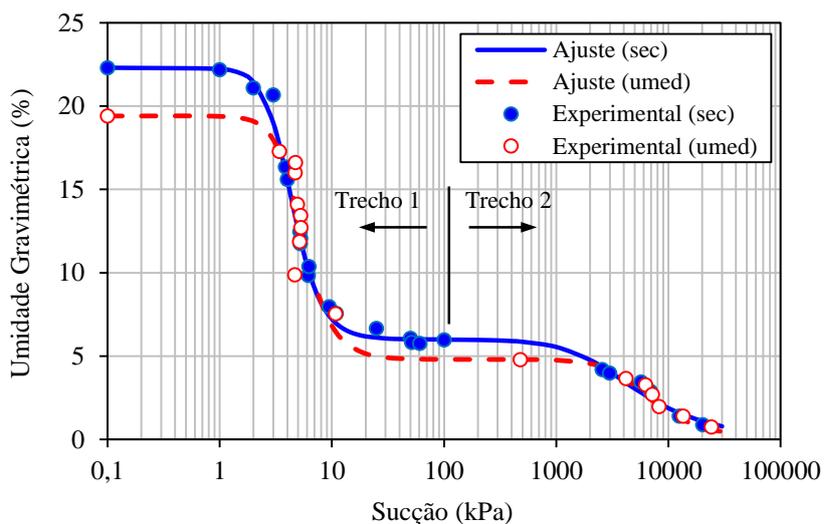
$$w = w_r + (w_s - w_r) \cdot \left\{ \frac{1}{\left[1 + (\alpha \cdot s)^n \right]^m} \right\} \quad (28)$$

em que w_s e w_r são as umidades de saturação e residual, α , m e n são parâmetros de curvatura e s é a sucção.

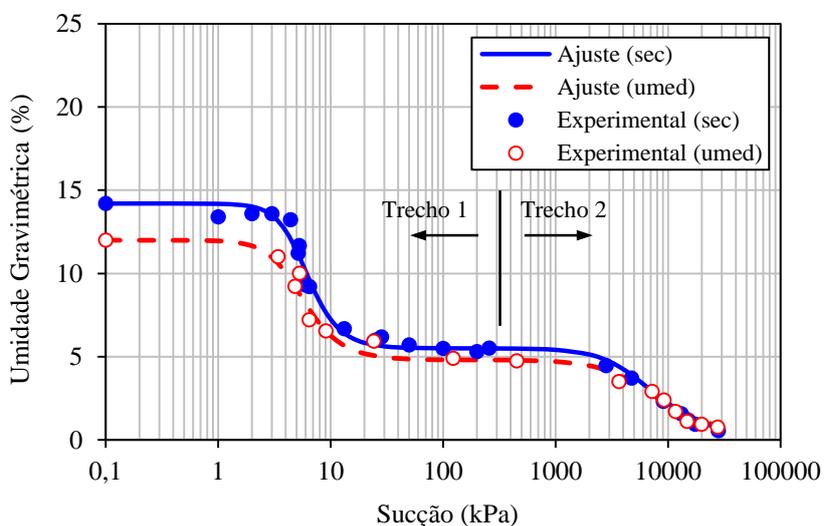
Foram necessários dois ajustes para cada curva, justamente pelo fato do solo apresentar duas pressões de entradas de ar, ou seja, um comportamento bimodal. Esse comportamento é atribuído à presença de macros e microporos no solo. Rodrigues (2007) comenta que, devido ao intemperismo típico do clima tropical, o solo laterítico apresenta, comumente, alta formação e concentração de óxidos, que agem como cimentos naturais,

interligando as partículas maiores (areia), agregando o solo. Esse efeito pode ser evidenciado nas curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante (Figura 35), pois a fração fina ocupa a posição de partículas maiores na escala granulométrica devido ao estado agregado em que se encontra.

Na Figura 38 são mostradas as curvas da trajetória de secagem ajustadas e os pontos experimentais. Os parâmetros de ajuste da equação são apresentados na Tabela 3



(a) Solo indeformado



(b) Solo compactado

Figura 38 - Curvas de retenção de água dos solos indeformado e compactado

As curvas modeladas se ajustaram bem aos dados experimentais, com coeficientes de determinação (R^2) acima de 0,933, exceto para o trecho 1 da trajetória de umedecimento para o solo indeformado.

Tabela 3 – Parâmetros de ajuste da equação de van Genuchten (1980)

Solo	Trajectoria	Trecho	α (kPa ⁻¹)	m	n	w_r (%)	w_s (%)	R^2
indef.	sec.	1	0,2542	0,7337	3,7552	6,0	22,3	0,995
		2	0,0004	0,4482	1,8122	0,0	6,0	0,983
	umed.	1	0,2123	0,6584	3,9274	4,8	19,4	0,779
		2	0,0002	0,6078	2,5496	0,2	4,8	0,988
compact.	sec.	1	0,184	0,7142	3,4993	5,5	14,2	0,986
		2	0,0002	0,5371	2,1604	0,0	5,5	0,997
	umed.	1	0,2124	0,6682	3,0136	4,8	12,0	0,933
		2	0,0002	0,5001	2,0004	0	4,8	0,9984

As curvas obtidas assemelham-se à curva típica de solos arenosos com baixa capacidade de retenção de água, apresentada por Fredlund e Xing (1994) na Figura 5, o que condiz com o solo estudado. Estas curvas apresentam uma zona de dessaturação praticamente vertical numa grande variação de umidade para um pequeno intervalo de sucção, que varia de 1 a 10 kPa, e uma zona de saturação residual onde ocorre o oposto, ou seja, para pequenas mudanças do conteúdo de água ocorrem grandes mudanças de sucção. Duas entradas de ar são observadas nessas curvas, sendo que a segunda entrada de ar pode ser atribuída à drenagem dos microporos da fração agregada do solo. A partir dos gráficos, a primeira pressão de entrada de ar para o solo compactado é de, aproximadamente, 3 kPa, e para o solo indeformado é de 2 kPa. A segunda pressão de entrada de ar é de, aproximadamente, 3 MPa, para o solo compactado e indeformado.

Pode ser observada nestas figuras a ocorrência de alguma histerese entre as curvas da trajetória de secagem e umedecimento, tanto para o solo indeformado quanto para o compactado. No entanto, esse fenômeno não está claramente evidenciado, principalmente nos trechos de dessaturação, onde há maior quantidade de pontos.

5.2.4 *Indeformado x Compactado*

Para uma análise do efeito da compactação nas curvas de retenção de água, é feita uma sobreposição das curvas obtidas pelos ajustes e apresentada na Figura 39.

A compactação do solo diminuiu seu índice de vazios, ou seja, diminuiu a quantidade de poros, implicando numa diminuição da quantidade de água necessária para saturar o solo. Isso pode ser notado nesta figura em que o valor da umidade de saturação para o solo compactado é menor em relação ao solo indeformado. Nesta figura também é possível notar que diferença entre as curvas do solo indeformado e compactado é mais

evidente no trecho inicial, até a primeira pressão de entrada de ar. Essa diferença se torna menos significativa no traçado restante das curvas.

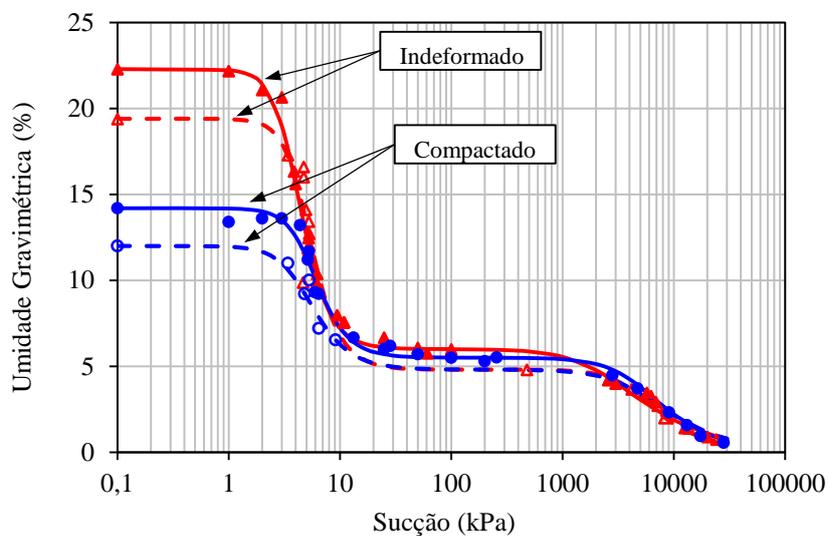


Figura 39 - Comparação entre as curvas de retenção de água do solo indeformado e compactado

5.3 Resistência ao Cisalhamento

5.3.1 Fase I: Confinamento

Os gráficos de deformação-tempo, da fase de confinamento, são apresentados a seguir. As tensões de confinamento líquidas foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Na Figura 40 têm-se os resultados dos ensaios com as amostras indeformadas ensaiadas nas sucções 0 kPa (saturado), 50 kPa, 200 kPa e 33 MPa (seco). Na Figura 41 tem-se o resultado do ensaio com amostra indeformada com sucção de 400 kPa.

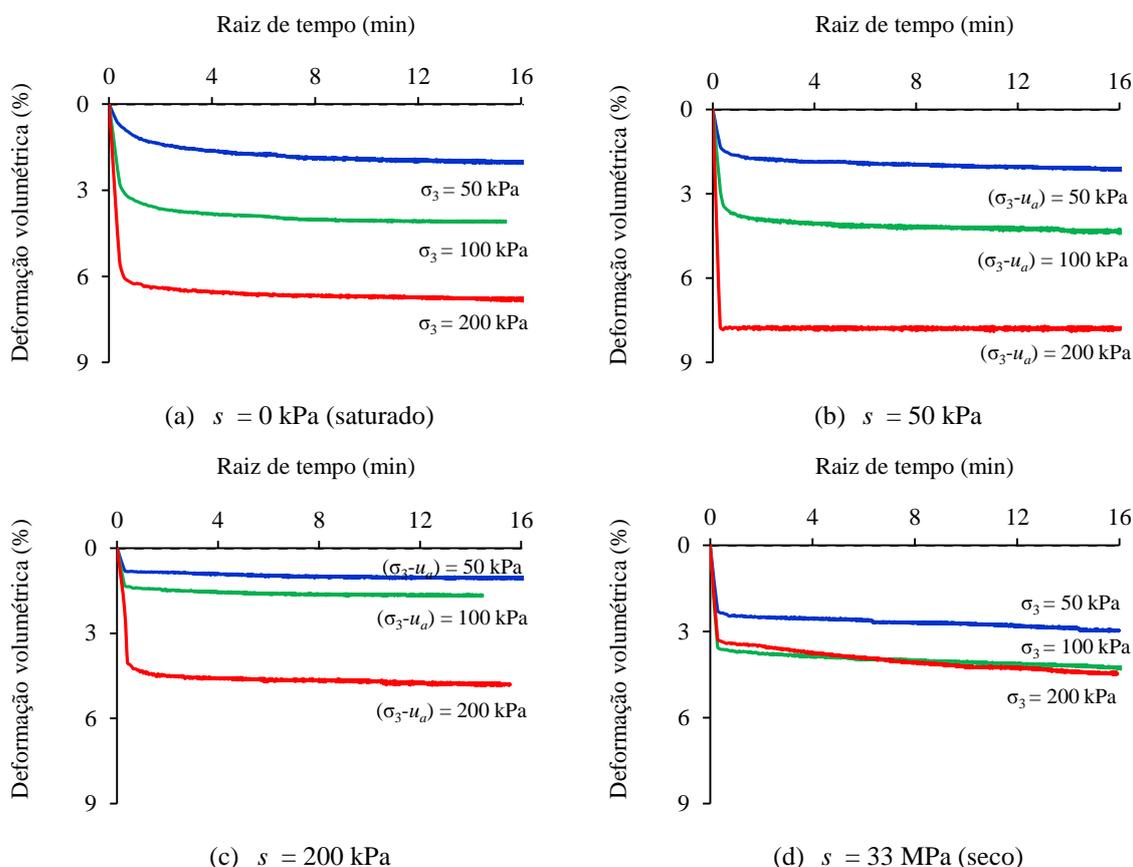


Figura 40 - Resultados do confinamento das amostras indeformadas com sucções de 0 kPa (saturadas), 50 kPa, 200 kPa e 33 MPa (secas)

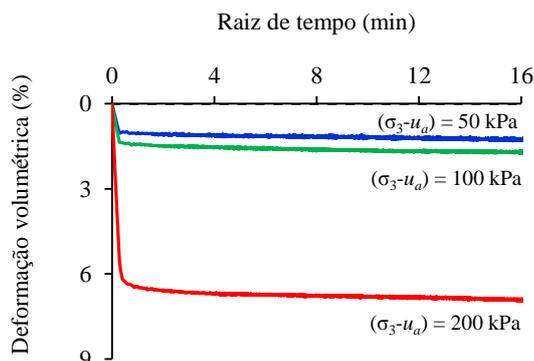


Figura 41 - Resultados do confinamento das amostras indeformadas com sucção de 400 kPa

Nestas figuras observa-se que a consolidação mais significativa do solo ocorreu logo em seguida da aplicação da pressão confinante, mantendo-se estável no restante do período. Essa consolidação rápida era esperada, uma vez que é típica de areias. Também é possível notar que as consolidações foram maiores para confinamentos maiores.

Na Figura 42 têm-se os resultados dos ensaios com as amostras compactadas, ensaiadas nas sucções 0 kPa (saturado), 50 kPa, 200 kPa e 23 MPa (seco). Nesta figura observam-se comportamentos semelhantes ao encontrados com o solo compactado: rápida consolidação e crescimento da deformação com a pressão confinante. Também não foi constatada nenhuma relação de crescimento da deformação com a sucção.

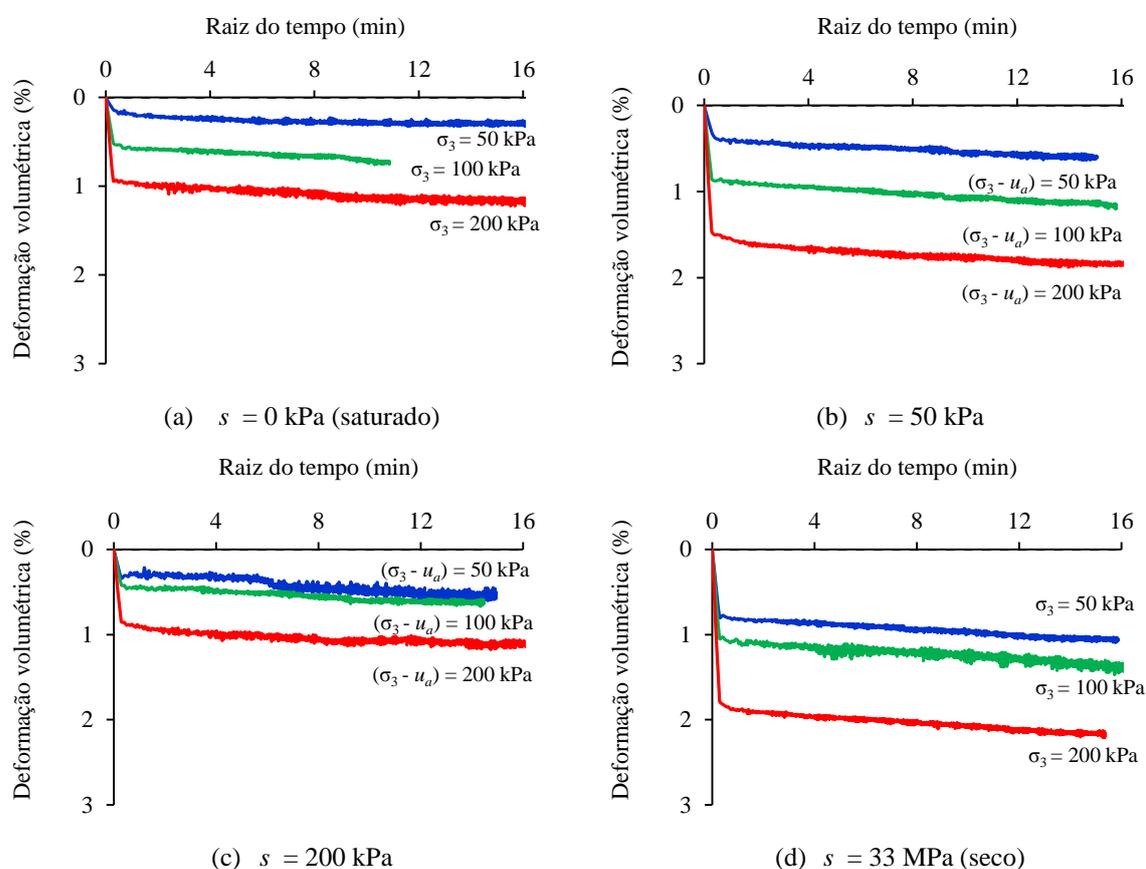


Figura 42 - Resultados do confinamento das amostras compactadas com sucções de 0 kPa (saturadas), 50 kPa, 200 kPa e 33 MPa (secas)

Comparando as duas compacidades estudadas, nota-se que ocorreram maiores consolidações nas amostras indeformadas, atingindo pouco menos de 8% na amostra de sucção 50 kPa e confinante líquida 200 kPa. Diferente das amostras compactadas, que atingiram máximo próximo de 2% na amostra seca e 200 kPa de confinamento. Esse comportamento é compreensível, pois o solo compactado é menos poroso e possui menor índice de vazios.

5.3.2 Fase 2: Ruptura

Os gráficos de deformação-tempo, da fase de ruptura, são apresentados a seguir. Na Figura 43 e Figura 44 têm-se os resultados dos ensaios com as amostras indeformadas, ensaiadas nas sucções 0 kPa (saturado), 50 kPa, 200 kPa e 33 MPa (seco). Na Figura 45 tem-se o resultado do ensaio com amostra indeformada com sucção de 400 kPa.

Nestas figuras nota-se que as curvas de tensão-deformação de todas as amostras indeformadas apresentaram comportamento plástico, ou seja, não apresentaram ruptura nítida. Após atingir um máximo, a resistência permaneceu praticamente constante ou com pequenos decréscimos. Nota-se também que para todas as amostras indeformadas, o aumento do confinamento tornou o corpo de prova mais resistente.

Nos gráficos de deformação volumétrica esperava-se que as amostras indeformadas com maiores confinamentos apresentassem maiores reduções de volume. Porém, o único caso que evidenciou esse comportamento foi o solo com sucção de 400 kPa. Os demais apresentaram comportamentos distintos entre si. O solo seco ao ar apresentou deformação volumétrica típica de solos compactados, no qual ocorre uma pequena redução inicial, e em seguida verifica-se um aumento de volume, ou dilatância, na medida em que o solo compactado é comprimido.

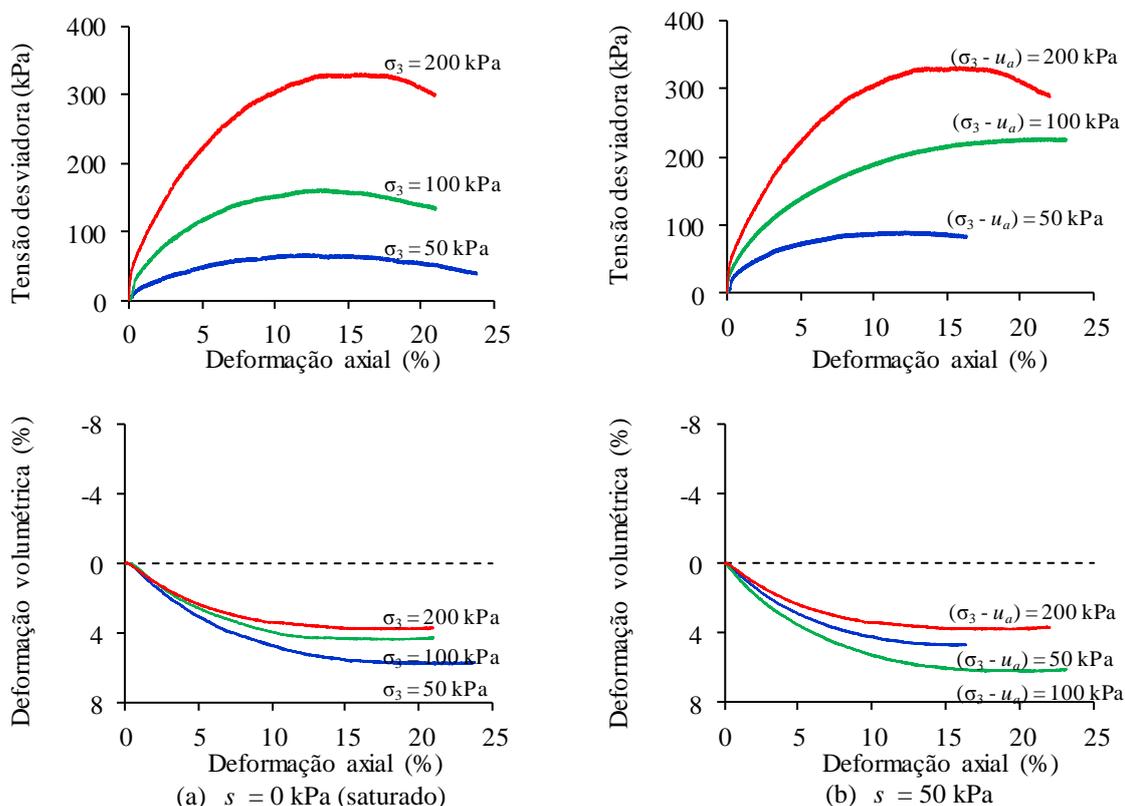


Figura 43 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 0 kPa (saturadas) e 50 kPa

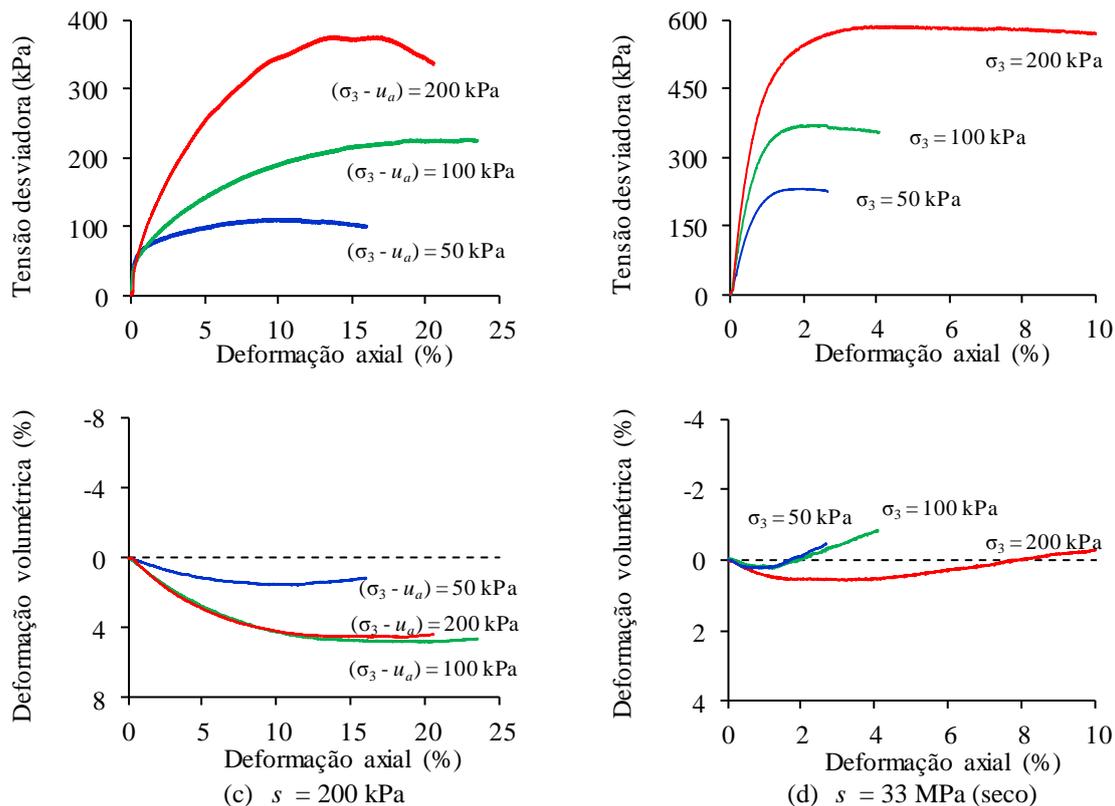


Figura 44 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 200 kPa e 33 MPa (seco)

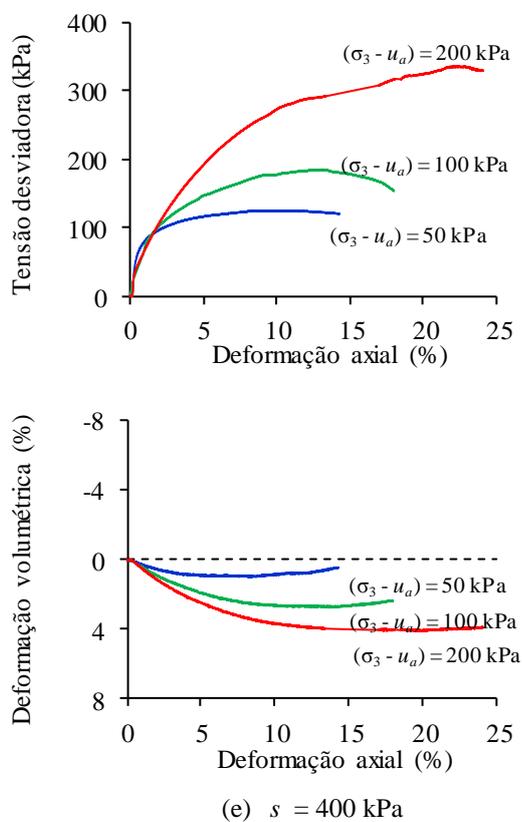


Figura 45 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 400 kPa.

Nas Figura 46 e Figura 47 têm-se os resultados dos ensaios com as amostras compactadas, ensaiadas nas sucções 0 kPa (saturado), 50 kPa, 200 kPa e 23 MPa (seco).

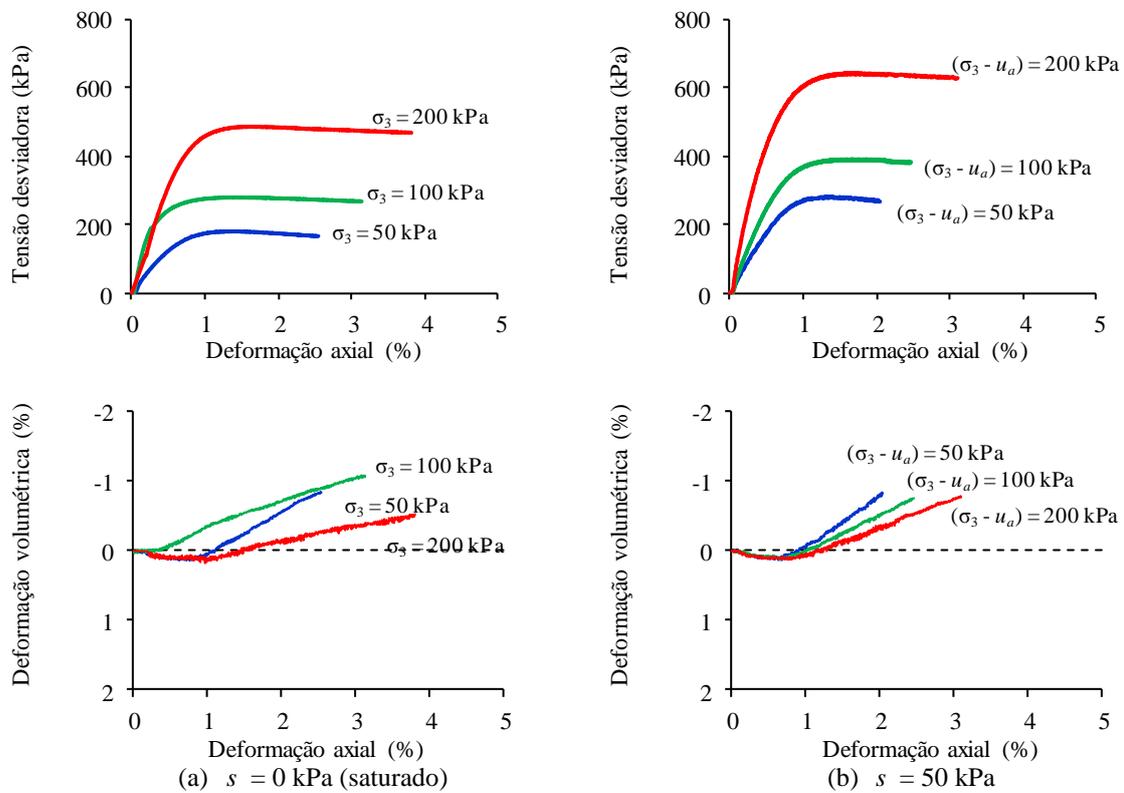


Figura 46 - Resultados da fase de ruptura do solo compactado com sucções de 0 kPa (saturadas) e 50 kPa

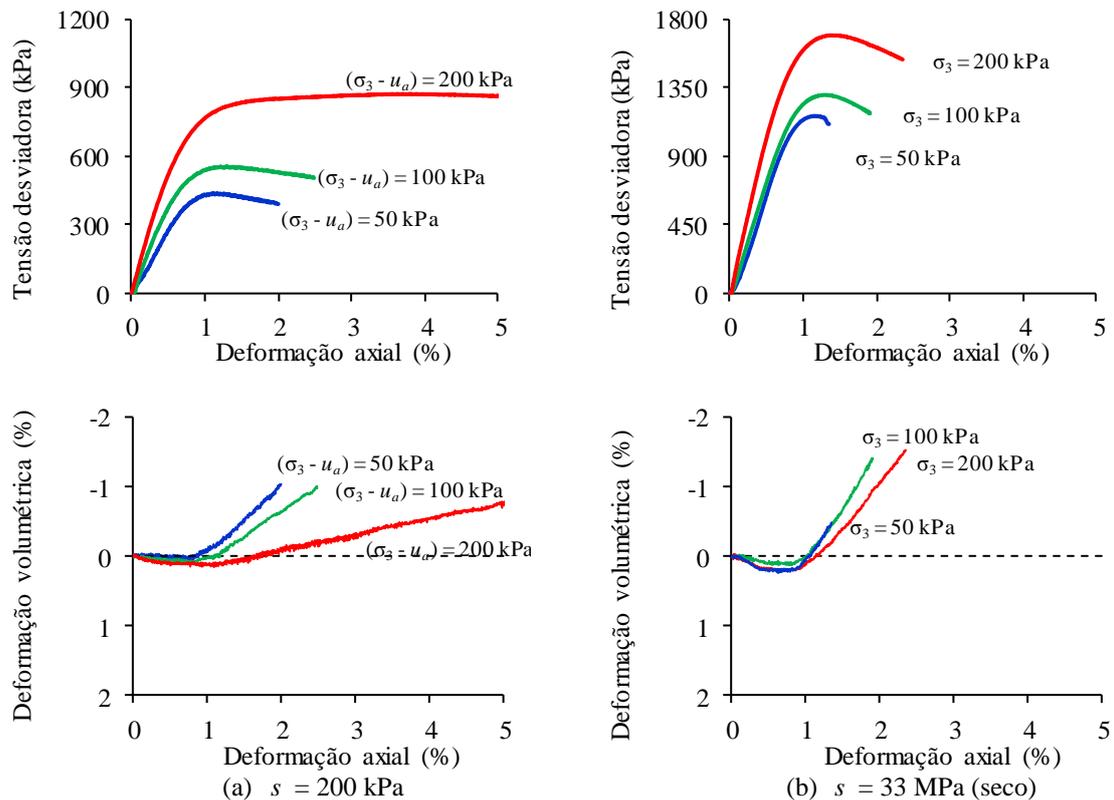


Figura 47 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado com sucções de 200 kPa e 23 MPa (seco)

Nestas figuras nota-se que as curvas de tensão-deformação das amostras compactadas ensaiadas com sucção 0 kPa (saturada), 50 kPa e 200 kPa apresentaram comportamento plástico, semelhante ao apresentado pelo solo indeformado. O solo compactado com sucção 23 MPa (seco) comportou-se como típico de solo compactado, isto é, com ruptura bem definida e tendência a aumento de volume no cisalhamento.

Nos gráficos de deformação volumétrica todas as amostras compactadas apresentaram leve redução de volume até aproximadamente a deformação axial referente à ruptura, e subsequente aumento de volume no restante do ensaio. Também é possível observar uma leve tendência de diminuição de volume na medida em que as tensões confinantes são mais altas.

5.3.3 Considerações gerais

Sobre os ensaios de compressão triaxial:

- Para controle de sucção na câmara de pressão, os corpos de prova indeformados foram umedecidos por gotejamento, pois as bases de alguns corpos de prova quebravam
- Nos ensaios com sucção controlada, foi usada um pedestal adaptado com placa porosa de pressão de entrada de ar de 500kPa, colocado na base da câmara triaxial. Antes da realização dos ensaios, a placa foi saturada por meio de percolação de água por pressão. Nesse processo de saturação, mediu-se a permeabilidade da placa a cada aumento de pressão. Assumiu-se a saturação da placa quando sua permeabilidade permanecia aproximadamente constante, em torno de 8×10^{-7} cm/s;
- A montagem do ensaio com solo natural exigiu mais cuidado do que a montagem com solo compactado, devido a sua fragilidade;
- Em alguns ensaios, os gráficos não apresentaram ruptura nítida, ou seja, atingiram um carregamento máximo e o mantiveram enquanto o corpo de prova sofria deformações. A etapa de compressão dos corpos de prova indeformados mostrou-se bastante longa, em alguns casos, levando mais de oito horas para caracterizar a ruptura, como foi o caso de alguns ensaios na sucção de 50 kPa. Para o solo compactado, o mais longo não ultrapassou duas horas e meia de duração.

5.3.4 Envoltórias de resistência

A resistência do solo foi avaliada considerando a tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) máxima atingida nos ensaios CD como critério de ruptura. Na Tabela 4 são colocados os valores máximos de tensão desviadora obtidos na fase de ruptura dos ensaios de compressão triaxial realizados.

Tabela 4 – Valores máximos de resistência à compressão dos ensaios de compressão triaxial

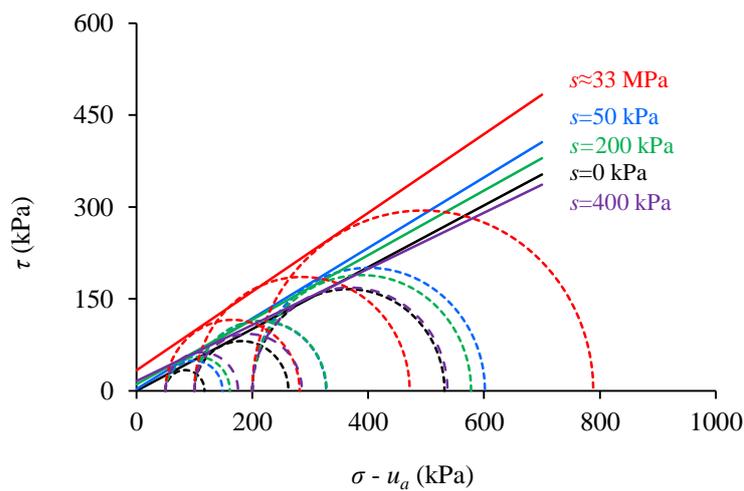
Tipo da amostra	Confinante líquida (kPa)	Sucção (kPa)				
		0	50	200	400	33000
Compactada	50	180,7	282,2	438,7	-	1165,7
	100	280,2	391,9	554,8	-	1304,4
	200	487,3	644,3	873,6	-	1697,5
Indeformada	50	67,6	98,5	111,2	125,4	231,7
	100	162,3	227,3	228,2	185,6	371,7
	200	331,8	401,5	377,7	337,0	588,6

A partir dessa tabela observa-se que todas as amostras compactadas apresentaram valores máximos de resistências superiores aos seus correspondentes nas amostras indeformadas, podendo assim complementar que a compactação tornou o corpo de prova mais resistente, independente do confinamento e da sucção.

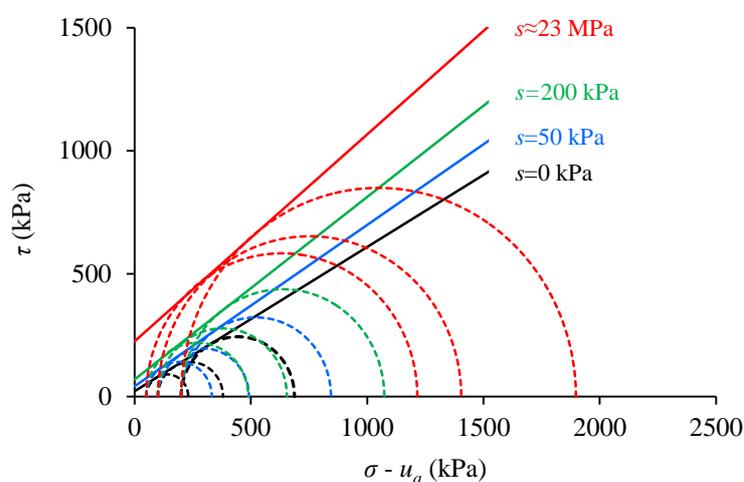
Por meio das Equações 5 e 6, calcularam-se as coordenadas t e s' para cada ensaio, sendo assim, possível o ajuste de envoltórias lineares pela Equação 7. Após obter os parâmetros a' e α' , fez-se a conversão para o plano τ x σ' das Equações 8 e 9.

Na Figura 48 são apresentadas as envoltórias obtidas para o solo compactado e indeformado, respectivamente, nas diferentes sucções. A partir dessa figura é possível notar que com um aumento da sucção há um acréscimo no intercepto de coesão do solo compactado e indeformado. Pode-se dizer que o aumento da sucção tornou o corpo de prova mais resistente.

Na Tabela 5 são apresentados os parâmetros de resistência do solo: ângulo de atrito interno (ϕ) e intercepto de coesão (c), nas sucções estudadas para o solo compactado e indeformado e os respectivos coeficientes de determinação (R^2) das envoltórias obtidas.



(a) Solo indeformado



(b) Solo compactado

Figura 48 - Círculos de Mohr e envoltórias de resistência do solo indeformado e compactado

Tabela 5 – Parâmetros efetivos de resistência e R^2

s (kPa)	Solo compactado			Solo indeformado		
	ϕ (°)	c (kPa)	R^2	ϕ (°)	c (kPa)	R^2
0	30,4	22	1,000	26,8	0	0,998
50	33,3	42	1,000	29,9	3	0,997
200	36,6	70	0,999	27,8	11	0,996
400	-	-	-	24,6	16	0,999
23000/33000	40,1	225	0,999	32,7	34	0,999

Pela Tabela 5 é possível observar de forma mais detalhada que a sucção aumenta tanto a coesão como o ângulo de atrito do solo nas duas condições de compactidade, isto é, indeformado e compactado, exceto para o solo indeformado ensaiado com sucções de 200 kPa e 400 kPa.

Deve-se lembrar de que o solo natural da região estudada foi submetido a processos de intemperismo tropical, além de outros processos e modificações mencionados por De Mio (2005), os quais contribuíram para a grande heterogeneidade estrutural desse solo.

Pode-se ressaltar também os efeitos de amostragem que afetam a qualidade da amostra. Nessa pesquisa, as amostras indeformadas foram retiradas manualmente em blocos, amenizando alguns efeitos de amostragem. Porém, alguns efeitos não podem ser desconsiderados, como a redução da tensão média efetiva, danos na estrutura (na cimentação e envelhecimento natural) e alteração e redistribuição dos teores de água no interior da amostra, como mencionado por Hight (2000) *apud* Ferreira (2002).

A reestruturação do solo pela compactação torna o solo mais homogêneo e independente dos efeitos de amostragem, uma vez que são utilizadas amostras deformadas.

Em termos práticos, apesar da variação do ângulo de atrito, diversos autores têm atribuído o aumento da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados a um aumento da coesão, como Fredlund et al., 1978; Escáριο e Saez, 1986; Fredlund et al., 1987; Röhn and Vilar, 1995 e Vilar, 2007.

O acréscimo de resistência com o aumento da sucção ficou expressivamente evidenciado no solo compactado, com variações significativas entre as sucções estudadas. Apesar de também apresentar acréscimos com a sucção, no solo indeformado as variações de resistência foram relativamente baixas.

As envoltórias definidas a partir dos ensaios com solo seco ao ar, compactado ou indeformado, forneceram parâmetros de resistência bastante elevados. Vilar (2007) explica que as partículas de solo podem experimentar um princípio de cimentação entre si durante a instalação da sucção em um solo laterítico, o que pode ser a razão do acréscimo nos parâmetros de resistência para o solo nessa condição.

5.3.5 *Previsão da resistência ao cisalhamento*

A partir das envoltórias obtidas pelos ensaios de compressão triaxial constata-se que para o solo indeformado o aumento da coesão com a sucção descreve um comportamento linear no plano (τ - s) e para o solo compactado o comportamento descrito foi não linear. Na Figura 49 é apresentado o ajuste linear aos pontos experimentais para o solo indeformado.

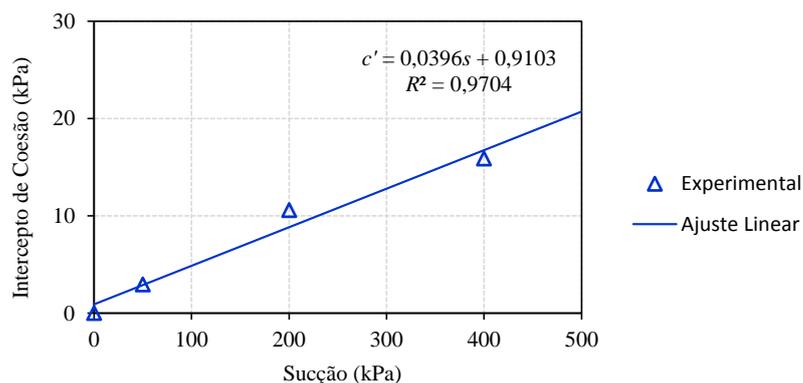


Figura 49 - Previsões da resistência ao cisalhamento para o solo indeformado

Na Tabela 6 são apresentados os parâmetros ϕ^b e c' obtidos pelo ajuste linear para o solo indeformado.

Tabela 6 – Parâmetros de ajuste linear para previsão da resistência do solo indeformado

Solo	ϕ^b (°)	c' (kPa)	c (kPa)
Indeformado	2,27	0,9	$\text{tg}2,27^\circ * s + 0,9$

Para o solo compactado fez-se o ajuste hiperbólico proposto por Vilar (2007) utilizando-se a Equação 13, referente ao valor da coesão do solo na máxima sucção controlada (c_m). Os valores dos parâmetros para o ajuste hiperbólico são mostrados na Tabela 7. Na Figura 50 é apresentado o ajuste hiperbólico para o solo compactado.

Tabela 7 – Parâmetros de ajuste da equação hiperbólica para previsão da resistência do solo compactado

Solo	a	b	c' (kPa)	c (kPa)
Compactado	1,982	0,058	22	$22 + \frac{s}{1,982 + 0,058s}$

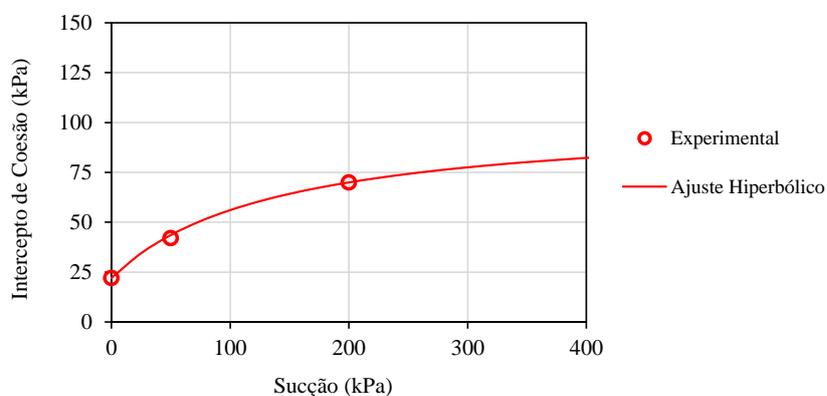


Figura 50 - Previsões da resistência ao cisalhamento pelo modelo de Vilar (2007) para o solo compactado

É importante ressaltar que esse ajuste foi obtido utilizando o valor de coesão experimentalmente obtido para a sucção de 200 kPa. Logo, a previsão para sucções superiores a esse valor torna-se inadequada.

Nesse intervalo de 0 a 200 kPa, pode-se dizer a coesão varia de forma hiperbólica com a sucção. Essa tendência também foi conferida por outros autores como Reis e Vilar (2004), Vilar e Rodrigues (2007), Georgetti (2010) e Patil et al. (2014).

5.3.6 *Indeformado x Compactado*

Para a análise do efeito da sucção na resistência do solo indeformado e compactado, agrupam-se os gráficos de tensão-deformação e deformação volumétrica com o mesmo confinamento e sucções diferentes. Esses gráficos são apresentados nas Figura 51, Figura 52 e Figura 53.

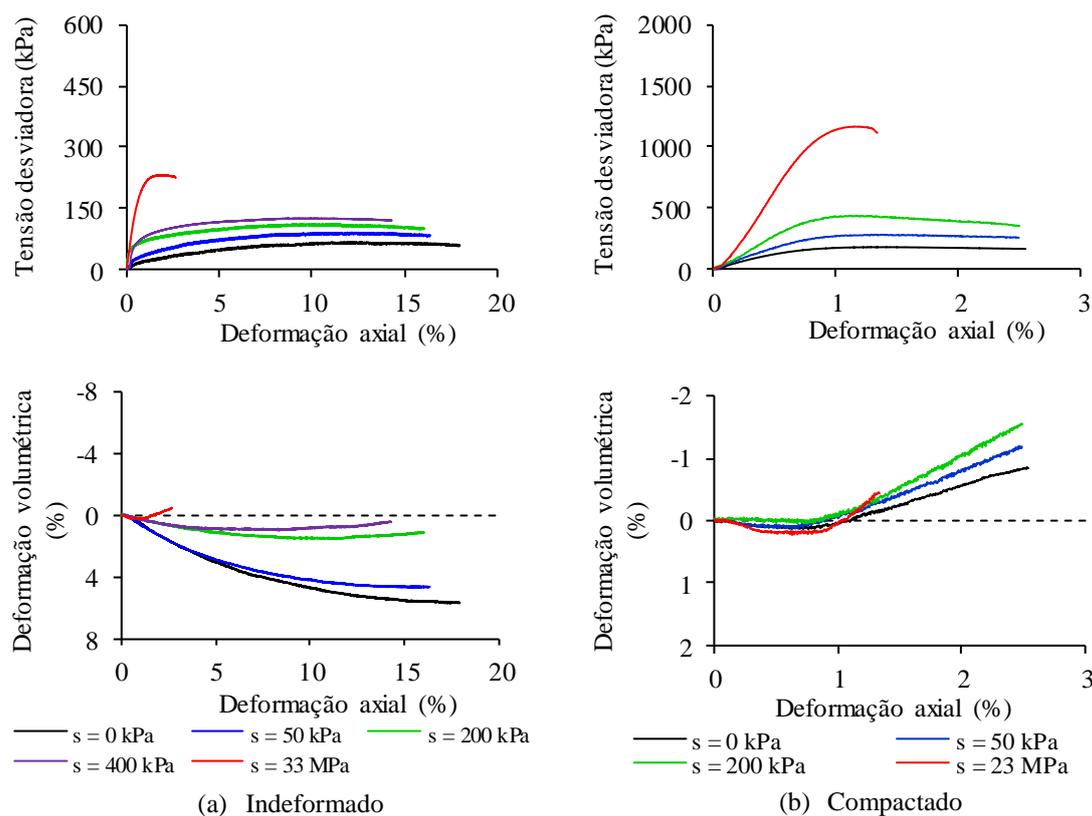


Figura 51 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado e compactado com tensão de confinamento líquido de 50 kPa.

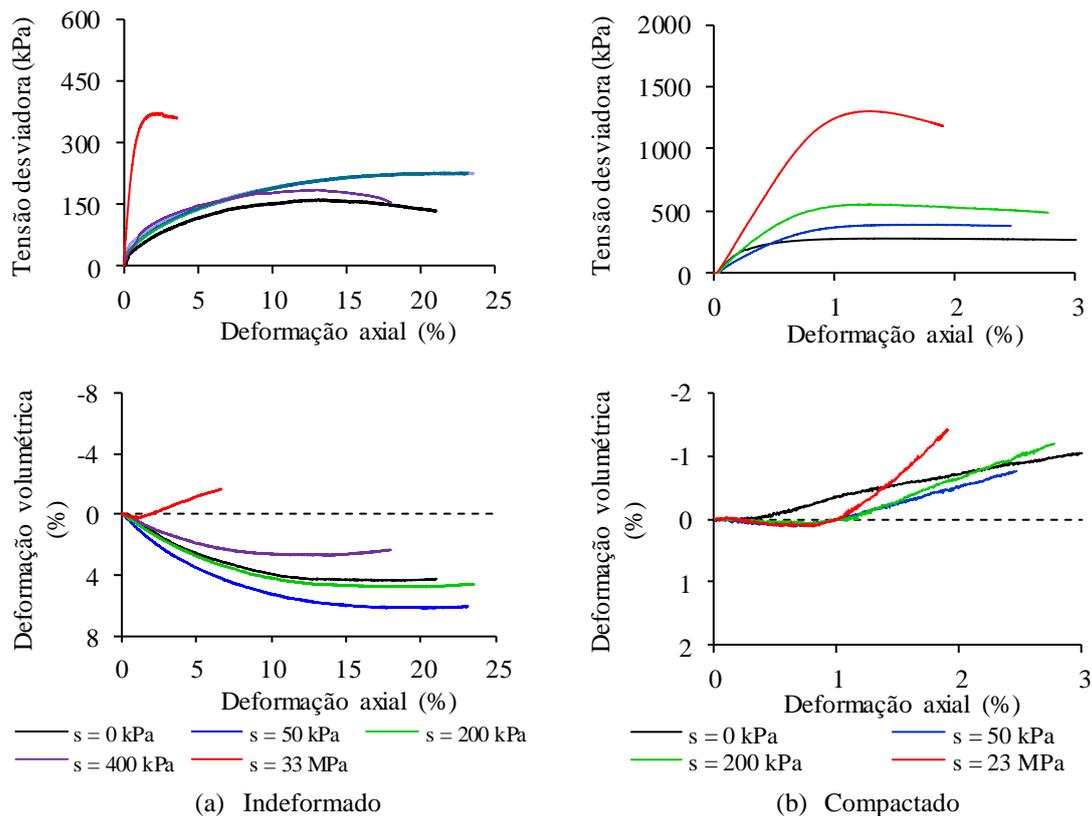


Figura 52 - Resultados da fase de ruptura do solo indeformado e compactado com tensão de confinamento líquido de 100 kPa.

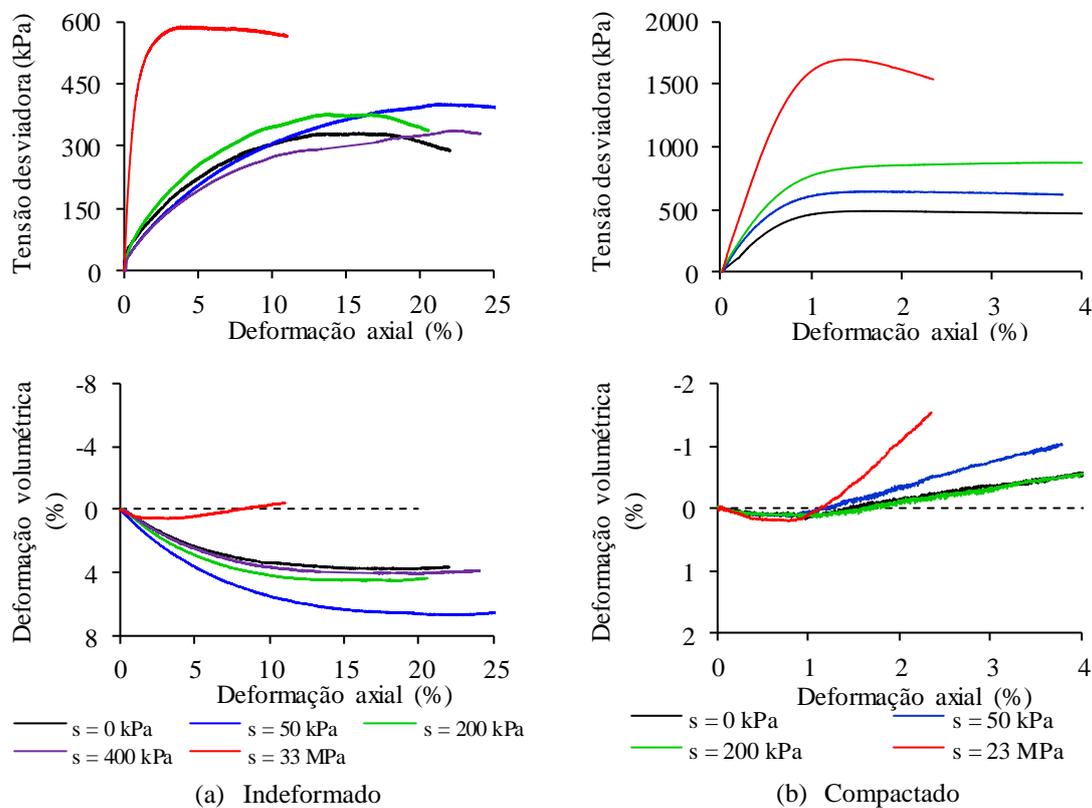


Figura 53- Resultados da fase de ruptura do solo indeformado e compactado com tensão de confinamento líquido de 200 kPa.

Em relação à influência da sucção sobre o comportamento geotécnico, é evidente que houve um aumento da resistência do solo com a sucção, principalmente para o solo compactado.

Nota-se que as amostras indeformadas com sucção 0 kPa (saturadas), 50 kPa e 200 kPa e 400 kPa apresentaram apenas variações volumétricas positivas, ou seja, tiveram apenas diminuição de volume, independentes do confinamento. As amostras indeformadas com sucção 33 MPa (secas) apresentaram variação volumétrica semelhante ao das amostras compactadas, com diminuição de volume no início e aumento (dilatância) no restante do ensaio.

Nota-se também que a deformação axial nas amostras indeformadas foi bastante elevada até atingir a tensão de ruptura, passando de 15% na maioria das amostras, exceto para as amostras secas, as quais atingiram a tensão de ruptura com aproximadamente 1% de deformação axial, se comportando tipicamente como solo compactado. As amostras compactadas apresentaram baixa deformação axial para ruptura, em torno de 1%, independente do confinamento.

Para analisar de forma independente o efeito da compactação nas envoltórias de resistência, agruparam-se as envoltórias do solo indeformado e compactado obtidas com mesma sucção. Esses gráficos são apresentados na Figura 54. Nesta figura é possível observar claramente o aumento de resistência pelo efeito da compactação, independente da sucção. Evidentemente, o comportamento do solo seco ao ar é excepcional. As envoltórias de Mohr-Coulomb definidas a partir dos ensaios com solo compactado seco ao ar forneceram parâmetros de resistência muito elevados em relação aos demais.

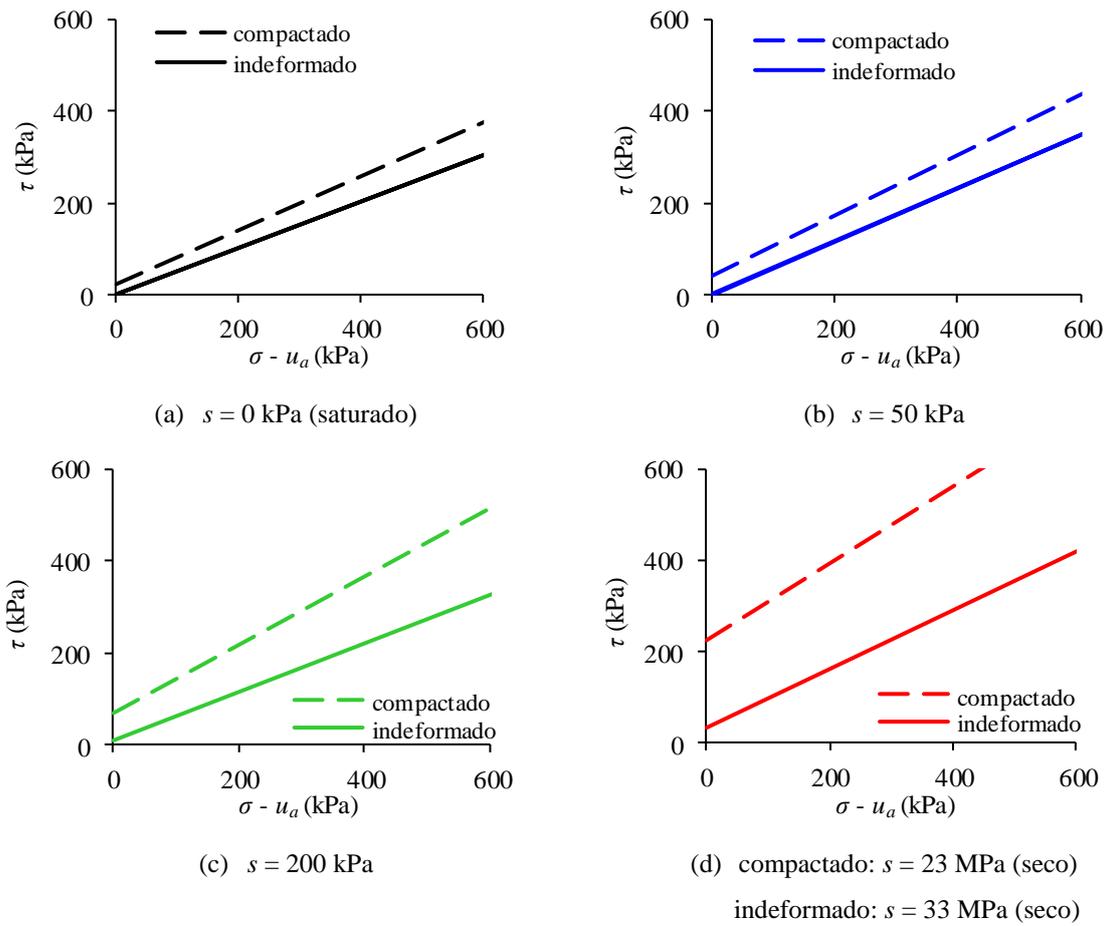


Figura 54 - Comparação das envoltórias de resistência do solo indeformado e compactado nas sucções 0 kPa (saturado), 50 kPa, 200 kPa e 23/33 MPa (seco)

Na Figura 55 tem-se a comparação das curvas de previsão de resistência do solo indeformado e compactado, obtidas pelo modelo de Vilar (2007). Nota-se que ambos os solos estudados apresentaram previsões de resistência crescente com a sucção, porém, esse crescimento foi bastante expressivo para o solo compactado.

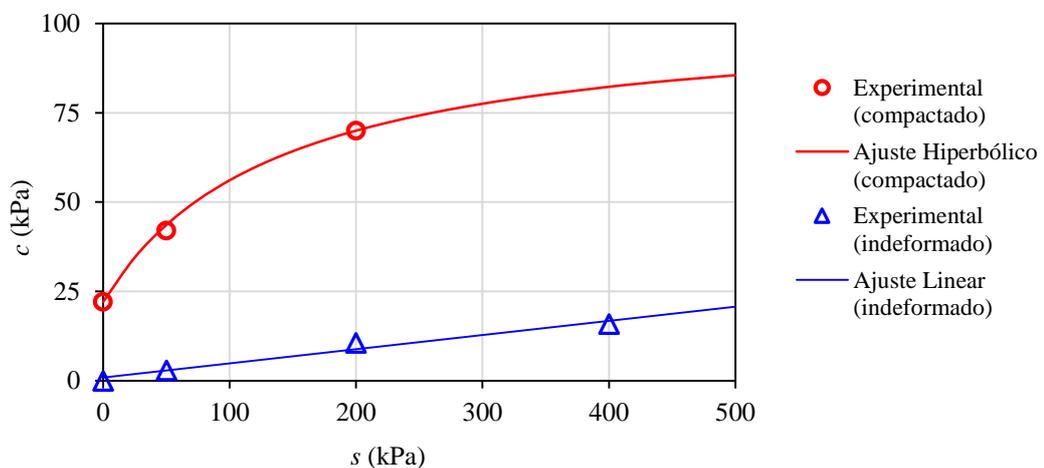


Figura 55 - Comparação das curvas de previsão de resistência do solo indeformado e compactado

Um dos maiores problemas dos solos tropicais, na prática da geotecnia, se refere à sua baixa capacidade de suporte. As análises desenvolvidas nesta pesquisa indicam que esse problema pode ser minimizado quando o solo é submetido ao processo de compactação. Em todos os ensaios foi evidenciado um elevado acréscimo de tensão em nas amostras compactadas, independente do confinamento e da sucção. Esse benefício da compactação ficou ainda mais evidente nos solos não saturados, com elevadas sucções.

5.4 Modelagem

Nessa pesquisa ajustou-se o modelo Modelo Básico de Barcelona (BBM) de Alonso et al. (1990) aos dados experimentais do solo indeformado, tendo como objetivos obter os parâmetros constitutivos do solo e verificar se o modelo reproduz adequadamente o comportamento do solo.

5.4.1 Obtenção dos parâmetros

Os parâmetros constitutivos mecânicos do solo para o modelo foram obtidos a partir dos resultados de ensaios de compressão triaxial com sucção controlada, realizados nessa pesquisa, e ensaios edométricos com sucção controlada, realizados no mesmo âmbito do projeto de auxílio à pesquisa (Proc.: FAPESP 2011/09031-0).

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial, em corpos de prova indeformados, são apresentados nas Figura 43, Figura 44 e Figura 45. Os resultados dos ensaios edométricos com controle de sucção são apresentados na Figura 56.

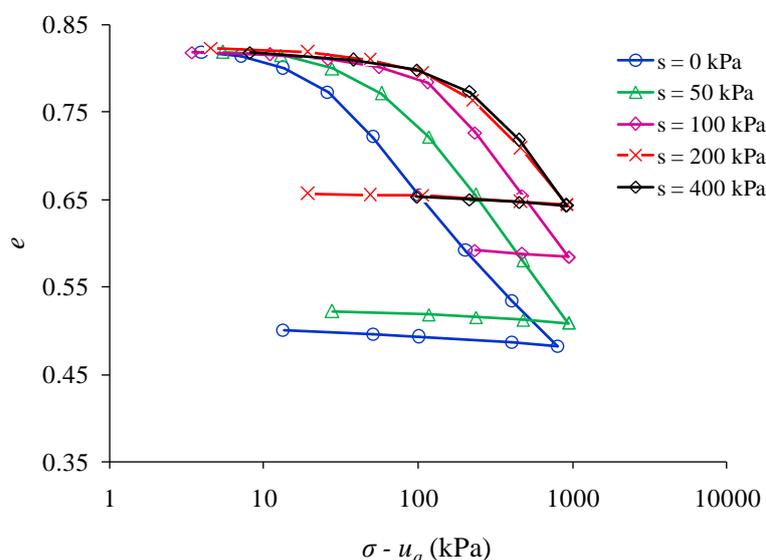


Figura 56 - Ensaios edométricos com sucção controlada (SOARES et al., 2014)

Na Figura 57 é apresentada a variação linear da tensão média com a sucção, obtida a partir dos resultados dos ensaios de compressão triaxial. Para isso, fez-se a conversão das envoltórias no plano $\tau \times \sigma'$ para o plano $q \times p$. As interseções das envoltórias com o eixo p forneceram os valores de p_s .

As inclinações dessas envoltórias fornecem o parâmetro M correspondente a cada sucção. Para a modelagem foi admitida a média desses valores: 1,08.

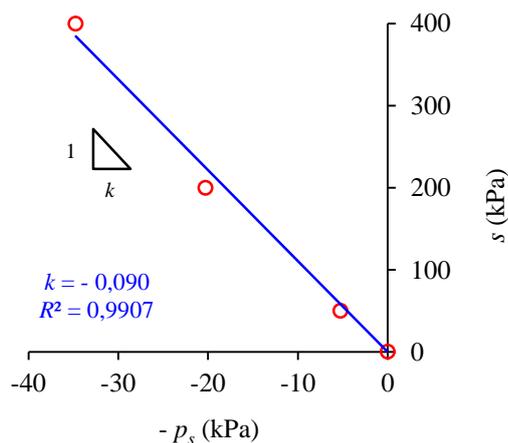


Figura 57 - Variação da tensão média com a sucção

A partir do valor de k , constante que descreve o acréscimo de coesão com a sucção, foi possível obter os pontos $(-p_s, s)$ referentes às sucções utilizadas nos ensaios edométricos. De posse desses pontos e dos pontos experimentais, fez-se a conversão para o eixo $(p - u_a)$ por meio da Equação 21.

Para atender à proposição de Alonso et al. (1990), que considera valores decrescentes de $\lambda(s)$ com o aumento da sucção, considerou-se os pontos experimentais das curvas edométricas com sobrecargas até 400 kPa de modo que tornou possível adquirir valores coerentes do índice de compressão elastoplástico com a formulação original do BBM.

Na Figura 58 é apresentada a variação da tensão de pré-adensamento com a sucção e a curva LC resultante ajustada pelo BBM.

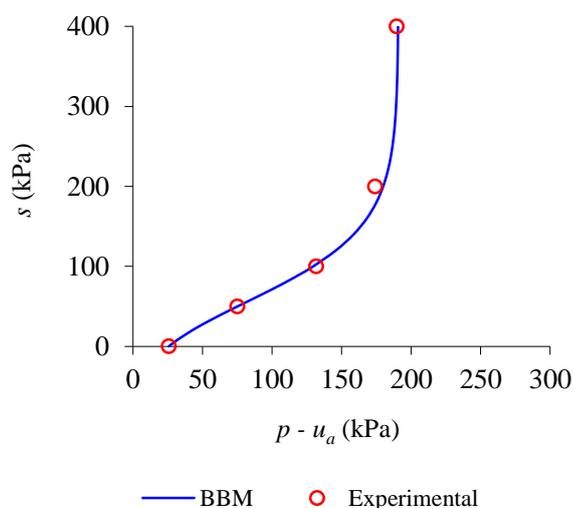


Figura 58 - Variação da tensão de pré-adensamento com a sucção (curva LC) ajustada pelo BBM

O ajuste de acordo com o BBM aos resultados experimentais obtidos dos pontos das curvas edométricas com sobrecargas até 400 kPa são apresentados na Figura 59.

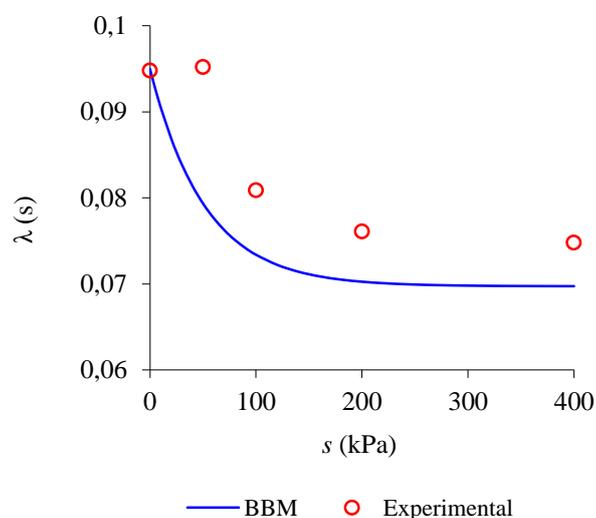


Figura 59 - Parâmetros de compressão elastoplástico com a sucção pelo modelo BBM

Se considerarmos todos os pontos experimentais, inclusive os obtidos com cargas superiores a 400 kPa, é possível notar que o valor de $\lambda(s)$ é crescente com a sucção, ao contrário da proposição feita no BBM. Esta peculiaridade foi discutida por Futai (1997) e Machado (1998), que indicaram modificações por meio de funções matemáticas capazes de descrever este comportamento. Tais modificações estão relacionadas o fato de que vários dos solos brasileiros apresentam um máximo colapso, o que não é contemplado pelo BBM.

Para demonstrar tal comportamento, ajustou-se a relação hiperbólica sugerida por Machado (1998) aos resultados experimentais considerando todos os pontos das curvas edométricas. Esse ajuste é ilustrado na Figura 60.

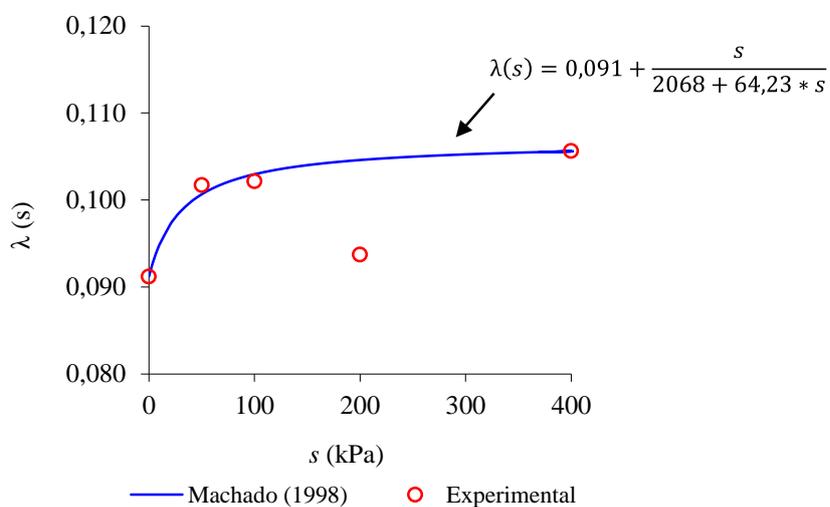


Figura 60 - Parâmetros de compressão elastoplástico com a sucção ajustado de acordo com Machado (1998)

Os resultados experimentais (Figura 56), a curva LC (Figura 58) e os parâmetros de compressão elastoplástico com a sucção (Figura 59) servem de base para o levantamento dos demais parâmetros constitutivos do solo.

O parâmetro p^c é um valor de referência e o valor que melhor se ajustou foi 0,2 kPa.

Para encontrar os valores de r e β , fez-se um sistema de equações e obteve-se a média dos resultados. Para isso, substituíram-se os valores já encontrados na Equação 17 e obteve-se um sistema de quatro equações:

$$\frac{75,0}{0,2} = \left(\frac{25,7}{0,2} \right)^{\frac{0,0865}{0,095[(1-r)e^{-50\beta} + r] - 0,0085}} \quad (29)$$

$$\frac{131,9}{0,2} = \left(\frac{25,7}{0,2} \right)^{\frac{0,0865}{0,095[(1-r)e^{-100\beta} + r] - 0,0085}} \quad (30)$$

$$\frac{174,4}{0,2} = \left(\frac{25,7}{0,2} \right)^{\frac{0,0865}{0,095[(1-r)e^{-200\beta} + r] - 0,0085}} \quad (31)$$

$$\frac{189,7}{0,2} = \left(\frac{25,7}{0,2} \right)^{\frac{0,0865}{0,095[(1-r)e^{-400\beta} + r] - 0,0085}} \quad (32)$$

Para solucionar este sistema procedeu-se associando as equações duas a duas. Os resultados foram obtidos por processos numéricos em computador. A Tabela 8 mostra os resultados encontrados.

Tabela 8 – Valores de r e β

Equações	r	β
29 e 30	0,7283	0,0186
29 e 31	0,7374	0,0197
29 e 32	0,7344	0,0193
30 e 31	0,7386	0,0210
30 e 32	0,7344	0,0199
31 e 32	0,7342	0,0174
Média	0,7346	0,0193

Considerando o fato do BBM original não contemplar uma previsão para o máximo colapso, optou-se por ajustar o modelo também de acordo a sugestão de Wheeler et al.

(2002). Os autores expõem que o BBM também pode ser usado para modelar os solos que apresentam esse comportamento, selecionando os parâmetros p^c e r adequados.

Para isso, o parâmetro p^c foi obtido com base nos resultados experimentais de acordo com Wheeler et al. (2002), obtendo o valor de 2.500 MPa.

Para encontrar o valor de r , substituíram-se os valores já encontrados na Equação 17, obtendo quatro equações com a mesma incógnita. Fez-se a média dos resultados e o valor médio de r obtido foi de 1,1784.

Dessa forma, têm-se parâmetros constitutivos para dois ajustes:

- Ajuste 1: BBM original;
- Ajuste 2: BBM com modificações sugeridas por Wheeler et al. (2002).

Os parâmetros obtidos para os dois ajustes são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Parâmetros constitutivos para as modelagens

Parâmetro	Unidade	Ajuste 1	Ajuste 2
p_o^*	(kPa)	25,7	25,7
κ		0,0085	0,0085
$\lambda(0)$		0,095	0,091
r		0,7346	1,1784
β	(MPa ⁻¹)	0,01932	0,01932
p^c	(kPa)	0,2	2.500.000

5.4.2 Simulação numérica de resultados experimentais

Mediante os parâmetros apresentados, torna-se possível simular matematicamente curvas de compressão para qualquer valor de sucção. Na Figura 61 são mostradas as curvas obtidas pelo Ajuste 1.

A modelagem realizada com o Modelo Básico de Barcelona (BBM) somente foi possível por ter-se considerado os pontos experimentais obtidos até a tensão de 400 kPa, onde os colapsos são crescentes com o aumento das cargas aplicadas. Desta forma, nestas figuras é possível observar que a modelagem de acordo com o BBM efetuada nesta condição se ajusta bem aos pontos experimentais até a tensão de 400 kPa. Nota-se que nas curvas dos solos não saturado os pontos experimentais afastam-se da curva modelada para as tensões verticais mais elevadas. Esta divergência apresentada pelo modelo BBM não invalida sua aplicação para a previsão do comportamento mecânico do solo estudado, apenas limita a utilização do modelo para tensões abaixo de 400 kPa. A curva do solo

saturado ajustou-se melhor aos pontos experimentais, não apresentando a divergência observada nas curvas dos solos não saturados.

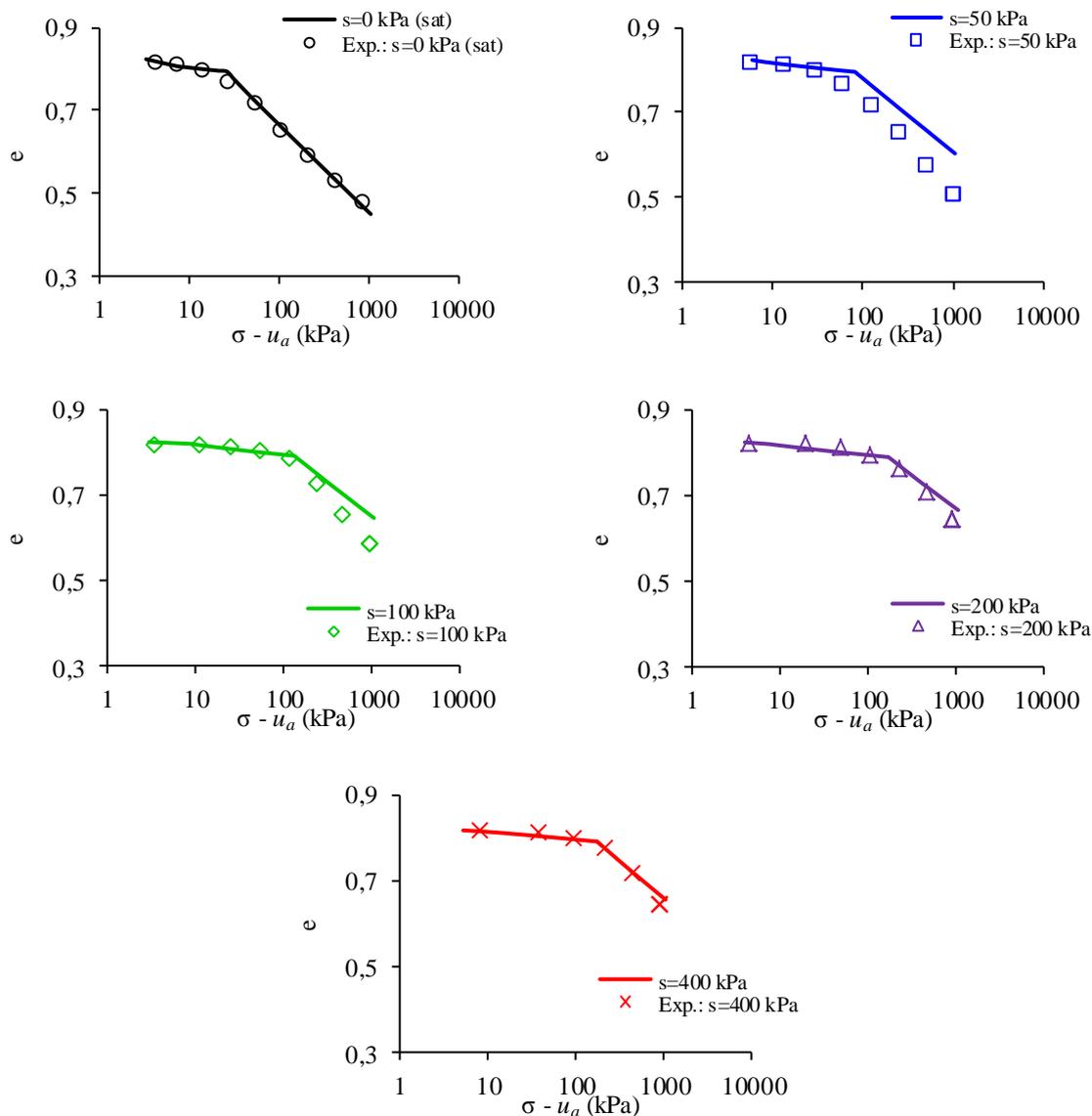


Figura 61 - Simulação da curva de compressão edométrica do solo saturado e não saturado com sucção controlada considerando os parâmetros do ajuste 1

Na Figura 62 são mostradas as curvas obtidas pelo Ajuste 2. Nesta figura nota-se que as curvas ajustaram-se satisfatoriamente aos pontos experimentais. A curva para o solo com sucção de 50 kPa foi a que apresentou menor congruência. Neste ajuste foram utilizados todos os pontos experimentais, ou seja, não foi necessário limitar uma tensão para a modelagem, como feito no Ajuste 1. Dessa forma, a utilização das modificações propostas por Wheeler et al. (2002) mostraram-se uma boa alternativa para a modelagem do comportamento do solo indeformado estudado.

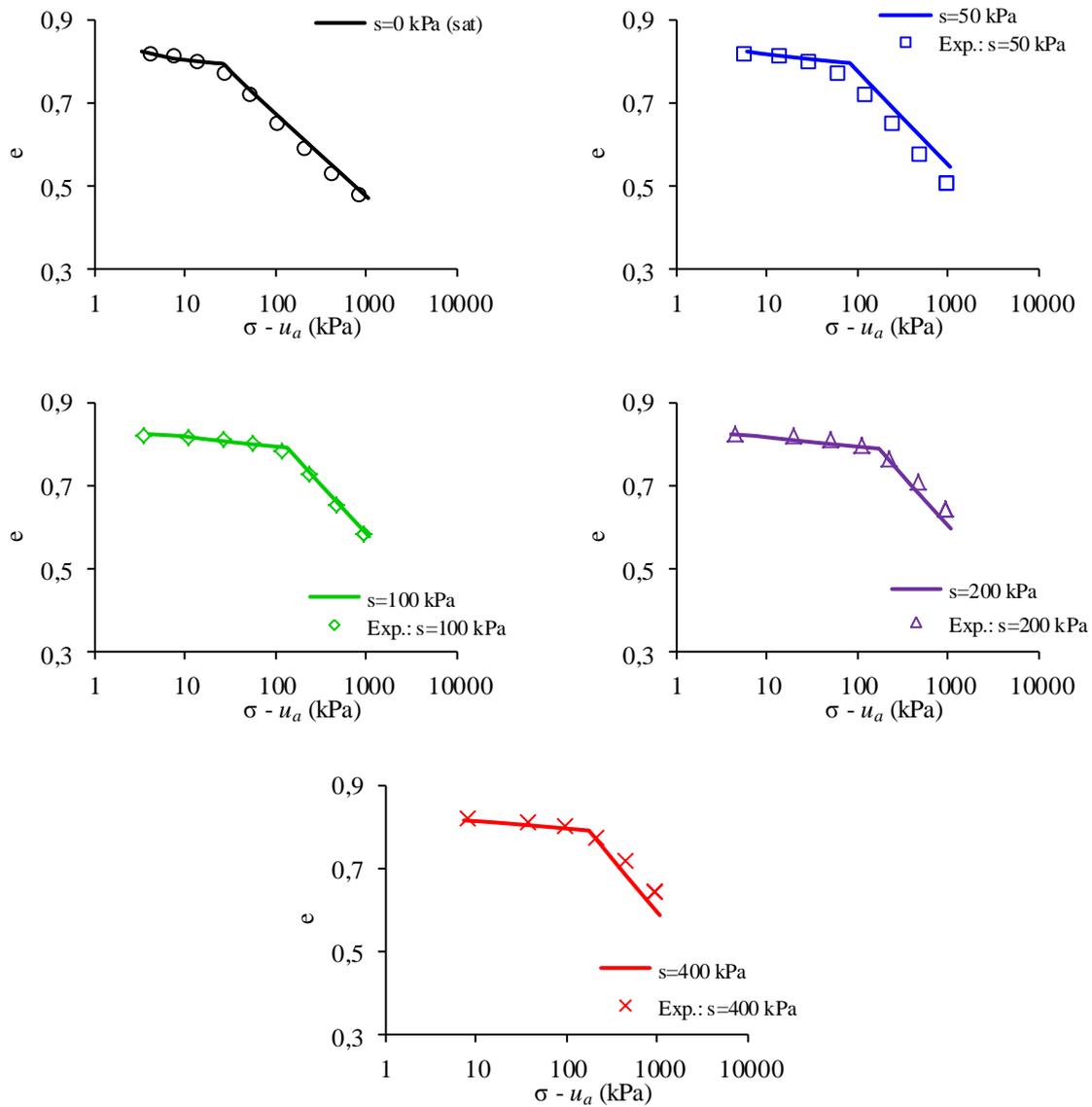
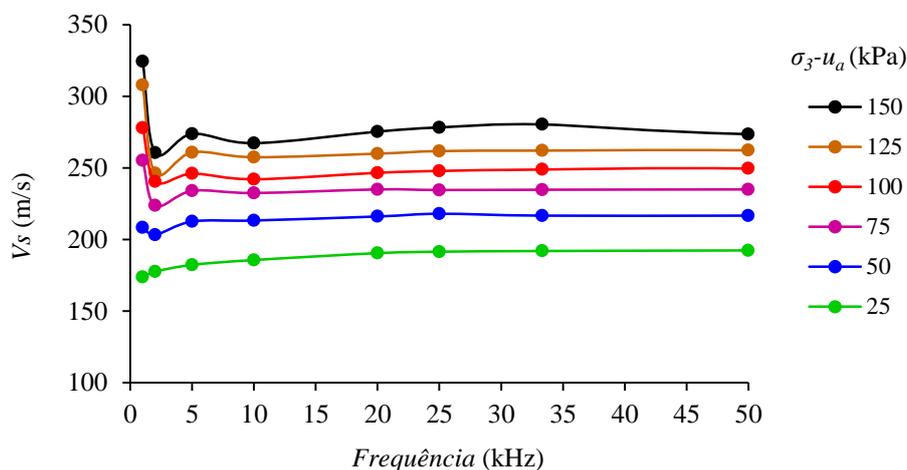


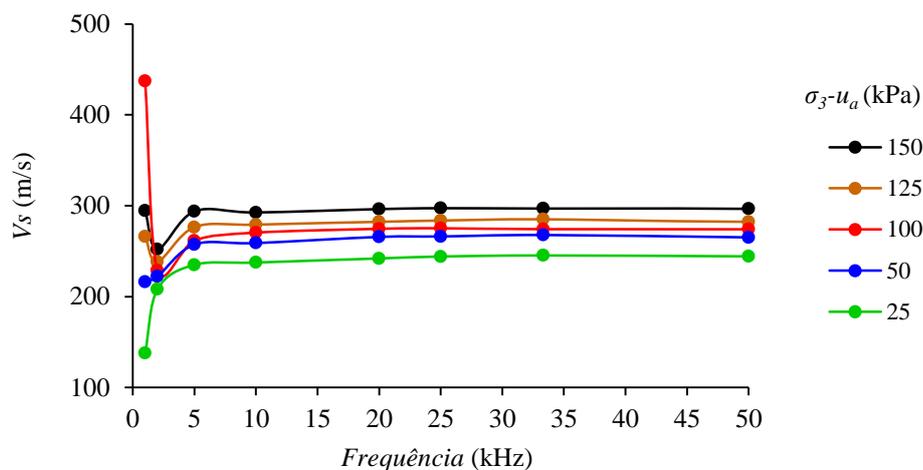
Figura 62 - Simulação da curva de compressão edométrica do solo saturado e não saturado com sucção controlada considerando os parâmetros do ajuste 2

5.5 Módulo de cisalhamento máximo

Na Figura 63 são apresentados os gráficos com as determinações de V_s obtidas pelo método pico-a-pico, nas frequências de 1 à 50 Hz, após a consolidação em determinadas tensões de confinamento isotrópico em solo indeformado saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 100$ kPa).



(a) Solo indeformado saturado ($s = 0$ kPa)



(b) Solo indeformado não saturado ($s = 100$ kPa)

Figura 63 - Estudo do efeito da frequência na velocidade da onda cisalhante (V_s) em diferentes confinamentos isotrópicos em solo indeformado saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 100$ kPa)

Neste estudo, observou-se que a determinação de V_s possui grande variação em frequências baixas (1 a 10 Hz), tanto no solo indeformado quanto no compactado, e tende a se manter constante acima de 20 Hz, independente do confinamento atuante. Dessa forma, pode-se recomendar a utilização de frequências acima de 20 Hz para a leitura de V_s mais confiáveis.

Porém, notou-se que com o aumento da frequência, aumentam também os ruídos nas ondas recebidas e, conseqüentemente, a dificuldade de interpretação da onda aumenta.

Ou seja, as identificações dos picos na interpretação das ondas ficam mais dependentes da sensibilidade do operador.

Para analisar o comportamento da velocidade da onda cisalhante com a tensão de confinamento isotrópico, escolheu-se a frequência de 25 Hz e obteve-se o gráfico da Figura 64. Foram ajustadas curvas potenciais aos pontos obtidos com o solo saturado e não saturado. Os ajustes encontrados foram satisfatórios, apresentando R^2 maior que 0,96.

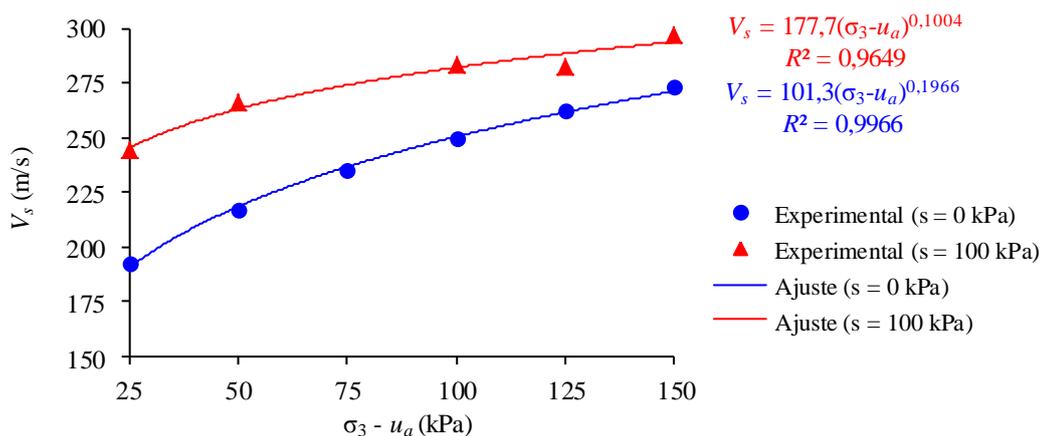


Figura 64 - Variação da velocidade da onda cisalhante (V_s) com a tensão confinante ($\sigma_3 - u_a$) para solo saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 100$ kPa)

A partir da Figura 64 nota-se um evidente aumento não linear da velocidade da onda cisalhante com o aumento da tensão confinante, tanto para o saturado quanto para o solo não saturado. A não linearidade dessa relação também foi constatada por Ferreira (2002) e Nyunt et al. (2011). Nota-se também que as velocidades das ondas cisalhantes foram maiores para o solo com sucção de 100 kPa.

Por meio da Equação 223 obtém-se o módulo de cisalhamento máximo. Nesta equação, tem-se a massa específica (ρ) multiplicando a velocidade da onda cisalhante (V_s) ao quadrado. A massa específica foi corrigida para cada tensão de confinamento. Curvas potenciais foram ajustadas. Na Figura 65 são apresentados os pontos experimentais G_0 e os respectivos ajustes potenciais do solo saturado e não saturado.

Nesta figura fica evidenciada uma tendência não linear entre módulo de cisalhamento máximo e tensão de confinamento. As curvas obtidas por funções potenciais apresentaram bom ajuste aos pontos experimentais.

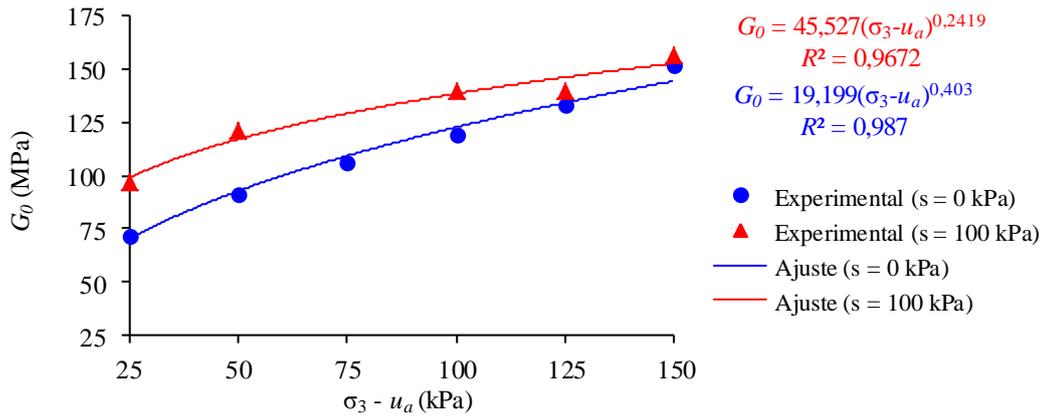


Figura 65 - Variação do módulo de cisalhamento máximo (G_0) com a tensão confinante ($\sigma_3 - u_a$) em solo saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 100$ kPa)

O comportamento do módulo de cisalhamento máximo foi semelhante ao da velocidade da onda cisalhante, onde fica evidenciado um aumento não linear do módulo de cisalhamento máximo com o acréscimo da tensão confinante e da sucção. Esse aumento o confinamento foi mais significativo no solo saturado. Comportamento semelhante foi encontrado por Georgetti et al. (2013), que realizou o estudo em uma areia argilosa compactada.

6 CONCLUSÕES

Esta pesquisa avaliou a resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado compactado e indeformado, por meio de ensaios de compressão triaxial do tipo CD com sucção controlada, além de ensaios convencionais com solo saturado e seco ao ar. A pesquisa envolveu ainda a determinação das curvas de retenção de água nas duas condições de moldagem e a realização de testes com *Bender Elements* instalados na câmara triaxial.

As seguintes conclusões podem ser apresentadas para o solo estudado:

- As curvas de retenção de água do solo indeformado e compactado apresentaram certa histerese e comportamento bimodal. A compactação do solo diminuiu o valor da umidade de saturação e aumentou a pressão de entrada de ar. Essas mudanças podem ser atribuídas à redução do índice de vazios;
- O aumento da sucção tornou os corpos de prova compactados e indeformados mais resistentes à compressão triaxial;
- O benefício da compactação é evidenciado nas diferentes sucções estudadas, tornando o corpo de prova mais resistente à compressão triaxial;
- A coesão do solo indeformado variou de forma linear com a sucção. Para o solo compactado a variação foi não linear e o ajuste sugerido por Vilar (2007) foi satisfatório;
- A modelagem pelo BBM e as sugestões de Wheeler et al. (2002) mostraram-se adequadas para o solo indeformado;
- Os ensaios com *Bender Elements* mostraram que a obtenção da velocidade da onda cisalhante foi mais estável para frequências maiores que 20 Hz e que um acréscimo da tensão confinante gerou um aumento não linear do módulo de cisalhamento máximo,

7 SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DA PESQUISA

Nesta pesquisa foram implementados e testados diversos equipamentos que possibilitaram o estudo de um solo não saturado. As principais contribuições foram o sistema de ensaios de compressão triaxial com sucção controlada e os estudos preliminares da utilização de *Bender Elements* na câmara triaxial. Assim, algumas possibilidades de continuidade desta pesquisa podem ser sugeridas, como exemplos:

- Testar outros graus de compactação para estudo de resistência ao cisalhamento deste solo;
- Avaliar a resistência ao cisalhamento deste solo em condição não saturada em amostras coletadas de diferentes profundidades do mesmo local de estudo;
- Avaliar o módulo de cisalhamento máximo deste solo durante as fases de confinamento e de ruptura do ensaio de compressão triaxial convencional (solo saturado) e com sucção controlada (solo não saturado).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5298:** Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. Annual Book of ASTM Standards, v. 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 6502:** Rochas e solo. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

_____. **NBR 6508:** Grãos de solo 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.

_____. **NBR 9604:** Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, (1986). 10p.

BALMACEDA, A. **Suelos Compactados: Um estudio teórico e experimental.** Tese (Doutorado), Universidade Politécnica de Catalunia, Barcelona, 1991.

- BENATTI, J. C. B. **Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP**. 2010. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.
- BENATTI, J. C. B.; RODRIGUES, R. A.; MIGUEL, M. G. **Aspects of mechanical behavior and modeling of a tropical unsaturated soil**. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 31, p. 1569-1585, 2013.
- BULUT, R.; LYTTON, R. L.; WRAY, W. K. **Soil suction measurements by filter paper**. *Geo-Institute Shallow Foundation and Soil Properties*, 2010, Houston, Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers. p. 243-261, 2010.
- CHAN, C-M. **Bender Element test in soil specimens: identifying the shear wave arrival time**. *EJGE*, v.15, p.1263-1276, 2010.
- CHAN, C-M. **On the interpretation of shear wave velocity from bender element tests**. *Bulletin of Engineering - Acta Technica Corviniensis*, Malaysia, 2012.
- CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. **Sample disturbance in London Clay**. *Géotechnique*, 42(4): 577-585, 1992.
- CORGI, F. N.; GIACHETI, H. L. **Processos erosivos na Área Urbana de Bauru-SP**. VI Simpósio Nacional de Geomorfologia. Goiânia-GO, 11p, 2006.
- CUI, Y. J., DELAGE, P. **Yielding And Behaviour Of An Unsaturated Compacted Silt**. *Géotechnique*, Vol. 46, N. 2, 291 – 311, 1996.
- DE MIO, G. **Condicionantes geológicas na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- ESCARIO, V.; SAEZ, J. **The shear strength of partly saturated soils**. *Géotechnique*, 36(3): 453-456. 1986.
- FERREIRA, C. M. F. **Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes – Avaliação da qualidade**

de amostragem em solos residuais. 167p. Dissertação (Mestrado) Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2002.

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.; GAN, J. K. M. **Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils.** International Conference on Expansive Soils. New Delhi, v.1, p.49-54, 1987.

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

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. I. **The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve.** Canadian Geotechnical Journal, v. 33, n. 3, p.440-448, 1996.

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

GALLIPOLI, D., GENS, A., SHARMA, R.; VAUNAT, J. **An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behavior.** Géotechnique 53, n.1, p. 123-135, 2003.

GEORGETTI, G. B.; VILAR, O. M. **Variação da sucção em ensaios de compressão triaxial com teor de umidade constante.** VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Pirenópolis - GO, p. 153-159, 2011.

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

GEORGETTI, G. B. **Shear-strain shear modulus and strength of na unsaturated clayey sand.** 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013.

- KHALILI, N.; HABTE, M. A.; ZARGARBASHI, S. **A fully coupled flow deformation model for cyclic analysis of unsaturated soils including hydraulic and mechanical hystereses.** Computers and Geotechnics, 35(6), 872–889, 2008.
- KYOKAWA, H. **Elastoplastic constitutive model for saturated and unsaturated soils considering the deposited structure and anisotropy.** Nagoya Instituted of Technology, 2010.
- HILF, J.W. **An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils.** Colorado, 109p. 1956. (PhD Thesis) - Faculty of Graduate School, University of Colorado, 1956.
- HILLEL, D. **Soil and water: physical principles and processes.** New York. Academic Press, p.5-127, 1971.
- HO, D. Y. F. E FREDLUND, D. G. **A multistage triaxial test for unsaturated soils.** Geotechnical Testing Journal, v.5, n.1/2, p.18-25, 1982.
- KHALILI, N.; KHABBAZ M. H. **A unique relationship for c for the determination of the shear strength of unsaturated soil.** Technical Note. Geotechnique, v. 48, n. 5, p. 681-687, 1998.
- LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo.** 1ª Edição. Piracicaba/SP: Departamento de Física e Meteorologia, ESALQ/USP, 1995.
- LIBARDI, P.L. **Dinâmica da água no solo.** 1ª Edição – Departamento de Física e Meteorologia, ESALQ/USP, Piracicaba, São Paulo, 1995.
- MACHADO, S.L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados. São Carlos, 361p.** Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.
- MARINHO, F. A. M. **Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados.** Tese (Livre-docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Os solos tropicais Lateríticos e Saprolíticos e a Pavimentação. Anais 18 RAP – Porto Alegre, v.2, p.463-484.**
- NYUNT, T. T.; LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. **Stength and small-strain stiffness characteristics of unsaturated sand.** Geotechnical Testing Journal 34(5), 2011.

- OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado.** 330p. 2004. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.
- PATIL, U. D.; PUPPALA, A. J.; HOYOS, L. R. **Strength/volume change behavior of compacted silty sand using a novel double-walled suction-controlled triaxial system.** UNSAT 2014, Sydney, Australia, v.2, p. 1727-1732, 2014.
- PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 3ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, p. 8-9, 2006.
- REIS, R. M.; VILAR, O. M. **Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturados.** V Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, São Carlos. Anais. São Carlos: Suprema, v. 1, p. 109-114, 2004.
- RÖHM, S. A.; VILAR, O. M. Shear strength of na unsaturated Sandy soil. International Conference On Unsaturated Soils. v.1, p.189-193, Paris, 1995.
- RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático.** São Carlos, 262p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.
- SOARES, F. V. P.; FAGUNDES, L. S.; RODRIGUES, R. A. **Aspectos da compressibilidade de um solo arenoso não saturado.** XVII COBRAMSEG, Goiânia – GO, 2014.
- SOTO, M. A. A. **Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados.** 206p. 2004. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- VAN GENUCHTEN, M.T. **A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.** Soil Science Society of America Journal, Madison, v.44, p.892-898, 1980.
- VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLINFTON, A. W. **Model form the prediction of shear strength with respect to soil suction.** Canadian Geotechnical Journal, v. 33, p. 379-392, 1996.

- VARGAS, M. (1985) **The Concept of Tropical Soils**. Proc. 1st Int. Conf. Geomec. Tropical Soils – Brasília, V.3, p.101-134 – Brasília, 1985.
- VILAR, O. M. **Introdução à mecânica dos solos não saturados**. 2003. Notas de Aula da disciplina Resistência ao cisalhamento nos solos (SGS 5846) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- VILAR, O. M. **An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils**. Soils and Rocks, v. 30, p. 51-61, 2007.
- VILAR, O. M. **Ensaio de laboratório em mecânica dos solos: opções atuais e perspectivas para um futuro próximo**. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 25-45, 2006.
- VILAR, O. M. **Solos não saturados. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. **Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table**. Canadian Geotechnical Journal (Online), v. 48, p. 226-233, 2011.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. **Métodos expeditos para previsão da resistência de solos não saturados e identificação de solos colapsíveis**. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, v. 2, p. 575-592, 2007.
- WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. **An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil**. Géotechnique, Vol. 45, N. 1, 35 – 53, 1995.
- ZHOU, AN-NAN; SHENG, D.; SLOAN, S. W.; GENS, A. **Interpretation of unsaturated soil behaviour in the stress–saturation space**. Computers and Geotechnics, 43, p. 111–123, 2012.