



Universidade Estadual Paulista  
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades



Mestrado

---

## Engenharia Civil e Ambiental

JEFERSON BRITO FERNANDES

RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE UM SOLO NÃO  
SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS TRIAXIAIS



Bauru  
2016

**JEFERSON BRITO FERNANDES**

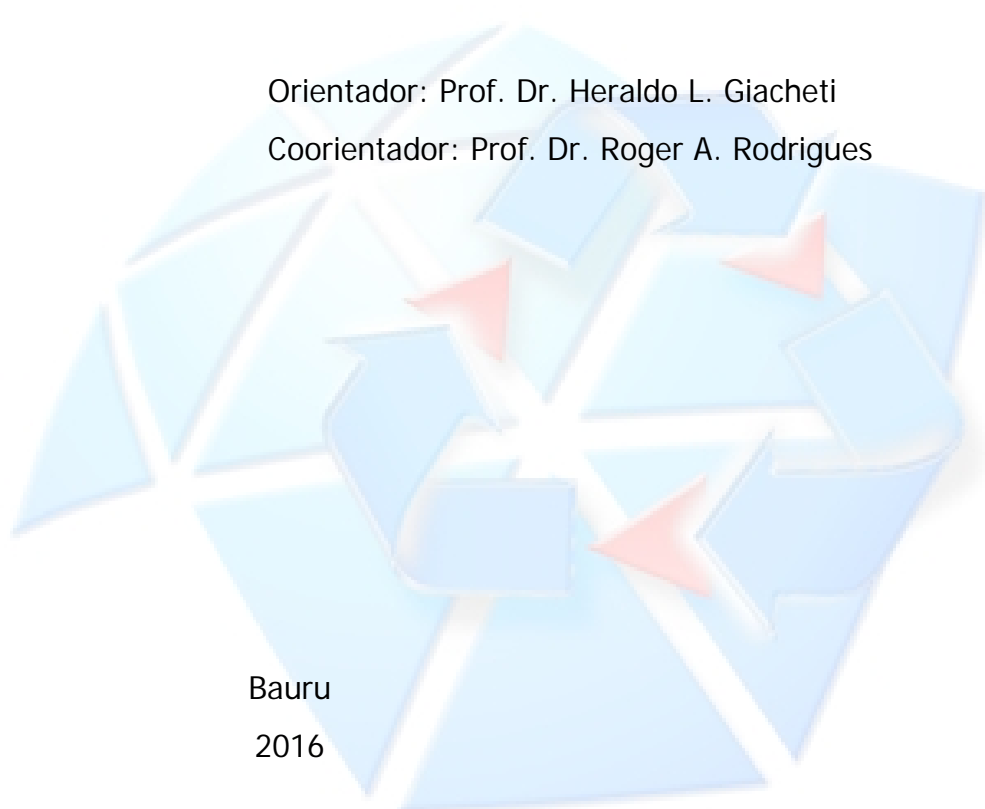
**RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE UM SOLO NÃO  
SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS TRIAXIAIS**

Dissertação apresentada como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Área de Concentração Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Heraldo L. Giacheti

Coorientador: Prof. Dr. Roger A. Rodrigues

Bauru  
2016





**Fernandes, Jeferson Brito.**

Resistência e deformabilidade de  
um solo não saturado a partir de  
ensaios triaxiais / Jeferson Brito  
Fernandes, 2016

144 f.

Orientador: Heraldo Luiz Giacheti  
Coorientador: Roger Augusto Rodrigues

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual  
Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2016

1. Sucção. 2. Parâmetros de resistência ao  
cisalhamento. 3. Módulo de cisalhamento. I.  
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de  
Engenharia. II. Título.

**ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE JEFERSON BRITO FERNANDES, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA.**

Aos 05 dias do mês de agosto do ano de 2016, às 09:00 horas, no(a) Anfiteatro da Seção Técnica de Pós-graduação da FEB/videoconferência, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI - Orientador(a) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES do(a) Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Guaratingueta, Profª Drª GIOVANA BIZÃO GEORGETTI do(a) Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de Uberlândia, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de JEFERSON BRITO FERNANDES, intitulada **RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE UM SOLO NÃO SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS TRIAXIAIS**. 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. HERALDO LUIZ GIACHETI

P/ Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES

Profª Drª GIOVANA BIZÃO GEORGETTI

**Para Minha Noiva,**  
**Tayoana Carolina Silva**

## AGRADECIMENTOS

À Deus, que me guia e me guiou durante todas as decisões que permitiram superar mais esta importante etapa da minha vida.

Aos meus pais, José Fernandes Gimenez e Sueli Cristina Brito, aos meus irmãos Alex Sander Brito Fernandes e Juliana Aparecida Brito.

Aos Professores e mentores Heraldo Luiz Giacheti, e Roger Augusto Rodrigues pela orientação, motivação, prontidão, profissionalismo e amizade.

Aos professores participantes das bancas de qualificação e defesa, George de Paula Bernardes, Giovana Bizão Giorgetti e Paulo César Lodi pelas contribuições dadas para melhoria deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro que tornou possível a minha dedicação exclusiva à este projeto de pesquisa.

Aos funcionários da Seção Técnica de Pós-Graduação pelo profissionalismo, prontidão e cordialidade durante o período de minha estadia no curso de mestrado.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil e Ambiental.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, Gustavo Pinheiro e Sérgio Antonio Gimenez pela amizade, prontidão, dedicação, profissionalismo atenção e empenho.

Aos alunos da pós-graduandos Alfredo Lopes Saab e Fábio Visnadi Prado Soares e Michael Andrade Maedo pela amizade sem preço e pela iniciativa de colaborar no trabalho.

Àqueles que, direta ou indiretamente, colaboraram durante as etapas de execução deste projeto de pesquisa.

## RESUMO

### RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE UM SOLO NÃO SATURADO A PARTIR DE ENSAIOS TRIAXIAIS

O principal objetivo deste trabalho é estudar o comportamento geomecânico de um solo tropical não saturado, a fim de avaliar o efeito da sucção nos resultados de ensaios de resistência e de deformabilidade. As amostras são classificadas como areia fina pouco argilosa, de composição granulométrica semelhante nas três profundidades estudadas (1,5, 3,0 e 5,0 m). Além desses solos apresentarem praticamente nenhuma plasticidade, as curvas de retenção da água mostraram que eles têm valores de entrada de ar próximo a 2 kPa e zonas de dessaturação verticalizadas. As envoltórias de resistência determinadas a partir de ensaios triaxiais saturados e não saturados mostraram que o acréscimo no ângulo de atrito e na coesão é devido principalmente à sucção e às características físicas do solo de cada profundidade. Verificou-se que a previsão da resistência não saturada pode ser feita empregando uma função hiperbólica em conjunto com uma função da porosidade quando a razão entre os ângulos de atrito  $\phi^b/\phi'$  no estado saturado é menor que a unidade. Estudou-se também a variação do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) para diferentes condições de sucção, confinamento e de carregamento. A determinação de  $G_0$  desses solos foi feita por meio de ensaios triaxiais equipados com transdutores de flexão, chamados de *bender elements*. Esses resultados mostraram que a variação de  $G_0$  em função do estado de tensões e de deformações pode ser adequadamente representada por modelos matemáticos que levam em consideração, além do estado de tensões, o efeito das variações na sucção e na porosidade. Por meio dos dados experimentais obtidos, verificou-se ainda que a compressibilidade desses solos pode ser inserida como variável independente no modelo que considera o efeito da porosidade nas variações de  $G_0$ .

## ABSTRACT

### **SHEAR STRENGTH AND STIFFNESS OF AN UNSATURATED SOIL BY TRIAXIAL TESTS**

The objective of this work is to study the geomechanical behavior of a tropical unsaturated soil in order to evaluate the influence of the soil suction on shear strength and deformability test data. The soil samples are classified as clayed fine sand with similar grain size constitution in the three studied depths (1.5, 3.0 and 5.0 m). Besides these soils have almost no plasticity, the water retention curves indicated that these soils present air entry value near to 2 kPa and a vertical desaturation zone. Shear strength envelopes determined via saturated and unsaturated triaxial tests showed that the increase in friction angle and cohesion is mainly due to the suction and to the soil physical characteristics at each depth. When the saturated friction angle ratio ( $\phi^b/\phi'$ ) is less than one, the unsaturated shear strength prediction can be made using a hyperbolic function together with a function of porosity. The variation of the maximum shear modulus ( $G_0$ ) at different conditions of suction, liquid confining pressure and loading are also studied. The  $G_0$  values were determined for these soils in triaxial tests equipped with bender elements. These results indicated that the variation of  $G_0$  as a function of the stress and strain state can be properly represented by mathematical models, which take into account the effect of the suction and porosity variation besides the stress state. It was also found by means of the experimental data that the compressibility of these soils can be plugged as an independent variable in a model which considers the influence of soil porosity in the  $G_0$  variations.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1: Variação da pressão de água num perfil de solo (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	5
Figura 4.2: Leituras mensais de sucção em um talude de solo residual (VIEIRA e MARINHO, 2001)	6
Figura 4.3: Retenção da água no solo (LIBARDI, 2005)	7
Figura 4.4: Tipos de curvas de retenção da água (VIVIAN, 2008)	10
Figura 4.5: Calibração dos papeis filtro: (a) ASTM D5298 (2010); (b) Chandler <i>et al.</i> (1992)	13
Figura 4.6: Arranjo para determinação da sucção matricial pela técnica do papel filtro (RODRIGUES, 2007)	14
Figura 4.7: Medida de sucção mátrica por meio do aparelho de Haines (LIBARDI, 2005)	15
Figura 4.8: Câmara de pressão de Richards (LIBARDI, 2005)	16
Figura 4.9: Exemplos de câmaras de pressão comerciais (RODRIGUES, 2007)	17
Figura 4.10: Função da saturação: (a) silte (DONALD, 1961); (b) solo compactado (BLIGHT, 1961)	18
Figura 4.11: Variáveis de estado tensional para o solo não saturado (VANAPALLI <i>et al.</i> , 1996)	19
Figura 4.12: Envoltória de resistência para solos não saturados (FREDLUND <i>et al.</i> , 1979)	20
Figura 4.13: Influência da sucção (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	21
Figura 4.14: Influência da tensão normal líquida (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	22
Figura 4.15: Influência do (a) confinamento e (b) sucção em uma argila vermelha (ESCARIO e SAEZ, 1986)	23
Figura 4.16: Influência do (a) confinamento e (b) sucção em uma argila cinza (ESCARIO e SAEZ, 1986)	23
Figura 4.17: Influência do (a) confinamento e (b) sucção em uma argila arenosa (ESCARIO e SAEZ, 1986)	23
Figura 4.18: Resistência ao cisalhamento em relação à curva de retenção (VANAPALLI <i>et al.</i> , 1996)	24
Figura 4.19: Ajustes da função do intercepto de coesão pela sucção (FERREIRA e GERSCOVICH, 2010)	26
Figura 4.20: Degradação da rigidez com o nível de deformação cisalhante ( <i>apud</i> FERREIRA, 2002)	27
Figura 4.21: $G_0$ em função das variáveis de tensão dos solos (GEORGETTI <i>et al.</i> , 2013)	29
Figura 4.22: $G_0$ em função da umidade de compactação para um o solo saturado (GEORGETTI, 2014)	30
Figura 4.23: Funções do índice de vazios (FERREIRA, 2002)	32
Figura 4.24: Curvas de ajuste de $V_s^*$ e $F(e)$ para um solo residual compactado (FERREIRA, 2002)	32
Figura 4.25: Parâmetros de ajuste para a expressão de Hardin e Blandford (1989) (FERREIRA, 2002)	34
Figura 4.26: Equipamento triaxial para solos não saturados do Laboratório de Geotecnia da Unesp de Bauru	36
Figura 4.27: Efeitos da amostragem na porosidade e em $G_0$ (modificado de FERREIRA, 2002)	38
Figura 4.28: Detalhes de um <i>bender element</i> ou transdutor de flexão (modificado de FERREIRA 2002)	39
Figura 4.29: Propagação de ondas S em diferentes direções e polaridades (SNELLING <i>et al.</i> , 2011)	40
Figura 4.30: Técnica para solidarização entre <i>bender element</i> e o solo (SNELLING <i>et al.</i> , 2011)	40
Figura 4.31: Propagação de ondas em um corpo de prova (FERREIRA, 2002)	41
Figura 4.32: Método de primeiro tempo de chegada da onda cisalhante (adaptado de FERREIRA, 2002)	43
Figura 4.33: Método do segundo tempo de chegada da onda cisalhante (adaptado de FERREIRA, 2002)	44
Figura 4.34: Método do intervalo de tempo entre pontos (adaptado de FERREIRA, 2002)	44
Figura 4.35: Onda S emitida e recebida em um BE de frequência contínua	45
Figura 4.36: Aplicação do método do ângulo de fase (FERREIRA, 2002)	46
Figura 5.1: Campo experimental da Unesp de Bauru SP - zona UTM 22, SAD 69 (GOOGLE EARTH, 2015)	48
Figura 5.2: Local de amostragem - zona UTM 22, SAD 69 (GOOGLE EARTH, 2015)	49
Figura 5.3: Procedimentos de amostragem: (a) guincho manual; (b) plataforma	49
Figura 5.4: Detalhes do poço de amostragem: (a) 1m de profundidade; (b) 3m de profundidade	50

Figura 5.5: Proteção e armazenamento das amostras indeformadas _____	50
Figura 5.6: Saturação dos CPs utilizados nos ensaios de curva de retenção _____	51
Figura 5.7: Ensaio de papel filtro: (a) secagem do material ao ar; (b) monitoramento da massa _____	52
Figura 5.8: Arranjo experimental do ensaio de papel filtro (RODRIGUES, 2007) _____	53
Figura 5.9: Passos para acondicionamento da amostra no ensaio de papel filtro _____	53
Figura 5.10: Curva de calibração do papel filtro Whatman nº 42 (CHANDLER <i>et al.</i> , 1992) _____	54
Figura 5.11: Detalhes da utilização do aparelho de Haines (LIBARDI, 2005) _____	54
Figura 5.12: Aparelho de Haines desenvolvido no laboratório do campus de Bauru _____	55
Figura 5.13: Equipamento triaxial para solos saturados _____	56
Figura 5.14: Equipamento triaxial para solos não saturados _____	56
Figura 5.15: Equipamento triaxial para solos saturados _____	57
Figura 5.16: Equipamento triaxial para solos não saturados _____	58
Figura 5.17: Módulo de controle independente _____	59
Figura 5.18: Módulo de rotinas de ensaios triaxiais CD CU e UU _____	59
Figura 5.19: Sistema de aquisição de dados triaxial utilizado para solos não saturados _____	60
Figura 5.20: Procedimentos de talhagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais _____	61
Figura 5.21: Procedimentos para instalação do CP na câmara triaxial _____	62
Figura 5.22: Rotina de saturação para solos saturados _____	63
Figura 5.23: Pré-equilíbrio de sucção dos corpos de prova para ensaios triaxiais não saturados _____	64
Figura 5.24: Ensaio de câmara de pressão: (a) saturação da pedra porosa; (b) posicionamento dos CPs _____	65
Figura 5.25: Técnica de translação dos eixos para controle da sucção na câmara triaxial _____	66
Figura 5.26: Método de determinação do tempo de adensamento primário ( $t_{100}$ ) (HEAD, 1986) _____	68
Figura 5.27: Hipótese para cálculo da área corrigida do CP no ensaio de compressão triaxial _____	68
Figura 5.28: Formação de plano de ruptura em ensaio de compressão triaxial _____	69
Figura 5.29: Procedimentos de montagem de uma câmara triaxial equipada com <i>bender elements</i> _____	70
Figura 6.1: Trajetória de secagem da curva de retenção para a profundidade de 1,5 m (FAGUNDES, 2014) _____	73
Figura 6.2: Trajetória de secagem da curva de retenção para a profundidade de 3,0 m _____	74
Figura 6.3: Trajetória de secagem da curva de retenção para a profundidade de 5,0 m _____	74
Figura 6.4: Ajustes das curvas de retenção para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0m _____	75
Figura 6.5: Curva típica de saturação por contrapressão para os CPs de 3,0 m de profundidade _____	76
Figura 6.6: Curva típica de saturação por contrapressão para os CPs de 5,0 m de profundidade _____	77
Figura 6.7: Variação do grau de saturação dos CPs com o tempo durante o equilíbrio de sucção _____	77
Figura 6.8: Processo de consolidação dos CPs do 3,0 m de profundidade _____	78
Figura 6.9: Processo de consolidação dos CPs da profundidade de 5,0 m _____	79
Figura 6.10: Tensão desvio e variação volumétrica dos CPs de 1,5 m de profundidade (FAGUNDES, 2014) _____	80
Figura 6.11: Curvas de tensão desvio e variação volumétrica dos CPs do 3,0 m de profundidade _____	81
Figura 6.12: Curvas de tensão desvio e variação volumétrica dos CPs do 5,0 m de profundidade _____	82
Figura 6.13: Envoltória de resistência para o solo de 1,5 m de profundidade (FAGUNDES, 2014) _____	83
Figura 6.14: Trajetórias de tensões dos CPs do 3,0 m de profundidade _____	84
Figura 6.15: Trajetórias de tensões dos CPs do 5,0 m de profundidade _____	85
Figura 6.16: Envoltória de resistência do 3,0 m de profundidade _____	86
Figura 6.17: Envoltória de resistência do 5,0 m de profundidade _____	87
Figura 6.18: Ajuste do modelo de Vilar (2007) para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m _____	87



Figura 6.19: Ajuste do modelo de Vilar (2007) para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m	88
Figura 6.20: Ajuste hiperbólico para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m	88
Figura 6.21: Ângulos de atrito experimentais obtidos em função da sucção	90
Figura 6.22: Intercepto de coesão em função do índice de vazios de campo e sucção	90
Figura 6.23: Ângulo de atrito em função do índice de vazios de campo e sucção	91
Figura 6.24: Razão entre os ângulos de atrito ( $\phi^b/\phi'$ ) em função da sucção	92
Figura 6.25: Relação da razão entre ângulos de atrito saturados e o índice de vazios natural	93
Figura 6.26: Ajuste hiperbólico para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m	94
Figura 6.27: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para a profundidade de 1,5 m	95
Figura 6.28: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para a profundidade de 3,0 m	96
Figura 6.29: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para a profundidade de 5,0 m	97
Figura 6.30: Tempos de propagação de onda obtidos durante a fase de carregamento dos CPs	98
Figura 6.31: Simulação dos resultados experimentais para a profundidade de 1,5 m	100
Figura 6.32: Simulação dos resultados experimentais para a profundidade de 3,0 m	101
Figura 6.33: Simulação dos resultados experimentais para a profundidade de 5,0 m	101
Figura 6.34: Valores de $V_s$ e $G_0$ obtidos nas etapas de adensamento isotrópico e de carregamento	103
Figura 6.35: Representação gráfica dos ajustes obtidos para as diferentes sucções	104
Figura 6.36: Constantes do modelo de Hardin e Blandford (1989) – fase de adensamento	105
Figura 6.37: Constantes do modelo de Hardin e Blandford (1989) – fase de carregamento	106
Figura 6.38: Simulação numérica dos resultados obtidos para a profundidade de 1,5 m	107
Figura 6.39: Simulação numérica dos resultados obtidos para a profundidade de 3,0 m	107
Figura 6.40: Simulação numérica dos resultados obtidos para a profundidade de 5,0 m	107
Figura 6.41: Variação do índice de vazios durante o ensaio triaxial – profundidade de 1,5 m	109
Figura 6.42: Variação do índice de vazios durante o ensaio triaxial – profundidade de 3,0 m	109
Figura 6.43: Variação do índice de vazios durante o ensaio triaxial – profundidade de 5,0 m	110
Figura 6.44: Variação da deformabilidade nas etapas do ensaio triaxial	111
Figura 6.45: Ajuste das constantes $S$ e $n$ em função do módulo de variação volumétrico	112
Figura 6.46: Simulação numérica dos resultados obtidos para a fase de adensamento	114
Figura 9.1: Aplicação do método do ângulo de fase para a profundidade de 1,5 m	126
Figura 9.2: Aplicação do método do ângulo de fase para a profundidade de 3,0 m	127
Figura 9.3: Aplicação do método do ângulo de fase para a profundidade de 5,0 m	128

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Resultados de ensaios para solos não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	26
Tabela 4.2: Valores de C e dos expoentes das componentes de tensões efetivas (FERREIRA, 2002)	34
Tabela 4.3: Classificação dos ensaios triaxiais não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	35
Tabela 4.4: Classificação da qualidade de amostras com base em $V_s$ (JANNUZZI <i>et al.</i> , 2012)	38
Tabela 6.1: Caracterização das amostras	72
Tabela 6.2: Parâmetros obtidos por meio das curvas de retenção dos solos estudados	75
Tabela 6.3: Tempo médio de equilíbrio da sucção	78
Tabela 6.4: Resultados dos ensaios triaxiais de 1,5 m de profundidade (FAGUNDES, 2014)	83
Tabela 6.5: Tensões de ruptura dos CPs do 3,0 m de profundidade	84
Tabela 6.6: Tensões de ruptura dos CPs do 5,0 m de profundidade	85
Tabela 6.7: Parâmetros de ajuste das envoltórias de resistência	86
Tabela 6.8: Valores dos parâmetros de ajuste "a" e "b"	89
Tabela 6.9: Índice de vazios iniciais e razão entre os ângulos de atrito saturados	92
Tabela 6.10: Determinação dos parâmetros de ajuste - Equação (6.14)	99
Tabela 6.11: Determinação dos parâmetros de ajuste - Equação (6.15)	100
Tabela 6.12: Constantes de ajuste da equação de Hardin e Blandford (1989)	105
Tabela 6.13: Parâmetros de compressibilidade obtidos na fase de adensamento	110
Tabela 6.14: Parâmetros de ajuste das funções de compressibilidade dos solos	111
Tabela 6.15: Parâmetros de ajuste das funções de compressibilidade dos solos	113
Tabela 9.1: Resultados dos ensaios de papel filtro	125
Tabela 9.2: Resultados dos ensaios de placa de sucção	125
Tabela 9.3: Índices físicos dos CPs dos ensaios triaxiais	125
Tabela 9.4: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para os CPs de 1,5 m de profundidade	126
Tabela 9.5: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para os CPs de 3,0 m de profundidade	127
Tabela 9.6: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para os CPs de 5,0 m de profundidade	128
Tabela 9.7: Resultados obtidos durante a fase de cisalhamento com $(\sigma_r - u_a) = 200\text{kPa}$	129
Tabela 9.8: Resultados obtidos nas etapas de adensamento e cisalhamento	130

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>2</b>
<b>3. OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
3.1 OBJETIVO GERAL .....	3
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>4. REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>4</b>
4.1 SOLOS NÃO SATURADOS.....	4
4.1.1 RETENÇÃO DA ÁGUA NOS SOLOS .....	7
4.1.2 ENERGIA POTENCIAL DA ÁGUA NO SOLO .....	8
4.1.3 POTENCIAL MÁTRICO.....	9
4.1.4 CURVA DE RETENÇÃO DA ÁGUA.....	10
4.1.5 TÉCNICAS DE MEDIDA E CONTROLE DA SUCÇÃO.....	12
4.1.5.1 PAPEL FILTRO.....	12
4.1.5.2 PLACA DE SUCÇÃO .....	14
4.1.5.3 TRANSLAÇÃO DE EIXOS .....	15
4.2 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS .....	17
4.2.1 CÁLCULO DAS TENSÕES EFETIVAS.....	17
4.2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	19
4.2.3 MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO DOS SOLOS .....	27
4.2.3.1 RELAÇÃO DE $G_0$ COM O ESTADO DE TENSÕES ISOTRÓPICAS .....	28
4.2.3.2 INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO E DA POROSIDADE EM $G_0$ .....	30
4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS COM SUCÇÃO CONTROLADA .....	35
4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS COM <i>BENDER ELEMENTS</i> .....	38
4.5 DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE PROPAGAÇÃO DE ONDA.....	42
<b>5. MATERIAL E MÉTODOS.....</b>	<b>47</b>
5.1 SOLO ESTUDADO .....	47
5.1.1 LOCALIZAÇÃO.....	48
5.1.2 AMOSTRAGEM .....	48
5.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA .....	51
5.3 RETENÇÃO DA ÁGUA.....	51

5.3.1	PAPEL FILTRO.....	52
5.3.2	PLACA DE SUCÇÃO.....	54
5.4	ENSAIOS TRIAXIAIS SATURADOS E NÃO SATURADOS.....	56
5.4.1	PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	60
5.4.2	SATURAÇÃO.....	63
5.4.3	CONTROLE DA SUCÇÃO.....	64
5.4.4	CONSOLIDAÇÃO.....	66
5.4.5	CISALHAMENTO.....	67
5.5	ENSAIOS TRIAXIAIS COM <i>BENDER ELEMENTS</i> .....	70
<b>6.</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISE.....</b>	<b>72</b>
6.1	CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO.....	72
6.2	CURVAS DE RETENÇÃO DA ÁGUA.....	73
6.3	ENSAIOS TRIAXIAIS SATURADOS E NÃO SATURADOS.....	76
6.3.1	SATURAÇÃO.....	76
6.3.2	EQUILÍBRIO DA SUCÇÃO.....	77
6.3.3	CONSOLIDAÇÃO.....	78
6.3.4	CISALHAMENTO.....	80
6.3.5	ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	83
6.3.6	ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA COM A PROFUNDIDADE.....	91
6.4	ENSAIOS TRIAXIAIS COM <i>BENDER ELEMENTS</i> .....	94
6.4.1	PROPAGAÇÃO DAS ONDAS CISALHANTES.....	94
6.4.1.1	FASE DE ADENSAMENTO ISOTRÓPICO.....	95
6.4.1.2	FASE DE CARREGAMENTO.....	97
6.4.2	INFLUÊNCIA DO ESTADO DE TENSÕES ISOTRÓPICO.....	99
6.4.3	INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO E DA POROSIDADE.....	102
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>115</b>
7.1	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	115
7.2	MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO.....	115
<b>8.</b>	<b>REFERÊNCIA BIBLIOGRAFICA.....</b>	<b>117</b>
<b>9.</b>	<b>ANEXO.....</b>	<b>125</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Os conceitos desenvolvidos para mecânica dos solos não saturados mostram que a mobilização da resistência nesses materiais varia em relação ao conteúdo de água presente em sua estrutura. Sobre essa porção de água líquida verificam-se a atuação de forças capilares e de retenção provenientes da matriz do material e convenientemente nomeadas como sucção mátrica ou somente sucção. Estruturalmente a sucção comporta-se como uma componente ou tensor que atua no sentido de manter uma tensão normal de contato entre os grãos. Logo, surgiram modelos matemáticos capazes de fornecer a resistência do solo em função da sucção. As hipóteses assumidas por Bishop *et al.* (1960) e Fredlund *et al.* (1979) levam sempre em consideração as componentes da sucção nas variações da resistência ao cisalhamento. Por meio dessas hipóteses entende-se que a contribuição da sucção para a resistência é um fenômeno de atrito.

O conceito teórico da sucção nos solos foi desenvolvido em meados do século XX, motivado principalmente para aplicação em sistemas agrícolas. Posteriormente a aplicação desse conceito no comportamento dos solos não saturados foi necessária devido a problemas de engenharia. A introdução da sucção na explicação do comportamento dos solos não saturados relativo a problemas de engenharia teve início no Laboratório de Pesquisa em Rodovias na Inglaterra. Naquela época estudos buscaram definir quantitativamente a sucção no solo e suas componentes. Posteriormente estas definições tornaram-se conceitos aceitos na engenharia geotécnica. Atualmente a sucção nos solos é normalmente referida como uma energia livre do estado da água no solo. Essa energia pode ser quantificada em termos da pressão parcial do vapor d'água nos solos. A relação termodinâmica entre a sucção no solo (ou a energia livre da água no solo) e a pressão parcial do vapor d'água nos poros pode ser encontrada em Fredlund & Rahardjo (1993).

A curva característica de retenção do solo relaciona o seu conteúdo de água com a sucção. Essas variáveis podem ser relacionadas à resistência e à deformabilidade do material. Portanto, é constante a busca por novos modelos que levam em consideração as variáveis do estado de tensão dos solos não saturados na sua resistência e deformabilidade.

## 2. JUSTIFICATIVA

O estudo da mecânica dos solos não saturados é motivado, entre outros, pela busca de novos modelos que auxiliem na previsão do comportamento dos solos situados na zona não saturada. As variações da pressão neutra na zona não saturada é, depois das características intrínsecas de cada material, o principal mecanismo responsável pelo comportamento geomecânico de um maciço. Mudanças repentinas de comportamento ocorrem quando as forças de agregação entre as partículas sofrem variações bruscas, como no caso do colapso por inundação de solos pouco coesivos com alta porosidade ou da retração e fissuração de solos argilosos expostos à intensa radiação solar.

A ocorrência de perfis de solos não saturados com baixa probabilidade de inundação onde se instalam as fundações é muito comum no Brasil e abrange conceitos atualmente não considerados pelas atuais metodologias e modelos de cálculo para obras geotécnicas. Os efeitos da desconsideração dos conceitos de resistência dos solos não saturados nos projetos onde existe baixa probabilidade de inundação conduzem quase sempre à superdimensionamentos das estruturas. O conhecimento da influência das variáveis do estado de tensão na resistência e na deformabilidade dos solos não saturados proporcionaria uma considerável redução dos custos de projetos geotécnicos em locais com perfis de solos não saturados onde se considera baixa a probabilidade de inundação. Portanto, é necessário o estudo da variabilidade dos parâmetros de resistência e da deformabilidade em perfis de solos não saturados além do monitoramento da variação do teor de umidade e sucção em campo.

A seleção dos parâmetros de resistência e de deformabilidade para aplicação em obras executadas sobre perfis de solos não saturados deve ser criteriosamente realizada a partir do monitoramento das variações da sucção ao longo da profundidade. O conhecimento da média histórica dessa variável ao longo do perfil assim como das variáveis atmosféricas diretamente relacionadas (chuva, vento, temperatura e umidade do ar), darão os subsídios necessários para a determinação dos parâmetros de resistência analiticamente.

### 3. OBJETIVOS

#### 3.1 OBJETIVO GERAL

Esta pesquisa tem como objetivo contribuir com estudo da resistência e da deformabilidade de perfis de solos não saturados. Deste modo, pretende-se avaliar a variação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade com a sucção e a tensão normal líquida ao longo de um perfil de solo arenoso não saturado.

#### 3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- i) Contribuir para conhecimento das características de retenção da água no solo ao longo de um perfil de solo tropical localizado na cidade de Bauru/SP, analisando possíveis mecanismos responsáveis pela alteração do formato da curva de retenção de água ao longo de um perfil de solo;
- ii) Determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento ao longo do perfil de solo por meio de ensaios triaxiais aplicados com trajetórias de ruptura convencionais e com controle das variáveis de estado de tensão do solo;
- iii) Por meio de ensaios triaxiais com sucção controlada avaliar as variações no módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) em função das componentes de sucção e tensão normal líquida ao longo das profundidades do perfil de solo aplicando a técnica dos *bender elements*.
- iv) Os parâmetros definidos a partir dessa pesquisa servirão como valores de referência para uma melhor interpretação de ensaios de penetração em campo, com destaque para ajustes em correlações clássicas disponíveis na literatura.

## 4. REVISÃO DA LITERATURA

### 4.1 SOLOS NÃO SATURADOS

A resistência mecânica e as características de deformabilidade dos solos não saturados dependem, além das características intrínsecas do material, da quantidade de água disponível entre as partículas. O aumento da saturação possibilita, entre outros fenômenos físicos, variações na resistência e deformabilidade de um solo.

Segundo Rodrigues (2007) a verificação de problemas geotécnicos relacionados a solos não saturados em regiões de clima tropical, árido e semiárido tem chamado a atenção da comunidade geotécnica. O autor cita como principais características dos perfis de solos destas regiões a baixa umidade dos horizontes superficiais em regiões áridas e semiáridas e a alternância de ciclos de umedecimento e secagem em regiões tropicais.

Portanto nota-se que a alternância entre períodos secos e chuvosos é um fator importante para caracterização mecânica dos perfis de solos em regiões tropicais, pois tanto a sazonalidade do nível d'água quanto os efeitos de propagação de tensões na zona não saturada são características marcantes destes solos.

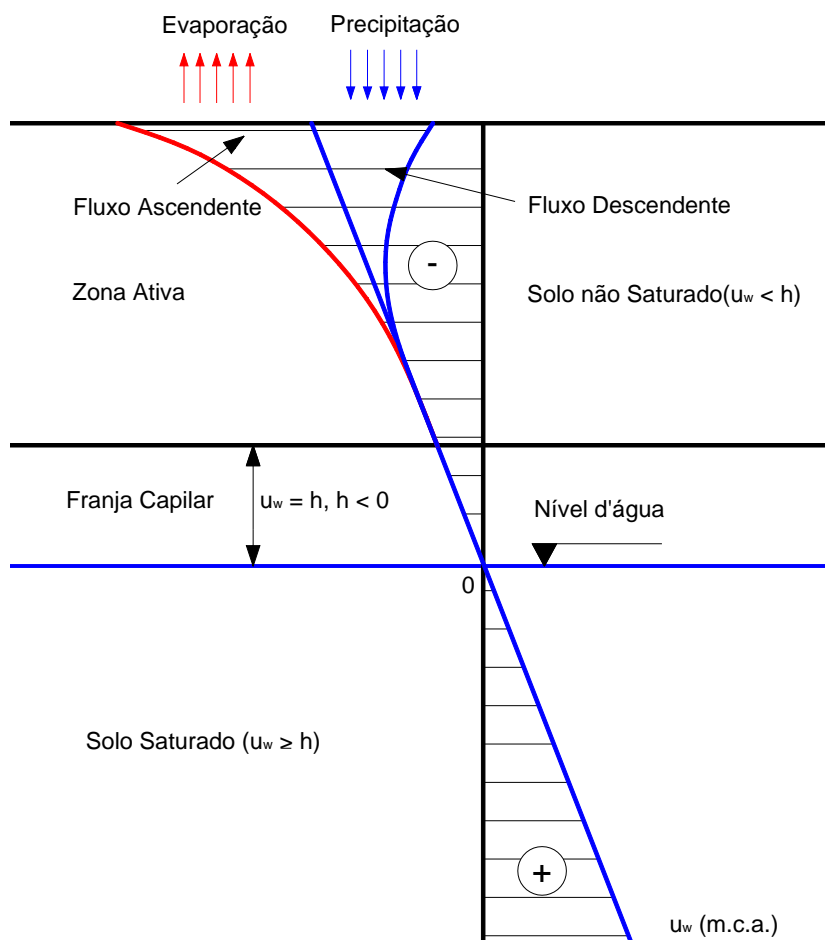
Os perfis de solos não saturados são formados pela zona vadosa (porção acima do nível d'água) que pode ser subdividida em:

- i) região imediatamente acima do nível d'água, chamada de zona ou franja capilar que permanece saturada invariavelmente ainda que as pressões neutras sejam negativas;
- ii) região acima da franja capilar chamada de zona ativa, onde o grau de saturação do solo tenderá a se equilibrar na condição hidrostática quando o fluxo na superfície do terreno for zero.

A Figura 4.1 ilustra um perfil típico de solo não saturado, sendo possível relacionar os mecanismos de fluxo indicados na figura a dois fatores importantes:

- i) Na região onde o fluxo é ascendente os fenômenos de evaporação e/ou evapotranspiração são responsáveis pela redução do teor de umidade e da pressão neutra;
- ii) Na região onde ocorre fluxo é descendente o fenômeno de precipitação fica responsável pelo aumento do teor de umidade e da pressão neutra.



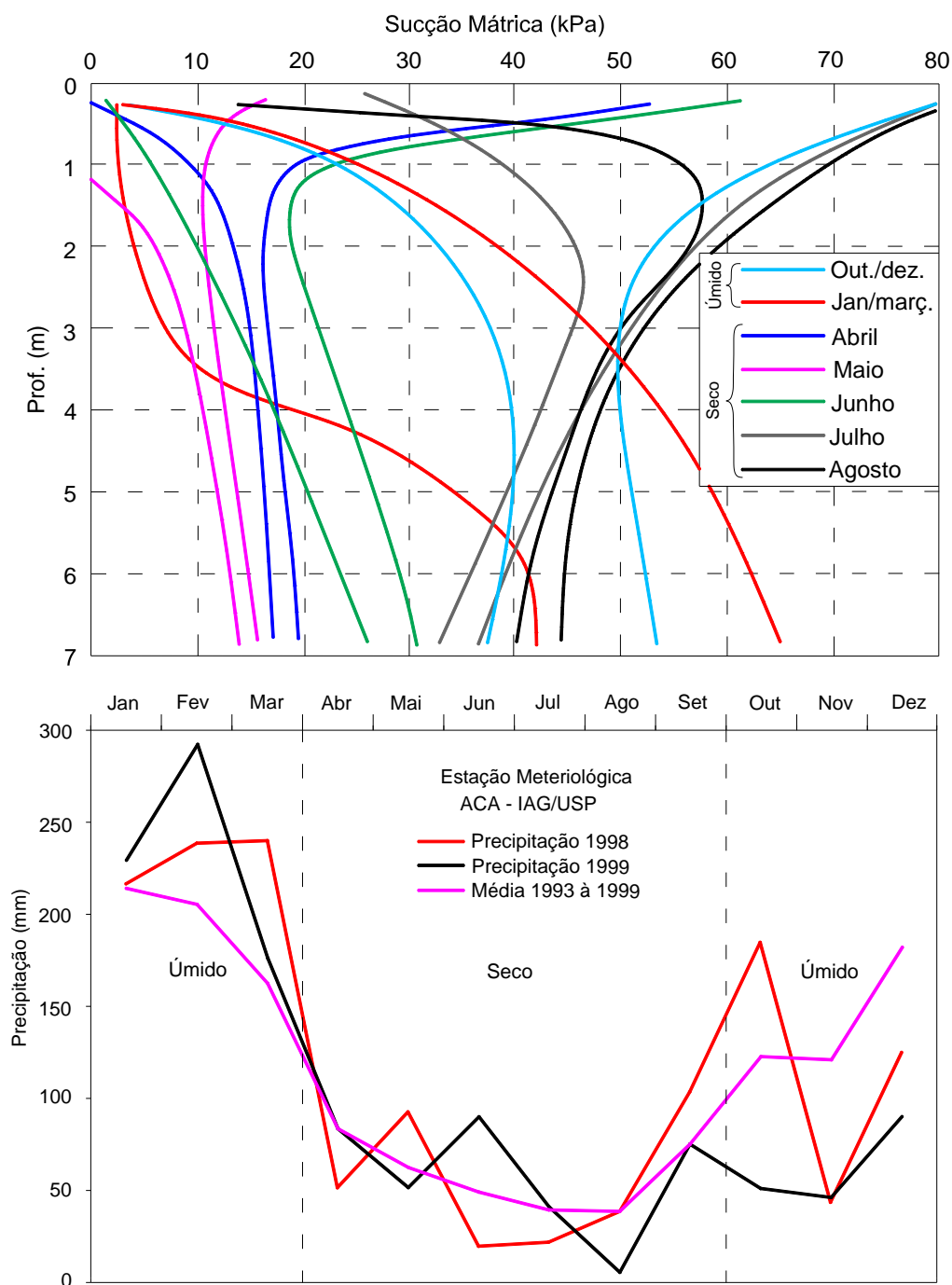


**Figura 4.1:** Variação da pressão de água num perfil de solo (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Segundo Vieira e Marinho (2001) o fenômeno da sazonalidade da sucção se dá devido ao clima que afeta diretamente o balanço de água no solo. Segundo o autor o sistema é controlado por uma interface ar/água que pertence ao perfil de solo e que regula a troca de água por meio da infiltração ou da evaporação. Dessa forma, a quantidade de água que entra ou sai do sistema induz variações no perfil de sucção.

A variação da resistência ao cisalhamento do solo em campo ocorre, entre outros, devido à variação do perfil de sucção potencializada pelas características de retenção de água do material e do clima. Neste contexto, o monitoramento da sazonalidade da sucção em maciços naturais ou construídos tem como objetivo subsidiar a análise de resistência e deformabilidade dos solos. Neste tipo de estudo busca-se fornecer a variação da sucção a partir dos valores de máximos e mínimos obtidos ao longo da profundidade do maciço. Entende-se que na maioria dos casos de regiões tropicais o nível d'água também pode variar de cota sazonalmente, deslocando com ele a zona capilar. Contudo, devido às grandes profundidades que as zonas não saturadas podem atingir, nem sempre é prudente correlacionar a sazonalidade do nível d'água com a sazonalidade dos níveis de sucção

como observa Vieira e Marinho (2001). Esses autores realizaram medidas de sucção pelo período de 1 ano em um talude formado por solo residual de gnaiss com vegetação rasteira localizado na cidade de São Paulo e dividido em dois horizontes bem definidos: solo residual maduro (colúvio) com aproximadamente 2 metros de espessura abaixo da superfície do terreno e solo saprolítico que vai além de 25m de profundidade. Foram alocados 8 tensiômetros entre 0,25 e 6,8m de profundidade. Os resultados obtidos são ilustrados na Figura 4.2.

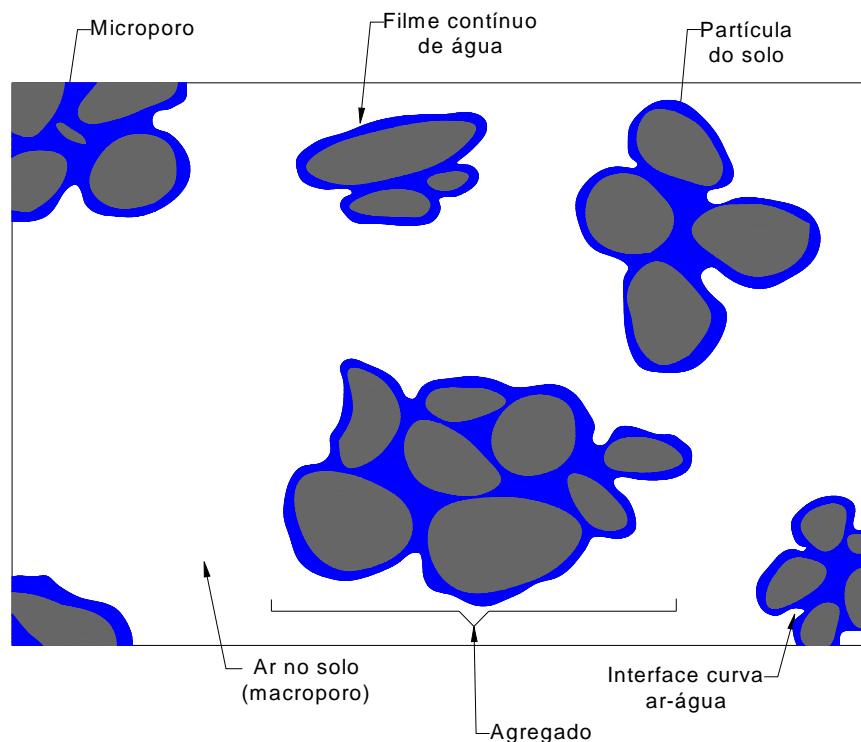


**Figura 4.2:** Leituras mensais de sucção em um talude de solo residual (VIEIRA e MARINHO, 2001)

Observa-se na Figura 4.2 que o máximo valor de sucção mátrica obtido nas medidas de Vieira e Marinho (2001) é de 80kPa para profundidades em torno de 0,5 m, ocorrendo nos meses de julho a outubro. Observa-se também que no mês de maio é obtido sucção nula para uma profundidade em torno de 1,3m.

#### 4.1.1 RETENÇÃO DA ÁGUA NOS SOLOS

Libardi (2005) cita que a parte porosa dos solos pode abrigar uma solução aquosa formada por uma mistura variável de eletrólitos e uma solução gasosa formada por  $N_2$ ,  $O_2$ ,  $CO_2$ , vapor da água e pequenas quantidades de outros tipos de gases. Em um solo não saturado (Figura 4.3) verifica-se a ocorrência de interfaces entre a solução gasosa e a aquosa resultantes de mecanismos de retenção provenientes da matriz do material, chamados de adsorção e capilaridade. Esse conjunto de mecanismos de retenção recebe o nome de forças matriciais que dão origem ao potencial de sucção mátrica ou somente sucção. Em estudos de determinação da resistência de solos não saturados, a variável sucção pode ser controlada por meio de técnicas de laboratório desenvolvidas a partir desses conceitos.



**Figura 4.3:** Retenção da água no solo (LIBARDI, 2005)

#### 4.1.2 ENERGIA POTENCIAL DA ÁGUA NO SOLO

O potencial de um solo se refere à energia disponível na água no seu interior em forma de pressão. Consequentemente o termo sucção se refere à pressão negativa que a água exerce no interior do material. De forma geral, entendemos que o potencial total ( $\psi_t$ ) de um solo é formado pela soma de todos os potenciais que atuam sobre a sua fase líquida: a sucção mátrica ( $\psi_m$ ), que corresponde aos efeitos de adsorção e capilar, a sucção osmótica ( $\psi_o$ ), potencial gravitacional ( $\psi_g$ ) que corresponde à elevação do ponto considerado em relação ao nível de referência; potencial pneumático ( $\psi_a$ ) que corresponde à pressão na fase gasosa e o potencial de consolidação ( $\psi_p$ ) que corresponde à parcela de sobrecarga que é aplicada no terreno e é transmitida à pressão da água intersticial (LIBARDI, 2005).

$$\psi_t = \psi_m + \psi_o + \psi_g + \psi_a + \psi_p \quad (4.1)$$

Quando o referencial de pressão do material encontra-se à pressão atmosférica, não existe processo de consolidação ocorrendo e o ar existente nos poros está interligado com a atmosfera, anulam-se os potenciais gravitacional ( $\psi_g$ ), pneumático ( $\psi_a$ ) e de consolidação ( $\psi_p$ ). Essa condição é reproduzível apenas em ensaios de laboratório e, considerando a anulação desses potenciais, o potencial total dado pela Equação (4.1) passa a ser:

$$\psi_t = \psi_m + \psi_o \quad (4.2)$$

Na Equação (4.2) estão presentes apenas as parcelas do potencial onde a pressão da água intersticial é negativa. Lee *et al.* (1983) e Villar (2002) explicam a sucção como sendo a energia da água que ficou retida no solo devido as forças de retenção. Consequentemente, para causar o movimento de uma partícula de água que ficou retida é necessário vencer as forças de retenção que atuam nessa partícula. Quanto mais seco o solo estiver, maior será a força a ser aplicada para atingir esse objetivo. Segundo Aitchison (1965), Fredlund & Rahardjo (1993) e Lopes (2006) a estas formas de retenção atribuem-se mecanismos que dependem em maior parte das características dos argilominerais predominantes no material: a fração adsorvida representa a parcela de água que ficou retida devido à ação das forças de superfície presentes nos argilominerais; a água que está sob a ação de forças capilares representa a parcela que ficou retida por forças de adesão decorrentes do contato da água com as superfícies das partículas do solo; a fração de água

que fica retida por atuação de sucção osmótica está relacionada à concentração de determinados solutos do solo nas diferentes fases (líquida e gasosa) que a água se encontra em seus poros. Em relação ao potencial osmótico Fredlund *et al.* (1979), Lee *et al.* (1983), Alonso *et al.* (1987), Fredlund e Xing (1994) e Marinho (1997) afirmam que a sucção osmótica representa uma parcela da sucção total que pouco interfere nas características mecânicas dos solos não saturados assim como no ganho de resistência ao cisalhamento devido sua baixa magnitude e variabilidade para valores de sucção total acima de 1500 kPa. Edil *et al.* (1981) conclui por meio de ensaios triaxiais com sucção controlada que a avaliação das características mecânicas de resistência e deformabilidade dos solos não saturados podem ser feitas apenas em função da componente matricial.

#### 4.1.3 POTENCIAL MÁTRICO

Por meio da equação de Laplace verifica-se que essa componente pode ser descrita pela diferença entre as pressões na fase líquida e gasosa do solo:

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (4.3)$$

onde:

$\psi_m$  - sucção mátrica;

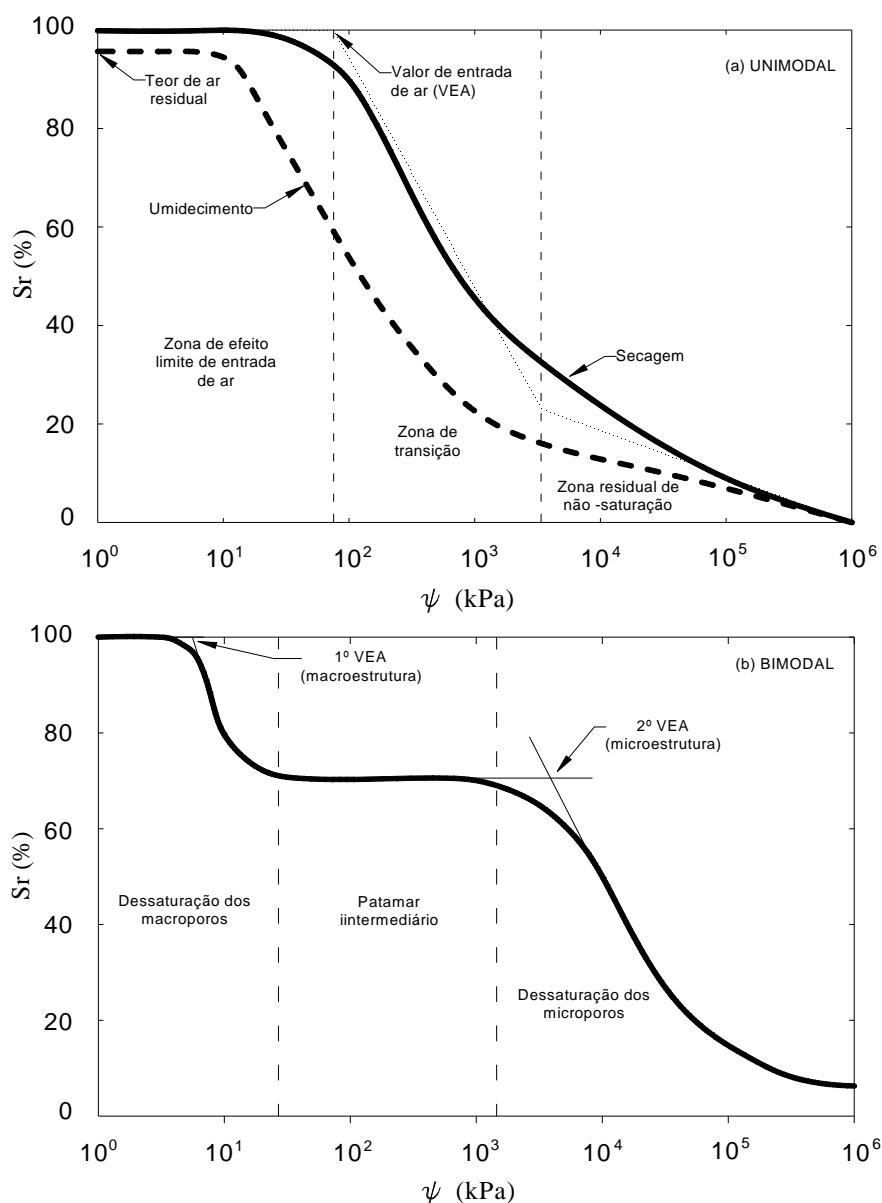
$u_a$  - pressão do ar nos poros do solo;

$u_w$  - pressão da água nos poros do solo.

Como já mencionado, em um solo não saturado, a energia necessária para deslocar uma partícula de água retida sob o efeito da sucção deve ser suficiente para vencer as forças de retenção que atuam naquela partícula. Como na componente da sucção mátrica está presente a pressão da fase gasosa (ar), como mostra a Equação (4.3), uma das formas de causar o deslocamento de uma partícula de água consiste em se aplicar um determinado incremento de pressão na fase gasosa do material. Essa técnica é chamada de translação dos eixos e foi desenvolvida por Hilf (1956). Consequentemente, após a elevação do referencial de pressão que atua sobre o solo, observa-se a ocorrência de fluxo da água no material. Contudo, como descrevem Fredlund & Rahardjo (1993), o tempo necessário para que haja equilíbrio entre as pressões nas fases líquida e gasosa depende basicamente do intervalo de sucção que se deseja medir ou controlar, do tipo de equipamento, da metodologia utilizada, da componente de sucção que se deseja medir e do solo.

#### 4.1.4 CURVA DE RETENÇÃO DA ÁGUA

A curva de retenção da água de um solo relaciona a quantidade de água presente com a sucção. A partir da coleta de diversos pontos de pares ordenados de sucção e teor de umidade sobre trajetórias de umedecimento ou secagem, podem ser obtidos modelos matemáticos empíricos que fornecem boas aproximações para estudos relacionados à sucção dos solos. A forma da curva de retenção da água de um solo pode estar intimamente relacionada com o seu comportamento mecânico como observado nos trabalhos de Vanapalli *et al.* (1996) e Machado e Vilar (1998).



**Figura 4.4:** Tipos de curvas de retenção da água (VIVIAN, 2008)

Segundo Vivian (2008) as curvas de retenção da água apresentam particularidades em função da matriz e processo de formação dos solos, podendo ser classificadas como unimodais (em formato de S) ou bimodais (em formato de sela). As curvas de retenção unimodais (Figura 4.4 - a) constituem o formato mais comum em solos compactados. Enquanto que as curvas bimodais (Figura 4.4 - b) são geralmente observadas em amostras indeformadas de solos residuais e coluvionares de regiões tropicais e subtropicais. A histerese representada nas curvas de sucção durante as trajetórias de secagem e umedecimento, como a do exemplo ilustrado na Figura 4.4 - a, é um fenômeno que depende de fatores como a geometria dos poros, a variação do ângulo do menisco capilar devido à rugosidade das partículas e à presença de ar aprisionado nos poros do solo que tende a reduzir o teor de umidade no processo de umedecimento.

As particularidades observadas nas curvas unimodais (Figura 4.4 - a) são explicadas por Vanapalli *et al.* (1996), Fredlund e Xing (1994). De acordo com os autores, o valor de entrada de ar corresponde ao nível de sucção a partir do qual o ar pode transitar com maior facilidade através dos grandes vazios do solo; a umidade que limita a zona residual de não saturação e a zona de transição corresponde ao valor a partir do qual é necessária uma grande variação de sucção para remover a água ainda presente no solo devido à descontinuidade da fase líquida; na zona de efeito limite de entrada de ar o solo encontra-se na condição saturada; na zona de transição, onde há acentuada perda de umidade com o aumento da sucção, inicia-se a mudança de declividade do menisco no interior dos vasos capilares do solo; a zona residual de não saturação, onde ocorrem grandes variações na sucção para pequenas variações na umidade, é a fase onde observa-se principalmente fluxo em forma de vapor.

Considerações sobre curvas bimodais são feitas por Feuerharmel (2007). O autor cita que o formato da curva bimodal é resultante de solos que apresentam em sua estrutura macroporos e microporos bem definidos; no primeiro trecho da curva a perda de água acentua-se em solos que apresentam em sua macroestrutura agregações argilosas do tamanho de grãos de areia; no patamar intermediário pequenas variações da umidade provocam variações significativas na sucção devido à existência de poros de tamanho intermediário e à grande capacidade da microestrutura em reter água; o segundo valor de entrada de ar marca o início da perda de água dos microporos, onde ocorrem maiores variações na umidade devido à retirada progressiva da água ainda presente na microestrutura, ou seja, no interior das agregações.

Equações de ajustes para curvas de retenção variam de acordo com a forma da curva de distribuição e tamanho dos poros. Alguns autores apresentam equações empíricas restritas a determinados tipos de solos e intervalos de sucção. Um dos ajustes largamente empregados para solos brasileiros foi proposto por van Genuchten (1980). Esse modelo foi concebido a partir do desenvolvimento matemático proposto por Fredlund e Xing (1994) e da função de distribuição dos poros proposta por van Genuchten (1980):

$$w(\psi) = w_r + \frac{w_s - w_r}{[1 + (p\psi)^n]^{(1-1/n)}} \quad (4.4)$$

onde:

$n$  e  $p$  - parâmetros obtidos em função do solo (ajuste de curva);

$w_s$  e  $w_r$  - teores de umidade gravimétricos saturado e residual, respectivamente.

A proposta de van Genuchten (1980) conduz a umidade para valores próximos de zero num pequeno intervalo de sucção, portanto a utilização desse ajuste é restrita para solos onde há pouca capacidade de retenção da água.

#### 4.1.5 TÉCNICAS DE MEDIDA E CONTROLE DA SUCÇÃO

O uso de técnicas para obtenção de medidas e controle da sucção em campo e laboratório é empregado de diferentes formas, variando em relação à faixa de pressão, à componente da sucção a ser mensurada ou controlada e em relação ao tipo de equipamento empregado. Medidas de sucção podem ser obtidas de forma indireta pela calibração de dispositivos com a sucção ou de forma direta, obtendo a sucção diretamente sobre o material.

##### 4.1.5.1 PAPEL FILTRO

A técnica do papel filtro é considerada como sendo a mais utilizada para a determinação da curva de retenção da água nos solos. De Campos *et al.* (1992) citam que esse é um método simples e econômico que parte do princípio da determinação indireta da sucção por meio de medidas obtidas a partir do teor de umidade que uma lâmina de papel filtro passa a apresentar após atingir o equilíbrio de umidade com uma amostra de solo não saturado. A padronização deste ensaio é feita pela ASTM D5298 (2010). Segundo esta



norma, pelo método do papel filtro é possível determinar valores de sucção que variam de 10 à  $10^5$  kPa, dependendo do método de ensaio adotado.

Para execução do ensaio, são encontrados na literatura recomendações de papéis filtro específicos junto de suas respectivas curvas de calibração. Segundo Bicalho (2007), estão entre os papéis filtro mais comuns Whatman nº 42 e Sleicher & Schuell 589 (também chamado SS 589). Em Chandler *et al.* (1992) encontra-se a curva de calibração referente ao papel Whatman nº 42 (Figura 4.5).

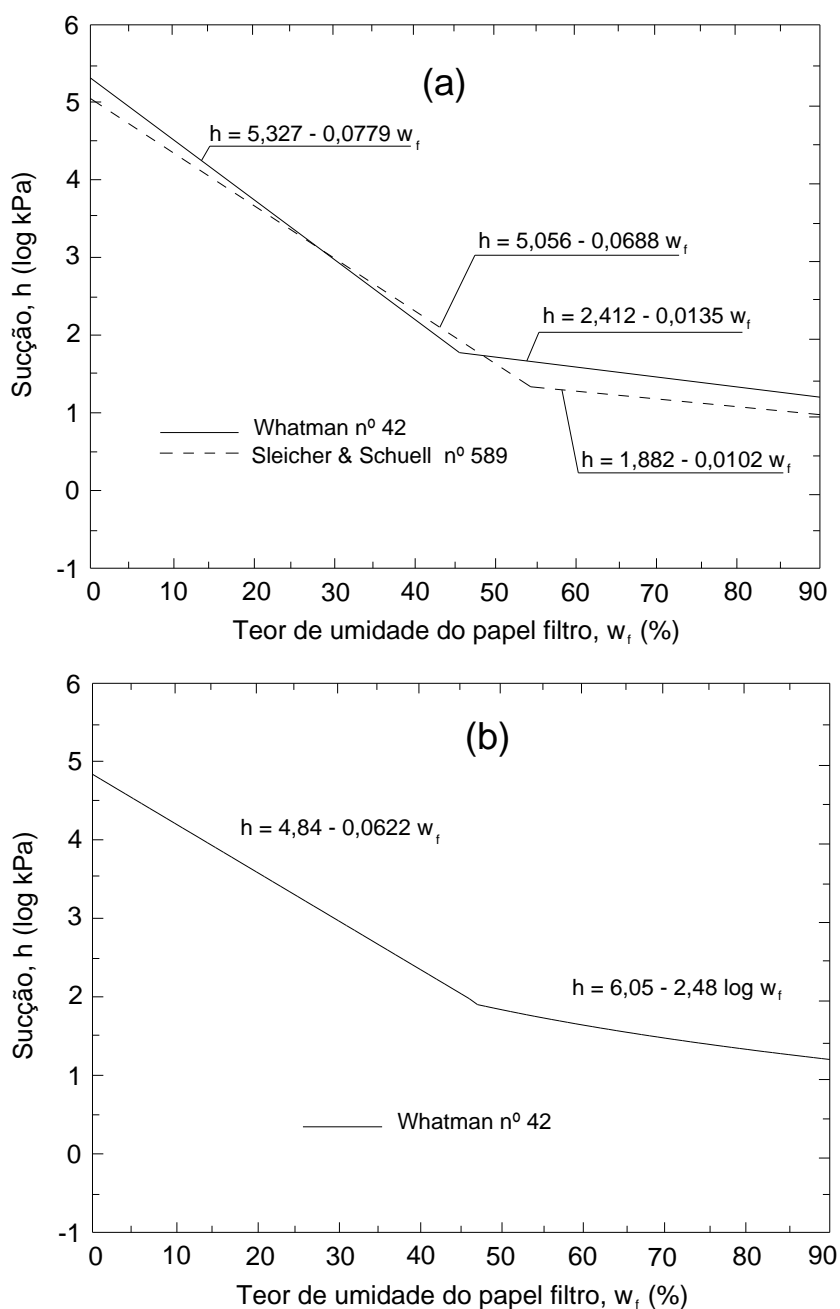
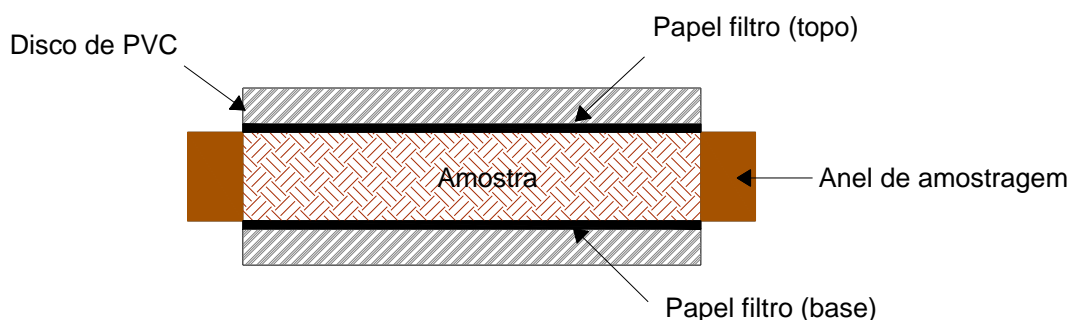


Figura 4.5: Calibração dos papéis filtro: (a) ASTM D5298 (2010); (b) Chandler *et al.* (1992)

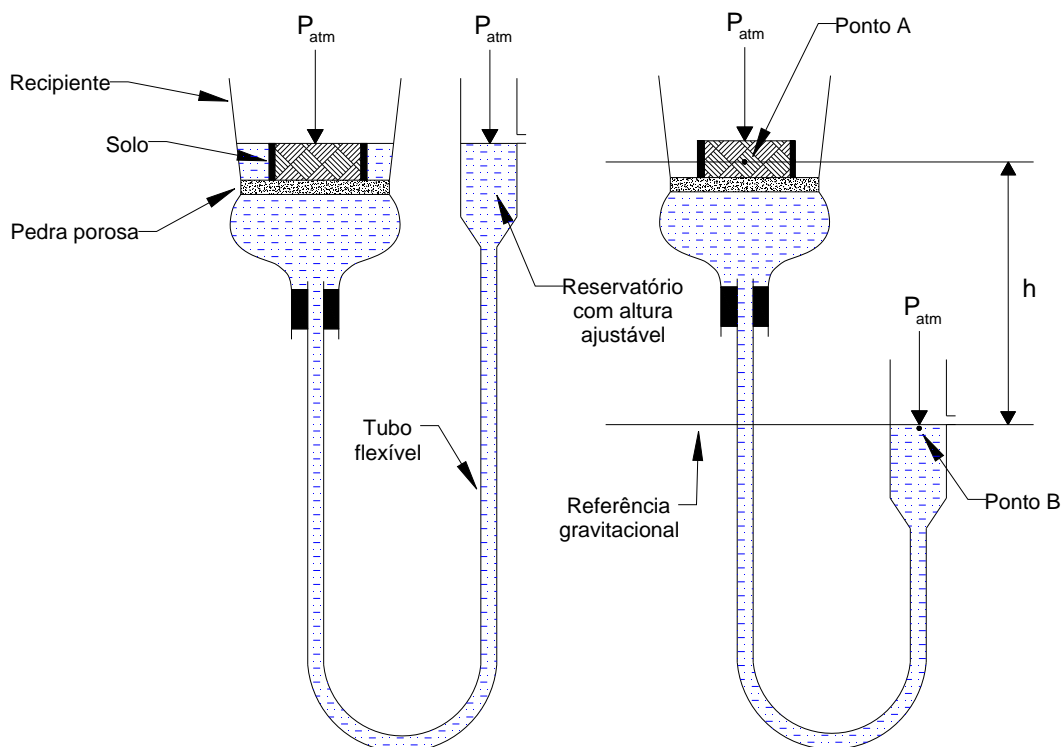
Rodrigues (2007) obteve a curva de sucção matricial utilizando 15 corpos de prova com 50mm de diâmetro e 10mm de altura moldados diretamente em anéis plásticos. Após moldagem e determinação dos índices físicos, o autor executa a saturação dos corpos de prova assentando-os sobre placas porosas submersas em água, durante um período de 24 horas. Cada corpo de prova é submetido à secagem ao ar livre até um determinado valor de teor de umidade ser atingido. Logo após, os papéis filtro são posicionados e pressionados com discos de PVC contra o corpo de prova que é envolvido e selado com filme plástico e adesivo. Após 14 dias o autor realiza a determinação da umidade do papel filtro conforme recomendações da ASTM D5298 (2010). A configuração dos ensaios de papel filtro é ilustrada na Figura 4.6.



**Figura 4.6:** Arranjo para determinação da sucção matricial pela técnica do papel filtro (RODRIGUES, 2007)

#### 4.1.5.2 PLACA DE SUCÇÃO

Os métodos diretos para medida e controle da sucção caracterizam-se por manterem contato direto com a pressão negativa do material por meio de uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar e um sistema de medida ou imposição da sucção. Essas técnicas possuem, em geral, um menor intervalo de trabalho devido às limitações ocasionadas pelo fenômeno da cavitação. Para extração de medidas e imposição da sucção em laboratório, Libardi (2005) cita que outros sistemas não são suficientemente sensíveis para valores de sucção matriciais menores do que 10 kPa. Portanto para trabalhos no intervalo de sucção mátrica 0 a 10 kPa, utiliza-se a placa de sucção conhecida como aparelho de Haines. A Figura 4.7 ilustra esquematicamente o aparelho de Haines em funcionamento.



**Figura 4.7:** Medida de sucção mátrica por meio do aparelho de Haines (LIBARDI, 2005)

De acordo com a Figura 4.7 verifica-se que a sucção atuante na amostra de solo corresponde à pressão que atua no menisco capilar no ponto “A” que neste caso é igual à altura da coluna d’água que vai até o ponto “B”.

#### 4.1.5.3 TRANSLAÇÃO DE EIXOS

Para eliminação do problema da cavitação nos sistemas de medida direta de sucção, utilizam-se de câmaras de pressão e a técnica de translação de eixos de Hilf (1956). O nome translação de eixos se aplica devido à alteração da referência de pressão atmosférica de  $P_{atm}$  para  $P_{atm} + \Delta P$ . Essa técnica consiste na aplicação de incrementos de pressão em um ambiente hermeticamente fechado onde a amostra se encontra imersa. Utilizando um sistema de controle de pressões pneumáticas, eleva-se a pressão do ar ( $u_a$ ) nos poros da amostra gerando um fluxo de água intersticial ao mesmo tempo em que a pressão na água ( $u_w$ ) é mantida constante e igual à pressão atmosférica. Uma placa cerâmica de alto valor de entrada de ar é instalada no interior da câmara, na sua base, possibilitando apenas que o fluxo da água se estabeleça para a atmosfera externa à câmara. Deste modo é possível obter-se a sucção mátrica do material após um determinado período de equilíbrio como segue:

$$\psi = u_a - u_w = (P_{\text{atm}} + \Delta P) - P_{\text{atm}} \rightarrow \psi = \Delta P \quad (4.5)$$

onde:

$\psi_m$  - sucção mátrica;

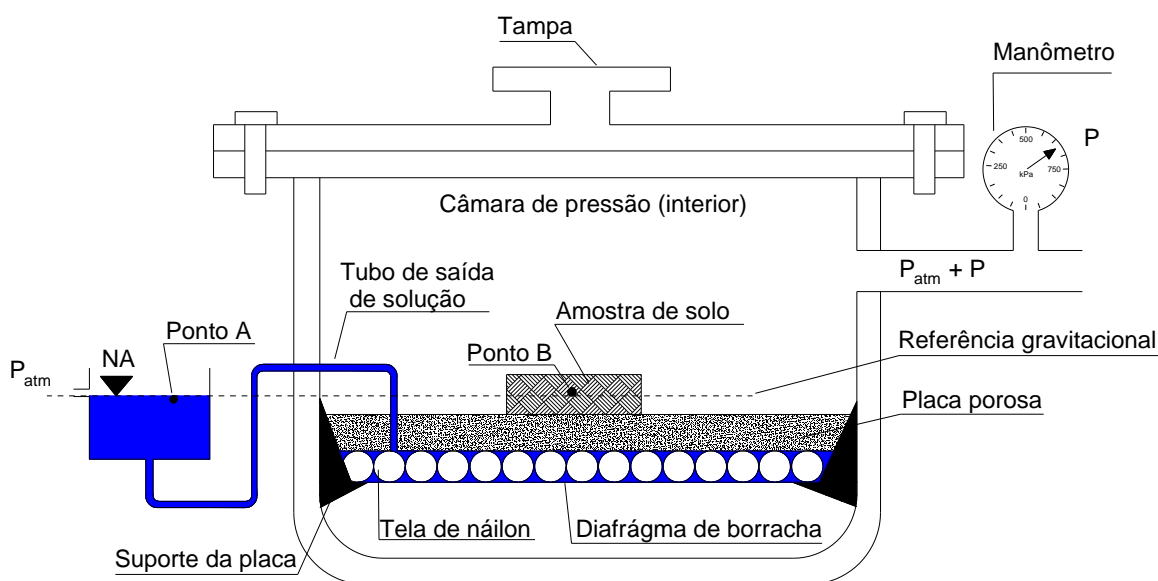
$u_a$  - pressão do ar nos poros do solo;

$u_w$  - pressão da água nos poros do solo;

$P$  - pressão de ar no interior da câmara.

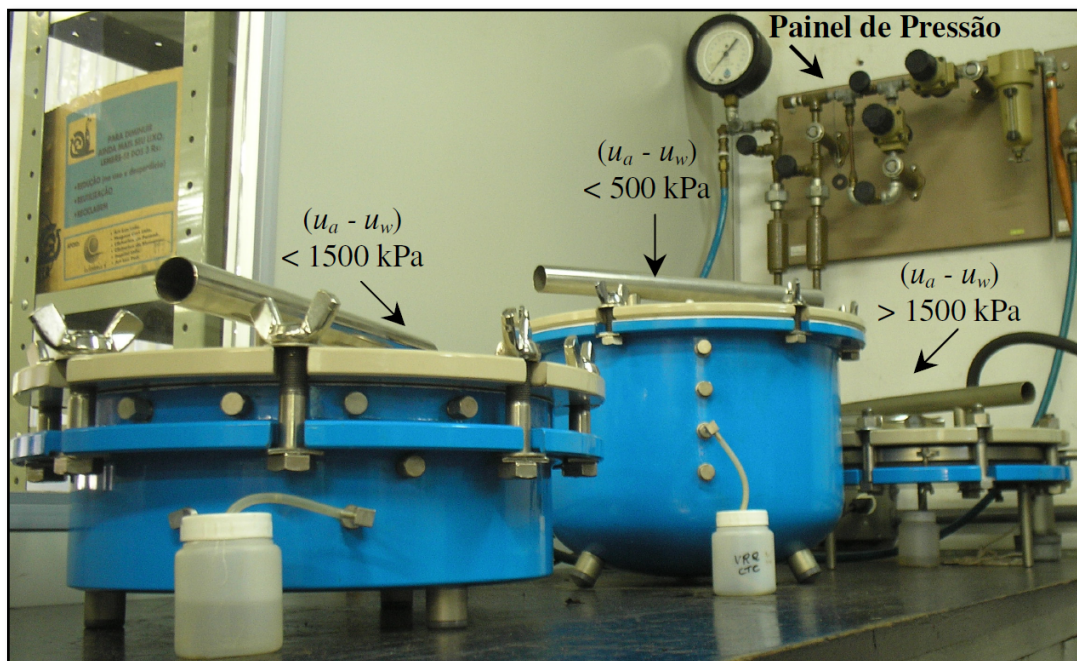
Segundo Marinho *et al.* (2006), quando saturadas com água as cerâmicas de alto valor de entrada de ar têm a capacidade de restringir a passagem do ar enquanto permitem a passagem da água até que a pressão do ar aplicada atinja o valor de entrada de ar característico de cada placa. A cerâmica funciona como uma interface entre o equipamento e a água do solo. Como consequência do gradiente de pressão existente entre o solo e o instrumento, a água flui tanto do solo para o instrumento como do instrumento para o solo. As cerâmicas possuem diferentes valores nominais de pressão.

Segundo Libardi (2010), para valores de sucção entre 20 e 1500 kPa, pode-se completar a curva de retenção no laboratório utilizando as câmaras de Richards.



**Figura 4.8:** Câmara de pressão de Richards (LIBARDI, 2005)

As câmaras de pressão atualmente comercializadas variam de forma e tamanho conforme as necessidades físicas necessárias para cada material. A Figura 4.9 apresenta diferentes os tipos de câmaras de pressão utilizados para diferentes sucções.



**Figura 4.9:** Exemplos de câmaras de pressão comerciais (RODRIGUES, 2007)

Além dos ensaios para determinação da curva de retenção executados em câmaras de pressão conforme a Figura 4.9, a translação de eixos também pode ser aplicada em equipamentos de ensaios edométricos, de cisalhamento direto (FONSECA, 1991) e triaxiais com sucção controlada. Nesses casos os equipamentos devem ser adaptados.

## 4.2 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

### 4.2.1 CÁLCULO DAS TENSÕES EFETIVAS

Bishop (1959) cita que as tensões efetivas em solos não saturados podem ser obtidas aplicando-se o conceito conhecido e utilizado no cálculo de tensões em solos saturados. Dessa forma, esse autor propõe que as tensões em solos não saturados pode ser obtida pela Equação (4.6):

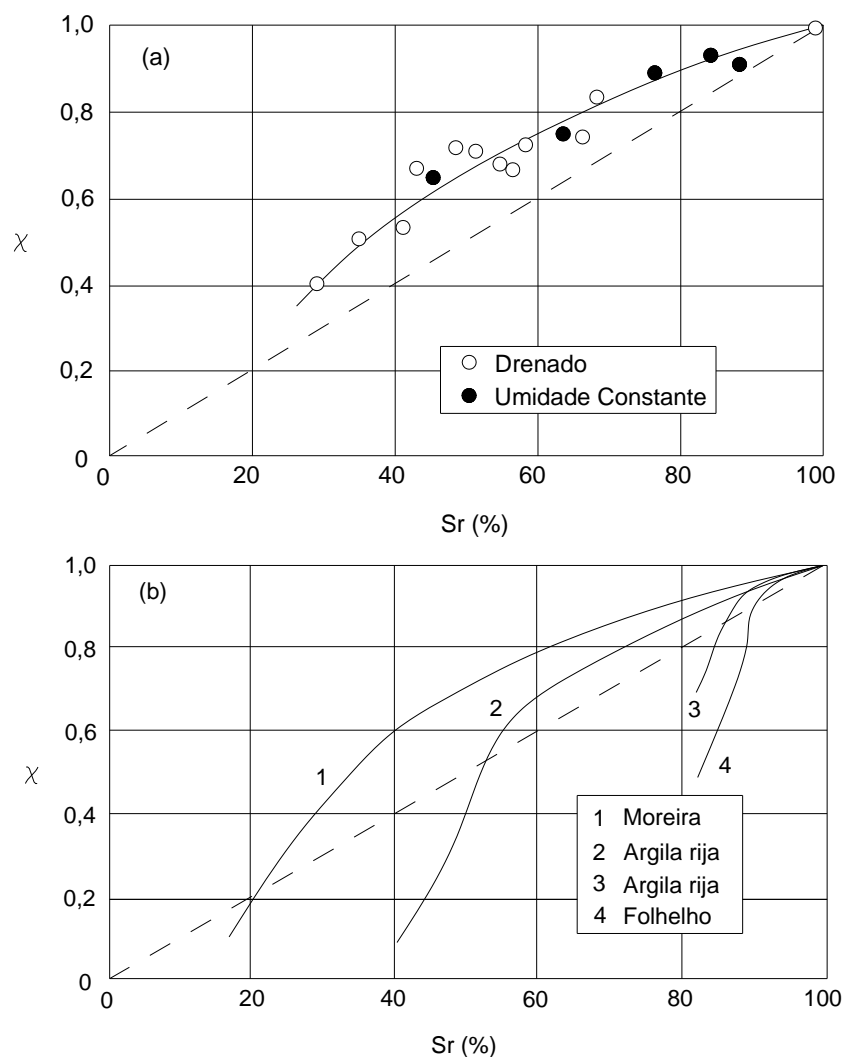
$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (4.6)$$

onde:

$\sigma'$ ,  $\sigma$  - - tensão vertical efetiva e total atuante no solo;

$u_a$ ,  $u_w$  - pressão do ar e da água nos poros do solo;

$\chi$  - parâmetro que depende do grau de saturação do solo (Figura 4.10).

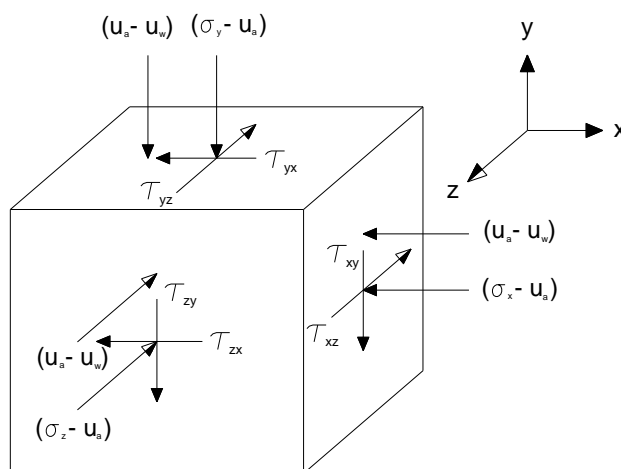


**Figura 4.10:** Função da saturação: (a) silte (DONALD, 1961); (b) solo compactado (BLIGHT, 1961)

Fredlund *et al.* (1979) citam que os tensores formados pela combinação das variáveis que atuam nos solos não saturados, conhecidos respectivamente como tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) e sucção ( $u_a - u_w$ ), podem ser utilizados para avaliação do comportamento mecânico dos solos não saturados. Conseqüentemente, em solos saturados, a única combinação possível é a tensão normal efetiva ( $\sigma - u_w$ ) devido à inexistência da fase gasosa. A Figura 4.11 ilustra esses tensores atuando em conjunto em um elemento tridimensional de solo além das tensões de cisalhamento geradas nos planos desse elemento:

A hipótese de que as variáveis de estado propostas Fredlund *et al.* (1979) governam a propagação de tensões normais em solos não saturados é universalmente aceita pela comunidade geotécnica. Dessa forma a mecânica dos solos não saturados passou a

desenvolver formulações relacionadas a estas duas variáveis de estado com o objetivo de prever o comportamento mecânico dos solos na condição não saturada.



**Figura 4.11:** Variáveis de estado tensional para o solo não saturado (VANAPALLI *et al.*, 1996)

#### 4.2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A partir do conceito estabelecido por Bishop (1959) para o estado de tensões no solo não saturado iniciaram-se os estudos de resistência ao cisalhamento. Dessa forma, constatou-se que o emprego da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, de acordo com sua concepção, torna-se perfeitamente possível de ser aplicado ao estado de tensões para solos não saturados.

$$\tau' = c' + [(\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w)] \text{tg}\phi' \quad (4.7)$$

onde:

$\tau'$  - tensão de cisalhamento efetiva atuante no solo;

$c'$  - intercepto coesivo (coesão efetiva);

$\phi'$  - ângulo de atrito efetivo;

$(\sigma - u_a)$ ,  $(u_a - u_w)$  - tensão normal líquida e sucção;

$\chi$  - parâmetro que depende do grau de saturação do solo.

O parâmetro  $\chi$  presente na Equação (4.7) foi posteriormente estudado por Khalili & Khabbaz (1998). Esses autores propõem uma solução baseada na análise de dados experimentais de seus estudos. O ajuste é obtido conforme a Equação (4.8) em termos de sucção.

$$\chi = \left[ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,321} \quad (4.8)$$

onde:

$(u_a - u_w)$  - sucção mátrica;

$(u_a - u_w)_b$  - valor da sucção matricial referente à entrada de ar no solo.

Posteriormente Fredlund *et al.* (1979) assumem a resistência ao cisalhamento como sendo uma função de variáveis independentes:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (4.9)$$

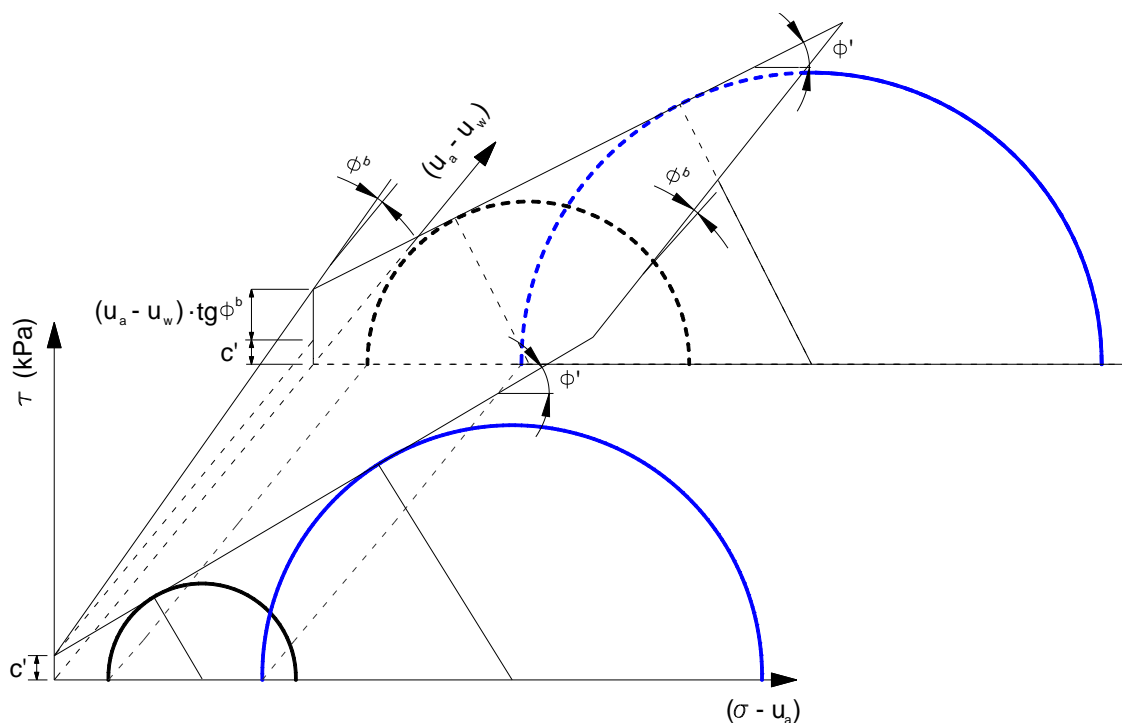
onde:

$c'$  - intercepto de coesão efetivo;

$\phi$  - ângulo de atrito interno relativo à tensão normal líquida  $(\sigma - u_a)$ ;

$\phi^b$  - ângulo de atrito interno relativo à sucção mátrica  $(u_a - u_w)$ .

A Equação (4.9) mostra que a variação de  $\tau$  na direção de  $(\sigma - u_a)$  é dada pelo ângulo de atrito  $\phi$ . Contudo, tem se verificado em ensaios de laboratório que a parcela de contribuição da sucção sobre  $\phi$  é muito pequena, podendo ser considerado o valor de  $\phi'$  na maioria dos casos. Logo, a relação entre  $\tau$  e as variáveis de tensão pode ser aproximada para um plano, sendo a inclinação desse plano direcionada pelos ângulos de atrito  $\phi^b$  e  $\phi'$ .



**Figura 4.12:** Envoltória de resistência para solos não saturados (FREDLUND *et al.*, 1979)



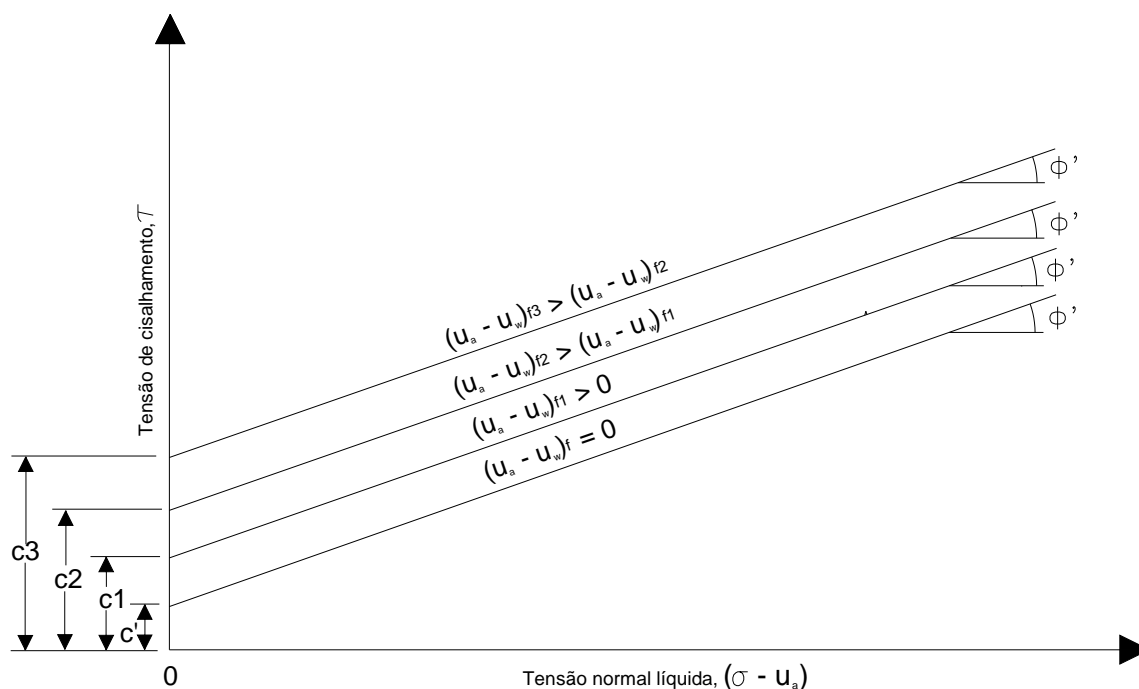
De acordo com a Figura 4.12, para uma tensão normal líquida nula, obtemos ao longo do eixo da sucção os interceptos de coesão ou interceptos de coesão total ( $c$ ). Analiticamente, a expressão que representa esses valores em função da sucção é mostrada a seguir (HO & FREDLUND, 1982):

$$c = c' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (4.10)$$

Da mesma forma, a tensão cisalhante em função da tensão normal líquida para uma determinada sucção é obtida como segue:

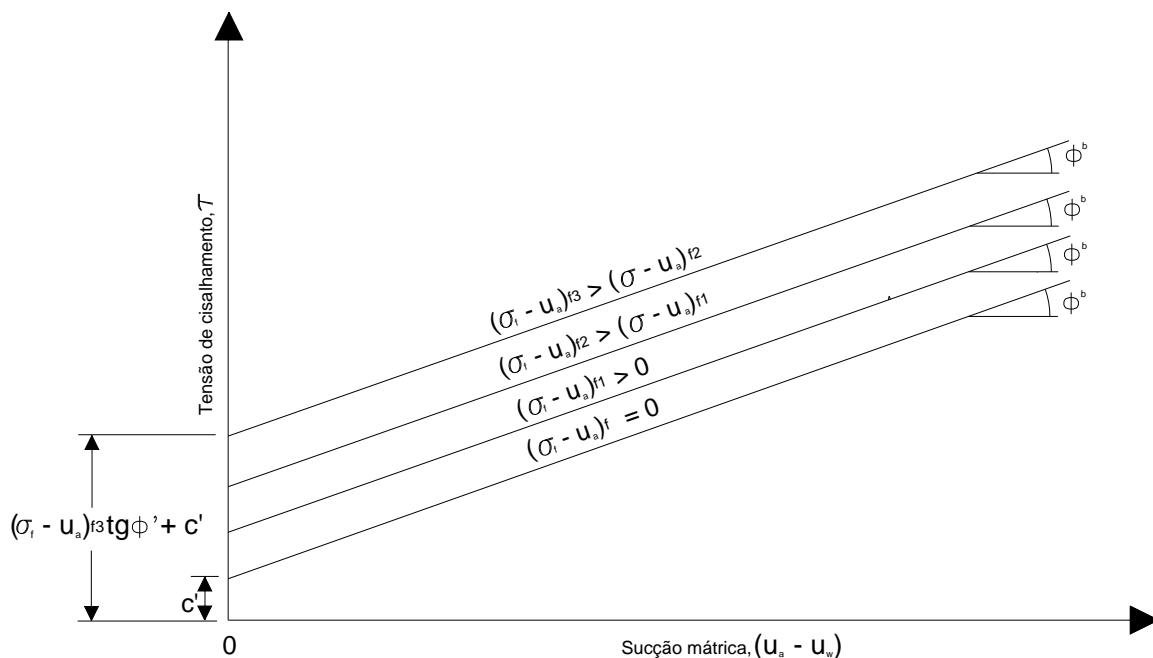
$$\tau = c + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' \quad (4.11)$$

Experimentalmente, as Equações (4.10) e (4.11) podem ser reproduzidas em ensaios de laboratório por meio da determinação das envoltórias de resistência ao cisalhamento de um solo em diferentes níveis de sucção. Esses ensaios podem ser do tipo triaxiais ou de cisalhamento direto. A Figura 4.13 ilustra a análise do ganho de resistência para diferentes níveis de sucção.



**Figura 4.13:** Influência da sucção (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Analogamente, podemos avaliar o efeito da tensão normal líquida nos ganhos da resistência ao cisalhamento analisando as envoltórias em um determinado valor de tensão normal líquida (Figura 4.14).



**Figura 4.14:** Influência da tensão normal líquida (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Fredlund *et al.* (1979) verificam por meio de análises realizadas em dados obtidos de ensaios triaxiais com sucção controlada que os parâmetros  $\phi'$  e  $\phi^b$  apresentam uma relação de linearidade com o incremento das variáveis de tensão. Contudo, Escario e Saez (1986) notaram que é inadequada a adoção de uma taxa variação constante ( $\phi^b$ ) para qualquer valor de incremento na sucção mátrica, em especial para pequenos valores dessa variável. Posteriormente, com o desenvolvimento das técnicas de ensaios em solos não saturados notou-se que o ângulo de atrito  $\phi^b$  sofre redução com o acréscimo da sucção. Da mesma forma, um aspecto que esclarece a não linearidade de  $\phi^b$  surge na comparação entre as Equações (4.7) e (4.9):

$$\text{tg} \phi^b = \chi \cdot \text{tg} \phi' \quad (4.12)$$

Sabendo-se que  $\chi$  é uma função não linear do grau de saturação, concluímos que  $\text{tg} \phi^b$  ou  $\phi^b$  também é uma função não linear do conteúdo de água no solo.

Por meio de análises de resultados obtidos em argilas (Figura 4.15 à Figura 4.17), Escario e Saez (1986) mostram claramente a variação de  $\phi^b$ , principalmente para pequenos valores de sucção mátrica. Para valores maiores de sucção, observa-se por meio das experiências práticas que a variação de  $\phi^b$  dependerá basicamente do tipo de solo e do valor mínimo de grau de saturação obtido na curva de secagem do material.

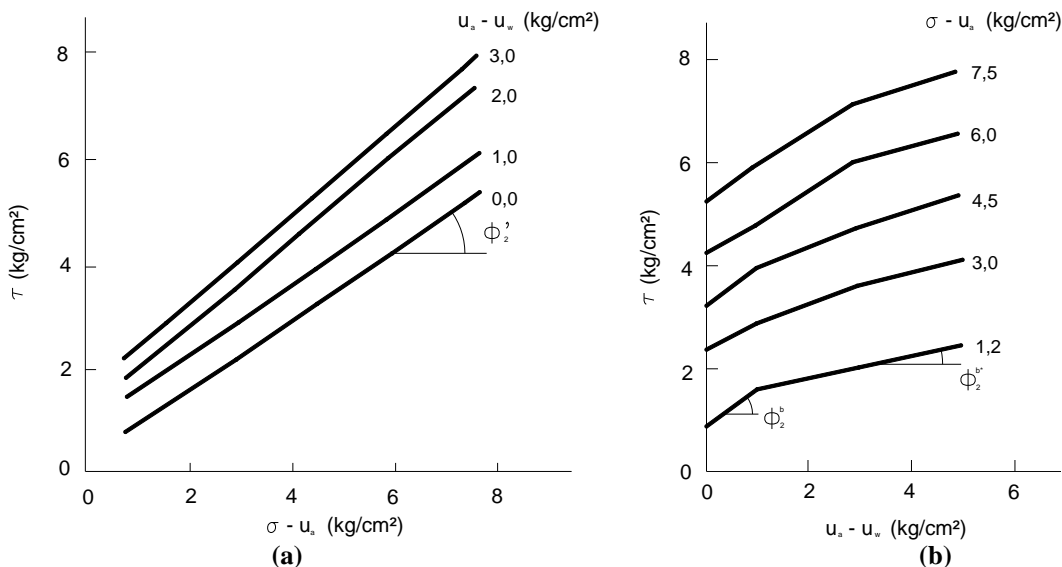


Figura 4.15: Influência do (a) confinamento e (b) sucção em uma argila vermelha (ESCARIO e SAEZ, 1986)

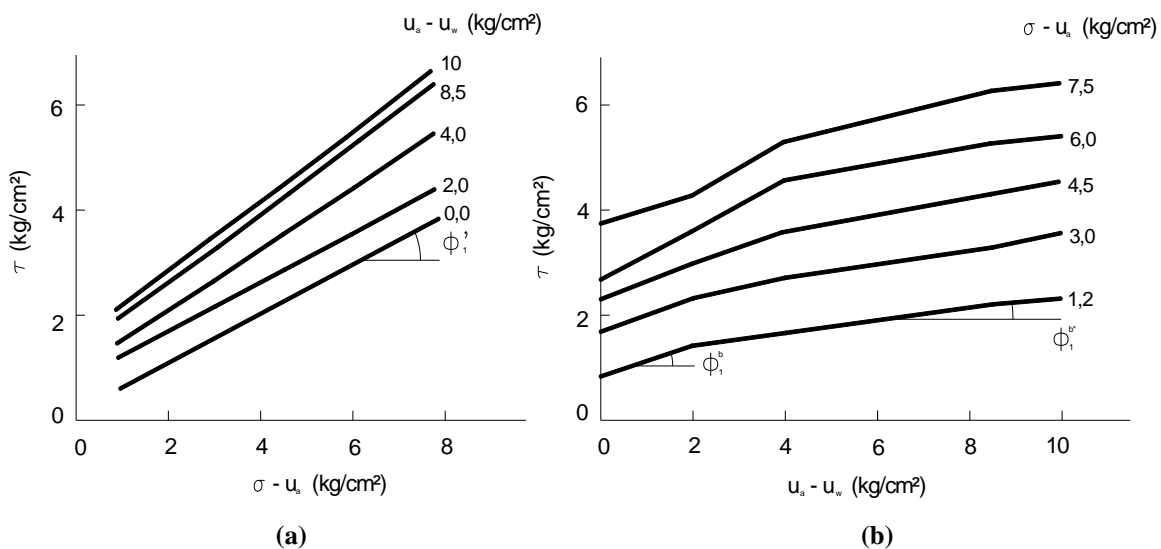


Figura 4.16: Influência do (a) confinamento e (b) sucção em uma argila cinza (ESCARIO e SAEZ, 1986)

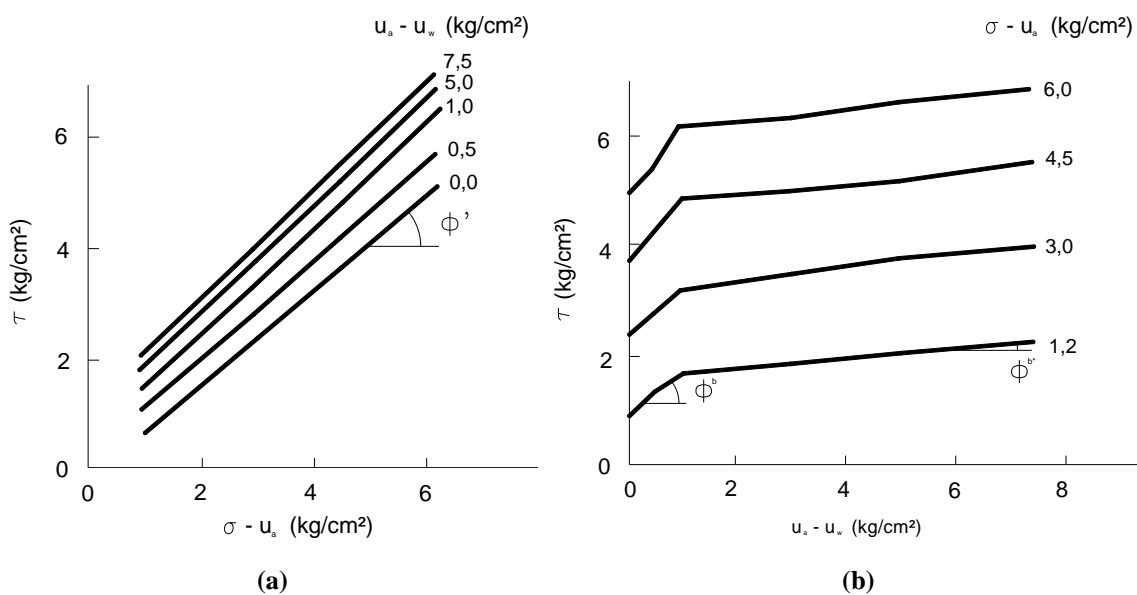
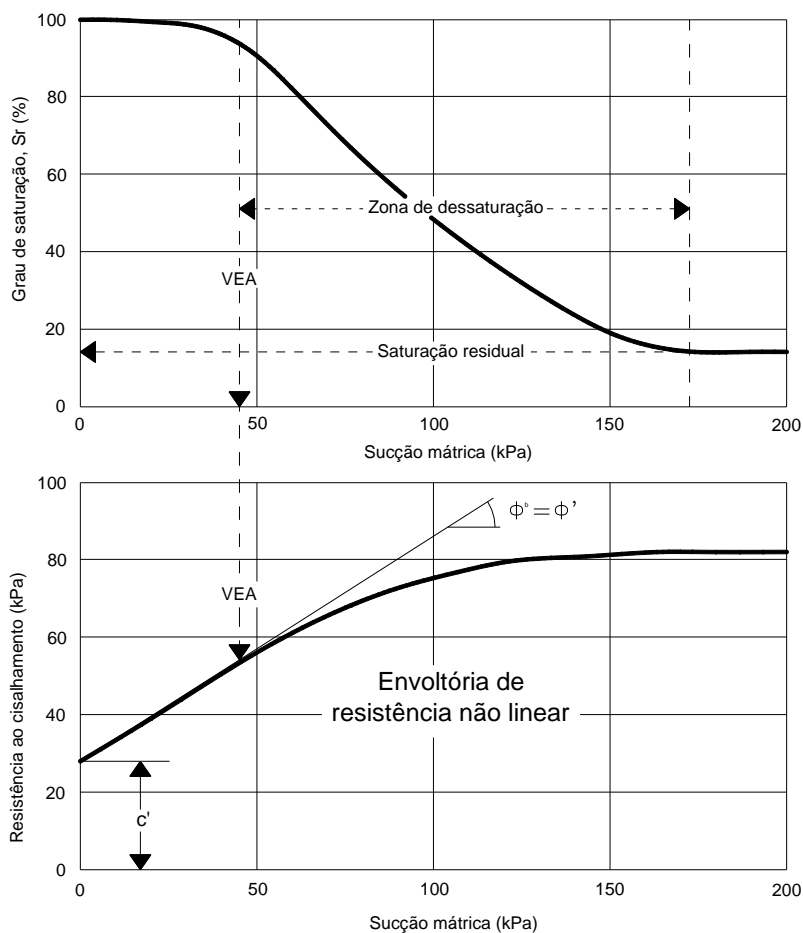


Figura 4.17: Influência do (a) confinamento e (b) sucção em uma argila arenosa (ESCARIO e SAEZ, 1986)

Fisicamente, para sucções variando de zero ao valor de entrada de ar (VEA), o solo permanece saturado. Vanapalli *et al.* (1996) cita que nesse domínio, a área de contato das partículas do solo com a água permanece constante e, conseqüentemente, a taxa de variação da resistência. Já para sucções superiores ao VEA do solo, ou seja, no trecho da curva de retenção correspondente à zona de dessaturação, há uma redução na área de contato da água com as partículas, causando o decréscimo na taxa de variação da resistência.



**Figura 4.18:** Resistência ao cisalhamento em relação à curva de retenção (VANAPALLI *et al.*, 1996)

Dessa forma, o modelo de ajuste do intercepto de coesão em função da sucção proposto por Vanapalli *et al.* (1996) assume que  $\phi^b$  pode ser expresso como uma parcela de  $\phi'$  quando a sucção instalada no material se encontra no trecho da curva de retenção onde há variação da umidade. Dessa forma, são considerados os teores de umidade volumétrico residual ( $\theta_r$ ), saturado ( $\theta_s$ ) e na sucção esperada ( $\theta$ ):

$$c = c' + (u_a - u_w) \cdot \left[ \text{tg } \phi' \cdot \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] \quad (4.13)$$

Nota-se que Vanapalli *et al.* (1996) assume que para valores de umidade entre a sucção nula e aquela correspondente ao VEA,  $\phi^b = \phi'$ . Posteriormente Vilar (2007) propõem um modelo de ajuste para solos tropicais brasileiros considerando que o intercepto de coesão e a sucção relacionam-se por meio de uma equação hiperbólica do tipo:

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b \cdot (u_a - u_w)} \quad (4.14)$$

Assumindo-se que para valores de sucção menores que o VEA, temos  $\phi^b \cong \phi'$ , a definição das constantes “a” e “b” pode ser feita considerando os parâmetros efetivos de ajuste da envoltória de resistência saturada ( $c'$  e  $\phi'$ ) além da sucção e coesão máximas de interesse  $[(u_a - u_w)_m, c_m]$ .

Das Equações (4.10) e (4.14) tem-se:

$$\text{tg } \phi^b = \frac{1}{a + b \cdot (u_a - u_w)} \quad (4.15)$$

Dessa forma, sabendo-se que para  $(u_a - u_w) = 0$  tem-se  $\phi^b = \phi'$ , logo:

$$\text{tg } \phi^b = \frac{1}{a} \rightarrow a = \frac{1}{\text{tg } \phi'} \quad (4.16)$$

Da Equação (4.14) tem-se:

$$b = \frac{1}{c - c'} - \frac{a}{(u_a - u_w)} \quad (4.17)$$

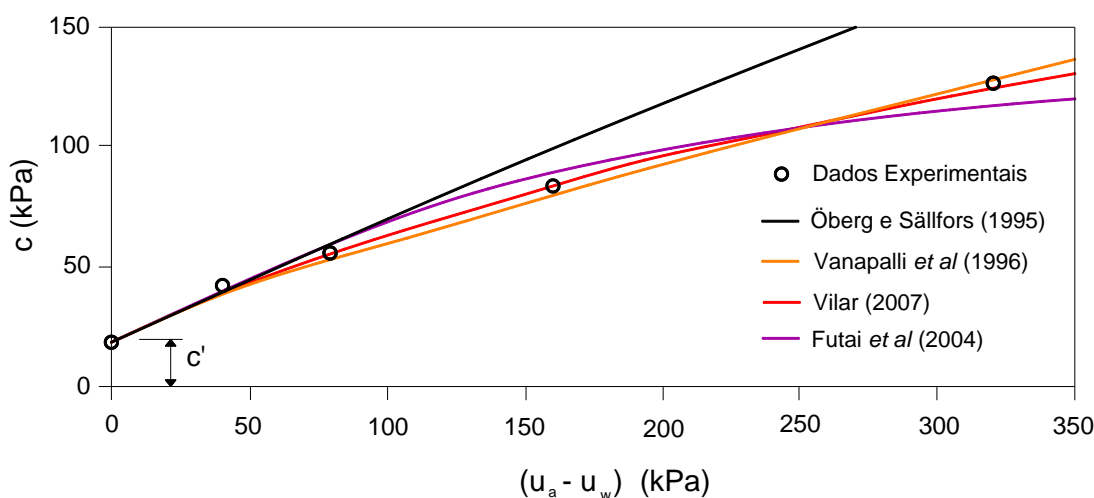
Substituindo (4.16) em (4.17) e considerando que para  $(u_a - u_w) = (u_a - u_w)_m$  tem-se  $c = c_m$ :

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\text{tg } \phi' \cdot (u_a - u_w)_m} \quad (4.18)$$

Além da Equação (4.18), a determinação de “b” também pode ser feita em função dos parâmetros obtidos em ensaios de resistência quando o solo apresenta um teor de umidade residual, ou seja, quando  $(u_a - u_w) \rightarrow \infty$  e, conseqüentemente  $c = c_{ult}$ . Substituindo esses termos em (4.17) obtém-se a Equação (4.19):

$$b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad (4.19)$$

Outros modelos de ajuste são avaliados por Ferreira e Gerscovich (2010). A Figura 4.19 mostra os dados experimentais obtidos para um solo residual maduro de Viçosa/MG junto às propostas de ajuste de cada autor:



**Figura 4.19:** Ajustes da função do intercepto de coesão pela sucção (FERREIRA e GERSCOVICH, 2010)

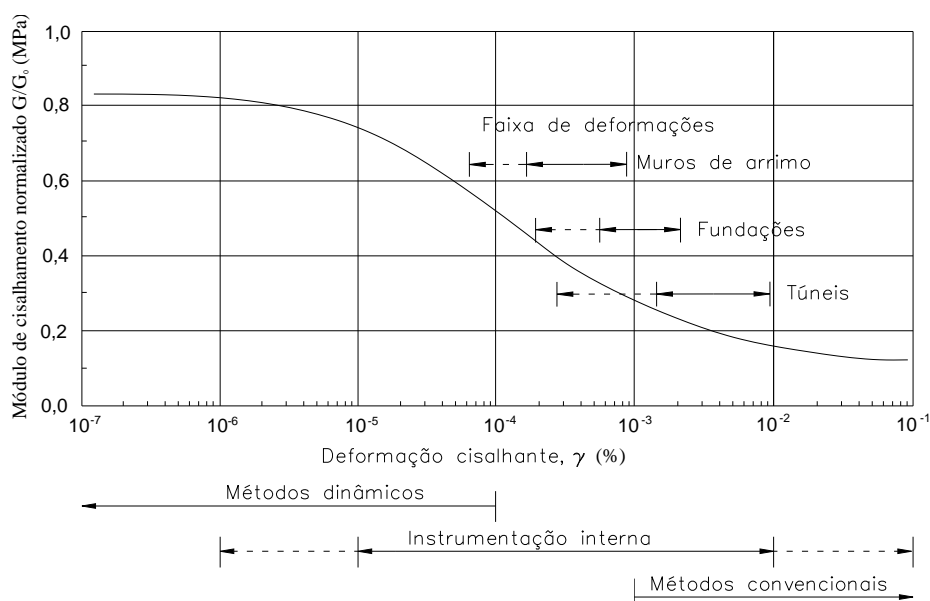
Segundo Ferreira e Gerscovich (2010) os ajustes propostos por Vanapalli *et al.* (1996) e Vilar (2007) forneceram os menores erros. Contudo, para que a aplicação desses modelos seja eficiente em materiais de origens diferentes, é necessário um maior entendimento quanto à variação fator  $\phi^b/\phi'$  para sucções menores que o VEA do solo. Na Tabela 4.1 Fredlund & Rahardjo (1993) apresentam resultados de ensaios de materiais de origens diferentes. Nota-se que  $\phi^b$  é sempre menor que  $\phi'$ . Observa-se que são utilizados para alguns solos de mesma origem ensaios triaxiais com sucção controlada CW e CD.

**Tabela 4.1:** Resultados de ensaios para solos não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Tipo de solo	$w_{nat}$ (%)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\phi^b$ (°)	Procedimento de ensaio
Xisto compactado	18,6	15,8	24,8	18,1	Triaxial CW
Argila de origem glacial	11,6	9,6	27,3	21,7	Triaxial CW
Argila de Dhanauri ( $\rho_d = 15,8\text{kN/m}^3$ )	22,2	37,3	28,5	16,2	Triaxial CD
Argila de Dhanauri ( $\rho_d = 14,8\text{kN/m}^3$ )	22,2	20,3	29	12,6	Triaxial CD
Argila de Dhanauri ( $\rho_d = 15,8\text{kN/m}^3$ )	22,2	15,5	28,5	22,6	Triaxial CW
Argila de Dhanauri ( $\rho_d = 14,8\text{kN/m}^3$ )	22,2	11,3	29	16,5	Triaxial CW
Argila verde de Madri	29,0	23,7	22,5	16,1	Cisalhamento direto CD
Solo residual de granito de Hong Kong	-	28,9	33,4	15,3	Triaxial CD multiestágios
Solo residual de riólito de Hong Kong	-	7,4	35,3	13,8	Triaxial CD multiestágios
Silte de Tappen-Notch Hill	21,5	0,0	35,0	16,0	Triaxial CD multiestágios
Solo sedimentar glacial compactado	12,2	10,0	25,3	7,0/25,5	Cisalhamento direto CD multiestágios

### 4.2.3 MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO DOS SOLOS

O módulo de cisalhamento  $G$  é um dos parâmetros de rigidez ou da deformabilidade dos solos devido as solicitações cisalhantes. É um parâmetro geotécnico de referência e a sua caracterização tem, por isso, uma grande influência na definição e seleção dos valores de cálculo a adotar em projeto. O conhecimento do nível de deformação que o solo será submetido é a melhor maneira de adequar as técnicas para determinação dos parâmetros de projeto. A degradação do módulo de cisalhamento dos solos ocorre mediante a solicitação por tensões cisalhantes, originando uma curva de degradação característica (Figura 4.20).



**Figura 4.20:** Degradação da rigidez com o nível de deformação cisalhante (*apud FERREIRA, 2002*)

Ferreira (2002) cita que em ensaios convencionais a determinação do módulo de cisalhamento pode ser obtida para deformações tangenciais de até  $10^{-3}\%$ . Para deformações inferiores a  $10^{-3}\%$  são utilizados ensaios dinâmicos. Nos ensaios dinâmicos obtêm-se a velocidade de propagação de ondas elásticas pelo meio, ou seja, perturbações causadas por vibrações mecânicas de baixa amplitude responsáveis pela propagação de deformações elásticas no meio. Dessa forma, assume-se que são mantidas as hipóteses da teoria da elasticidade, sendo possível a determinação do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ):

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (4.20)$$

Onde  $\rho$  é a massa específica do solo e  $V_s$  a velocidade de propagação da onda cisalhante;

#### 4.2.3.1 RELAÇÃO DE $G_0$ COM O ESTADO DE TENSÕES ISOTRÓPICAS

Sabe-se que a rigidez do solo pode ser também uma função do seu estado de tensões. Dessa forma, surgem modelos matemáticos que tem como objetivo reproduzir os valores de  $G_0$  obtidos em função das variáveis de tensão de solos saturados e não saturados. Nesse contexto, Georgetti *et al.* (2013) propõem, para um estado de tensões isotrópico, equações do tipo potenciais e hiperbólicas para ajuste de  $G_0$ :

$$G_0 = a(\sigma - u_a)^b \quad (4.21)$$

$$G_0 = G_{0,sat} + \frac{u_a - u_w}{m + n(u_a - u_w)} \quad (4.22)$$

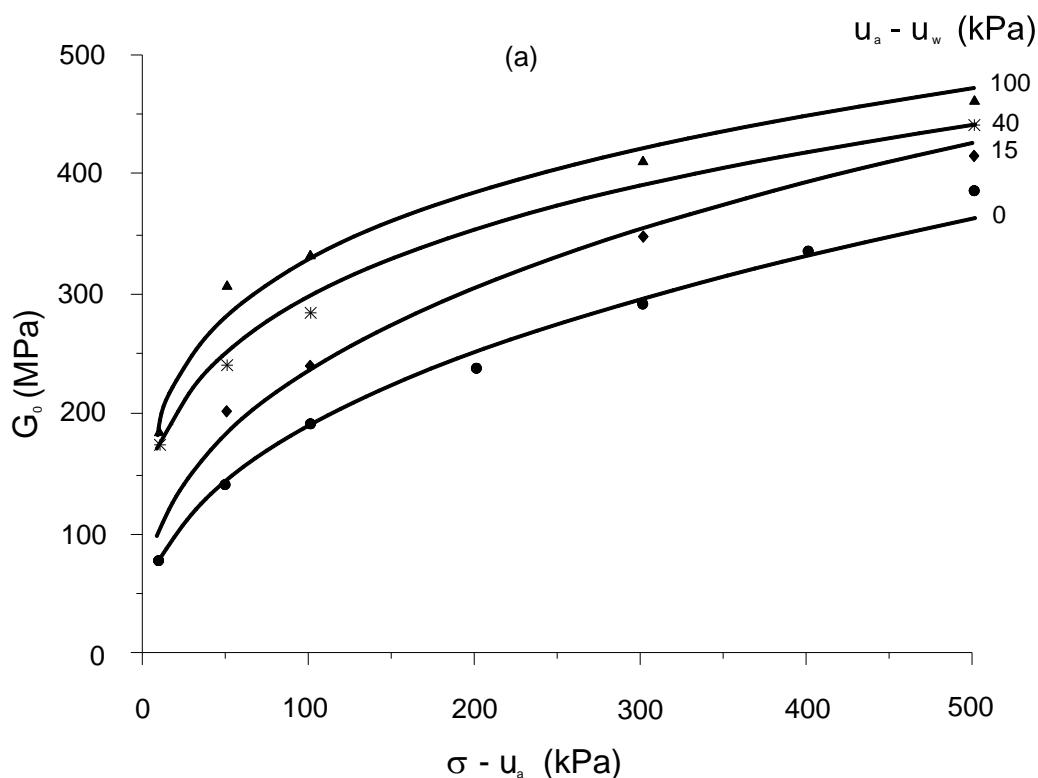
onde:

$(\sigma - u_a)$ ,  $(u_a - u_w)$  - tensão normal líquida e sucção;

a, b, m e n - parâmetros empíricos de ajuste da curva;

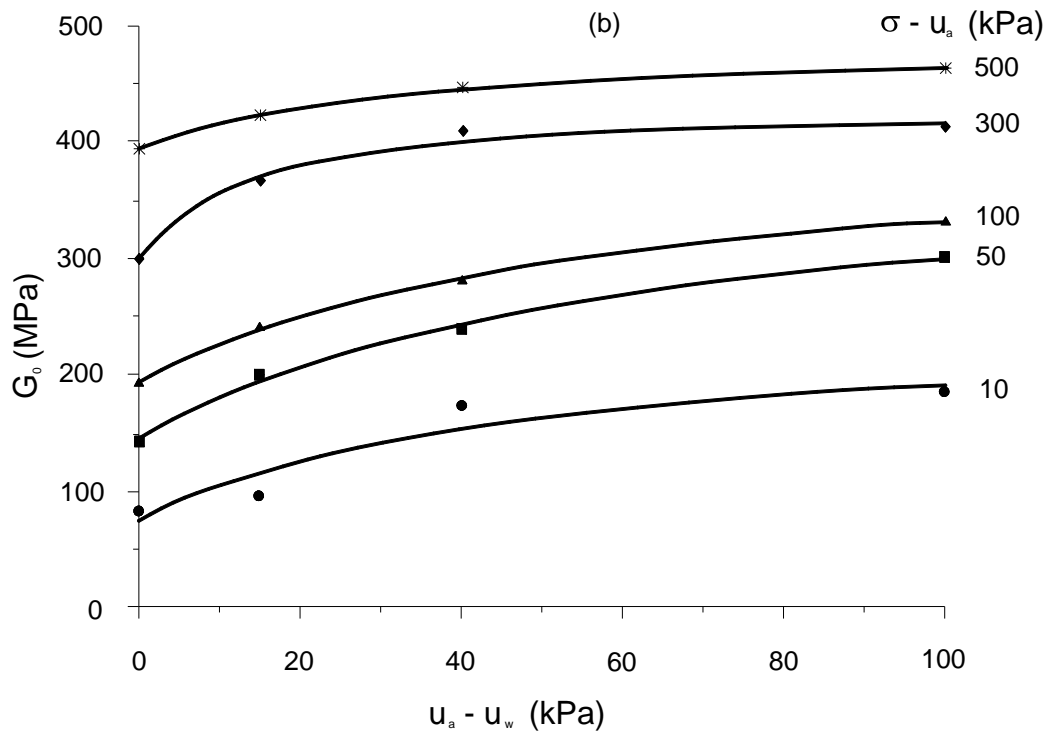
$G_{0,sat}$  - módulo de cisalhamento máximo para a condição saturada.

Estudos utilizando amostras de um solo tropical mostram o efeito da tensão normal líquida em  $G_0$  para diferentes valores de sucção (Figura 4.21 - a), assim como efeito da sucção em  $G_0$  para diferentes valores de tensão normal líquida (Figura 4.21 - b):



(continua)





**Figura 4.21:**  $G_0$  em função das variáveis de tensão dos solos (GEORGETTI *et al.*, 2013)

Observa-se por meio da Figura 4.21 que o módulo de cisalhamento máximo apresenta uma maior taxa de variação quando em função de incrementos na tensão normal líquida. Para ajuste dos pontos mostrados na Figura 4.21 os autores utilizaram as Equações (4.21) e (4.22), obtendo a Equação (4.23):

$$G_0 = 31042 \cdot (\sigma - u_a)^{0,4} + \frac{10000 \cdot (u_a - u_w)}{2,3 + 0,057 \cdot (u_a - u_w)} [\text{kPa}] \quad (4.23)$$

Posteriormente, com o objetivo de avaliar o efeito da umidade de compactação no módulo de cisalhamento máximo de um material saturado, Georgetti (2014) realizou uma campanha de ensaios triaxiais do tipo CD, obtendo, após a fase de consolidação isotrópica, as velocidades de propagação das ondas cisalhantes e, conseqüentemente, o módulo de cisalhamento máximo dos CPs. Os resultados obtidos pelo autor são ilustrados na Figura 4.22. Observa-se por meio dessa figura que os resultados obtidos resultaram em ajustes de boa qualidade, mostrando que a variação do teor de umidade de compactação para materiais de mesma composição contribuiu significativamente para as variações na rigidez mesmo com todos os ensaios executados com o solo na condição saturada.

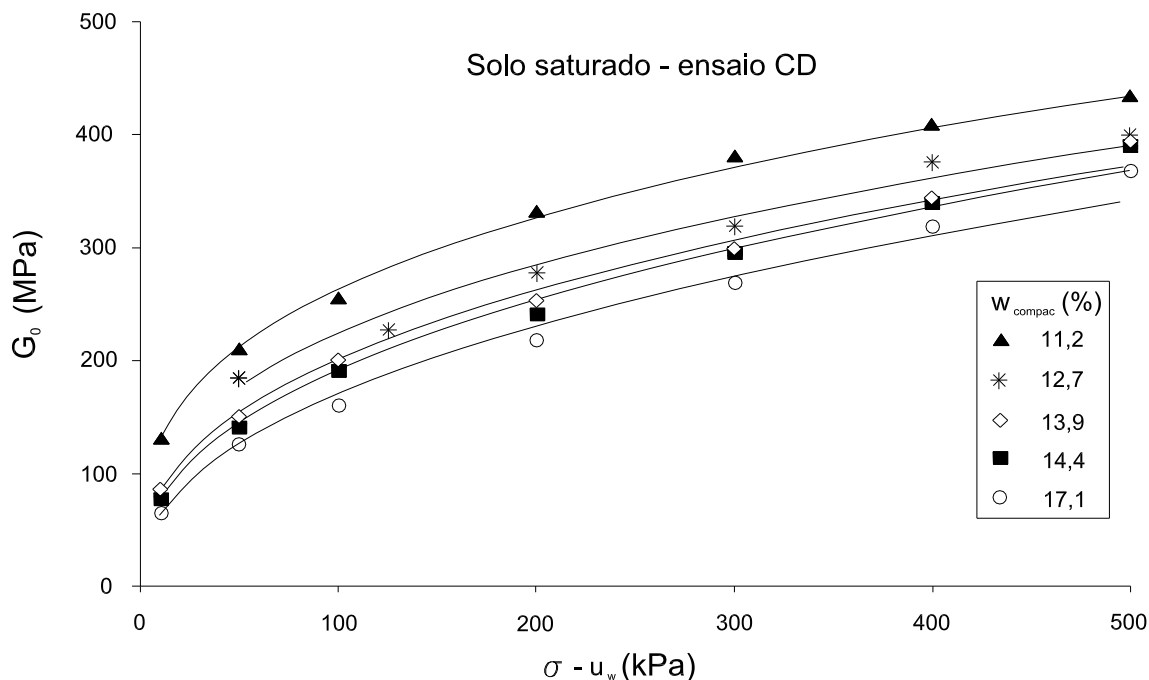


Figura 4.22:  $G_0$  em função da umidade de compactação para um solo saturado (GEORGETTI, 2014)

#### 4.2.3.2 INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO E DA POROSIDADE EM $G_0$

Segundo Ferreira (2002), algumas expressões empíricas para determinação de  $G_0$  inicialmente levavam em consideração apenas o índice de vazios e a tensão de confinamento isotrópica na formulação. Com o avanço das técnicas de ensaio e análise dos resultados elas passaram a incorporar informações como o histórico de tensões (OCR) e a pressão atmosférica ( $p_a$ ). Logo, a dependência do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) relativamente às componentes individuais de tensões efetivas foram sendo introduzidas, resultando na expressão de Hardin e Blandford (1989):

$$G_{0(i,j)} = S_{i,j} \cdot OCR^k \cdot F(e) \cdot p_a^{(1-n_i-n_j)} \cdot (\sigma'_i)^{n_i} \cdot (\sigma'_j)^{n_j} \quad (4.24)$$

onde:

$\sigma'_i$  - tensão efetiva atuante no plano perpendicular à direção de propagação das ondas;

$\sigma'_j$  - tensão efetiva atuante no plano perpendicular à direção de movimento das partículas;

$k$  - parâmetro empírico (em argilas depende do índice de plasticidade);

$F(e)$  - função do índice de vazios (Figura 4.23);

$S_{i,j}$  - constante relacionada à estrutura do solo em relação à direção considerada;

$n_i, n_j$  - expoentes empíricos (em areias  $n_i \cong n_j$ );

No caso da propagação de ondas sísmicas realizada na direção vertical de um CP compactado, são conhecidas as tensões atuantes no plano horizontal ( $\sigma'_v$ ) e vertical ( $\sigma'_h$ ). Logo, a Equação (4.24) pode ser escrita como segue:

$$G_{0(v,h)} = S \cdot F(e) \cdot p_a^{(1-n_v-n_h)} \cdot (\sigma'_h)^{n_v} \cdot (\sigma'_v)^{n_h} \quad (4.25)$$

, ou ainda

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = V_s^* \cdot (\sigma'_v)^{\frac{n_v}{2}} \cdot (\sigma'_h)^{\frac{n_h}{2}} \quad (4.26)$$

, onde

$$V_s^* = \sqrt{\frac{S \cdot F(e) \cdot p_a^{(1-n_v-n_h)}}{\rho}} = \sqrt{F(e)} \cdot C \quad (4.27)$$

Da Equação (4.26) obtém também o valor experimental de  $V_s$  normalizado em termos das componentes de tensão  $\sigma'_v$  e  $\sigma'_h$ .

$$V_s^* = \frac{V_s}{(\sigma'_v)^{0,125} \cdot (\sigma'_h)^{0,125}} \quad (4.28)$$

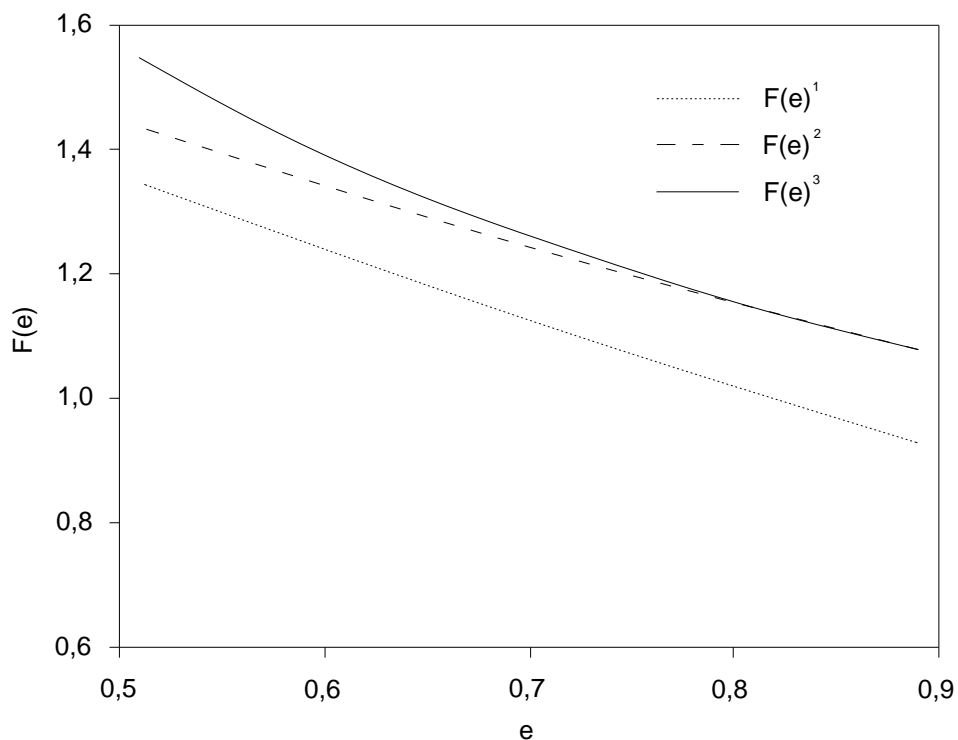
Ferreira (2002) avaliou para um solo residual de granito do Porto as variações em  $V_s^*$  para diferentes funções do índice de vazios  $F(e)$ . Essas funções foram obtidas de outros trabalhos experimentais:

$$F(e)^1 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (4.29)$$

$$F(e)^2 = \frac{1}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \quad (4.30)$$

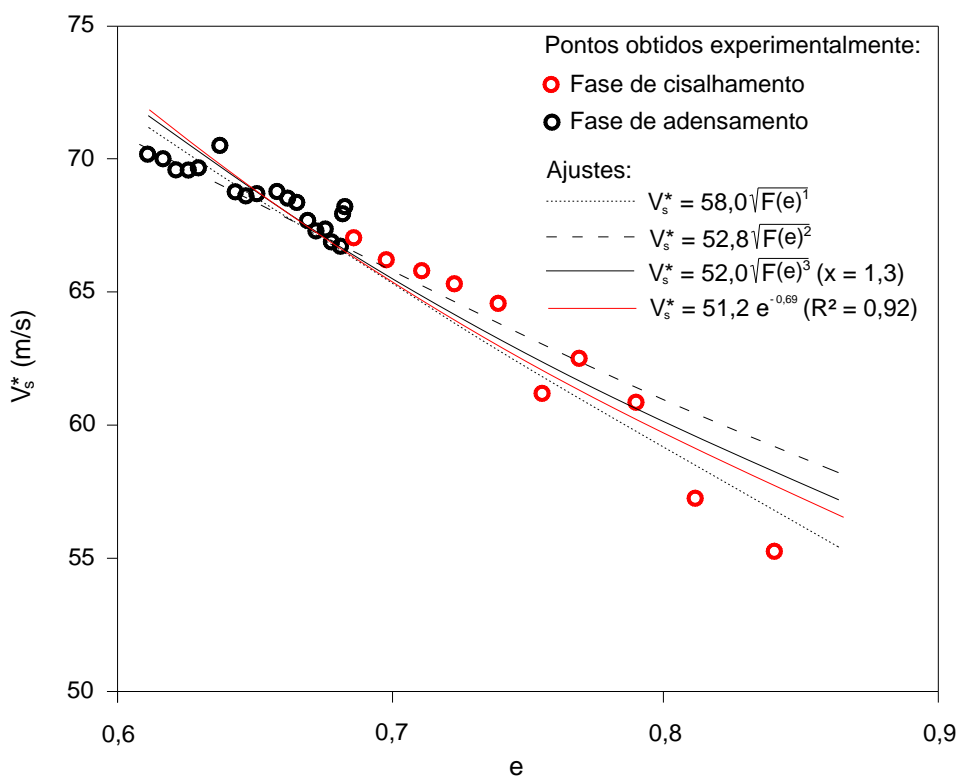
$$F(e)^3 = e^{-x} \quad (4.31)$$

Para os autores da Equação (4.31),  $x = 1,3$ . As representações gráficas das Equações (4.29), (4.30) e (4.31) são mostradas na Figura 4.23. Ferreira (2002) utiliza a Equação (4.27) para ajuste dos pontos obtidos experimentalmente nas fases de consolidação e de cisalhamento do ensaio de compressão triaxial provido de *bender elements*. Adotaram-se para os expoentes  $n_v$  e  $n_h$  valores típicos obtidos para CPs compactados encontrados na literatura ( $n_v = n_h = 0,25$ ).



**Figura 4.23:** Funções do índice de vazios (FERREIRA, 2002)

Assim, os valores de  $V_s^*$  obtidos experimentalmente puderam ser comparados com aqueles fornecidos pela Equação (4.27) (Figura 4.24):



**Figura 4.24:** Curvas de ajuste de  $V_s^*$  e  $F(e)$  para um solo residual compactado (FERREIRA, 2002)

Observa-se na Figura 4.24 que o ajuste exponencial determinado a partir do coeficiente de determinação mais próximo da unidade ( $R^2 = 0,92$ ) apresenta uma grande semelhança com aquele composto pela função índice de vazios  $F(e)^3$  com  $x = 1,3$ . Contudo, levando em consideração trabalhos anteriores quanto à aplicação das funções de índice de vazios para materiais semelhantes, Ferreira (2002) considera como melhor aproximação para seus resultados a função  $F(e)^2$ . Posteriormente, esse autor avalia os valores das constantes  $n_v$  e  $n_h$  por meio do sistema formado pelas curvas de melhor ajuste dos resultados experimentais obtidos nas etapas de consolidação [Equação (4.32)] e cisalhamento [Equação(4.33)] de ensaios triaxiais realizados em CPs naturais:

$$V_s^{ad} = \sqrt{F(e)} \cdot C \cdot (\sigma'_v)^{\frac{n_v}{2}} \cdot (K_{ad} \cdot \sigma'_v)^{\frac{n_h}{2}} \quad (4.32)$$

$$V_s^c = \sqrt{F(e)} \cdot C \cdot (\sigma'_v)^{\frac{n_v}{2}} \cdot (\sigma'_h)^{\frac{n_h}{2}} \quad (4.33)$$

, de modo que

$$C = \sqrt{\frac{S \cdot p_a^{[1-(n_v+n_h)]}}{\rho}} \quad (4.34)$$

onde:

$V_s^{ad}$ ,  $V_s^c$  - velocidades das ondas cisalhantes durante as etapas do ensaio triaxial;

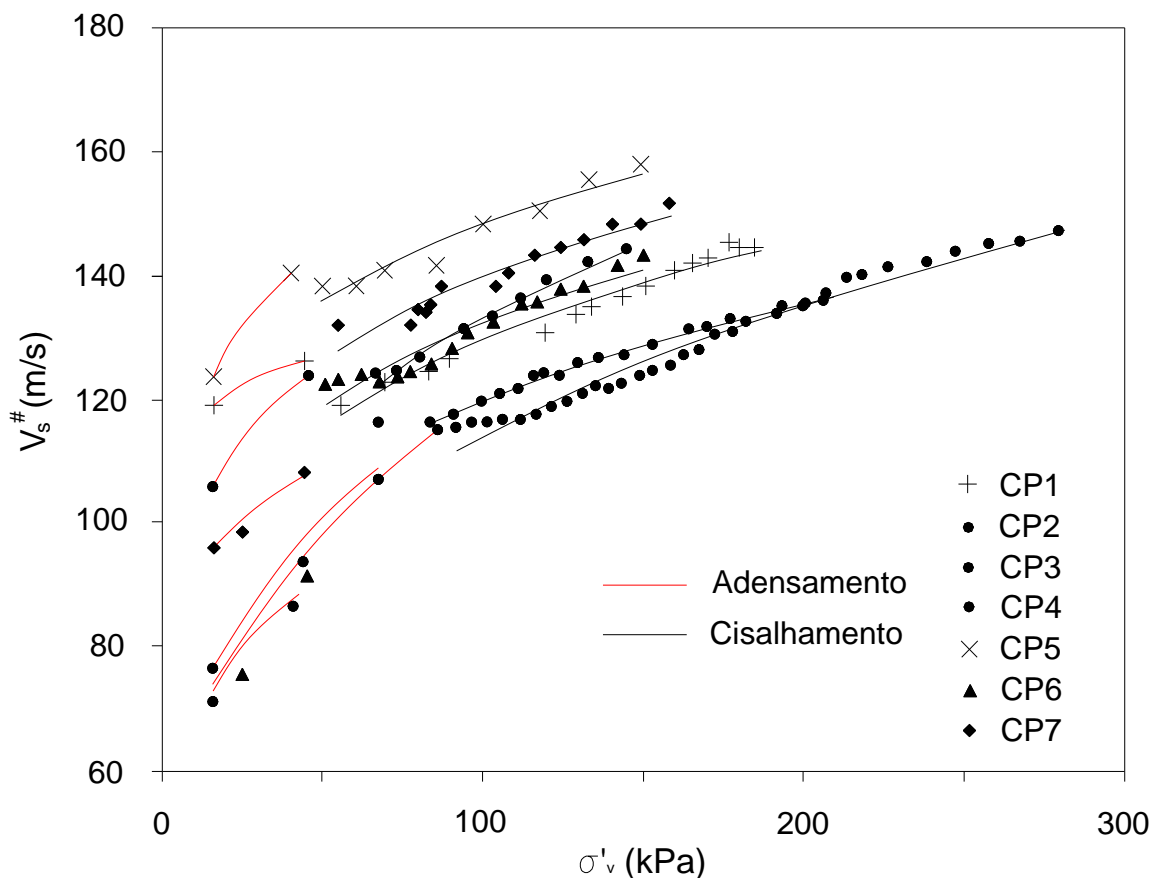
$K_{ad}$  - coeficiente de empuxo durante a etapa de consolidação isotrópica.

Com base nas Equações (4.32) e (4.33), as velocidades de onda normalizadas ( $V_s^\#$ ) em termos da função índice de vazios podem ser escritas como segue:

$$V_s^{\#ad} = \frac{V_s^{ad}}{\sqrt{F(e)}} = C \cdot K_{ad}^{\frac{n_h}{2}} \cdot \sigma'_v^{\left(\frac{n_v+n_h}{2}\right)} \quad (4.35)$$

$$V_s^{\#c} = \frac{V_s^c}{\sqrt{F(e)}} = C \cdot (\sigma'_v)^{\frac{n_v}{2}} \cdot (\sigma'_h)^{\frac{n_h}{2}} \quad (4.36)$$

Os ajustes dos pontos experimentais obtidos por Ferreira (2002) são mostrados na Figura 4.25:



**Figura 4.25:** Parâmetros de ajuste para a expressão de Hardin e Blandford (1989) (FERREIRA, 2002)

As constantes de ajuste da expressão de Hardin e Blandford (1989) obtidas para a série de CPs da Figura 4.25 são mostradas na Tabela 4.2. O autor cita que os valores contidos na Tabela 4.2 são apenas indicativos uma vez que sua grande variabilidade invalida a adoção de valores médios:

**Tabela 4.2:** Valores de C e dos expoentes das componentes de tensões efetivas (FERREIRA, 2002)

CP	C	n	n <sub>h</sub>	n <sub>v</sub>
1*	59,0	-	-	0,341
2*	50,7	-	-	0,419
3	38,7	0,531	0,174	0,357
4	31,9	0,566	0,071	0,494
5*	80,3	-	-	0,260
6	58,1	0,379	0,068	0,311
7*	78,2	-	-	0,294
Média	56,7	0,46	0,14	0,32

\* Números de pontos obtidos na fase de consolidação insuficientes para ajuste da curva

### 4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS COM SUCÇÃO CONTROLADA

O ensaio triaxial com controle de sucção por translação de eixos é uma das técnicas mais comuns para determinação experimental da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Os itens básicos para execução de um ensaio triaxial com controle de sucção são: corpo de prova cilíndrico, geomembrana, placas porosas, *o'rings*, câmara triaxial, célula de carga, mangueiras e conexões, sistema para aplicação de pressões de ar e água, transdutores de pressão, prensa de compressão, além de um medidor de variações volumétricas. O sistema de aquisição de dados pode ser computacional através de uma interface digital ou manual através de dispositivos de leitura analógicos.

A câmara triaxial e seus acessórios são apoiados sobre uma prensa elétrica onde o carregamento sobre o corpo de prova é aplicado com deformação controlada. Sabendo-se que a maioria dos equipamentos triaxiais atualmente comercializados são específicos para realização de ensaios em amostras saturadas, Ho & Fredlund (1982) e Botelho (2007) citam que é possível adaptar uma câmara triaxial convencional para realização de ensaios com sucção controlada por meio da instalação de uma cerâmica de alta pressão entrada de ar em seu pedestal. No cabeçote da câmara o uso de uma pedra porosa comum permite a passagem de ar em qualquer nível de pressão, permitindo que a sucção possa ser controlada por translação de eixos. A Figura 4.26 ilustra um equipamento triaxial adaptado para ensaios com controle de sucção. Neste sistema a bureta é utilizada como recurso para realizar medidas da variação no volume da água do solo e também com o objetivo de manter a pressão na água constante. A Tabela 4.3 mostra como devem ser as condições de drenagem nas fases de consolidação e cisalhamento em função do tipo de ensaio.

**Tabela 4.3:** Classificação dos ensaios triaxiais não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Tipos de ensaios	Fase de Consolidação	Fase de Cisalhamento				
		Condições de drenagem		C-controlado / M-medido		
		$u_a$	$u_w$	$u_a$	$u_w$	$\Delta v$
Adensado drenado	sim	sim	sim	C	C	M
Teor de umidade constante	sim	sim	não	C	M	M
Adensado não drenado	sim	não	não	M	-	-
Compressão não drenada	não	não	não	-	-	-
Compressão não confinada	não	não	não	-	-	-

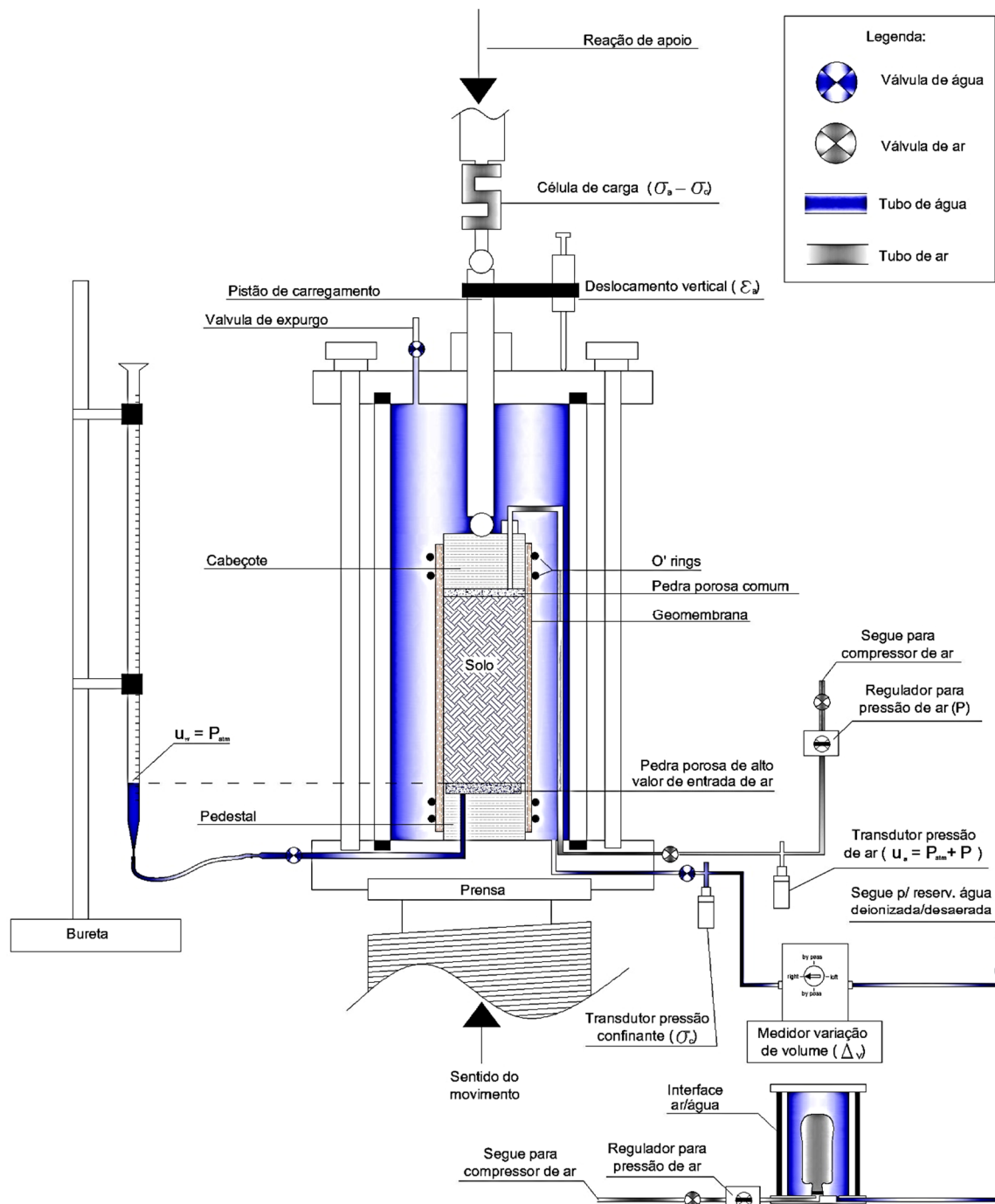


Figura 4.26: Equipamento triaxial para solos não saturados do Laboratório de Geotecnia da Unesp de Bauru

**Consolidated Drained (CD)** - nesse ensaio, após a consolidação sob tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) e sucção ( $u_a - u_w$ ), inicia-se a etapa de cisalhamento mantendo-se as variáveis de estado tensional constantes. A velocidade de carregamento deve ser baixa para que não ocorra propagação de excesso de poropressão. A partir de uma série de CPs rompidos, obtêm-se a envoltória de resistência efetiva para um determinado nível de sucção.



**Consolidated Undrained (CU)** - no ensaio adensado não drenado a etapa de consolidação é a mesma do ensaio CD. Na etapa de cisalhamento é imposta a condição não drenada tanto para o ar quanto para a água. As alterações de pressão na variável sucção ( $u_a - u_w$ ) na etapa de cisalhamento são de baixa confiabilidade devido à propagação de excesso de poropressões no solo. Portanto, conhece-se apenas o nível de sucção obtido no término da etapa de consolidação.

**Undrained Test (UU)** - no ensaio não drenado não existe fase de consolidação. O estado de tensão inicial é obtido pela aplicação das pressões  $\sigma$ ,  $u_a$  e  $u_w$ . Os controles das pressões  $u_a$  e  $u_w$  são desabilitados durante o confinamento até o fim do cisalhamento. As variáveis de tensão são desconhecidas durante o ensaio. Na aplicação das pressões de confinamento podem ocorrer variações no volume e, conseqüentemente, no grau de saturação em razão da compressão do ar nos poros do solo. Devido a tais características o ensaio UU torna-se um ensaio relativamente rápido, porém de aplicação restrita em argilas de baixa permeabilidade.

**Unconfined Compression (UC)** - o ensaio não confinado ou de compressão simples (CS) é uma situação particular do ensaio não drenado. O nível de sucção inicial do material é assumido pela sua umidade, sendo esta sucção ou a pressão negativa d'água no início do ensaio. No início do ensaio a pressão de ar é assumida como zero. A aplicação da tensão axial é feita de modo rápido com o objetivo de não permitir a drenagem e perda de umidade.

**Constant Water Content (CW)** - no ensaio com teor de umidade constante a etapa de consolidação é semelhante à realizada para o ensaio CD. Durante a fase de cisalhamento é mantido o controle da pressão de ar ( $u_a$ ), sendo que é feito apenas o monitoramento da pressão de água ( $u_w$ ), ou seja, a água é mantida na condição não drenada durante o cisalhamento, logo a pressão d'água pode variar com incrementos da tensão axial. Em ensaios com trajetória de ruptura convencionais a tensão normal líquida radial ( $\sigma - u_a$ ) é mantida constante enquanto a sucção ( $u_a - u_w$ ) pode variar. Portanto, sabendo-se que o ensaio pode começar com um valor de sucção e terminar com um valor diferente do inicial, nota-se que a envoltória obtida nessa modalidade de ensaio é propícia para o relativamente rápido desenvolvimento de análises no ângulo de atrito relativo às variações da sucção ( $\phi^b$ ).

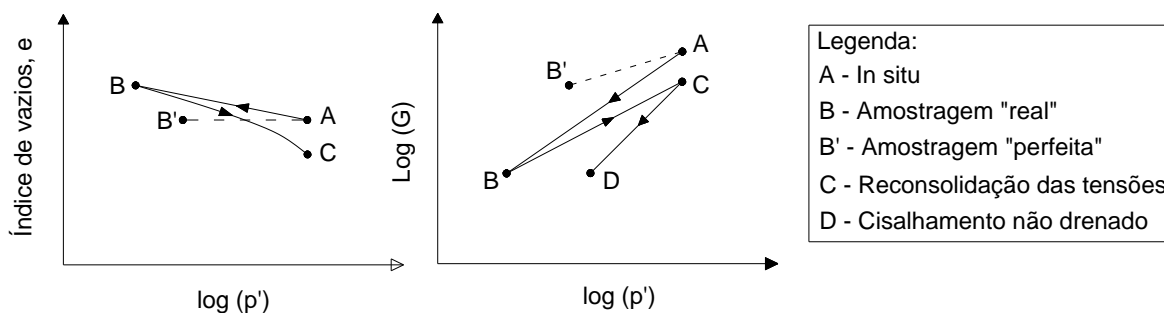
#### 4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS COM *BENDER ELEMENTS*

A instrumentação de câmaras triaxiais com dispositivos eletromecânicos é uma técnica que vem sendo empregada especificamente para determinação da velocidade de propagação das ondas cisalhantes e do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$  ou  $G_{max}$ ) dos solos para níveis de deformação entre  $10^{-4}$  e  $10^{-6}\%$ . Uma das aplicações dos resultados obtidos por meio dessa técnica é a avaliação da qualidade dos CPs moldados a partir de blocos indeformados, fazendo-se a comparação dos resultados obtidos em laboratório com os obtidos em ensaios de campo. Jannuzzi *et al.* (2012) citam que essa comparação é realizada pelos valores de  $V_s$  de campo e de laboratório. Para uma argila de Boston, os valores de  $V_{s\text{ lab}}/V_{s\text{ campo}}$  assim como a respectiva classificação quanto à qualidade das amostra são apresentados na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4:** Classificação da qualidade de amostras com base em  $V_s$  (JANNUZZI *et al.*, 2012)

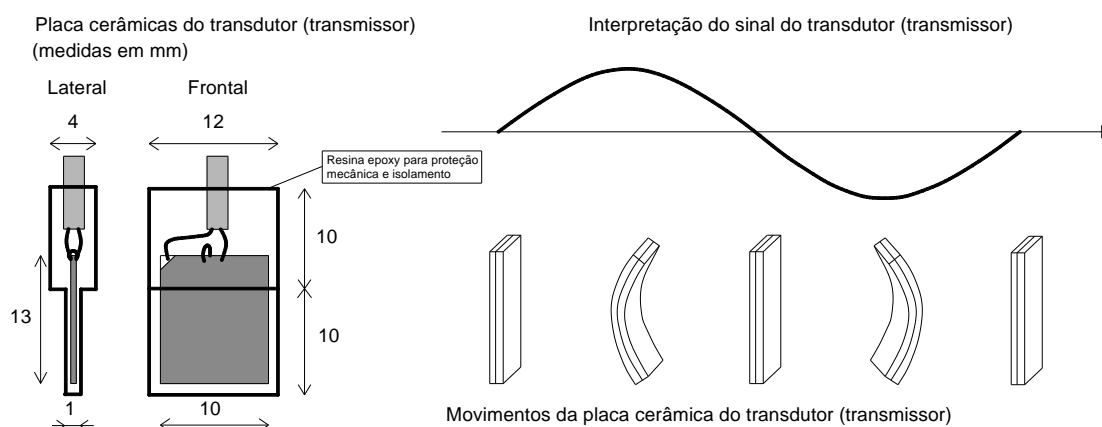
Classificação da Qualidade da Amostra	$V_{s\text{ lab}}/V_{s\text{ campo}}$
Muito boa a excelente	>0,60
Regular a boa	0,35 - 0,60
Muito pobre a pobre	<0,35

Obviamente a avaliação da qualidade das amostras por meio do fator  $V_{s\text{ lab}}/V_{s\text{ campo}}$ , além de ser específica para cada solo, requer a verificação das condições do material em campo, ou seja, é necessário o conhecimento das variáveis do estado de tensão no instante que a sondagem é realizada. Além disso, divergências entre os módulos de cisalhamento obtidos *in situ* para os obtidos em laboratório podem ocorrer devido os efeitos do desconfinamento e da reconsolidação do material amostrado (Figura 4.27).



**Figura 4.27:** Efeitos da amostragem na porosidade e em  $G_0$  (modificado de FERREIRA, 2002)

*Bender elements* são transdutores cerâmicos eletromecânicos instalados estrategicamente no cabeçote e pedestal ou nas laterais dos corpos de prova. Esses transdutores tem a propriedade de gerar um potencial elétrico mediante uma deformação ou sofrer deformação mediante a imposição de uma corrente elétrica. Essa propriedade permite a aplicação desses elementos para determinação das velocidades de ondas de compressão ou cisalhamento nos solos. Os transdutores cerâmicos eletromecânicos são compostos por duas placas de um mesmo material cerâmico e unidas por uma lâmina de um segundo material deformável. A passagem da corrente elétrica em sentidos opostos provoca uma deformação relativa entre as placas de um elemento transmissor e, conseqüentemente, uma deformação de flexão no conjunto gerando uma frequência de oscilação que pode ser transmitida para outro material em contato direto com o transdutor. Devido à fragilidade do material, o transdutor cerâmico deve ser coberto por um material epóxi rígido que exerce a função de isolante elétrico entre o equipamento e o solo (Figura 4.28).



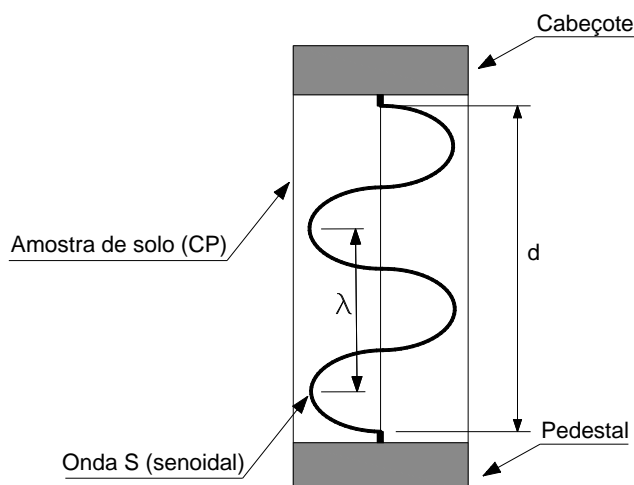
**Figura 4.28:** Detalhes de um *bender element* ou transdutor de flexão (modificado de FERREIRA 2002)

A transmissão das ondas P se dá pelo contato da superfície do topo do transdutor com o solo, enquanto que as S pelo contato da superfície lateral. Snelling *et al.* (2011) citam que devido à pequena área de topo de um transdutor, a propagação de ondas P torna-se quase imperceptível. Os autores também citam que algumas pesquisas tem tentado aplicar os transdutores de flexão *bender elements* nas direções transversal e longitudinal do corpo de prova com o objetivo de verificar a anisotropia do material por meio da velocidade de propagação de ondas S. Nesse tipo de arranjo os transdutores podem ser polarizados em diferentes direções (Figura 4.29).



A partir da razão de tensão-elétrica/deformação dos transdutores cerâmicos, Dyvic e Madshus (1985) *apud* Ferreira (2002) estimam que a máxima deformação de cisalhamento produzida na vizinhança do elemento transmissor é de aproximadamente  $10^{-6}\%$ . Portanto, segundo estes autores, a técnica de *bender elements* deve ser aplicada para verificação de  $G_0$  em níveis de baixas deformações cisalhantes, ou seja, na faixa de  $10^{-6}\%$ .

O ensaio triaxial provido de *bender elements*, permite um maior entendimento da variação das velocidades de propagação das ondas cisalhantes em função de parâmetros como distância, sucção, carregamento e confinamento. Ferreira (2002) define a distância efetiva de percurso das ondas em corpos de prova utilizados nos equipamentos triaxiais como sendo a altura do CP deduzida do comprimento de penetração dos transdutores (transmissor e receptor), que na maioria dos casos não excede 4 mm como ilustrado na Figura 4.31.



**Figura 4.31:** Propagação de ondas em um corpo de prova (FERREIRA, 2002)

Os fatores que interferem na qualidade e na interpretação dos resultados dos ensaios de propagação de onda são: a amplitude da onda; a proximidade do transmissor; e a agregação do solo. O fenômeno natural de atenuação das ondas ocorre devido aos efeitos de vizinhança e pode dificultar a determinação do tempo de propagação, principalmente por meios visuais de identificação da onda recebida. Portanto, para redução do efeito de vizinhança em ensaios triaxiais com *bender elements* deve-se optar por avaliar e controlar a configuração da onda recebida assim como o nível de atenuação que ocorre durante a propagação. Esse procedimento é realizado medindo-se, para cada valor de frequência transmitida, a razão entre a distância percorrida pela onda ( $d$ ) e comprimento de onda ( $\lambda$ ), Figura 4.31. A relação de  $R_d$  com a velocidade da onda  $V_s$  é dada pela Equação (4.37).

$$R_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{d \cdot f}{V_s} \quad (4.37)$$

Utilizando-se esse parâmetro para avaliação da atenuação, Sanchez - Salireno *et al.* (1986) *apud* Ferreira (2002) estabeleceram o valor limite mínimo de  $R_d \geq 2$ . Desta forma pretende-se garantir que existam pelo menos 2 comprimentos de onda a percorrer ininterruptamente a amostra. Este valor pode então ser aplicado na Equação (4.37) para determinação da frequência de oscilação em um ensaio triaxial com *bender elements*.

$$f \geq \frac{2 \cdot V_s}{d} \quad (4.38)$$

A Equação (4.38) define uma frequência inicial de propagação da onda cisalhante. Jovičić *et al.* (1996) *apud* Ferreira (2002) afirmam que, pela impedância relativa entre o transdutor e o solo, um limite superior para o domínio da frequência deve ser estabelecido pela resposta mecânica dos *bender elements* à frequência fornecida. Estes autores afirmam que o limite mecânico máximo de resposta dos transdutores, ou seja, o valor além do qual é constatada a perda da capacidade do elemento em converter frequência em movimento com precisão, corresponde a 30 kHz. Portanto, diante dos fatores que levam à adoção de um valor de frequência para realização do ensaio com *bender elements*, Ferreira (2002) afirma que não há como estabelecer uma regra clara para escolha do melhor valor de  $R_d$ , ficando esta tarefa a cargo da experimentação. Neste contexto, Georgetti *et al.* (2013) sugerem que  $R_d \geq 3$  para a realização de ensaios triaxiais não saturados com *bender elements*.

#### 4.5 DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE PROPAGAÇÃO DE ONDA

As velocidades das ondas em ensaios sísmicos podem ser obtidas a partir de diferentes métodos de interpretação das ondas. A complexidade deste processo é associada ao fato das oscilações desenvolverem grandes velocidades em percursos reduzidos, requerendo uma grande sensibilidade operacional. A seguir são descritos alguns métodos visuais e analíticos para determinação do tempo de propagação das ondas:

### a) Primeiro tempo de chegada

Esse método assume a hipótese de difusão unicamente planar das ondas e ausência de ondas refletidas e (ou) refratadas durante a propagação pela amostra. Segundo Vitali (2011) trata-se de uma técnica puramente visual e muito subjetiva, com alta dependência da qualidade do sinal recebido, susceptível à propagação de os erros grosseiros, especialmente quando aplicada em pequenas distâncias entre fonte e receptor como no caso dos *bender elements*. A Figura 4.32 ilustra a aplicação desta técnica:

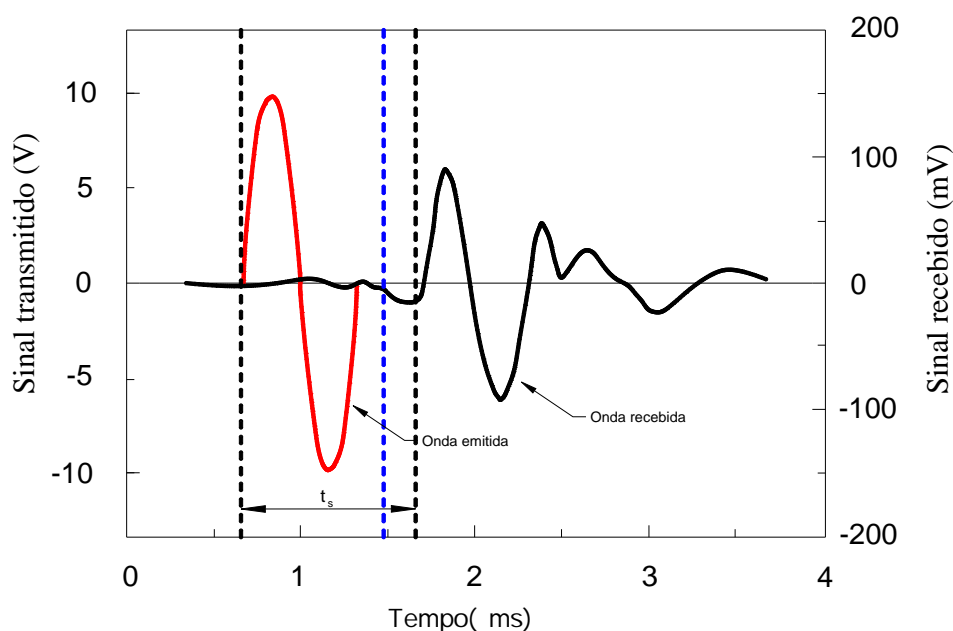


Figura 4.32: Método de primeiro tempo de chegada da onda cisalhante (adaptado de FERREIRA, 2002)

### b) Segundo tempo de chegada

Nesse método considera-se que a onda transmitida pelo transdutor é susceptível de reflexão após chocar-se com a superfície do elemento receptor, retornando ao transmissor e novamente ao receptor. O segundo tempo de chegada é definido no segundo instante em que a onda refletida encontra com o receptor, sendo o intervalo de tempo entre a primeira e segunda chegada da onda ao receptor interpretado como o dobro do tempo de propagação ( $t_s$ ). A Figura 4.33 ilustra o método do segundo tempo de chegada.

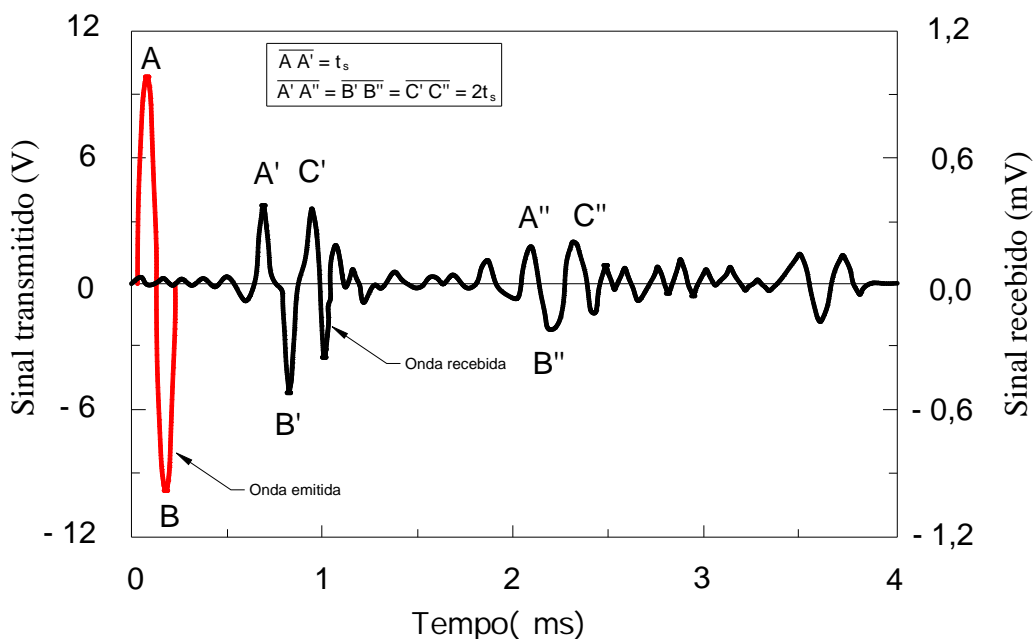


Figura 4.33: Método do segundo tempo de chegada da onda cisalhante (adaptado de FERREIRA, 2002)

### c) Intervalo de tempo entre pontos

O tempo de propagação de um pulso entre dois pontos no espaço pode ser medido pelo intervalo de tempo entre pontos ou (posições) características das ondas registradas nesses dois pontos. As posições características mais usadas correspondem aos primeiros pontos de inflexão da onda, ou seja, o primeiro pico, primeiro vale e, eventualmente as interseções em zero. A Figura 4.34 ilustra a aplicação deste método.

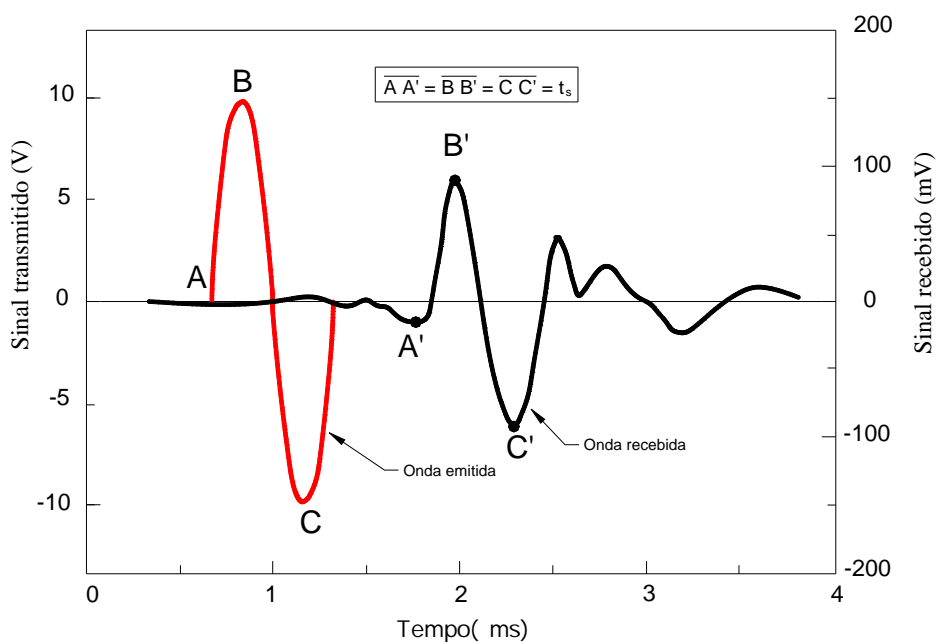


Figura 4.34: Método do intervalo de tempo entre pontos (adaptado de FERREIRA, 2002)



#### d) Ângulo de fase entre ondas

Segundo Ferreira (2002), o ângulo de fase entre as ondas emitida e recebida pode ser facilmente medido com base em conceitos clássicos da teoria de propagação de ondas. Dessa forma, considerando  $\emptyset(f)$  como sendo o ângulo de fase entre a onda recebida e a emitida a partir de uma fonte de frequência ( $f$ ) variável e contínua num intervalo de tempo (Figura 4.35), temos:

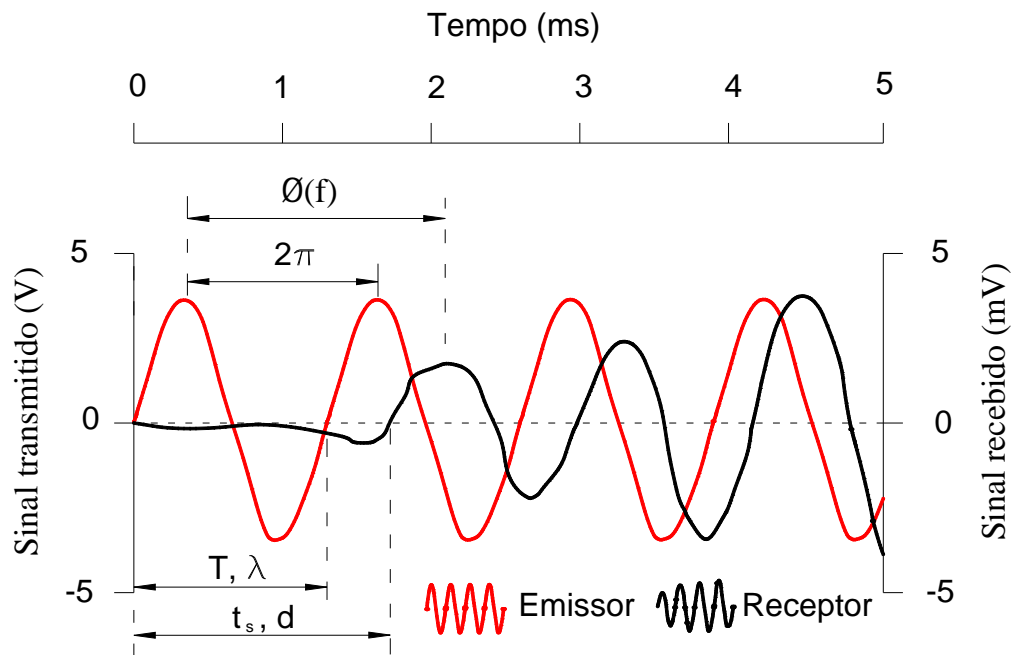


Figura 4.35: Onda S emitida e recebida em um BE de frequência contínua

$$\frac{\emptyset(f)}{2\pi} = \frac{d}{\lambda} = \frac{t_s}{T} \quad (4.39)$$

Nesse caso, sabendo-se que a velocidade da onda transmitida pelo meio é dada pelo produto do comprimento de onda ( $\lambda$ ) pela frequência ( $f$ ), temos:

$$V_s = \lambda \cdot f = 2\pi \cdot \frac{d}{\emptyset(f)} \cdot f \quad (4.40)$$

$$\frac{d \cdot f}{V_s} = \frac{\emptyset(f)}{2\pi} \quad (4.41)$$

A relação na forma da Equação (4.41) é representada também pela Equação (4.37) na forma do fator  $R_d$  que relaciona a quantidade de ondas emitidas de comprimento  $\lambda$  e frequência  $f$  propagadas através da distância  $d$ . Logo, fazendo a substituição temos:

$$R_d = \frac{\varnothing(f)}{2\pi} = \frac{t_s}{T} \rightarrow R_d = t_s \cdot f \quad (4.42)$$

A Equação (4.42) mostra que as variáveis  $f$  e  $R_d$  se relacionam por meio de uma taxa de variação representada por  $t_s$ . Desse modo, espera-se que para uma dada distância  $d$  a ser percorrida pela onda de frequência  $f$ , tenhamos o tempo de propagação  $t_s$  constante. Ferreira (2002) cita que a técnica do ângulo de fase vem surgindo como a alternativa precisa e rigorosa para determinação do tempo de propagação das ondas cisalhantes, permitindo uma sistematização e automação dos procedimentos não permitida por outros métodos. A Figura 4.36 mostra que tempo de propagação da onda é determinado em função da resistência mobilizada do material ( $q/q_f$ ):

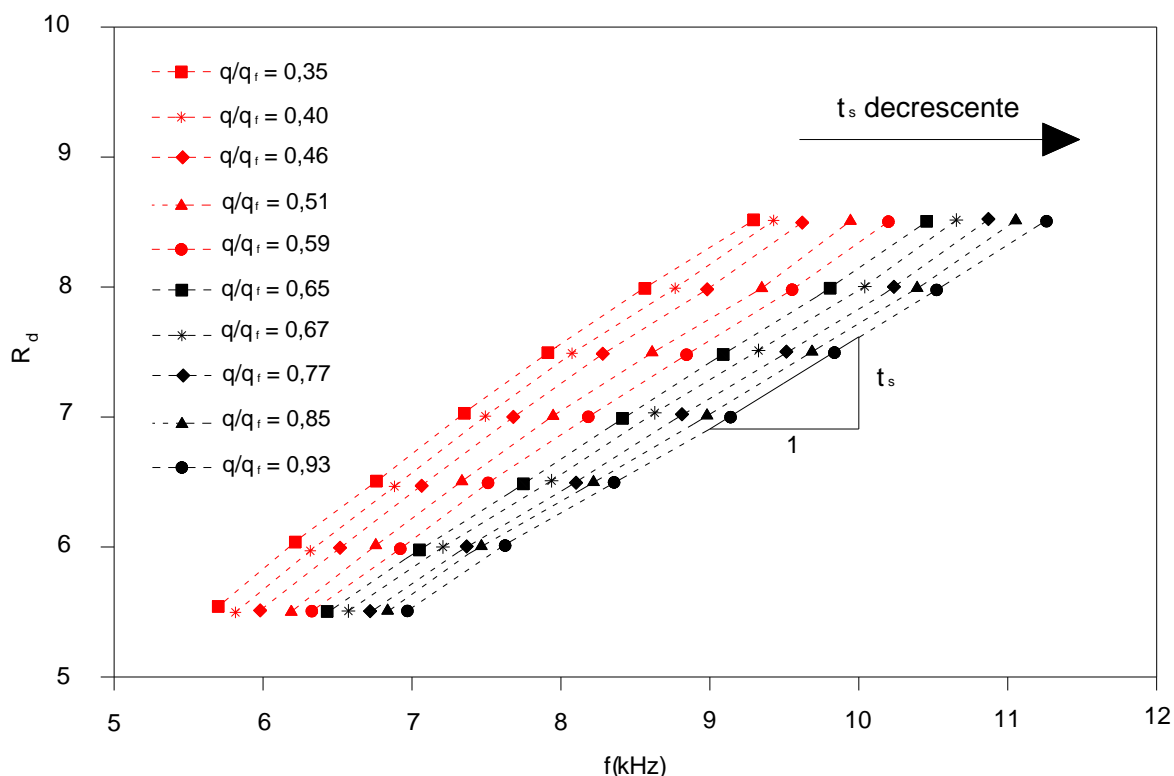


Figura 4.36: Aplicação do método do ângulo de fase (FERREIRA, 2002)

## 5. MATERIAL E MÉTODOS

### 5.1 SOLO ESTUDADO

Para realização dos ensaios de laboratório optou-se por material indeformado. O local de coleta de amostras é caracterizado por De Mio (2005) como sendo formado por um depósito de material arenoso de origem coluvionar muito poroso e colapsível e submetido ao processo de intemperismo tropical. Fernandes (2012) cita que o processo de intemperismo tropical se caracteriza pela formação de depósitos de solos superficiais com alta concentração de óxidos de ferro e de alumínio devido à “lavagem” dos minerais silicosos presentes nos horizontes das camadas superficiais e consequente deposição destes em camadas mais profundas. Outra característica que garante as altas taxas de lixiviação desses minerais é a rápida decomposição da matéria orgânica nos solos de origem tropical, tornando as camadas superficiais desses solos escassas em matéria orgânica e, conseqüentemente, em decorrência das precipitações chuvosas, um meio propício para a lixiviação dos silicatos solúveis e de todos os sais solúveis com maior facilidade. Esse processo ocorre em regiões tropicais úmidas e confere aos solos comportamentos distintos relacionados às suas características mecânicas e hidráulicas:

- i)** Resistência à compressão acima do previsto pelos índices físicos tradicionais;
- ii)** Baixa expansibilidade;
- iii)** Plasticidade reduzida devido à presença de óxidos e hidróxidos de Fe e Al;
- iv)** Colapsibilidade quando carregados em estado natural e em seguida imersos em água;
- v)** Baixa contração, porém, quando compactados podem apresentar fissuras com secagem;
- vi)** Baixa capacidade de troca catiônica (CTC) assim como de retenção da água e predomínio de cargas positivas nas condições de PH natural;
- vii)** Permanência dos agregados na fração areia, havendo necessidade de interpretar apropriadamente as curvas granulométricas obtidas pelos métodos tradicionais de ensaio.

Vitali (2011) cita que o perfil de solo do local estudado apresenta comportamento laterítico para profundidades de até 13 m.

### 5.1.1 LOCALIZAÇÃO

O campus da Unesp de Bauru está situado entre a Avenida Engenheiro Edmundo Carrijo Coube e o quilômetro 223 da Rodovia Estadual Comandante João Ribeiro de Barros. A Figura 5.1 ilustra uma foto de satélite da região do Campus de Bauru e destaca o local do campo experimental de onde as amostras foram retiradas.

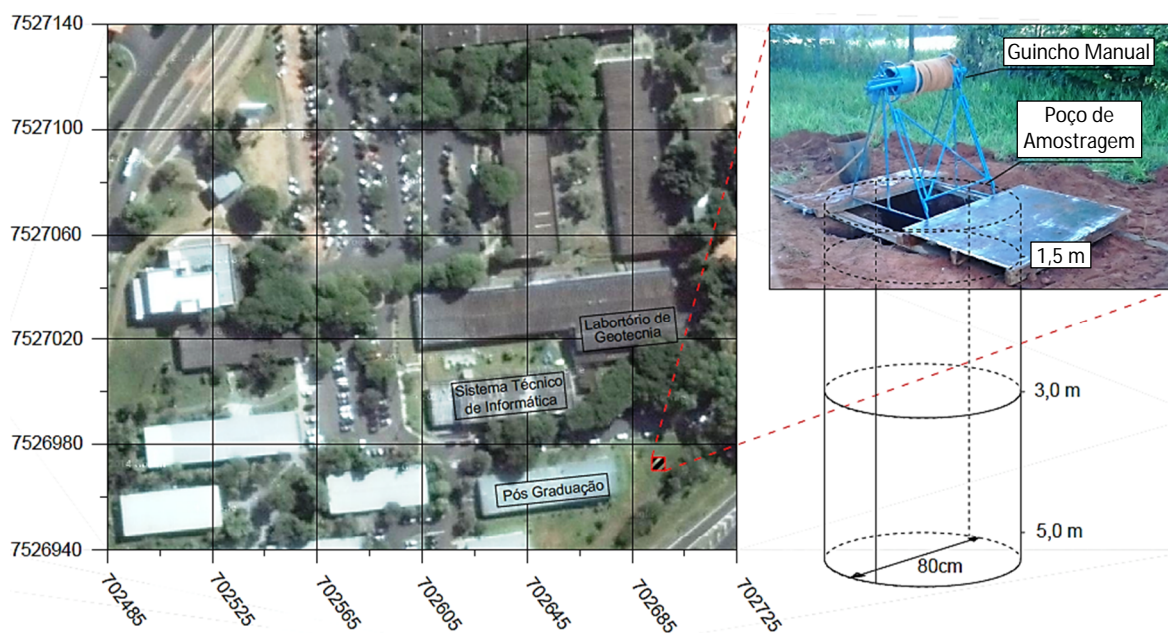


Figura 5.1: Campo experimental da Unesp de Bauru SP - zona UTM 22, SAD 69 (GOOGLE EARTH, 2015)

### 5.1.2 AMOSTRAGEM

As amostras deformadas e indeformadas foram coletadas no ponto de referência indicado na Figura 5.2. Seguiram-se as recomendações estabelecidas pela NBR 0694/1986. Para acomodação do material indeformado, utilizaram-se caixas metálicas cúbicas com faces removíveis e dimensões de 25x25cm. O material deformado foi estocado em sacos plásticos lacrados e etiquetados com os dados da amostragem.





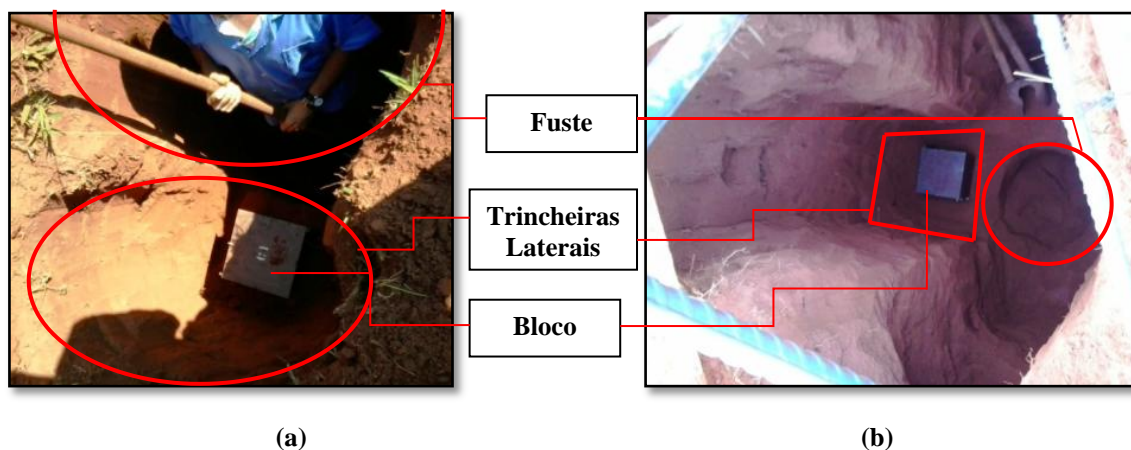
**Figura 5.2:** Local de amostragem - zona UTM 22, SAD 69 (GOOGLE EARTH, 2015)

Sobre o terreno iniciou-se a escavação manual de um poço de amostragem com fuste de 80cm de onde foram retiradas 3 amostras por profundidade. As amostras deformadas e indeformadas, coletados nas profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m, foram retiradas do poço com auxílio de um guincho manual e uma plataforma (Figura 5.3).



**Figura 5.3:** Procedimentos de amostragem: (a) guincho manual; (b) plataforma

Retiraram-se as amostras das laterais do poço de amostragem restringindo-se o local de trabalho do operador de modo a eliminar os riscos de perturbação da estrutura do material. Dessa forma executaram-se trincheiras nas laterais do fuste, dando sequência à retirada do bloco. Esse procedimento foi executado com o auxílio de ferramentas que possibilitaram a cravação estática de uma caixa metálica sobre o terreno, garantindo-se uma melhor geometria e proteção da amostra conforme ilustram a Figura 5.4 e Figura 5.5.



**Figura 5.4:** Detalhes do poço de amostragem: (a) 1m de profundidade; (b) 3m de profundidade

Executou-se a retirada das amostras indeformadas com o auxílio de cavadeira, pá, espátula, faca e colher de jardineiro. Os teores de umidade e a densidades do material ao longo do poço foram determinados juntamente com a retirada das amostras. Após a retirada dos blocos de amostra indeformadas, rasaram-se as superfícies da base impermeabilizando-a com parafina. Logo após apoiaram-se os blocos sobre um suporte de madeira retirando-se as faces da caixa metálica. A proteção mecânica e atmosférica dos blocos foi realizada com camadas alternadas de pano e parafina, obtendo-se o resultado ilustrado na Figura 5.5 (b).



**Figura 5.5:** Proteção e armazenamento das amostras indeformadas

Após todos os procedimentos e identificação dos blocos com as informações da amostragem, acondicionou-se todo o material coletado em uma câmara climatizada.

## 5.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Os ensaios de caracterização física foram executados com secagem prévia ao ar das amostras do 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade. Determinou-se o teor de umidade natural ao longo do perfil conforme recomendações da NBR 6467/1986. Executaram-se ensaios de massa específica dos sólidos (NBR 6508/1984), análise granulométrica conjunta (NBR 7181/1984), limites de liquidez (NBR 6459/1989) e de plasticidade (NBR 07180/1984).

## 5.3 RETENÇÃO DA ÁGUA

Para determinação das curvas de retenção do material indeformado coletado nas profundidades de 3,0 e 5,0 m, utilizaram-se as técnicas do papel filtro, placa de sucção e a câmara de pressão de Richards (placa de pressão). Nas técnicas empregadas foram utilizadas apenas trajetórias de secagem com o emprego de balança com de precisão 0,0001 g. Em todas as técnicas aplicadas foram utilizados corpos de prova moldados diretamente em anéis de PVC de 50 mm de diâmetro por 10 mm de altura. Após a moldagem e determinação dos índices físicos saturaram-se os CPs, por capilaridade durante um período de 24 horas posicionando-os sobre uma lâmina de papel filtro e placas porosas submersas em um recipiente contendo água desmineralizada e deaerada (Figura 5.6).

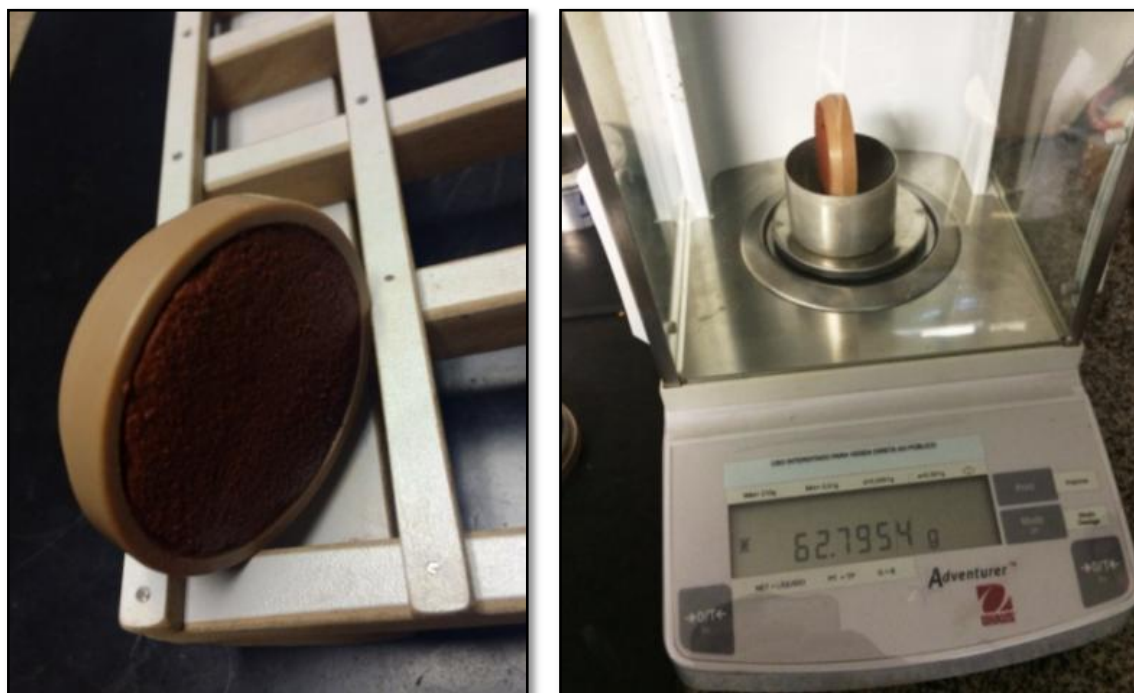


**Figura 5.6:** Saturação dos CPs utilizados nos ensaios de curva de retenção



### 5.3.1 PAPEL FILTRO

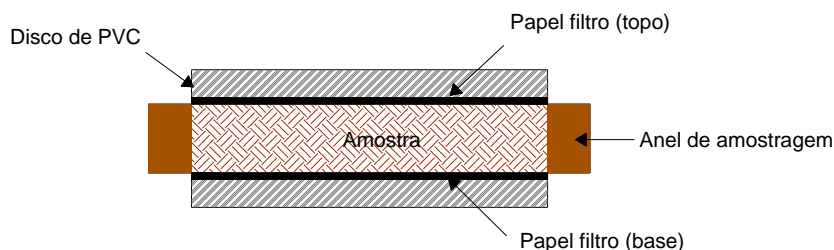
Realizaram-se os ensaios de papel filtro seguindo as recomendações de Rodrigues (2007) e da ASTM D5298 (2010). Nos procedimentos que envolveram manipulação do papel filtro foram utilizados equipamentos como pinça metálica e luva cirúrgica. Utilizaram-se 22 CPs por profundidade, sendo que o primeiro foi utilizado para determinação da umidade saturada ( $w_{sat}$ ), ou seja, para  $\psi \rightarrow 0$ . E, para garantir a melhor divisão entre os pontos sobre a curva de retenção, os demais CPs foram utilizados para determinação da sucção com teores de umidade variando linearmente entre  $w_{sat}$  e 0. Realizou-se a secagem dos CPs ao ar livre (Figura 5.7 - a), sendo feito paralelamente o monitoramento da massa.



(a) (b)  
**Figura 5.7:** Ensaio de papel filtro: (a) secagem do material ao ar; (b) monitoramento da massa

Atingindo-se a massa pré-definida do CP, executou-se imediatamente o contato dos papeis filtros com o solo. Esse procedimento foi realizado posicionando-se uma lâmina circular de papel filtro Whatman nº 42 sobre o topo e a base do CP e, ao mesmo tempo, pressionando-as contra o solo com o auxílio de discos de PVC rígidos (Figura 5.8).





**Figura 5.8:** Arranjo experimental do ensaio de papel filtro (RODRIGUES, 2007)

Na sequência envolveu-se o conjunto (CP, papéis filtro e discos de PVC) em um filme plástico, fita adesiva e etiqueta com os dados do ensaio de modo a não permitir o contato do material com a umidade atmosférica (Figura 5.9). Posteriormente, reservou-se o conjunto em um recipiente plástico fechado.



**Figura 5.9:** Passos para acondicionamento da amostra no ensaio de papel filtro

Determinaram-se as umidades dos papéis filtro e do solo após 7 dias (para  $w > 5\%$ ) e 15 dias (para  $w \leq 5\%$ ) de contato do papel com a amostra. Durante os procedimentos de pesagem do papel filtro úmido e seco, agilidade, cuidado e precisão garantiram a qualidade da curva de retenção. Nessas condições, recomenda-se que o papel esteja isento de resíduos e nunca fique exposto ao ambiente por mais de 3 segundos. Juntamente com a determinação do teor de umidade do papel filtro determinou-se o teor de umidade do solo. A variável sucção foi determinada por meio da curva de calibração do papel filtro Whatman nº 42 proposta por Chandler *et al.* (1992) (Figura 5.10).

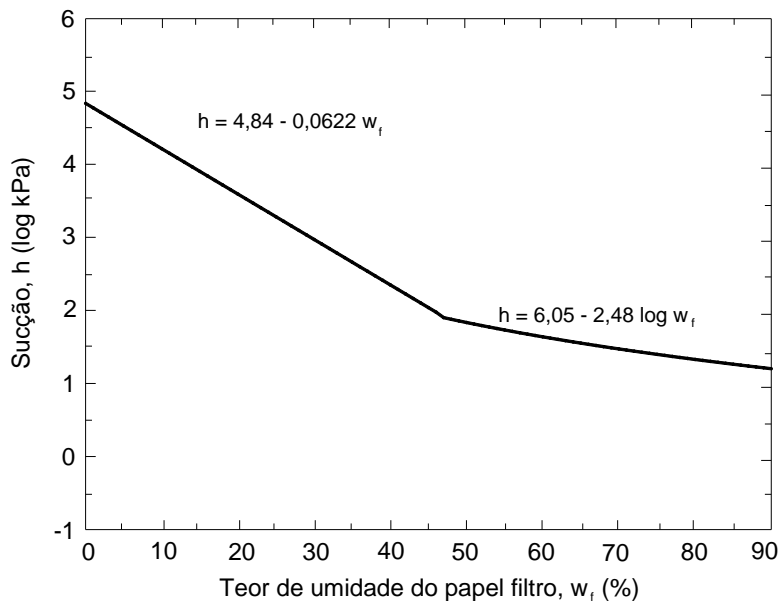


Figura 5.10: Curva de calibração do papel filtro Whatman nº 42 (CHANDLER *et al.*, 1992)

### 5.3.2 PLACA DE SUCÇÃO

No ensaio de placa de sucção ou aparelho de Haines utilizaram-se 2 amostras indeformadas por profundidade, sendo 1 CP para cada valor de sucção. Posicionou-se o CP sobre a placa porosa saturada, mantendo-se o nível do tubo flexível no topo da amostra. Posteriormente, ajustou-se o tubo flexível na altura de interesse, aguardando-se o tempo necessário para que a drenagem do material ou o fluxo da água cessasse. A Figura 5.11 mostra esquematicamente as configurações inicial e final do ensaio:

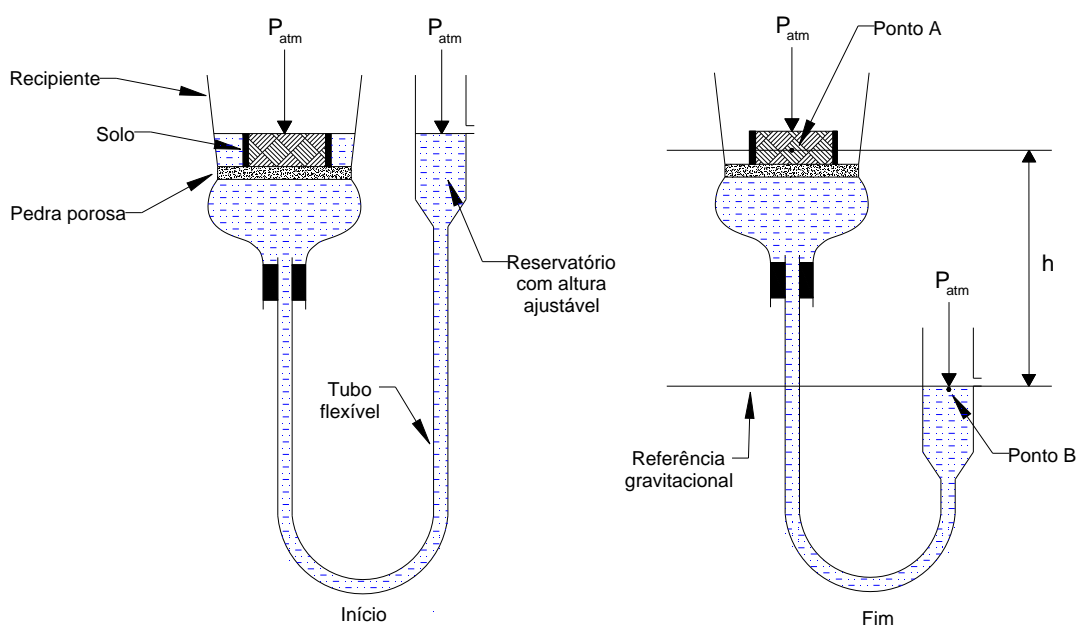


Figura 5.11: Detalhes da utilização do aparelho de Haines (LIBARDI, 2005)

Em seguida retirou-se o CP para pesagem e determinação do teor de umidade. Os pares ordenados  $(\psi, w)$  obtidos nesse ensaio foram utilizados para compor a região da zona de dessaturação dos macroporos das curvas de retenção.

Verifica-se por meio da Figura 5.11 que a sucção  $(\psi)$  na amostra corresponde à pressão que atua nos capilares em “A”, que neste caso pode ser obtida diretamente:

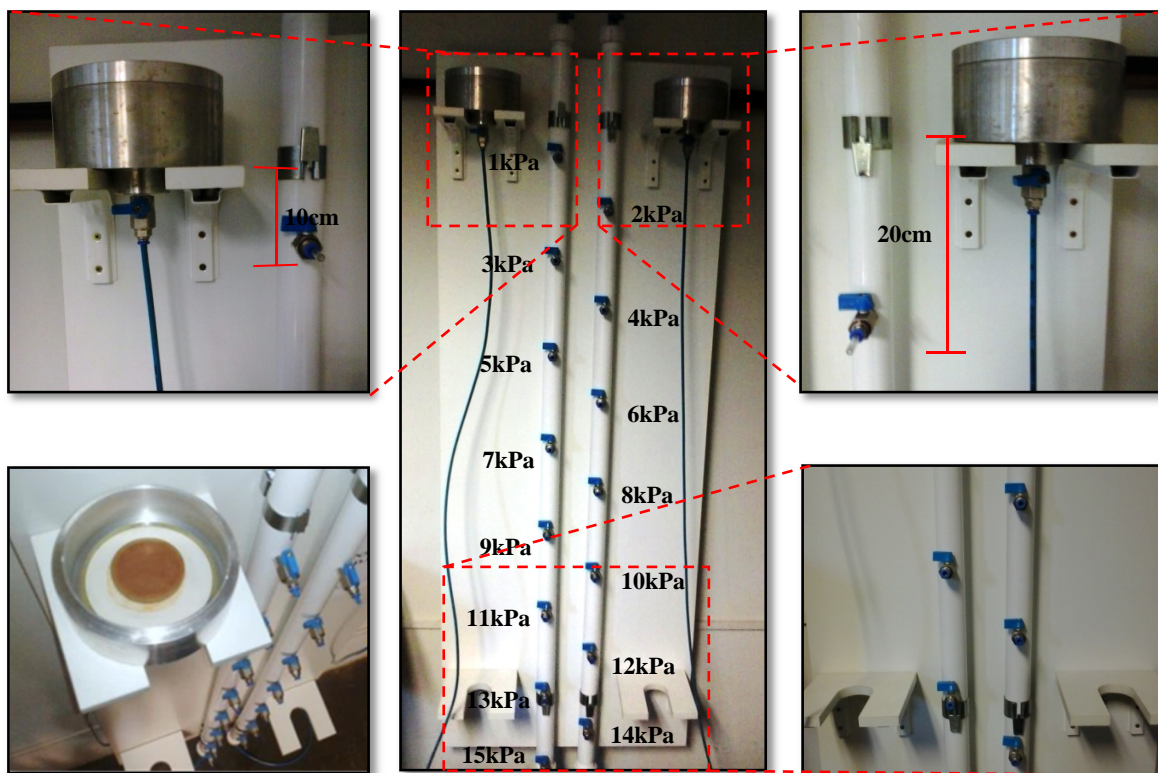
$$\psi = g \cdot h \quad (5.1)$$

onde:

g - aceleração da gravidade;

h - diferença de altura entre o solo e o reservatório;

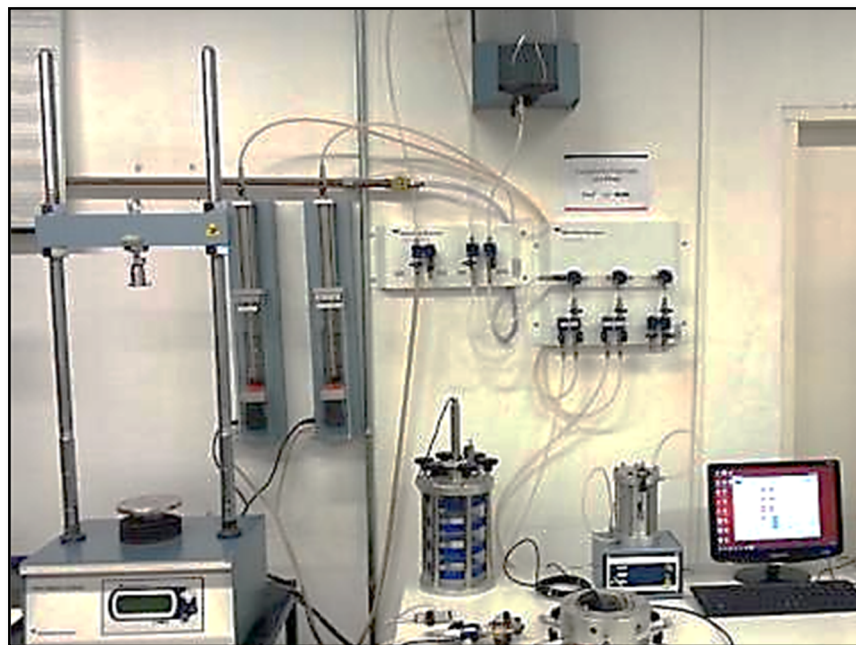
O aparelho de Haines desenvolvido no Laboratório de Mecânica dos Solos do Campus de Bauru possui capacidade de para determinação de sucções variando de 1 a 15kPa conforme ilustra a Figura 5.12.



**Figura 5.12:** Aparelho de Haines desenvolvido no laboratório do campus de Bauru

## 5.4 ENSAIOS TRIAXIAIS SATURADOS E NÃO SATURADOS

Executaram-se ensaios triaxiais do tipo CD utilizando equipamentos específicos para solos saturados (Figura 5.13) e para solos não saturados (Figura 5.14).



**Figura 5.13:** Equipamento triaxial para solos saturados

A Figura 5.15 apresenta um esquema ilustrativo do equipamento da Figura 5.13.



**Figura 5.14:** Equipamento triaxial para solos não saturados

A Figura 5.16 apresenta um esquema ilustrativo do equipamento da Figura 5.14.



O equipamento da Figura 5.13 possui uma central de controle e comunicação entre os dispositivos (célula de carga, medidor de deslocamento vertical, transdutores, prensa, atuadores, eletroválvulas e medidor de variação volumétrica) além do software. Essa interface possui um módulo independente para controle da prensa, medidor de variação de volume, eletroválvulas e atuadores (Figura 5.17). Também possui módulos com rotinas específicas para execução de ensaios convencionais do tipo CD, CU e UU ou com trajetórias de ruptura não convencionais (Figura 5.18).

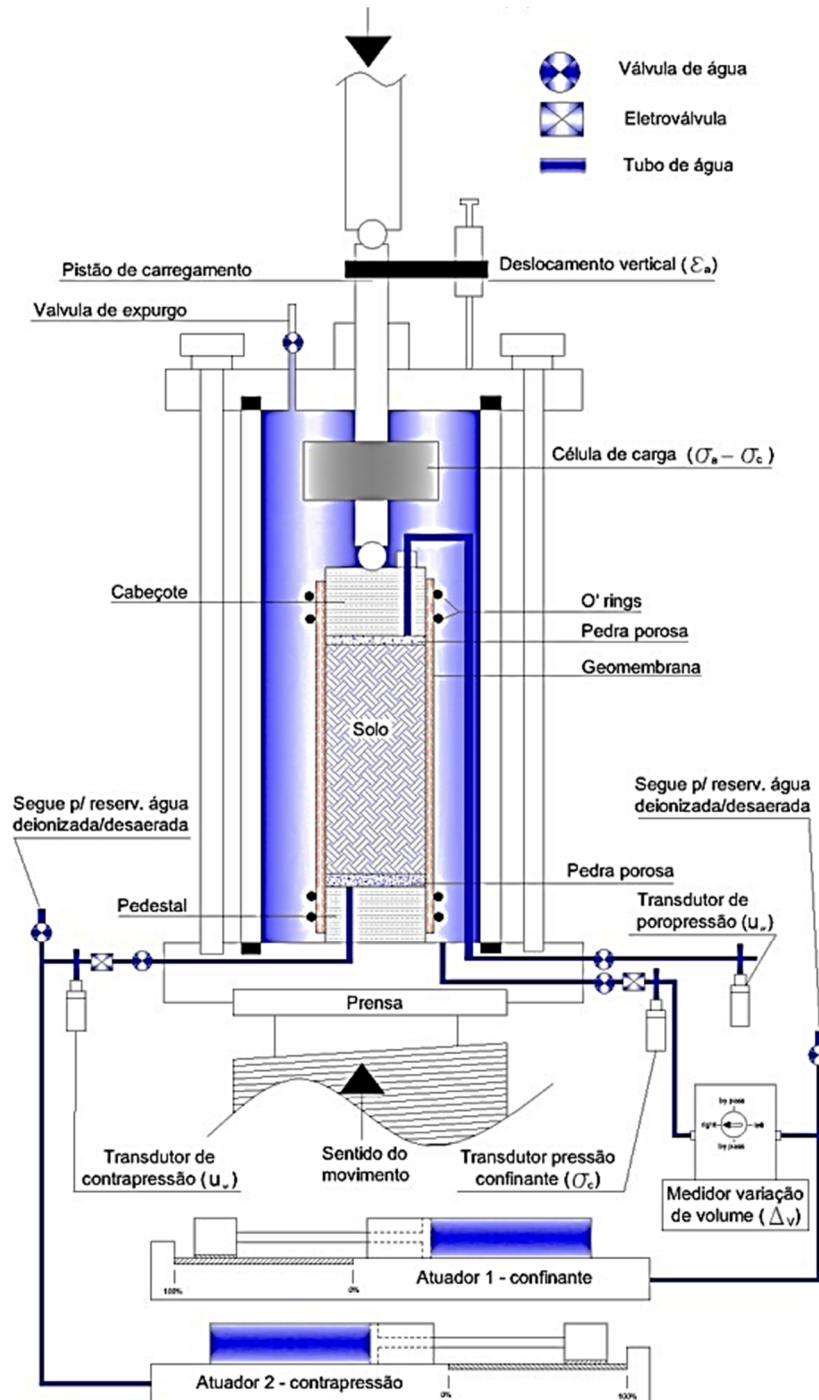


Figura 5.15: Equipamento triaxial para solos saturados

O equipamento da Figura 5.14 possui uma placa de comunicação entre os dispositivos (célula de carga, o medidor de deslocamento vertical, transdutores e o medidor de variação volumétrica) além do software para aquisição de dados. A interface possui um único módulo onde é feito a aquisição e processamento dos dados enviados pela placa de comunicação com os dispositivos como célula de carga, transdutores, medidor de variação de volume e medidor de deslocamento vertical (Figura 5.19).

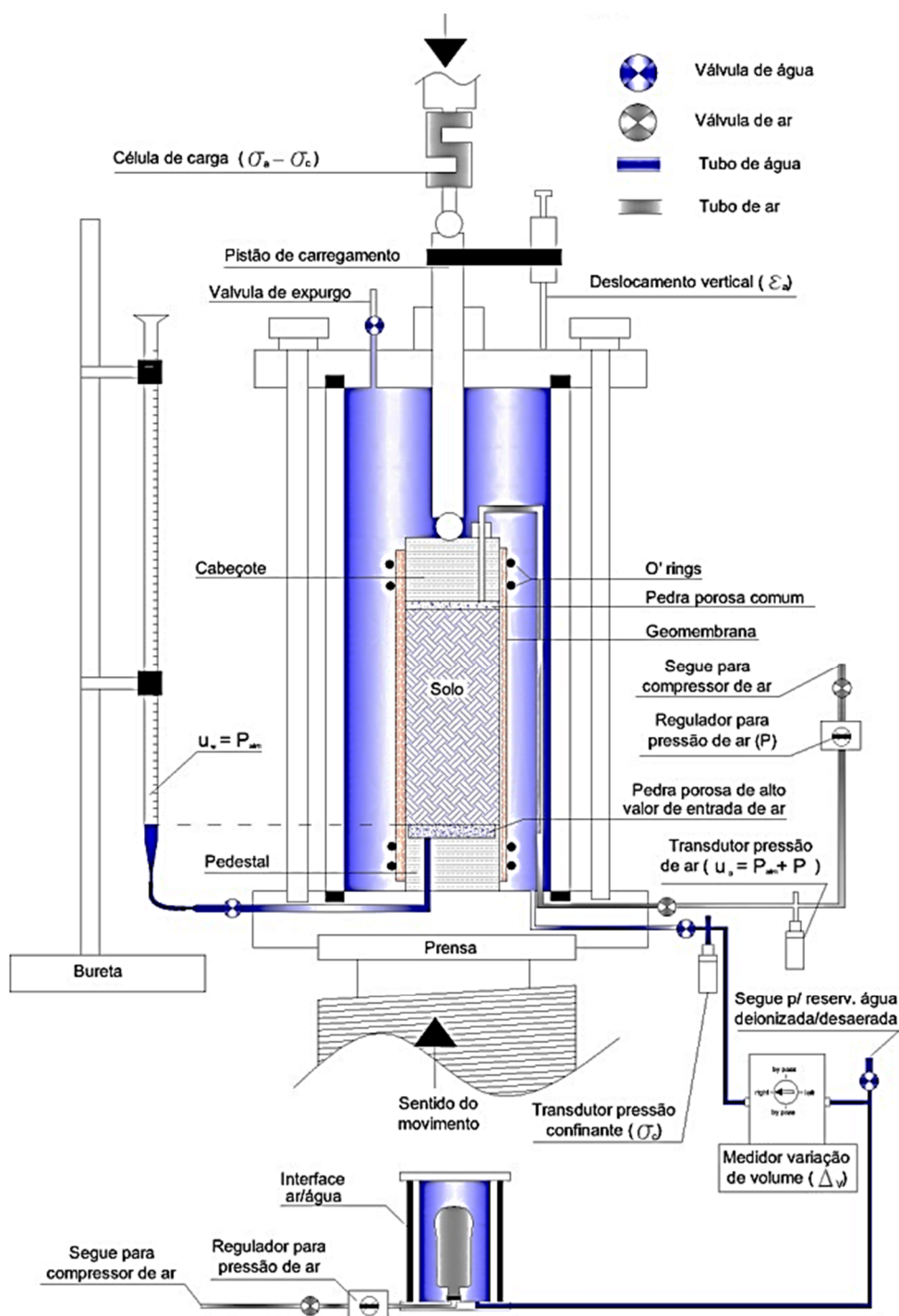


Figura 5.16: Equipamento triaxial para solos não saturados

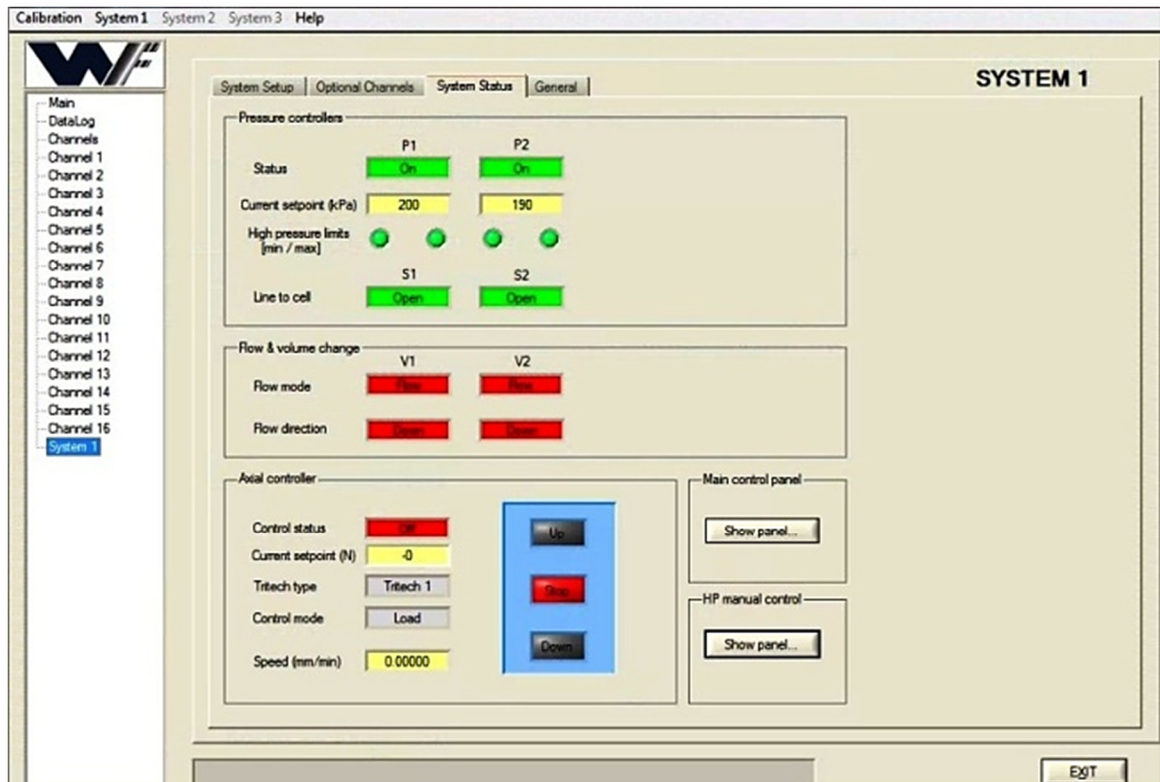


Figura 5.17: Módulo de controle independente

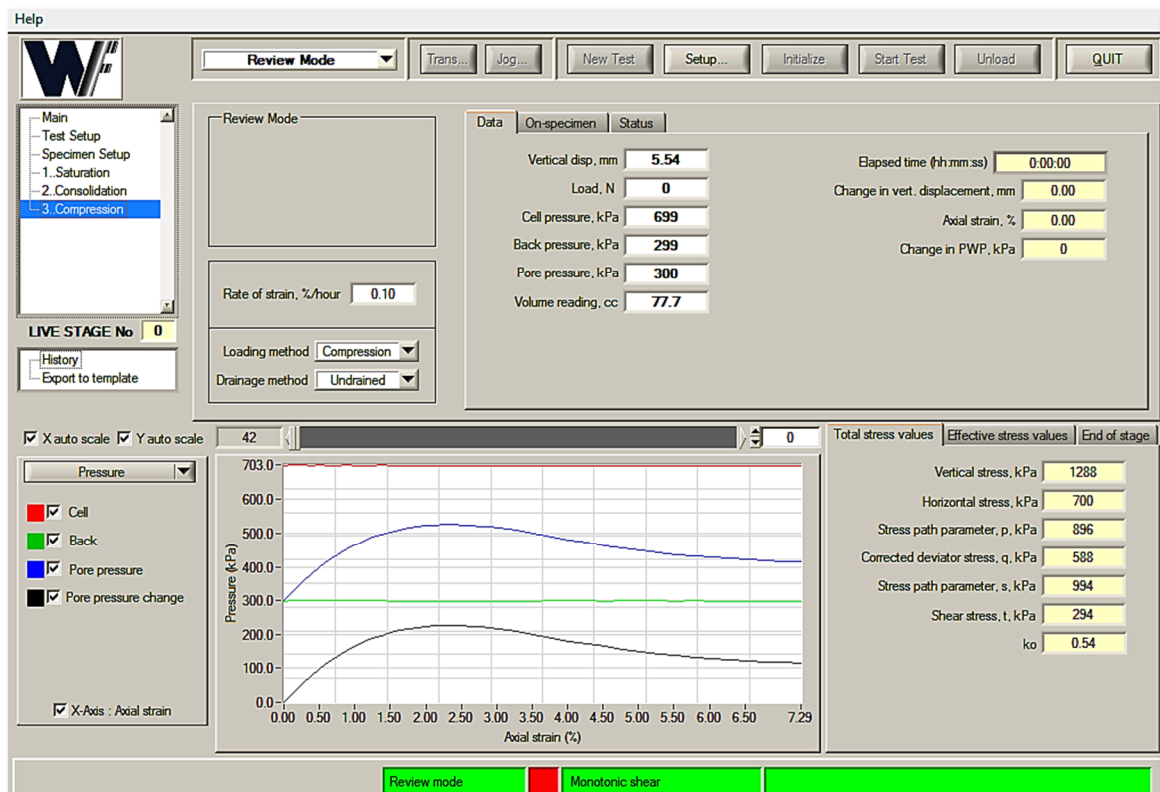


Figura 5.18: Módulo de rotinas de ensaios triaxiais CD CU e UU

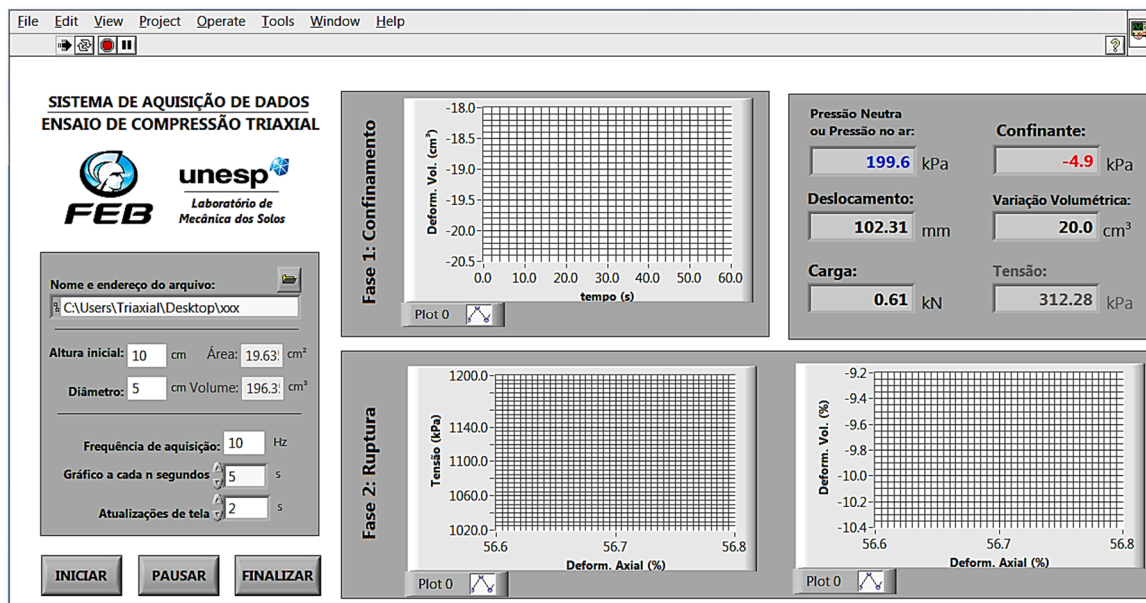


Figura 5.19: Sistema de aquisição de dados triaxial utilizado para solos não saturados

Nesse sistema os comandos necessários para funcionamento da prensa, medidor de variação de volume, interface de pressão ar/água e válvulas são feitos de forma manual. O controle da pressão confinante ( $\sigma_r$ ) é feito por meio de um regulador de pressão de ar conectado à interface ar/água. Já o controle da pressão de ar no solo ( $u_a$ ) é feito apenas por meio de um regulador de pressão de ar. A forma de condução das rotinas de ensaio (CD, CU, UU ou CW) é definida pelo usuário.

Em ambos os equipamentos a pressão máxima de trabalho é limitada em 1 MPa pelos tubos que drenam a água e o ar para o solo e para a câmara.

#### 5.4.1 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Talharam-se CPs com diâmetro de 50 mm e altura variando entre 100 e 120 mm a partir de amostras indeformadas. Nesse procedimento utilizaram-se facas, régua biselada, paquímetro, e o torno. Determinou-se para cada CP o teor de umidade do material assim como as dimensões médias e a massa. Em seguida, envolveu-se o CP em filme plástico para armazenamento na câmara climatizada. A Figura 5.20 ilustra os passos do processo de talhagem.





**Figura 5.20:** Procedimentos de talhagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais

Após talhagem, o CP foi colocado na câmara triaxial. Posicionou-se o CP sobre o pedestal da câmara envolvendo-o com a membrana. Na sequência posicionou-se o cabeçote da câmara e os *o' rings*, fechando-se a câmara e posicionando-a sobre a prensa. A Figura 5.21 apresenta os materiais e procedimentos utilizados para montagem da câmara triaxial.



**Figura 5.21:** Procedimentos para instalação do CP na câmara triaxial

Completou-se a câmara com água deionizada e deaerada e aplicou-se uma pressão de confinamento de 5 kPa, aderindo a membrana sobre o solo.

## 5.4.2 SATURAÇÃO

Nos ensaios triaxiais saturados executou-se o processo de saturação por meio de incrementos de contrapressão e de pressão confinante de 50 kPa, mantendo-se uma tensão efetiva constante e positiva de 10 kPa. Os valores dos coeficientes de saturação de Skempton durante os incrementos de pressão foram obtidos por meio da Equação (5.2):

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (5.2)$$

onde:

B - coeficiente de poropressão;

$\Delta u$  - incremento de poropressão;

$\Delta \sigma$  - incremento de pressão confinante.

A Figura 5.22 ilustra graficamente o processo de saturação.

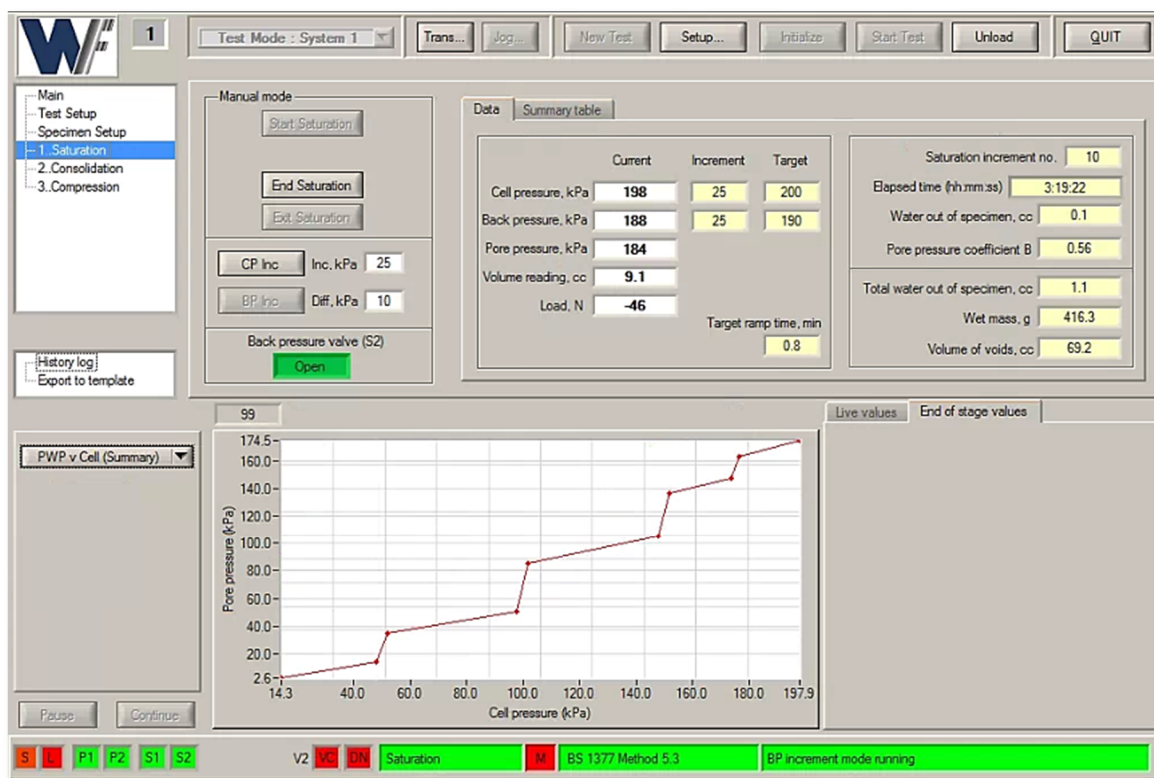


Figura 5.22: Rotina de saturação para solos saturados



Considerou-se o solo saturado quando  $B \geq 0,95$ . Contudo, o coeficiente de saturação de Skempton é um parâmetro utilizado para determinar indiretamente o grau de saturação do solo durante o processo de saturação por contrapressão. Esse processo pode variar com o tempo, pressão neutra, grau de saturação inicial e o tipo do solo. Maiores informações quanto as variáveis que regem o processo de saturação podem ser encontradas em FERNANDES (2012).

### 5.4.3 CONTROLE DA SUCÇÃO

O pré-equilíbrio da sucção dos CPs foi executado por meio de translação dos eixos, utilizando-se a câmara de pressão de Richards. Após a moldagem e determinação dos índices físicos, os CPs foram posicionados sobre a placa de pressão e tiveram o grau de saturação elevado para aproximadamente 70%. Esse procedimento foi executado gotejando-se água deionizada e deaerada sobre as pedras porosas posicionadas no topo dos CPs conforme ilustra a Figura 5.23.



**Figura 5.23:** Pré-equilíbrio de sucção dos corpos de prova para ensaios triaxiais não saturados

Fechou-se a câmara e aplicou-se uma pressão de ar de 50 kPa. A sucção do material ( $\psi$ ) pode ser obtida por meio das condições de contorno observadas na Figura 4.8. Como o reservatório externo e o solo possuem a mesma carga, tem-se:

$$\psi = u_a - u_w = \Delta P \quad (5.3)$$

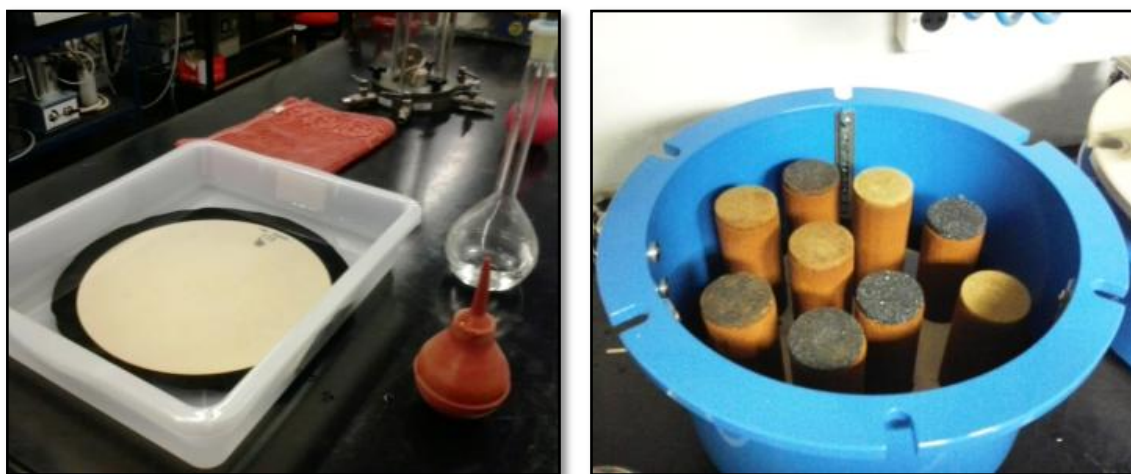
onde:

$u_a$  - pressão do ar nos poros do solo;

$u_w$  - pressão da água nos poros do solo;

$\Delta P$  – incremento de pressão de ar na câmara.

A placa de pressão utilizada possui VEA de 500 kPa, sendo que sua saturação foi realizada mantendo-a submersa por 48 h e aplicando injeções de água sobre o seu orifício de saída (Figura 5.24 - a). Posteriormente, posicionou-se a placa no interior da câmara e, sobre sua superfície, os CPs (Figura 5.24 - b). Aplicaram-se os incrementos de pressão gradualmente. A condição de equilíbrio de sucção em cada estágio foi verificada pelo cessar do fluxo da água na saída da câmara.



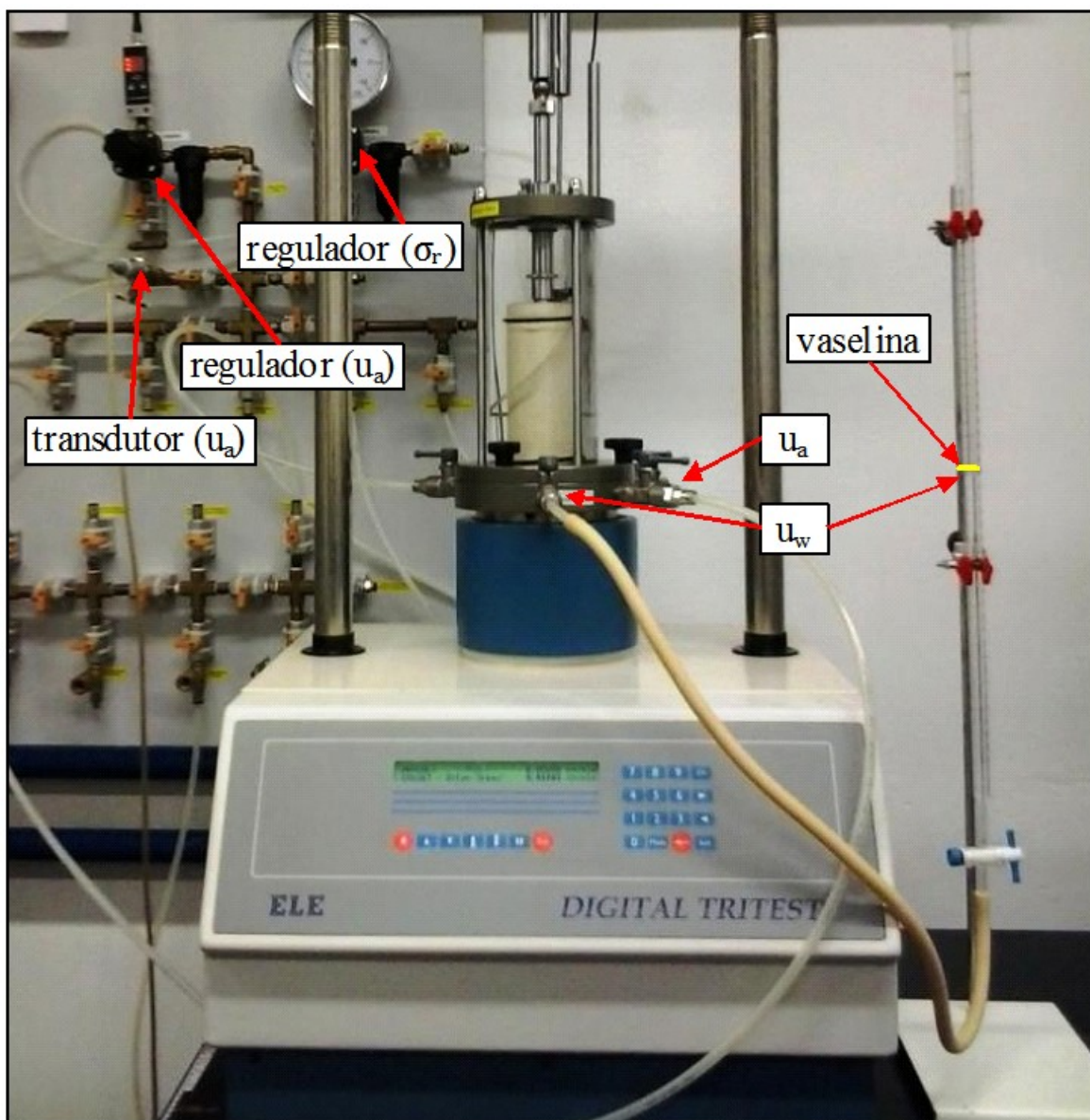
(a)

(b)

**Figura 5.24:** Ensaio de câmara de pressão: (a) saturação da pedra porosa; (b) posicionamento dos CPs

Após o equilíbrio da sucção, iniciaram-se os ensaios triaxiais para determinação da envoltória de resistência. Dessa forma, despressurizou-se a câmara e retirou-se rapidamente um CP, colocando-o câmara triaxial conforme os procedimentos ilustrados na Figura 5.21.

Observa-se por meio da Figura 5.16 que, no pedestal do equipamento triaxial não saturado, existe uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar conectada a uma bureta (Figura 5.25). Por meio da bureta conectada à placa porosa, é possível verificar no ensaio triaxial do tipo CD medidas de variação de volume da água no CP. Após a montagem do sistema restabeleceu-se o nível de sucção no solo elevando-se a pressão do ar no CP, reestabelecendo a sucção. Durante esse processo monitorou-se também a variação de volume do CP. Aguardou-se um período médio de 24 horas para verificação das variações do nível da bureta conforme mostrado na Figura 5.25.



**Figura 5.25:** Técnica de translação dos eixos para controle da sucção na câmara triaxial

Nesse processo as envoltórias de resistência foram determinadas primeiramente para a sucção de 50kPa. Posteriormente elevou-se a pressão da câmara para 200kPa repetindo-se os procedimentos anteriores e ao final com sucção de 400kPa.

#### 5.4.4 CONSOLIDAÇÃO

No material saturado, após o processo de saturação dos CPs, executou-se a fase de consolidação impondo-se a tensão de confinamento efetiva necessária e mantendo-se a válvula de contrapressão aberta. Já no material não saturado, após o equilíbrio de sucção dos CPs, impôs-se a tensão de confinamento líquida necessária mantendo-se as válvulas de

pressão de ar e da água da bureta abertas. As deformações volumétricas em função do tempo foram coletadas por um período médio de 120 minutos nos ensaios saturados e não saturados. No final do processo de consolidação, determinou-se a área corrigida do CP por meio de relações matemáticas que resultaram na Equação (5.4):

$$A_1 = (1 - \varepsilon_{v,ad}) \cdot A_0 \quad (5.4)$$

onde:

$A_0$  e  $A_1$  - área no início e no final do processo de consolidação do CP;

$\varepsilon_{v,ad}$  - deformação volumétrica ao final do processo de consolidação.

#### 5.4.5 CISALHAMENTO

Realizou-se a fase de cisalhamento de cada CP impondo-se uma velocidade de deformação vertical constante. Para o material não saturado a velocidade de deformação vertical imposta foi adotada como sendo 0,05 mm/s. Para o material saturado essa velocidade foi determinada segundo o critério de Head (1986). Esse autor cita que a velocidade máxima a ser utilizada na fase de ruptura de um ensaio triaxial para que não ocorra propagação de excesso de poropressão, pode ser estimada pela Equação (5.5):

$$V = \frac{\varepsilon_f \cdot L}{t_f} \quad (5.5)$$

onde:

$V$  - velocidade máxima de deformação vertical;

$\varepsilon_f$  e  $t_f$  - deformação vertical e tempo estimados de ruptura;

$L$  - comprimento inicial do CP;

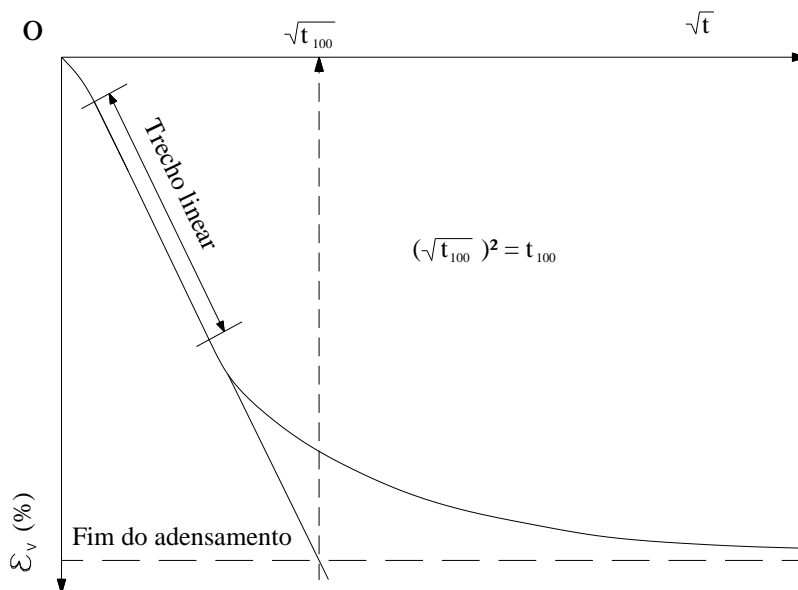
A estimativa de  $\varepsilon_f$  é feita preferencialmente com base na experiência com o solo, já  $t_f$  pode ser obtido indiretamente por meio da Equação (5.6):

$$t_f = k_d \cdot t_{100} \quad (5.6)$$

onde:

$k_d$  - fator de correção relacionado à drenagem do solo (para o ensaio triaxial  $k_d = 0,51$ );

$t_{100}$  - tempo de adensamento primário (Figura 5.26).



**Figura 5.26:** Método de determinação do tempo de adensamento primário ( $t_{100}$ ) (HEAD, 1986)

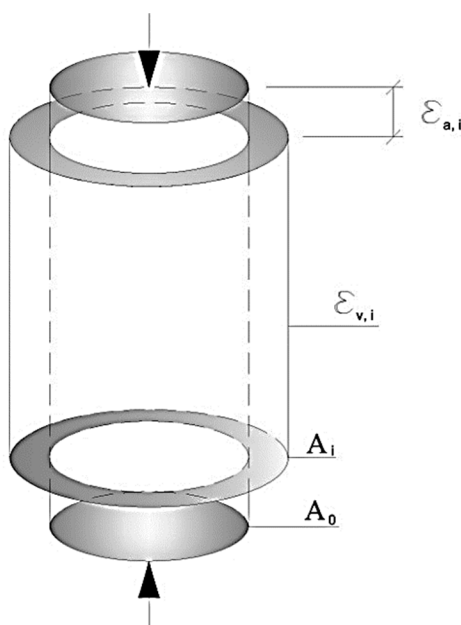
A determinação da tensão desviadora foi feita a partir da área corrigida do cilindro ( $A_i$ ) em cada instante do ensaio. A Equação (5.7) foi obtida considerando a hipótese de conservação da forma cilíndrica do CP ao longo do ensaio (Figura 5.27).

$$A_i = \frac{(1 - \varepsilon_{v,i})}{(1 - \varepsilon_{a,i})} \cdot A_1 \quad (5.7)$$

onde:

$A_1$  - área após o processo consolidação;

$\varepsilon_{v,i}$  e  $\varepsilon_{a,i}$  - deformações volumétricas e axiais durante o processo de cisalhamento.



**Figura 5.27:** Hipótese para cálculo da área corrigida do CP no ensaio de compressão triaxial



As trajetórias de ruptura foram obtidas e analisadas com base nas variáveis de tensão no plano  $sxt$ :

$$s = \frac{\sigma_a + \sigma_r}{2} \quad (5.8)$$

$$t = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2} \quad (5.9)$$

Onde:

$\sigma_a$  e  $\sigma_r$  representam as tensões líquidas na direção axial e radial ao CP.

A relação dos parâmetros de ajuste  $d$  e  $\beta$  da envoltória de resistência no plano  $sxt$  com os parâmetros  $c$  e  $\phi$  da envoltória no plano  $\sigma\chi\tau$  são mostrados a seguir:

$$t = s \cdot \operatorname{tg} \beta + d \quad (5.10)$$

$$\operatorname{sen} \phi = \operatorname{tg} \beta \quad (5.11)$$

$$c = \frac{d}{\operatorname{cos} \phi} \quad (5.12)$$

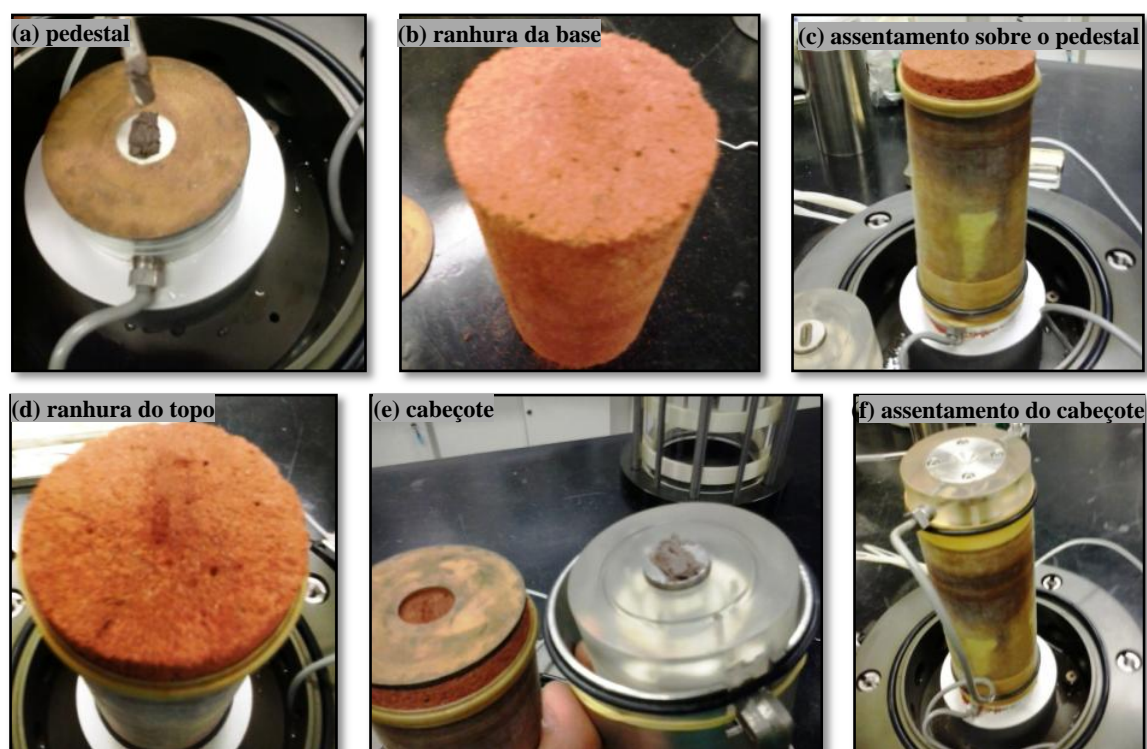
Verificaram-se na maioria dos CPs utilizados a formação de planos de ruptura no final da etapa de cisalhamento (Figura 5.28).



**Figura 5.28:** Formação de plano de ruptura em ensaio de compressão triaxial

## 5.5 ENSAIOS TRIAXIAIS COM *BENDER ELEMENTS*

Realizaram-se os ensaios triaxiais com *bender elements* nas amostras indeformadas de 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade. Em função das dimensões do pedestal e do cabeçote da câmara triaxial utilizada, talharam-se CPs com 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura. Os procedimentos de talhagem são descritos no item 5.4.1. A montagem da câmara triaxial com *bender elements* exigiu a solidarização do material com os transdutores de flexão, sendo necessária a execução de ranhuras paralelas no topo e na base do CP. Os transdutores foram assentados e engastados por meio do preenchimento da cavidade com argila pouco ativa (Figura 5.29).



**Figura 5.29:** Procedimentos de montagem de uma câmara triaxial equipada com *bender elements*

Avaliou-se o módulo de cisalhamento máximo em função das variáveis de tensão dos solos saturados e não saturados. Executaram-se os ensaios com as tensões de confinamento líquidas de 25, 50, 100 e 200kPa, repetindo-as para os níveis de sucção de 0 (caso saturado), 50, 200 e 400kPa. Utilizou-se 1 CP por nível de sucção, ou seja, 4 CPs por profundidade. A propagação das ondas para cada nível de sucção foi realizada em uma rotina de ensaios não destrutivos, sendo que a tensão de confinamento líquida sobre o CP para cada determinação do tempo de propagação das ondas ( $t_s$ ) foi incrementada

gradualmente e obedecendo a etapa de consolidação. Obteve-se  $t_s$  pelos métodos do ângulo de fase entre ondas, primeiro tempo de chegada e intervalo de tempo entre pontos. Determinou-se a frequência de menor atenuação por meio da verificação visual das alterações em  $V_s$ . O fator  $R_d$  que representa o número de ondas de comprimento  $\lambda$  transmitidas ao longo da distância  $d$  entre os transdutores da base e topo do CP em um pulso foi obtido por meio da Equação (5.13):

$$R_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{d \cdot f}{V_s} \quad (5.13)$$

As densidades no final das etapas de consolidação nos ensaios saturados e não saturados foram corrigidas pela Equação (5.14):

$$\rho_1 = \frac{\rho \cdot V + \rho_w \cdot \Delta V_w}{V + \Delta V_{ar} + \Delta V_w} \quad (5.14)$$

onde:

$\rho$ ,  $\rho_1$  - massa específica inicial e após consolidação;

$\rho_w$  - massa específica da água;

$V$  - volume inicial do CP;

$\Delta V_w$ ,  $\Delta V_{ar}$  - variação do volume da água e do ar CP;

No caso do material saturado o termo  $\Delta V_{ar}$  da Equação (5.14) foi anulado devido à inexistência de fase gasosa no material. Dessa forma, determinou-se  $\Delta V_w$  por meio do medidor de variação volumétrica (Figura 5.15). Já no caso não saturado, determinou-se  $\Delta V_{ar}$  por meio do medidor de variação volumétrica e  $\Delta V_w$  por meio das leituras da bureta (Figura 5.16). A partir das velocidades das ondas de cisalhamento  $V_s$  e da massa específica corrigida  $\rho_1$  obtiveram-se os módulos de cisalhamento máximo  $G_0$  para o estado de tensões isotrópicas. Após as etapas não destrutivas, realizou-se o carregamento ou cisalhamento dos CPs sob o confinamento líquido de 200kPa para cada nível de sucção imposto. Nessa etapa determinou-se  $t_s$  e  $V_s$  em função das deformações axiais específicas ( $\epsilon_a$ ) em intervalos de 1% até a ruptura.

## 6. RESULTADOS E ANÁLISE

### 6.1 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

A partir dos resultados dos ensaios de caracterização física realizados nas amostras coletadas nas profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade do local indicado na Figura 5.2, obtiveram-se os resultados apresentadas na Tabela 6.1.

**Tabela 6.1:** Caracterização das amostras

Granulometria	Profundidade (m)		
	1,5	3,0	5,0
<b>Areia Média (%)</b>	40,0	39,0	40,5
<b>Areia Fina (%)</b>	41,0	41,5	38,5
<b>Silte (%)</b>	4,0	4,5	4,0
<b>Argila (%)</b>	15,0	15,0	17,0
<b>Limites de Atterberg</b>			
<b>LL (%)</b>	18,0	19,5	21,3
<b>LP (%)</b>	-	-	-
<b>IP (%)</b>	NP	NP	NP
<b>Índices e Propriedades Físicas</b>			
<b><math>\rho_s</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,696	2,683	2,690
<b>w (%)</b>	7,9	8,6	10,5
<b><math>\rho</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,567	1,648	1,766
<b><math>\rho_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,453	1,517	1,597
<b>e</b>	0,856	0,766	0,684
<b>n (%)</b>	46,1	43,4	40,6
<b>S<sub>r</sub> (%)</b>	24,8	30,2	41,4

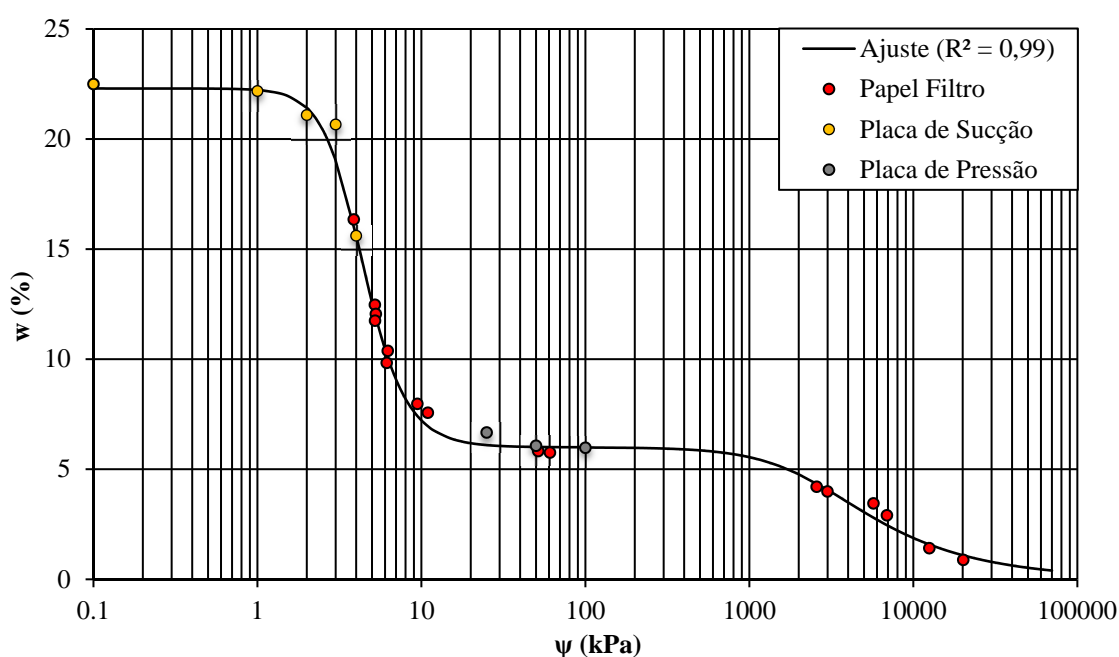
Observa-se por meio das frações dos materiais constituintes mostrados na Tabela 6.1 que as amostras de solo coletadas em 1,5 e 3,0 e 5,0 m de profundidade apresentam grande homogeneidade textural. Na média verifica-se que há cerca de 4% de silte, 15% de argila e 40% de areia, com graduação variando entre média à fina. Os ensaios para determinação dos Limites de Consistência forneceram apenas o Limite de Liquidez de cada amostra. Os índices e propriedades físicas mostram que há uma redução da porosidade com o aumento da profundidade. Observa-se ainda que o material indeformado apresenta uma estrutura frágil e muito porosa. A fragilidade do material pode ser atribuída também à ausência de cimentação entre as partículas, baixa plasticidade da fração fina. A baixa plasticidade e relativa homogeneidade na constituição dos materiais ao longo do trecho estudado são características do processo de evolução do perfil de solo, com laterização nesse horizonte.

## 6.2 CURVAS DE RETENÇÃO DA ÁGUA

As Equações (6.1) e (6.2) fornecem o ajuste dos pontos experimentais que compõem a trajetória de secagem da curva de retenção para a profundidade de 1,5 m. O gráfico da Figura 6.1 ilustra o ajuste e os pontos obtidos experimentalmente:

$$\psi < 100kPa \rightarrow w = 6,0 + \frac{16,3}{[1 + (0,2542\psi)^{3,7552}]^{0,7337}} \quad (6.1)$$

$$\psi \geq 100kPa \rightarrow w = \frac{6,0}{[1 + (0,0004\psi)^{1,8122}]^{0,4482}} \quad (6.2)$$

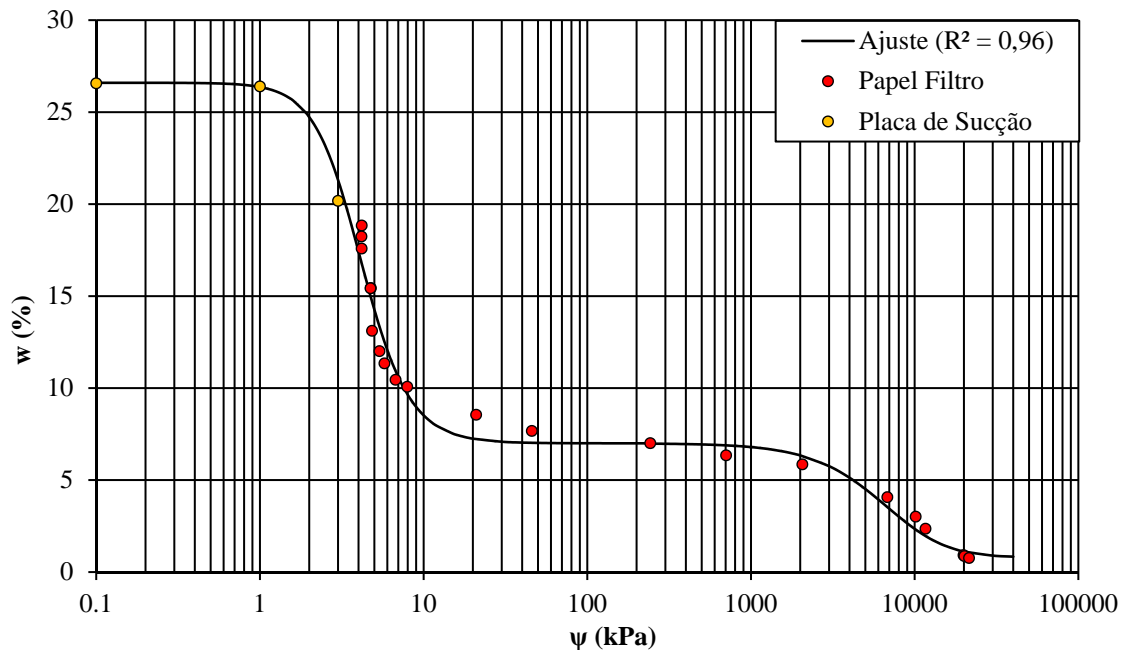


**Figura 6.1:** Trajetória de secagem da curva de retenção para a profundidade de 1,5 m (FAGUNDES, 2014)

Os resultados dos ensaios de papel filtro e placa de sucção obtidos para as profundidades de 3,0 e 5,0 m são mostrados nas tabelas em anexo. As Equações (6.3) e (6.4) são referentes ao ajuste de curva de retenção do material coletado na profundidade de 3,0m. O gráfico da Figura 6.2 ilustra o ajuste obtido matematicamente para os pontos ilustrados:

$$\psi < 250kPa \rightarrow w = 7,0 + \frac{19,6}{[1 + (0,2592 \cdot \psi)^{3,1438}]^{0,8398}} \quad (6.3)$$

$$\psi \geq 250kPa \rightarrow w = 0,8 + \frac{6,2}{[1 + (0,0001 \cdot \psi)^{1,7723}]^{2,0001}} \quad (6.4)$$

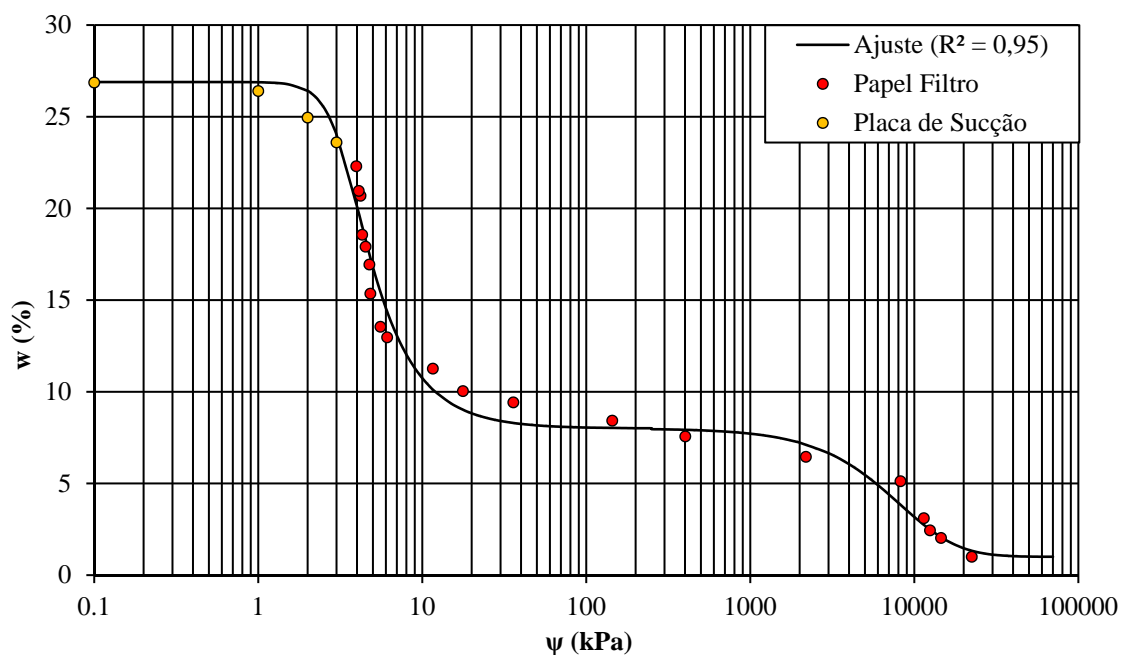


**Figura 6.2:** Trajetória de secagem da curva de retenção para a profundidade de 3,0 m

As Equações (6.5) e (6.6) e o gráfico da Figura 6.3 são referentes ao ajuste da curva de retenção do material obtido na profundidade de 5,0 m.

$$\psi < 250kPa \rightarrow w = 8,0 + \frac{18,9}{[1 + (0,3042 \cdot \psi)^{5,1039}]^{0,3394}} \quad (6.5)$$

$$\psi \geq 250kPa \rightarrow w = 1,0 + \frac{7,0}{[1 + (0,00005 \cdot \psi)^{1,5165}]^{3,9011}} \quad (6.6)$$

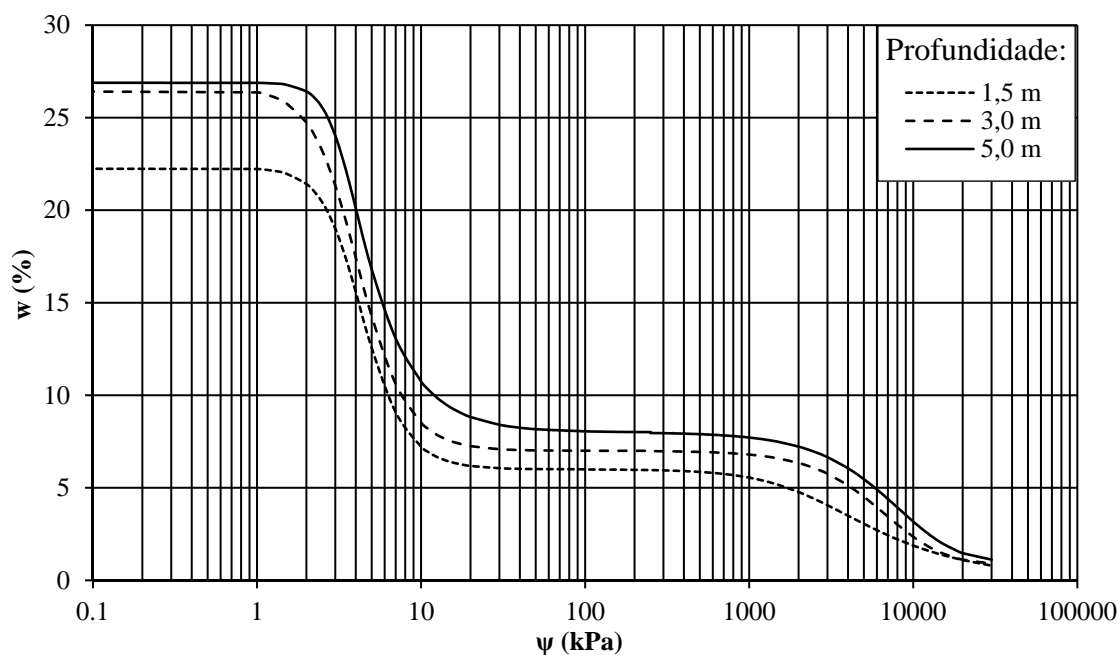


**Figura 6.3:** Trajetória de secagem da curva de retenção para a profundidade de 5,0 m

Verifica-se que as curvas de retenção determinadas para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m exibem características típicas de solos arenosos com baixa capacidade de retenção da água apresentando zonas de dessaturação dos macroporos verticalizadas e zonas residuais horizontais. A Figura 6.4 mostra que, a partir da umidade de saturação, uma redução de de 15% nessa variável resulta em uma variação de sucção de aproximadamente 10 kPa. Contrariamente, no patamar residual intermediário, verifica-se que uma variação de umidade de 3% pode elevar o valor da sucção de 10 para aproximadamente 2000 kPa. A Tabela 6.2 mostra os valores de  $w_r$  e  $w_s$  e VEAs obtidos para cada profundidade.

**Tabela 6.2:** Parâmetros obtidos por meio das curvas de retenção dos solos estudados

Profundidade (m)	1° VEA (kPa)	2° VEA (kPa)	$w_s$ (%)	1° $w_r$ (%)	2° $w_r$ (%)
1,5	2	1000	22,3	6,0	0,0
3,0	2	1500	26,6	7,0	0,8
5,0	2	2000	26,9	8,0	1,0



**Figura 6.4:** Ajustes das curvas de retenção para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0m

As trajetórias de secagem das curvas de retenção determinadas por meio dos ensaios de papel filtro e da placa de sucção assemelham-se no formato e nos valores de entrada de ar (VEA). Contudo, contrariando a distribuição de porosidade dos materiais com a profundidade, verificou-se o acréscimo dos teores de umidade gravimétricos com a profundidade ao longo de todo o intervalo de sucção analisado. Para o solo na condição

saturada verifica-se que esse acréscimo ocorre em maior escala quando são comparadas as curvas de 5,0 e 3,0 m com a curva de 1,5 m de profundidade. Esse fato pode ser resultado da qualidade dos CPs utilizados nos ensaios ou mesmo do aprisionamento do ar no interior do material durante o processo de saturação. Os ajustes dos pontos experimentais pela equação de van Genuchten (1980) resultaram em curvas bimodais com coeficientes de determinação maiores do que 0,94, possibilitando assim uma boa estimativa da sucção a partir do teor de umidade gravimétrico ao longo do perfil.

### 6.3 ENSAIOS TRIAXIAIS SATURADOS E NÃO SATURADOS

Os resultados e análises da campanha de ensaios triaxiais saturados e não saturados serão realizados em conjunto. Contudo, para identificação e interpretação correta das técnicas e dos parâmetros de resistência obtidos em cada tipo de ensaio, pode-se considerar o solo saturado apenas como um caso específico, ou seja, quando a sucção é nula.

#### 6.3.1 SATURAÇÃO

A partir dos dados de pressão confinante, poropressão e tempo, obtiveram-se os gráficos de saturação por contrapressão dos CPs. As figuras a seguir mostram a variação das pressões confinante e poropressão e do coeficiente de poropressão com o tempo para os materiais de 3,0 e 5,0 m de profundidade:

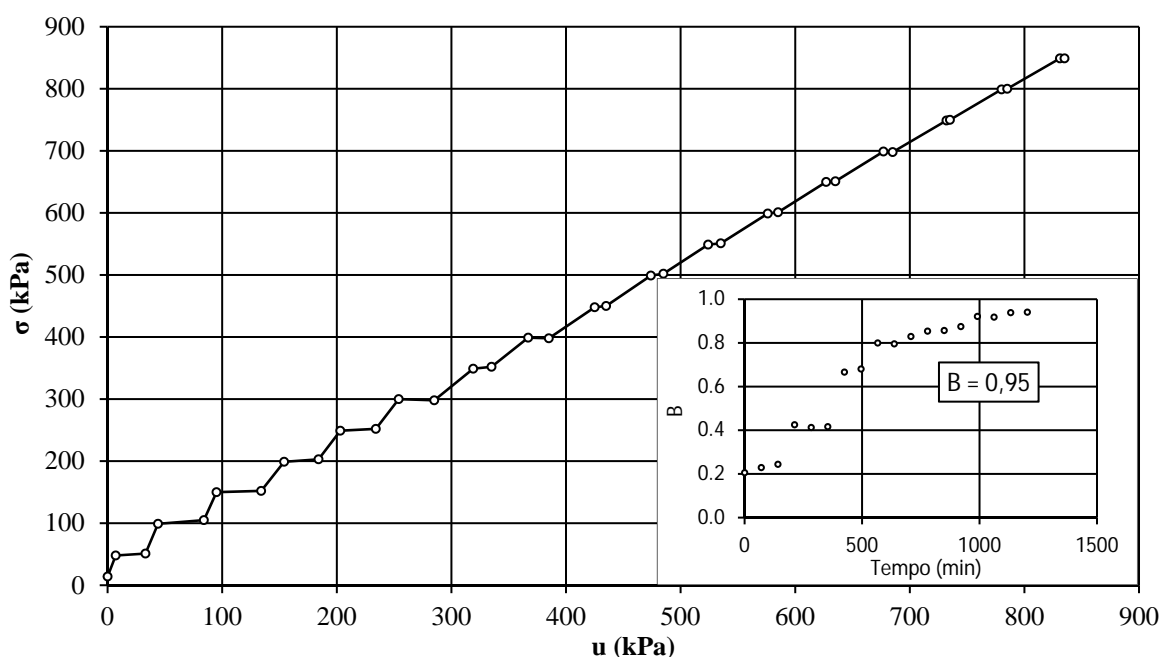
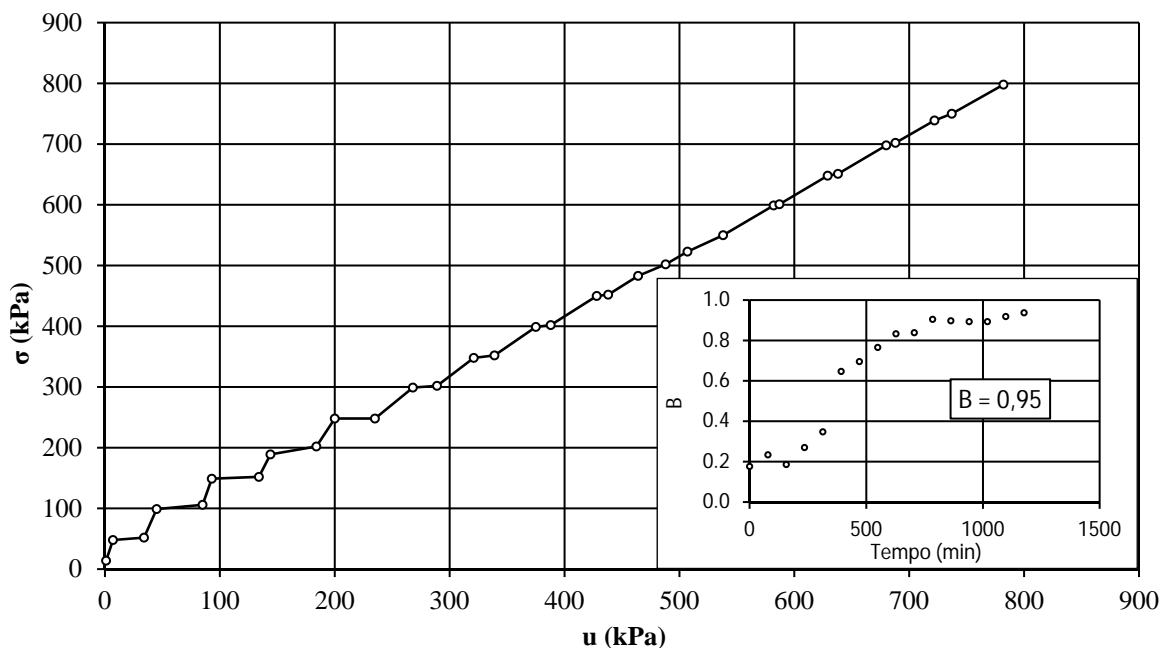


Figura 6.5: Curva típica de saturação por contrapressão para os CPs de 3,0 m de profundidade

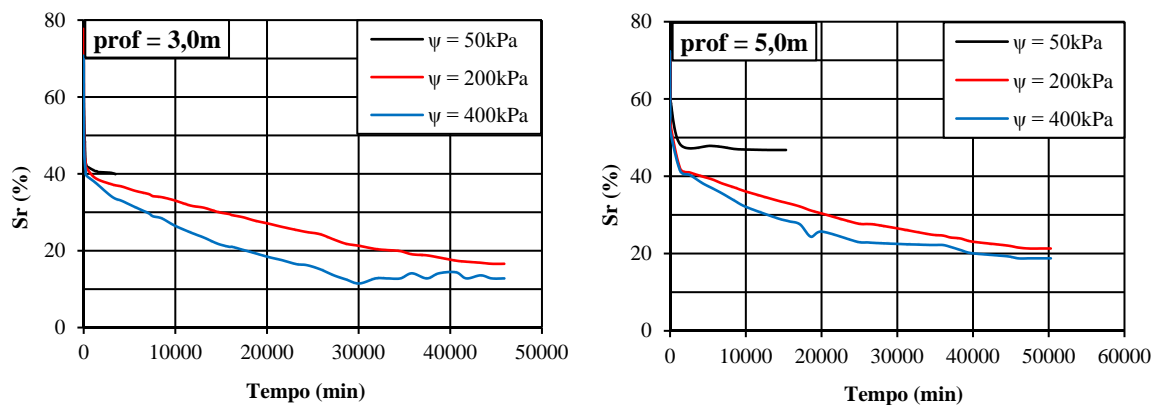




**Figura 6.6:** Curva típica de saturação por contrapressão para os CPs de 5,0 m de profundidade

### 6.3.2 EQUILÍBRIO DA SUCÇÃO

A partir da variação do volume da água expulso da câmara durante o equilíbrio de sucção, obtiveram-se os gráficos de tempo pela média do grau de saturação dos CPs. Esses dados estão ilustrados na Figura 6.7 para os materiais de 3,0 e 5,0 m de profundidade:



**Figura 6.7:** Variação do grau de saturação dos CPs com o tempo durante o equilíbrio de sucção

A análise da Figura 6.7 permite entender como se dá a variação do grau de saturação do solo com o tempo após a imposição da pressão de ar na câmara. Observa-se em ambas as profundidades que para valores de até 50kPa o equilíbrio da sucção ocorre rapidamente em relação às sucções de 200 e 400kPa. Para esses dois últimos valores de sucção os equilíbrios levaram aproximadamente o mesmo tempo (Tabela 6.3).

Tabela 6.3: Tempo médio de equilíbrio da sucção

Profundidade (m)	$\rho_{d,med}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{med}$	$\psi$ (kPa)	Tempo (dias)
3,0	1,538	0,745	50	4
	1,545	0,736	200	29
	1,523	0,762	400	31
5,0	1,587	0,693	50	5
	1,588	0,694	200	32
	1,587	0,695	400	32

### 6.3.3 CONSOLIDAÇÃO

As propriedades físicas dos CPs utilizados nos ensaios triaxiais saturados e não saturados são apresentadas em anexo. A Figura 6.8 reúne as curvas de deformação volumétrica obtidas durante o processo de consolidação dos CPs do 3,0 m de profundidade:

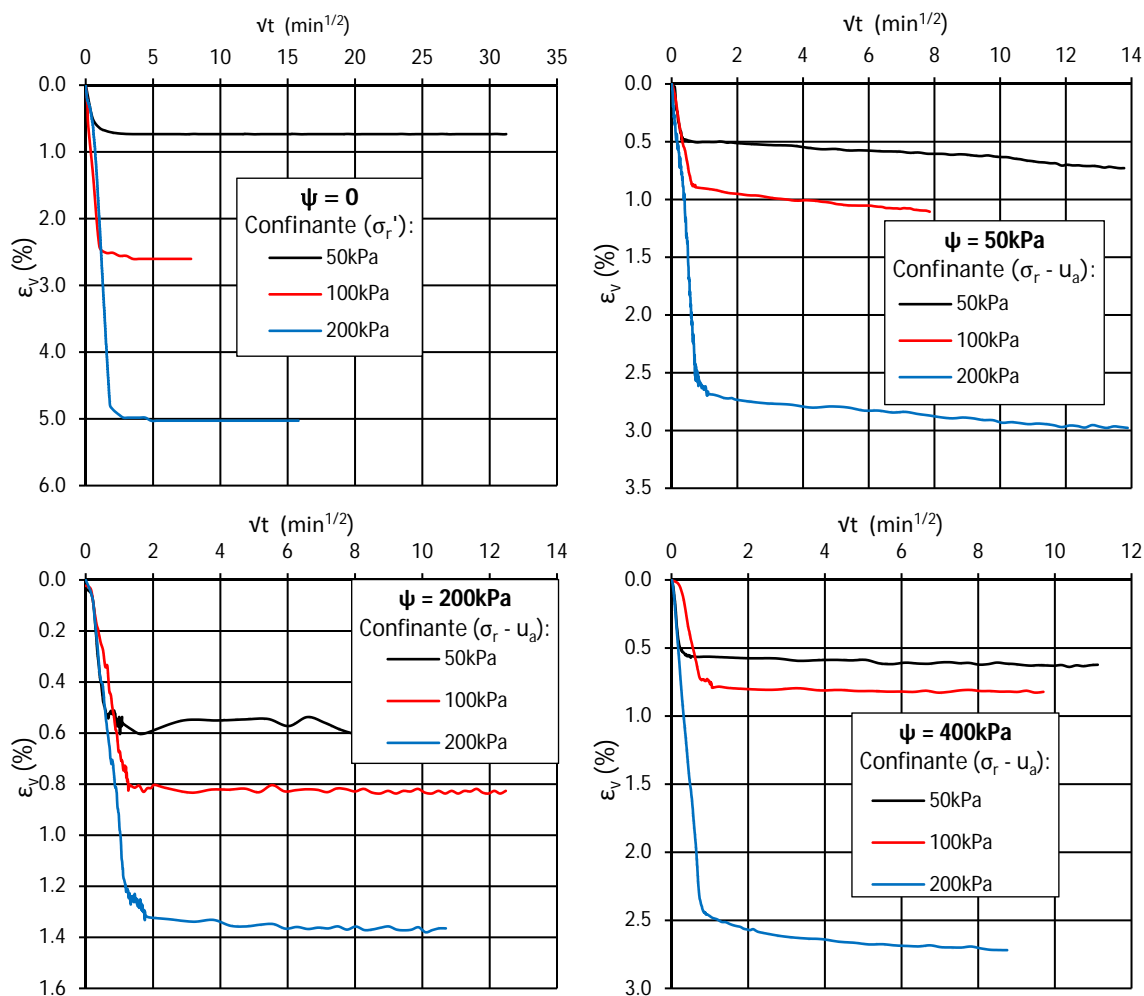
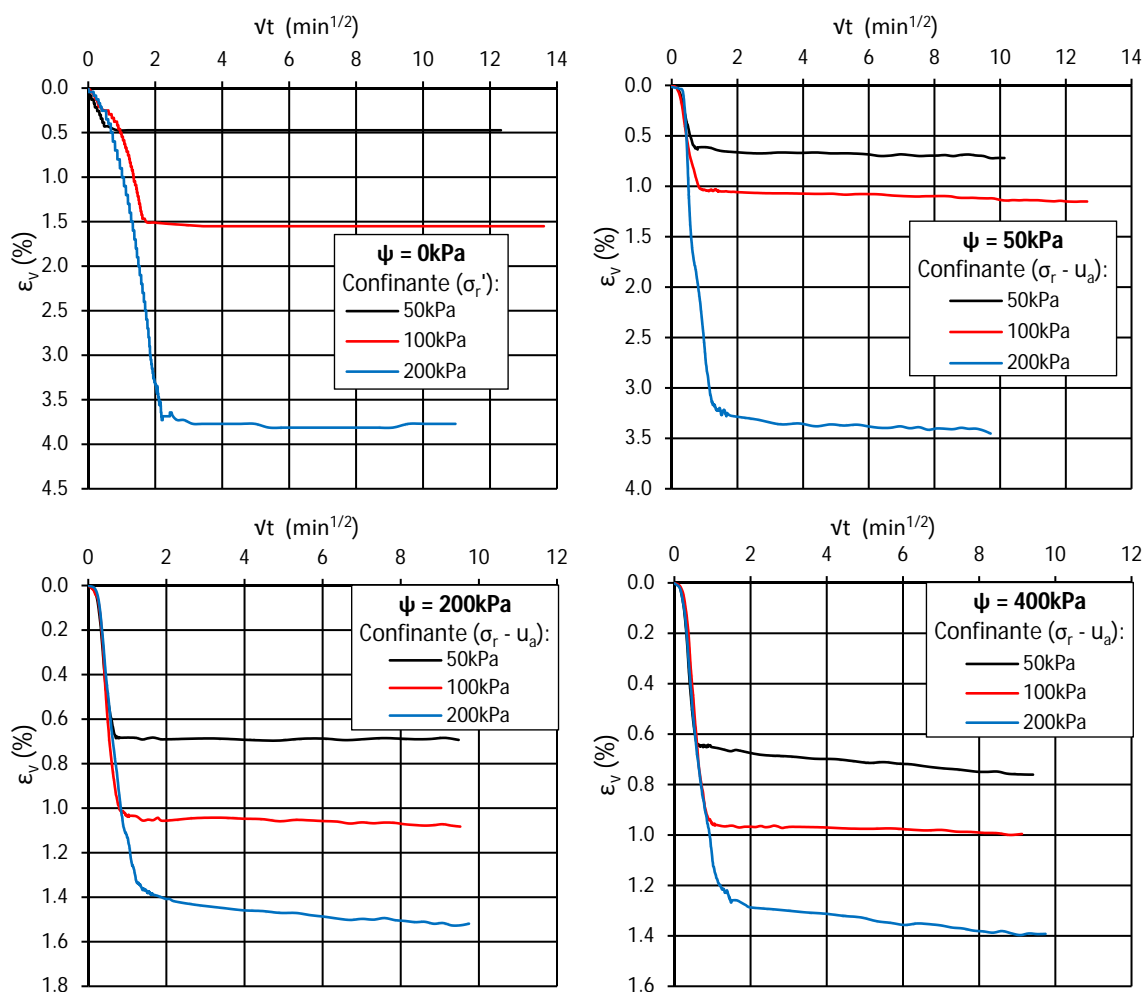


Figura 6.8: Processo de consolidação dos CPs do 3,0 m de profundidade

A análise da Tabela 9.3 e da Figura 6.8 mostram que é possível relacionar as deformações volumétricas dos CPs às sucções e porosidade. Desse modo, observamos que os CPs 9 e 12 do 3,0 m de profundidade, com confinantes líquidas de 200kPa e sucções de 200 e 400kPa, respectivamente, obtiveram ao final da consolidação variações volumétricas de 1,35 e 2,70%, respectivamente. A Figura 6.9 reúne as curvas de deformação volumétrica obtidas durante o processo de consolidação dos CPs do 5,0 m de profundidade:



**Figura 6.9:** Processo de consolidação dos CPs da profundidade de 5,0 m

Como forma de manter um procedimento padrão na fase de cisalhamento de cada CP, utilizou-se uma única velocidade de deformação vertical para todos os ensaios realizados ( $V = 0,05$  mm/min).

### 6.3.4 CISALHAMENTO

As curvas tensão-deformação do material coletado em 1,5 m de profundidade são ilustradas na Figura 6.10. A tensão desvio foi obtida pela diferença entre tensão axial e radial ( $q' = \sigma_a - \sigma_r$ ), onde  $\sigma_a$  e  $\sigma_r$  representam as tensões líquidas na direção axial e radial ao CP.

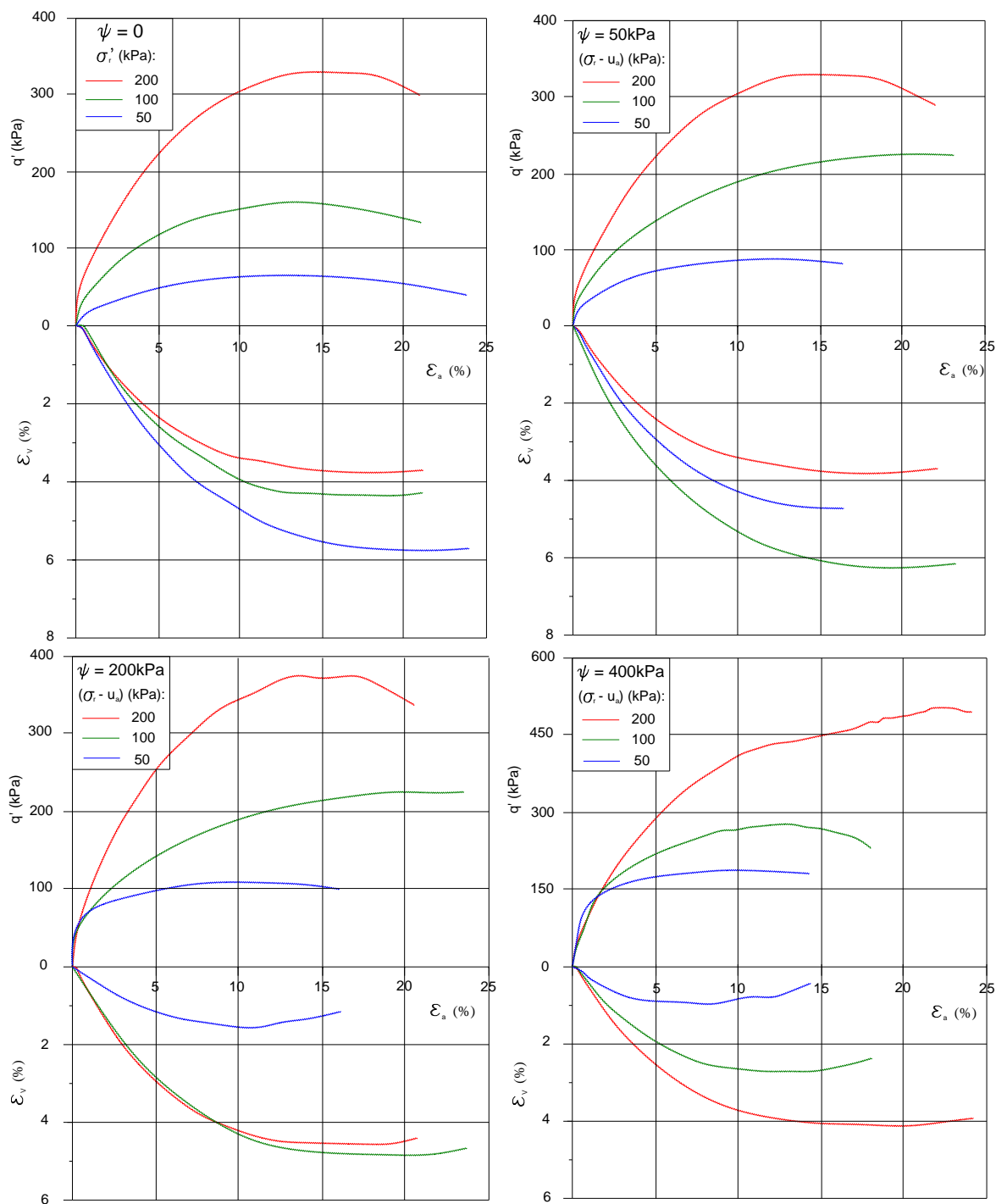


Figura 6.10: Tensão desvio e variação volumétrica dos CPs de 1,5 m de profundidade (FAGUNDES, 2014)

A Figura 6.11 ilustra os resultados obtidos para os CPs da profundidade de 3,0 m.

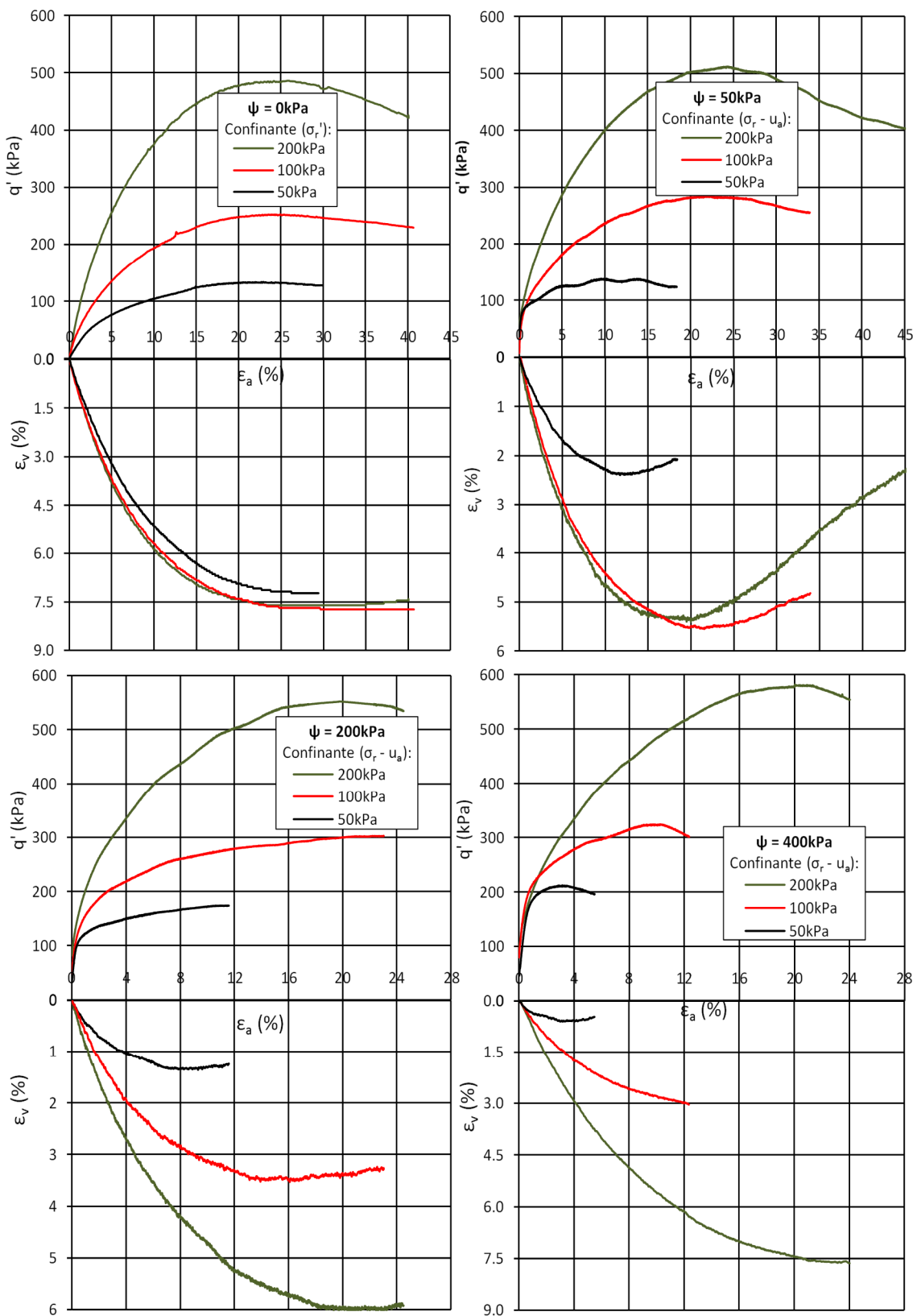
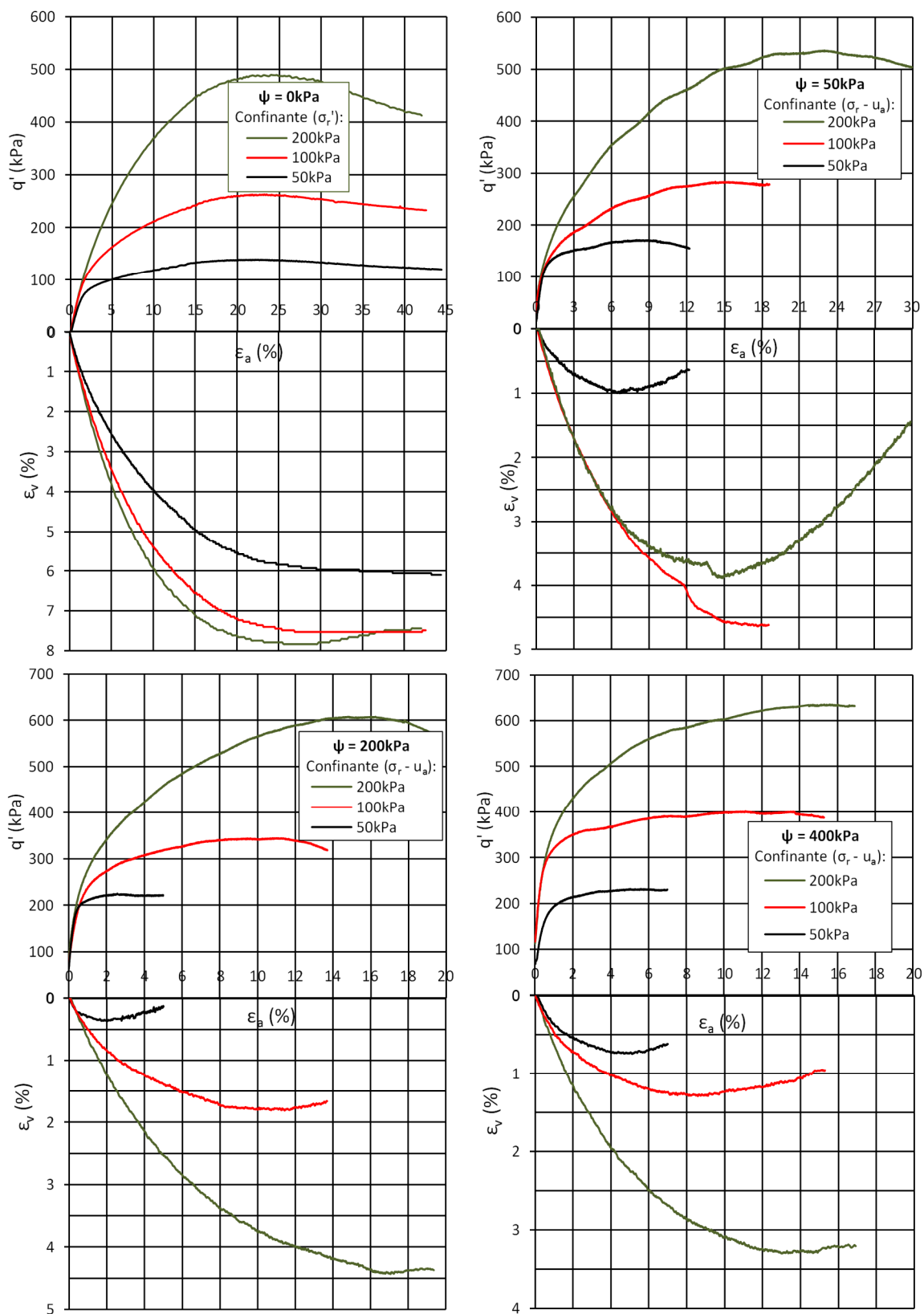


Figura 6.11: Curvas de tensão desvio e variação volumétrica dos CPs do 3,0 m de profundidade

A Figura 6.12 ilustra os resultados obtidos para os CPs da profundidade de 5,0 m:



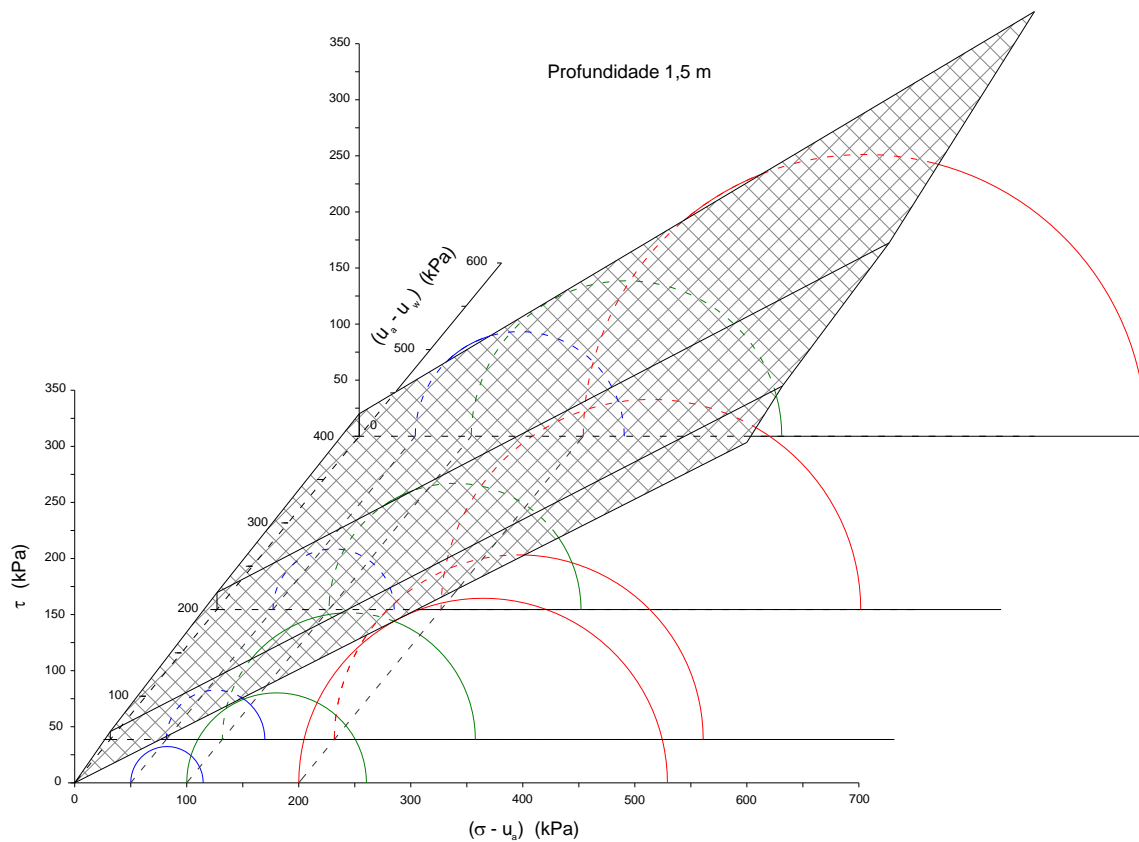
**Figura 6.12:** Curvas de tensão desvio e variação volumétrica dos CPs do 5,0 m de profundidade

### 6.3.5 ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A Tabela 6.4 resume os valores das máximas tensões desviadoras, tensões principais maiores e menores, interceptos de coesão e ângulos de atrito para as envoltórias de resistência da profundidade de 1,5 m. A Figura 6.13 apresenta uma ilustração das envoltórias individuais de resistência e dos planos formados pela interpolação entre elas.

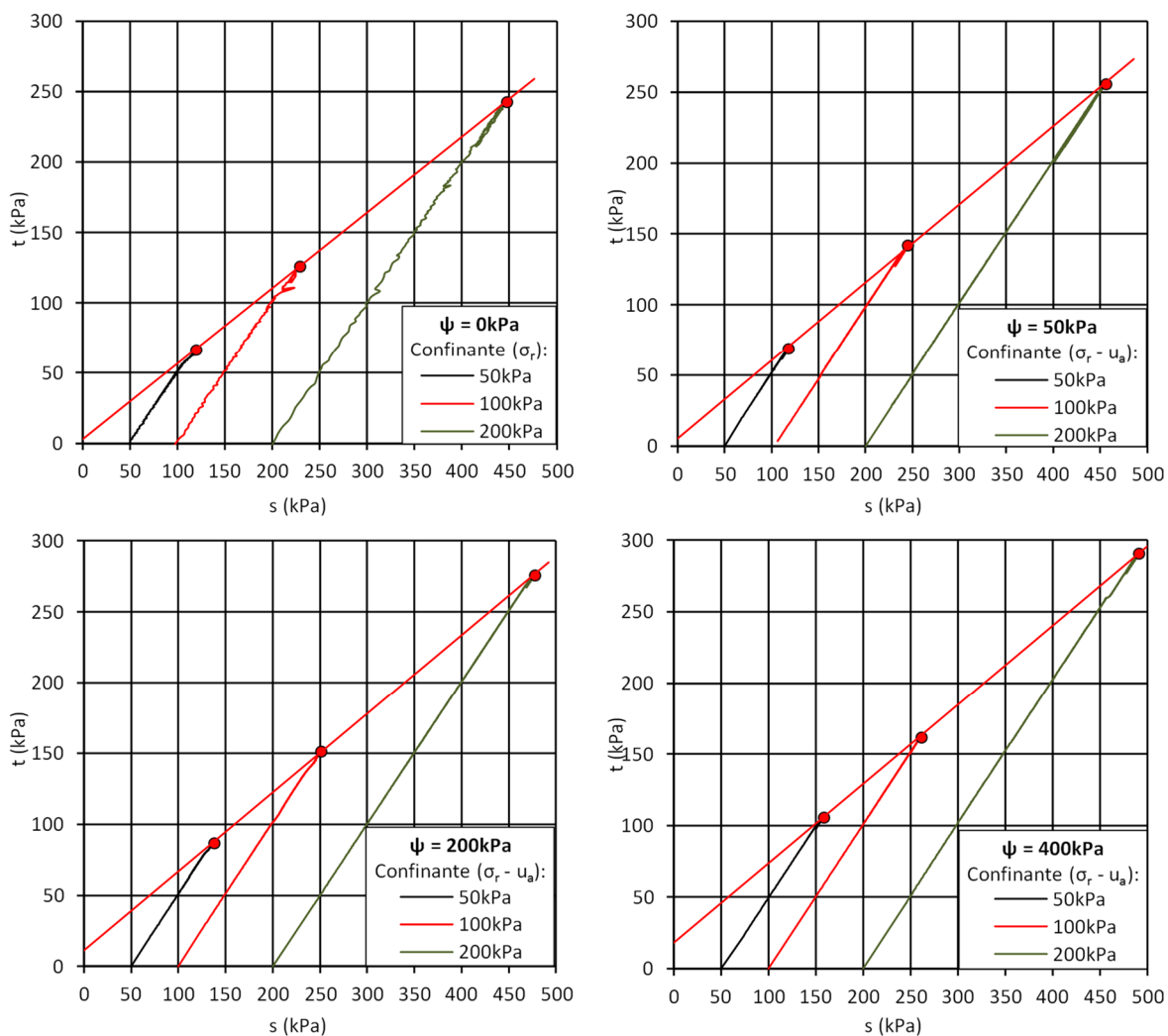
**Tabela 6.4:** Resultados dos ensaios triaxiais de 1,5 m de profundidade (FAGUNDES, 2014)

$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$q'_{max}$ (kPa)	$(\sigma_1 - u_a)$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)
0	50	67,6	117,6	0,0	26,8
	100	162,3	262,3		
	200	331,8	531,8		
50	50	98,5	148,5	3,0	29,9
	100	227,3	327,3		
	200	401,5	601,5		
200	50	111,2	161,2	11,0	27,8
	100	228,2	328,2		
	200	377,7	577,7		
400	50	125,4	175,4	16,0	24,6
	100	185,6	285,6		
	200	337,0	537,0		



**Figura 6.13:** Envoltória de resistência para o solo de 1,5 m de profundidade (FAGUNDES, 2014)

A Figura 6.14 ilustra as trajetórias de tensão para os CPs da profundidade de 3,0 m:



**Figura 6.14:** Trajetórias de tensões dos CPs do 3,0 m de profundidade

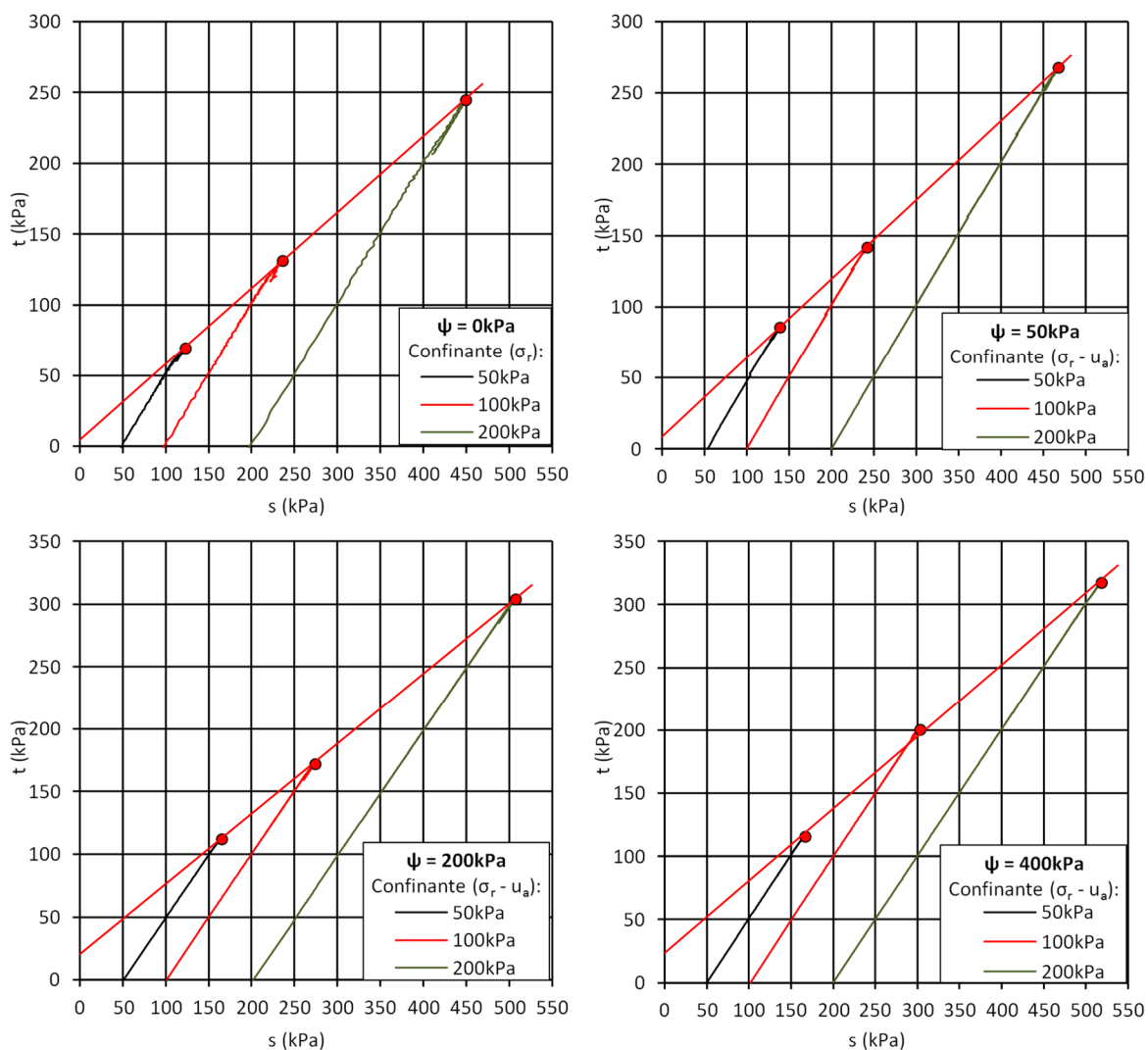
Os pontos em destaque sobre o gráfico da Figura 6.14 representam os valores máximos de tensão ao longo da trajetória. Esses valores estão resumidos na Tabela 6.5:

**Tabela 6.5:** Tensões de ruptura dos CPs do 3,0 m de profundidade

$\psi$ (kPa)	$s_{max}$ (kPa)	$t_{max}$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$(\sigma_1 - u_a)$ (kPa)
0	119,4	66,9	52,5	186,3
	228,6	126,1	102,5	354,7
	446,4	242,9	203,5	689,3
50	117,8	69,1	48,7	186,9
	244,9	142,3	102,6	387,2
	455,9	255,9	200,0	711,8
200	137,3	87,0	50,3	224,3
	251,5	151,4	100,1	402,9
	477,1	276,1	201,0	753,2
400	157,8	106,0	51,8	263,8
	260,7	162,1	98,6	422,8
	491,0	290,9	200,1	781,9



A Figura 6.15 ilustra as trajetórias de tensões dos CPs da profundidade de 5,0 m:



**Figura 6.15:** Trajetórias de tensões dos CPs do 5,0 m de profundidade

Os pontos em destaque representam os valores máximos de tensão obtidos ao longo das trajetórias. Esses valores estão resumidos na Tabela 6.6:

**Tabela 6.6:** Tensões de ruptura dos CPs do 5,0 m de profundidade

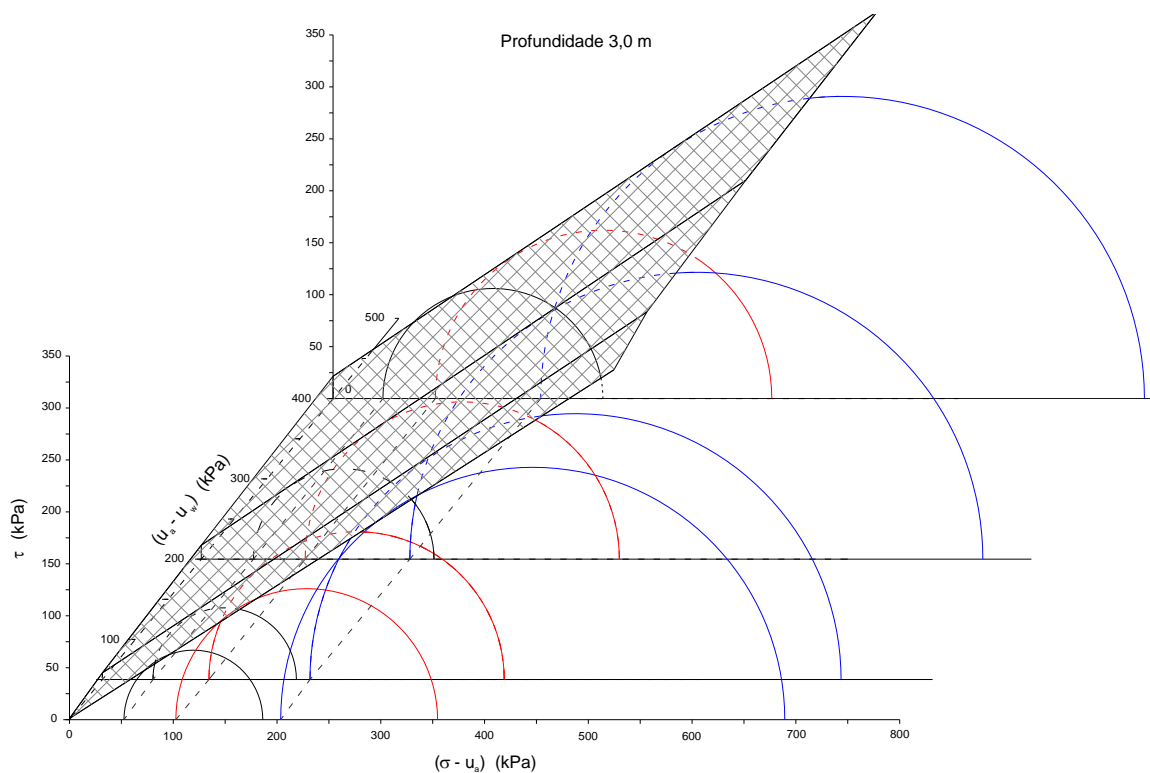
$\psi$ (kPa)	$s_{\max}$ (kPa)	$t_{\max}$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$(\sigma_1 - u_a)$ (kPa)
0	122,7	69,6	53,1	192,3
	235,2	131,7	103,5	366,9
	448,9	244,9	204,0	693,8
50	138,5	85,8	52,7	224,3
	241,6	141,8	99,8	383,4
	468,0	268,1	199,9	736,1
200	164,1	112,6	51,5	276,7
	273,1	172,2	100,9	445,3
	506,6	304,0	202,6	810,6
400	166,0	115,7	50,3	281,7
	302,2	200,4	101,8	502,6
	517,8	317,8	200	835,6

A Tabela 6.7 reúne os parâmetros de ajuste das envoltórias no plano  $sxt$  assim como as conversões desses parâmetros para o plano  $\sigma\tau$ :

**Tabela 6.7:** Parâmetros de ajuste das envoltórias de resistência

Prof. (m)	$\psi$ (kPa)	$d$ (kPa)	$\beta$ (°)	$R^2$	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)
3,0	0	1,0	28,3	1,0	1,2	32,6
	50	5,4	28,9	1,0	6,5	33,5
	200	11,1	29,1	1,0	13,4	33,8
	400	17,9	29,1	1,0	21,5	33,8
5,0	0	4,5	28,2	1,0	5,3	32,4
	50	8,6	29,0	1,0	10,3	33,7
	200	20,1	29,2	1,0	24,2	34,0
	400	23,5	29,8	1,0	28,7	34,9

Por meio da análise da Tabela 6.7 observa-se que há um aumento gradual da resistência com o aumento da sucção. Em ambas as profundidades os ângulos de atrito tiveram incrementos inferiores a  $2,5^\circ$ . Já os interceptos de coesão total passaram de 1 para 22kPa e de 5 para 29kPa, respectivamente para as profundidades de 3,0 e 5,0 m. As envoltórias de resistência assim como os planos formados pela interpolação entre elas são ilustrados nas figuras a seguir:



**Figura 6.16:** Envoltória de resistência do 3,0 m de profundidade

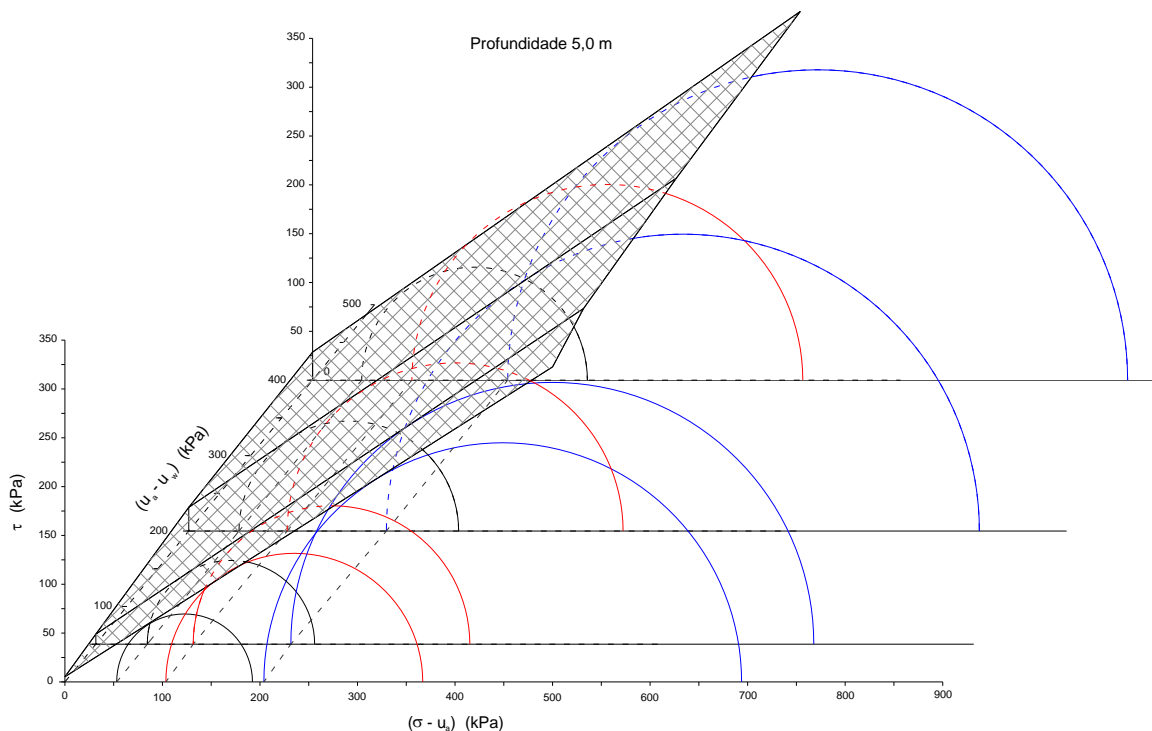


Figura 6.17: Envoltória de resistência do 5,0 m de profundidade

Os ajustes pelo modelo de Vilar (2007) para o intercepto de coesão em função da sucção e das profundidades são mostrados nas figuras a seguir. Nos ajustes da Figura 6.18, o coeficiente “b” da Equação hiperbólica (4.14) foi obtido conforme (4.18). Já nos ajustes da Figura 6.19 esse coeficiente foi obtido conforme em (4.19), considerando  $c_{ult}$  como sendo a coesão obtida para a sucção de 400 kPa.

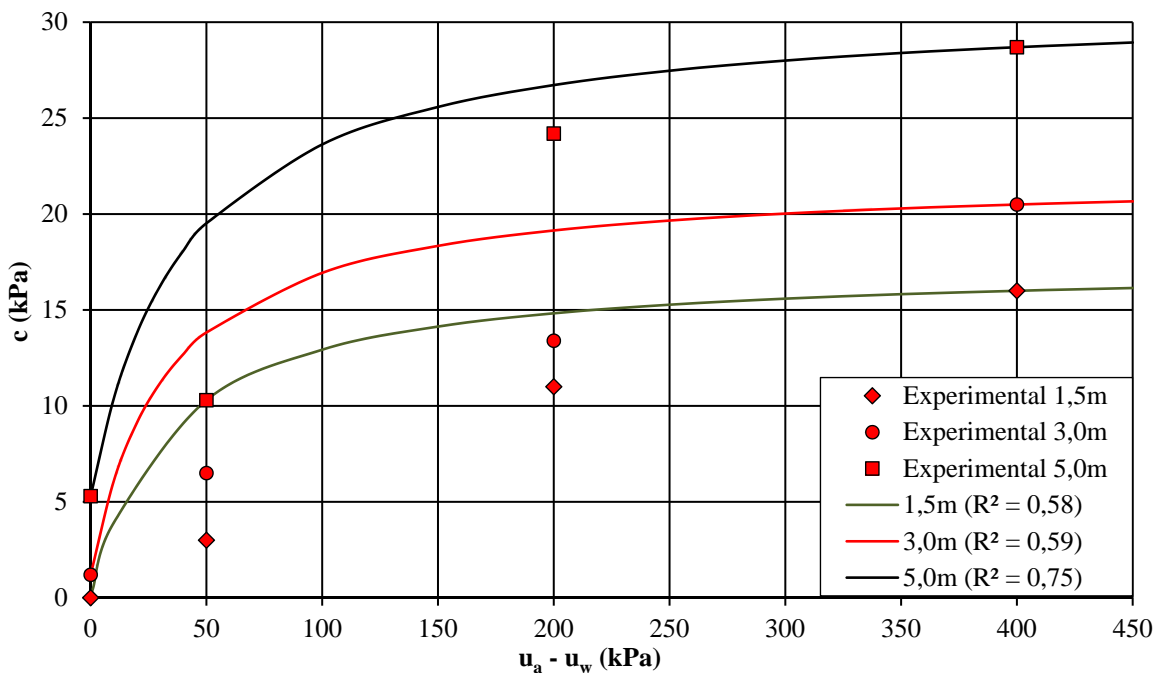


Figura 6.18: Ajuste do modelo de Vilar (2007) para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m

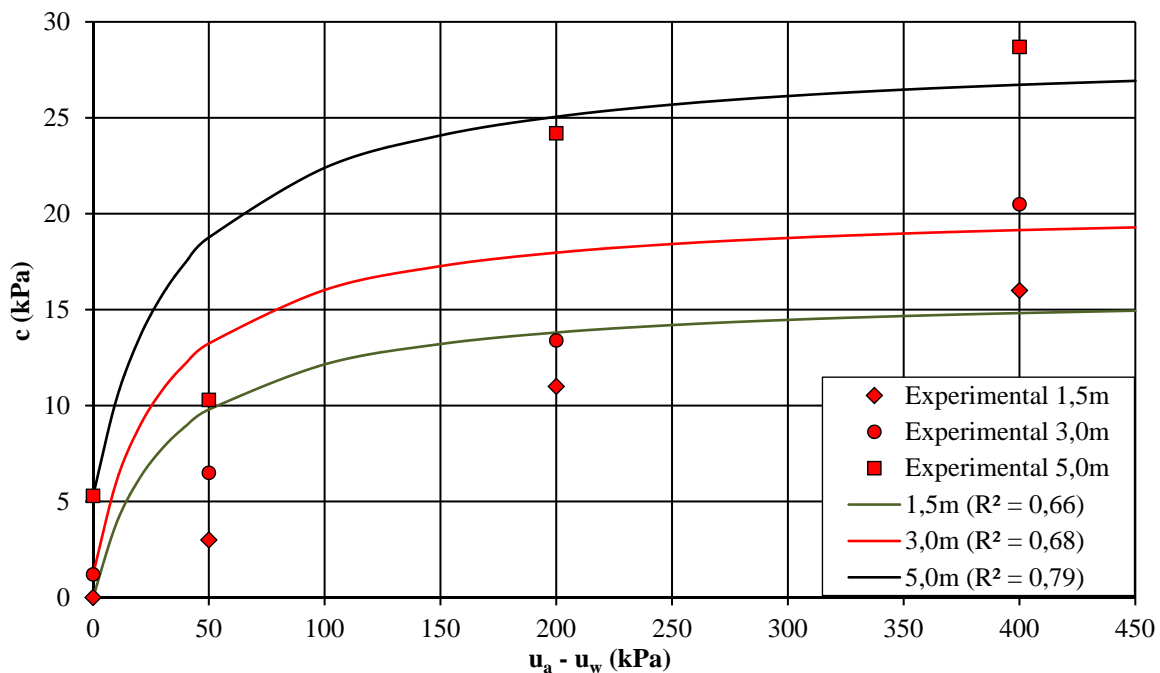


Figura 6.19: Ajuste do modelo de Vilar (2007) para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m

A Figura 6.20 apresenta os ajustes hiperbólicos obtidos com base na Equação (4.14) e nos coeficientes de determinação  $R^2$  mais próximos da unidade.

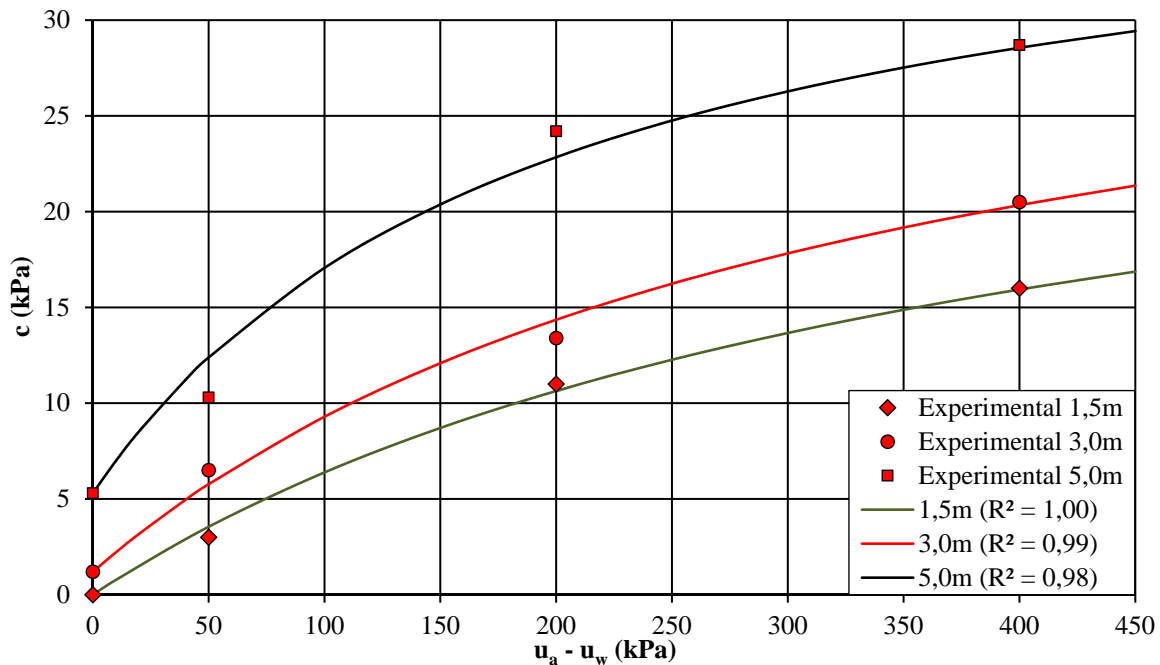


Figura 6.20: Ajuste hiperbólico para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m

A Tabela 6.8 resume os valores das constantes “a” e “b” obtidas por meio das Equações (4.14), (4.16), (4.18) ou (4.19) além dos ajustes matemáticos simples, obtidos apenas com base na Equação hiperbólica (4.14):

**Tabela 6.8:** Valores dos parâmetros de ajuste “a” e “b”

Prof. (m)	c' (kPa)	Vilar (2007)			Hiperbólico	
		a	b [Eq. (4.18)]	b [Eq. (4.19)]	a	b
1,5	0,0	2,0	0,058	0,063	12,5	0,032
3,0	1,2	1,6	0,048	0,052	9,5	0,029
5,0	5,3	1,6	0,039	0,043	5,6	0,029

Os ajustes que melhor representam as envoltórias de resistência das profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m podem ser escritos respectivamente como segue:

$$\tau = (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg}26,8^\circ + (u_a - u_w) \cdot \frac{1}{12,5 + 0,032 \cdot (u_a - u_w)} \quad (6.7)$$

$$\tau = 1,2 + (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg}32,6^\circ + (u_a - u_w) \cdot \frac{1}{9,5 + 0,029 \cdot (u_a - u_w)} \quad (6.8)$$

$$\tau = 5,3 + (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg}32,4^\circ + (u_a - u_w) \cdot \frac{1}{5,6 + 0,029 \cdot (u_a - u_w)} \quad (6.9)$$

A análise dos ajustes realizados por meio do modelo hiperbólico de Vilar (2007) mostrou que a determinação das constantes “a” e “b” pelas Equações (4.16), (4.18) ou (4.19) pode não fornecer uma boa estimativa dos resultados experimentais do solo estudado. Isso também pode estar relacionado ao fato de que, para as variáveis de tensão instaladas,  $\phi^b < \phi'$  para sucções menores do que o VEA em todas as profundidades. Posteriormente, os ajustes matemáticos simples, realizados com base na Equação hiperbólica (4.14), mostraram que é possível obter-se equações que melhor representam os resultados experimentais.

Verifica-se que os ângulos de atrito ( $\phi$ ) determinados para as profundidades de 3,0 e 5,0 m assumem comportamentos distintos daqueles obtidos por Fagundes (2014) para a profundidade de 1,5 m do local estudado. Para os materiais coletados à 3,0 e 5,0 m de profundidade verificou-se que os incrementos na sucção resultam em pequenos acréscimos no ângulo de atrito para as variáveis de tensão instaladas. Esses resultados podem ser vistos na Figura 6.21.

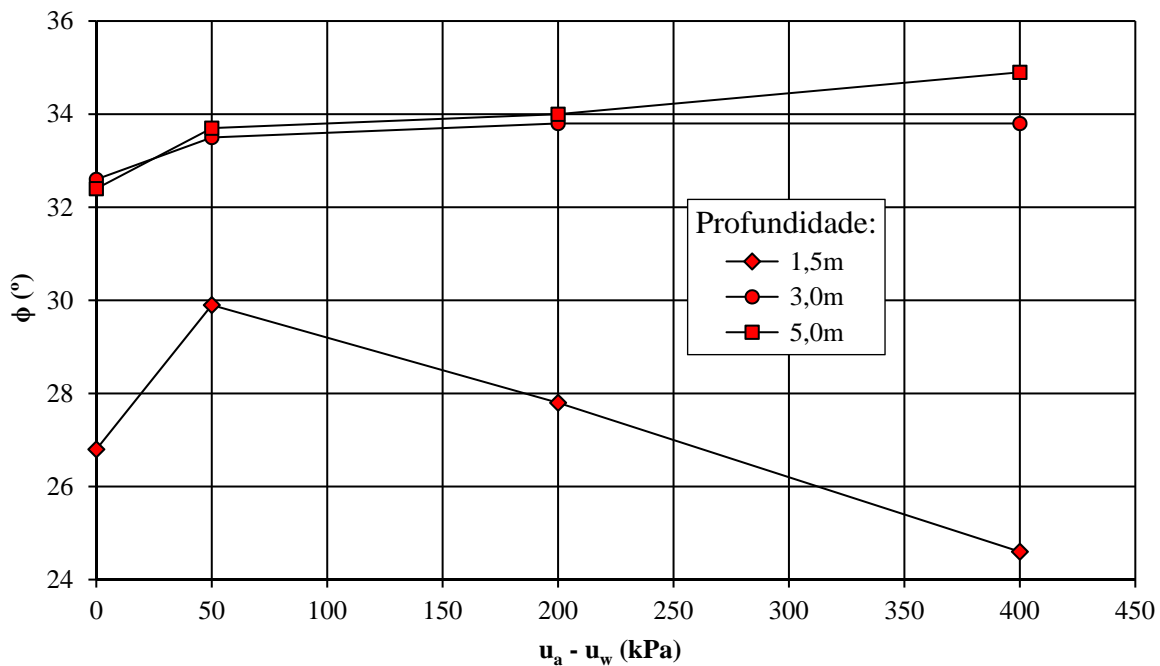


Figura 6.21: Ângulos de atrito experimentais obtidos em função da sucção

A Figura 6.22 e Figura 6.23 reúnem em função do índice de vazios de campo, da profundidade e da sucção os parâmetros de resistência do perfil obtidos por meio dos ensaios triaxiais e das análises descritas anteriormente:

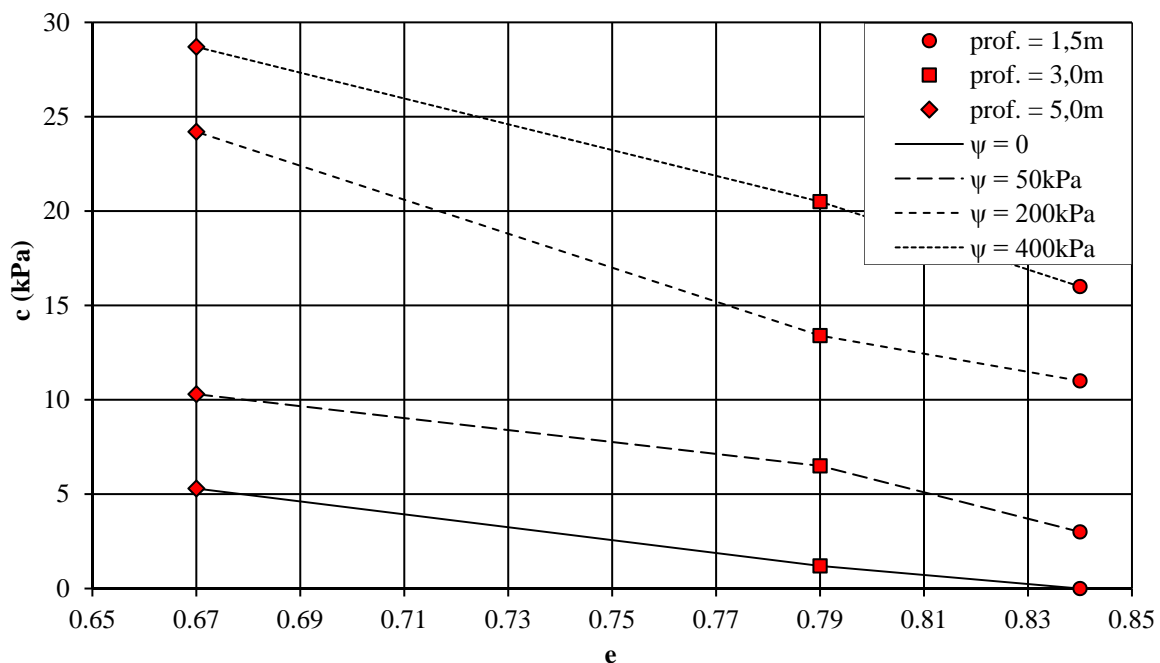


Figura 6.22: Intercepto de coesão em função do índice de vazios de campo e sucção

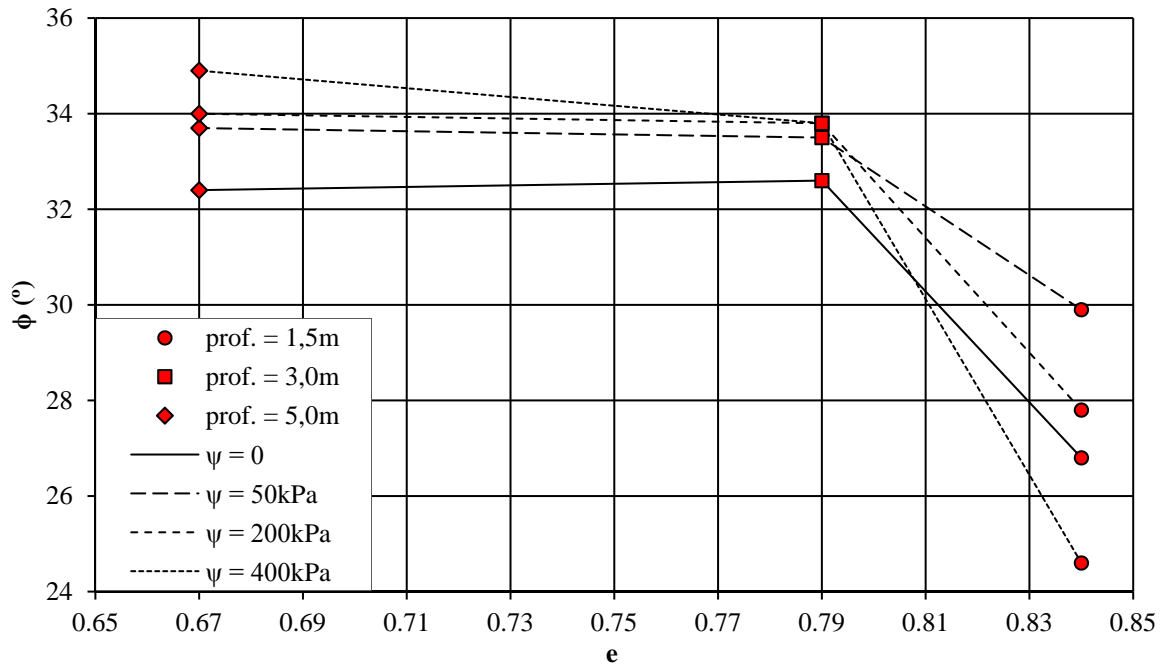


Figura 6.23: Ângulo de atrito em função do índice de vazios de campo e sucção

A Figura 6.22 mostra que as taxas de variação da coesão com o índice de vazios se mantém praticamente constantes para os diferentes níveis de sucção. Já a Figura 6.23 mostra que a maior variação do ângulo de atrito foi obtida para a profundidade de 1,5m.

### 6.3.6 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA COM A PROFUNDIDADE

Diante da grande homogeneidade textural verificada nos materiais obtidos entre as profundidades de 1,5 e 5,0 m do perfil, considera-se que os ganhos de resistência nessa porção podem estar relacionados às características físicas dos materiais que são resultantes principalmente do confinamento em campo. Paralelamente, tem se verificado por meio dos resultados que  $\phi^b < \phi'$  para níveis de sucção variando entre 0 e o VEA dessas amostras. Nesses casos, chamando a razão entre os ângulos de atrito para a sucção nula de  $d_s = \phi^b/\phi'$ , redefinem-se, em termos desse fator, as constantes “a” e “b” da Equação (4.14). Logo, a partir das Equações (4.16) e (4.18), tem-se:

$$a = \frac{1}{\text{tg}(d_s \cdot \phi')} \quad (6.10)$$

$$b = \frac{1}{c_m - c'} - \frac{1}{\text{tg}(d_s \cdot \phi') \cdot (u_a - u_w)_m} \quad (6.11)$$

Vanapalli *et al.* (1996) mostram que a taxa de variação da coesão em função da sucção ( $tg\phi^b$ ) para a condição de saturação ( $0 \leq \Psi \leq VEA$ ) é constante, assim como o conteúdo de água no solo. Nesse estado sabe-se que o solo se encontra sob a ação de forças capilares entre suas partículas. Analogamente, a equação de Laplace mostra que uma redução nos raios dos poros do solo ou da porosidade implica em um acréscimo inversamente proporcional nas forças de interação entre partículas, elevando a resistência devido o acréscimo do atrito. Logo, uma relação que auxilie na previsão da resistência pode ser estabelecida para amostras de um mesmo solo a partir de diferentes porosidades. Dessa forma, a relação empírica entre  $d_s$  e o índice de vazios inicial mostrou-se eficiente para as amostras de solo estudadas. A Figura 6.24 ilustra  $\phi^b/\phi'$  em função da sucção.

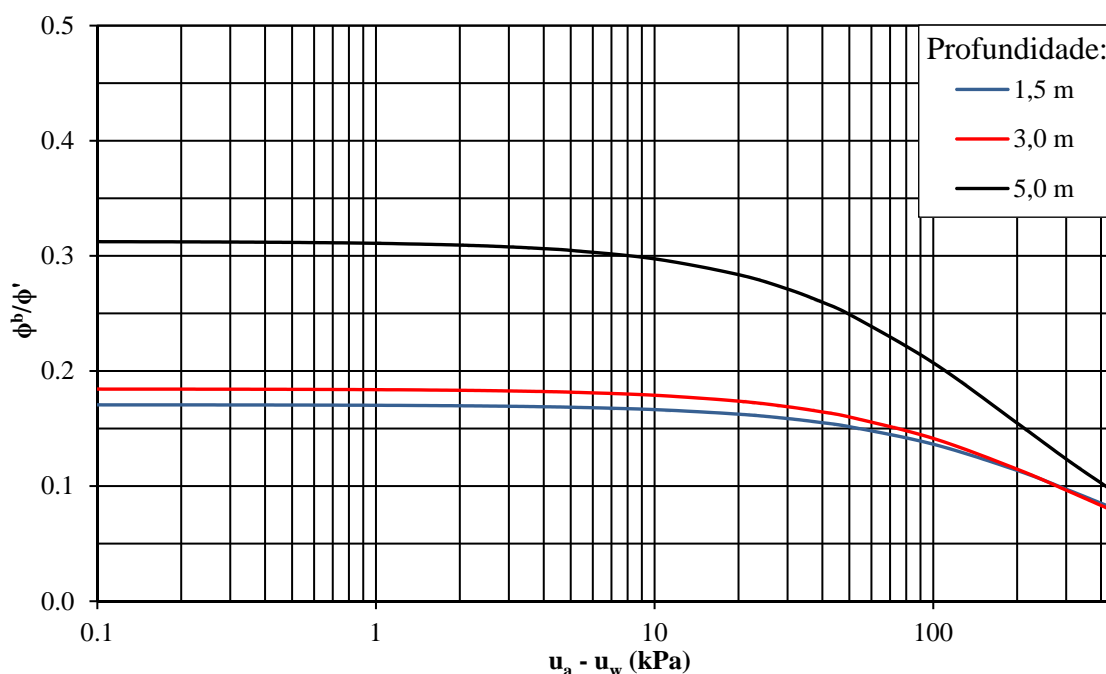


Figura 6.24: Razão entre os ângulos de atrito ( $\phi^b/\phi'$ ) em função da sucção

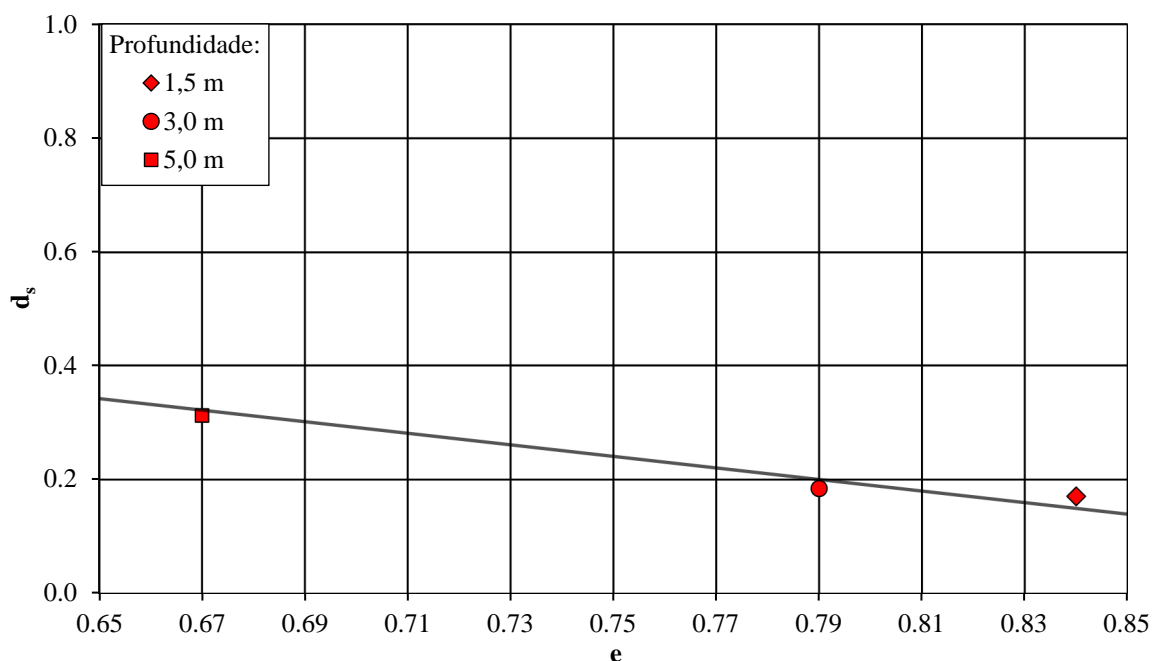
A estimativa dos valores de  $\phi^b$  utilizados para compor as curvas mostradas na Figura 6.24 foi realizada isolando-se do ajuste hiperbólico de cada profundidade (Figura 6.20) os termos referentes à Equação (4.15). A Tabela 6.9 apresenta os valores de  $d_s$  e os índices de vazios de maior representatividade obtidos em cada profundidade:

Tabela 6.9: Índice de vazios iniciais e razão entre os ângulos de atrito saturados

Profundidade (m)	$d_s$	$e$
1,5	0,17	0,84
3,0	0,18	0,79
5,0	0,31	0,67



Por meio da Figura 6.24 observa-se que a razão entre os ângulos de atrito na sucção nula ( $d_s = \phi^b/\phi'$ ) é sempre menor que a unidade, sofrendo um acréscimo com o aumento da profundidade. As amostras obtidas do trecho entre 1,5 e 5,0 m do local estudado apresentam um índice de vazios natural máximo de 0,84 para o solo superficial, reduzindo com a profundidade. O ajuste matemático de  $d_s$  em função do índice de vazios inicial do solo mostra que a relação entre essas variáveis pode ser aproximada para uma reta no trecho entre 1,5 e 5,0 m de profundidade (Figura 6.25):



**Figura 6.25:** Relação da razão entre ângulos de atrito saturados e o índice de vazios natural

O ajuste linear dos pontos mostrados na Figura 6.25 apresentou um coeficiente de determinação  $R^2 = 0,94$ . Essa relação é mostrada na Equação (6.12):

$$d_s = 1 - e \quad (6.12)$$

A função empírica expressa pela Equação (6.12) mostra que quanto menor o índice de vazios do solo, mais próximo da unidade é  $d_s$  e, quanto mais próximo da unidade é o índice de vazios, mais próximo de zero é  $d_s$ . Contudo, observa-se que as Equações (6.10) e (6.11), obtidas a partir do modelo hiperbólico de Vilar (2007), em conjunto com a Equação (6.12) podem fornecer uma boa estimativa da resistência para os solos encontrados entre 1,5 e 5,0 m do perfil estudado, cujo índice de vazios esteja dentro do intervalo ilustrado na Figura 6.25. Os ajustes do intercepto de coesão obtidos com base nas Equações (4.14), (6.10), (6.11) e (6.12) são mostrados na Figura 4.26:

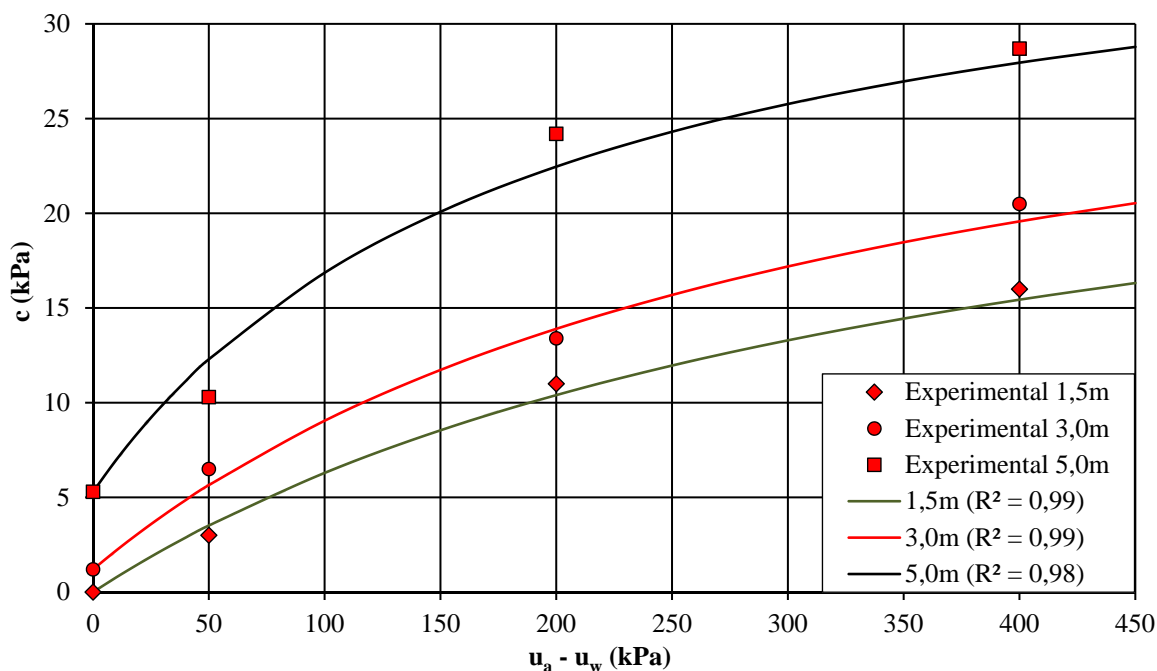


Figura 6.26: Ajuste hiperbólico para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m

## 6.4 ENSAIOS TRIAXIAIS COM *BENDER ELEMENTS*

Na campanha de ensaios triaxiais do tipo CD instrumentados com *bender elements* realizou-se a coleta de dados sísmicos para determinação do módulo de cisalhamento do material nas etapas de adensamento isotrópico e de carregamento. Essa determinação foi possível conhecendo-se as características físicas dos CPs obtidos das amostras coletadas ao longo do perfil de solo estudado. Inicialmente variou-se, para cada valor de sucção imposto, a tensão normal líquida durante a fase de adensamento isotrópico e, na sequência, deu-se procedimento à fase de carregamento sob velocidade constante. Realizou-se o pré-equilíbrio da sucção dos CPs utilizados nos ensaios em câmaras de pressão individuais, sendo que os valores impostos foram de 0, 50, 200 e 400 kPa.

### 6.4.1 PROPAGAÇÃO DAS ONDAS CISALHANTES

Na etapa de adensamento isotrópico realizou-se a determinação do tempo de propagação das ondas cisalhantes ( $t_s$ ) sob tensões normais líquidas de 25, 50, 100 e 200 kPa. Logo após o último estágio de adensamento isotrópico, sob a tensão normal líquida de 200 kPa, procedeu-se a etapa de carregamento impondo-se deformação axial constante e determinando-se  $t_s$  em intervalos de 1% de deformação axial específica até a ruptura.

### 6.4.1.1 FASE DE ADENSAMENTO ISOTRÓPICO

Nessa etapa realizou-se a determinação do tempo de propagação de onda por meio do método do ângulo de fase entre ondas. Entretanto, devido às características do equipamento utilizado, configurou-se a frequência desejada para cada pulso de onda emitido. Repetiu-se esse procedimento sucessivamente dentro de um intervalo de frequência onde foi possível visualizar a configuração da onda recebida. A partir da taxa de variação das curvas da frequência por  $R_d$  obtiveram-se os tempos de propagação de onda em cada estágio do adensamento isotrópico. Em anexo encontram-se os gráficos referentes a esses ajustes (Figura 9.1 à Figura 9.3) e as tabelas que apresentam as distâncias entre emissor e receptor ( $d$ ) além dos valores de  $\rho$ ,  $e$ ,  $t_s$  e  $V_s$  obtidos para cada CP em cada estágio (Tabela 9.4 à Tabela 9.6). Os resultados são mostrados nas figuras a seguir:

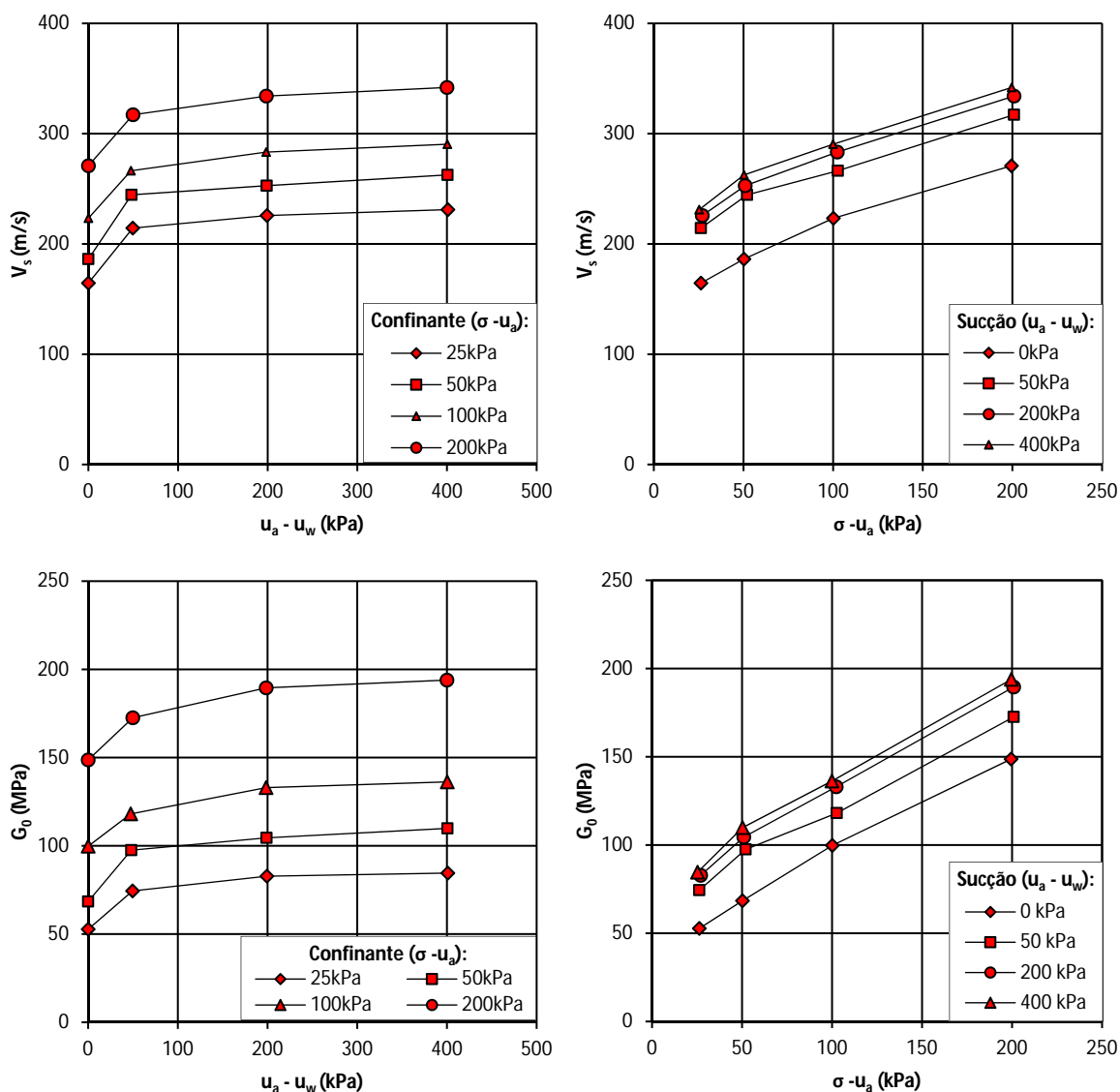


Figura 6.27: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para a profundidade de 1,5 m

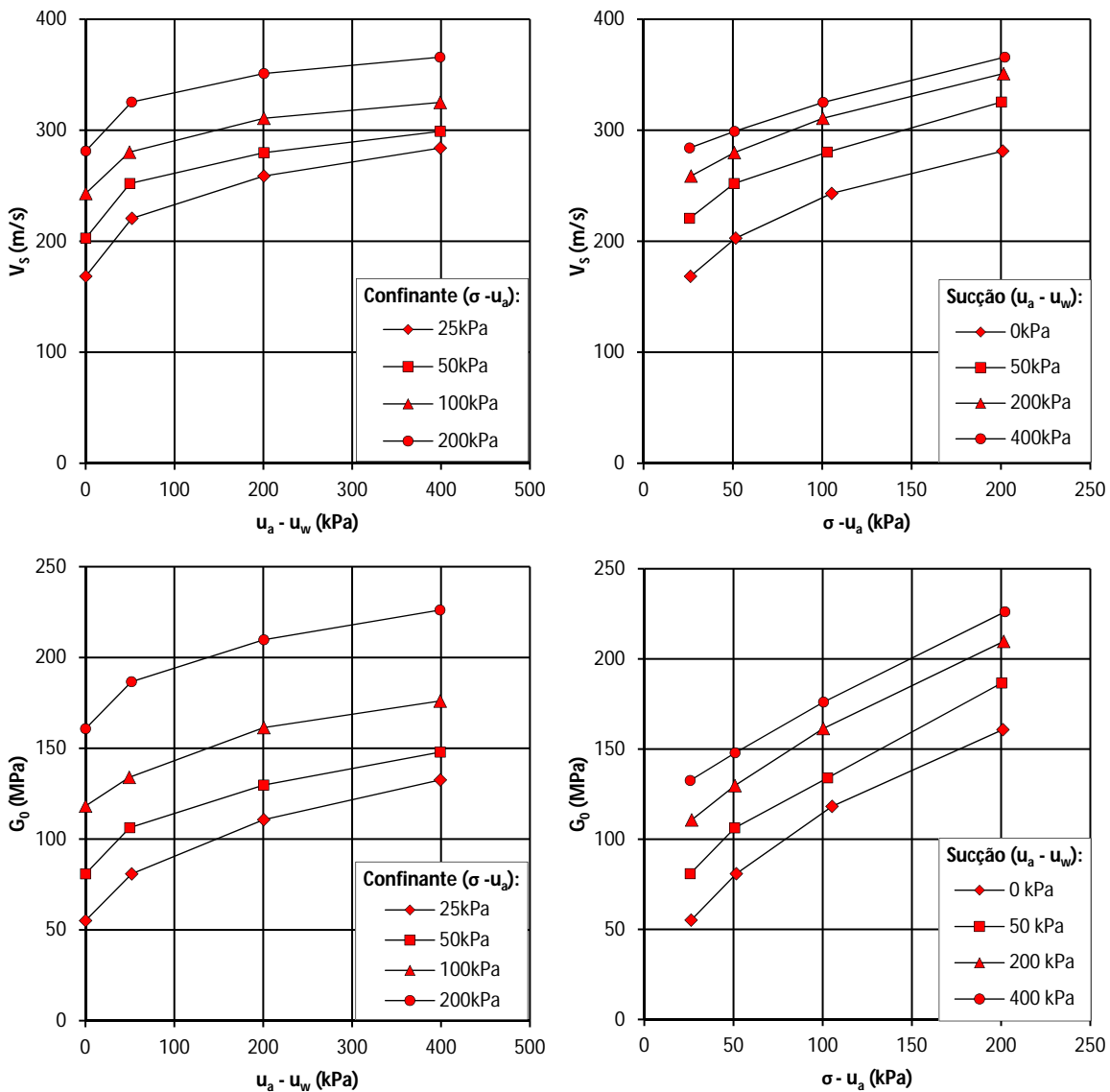
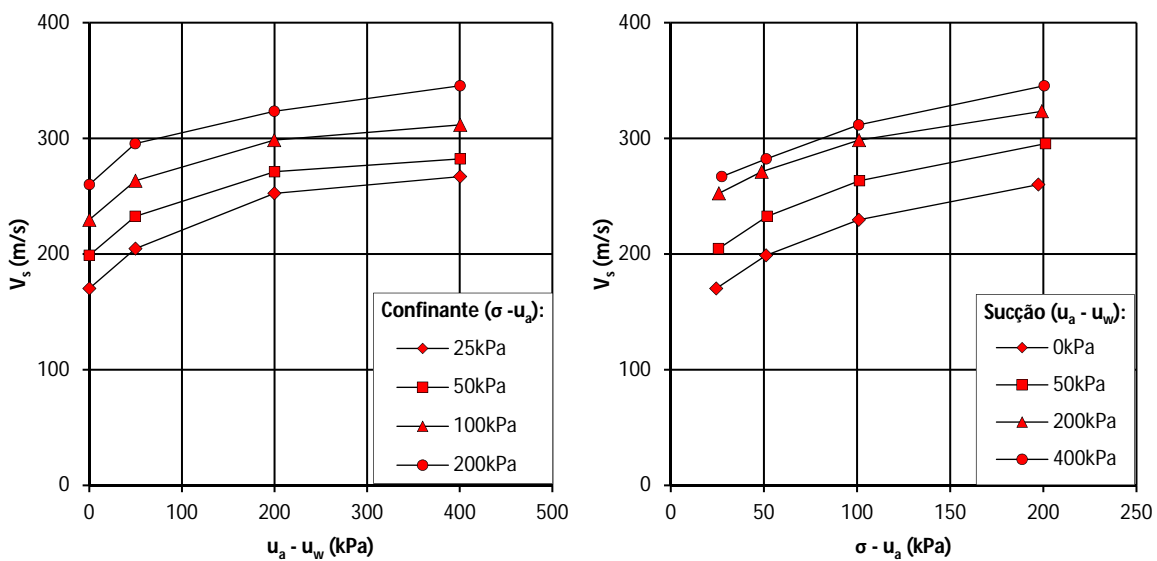


Figura 6.28: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para a profundidade de 3,0 m



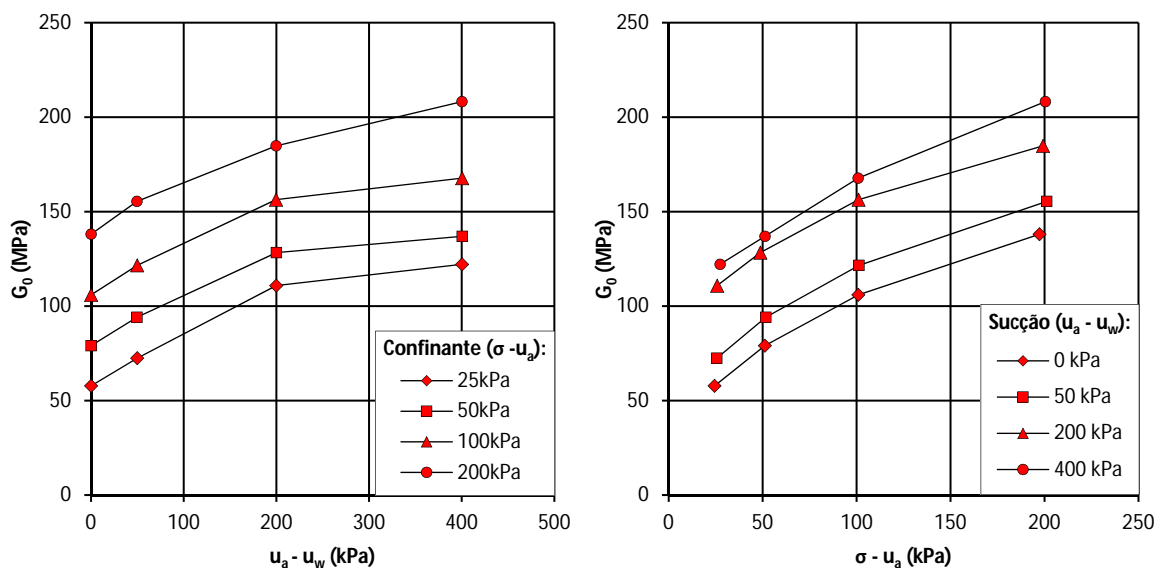


Figura 6.29: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para a profundidade de 5,0 m

#### 6.4.1.2 FASE DE CARREGAMENTO

Nessa fase realizou-se a determinação de  $t_s$  pela média fornecida dos métodos do primeiro tempo de chegada e intervalo de tempo entre pontos. Para realização da propagação de ondas cisalhantes ao longo da fase de carregamento mantiveram-se constantes os fatores  $R_d$ . Escolheram-se esses fatores com base na análise visual de  $V_s$  obtida no domínio da frequência durante a fase de adensamento isotrópico sob tensão normal líquida de 200kPa. Ou seja, realizaram-se essas análises por meio da verificação das frequências que resultaram no menor nível de atenuação do sistema solo – equipamento.

As curvas do tempo de propagação de onda obtidas na etapa de carregamento dos ensaios triaxiais (Figura 6.30) mostram o decréscimo de  $t_s$  em função das variáveis medidas. Observa-se nos gráficos de  $t_s$  em função de  $q'/q'_{rupt}$  que o decréscimo de  $t_s$  atinge um valor máximo quando  $q'/q'_{rupt} = 1,0$ . A Tabela 9.7 em anexo mostram os demais dados obtidos nos ensaios.

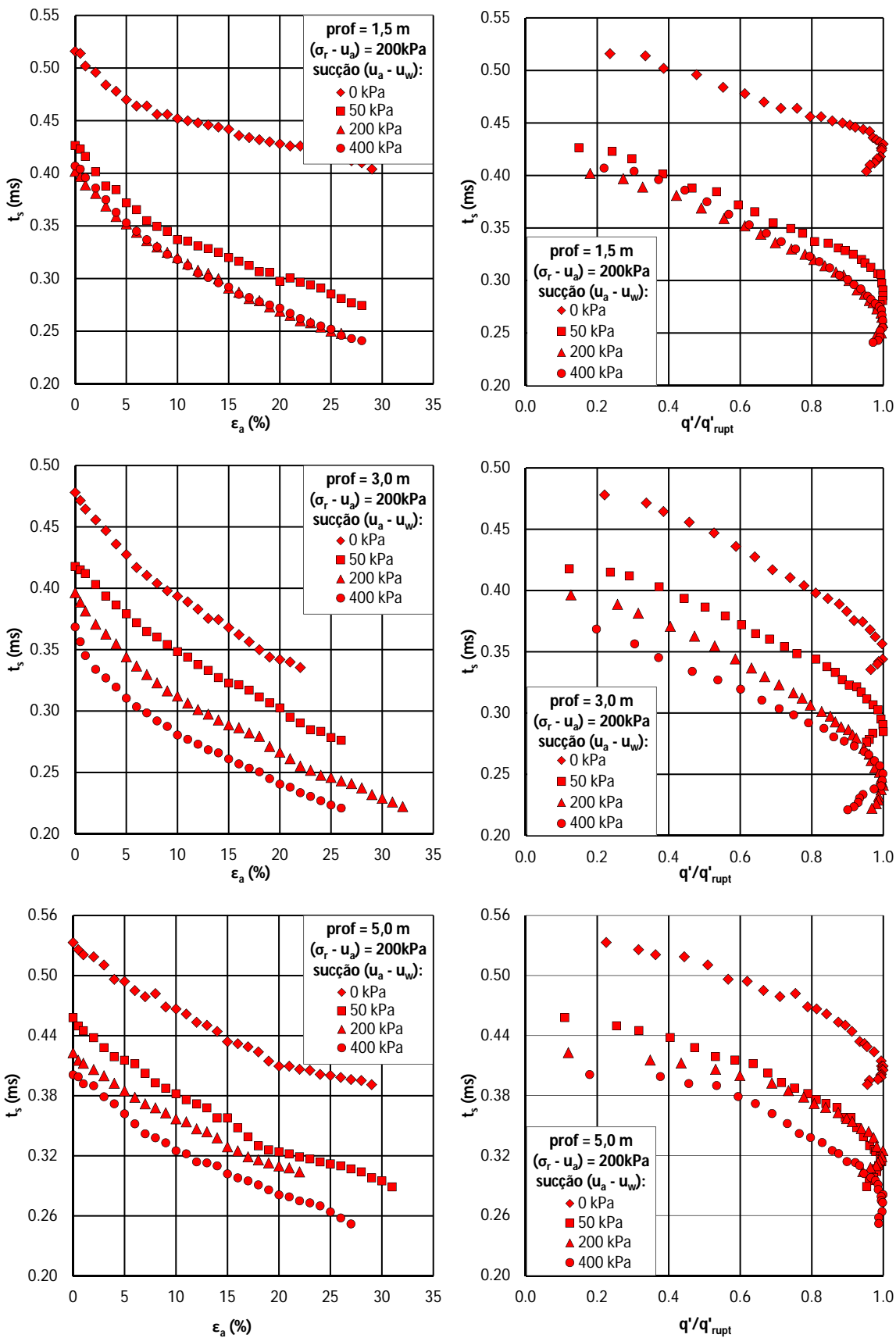


Figura 6.30: Tempos de propagação de onda obtidos durante a fase de carregamento dos CPs

### 6.4.2 INFLUÊNCIA DO ESTADO DE TENSÕES ISOTRÓPICO

A partir da observação das figuras anteriores verifica-se que a taxa de variação de  $V_s$  é aproximadamente constante em relação à tensão normal líquida e variável em relação à sucção. Observa-se também que os valores de  $G_0$  seguem essa mesma tendência. Nesse caso, torna-se possível obter  $G_0$  em função dessas componentes de tensão por meio da Equação (6.13). Georgetti (2014) assume que a parcela de contribuição de  $G_0$  referente à tensão normal líquida é dada por uma exponencial. No presente estudo, como as taxas de variação em relação à tensão normal líquida são visivelmente constantes, temos:

$$G_0 = G_{0,sat} + b(\sigma - u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{m + n(u_a - u_w)} \quad (6.13)$$

Para uma determinada sucção, a equação que fornece os valores de  $G_0$  em função da tensão de confinamento líquida pode ser escrita como segue:

$$G_0 = a + b(\sigma - u_a) \quad (6.14)$$

Logo, para uma determinada tensão de confinamento líquida, a função que descreve a variação de  $G_0$  em função da sucção é:

$$a = G_{0,sat} + \frac{(u_a - u_w)}{m + n(u_a - u_w)} \quad (6.15)$$

onde:

a, b – constantes de ajuste em relação à tensão normal líquida;

$G_{0,sat}$ , m, n – constantes de ajuste em relação à sucção.

As constantes referentes às Equações (6.14) e (6.15), obtidas por meio do ajuste dos pontos obtidos experimentalmente, são mostradas nas tabelas a seguir:

**Tabela 6.10:** Determinação dos parâmetros de ajuste -Equação (6.14)

(u <sub>a</sub> - u <sub>w</sub> ) (kPa)	Prof. 1,5 m			Prof. 3,0 m			Prof. 5,0 m		
	a (MPa)	b	R <sup>2</sup>	a (MPa)	b	R <sup>2</sup>	a (MPa)	b	R <sup>2</sup>
0	40,7	0,5502	0,995	47,4	0,5866	0,973	53,4	0,4479	0,967
50	64,0	0,5413	0,991	71,6	0,5833	0,989	67,7	0,4549	0,966
200	70,5	0,5979	0,995	100,2	0,5561	0,990	106,4	0,4128	0,961
400	74,4	0,6055	0,992	120,7	0,5269	0,998	112,0	0,4930	0,987
Média		0,5737			0,5632			0,4522	
Sd		0,0327			0,0278			0,0329	

Tabela 6.11: Determinação dos parâmetros de ajuste - Equação (6.15)

$(\sigma - u_a)$ (kPa)	Prof. 1,5 m				Prof. 3,0 m				Prof. 5,0 m			
	$G_{0,sat}$ (MPa)	m	n	$R^2$	$G_{0,sat}$ (MPa)	m	n	$R^2$	$G_{0,sat}$ (MPa)	m	n	$R^2$
0*	40,7	0,8501	0,0270	0,998	47,4	1,6899	0,0096	0,992	53,4	2,5593	0,0099	0,873
25	46,4	0,8068	0,0294	1,000	53,1	1,6490	0,0090	0,992	57,9	2,6706	0,0083	0,900
50	55,0	0,7279	0,0226	0,996	61,5	1,5548	0,0113	0,985	64,7	2,4748	0,0105	0,944
100	69,4	1,3801	0,0238	0,999	75,6	2,5406	0,0108	0,999	76,0	2,4686	0,0096	0,955
200	98,1	1,0835	0,0194	0,997	103,8	1,5226	0,0117	0,991	98,6	2,5246	0,0081	0,994
Média		0,9697	0,0244			1,7914	0,0105			2,5396	0,0093	
Sd		0,2649	0,0039			0,4243	0,0011			0,0822	0,0010	

A partir da média das constantes a, b, m e n determinadas para os valores de tensão aplicados obtém-se as Equações (6.16), (6.17) e (6.18) que são referentes aos ajustes de  $G_0$  para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m, respectivamente:

$$G_0 = 40,7 + 0,5737(\sigma - u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{0,9697 + 0,0244(u_a - u_w)} \quad (6.16)$$

$$G_0 = 47,4 + 0,5632(\sigma - u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{1,7914 + 0,0105(u_a - u_w)} \quad (6.17)$$

$$G_0 = 53,4 + 0,4522(\sigma - u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{2,5396 + 0,0093(u_a - u_w)} \quad (6.18)$$

Os gráficos das figuras a seguir simulam os resultados experimentais:

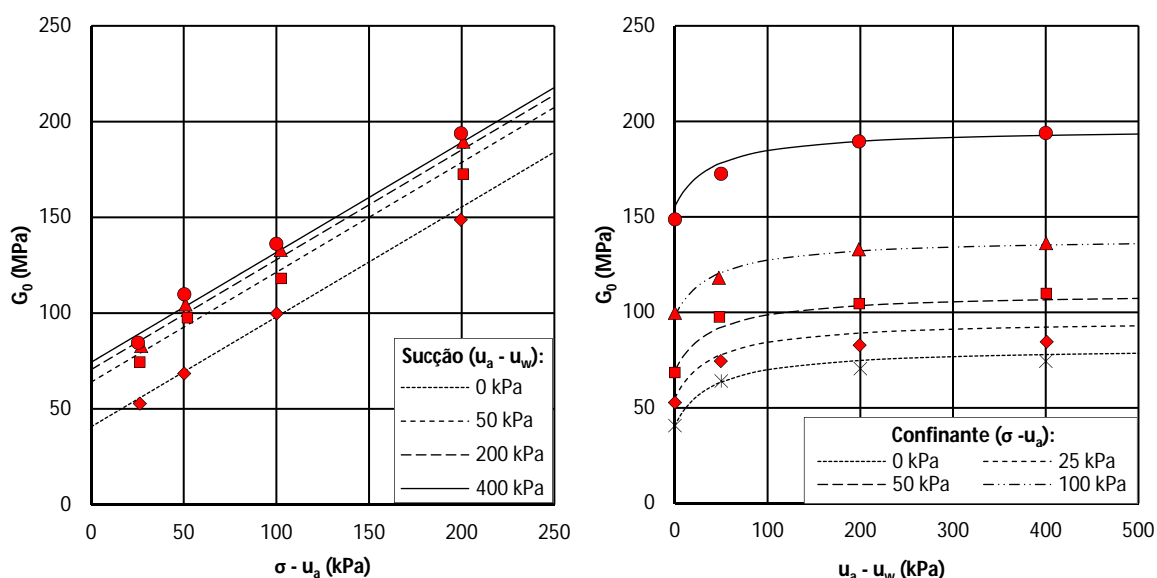


Figura 6.31: Simulação dos resultados experimentais para a profundidade de 1,5 m



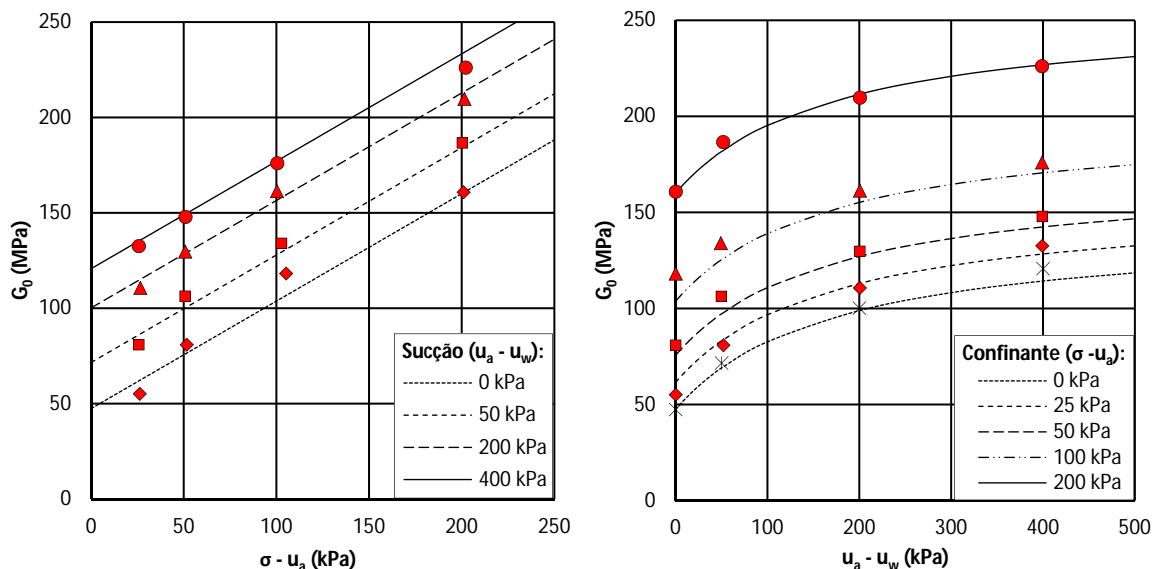


Figura 6.32: Simulação dos resultados experimentais para a profundidade de 3,0 m

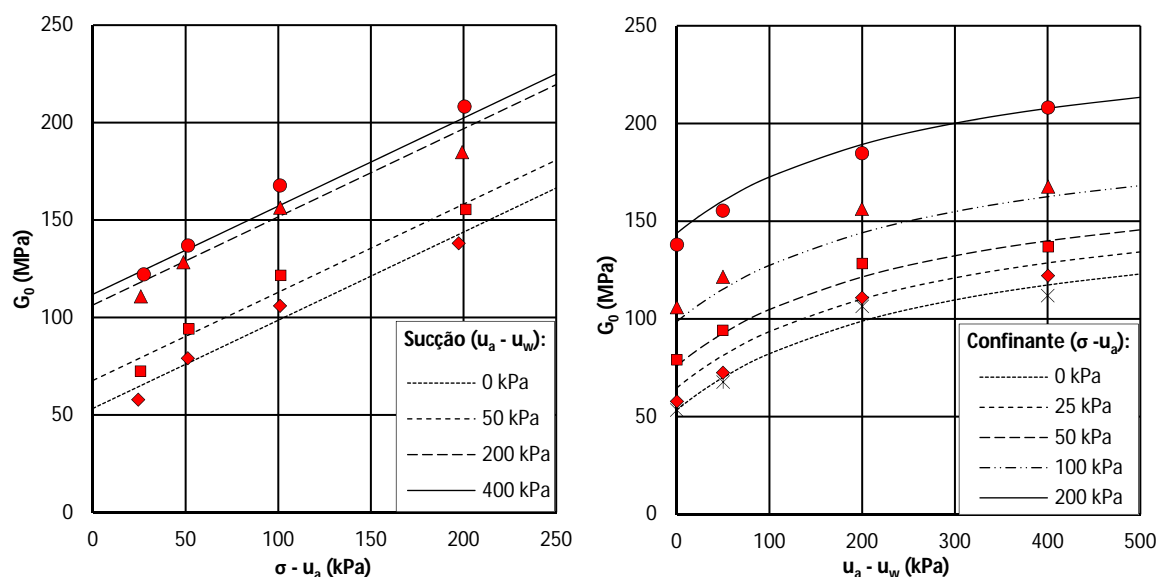


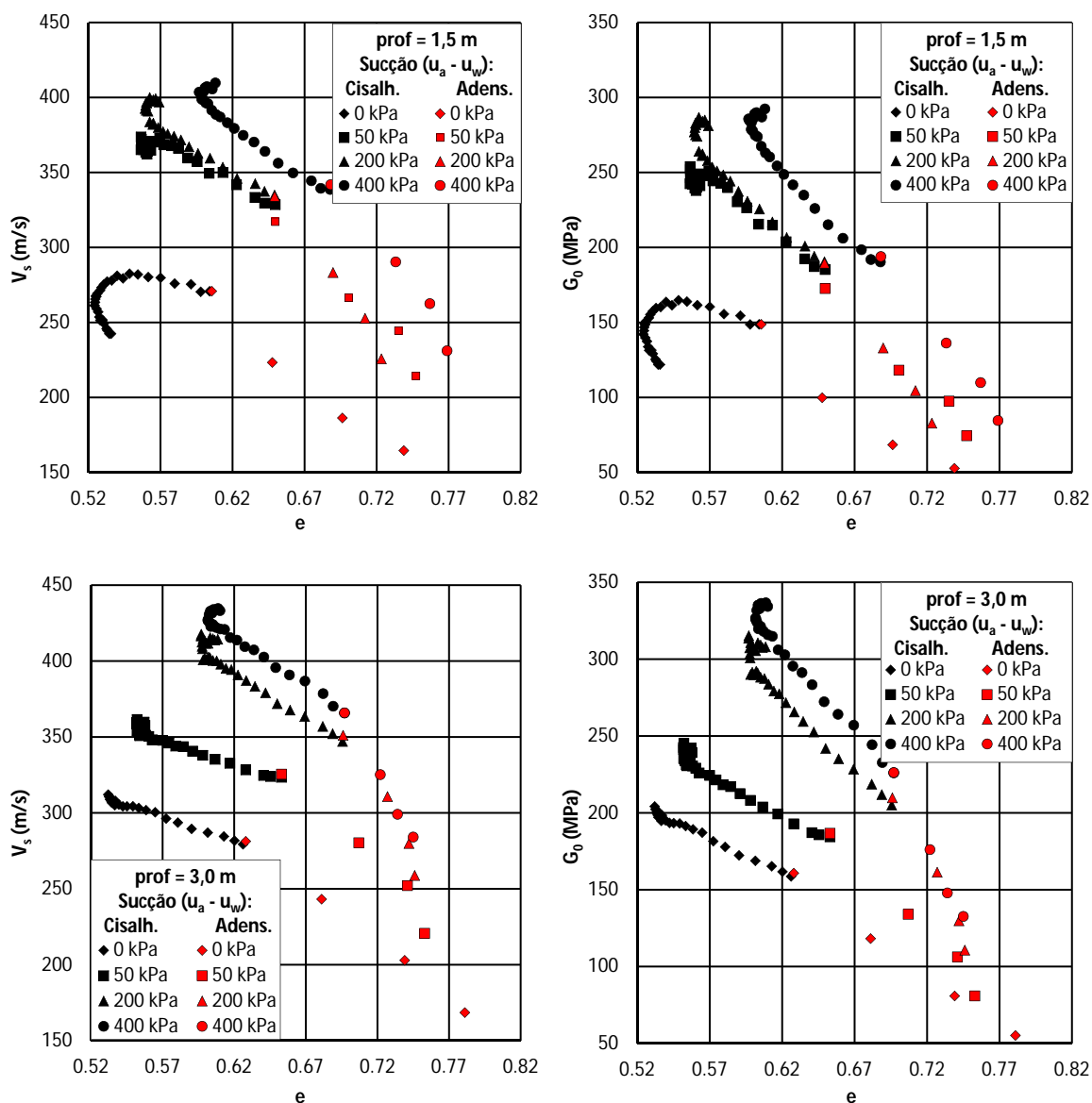
Figura 6.33: Simulação dos resultados experimentais para a profundidade de 5,0 m

Observa-se nas equações de ajuste do módulo de cisalhamento para o estado de tensões isotrópico que há um acréscimo de  $G_{0,sat}$  com a profundidade. Em contrapartida observa-se que as taxas de variação de  $G_0$  em relação à tensão normal líquida decrescem com a profundidade. Em relação à sucção verifica-se que, para tensões inferiores a 30 kPa, a taxa de variação de  $G_0$  para 1,5 m é maior do que aquelas que ocorrem nas profundidades de 3,0 e 5,0 m. E, com base na extrapolação dos ajustes propostos, verifica-se também que para sucções inferiores a 700 kPa o mesmo comportamento ocorre com a profundidade de 3,0 m em relação à de 5,0 m. A partir dessas análises e conhecendo-se o processo de formação desses materiais, acredita-se que exista uma relação de  $G_0$  com os parâmetros de compressibilidade das amostras. Essa relação será desenvolvida na seção seguinte.

### 6.4.3 INFLUÊNCIA DO CARREGAMENTO E DA POROSIDADE

Na fase de carregamento sob tensão normal líquida horizontal de 200 kPa verificou-se que os valores dos módulos de cisalhamento obtidos eram inicialmente crescentes. Nesse caso, sabe-se que esse comportamento resulta de deformações plásticas decorrentes do carregamento do material, ou seja, tem-se, para cada instante dessa fase, a alteração das características da curva tensão-deformação devido à formação de um novo arranjo estrutural das partículas.

Os gráficos da Figura 6.34 ilustram os resultados obtidos em função do índice de vazios. Verifica-se visivelmente que o comportamento de  $V_s$  e  $G_0$  distingue-se em relação às fases de carregamento e de adensamento. A Tabela 9.8 em anexo apresenta os valores de  $e$ ,  $V_s$ ,  $G_0$  além das tensões principais atuantes em cada instante das fases do ensaio.



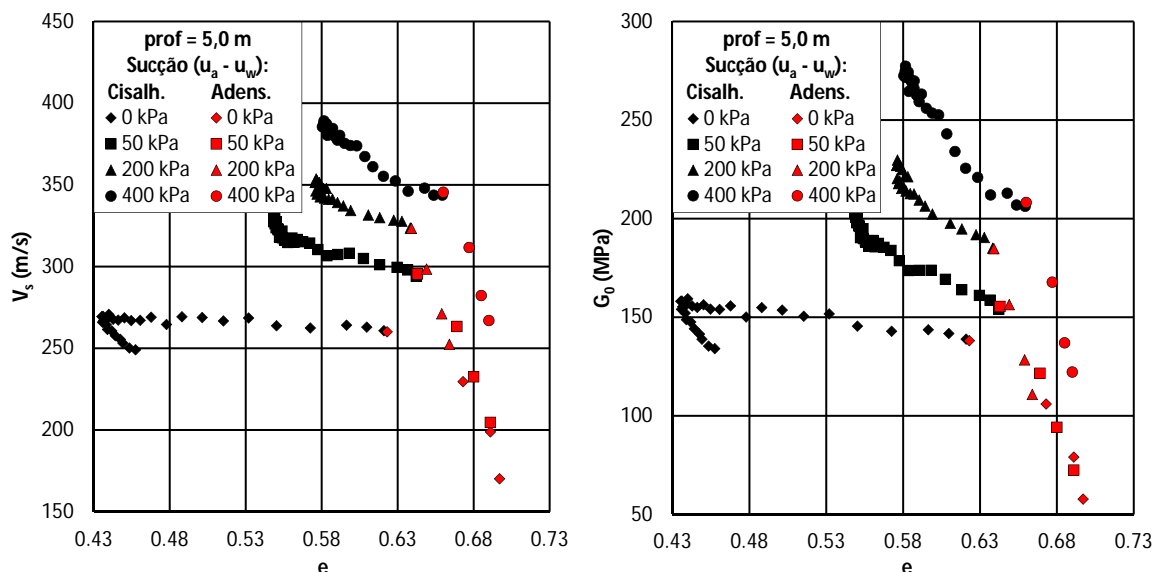


Figura 6.34: Valores de  $V_s$  e  $G_0$  obtidos nas etapas de adensamento isotrópico e de carregamento

O modelo que representa adequadamente  $G_0$  em função do carregamento vertical e do índice de vazios é dado pela equação de Hardin e Blandford (1989). Contudo, nota-se que esse modelo considera apenas as tensões normais aos planos de determinação do módulo de cisalhamento. Dessa forma, optou-se pela realização de ajustes individuais para cada valor de sucção. Inicialmente, o modelo tem como indeterminados os valores das constantes  $S$ ,  $n_v$  e  $n_h$  (para areias  $n_v = n_h = n$ ). A determinação desses parâmetros pode ser feita por meio da Equação (6.19) que representa a regressão linear do modelo de Hardin e Blandford (1989):

$$\log\left(\frac{G_0}{F(e)}\right) = \log(S \cdot p_a) + n \cdot \log\left(\frac{\sigma_v \cdot \sigma_h}{p_a^2}\right) \quad (6.19)$$

Assume-se como valor da pressão atmosférica  $p_a = 100\text{kPa}$  e como função do índice de vazios  $F(e)$  a Equação (6.20) (FERREIRA 2002):

$$F(e) = \frac{1}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \quad (6.20)$$

Os valores das constantes  $n$  e  $S$  que melhor se ajustaram aos resultados experimentais nas fases de adensamento e de carregamento são mostrados na Tabela 6.12. Os gráficos da Figura 6.35 ilustram individualmente os ajustes obtidos para o módulo de cisalhamento em função do índice de vazios e da tensão normal líquida vertical para os diferentes níveis de sucção.

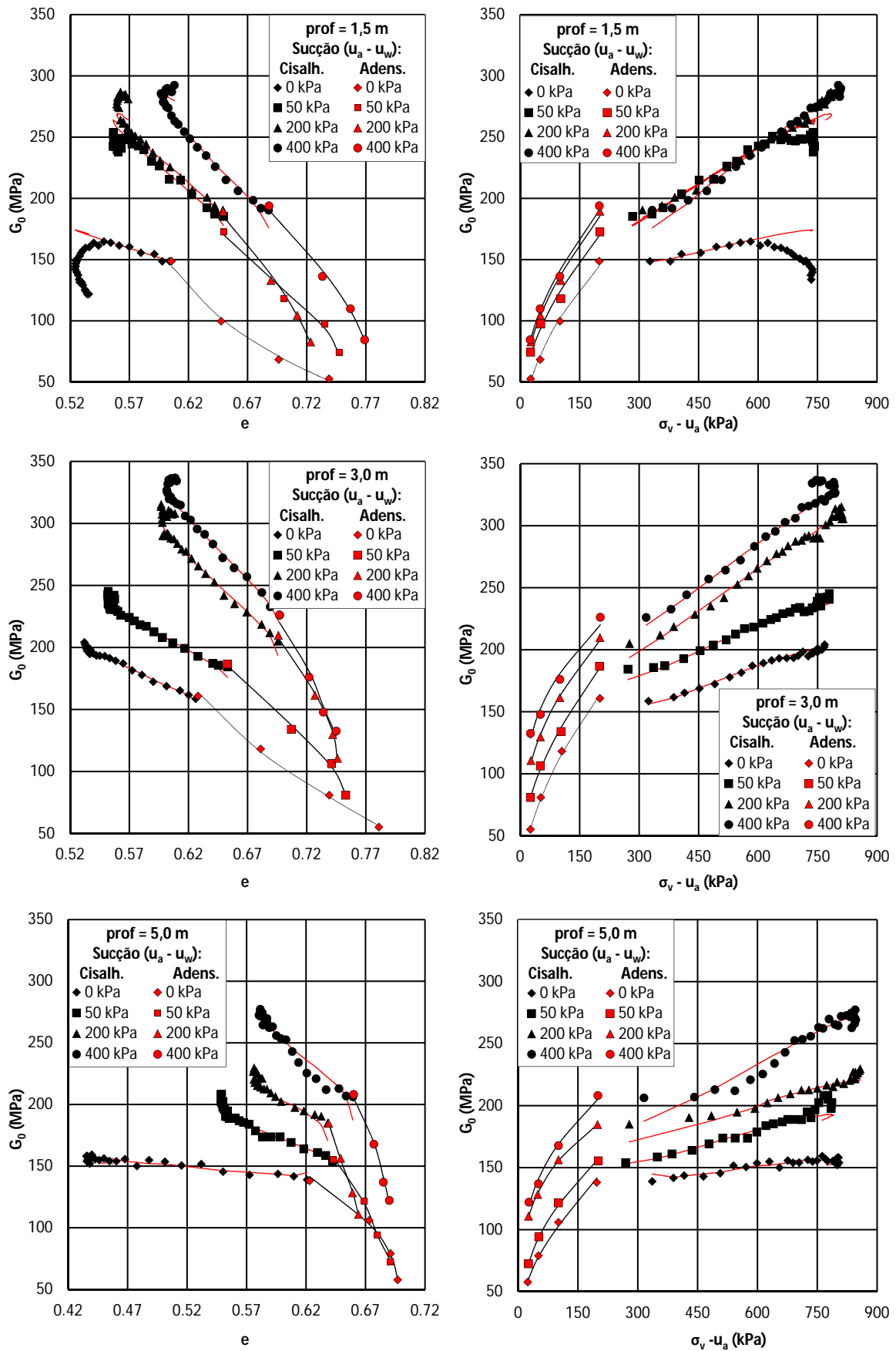


Figura 6.35: Representação gráfica dos ajustes obtidos para as diferentes sucções

Tabela 6.12: Constantes de ajuste da equação de Hardin e Blandford (1989)

$u_a - u_w$ (kPa)	Prof. (m)	Adensamento			Carregamento		
		n	S	R <sup>2</sup>	n	S	R <sup>2</sup>
0	1,5	0,2072	0,6053	0,990	0,0516	0,7468	0,579
	3,0	0,2049	0,7094	0,997	0,1325	0,7003	0,956
	5,0	0,1818	0,6326	0,994	-0,2389	1,3026	0,946
	Média	0,1980	0,6491		-0,0183	0,9166	
50	1,5	0,1719	0,7978	0,988	0,2646	0,6667	0,972
	3,0	0,1634	0,8837	0,994	0,1391	0,8308	0,985
	5,0	0,1697	0,7315	0,998	0,0851	0,7795	0,782
	Média	0,1683	0,8043		0,1629	0,7590	
200	1,5	0,1751	0,8644	0,994	0,2650	0,6744	0,979
	3,0	0,1409	1,0904	0,997	0,2803	0,7674	0,984
	5,0	0,1172	0,9230	0,999	0,1438	0,7802	0,945
	Média	0,1444	0,9593		0,2297	0,7406	
400	1,5	0,1670	0,9546	0,993	0,3867	0,5336	0,985
	3,0	0,1130	1,2020	0,974	0,2760	0,8447	0,991
	5,0	0,1237	1,0466	0,989	0,2590	0,7031	0,983
	Média	0,1346	1,0677		0,3072	0,6938	

A Tabela 6.12 mostra que os parâmetros S e n variam de diferentes formas com a sucção para as condições de adensamento ou de carregamento. Os gráficos das figuras a seguir ilustram a variação das constantes S e n além da média obtida para cada valor de sucção. Os valores médios foram obtidos a partir das constantes determinadas para as três profundidades. Como forma de inserir a variável sucção no modelo de Hardin e Blandford (1989), propôs-se a realização de ajustes empíricos para as constantes n e S.

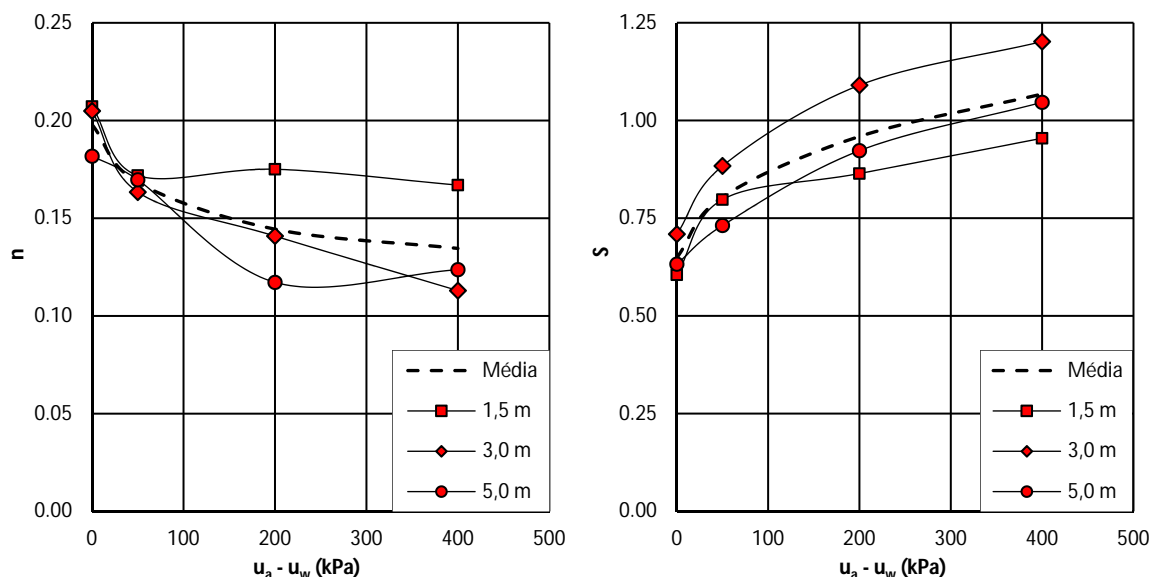


Figura 6.36: Constantes do modelo de Hardin e Blandford (1989) – fase de adensamento

A partir da variação média dos valores de  $n$  e  $S$  obtidos durante a fase de adensamento (Figura 6.36), obtiveram-se as Equações (6.21) e (6.22) com coeficientes de determinação ( $R^2$ ) iguais à unidade:

$$S = 0,6491 + \frac{\Psi}{251,72 + 1,80 \cdot \Psi} \quad (6.21)$$

$$n = 0,1980 - \frac{\Psi}{1052,70 + 13,19 \cdot \Psi} \quad (6.22)$$

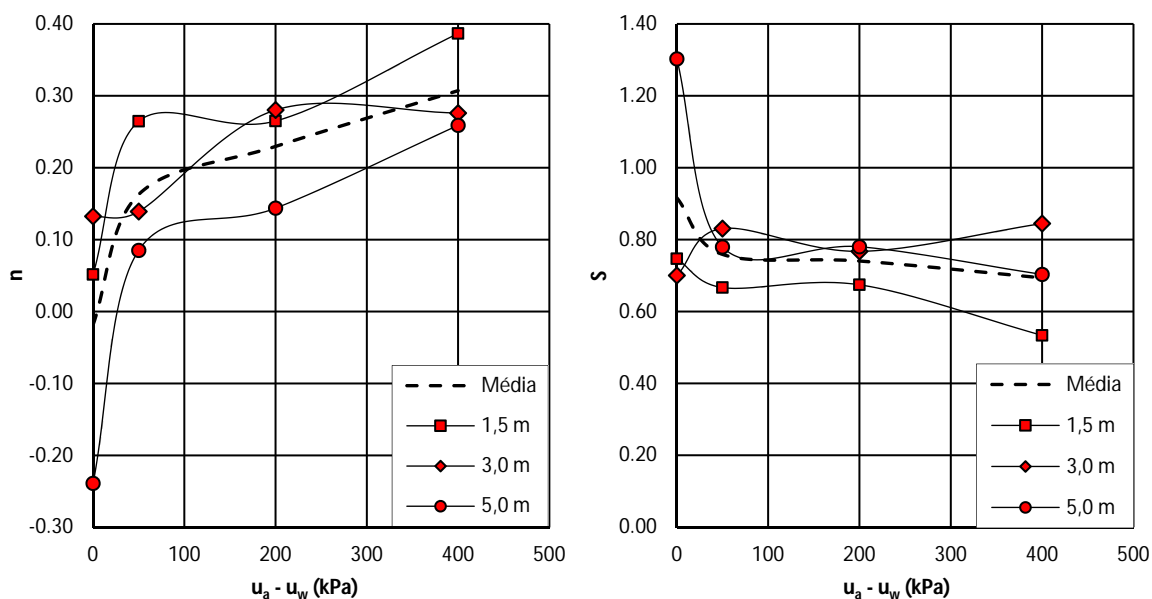


Figura 6.37: Constantes do modelo de Hardin e Blandford (1989) – fase de carregamento

Os valores de  $n$  e  $S$  obtidos durante a fase de carregamento (Figura 6.37) resultaram nas Equações (6.23) e (6.24) com coeficientes ( $R^2$ ) iguais a 0,979 e 0,978, respectivamente.

$$S = 0,9166 - \frac{\Psi}{179,0 + 4,17 \cdot \Psi} \quad (6.23)$$

$$n = -0,0183 + \frac{\Psi}{187,7 + 2,69 \cdot \Psi} \quad (6.24)$$

As Equações (6.21), (6.22), (6.23) e (6.24) fornecem um valor médio das constantes de ajuste  $S$  e  $n$  entre 1,5 e 5,0 m profundidade, tanto para a condição de adensamento isotrópico como para a condição de carregamento confinado. Os gráficos das figuras a seguir apresentam as simulações numéricas dos resultados obtidos experimentalmente para as fases de adensamento isotrópico e de carregamento por meio dessas equações:

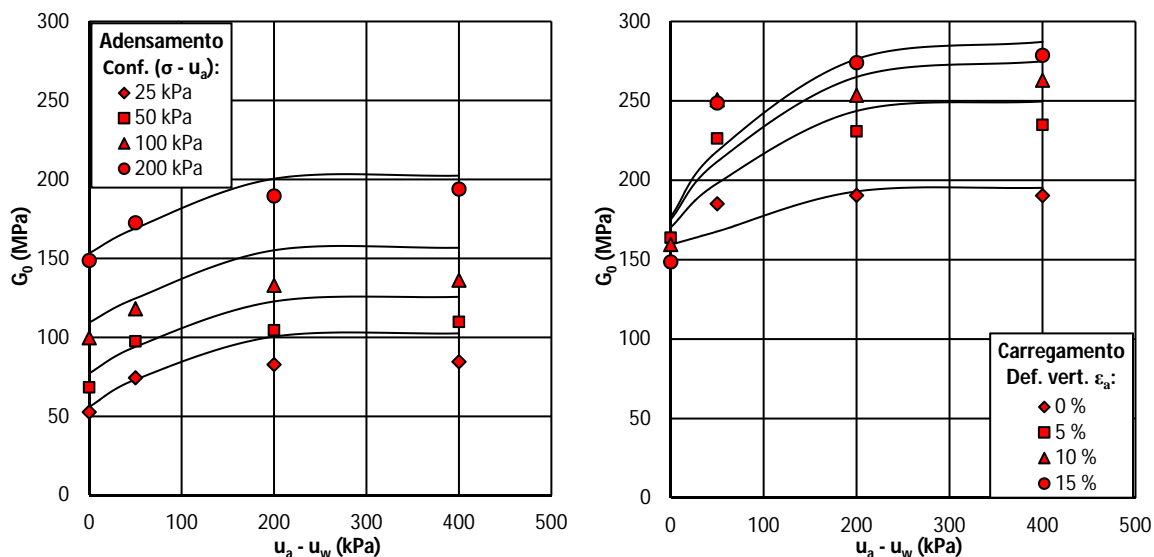


Figura 6.38: Simulação numérica dos resultados obtidos para a profundidade de 1,5 m

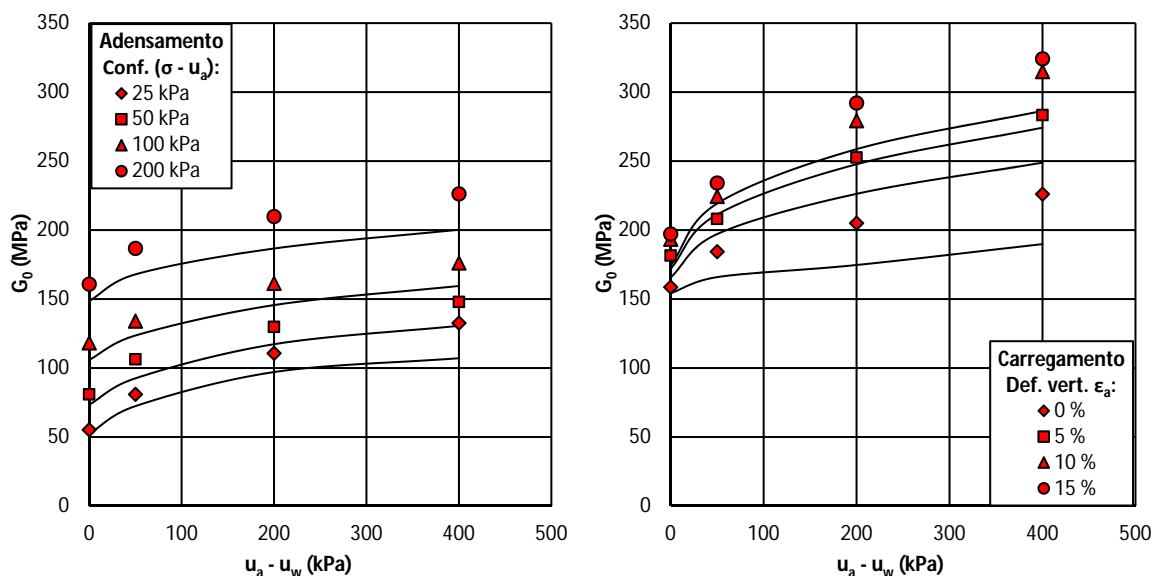


Figura 6.39: Simulação numérica dos resultados obtidos para a profundidade de 3,0 m

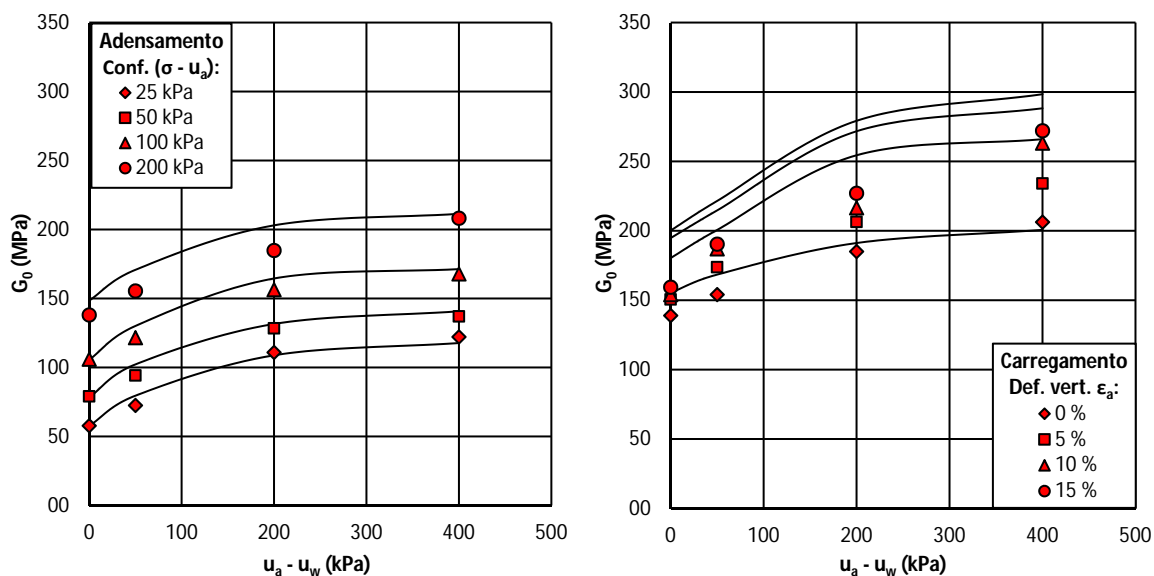


Figura 6.40: Simulação numérica dos resultados obtidos para a profundidade de 5,0 m

Observa-se nas simulações numéricas mostradas nessas figuras que, mesmo havendo dispersão do modelo em relação à alguns resultados, a tendência de variação do modelo segue a dos dados experimentais. Contudo, de acordo com as análises da seção anterior, verificou-se que  $G_0$  também pode ser afetado pela compressibilidade dos materiais. Nesse contexto, as curvas de compressão isotrópica obtidas nos ensaios triaxiais podem fornecer os parâmetros de compressibilidade necessários para o equacionamento de  $G_0$ . Terzaghi & Peck (1948) definem o coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) como sendo a taxa de decréscimo do índice de vazios para um determinado trecho da curva de carregamento:

$$a_v = \frac{e_1 - e}{\Delta p} [\text{m}^2/\text{kN}] \quad (6.25)$$

O módulo de variação volumétrico ( $m_v$ ) é utilizado para expressar as variações volumétricas por unidade de espessura do material durante o ensaio de compressão confinada ou edométrico:

$$m_v = 1000 \cdot \left( -\frac{a_v}{1 + e_1} \right) [\text{m}^2/\text{MN}] \quad (6.26)$$

Contudo, sabemos que a curva de compressão isotrópica difere, em termos de variação volumétrica, da curva de compressão confinada devido às condições de carregamento específicas de cada ensaio. Logo, como forma de incluir a compressibilidade dos materiais no equacionamento de  $G_0$ , denomina-se  $m'_v$  como sendo o módulo de variação volumétrico para a condição de carregamento isotrópico. A partir da determinação de  $m'_v$  para as diferentes condições de sucção, propôs-se as Equações (6.27) e (6.28) como forma de descrever uma relação das constantes  $S$  e  $n$  com esse parâmetro. Nessas equações  $S_0$  e  $n_0$  correspondem aos valores dessas constantes para uma condição de deformabilidade mínima.

$$S = S_0 + f(m'_v) \quad (6.27)$$

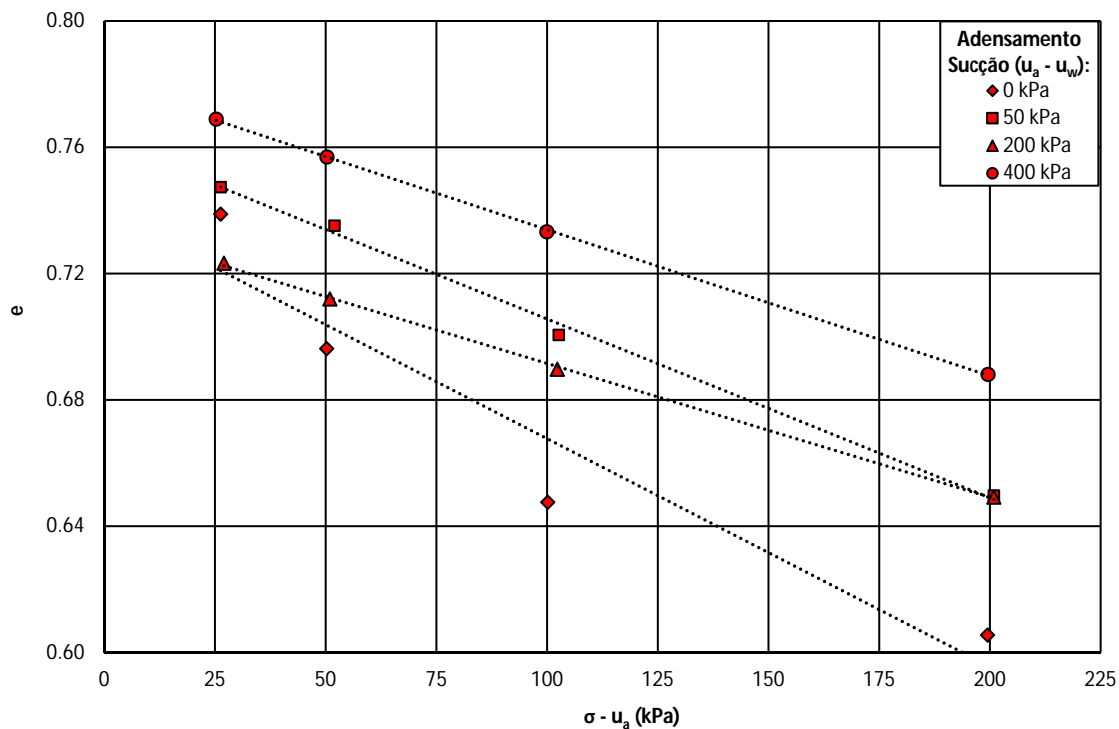
$$n = n_0 + g(m'_v) \quad (6.28)$$

Ao mesmo tempo, assume-se que esse módulo de variação volumétrico pode ser expresso como sendo uma função da sucção.

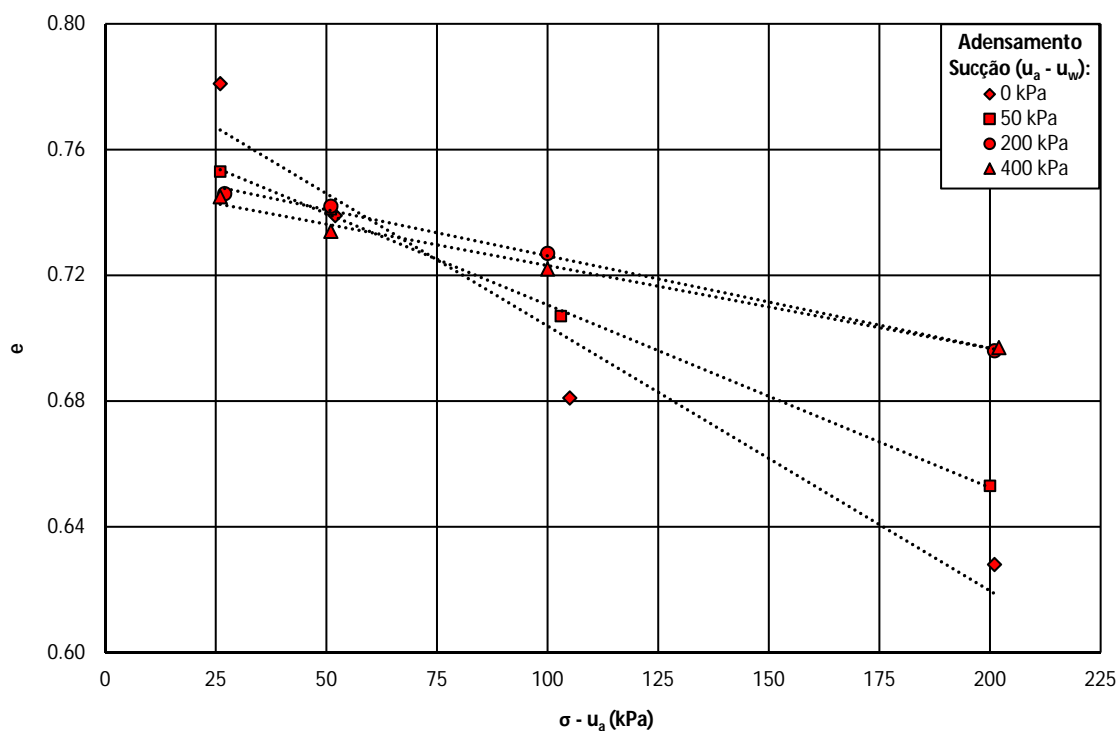
$$m'_v = h(\Psi) \quad (6.29)$$



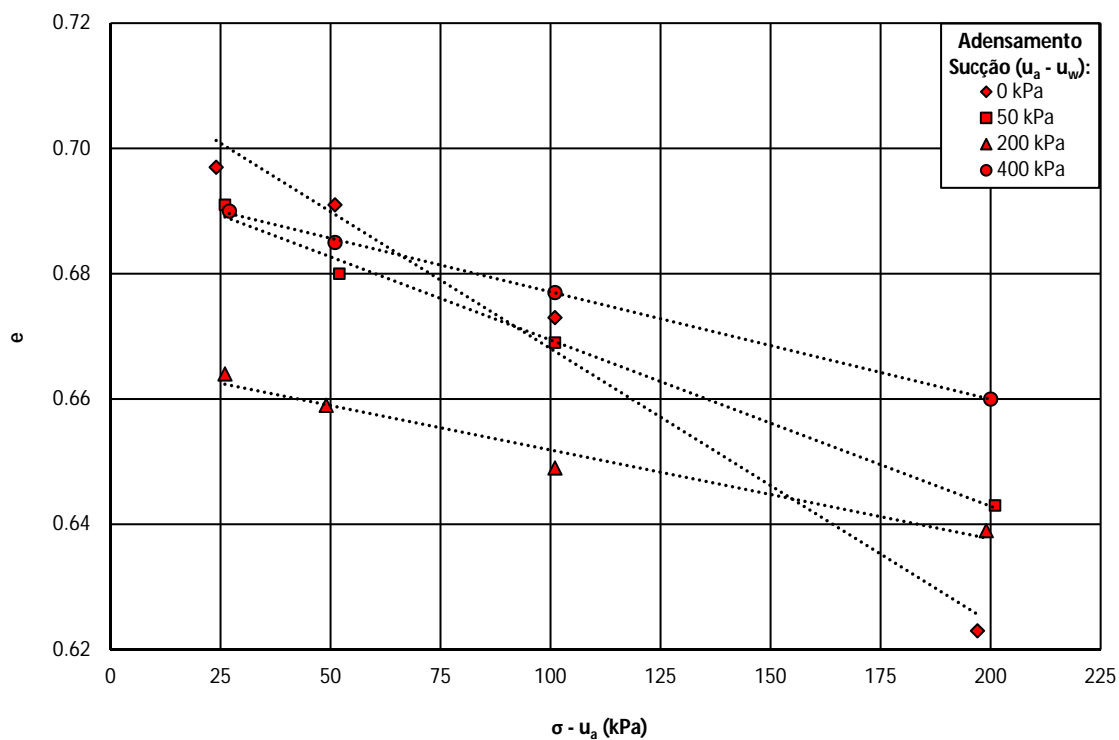
Nos ensaios triaxiais realizados, os valores de  $a'_v$  podem ser obtidos por meio do ajuste linear das curvas de variação do índice de vazios pela tensão nas diferentes condições de sucção. Os gráficos a seguir ilustram esses ajustes para a fase de adensamento. Posteriormente, a Tabela 6.13 apresenta os valores de  $a'_v$  assim como de  $m'_v$  obtidos.



**Figura 6.41:** Variação do índice de vazios durante o ensaio triaxial – profundidade de 1,5 m



**Figura 6.42:** Variação do índice de vazios durante o ensaio triaxial – profundidade de 3,0 m

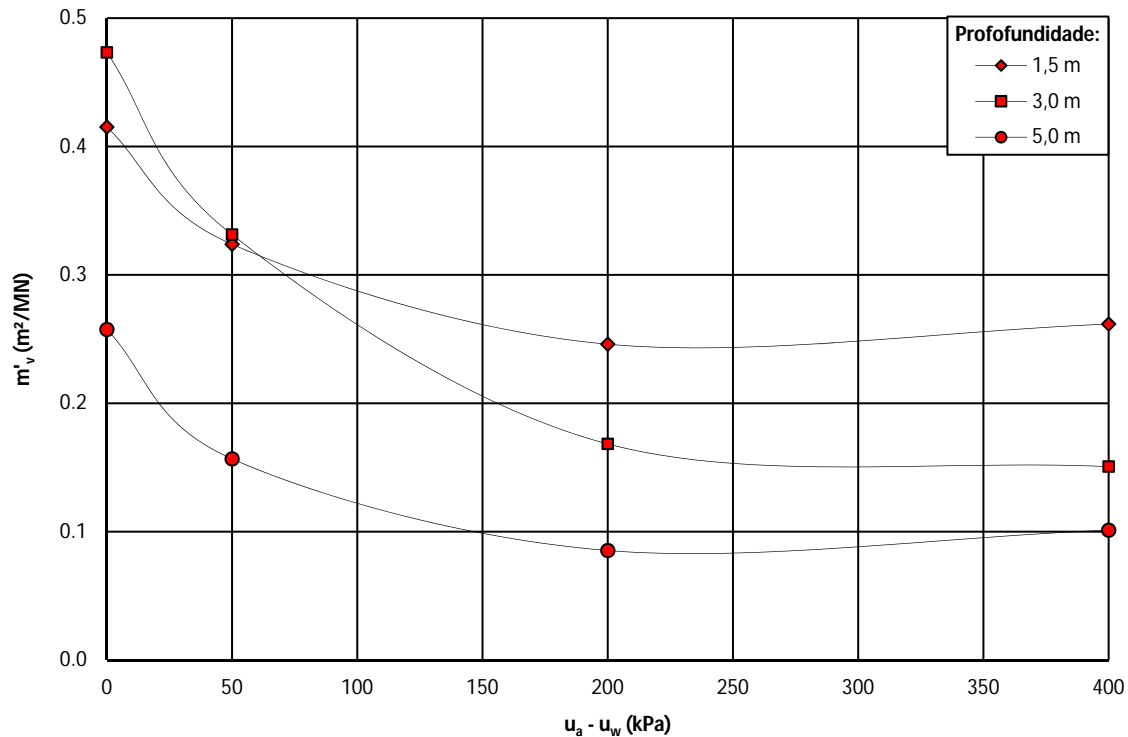


**Figura 6.43:** Variação do índice de vazios durante o ensaio triaxial – profundidade de 5,0 m

Os gráficos da Figura 6.44 ilustram o comportamento de  $m'_v$  em função da sucção e da profundidade:

**Tabela 6.13:** Parâmetros de compressibilidade obtidos na fase de adensamento

$u_a - u_w$ (kPa)	Prof. (m)	$e_1$	$a'_v$ ( $m^2/kN$ )	$m'_v$ ( $m^2/MN$ )	$R^2$
0	1,5	0,739	$-7,22 \cdot 10^{-4}$	0,4152	0,914
	3,0	0,781	$-8,43 \cdot 10^{-4}$	0,4733	0,949
	5,0	0,697	$-4,37 \cdot 10^{-4}$	0,2575	0,983
50	1,5	0,747	$-5,66 \cdot 10^{-4}$	0,3239	0,997
	3,0	0,753	$-5,81 \cdot 10^{-4}$	0,3314	0,999
	5,0	0,691	$-2,65 \cdot 10^{-4}$	0,1567	0,993
200	1,5	0,723	$-4,24 \cdot 10^{-4}$	0,2460	0,999
	3,0	0,746	$-2,94 \cdot 10^{-4}$	0,1684	0,996
	5,0	0,664	$-1,42 \cdot 10^{-4}$	0,0853	0,969
400	1,5	0,769	$-4,63 \cdot 10^{-4}$	0,2617	1,000
	3,0	0,745	$-2,63 \cdot 10^{-4}$	0,1507	0,991
	5,0	0,690	$-1,71 \cdot 10^{-4}$	0,1012	0,999



**Figura 6.44:** Variação da deformabilidade nas etapas do ensaio triaxial

O ajuste das funções  $m'_v = h(\Psi)$  para cada profundidade do perfil durante a fase de adensamento foi realizado conforme a Equação (6.30). Os valores dos parâmetros constitutivos determinados para essa equação são mostrados na Tabela 6.14.

$$m'_v = m'_{v,0} + \frac{\Psi}{a + b \cdot \Psi} \quad (6.30)$$

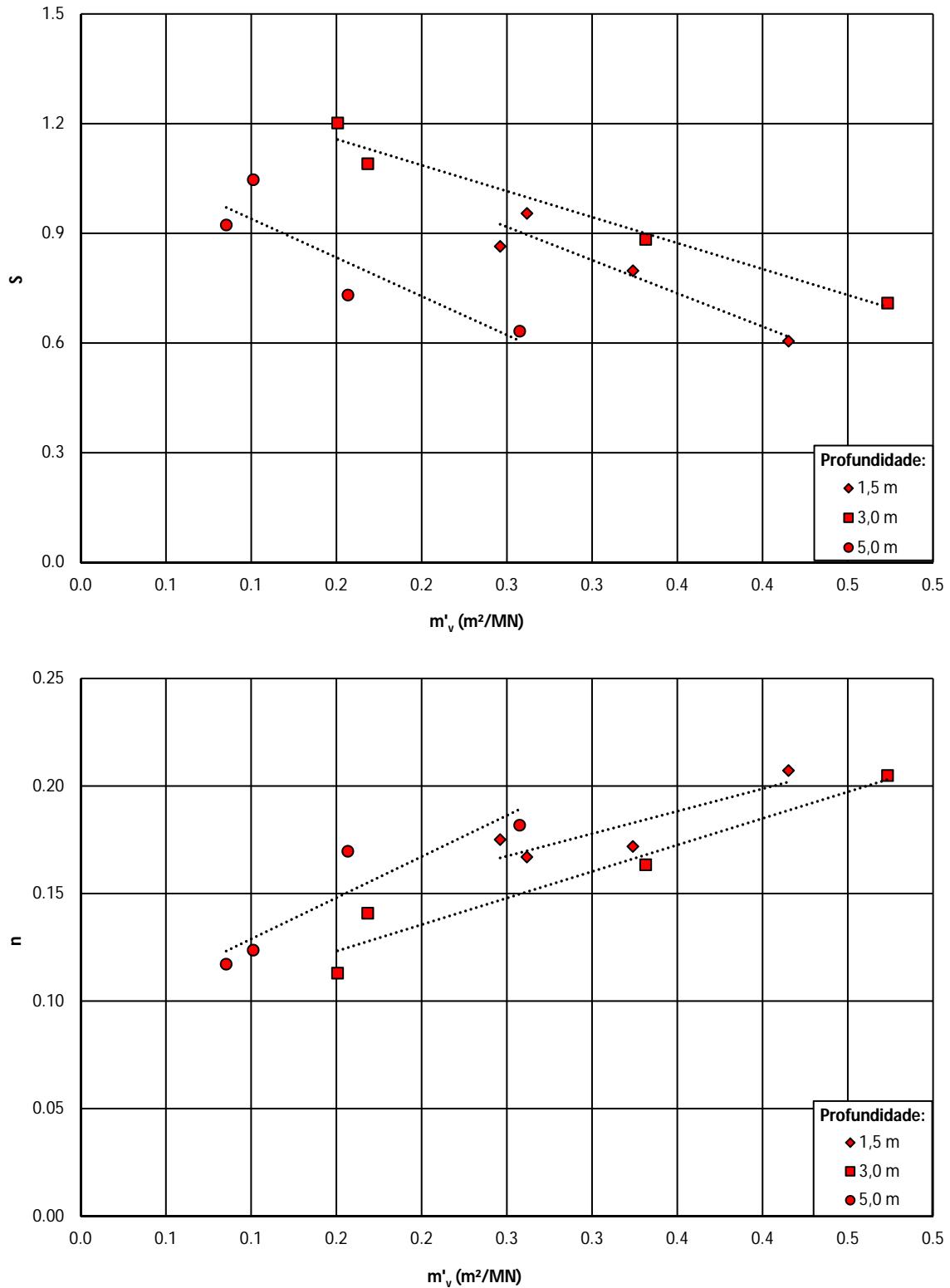
**Tabela 6.14:** Parâmetros de ajuste das funções de compressibilidade dos solos

Prof. (m)	$m'_{v,0}$ (m²/MN)	a	b	R²
1,5	0,4152	-156,46	-5,95	0,982
3,0	0,4733	-195,45	-2,57	0,990
5,0	0,2575	-115,76	-5,95	0,986

A relação entre de S e n com  $m'_v$  para as diferentes sucções tem mostrado tendência linear para cada profundidade. Logo, as parcelas f e g dessas constantes podem ser obtidas para cada profundidade com base nos coeficientes angulares dessas retas (Figura 6.45).

$$f(m'_v) = \text{tg}(\alpha_s) \cdot h(\Psi) \quad (6.31)$$

$$g(m'_v) = \text{tg}(\alpha_n) \cdot h(\Psi) \quad (6.32)$$



**Figura 6.45:** Ajuste das constantes  $S$  e  $n$  em função do módulo de variação volumétrico

A Tabela 6.15 apresenta os valores de  $\text{tg}(\alpha_s)$  e  $\text{tg}(\alpha_n)$  para as diferentes profundidades. Os valores de  $S_0$  e  $n_0$  correspondem aos valores de  $S$  e  $n$  para  $m'_v \rightarrow 0$ .

**Tabela 6.15:** Parâmetros de ajuste das funções de compressibilidade dos solos

Prof. (m)	tg( $\alpha_s$ )	S <sub>0</sub>	R <sup>2</sup>	tg( $\alpha_n$ )	n <sub>0</sub>	R <sup>2</sup>
1,5	-1,8178	1,3722	0,887	0,2087	0,1152	0,771
3,0	-1,4201	1,3704	0,971	0,2469	0,0862	0,932
5,0	-2,1180	1,1515	0,782	0,3829	0,0906	0,845

Observa-se que as equações que descrevem a variação das constantes S e n correspondem a curvas tridimensionais em função das variáveis  $m'_{v,0}$  e  $\Psi$ . Logo, equação de  $G_0$  para um estado isotrópico de tensões pode ser reescrita como segue:

$$G_0 = \left[ S_0 + \text{tg}(\alpha_s) \cdot \left( m'_{v,0} + \frac{\Psi}{a + b \cdot \Psi} \right) \right] \cdot \frac{F(e) \cdot (\sigma - u_a)^{2[n_0 + \text{tg}(\alpha_n) \cdot (m'_{v,0} + \frac{\Psi}{a + b \cdot \Psi})]}}{\rho_a^{\{2[n_0 + \text{tg}(\alpha_n) \cdot (m'_{v,0} + \frac{\Psi}{a + b \cdot \Psi})] - 1\}}} \quad (6.33)$$

As Equações (6.34), (6.35) e (6.36) representam os ajustes obtidos respectivamente para as profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m. Os gráficos da Figura 6.46 simulam, por meio dessas equações, os resultados obtidos experimentalmente na fase de adensamento.

$$G_0 = \left( 0,6586 + \frac{\Psi}{114,02 + 4,34 \cdot \Psi} \right) \cdot \frac{F(e) \cdot (\sigma - u_a)^{\left(0,4037 - \frac{\Psi}{378,84 + 14,26 \cdot \Psi}\right)}}{\rho_a^{-\left(0,5963 + \frac{\Psi}{378,84 + 14,26 \cdot \Psi}\right)}} \quad (6.34)$$

$$G_0 = \left( 0,6983 + \frac{\Psi}{137,63 + 1,81 \cdot \Psi} \right) \cdot \frac{F(e) \cdot (\sigma - u_a)^{\left(0,4061 - \frac{\Psi}{395,81 + 5,20 \cdot \Psi}\right)}}{\rho_a^{-\left(0,5939 + \frac{\Psi}{395,81 + 5,20 \cdot \Psi}\right)}} \quad (6.35)$$

$$G_0 = \left( 0,6061 + \frac{\Psi}{54,66 + 2,81 \cdot \Psi} \right) \cdot \frac{F(e) \cdot (\sigma - u_a)^{\left(0,3784 - \frac{\Psi}{151,16 + 7,77 \cdot \Psi}\right)}}{\rho_a^{-\left(0,6216 + \frac{\Psi}{151,16 + 7,77 \cdot \Psi}\right)}} \quad (6.36)$$

Verifica-se por meio dos gráficos da Figura 6.46 que as curvas obtidas representam com precisão os resultados de  $G_0$  determinados a partir de ensaios triaxiais com *bender elements*. Visualmente, as maiores dispersões em relação aos pontos experimentais ocorrem somente para as sucções de 50 e 400 kPa da profundidade de 5,0 m. Analisando-se as variáveis que exercem maior influência sobre  $G_0$ , verifica-se que o material de 1,5 m é mais afetado por variações na tensão de confinamento. Ao mesmo tempo, verifica-se que as variações na porosidade exercem maior influência sobre o material de 3,0 m.

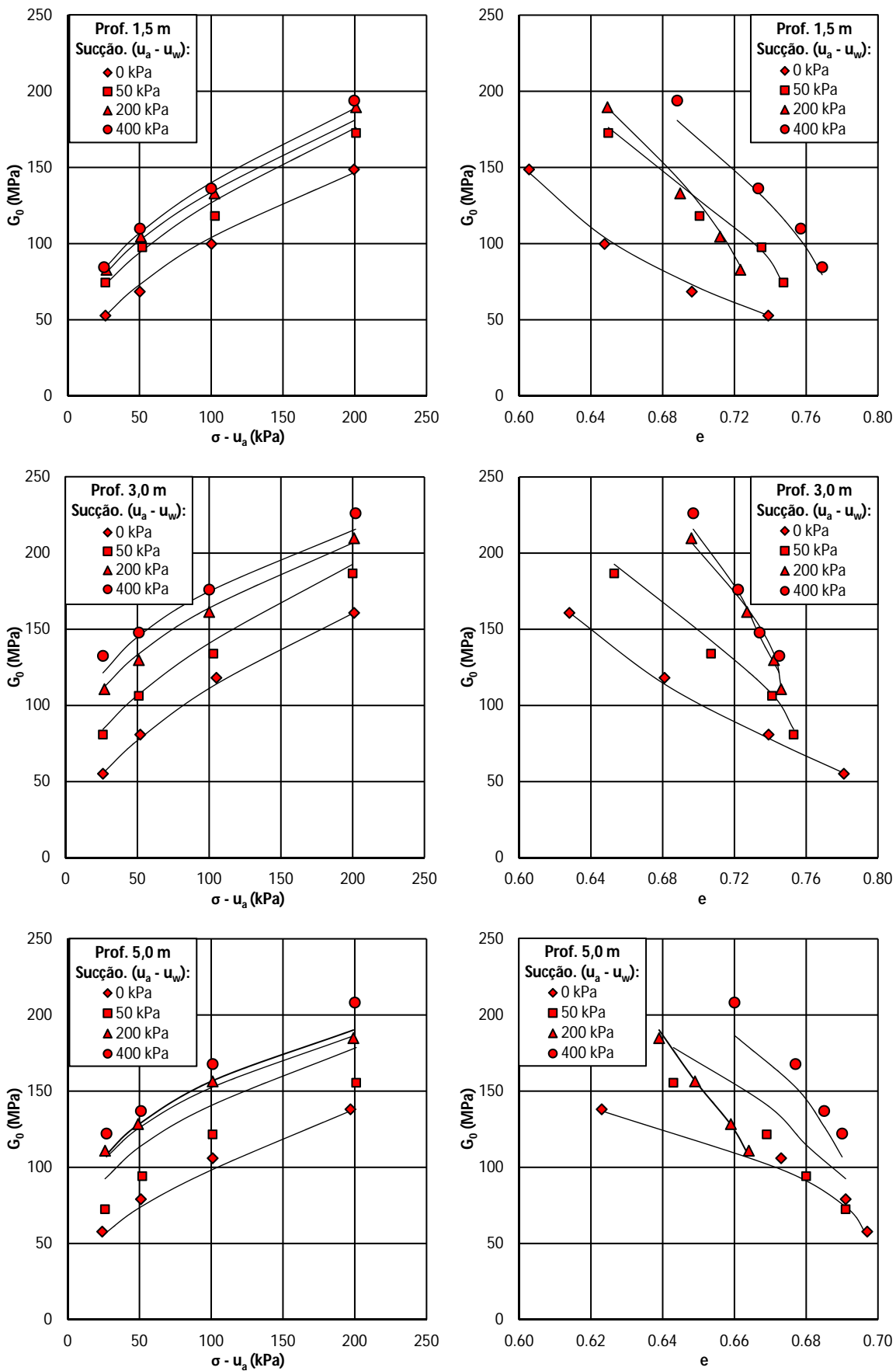


Figura 6.46: Simulação numérica dos resultados obtidos para a fase de adensamento

## 7. CONCLUSÕES

### 7.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

O estudo realizado nas amostras de solos coletadas nas três profundidades investigadas apresentou ajustes satisfatórios entre a tensão de cisalhamento e as tensões normais líquidas e sucções impostas em laboratório. Assim, pode-se concluir que a maior contribuição para os ganhos de resistência desse solo é o aumento da coesão devido o acréscimo da sucção. Observou-se um pequeno acréscimo no ângulo de atrito ( $\phi$ ) com aumento da sucção a partir da avaliação das envoltórias de resistência das amostras coletas em 3,0 e 5,0m de profundidade. Esse fato é distinto daquele observado por Fagundes (2014) para a amostra de solo coletada à 1,5m de profundidade, onde houve um decréscimo no ângulo de atrito ( $\phi$ ) com o aumento da sucção. A interpretação conjunta de todos esses resultados indica que os parâmetros de resistência aumentam com a profundidade devido à redução da porosidade do solo. Conclui-se também que, para sucções menores do que o VEA,  $\phi^b$  é sempre menor do que  $\phi'$ , comportamento distinto da hipótese estabelecida inicialmente para definição das constantes “a” e “b” do modelo hiperbólico de Vilar (2007). Contudo, devido a homogeneidade desses solos, foi possível propor um modelo de ajuste hiperbólico modificado para representar a variação dos interceptos de coesão em função da sucção. Esse modelo levou em conta o índice de vazios natural para o trecho do perfil estudado (entre 1,5 e 5,0m de profundidade) e a razão entre os ângulos de atrito para o estado saturado ( $d_s = \phi^b / \phi'$ ). A introdução do fator  $d_s$  na definição das constantes “a” e “b” da equação hiperbólica forneceu uma aproximação adequada para os resultados experimentais obtidos ao longo do perfil.

### 7.2 MÓDULO DE CISALHAMENTO MÁXIMO

A interpretação dos resultados dos ensaios triaxiais empregando *bender elements* para as amostras coletadas das profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade indica uma tendência de aumento de  $G_0$  com o incremento das tensões isotrópicas dos solos não saturados estudados. Para a condição saturada e de confinamento nulo observaram-se acréscimos em  $G_0$  com o aumento da profundidade. Contudo, observou-se que as taxas de variação em relação à tensão de confinamento isotrópica decrescem com a profundidade. Já, em relação à sucção, observou-se que para tensões inferiores a 30 kPa, a taxa de variação de  $G_0$  para a profundidade de 1,5 m é maior do que aquelas verificadas em 3,0 e

5,0 m, ocorrendo o mesmo com a profundidade de 3,0 m em relação à de 5,0 m para sucções inferiores a 700 kPa. Em outras palavras, verifica-se que para os solos mais superficiais, as variações na rigidez são menores até uma determinada sucção, podendo esse comportamento estar relacionado às características de deformabilidade desses solos. Ajustaram-se também aos pontos determinados experimentalmente a um modelo matemático que considera inicialmente as tensões líquidas axiais, radiais e o índice de vazios. Posteriormente adequou-se a esse modelo as variáveis sucção e compressibilidade dos solos não saturados estudados, determinada por meio dos ensaios triaxiais. Por esses ajustes verificou-se que  $G_0$  para a amostra coletada a 1,5 m de profundidade sofre maior influência das variações na tensão de confinamento e que as variações na porosidade exercem maior influência sobre a deformabilidade do solo de 3,0 m de profundidade.



## 8. REFERÊNCIA BIBLIOGRAFICA

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *D5298-10*: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. *ASTM International*. West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2010. 6p.
- AITCHISON, G. D. Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. *A Symposium in Print*. Edited by G. D. Aitchison. Butterworth, Sydney, Australia. 1965. 278p.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. Special Problems Soils. In: X EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Dublin, Ireland, 1987. Proceedings. Dublin, Ireland: General Report, 1987. p. 5.1 - 5.60
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 09604*: Solo – Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 07181*. Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 07180*. Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 06459*. Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6508*. Grãos de Solo que Passam na Peneira 4,8 mm: Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6467*. Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- ATKINSON, J. *An Introduction to The Mechanics of Soil and Foundations*. Maidenhead, England: MacGraw-Hill. 1993, 337p.

- BICALHO, K. V.; FERREIRA, S.; CORREIA, A. G.; FLEUREAU, J.-M.; MARINHO F.A.M. Filter Paper Method of Soil Suction Measurement. In: 13° PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING. Isla Margarita, Venezuela, 2007.
- BISHOP, A.W. The Principle of Effective Stress. *Tecnisk Ukeblad*, v.106, n.39, 1959. p. 859 - 863
- BISHOP, A. W.; ALPAN, G. E.; DONALD, B. I. Factors Controlling the Shear Strength of Partly Saturated Cohesive Soils. In: RESEARCH CONFERENCE OF SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS. BOULDER, 1960. Proceedings. American Society of Civil Engineers, 1960. p. 503-532.
- BISHOP, A. W.; DONALD I. B. The Experimental Study of Party Saturated Soil in The Triaxial Apparatus. In: V INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Paris, 1961. Dunod, 1961. v.1. p.13 - 21.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. *Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. 2nd ed. London, England: Edward Amold.1962, 227 p.
- BLIGHT, E. *Strength and Consolidation Characteristics of Compacted Soils*. 1961. Ph.D. dissertation, Univ. of London, London, England, 217 p. 1961.
- BOTELHO, B. S. *Equipamento Triaxial Cúbico para Ensaio em Solos Saturados e Não Saturados com Sucção Matricial Controlada*. 2007. 106f. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2007.
- CALLE, J. A. C. *Análise de Ruptura de Talude em Solo não Saturado*. 2000. 156f. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 2000.
- CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. Sample disturbance in London Clay. *Géotechnique*, v.42, n.4. p. 577 - 585. 1992.
- CRONEY, D.; COLEMAN, J.D. Pore Pressure and Suction in Soils. In: CONFERENCE ON PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS. Butterworths, London, 1961.

- De CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. C.; TIBANA, S.; AGUILAR, S. A. S.; FONSECA, E. C. Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório. In: 1º CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, Rio de Janeiro, 1992. p. 385 - 851.
- De MIO, G. *Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone para Identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental*. 2005. 348p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 2005.
- DONALD, I. B. *The Mechanical Properties of Saturated and Partly Saturated Soils with Special Reference to Negative Pore Water Pressure*. 1961. Ph.D. Dissertation, Univ. of London, London, England, 1961.
- EDIL, T. B.; MOTAN, S. E.; TOHA, F. X. "Mechanical Behavior and Testing Method of Unsaturated Soils." Laboratory of Shear Strength of Soil - ASTM STP 740. R. N. Young and F. C. Townsend, Eds. American Society for Testing and Materials, 1981. p. 114-129.
- ESCARIO, V. SAEZ, J. The Shear Strength of Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, v.36, n.3, p. 453 - 456. 1986.
- FAGUNDES, L. S. *Avaliação da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Tropical não Saturado*. 2014. 102p. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru, 2014.
- FERNANDES, J. B. *Desenvolvimento de um Sistema Hidropneumático para Ensaios de Permeabilidade em Solos Saturados*. 2012. 116f. Monografia. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru, 2012
- FERREIRA, A. M.; GERSCOVICH, D. M. S. Avaliação das Equações para Previsão do Comportamento de Solos Residuais Brasileiros Não Saturados. In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2010. Gramado, RS, Brasil.

- 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*. 2002. 167p. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal. 2002.
- FEUERHARMEL, C. *Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares não Saturados da Formação Serra Geral*. 2007. 329p. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia. Porto Alegre, 2007.
- FONSECA, E. C. (1991). *Ensaio de Cisalhamento Direto com Sucção Controlada em Solos não Saturados*. 1991. 173p. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 1991.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1993. 517p.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The Shear Strength for Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v.16, n.1, 1979. p. 121 - 139.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v.31, n.3, 1994. p. 551 - 532.
- GIACHETI, H. L. *Estudo Experimental de Parâmetros Dinâmicos de Alguns Solos Tropicais do Estado de São Paulo*. 1991. 232f. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 1991.
- GIACHETI, H. L.; ELIS, D. R.; de MIO, G.; CAVALCANTE, E. H. Ensaios de Campo na Investigação Geotécnica e Geoambiental. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006. Curitiba. p. 1 - 24.
- GEORGETTI, G. B. *Resistência de um Solo não Saturado a partir de Ensaios com Teor de Umidade Constante (CW)*. 2010. 108f. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 2010.

- GEORGETTI, G. B. *Deformabilidade e Resistência de um Solo Laterítico não Saturado*. 2014. 130p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 2014.
- GEORGETTI, G. B.; RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. Small-strain Shear Modulus and Shear Strength of a Unsaturated Clayey Sand. In: PROCEEDINGS OF THE 18<sup>TH</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND ENGINEERING, 2012. Paris. p. 1113 - 1116.
- HARDIN, B. O.; BLANDFORD, G. E. Elasticity of Articulate Materials. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v.115, n.6, 1989
- HEAD, K. H. *Manual of Soil Laboratory Testing: Effect Stress Tests*. London: Pentech Press Limited ,1986. v.3. p.743-1238.
- HILF, J. W. *An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils*. 1956. 654p. Ph.D. Dissertation, Tech. Memo. U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation. Denver, Colorado, 1956.
- HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. A Multistage Triaxial Test for Unsaturated Soils. *Geotechnique Testing Journal, ASTM*, Philadelphia. v.5. 1982. p.18 - 25.
- JANNUZZI, G. M. F.; DANZIGER, F. A. B.; MARTINS, I. S. M. Verificação da Qualidade da Amostra Através de *Bender Elements*. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2012. Porto de Galinhas, PE, Brasil.
- KHALILI, N.; KHABBAZ, M. H. A Unique Relationship for  $\chi$  for the Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soils. *Géotechnique*. v.48, n.5. p. 681-687. 1998.
- KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. On Total, Matric and Osmotic Suction. *Soil Science*, v.114, n.5, 1972. p.339 - 348.
- LEE, I. K.; WHITE, W.; INGLÊS, O. G. *Geotechnical Engineering*. Melbourne: Pitman Publishing Pty. 1983. 508p.
- LIBARDI, P.L. *Dinâmica da Água no Solo*. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo (EDUSP). 2005. 344p.

- LOPES, M. B. L. *Influência da Sucção na Resistência ao Cisalhamento de um Solo de Filito de Belo Horizonte, MG*. 2006. 121p. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2005.
- MACHADO, S. L.; VILAR, O. M. *Resistência ao Cisalhamento de Solos não Saturados: Ensaio de Laboratório e Determinação Expedita*. *Solos e Rochas*, 1998, v.21, n.2, p. 65-78.
- MARINHO, F. A. M. *Medição da Sucção em Solos*. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, Rio de Janeiro, 1997. Rio de Janeiro: Freitas Bastos Editora, v.2. 1997. p. 373-398.
- MARINHO, F. A. M.; ZAMBUZI, N. de C.; CAMPOS, T. M. P. *Desenvolvimento de Cerâmica com Alta Pressão de Entrada de Ar*. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006. Curitiba. v. 1. p. 435-440.
- MARINHO, F. A. M. *Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento para Estudos de Encostas e Taludes: Ensaio de Laboratório*. In: VI Conferência Brasileira de Encostas (COBRAE), 2013. Angra dos Reis. p. 119 - 134.
- OLIVEIRA, O. M. *Estudo sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado não Saturado*. 2004. 361f. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.
- PEDRINI, R. A. M. *Desenvolvimento de Sistema para Sísmica Up-hole em Conjunto com o Ensaio SPT*. 2012. 113f. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru, 2012.
- PEREIRA, Á. *Resistência ao Cisalhamento de Solos não Saturados: Análise Experimental Teórica*. 2006. 146f. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2006.
- REIS, R. M. *Comportamento Tensão - Deformação de Dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaisse*. 2004. 198f. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 2004.

- RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A New Instrument for the Measurement of Soil Moisture Suction. *Géotechnique*. v.44, n.2, 1993. p. 321 - 324.
- RODRIGUES, R. A. *Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático*. 2007. 262f. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 2007.
- SILVA JUNIOR, A. C. *Avaliação das Flutuações Sazonais de Umidade e Sucção em um Perfil de Solo Tropicall*. 2011. 137f. Dissertação Mestrado. Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil. Goiania, 2011.
- SNELLING, K.; SUTTON, J.; MENDES, J. Some Recent Developments in Geotechnical Laboratory Testing. In: PROCEEDINGS OF INDIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 2011. Kochi, Japan. 8p.
- SOARES, E. P. *Caracterização Geológico e Geotécnica de um Filtro Dolomítico do Quadrilátero Ferrífero com Vistas ao Estudo de Estabilidade de Taludes Incorporando a Sução*. 2008. 177f. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2008.
- SOARES, R. M. *Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar não Saturado do Rio de Janeiro*. 2005. 196f. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2005.
- van GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of a Unsaturated Soils. *Soil Science Society of American Journal*, v. 44. 1980. p. 892 - 898.
- TERZAGHI, K; PECK R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1948. 566p.
- VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The Relationship Between the Soil - Water Characteristic Curve and the Unsaturated Shear Strength of a Compacted Glacial Till. *Geotechnical Testing Journal*, v.19, n.3, 1996. p. 259-268.

- VIEIRA, A. M.; MARINHO, F. A. M. Variação Sazonal de Sucção em um Talude de Solo Residual em São Paulo. In: III CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS, 2001. Rio de Janeiro. p. 287 - 295.
- VILAR, O. M. An expedite Method to Predict the Shear Strength of Unsaturated Soil. *Soils & Rocks, AMBS – ABGE*, v.30, n.1, 2007. p. 51-62.
- VILLAR, L. F. S. *Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita*. 2002. 511p. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2002.
- VITALI, O. P. M. *Desenvolvimento de um Sistema para Realização de Ensaio Sísmico Down-Hole em Conjunto com CPT*. 2011. 100f. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 2011.
- VIVIAN, J. B. *Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar não Saturado Contaminado com Óleo Diesel*. 2008. 100f. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia. Porto Alegre, RS, 2008.



## 9. ANEXO

Tabela 9.1: Resultados dos ensaios de papel filtro

Profundidade 3,0 m						Profundidade 5,0 m					
$\psi$ (kPa)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	n (%)	w <sub>solo</sub> (%)	w <sub>papel</sub> (%)	$\psi$ (kPa)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	n (%)	w <sub>solo</sub> (%)	w <sub>papel</sub> (%)
0,0	1,480	0,810	44,8	26,6	-	0,0	1,515	0,776	43,7	26,9	-
4,2	1,496	0,792	44,2	18,8	154,5	4,0	1,551	0,734	42,3	22,3	157,9
4,2	1,418	0,889	47,1	18,2	154,6	4,2	1,489	0,807	44,7	20,7	154,2
4,2	1,459	0,837	45,6	17,6	154,5	4,1	1,524	0,765	43,3	21,0	155,8
4,8	1,454	0,843	45,8	15,4	146,7	4,3	1,550	0,736	42,4	18,6	152,8
4,7	1,463	0,832	45,4	15,4	146,9	4,5	1,529	0,760	43,2	17,9	149,9
4,8	1,405	0,907	47,6	13,1	145,7	4,8	1,547	0,738	42,5	16,9	146,6
5,4	1,412	0,898	47,3	12,0	139,7	4,8	1,518	0,772	43,6	15,4	145,9
5,8	1,385	0,934	48,3	11,3	135,8	5,6	1,521	0,768	43,5	13,5	137,7
6,7	1,409	0,902	47,4	10,5	127,5	6,1	1,506	0,787	44,0	13,0	132,6
7,9	1,404	0,909	47,6	10,1	119,3	11,6	1,535	0,753	43,0	11,3	102,4
20,9	1,422	0,885	47,0	8,6	80,7	17,7	1,508	0,784	44,0	10,0	86,3
45,9	1,427	0,878	46,7	7,7	58,8	35,9	1,522	0,768	43,4	9,4	64,9
242,4	1,474	0,819	45,0	7,0	39,5	144,0	1,558	0,726	42,1	8,4	43,1
704,6	1,515	0,770	43,5	6,4	32,0	401,8	1,524	0,766	43,4	7,6	36,0
2060,2	1,480	0,810	44,8	5,9	24,5	2183,0	1,415	0,901	47,4	6,5	24,1
6814,0	1,492	0,797	44,3	4,1	16,2	8229,3	1,508	0,783	43,9	5,1	14,9
10141,4	1,471	0,822	45,1	3,0	13,4	11427,6	1,511	0,780	43,8	3,1	12,6
11652,8	1,451	0,847	45,9	2,4	12,4	12463,8	1,552	0,733	42,3	2,4	12,0
19878,3	1,362	0,968	49,2	0,9	8,7	14547,1	1,498	0,796	44,3	2,0	10,9
20144,2	1,421	0,885	47,0	0,9	8,6	22409,7	1,529	0,759	43,2	1,0	7,9
21505,0	1,509	0,776	43,7	0,8	8,2	-	-	-	-	-	-
Média	1,446	0,855	46,1			Média	1,519	0,771	43,5		
Sd	0,042	0,054	1,6			Sd	0,031	0,037	1,1		

Tabela 9.2: Resultados dos ensaios de placa de sucção

Profundidade 3,0 m					Profundidade 5,0 m				
$\psi$ (kPa)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	n (%)	w <sub>solo</sub> (%)	$\psi$ (kPa)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	n (%)	w <sub>solo</sub> (%)
1	1,481	0,809	44,7	26,4	1	1,537	0,750	42,9	26,4
*2	1,328	1,018	50,4	29,4	2	1,496	0,798	44,4	25,0
3	1,496	0,791	44,2	20,2	3	1,533	0,755	43,0	23,6

\* ponto desconsiderado

Tabela 9.3: Índices físicos dos CPs dos ensaios triaxiais

$\psi$ (kPa)	CP ( $\sigma_r - u_a$ ) (kPa)	Profundidade 3,0 m			Profundidade 5,0 m			
		$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	n (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	n (%)	
0 (saturado)	1	50	1,479	0,814	43,5	1,567	0,717	41,9
	2	100	1,542	0,740	42,5	1,598	0,684	40,5
	3	200	1,531	0,753	42,9	1,572	0,712	41,5
50	4	50	1,540	0,742	42,5	1,607	0,674	40,1
	5	100	1,535	0,748	42,9	1,579	0,697	41,2
	6	200	1,537	0,745	42,5	1,576	0,707	41,5
200	7	50	1,541	0,741	42,5	1,594	0,688	40,8
	8	100	1,547	0,734	42,2	1,590	0,692	40,8
	9	200	1,548	0,733	42,2	1,579	0,704	41,2
400	10	50	1,555	0,726	41,9	1,581	0,702	41,2
	11	100	1,520	0,77	43,5	1,585	0,697	41,2
	12	200	1,498	0,791	44,1	1,596	0,686	40,8
	Média		1,531	0,753	42,8	1,585	0,697	41,2
	Sd		0,022	0,026	0,7	0,012	0,013	0,5

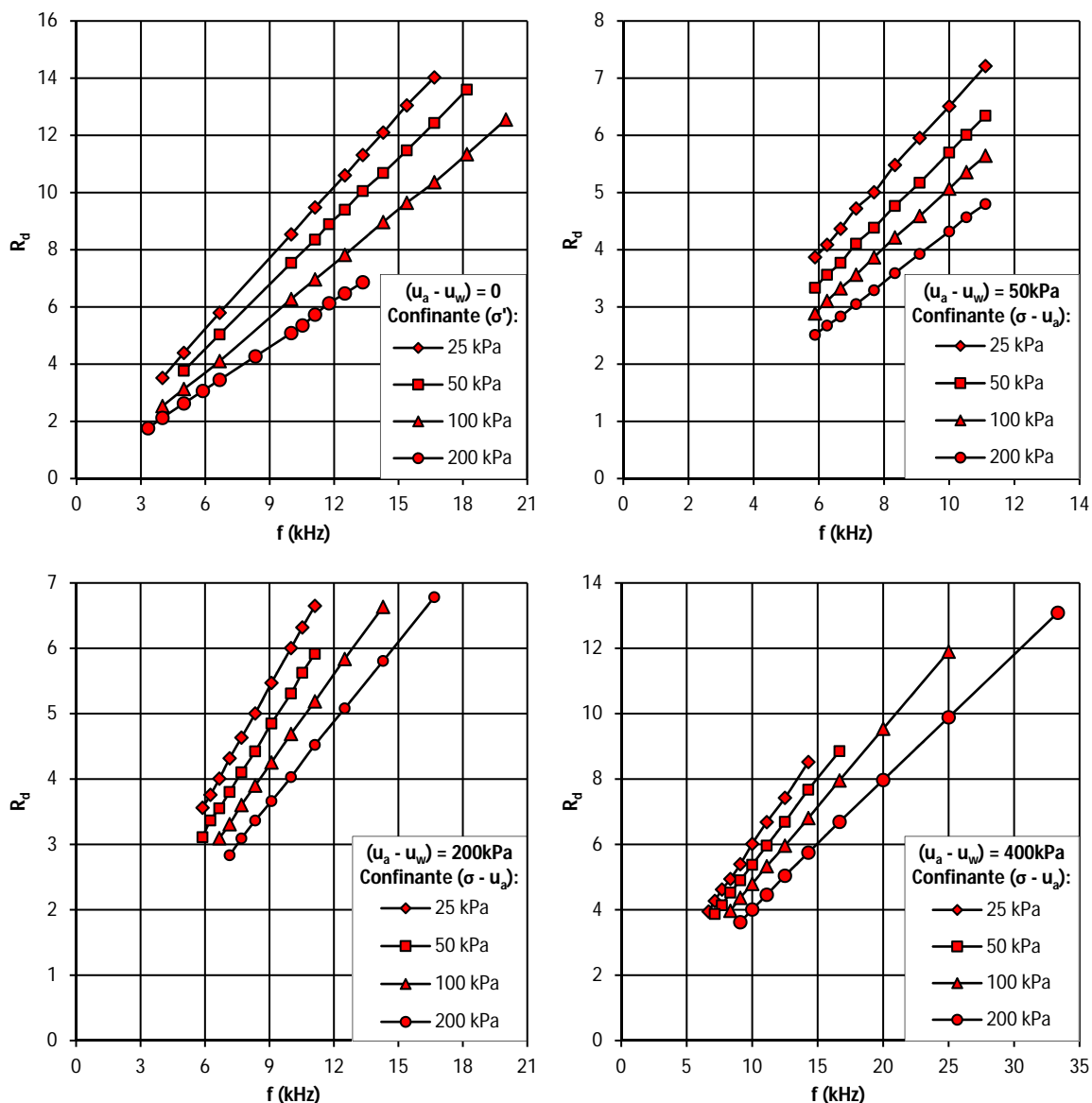


Figura 9.1: Aplicação do método do ângulo de fase para a profundidade de 1,5 m

Tabela 9.4: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para os CPs de 1,5 m de profundidade

$\psi$ (kPa)	d (mm)	$e_0$	$(\sigma - u_a)$ (kPa)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	$t_s$ (ms)	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (MPa)
0	140	0,773	26	1,948	0,739	0,8492	164,6	52,8
			50	1,972	0,696	0,7615	183,5	66,4
			100	2,001	0,648	0,6257	223,3	99,8
			199	2,027	0,606	0,5159	270,9	148,7
50	140	0,783	26	1,620	0,747	0,6536	214,4	74,5
			52	1,631	0,735	0,5730	244,6	97,6
			103	1,664	0,701	0,5260	266,4	118,1
			201	1,716	0,650	0,4418	317,2	172,6
200	135	0,779	27	1,625	0,723	0,5964	225,8	82,8
			51	1,636	0,712	0,5326	252,8	104,5
			102	1,658	0,690	0,4753	283,3	133,0
			201	1,698	0,649	0,4030	334,1	189,6
400	138	0,799	25	1,583	0,769	0,5964	231,1	84,6
			50	1,594	0,757	0,5250	262,6	109,9
			100	1,616	0,733	0,4747	290,4	136,3
			200	1,659	0,688	0,4032	341,9	193,9

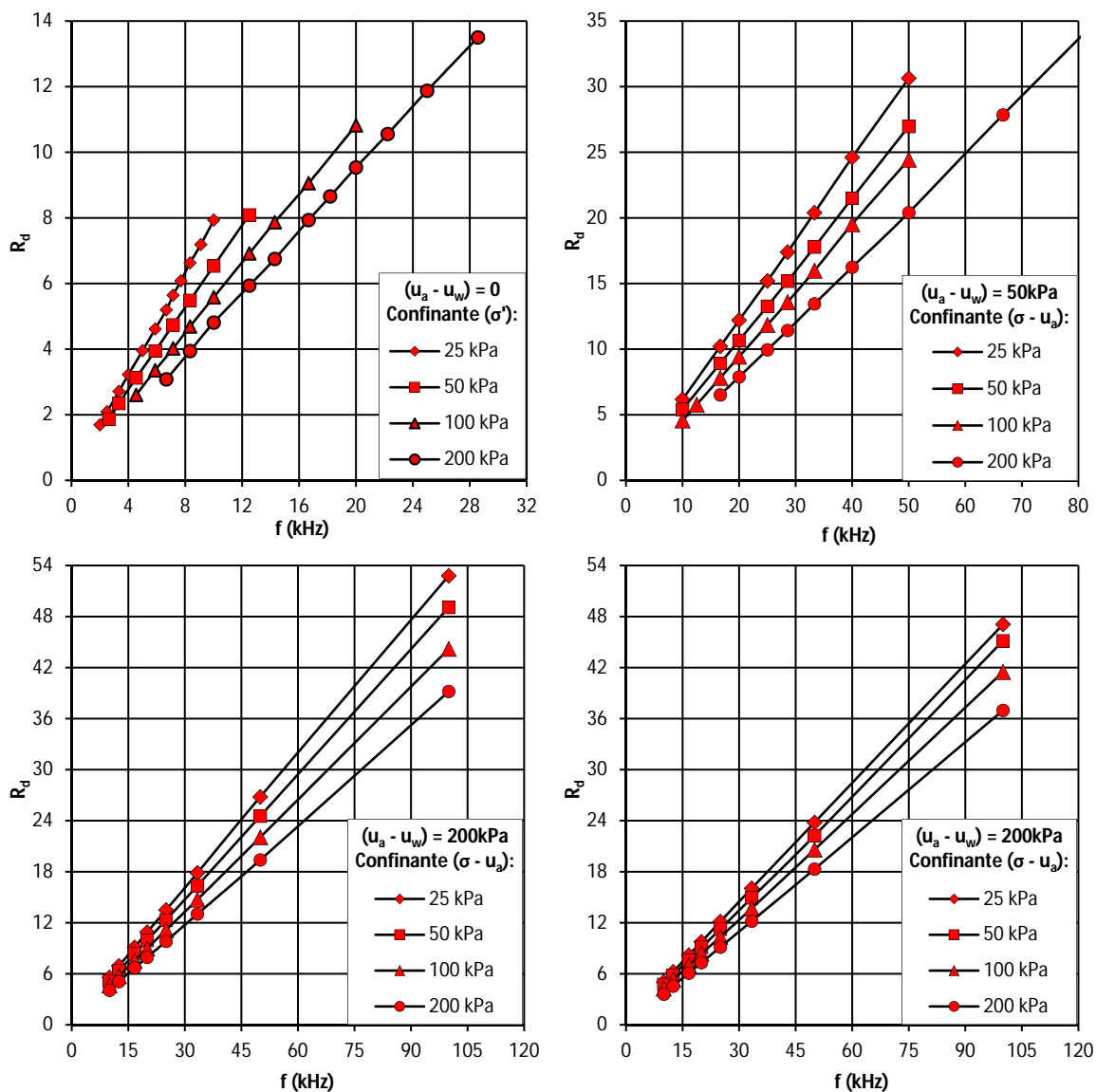


Figura 9.2: Aplicação do método do ângulo de fase para a profundidade de 3,0 m

Tabela 9.5: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para os CPs de 3,0 m de profundidade

$\psi$ (kPa)	d (mm)	$e_0$	$(\sigma - u_a)$ (kPa)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	$t_s$ (ms)	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (MPa)
0	133,54	0,787	26	1,943	0,781	0,7927	168,5	55,2
			52	1,966	0,739	0,6583	202,9	80,9
			105	2,000	0,681	0,5492	243,2	118,2
			201	2,032	0,628	0,4747	281,3	160,8
50	135,14	0,758	26	1,661	0,753	0,6124	220,7	80,9
			51	1,673	0,741	0,5361	252,1	106,3
			103	1,706	0,707	0,4821	280,3	134,0
			200	1,762	0,653	0,4152	325,5	186,7
200	137,61	0,752	27	1,653	0,746	0,5317	258,8	110,7
			51	1,657	0,742	0,4917	279,9	129,8
			100	1,671	0,727	0,4427	310,8	161,4
			201	1,702	0,696	0,3919	351,1	209,8
400	134,78	0,755	26	1,644	0,745	0,4745	284,1	132,6
			51	1,654	0,734	0,4507	299,1	147,9
			100	1,665	0,722	0,4145	325,2	176,1
			202	1,690	0,697	0,3684	365,9	226,2

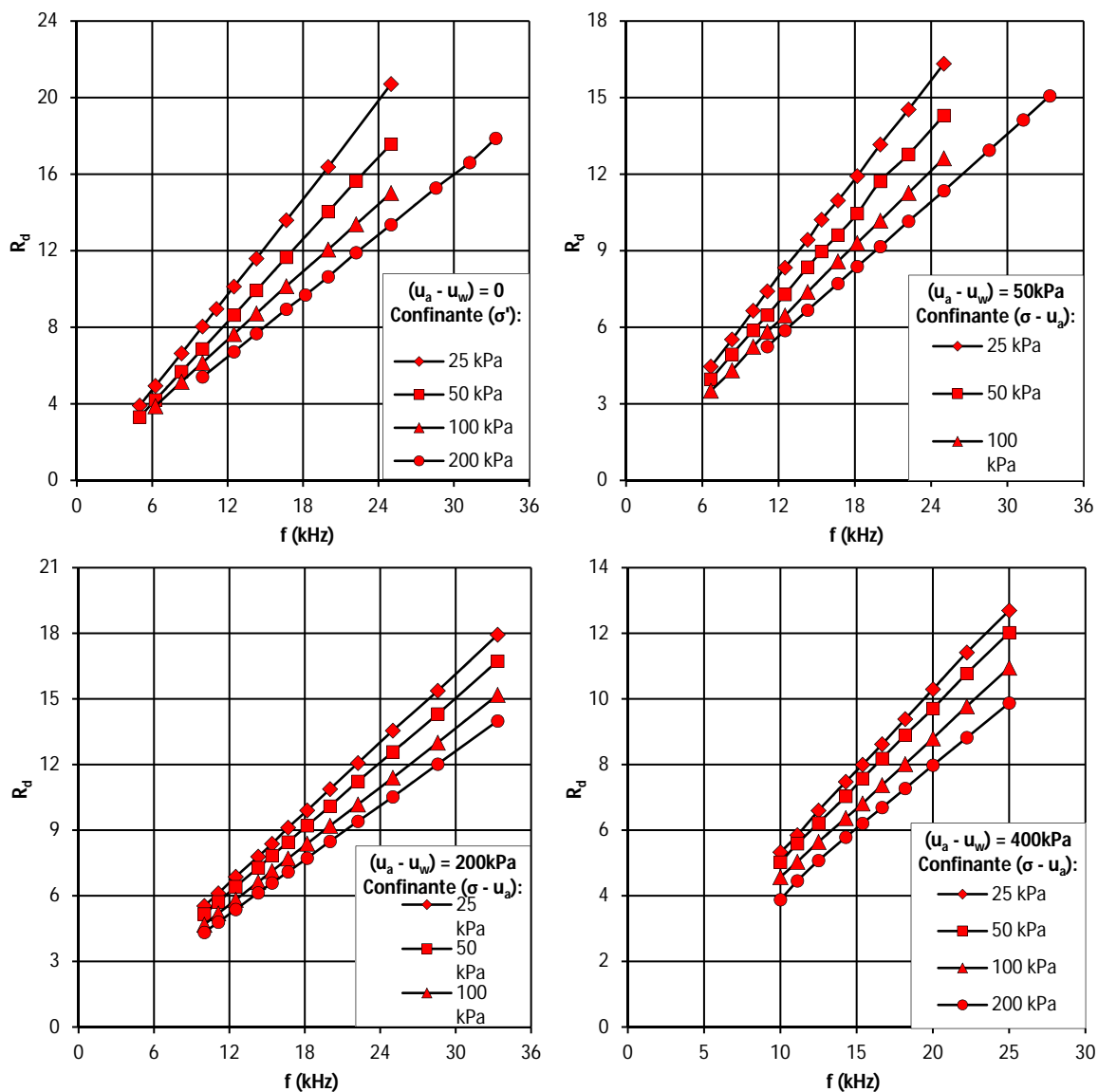


Figura 9.3: Aplicação do método do ângulo de fase para a profundidade de 5,0 m

Tabela 9.6: Resultados obtidos na fase de adensamento isotrópico para os CPs de 5,0 m de profundidade

$\psi$ (kPa)	$d$ (mm)	$e_0$	$(\sigma - u_a)$ (kPa)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e$	$t_s$ (ms)	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (MPa)
0	139	0,700	24	1,996	0,697	0,8167	170,2	57,8
			51	2,000	0,691	0,6991	198,9	79,1
			101	2,010	0,673	0,6055	229,6	106,0
			197	2,042	0,623	0,5346	260,1	138,1
50	135	0,708	26	1,730	0,691	0,6581	204,7	72,5
			52	1,741	0,680	0,5792	232,6	94,2
			101	1,753	0,669	0,5114	263,4	121,6
			201	1,781	0,643	0,4559	295,5	155,5
200	137	0,674	26	1,739	0,664	0,5422	252,5	110,9
			49	1,745	0,659	0,5048	271,2	128,4
			101	1,755	0,649	0,4586	298,5	156,4
			199	1,767	0,639	0,4232	323,5	184,8
400	138	0,707	27	1,714	0,690	0,5163	267,0	122,2
			51	1,719	0,685	0,4883	282,3	137,0
			101	1,727	0,677	0,4423	311,7	167,8
			200	1,745	0,660	0,3990	345,5	208,2

Tabela 9.7: Resultados obtidos durante a fase de cisalhamento com  $(\sigma_r - u_a) = 200\text{kPa}$

		$\epsilon_a(\%)$																																									
		0,0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	17,0	18,0	19,0	20,0	21,0	22,0	23,0	24,0	25,0	26,0	27,0	28,0	29,0	30,0	31,0	32,0								
prof = 1,5 m	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	0	2,028	2,032	2,036	2,044	2,050	2,056	2,061	2,065	2,068	2,071	2,074	2,076	2,077	2,078	2,079	2,081	2,081	2,081	2,082	2,082	2,082	2,081	2,080	2,080	2,079	2,078	2,077	2,076	2,076	2,075	2,074	-	-	-							
	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	50	1,716	1,724	1,731	1,744	1,754	1,765	1,774	1,781	1,789	1,794	1,800	1,804	1,808	1,811	1,814	1,815	1,816	1,817	1,818	1,818	1,818	1,818	1,818	1,819	1,817	1,815	1,814	1,813	1,811	1,809	1,807	-	-	-							
	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	200	1,698	1,706	1,712	1,726	1,736	1,746	1,755	1,762	1,768	1,773	1,778	1,782	1,786	1,790	1,790	1,793	1,794	1,795	1,796	1,796	1,796	1,795	1,795	1,794	1,792	1,791	1,790	1,788	1,785	-	-	-	-	-							
	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	400	1,660	1,666	1,673	1,685	1,696	1,705	1,713	1,721	1,728	1,733	1,738	1,741	1,745	1,747	1,749	1,751	1,752	1,753	1,753	1,754	1,753	1,752	1,751	1,750	1,748	1,746	1,744	1,742	1,739	1,737	-	-	-	-	-						
	d (mm)	0	140	139	138	137	135	134	133	131	130	128	127	125	124	122	121	120	118	117	115	114	112	111	109	108	107	105	104	102	101	99	98	-	-	-	-						
	d (mm)	50	140	139	139	137	136	134	133	131	130	129	127	126	124	123	121	120	118	117	115	114	113	111	110	108	107	105	104	103	101	100	98	-	-	-	-	-					
	d (mm)	200	135	134	133	132	130	129	128	126	125	123	122	121	119	118	117	115	114	112	111	110	108	107	105	104	103	101	100	98	-	-	-	-	-	-	-						
	d (mm)	400	138	137	136	135	134	132	131	129	128	126	125	124	122	121	119	118	116	115	114	112	111	109	108	106	105	104	102	101	99	98	-	-	-	-	-	-					
	$\Psi$ (kPa)	0	0,24	0,33	0,39	0,48	0,55	0,61	0,67	0,71	0,76	0,80	0,83	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	0,99	1,00	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0			
	$\Psi$ (kPa)	50	0,15	0,24	0,30	0,38	0,47	0,53	0,59	0,64	0,69	0,74	0,77	0,81	0,85	0,87	0,89	0,92	0,94	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		
$\Psi$ (kPa)	200	0,18	0,27	0,33	0,42	0,49	0,55	0,61	0,66	0,70	0,74	0,78	0,81	0,84	0,87	0,89	0,90	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
$\Psi$ (kPa)	400	0,22	0,30	0,37	0,44	0,51	0,57	0,62	0,67	0,71	0,75	0,79	0,82	0,85	0,88	0,90	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0			
$t_s$ (ms)	0	0,5160	0,5140	0,5020	0,4960	0,4840	0,4780	0,4700	0,4640	0,4640	0,4560	0,4560	0,4520	0,4500	0,4480	0,4460	0,4440	0,4420	0,4360	0,4340	0,4320	0,4300	0,4280	0,4260	0,4260	0,4240	0,4180	0,4160	0,4160	0,4120	0,4100	0,4040	-	-	-	-	-	-	-				
$t_s$ (ms)	50	0,4265	0,4230	0,4160	0,4015	0,3880	0,3845	0,3720	0,3655	0,3550	0,3495	0,3450	0,3370	0,3355	0,3310	0,3285	0,3250	0,3200	0,3165	0,3125	0,3065	0,3060	0,2975	0,3005	0,2965	0,2940	0,2910	0,2855	0,2810	0,2770	0,2745	-	-	-	-	-	-	-	-				
$t_s$ (ms)	200	0,4020	0,3970	0,3890	0,3810	0,3690	0,3590	0,3520	0,3440	0,3360	0,3300	0,3250	0,3200	0,3140	0,3080	0,3050	0,3000	0,2910	0,2870	0,2810	0,2790	0,2730	0,2690	0,2650	0,2600	0,2580	0,2540	0,2500	0,2480	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
$t_s$ (ms)	400	0,4070	0,4040	0,3960	0,3860	0,3750	0,3630	0,3530	0,3450	0,3370	0,3300	0,3230	0,3180	0,3120	0,3050	0,3010	0,2960	0,2920	0,2850	0,2820	0,2780	0,2750	0,2720	0,2670	0,2620	0,2580	0,2550	0,2520	0,2460	0,2430	0,2410	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
prof = 3,0 m	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	0	2,033	2,037	2,042	2,049	2,056	2,063	2,068	2,074	2,078	2,082	2,084	2,087	2,089	2,091	2,093	2,093	2,095	2,095	2,096	2,097	2,095	2,095	2,094	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	50	1,762	1,770	1,775	1,789	1,801	1,813	1,822	1,831	1,838	1,844	1,850	1,855	1,864	1,871	1,872	1,874	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876	1,876		
	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	200	1,702	1,709	1,716	1,729	1,739	1,749	1,758	1,766	1,772	1,778	1,784	1,788	1,792	1,795	1,798	1,800	1,801	1,803	1,804	1,806	1,806	1,806	1,806	1,806	1,807	1,807	1,807	1,807	1,806	1,804	1,803	1,802	1,800	1,798	1,796	1,794	-	-	-	-	-
	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	400	1,690	1,698	1,705	1,718	1,729	1,739	1,748	1,755	1,762	1,768	1,773	1,778	1,781	1,784	1,787	1,788	1,789	1,790	1,790	1,790	1,790	1,789	1,787	1,786	1,785	1,784	1,783	1,781	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	d (mm)	0	134	133	132	131	129	128	127	125	124	123	121	120	118	117	116	114	113	111	110	109	107	106	105	103	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	d (mm)	50	135	134	134	132	131	130	128	127	125	124	123	121	120	118	117	116	114	113	111	110	109	107	106	104	103	102	100	99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	d (mm)	200	138	137	136	135	133	132	130	129	128	126	125	123	122	121	119	118	116	115	113	112	111	109	108	106	105	103	102	101	99	98	96	95	94	92	-	-	-	-	-	-	
	d (mm)	400	135	134	133	132	131	129	128	126	125	124	122	121	119	118	117	115	114	112	111	110	108	107	105	104	103	101	100	99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	$\Psi$ (kPa)	0	0,22	0,34	0,39	0,46	0,53	0,59	0,64	0,69	0,74	0,78	0,81	0,84	0,88	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	1,00	1,00	1,00	0,99	0,98	0,96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$\Psi$ (kPa)	50	0,12	0,24	0,29	0,37	0,44	0,50	0,56	0,60	0,64	0,68	0,72	0,76	0,81	0,84	0,87	0,89	0,90	0,93	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00	0,97	0,96	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$\Psi$ (kPa)	200	0,13	0,26	0,31	0,40	0,47	0,53	0,59	0,63	0,67	0,71	0,75	0,77	0,80	0,83	0,85	0,87	0,88	0,90	0,91	0,92	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	0,99	1,00	1,00	0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	-	-	-	-	-	-
$\Psi$ (kPa)	400	0,20	0,30	0,37	0,47	0,54	0,60	0,66	0,71	0,75	0,79	0,83	0,86	0,89	0,92	0,95	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00	0,99	0,97	0,94	0,93	0,92	0,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
$t_s$ (ms)	0	0,4781	0,4715	0,4645	0,4558	0,4470	0,4360	0,4275	0,4170	0,4105	0,4040	0,3980	0,3935	0,3745	0,3680	0,3623	0,3565	0,3500	0,3440	0,3420	0,3400	0,3355	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$t_s$ (ms)	50	0,4178	0,4150	0,4120	0,4031	0,3936	0,3864	0,3792	0,3720	0,3648	0,3603	0,3542	0,3484	0,3440	0,3378	0,3331	0,3273	0,3229	0,3215	0,3170	0,3115	0,3068	0,3026	0,2951	0,2904	0,2848	0,2834	0,2784	0,2762	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
$t_s$ (ms)	200	0,3965	0,3888	0,3815	0,3708	0,3628	0,3548	0,3443	0,3368	0,3298	0,3230	0,3165	0,3123	0,3065	0,3013	0,2975	0,2928	0,2888	0,2865	0,2823	0,2795	0,2713	0,2665	0,2613	0,2553	0,2518	0,2478	0,2460	0,2433	0,2410	0,2375	0,2320	0,2290	0,2260	0,2223	-	-	-	-	-	-	-	-
$t_s$ (ms)	400	0,3685	0,3565	0,3453	0,3340	0,3270	0,3195	0,3105	0,3035	0,2985	0,2920	0,2875	0,2805	0,2770	0,2730	0,2685	0,2660	0,2610	0,2570	0,2535	0,2505	0,2450	0,2405	0,2380	0,2335	0,2305	0,2270	0,2235	0,2210	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
prof = 5,0 m	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	0	2,043	2,050	2,059	2,075	2,090	2,103	2,115	2,126	2,136	2,144	2,151	2,157	2,162	2,165	2,169	2,171	2,174	2,175	2,175	2,176	2,177	2,177	2,177	2,175	2,174	2,172	2,170	2,168	2,166	2,163	2,160	-	-	-</							

Tabela 9.8: Resultados obtidos nas etapas de adensamento e cisalhamento

	Adensamento ( $\sigma_h - u_a$ ) (kPa)				Cisalhamento (confinante líquida $\sigma_h - u_a = 200$ kPa)																																	
	25	50	100	200	$e_a$ (%)																																	
	0,0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	17,0	18,0	19,0	20,0	21,0	22,0	23,0	24,0	25,0	26,0	27,0	28,0								
prof = 1,5 m	Vs (m/s)	0	164,6	186,3	223,3	270,9	270,8	270,5	275,5	275,9	279,8	280,3	282,0	282,5	279,4	281,2	278,0	277,3	275,3	273,3	271,3	269,3	267,3	267,6	265,6	263,4	261,3	259,2	257,0	253,6	251,4	251,6	249,3	245,9	244,8	242,4		
		50	214,4	244,6	266,4	317,2	328,6	329,6	333,4	341,8	350,0	349,4	357,2	359,6	366,2	367,8	368,4	372,9	370,2	370,9	369,3	368,8	370,0	369,6	369,7	372,2	368,1	373,7	365,1	365,2	363,4	362,2	364,1	364,9	364,9	363,0		
		200	225,8	252,8	283,3	334,1	334,9	337,4	342,5	346,1	353,6	359,5	362,7	367,1	371,7	374,2	375,7	377,2	380,0	382,9	382,1	383,8	390,9	391,5	394,9	392,7	396,2	396,9	397,7	400,0	397,7	398,5	399,3	396,9	-	-		
		400	231,1	262,6	290,4	341,9	338,7	339,4	344,5	349,7	356,2	364,0	370,3	374,8	379,4	383,1	387,0	388,6	391,6	395,9	396,4	398,3	398,8	403,6	402,9	403,6	402,8	404,2	406,4	407,2	406,4	405,6	409,7	408,9	406,4	-	-	
	G (MPa)	0	52,8	68,5	99,8	148,7	148,7	148,6	154,6	155,6	160,5	161,5	163,9	164,8	161,5	163,7	160,3	159,6	157,5	155,3	153,1	150,9	148,6	149,1	146,8	144,5	142,2	139,8	137,4	133,8	131,4	131,5	129,1	125,5	124,4	122,0		
		50	74,5	97,6	118,1	172,6	185,2	187,2	192,3	203,8	214,9	215,5	226,4	230,4	239,9	242,7	244,3	250,7	247,8	249,0	247,4	246,8	248,7	248,2	248,5	251,8	246,4	253,9	242,5	242,3	239,7	237,9	240,3	241,1	240,8	238,1		
		200	82,8	104,5	133,0	189,6	190,5	194,1	200,9	206,7	217,0	225,6	230,9	237,4	244,3	248,4	251,0	253,6	257,8	262,3	261,3	264,0	274,1	275,1	280,0	277,0	281,8	282,9	283,7	286,8	283,3	284,3	285,0	281,1	-	-		
		400	84,6	109,9	136,3	193,9	190,3	191,9	198,5	206,1	215,1	225,0	234,9	241,7	248,7	254,4	260,4	263,6	265,2	273,8	274,8	278,7	285,5	284,6	285,7	284,4	283,1	286,0	289,0	289,9	288,4	286,9	292,4	290,8	286,8	-	-	
	$\psi$ (kPa)	0	26	50	100	199	327	379	407	455	495	527	556	581	605	625	641	658	673	684	692	705	715	721	726	731	737	737	733	734	734	732	729	727	723	716		
		50	26	52	103	201	284	332	361	407	451	488	521	546	574	601	618	637	657	673	683	695	706	712	721	732	737	739	742	742	740	739	740	739	735	732		
		200	27	51	102	201	308	358	390	444	486	523	557	582	606	632	655	669	687	705	718	727	740	753	761	768	773	781	782	784	785	784	779	771	-	-		
		400	25	50	100	200	333	383	424	471	508	544	579	609	635	659	682	699	717	733	748	758	769	783	788	795	809	806	805	806	809	807	803	803	800	791	-	-
e	0	0,739	0,696	0,648	0,606	0,604	0,598	0,591	0,580	0,570	0,561	0,554	0,548	0,544	0,540	0,536	0,533	0,531	0,529	0,528	0,526	0,525	0,525	0,525	0,525	0,524	0,526	0,527	0,527	0,528	0,530	0,531	0,533	0,533	0,534			
	50	0,747	0,735	0,701	0,650	0,650	0,642	0,636	0,623	0,613	0,604	0,595	0,589	0,582	0,578	0,572	0,569	0,566	0,563	0,560	0,560	0,559	0,558	0,557	0,557	0,557	0,556	0,556	0,558	0,560	0,561	0,561	0,563	0,565	0,566			
	200	0,723	0,712	0,690	0,649	0,649	0,642	0,636	0,623	0,613	0,604	0,596	0,590	0,584	0,579	0,575	0,572	0,568	0,565	0,565	0,562	0,561	0,560	0,559	0,559	0,559	0,560	0,560	0,562	0,564	0,565	0,567	0,569	-	-			
	400	0,769	0,757	0,733	0,688	0,688	0,681	0,675	0,662	0,652	0,643	0,635	0,627	0,621	0,616	0,611	0,608	0,606	0,603	0,601	0,600	0,599	0,598	0,597	0,597	0,597	0,598	0,599	0,600	0,601	0,602	0,604	0,606	0,608	0,610	0,613	-	-
prof = 3,0 m	Vs (m/s)	0	168,5	202,9	243,2	281,3	279,3	281,8	284,5	287,0	289,5	293,6	296,3	300,4	301,8	303,3	304,4	304,3	304,3	305,5	307,9	305,0	306,8	307,9	308,9	310,6	312,1	309,8	307,6	307,6	-	-	-	-	-	-		
		50	220,7	252,1	280,3	325,5	323,5	323,9	324,6	328,3	332,7	335,3	337,9	340,7	343,7	344,0	346,0	347,8	348,2	350,4	351,1	353,1	353,6	350,8	351,3	353,1	354,0	354,2	358,5	359,5	361,6	358,4	359,8	357,7	-	-		
		200	258,8	279,9	310,8	351,1	347,1	352,1	357,0	363,5	367,7	371,9	379,1	383,4	387,2	390,9	394,4	396,0	397,9	400,2	400,4	402,2	402,7	401,0	401,9	400,8	408,1	409,8	412,5	416,6	416,7	417,7	414,8	413,7	411,7	411,8	-	-
		400	284,1	299,1	325,2	365,9	365,8	370,2	378,5	386,8	390,9	395,7	402,6	407,3	409,5	413,8	415,5	420,9	421,1	422,2	424,1	422,8	425,6	426,8	427,2	426,7	430,6	432,9	431,6	433,9	433,5	434,0	434,6	433,2	-	-	-	-
	G (MPa)	0	55,2	80,9	118,2	160,8	158,7	161,7	165,3	168,8	172,4	177,9	181,5	187,1	189,3	191,4	193,1	193,3	193,5	195,2	198,4	194,8	197,1	198,6	200,0	202,3	204,2	201,1	198,2	198,2	-	-	-	-	-	-		
		50	80,9	106,3	134,0	186,7	184,3	185,7	187,1	192,8	199,3	203,8	208,1	212,5	217,1	218,2	221,4	224,3	225,9	229,1	230,4	233,3	234,1	239,6	231,3	233,8	235,0	235,4	241,1	242,5	245,3	240,6	242,2	239,2	-	-	-	
		200	110,7	129,8	161,4	209,8	205,0	211,9	218,7	228,4	235,2	241,9	252,6	259,5	267,6	271,7	277,4	279,2	283,7	287,4	288,3	291,1	292,1	289,9	291,5	293,0	293,8	300,3	307,3	313,6	313,8	315,3	310,7	308,8	305,7	305,5	-	-
		400	132,6	147,9	176,1	226,2	226,1	232,7	244,3	257,1	264,1	272,3	283,4	291,3	295,5	302,8	306,1	314,8	315,9	318,0	321,3	319,7	324,1	326,1	326,7	326,0	331,8	335,1	332,9	336,3	335,4	336,1	336,7	334,3	-	-	-	-
	$\psi$ (kPa)	0	26	52	105	201	323	387	414	452	491	528	558	585	613	634	653	672	690	701	713	726	738	748	761	767	768	750	750	737	-	-	-	-	-	-		
		50	26	51	103	200	272	336	365	412	454	487	520	543	566	588	612	632	646	662	680	694	705	716	728	736	747	758	768	774	779	779	754	749	-	-		
		200	27	51	100	201	276	353	387	440	480	514	548	576	598	622	646	661	675	694	709	718	728	739	747	756	770	781	786	794	805	810	809	812	814	811	-	-
		400	26	51	100	202	318	380	420	475	518	555	591	619	643	668	694	710	727	744	761	768	778	787	794	793	792	791	779	761	755	753	746	736	728	725	-	-
e	0	0,781	0,739	0,681	0,628	0,626	0,620	0,613	0,601	0,590	0,581	0,572	0,565	0,558	0,553	0,549	0,545	0,542	0,539	0,537	0,537	0,535	0,534	0,533	0,533	0,532	0,534	0,535	0,536	-	-	-	-	-	-			
	50	0,753	0,741	0,707	0,653	0,653	0,645	0,640	0,628	0,617	0,607	0,598	0,591	0,584	0,579	0,574	0,570	0,563	0,560	0,558	0,557	0,555	0,554	0,554	0,553	0,552	0,552	0,552	0,552	0,552	0,555	0,557	0,558	-	-			
	200	0,746	0,742	0,727	0,696	0,696	0,689	0,682	0,669	0,659	0,650	0,642	0,634	0,628	0,623	0,618	0,614	0,611	0,608	0,605	0,603	0,602	0,601	0,599	0,598	0,598	0,598	0,597	0,597	0,597	0,597	0,598	0,599	0,600	0,600	0,602	-	-
	400	0,745	0,734	0,722	0,697	0,697	0,689	0,682	0,669	0,659	0,649	0,641	0,634	0,627	0,622	0,617	0,613	0,610	0,607	0,605	0,604	0,603	0,602	0,602	0,602	0,602	0,602	0,602	0,603	0,604	0,605	0,607	0,608	0,609	0,610	-	-	
prof = 5,0 m	Vs (m/s)	0	170,2	198,9	229,6	260,1	260,8	263,0	264,2	262,5	263,9	268,6	266,8	268,9	269,3	264,6	269,1	267,2	267,0	268,7	267,3	267,8	270,8	268,7	267,3	267,2	269,6	269,5	266,0	264,5	261,6	260,7	257,8	255,5	253,2	250,2		
		50	204,7	232,6	263,4	295,5	294,1	298,0	299,6	301,2	305,0	308,2	307,4	306,7	310,4	314,4	315,3	316,2	317,5	317,2	316,8	321,8	317,9	323,0	327,5	332,2	332,0	329,7	327,5	326,2	323,8	322,5	320,1	317,7	316,2	314,8	-	-
		200	252,5	271,2	298,5	323,5	323,6	327,8	328,4	330,0	331,6	334,3	337,2	339,2	341,3	341,2	342,0	343,8	342,7	345,5																		