



Universidade Estadual Paulista  
"Júlio de Mesquita Filho"  
Programa Interunidades



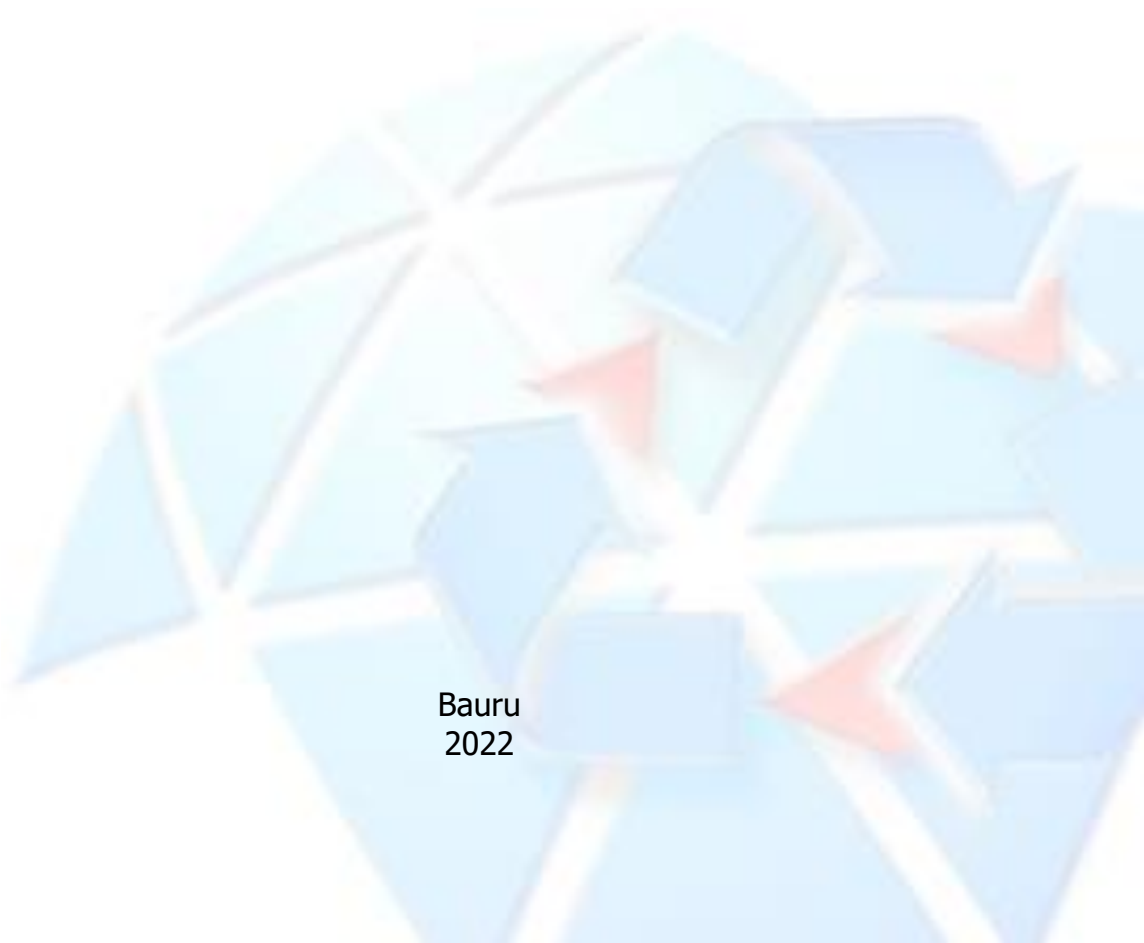
Doutorado

---

Engenharia Civil e Ambiental

**JEFERSON BRITO FERNANDES**

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA E DA DEFORMABILIDADE DE UM  
PERFIL DE SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**



Bauru  
2022

**JEFERSON BRITO FERNANDES**

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA E DA DEFORMABILIDADE DE UM  
PERFIL DE SOLO TROPICAL NÃO SATURADO**

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

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Coorientador: Prof. Dr. Paulo César Lodi



Bauru  
2022

Fernandes, Jeferson Brito.

Estudo da resistência e da deformabilidade de  
um perfil de solo tropical não saturado /  
Jeferson Brito Fernandes, 2022  
143 f.

Orientador: Heraldo Luiz Giacheti

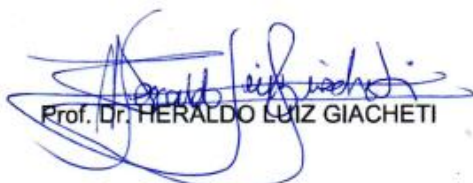
Coorientador: Paulo César Lodi

Tese (Doutorado)-Universidade Estadual  
Paulista (Unesp). Faculdade de Engenharia, Bauru,  
2022

1. Solos Tropicais. 2. Ensaio Triaxiais. 3.  
Instrumentação Interna. 4. Bender Elements. 5.  
Módulo de Cisalhamento Máximo. I. Universidade  
Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia.  
II. Título.

**ATA DA DEFESA PÚBLICA DA TESE DE DOUTORADO DE JEFERSON BRITO FERNANDES, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.**

Aos 04 dias do mês de fevereiro do ano de 2022, às 14:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de TESE DE DOUTORADO de JEFERSON BRITO FERNANDES, intitulada **Estudo da Resistência e da Deformabilidade de um Perfil de Solo Tropical Não Saturado**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Prof. Dr. BRENO PADOVEZI ROCHA (Participação Virtual) do(a) Câmpus Avançado de Ilha Solteira / Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo - IFSP, Profª Drª GIOVANA BIZÃO GEORGETTI (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil / Universidade Federal de Uberlândia, Prof. Dr. HERALDO NUNES PITANGA (Participação Virtual) do(a) TRANSPORTES E GEOTECNIA (TRN) / UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA. Após a exposição pelo doutorando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: APROVADO. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.



Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

*À TAYOANA C. SILVA*

*E*

*OLÍVIA C. FERNANDES*

## **AGRADECIMENTOS**

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

Aos professores Heraldo Luiz Giacheti e Paulo César Lodi pela orientação, paciência, motivação, prontidão, profissionalismo e importante amizade.

Ao professor Breno Padovezi Rocha pela amizade, motivação e importante contribuição para finalização deste trabalho.

Aos alunos da graduação e pós-graduação Luis Pedro Rojas Herrera e Diego Augusto Valverde pela amizade e importantes contribuições para finalização deste trabalho.

Aos professores titulares e suplentes participantes das bancas de qualificação e defesa, Breno Padovezi Rocha, Giovana Bizão Giorgetti, Roger Augusto Rodrigues, Heraldo Nunes Pitanga, Edmundo Rogério Esquivel, Giulliana Mondelli, Michael Andrade Maedo 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 doutorado.

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.

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

## RESUMO

### ESTUDO DA RESISTÊNCIA E DA DEFORMABILIDADE DE UM PERFIL DE SOLO TROPICAL NÃO SATURADO

Solos encontrados em regiões de clima tropical ou solos de origem tropical são caracterizados por particularidades no comportamento mecânico ainda não equacionadas. Esses solos podem ser encontrados com grande facilidade no Brasil devido às altas taxas pluviométricas e intensa atuação de processos físico-químicos sobre o território. A existência de diferentes graus de evolução ao longo desses perfis é comum e isso tem levado a inconsistências durante a aplicação de modelos para previsão do comportamento mecânico. Atualmente, o desafio tem sido definir funções com variáveis que representem o comportamento mecânico desses solos. Nesse sentido, essa pesquisa tem como objetivo avançar nesse conhecimento a partir do estudo do comportamento de um perfil de solo de origem tropical não saturado. O perfil estudado é formado por solos de origem coluvionar com diferentes graus de evolução ao longo da profundidade. Estudos prévios mostram que as maiores variações de umidade ocorrem na zona ativa do perfil, entre 4,0 e 5,0m de profundidade. Foram estudados parâmetros de resistência e deformabilidade em função das variáveis de tensão, propriedades físicas, evolução e gênese. Esses parâmetros foram obtidos a partir de ensaios triaxiais saturados e não saturados, com *bender elements* e medidores de deslocamento vertical e radial internos. Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras indeformadas coletadas entre 1,5 e 16,0m de profundidade.

Os resultados dos ensaios de laboratório demonstram que o comportamento mecânico desses solos é muito afetado pela sucção, em especial para os solos abaixo da zona ativa. O ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) médio é de 30°, sendo pouco afetado pela sucção e características do solo ao longo do perfil. A taxa de variação do intercepto de coesão em função da sucção ( $\phi^p$ ) foi crescente ao longo do perfil, e mais intensa abaixo da zona ativa. A taxa de variação do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) com a sucção variou mais intensamente para valores mais baixos de sucção. Os solos abaixo da zona ativa mostraram maior acréscimo em  $G_0$  para uma mesma variação da sucção. Os parâmetros de ajuste de um modelo empírico da curva de degradação do módulo mostraram que existe uma relação que se mantém constante ao longo do perfil. Essa relação foi denominada de constante do material ( $\kappa$ ) e constatou-se por meio da comparação dos resultados obtidos com aqueles disponíveis na literatura que os valores de  $\kappa$  são maiores para solos mais finos. O aprimoramento do modelo empírico utilizado para ajuste das curvas de degradação também incluiu uma relação com o índice de vazios, que foi linear para os solos estudados. A integração dos resultados de ensaios de laboratório obtidos nesta pesquisa com resultados de ensaios de campo disponíveis na literatura possibilitou uma melhor compreensão dos fatores que afetam a resistência e a deformabilidade desses solos. Nesse sentido, verificou-se que existe uma boa relação entre  $G_0$  obtido a partir de *bender elements* e pelo ensaio de dilatômetro sísmico. Além disso, foi verificado que a relação  $G_0/q_{max}$  é maior para os solos superficiais, assim como a relação  $G_0/q_c$ . Isso indica que os solos desta parte do perfil são de fato mais evoluídos com presença de cimentação.

Os resultados obtidos nesta pesquisa ampliam o banco de dados de parâmetros geotécnicos do perfil de solo estudado, contribuindo para a integração entre os resultados de ensaios de campo e laboratório de um perfil de solo não saturado de origem tropical.

Palavras-chave: Solos tropicais, solos não saturados, ensaios triaxiais, *bender elements*, instrumentação interna, resistência ao cisalhamento, deformabilidade, módulo de cisalhamento máximo, curva de degradação do módulo

## ABSTRACT

### STRENGTH AND DEFORMABILITY STUDY OF AN UNSATURATED TROPICAL SOIL PROFILE

Soils found in tropical climatic regions or soils of tropical origin are distinguished by particularities in their mechanical behavior that have not yet been resolved. These soils can be frequently found in Brazil due to the high rainfall rates and intense action of physical-chemical processes over the territory. The occurrence of different degrees of evolution along these profiles is common and it has led to inconsistencies during the application of models for predicting the mechanical behavior. Currently, the challenge has been to define functions with variables that describe the mechanical behavior of these soils. In this sense, this research aims to advance this knowledge by studying the behavior of an unsaturated tropical soil profile. The studied profile is constituted by soils of colluvial origin with different degrees of evolution along depth. Previous studies show that the greatest variations in moisture content occur in the active zone of the profile, between 4.0 and 5.0 m depth. The strength and deformability parameters as a function of stress variables, physical properties, evolution, and genesis were studied. These parameters were obtained from saturated and unsaturated triaxial tests, with bender elements and internal vertical and radial displacement meters. The laboratory tests were performed on undisturbed samples collected between 1.5 and 16.0 m depth.

The average internal friction angle ( $\phi$ ) is 30°, little affected by suction and soil characteristics along the profile. The variation rate of the cohesion intercept as a function of suction ( $c^p$ ) was increased along the profile, and more intense below the active zone. The rate of variation of the maximum shear modulus ( $G_0$ ) with suction varied more intensely for lower suction values. Soils below the active zone showed a greater increase in  $G_0$  for the same variation in suction. The fitting parameters of an empirical model for the modulus degradation curve showed that there is a relationship that remains constant along the profile. This relationship was called material constant ( $\kappa$ ) and it was found by comparing the results obtained with those available in the literature that the values of  $\kappa$  are higher for finer soils. The improvement of the empirical model used for fitting the degradation curves also included a relationship with the void ratio, which was linear for the soils studied. The integration of the laboratory test data obtained in this research with the in-situ test data available in the literature allowed for a better understanding of the factors that affect the strength and deformability of these soils. In this sense, it was found that there is a good relationship between  $G_0$  obtained from bender elements and by the seismic dilatometer test. In addition, it was found that the  $G_0/q_{max}$  ratio is higher for the upper soil layer, as well as the  $G_0/q_c$  ratio. It indicates that this part of the soil profile is indeed more developed with presence of cementation.

The results obtained in this research enlarge the database of geotechnical parameters for the studied soil profile, contributing to the integration between field and laboratory test results for an unsaturated soil profile of tropical origin.

Keywords: Tropical soils, unsaturated soils, triaxial tests, bender elements, internal instrumentation, shear strength, deformability, maximum shear modulus.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Ábaco de classificação de solos com comportamento laterítico (NOGAMI e VILLIBOR, 1980).	5
Figura 2-2: Partícula agregada de um solo laterítico do Distrito Federal (GUIMARÃES, 2002) .....	6
Figura 2-3: Difratoograma de um cascalho natural (ROCHA; RESENDE, 2017).....	7
Figura 2-4: Relação entre umidade relativa e sucção total (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).....	11
Figura 2-5: Componentes da sucção total no solo (KRAHN e FREDLUND, 1972) .....	12
Figura 2-6: Curvas de retenção típicas para diferentes tipos de solo (FREDLUND e XING, 1994). .....	13
Figura 2-7: Curva de degradação de $G_0$ normalizada (ATKINSON e SALLFORS, 1991; MAIR, 1993) .....	14
Figura 2-8: Representação esquemática do ensaio DMT (adaptado de MARCHETTI, 1980).....	19
Figura 2-9: Dilatômetro Sísmico: a) Lâmina DMT e módulo sísmico; b) Representação esquemática do Dilatômetro Sísmico, c) Equipamento para realização do dilatômetro sísmico (adaptado de Marchetti <i>et al.</i> , 2008).....	23
Figura 2-10 : $V_S$ de ensaios SDMT, SCPT, crosshole e SASW (Marchetti <i>et al.</i> , 2008).....	24
Figura 2-11: Perfis de $V_S$ e $G_0$ obtidos por diferentes técnicas de campo (Rocha <i>et al.</i> 2017). .....	25
Figura 2-12: Degradação do módulo de cisalhamento com a deformação cisalhante (Mayne 2001).....	27
Figura 2-13: Procedimento para estimar a curva de degradação do módulo a partir dos ensaios SDMT.....	28
Figura 2-14: Relação entre $G_0$ e $q_c$ para as duas condições de ensaios realizados no campo experimental da Unesp de Bauru (adaptado de ROCHA, 2018). .....	30
Figura 2-15: Relação entre $G_0/E_D$ versus $I_D$ (a); e $G_0/M_{DMT}$ versus $K_D$ (b) para o campo experimental da Unesp de Bauru. (adaptado de ROCHA, 2018). .....	30
Figura 3-1: Localização do campo experimental da Unesp de Bauru/SP (FERNANDES <i>et al.</i> , 2016).....	33
Figura 3-2: Curvas granulométricas determinadas para amostras coletadas a 1,5; 3,5; 5,5 e 8,0 m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018).....	34
Figura 3-3: Difratoograma de Raio-X (DRX) para 2,0, 9,0 e 15,0 m de profundidade (VALVERDE, 2021)..	35
Figura 3-4: Imagens das partículas de areia para as amostras coletadas a 2, 9 e 16m de profundidade: (a) MEV 50x de aumento; e (b) processamento software ImageJ (VALVERDE, 2021). .....	36
Figura 3-5: Imagens obtidas no MEV para amostra coletada a 4m de profundidade com aumentos de: (a) 100x, (b) 750x e (c) 3500x (adaptado de AGNELLI, 1997). .....	37
Figura 3-6: Carta de classificação MCT e posição dos solos conforme a sua profundidade (adaptado de GIACHETI <i>et al.</i> , 1998 e VALVERDE, 2021) .....	38
Figura 3-7: Curvas de compressão confinada e sua variação com diferentes valores de sucção para amostras coletadas a: (a) 2,0 (SAAB, 2016), (b) 7,0 e (c)16,0 m de profundidade (VALVERDE, 2021).....	39
Figura 3-8: Perfis de tensão de escoamento ( $\sigma'_{ad}$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e razão de pré-adensamento (OCR) em função da sucção (adaptado de VALVERDE, 2021). .....	40
Figura 3-9: Curvas de degradação obtidas a partir de ensaios de coluna ressonante realizados por Giacheti (1991).....	42
Figura 3-10: Síntese de alguns resultados dos ensaios de campo realizados na área estudada e perfil de variação do índice de vazios (adaptado de Rocha <i>et al.</i> 2015). .....	43

Figura 3-11: Perfis em meses secos e úmidos de: (a) umidade; (b) média dos dados de CPT (adaptado de GIACHETI <i>et al.</i> , 2019). .....	44
Figura 3-12: Monitoramento da sucção na área investigada (PIACENTINI, 2020).....	45
Figura 3-13: Ensaios SDMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru (ROCHA, 2018).....	46
Figura 3-14: (a) Faixa de variação de $M_{DMT}$ determinados em diferentes campanhas e valores de referência determinados por meio do ensaio em compressão confinada ( $M_d$ ); (b) $M_{DMT}$ determinados em condição inundada e valores de referência determinados em ensaio em compressão confinada saturados (adaptado de VALVERDE, 2021). .....	47
Figura 4-1: Local e procedimentos de amostragem (FERNANDES, 2016).....	48
Figura 4-2: a) Escavação; e b) retirada de amostra da parede do poço de amostragem.....	49
Figura 4-3: Materiais e acessórios usados na técnica de papel filtro. ....	50
Figura 4-4: Placa de sucção. ....	51
Figura 4-5: Curva de calibração dos papéis filtro por Chandler <i>et al.</i> (1992). ....	52
Figura 4-6: Câmara de pressão de Richards (a) multi corpos de prova e (b) simples.....	53
Figura 4-7: Ensaio de câmara de pressão: (a) saturação da pedra porosa; (b) posicionamento dos corpos de prova. ....	53
Figura 4-8: Imposição da sucção dos corpos de prova para ensaios triaxiais não saturados. ....	54
Figura 4-9: Procedimentos de moldagem dos corpos de prova dos ensaios triaxiais saturados e não saturados. ....	56
Figura 4-10: Equipamento triaxial a ser utilizado nos ensaios. ....	57
Figura 4-11: Dispositivo piezoelétrico para ensaios de laboratório - <i>bender elements</i> . ....	58
Figura 4-12: Componentes do equipamento <i>BE</i> .....	59
Figura 4-13: Procedimentos de montagem de uma câmara triaxial equipada com <i>bender elements</i> . ....	61
Figura 4-14: Propagação de ondas em um corpo de prova (FERREIRA, 2002). ....	62
Figura 4-15: Método da medida de fase para determinação de $t_s$ . ....	62
Figura 4-16: Componentes do equipamento – LVDTs, suportes e aquisição de dados.....	63
Figura 4-17: Fita dupla-face utilizada para fixação dos suportes dos LVDTs sobre o CP triaxial. ....	64
Figura 4-18: Procedimentos de montagem dos LVDTs sobre o CP triaxial. ....	65
Figura 4-19: Comparação entre medidas de deslocamento axial interno ( $\varepsilon_{a,int}$ ) e externo ( $\varepsilon_{a,ext}$ ). ....	67
Figura 4-20: Comparação entre medidas de deslocamento radial interno ( $\varepsilon_{r,int}$ ) e volumétrico ( $\varepsilon_{r,vol}$ ). ....	68
Figura 5-1: Caracterização física do perfil de solo estudado.....	70
Figura 5-2: Curvas de retenção da água nos solos (atualizado de FERNANDES, 2016).....	71
Figura 5-3: Curvas tensão-deformação para os solos saturados.....	72
Figura 5-4: Curvas tensão-deformação sob sucção de 50kPa.....	73
Figura 5-5: Curvas tensão-deformação sob sucção de 200kPa.....	74
Figura 5-6: Curvas tensão-deformação sob sucção de 400kPa.....	75
Figura 5-7: Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos nas profundidades estudadas. ....	77
Figura 5-8: Velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) em função do confinamento e sucção.....	80
Figura 5-9: Módulo de cisalhamento máxím ( $G_0$ ) em função do confinamento e sucção. ....	82
Figura 5-10: Degradação do módulo de elasticidade.....	84

Figura 5-11: Coeficiente de Poisson dos solos estudados. ....	85
Figura 5-12: Degradação do módulo de cisalhamento. ....	86
Figura 6.1: Pontos experimentais e ajustes lineares do intercepto de coesão total. ....	89
Figura 6.2: Pontos experimentais e ajustes hiperbólicos do intercepto de coesão total. ....	89
Figura 6.3: Parâmetros de resistência $c$ , $\phi$ e $\phi^b$ e constantes de ajuste $a$ e $b$ ao longo do perfil estudado. ....	90
Figura 6.4: Pontos experimentais e ajuste de $G_0$ pelo modelo hiperbólico. ....	94
Figura 6.5: Pontos experimentais e ajuste de $G_0$ pelo modelo semi-empírico. ....	96
Figura 6.6: Pontos experimentais e ajuste de $G_0$ pelo modelo semi-empírico. ....	97
Figura 6.7: Perfis de $V_s$ para as condições de sucção e confinamento estudadas. ....	98
Figura 6.8: Perfis de $G_0$ para as condições de sucção e confinamento estudadas. ....	99
Figura 6.9: Parâmetros de ajuste dos modelos de ajuste de $G_0$ : (a) Equação (6.3) e (b) Equação (6.4). ....	100
Figura 6.10: Taxa de variação de $G_0$ em relação à sucção para o modelo empírico. ....	101
Figura 6.11: Taxa de variação de $S$ em relação à sucção para o modelo semi-empírico. ....	102
Figura 6.12: Índices de vazios dos corpos de prova e módulos de variação volumétricos em função da sucção. ....	103
Figura 6.13: Curvas de degradação de $G/G_0$ obtidas a partir de ensaios triaxiais instrumentados. ....	105
Figura 6.14: Parâmetros de ajuste da equação de degradação de $G/G_0$ . ....	106
Figura 6.15: Ajustes das curvas de degradação de $G/G_0$ obtidas a partir de resultados da literatura. ....	109
Figura 7-1: Valores de $G_0$ determinados por meio de SDMT, $BE$ e $CR$ para o local estudado. ....	111
Figura 7-2: Efeito da cimentação em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório (adaptado de NIERWINSKI, 2019) ....	112
Figura 7-3: Classificação do solo estudado para as campanhas realizadas com base na proposta de Nierwinski (2019). ....	113
Figura 7-4: Variação de $G_0/q_{max}$ para tensões confinantes líquidas de 50kPa, 100kPa e 200kPa. ....	114

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Caracterização e classificação da fração fina (FERNANDES, 2012). .....	7
Tabela 2-2: Constantes de correlações para $G_0$ de argilas (adaptado de Likitlersuang <i>et al.</i> , 2013) .....	16
Tabela 2-3: Correlações para definição das propriedades e parâmetros geotécnicos (MARCHETTI <i>et al.</i> , 2001). .....	22
Tabela 3-1: Ensaios de coluna ressonante realizados (adaptado de Giacheti, 1991). .....	41
Tabela 4-1: Programa experimental para ensaios triaxiais saturados e não saturados.....	55
Tabela 4-2: Programa experimental para ensaios com $BE$ .....	60
Tabela 4-3: Programa experimental para ensaios com LVDTs internos. ....	64
Tabela 5-1: Resultado dos ensaios de caracterização física.....	69
Tabela 5-2: Parâmetros de ajuste do modelo de van Genuchten (1980).....	70
Tabela 5-3: Tensões desvio máximas e tensões principais obtidas nos ensaios triaxiais realizados. ....	76
Tabela 5-4: Parâmetros de ajuste do modelo Mohr Coulomb ao longo do perfil. ....	78
Tabela 5-5: Resultados obtidos durante a etapa de confinamento dos ensaios triaxiais com $BE$ . ....	83
Tabela 6.1: Parâmetros de resistência ao longo do perfil. ....	88
Tabela 6.2: Parâmetros de ajuste e de compressibilidade para o modelo de $G_0$ . ....	100
Tabela 6.3: Parâmetros de ajuste da equação de degradação de $G/G_0$ .....	104
Tabela 6.4: Parâmetros de ajuste da equação de $G/G_0$ obtidos por Borden <i>et al.</i> (1996). ....	108
Tabela 6.5: Parâmetros de ajuste da equação de $G/G_0$ obtidos por Georgetti (2014). ....	108

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	Considerações iniciais .....	1
1.2	Justificativa .....	2
1.3	Objetivos .....	3
<b>2.</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>4</b>
2.1	Solos tropicais .....	4
2.1.1	Considerações iniciais .....	4
2.1.2	Solos tropicais de comportamento laterítico.....	4
2.1.3	Características mineralógicas e estruturais de solos lateríticos .....	6
2.1.4	Solos saprolíticos .....	7
2.2	Comportamento geotécnico de solos tropicais .....	8
2.3	Solos não saturados.....	10
2.4	Rigidez dos solos para pequenas deformações .....	13
2.4.1	Considerações iniciais .....	13
2.4.2	Medida da rigidez para pequenas deformações.....	14
2.4.2.1	Em laboratório .....	14
2.4.2.2	Em campo .....	15
2.4.2.3	Modelos empíricos .....	15
2.4.3	Fatores que afetam a precisão na determinação da rigidez do solo .....	16
2.4.3.1	Erros sistêmicos.....	16
2.4.3.2	Gênese.....	17
2.4.3.3	Deformações elásticas.....	17
2.4.3.4	Nível de deformação .....	17
2.5	Investigação geotécnica a partir de ensaios de campo .....	18
2.5.1	Considerações iniciais .....	18
2.5.2	Dilatômetro plano (DMT).....	19
2.5.3	Dilatômetro sísmico (SDMT) .....	22
2.5.4	Curva de degradação do módulo .....	26
2.5.5	Identificação de solos não convencionais .....	28
<b>3.</b>	<b>LOCAL ESTUDADO E INFORMAÇÕES DISPONÍVEIS.....</b>	<b>32</b>
3.1	Considerações iniciais .....	32

3.2	Local estudado .....	32
3.3	Aspectos geológicos e pedológicos.....	33
3.4	Caracterização.....	34
3.4.1	Curvas granulométricas.....	34
3.4.2	Difração de raios-x (DRX).....	35
3.4.3	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	36
3.4.4	Classificação MCT .....	38
3.5	Ensaio edométrico .....	38
3.6	Ensaio de coluna ressonante.....	41
3.7	Ensaio de campo.....	42
3.7.1	Caracterização por meio dos ensaios de campo .....	42
3.7.2	CPT e zona ativa do perfil .....	43
3.7.3	SDMT.....	45
<b>4.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>48</b>
4.1	Amostragem.....	48
4.2	Caracterização física e mineralógica .....	49
4.3	Ensaio de retenção da água no solo (SWRC).....	50
4.3.1	Papel filtro e acessórios.....	50
4.3.2	Placa de sucção .....	51
4.3.3	Procedimentos de ensaio .....	51
4.4	Imposição da sucção .....	52
4.4.1	Câmaras de Richards .....	53
4.4.2	Procedimentos de ensaio .....	53
4.5	Ensaio triaxiais saturados e não saturados .....	54
4.5.1	Programa experimental .....	54
4.5.2	Moldagem dos corpos de prova .....	55
4.5.3	Equipamento triaxial utilizado .....	56
4.5.4	Procedimento de ensaio .....	57
4.6	Ensaio triaxiais com instrumentação interna.....	58
4.6.1	<i>Bender elements</i> .....	58
4.6.1.1	Programa experimental .....	59
4.6.1.2	Procedimentos de ensaio.....	60
4.6.2	Medidores de deslocamento internos (LVDTs) .....	63

4.6.2.1	Programa experimental .....	63
4.6.2.2	Procedimentos de ensaio .....	64
4.6.2.3	Validação das medidas obtidas pelos LVDTs internos .....	66
<b>5.</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>69</b>
5.1	Caracterização física .....	69
5.2	Curvas de retenção da água .....	70
5.3	Ensaio triaxiais saturados e não saturados .....	71
5.4	Ensaio triaxiais com instrumentação interna .....	78
5.4.1.1	Módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) .....	78
5.4.1.2	Degradação do módulo .....	84
<b>6.</b>	<b>DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>88</b>
6.1	Parâmetros de Resistência .....	88
6.2	Módulo de Cisalhamento Máximo - $G_0$ .....	91
6.3	Degradação do módulo .....	104
<b>7.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES SOBRE <math>G_0</math> DE CAMPO E LABORATÓRIO .....</b>	<b>110</b>
7.1	Comparação entre valores $G_0$ .....	110
7.2	Solos não convencionais e a relação $G_0/q_{máx}$ .....	111
<b>8.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE .....</b>	<b>116</b>
8.1	Conclusões .....	116
8.1.1	Resistência ao cisalhamento .....	116
8.1.2	Módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) .....	116
8.1.3	Curva de degradação do módulo .....	117
8.1.4	Comparação da rigidez de campo e laboratório: .....	118
8.2	Sugestões para continuidade .....	118
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>120</b>

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações iniciais

A determinação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade ao longo de um perfil de solo não saturado requer equipamentos especiais, domínio de técnicas de ensaio, conhecimento de teorias e um planejamento experimental adequado. Para isso, é necessário conhecer o perfil do subsolo a partir da exploração de campo. Também é necessário elaborar um plano de trabalho experimental adequado para atender os objetivos do projeto ou estudo.

O planejamento experimental busca definir as condições de contorno além da quantidade e profundidade das amostras a serem coletadas. Nesse caso as condições de contorno são os níveis de tensão de confinamento, sucção e deformação a serem impostos. A escolha correta das condições de contorno é processo importante para obtenção resultados condizentes com o estudo ou projeto a ser executado. Portanto, a definição adequada dessas variáveis é fundamental pois os parâmetros de resistência e deformabilidade em um determinado ponto do perfil dependem dessas variáveis (ALONSO *et al.*, 1987); FREDLUND *et al.*, 2013).

A maior dificuldade para definição dos níveis de tensão a serem aplicados nos ensaios de laboratório vem do desconhecimento inicial das tensões que atuam ao longo do perfil de solo não saturado. A variação da umidade de campo é um processo natural que ocorre ao longo do tempo e depende essencialmente de fatores como gênese, características físicas, cobertura, topografia e pluviosidade. Esse processo provoca variações na sucção e, conseqüentemente, na distribuição de tensões efetivas ao longo do perfil, dificultando inclusive a determinação dessa variável. Portanto, é de grande interesse para o engenheiro geotécnico conhecer detalhadamente os valores extremos da sucção ao longo de um perfil de solo não saturado durante um determinado período. Isso só é possível a partir do monitoramento da sucção em campo.



## 1.2 Justificativa

A realização de projetos geotécnicos a partir de abordagens diretas é o procedimento historicamente bem aceito pela comunidade geotécnica por se tratar, entre outras razões, de uma abordagem conservadora. Assim, grande parte das obras de terra e fundações no Brasil é projetada a partir de resultados de ensaios de campo, em especial por meio das Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT (FALCONI *et al.*, 2019), as quais, muitas vezes, são insuficientes para se ter um conhecimento adequado do comportamento mecânico do perfil até as profundidades de interesse. Mayne (2000) questiona a validade de se utilizar um único número do SPT para se obter tantos parâmetros em projetos. Uma das dificuldades dos ensaios de campo é retratar aspectos relevantes do comportamento mecânico dos perfis de solos tropicais, em especial devido à variabilidade espaço-temporal dos parâmetros geotécnicos que pode ocorrer nesses locais (GIACHETI *et al.*, 2019). Embora se reconheça que a sucção do solo varia de estação para estação e de ano para outro, os projetos de engenharia geralmente baseiam-se em informações obtidas a curto prazo (BLIGHT, 2003). Conhecer o comportamento mecânico do perfil do subsolo é fundamental em uma obra geotécnica, tanto para compreender o efeito do peso próprio, como das solicitações externas. Sendo assim, negligenciar investigações geotécnicas detalhadas levará a um acúmulo de incertezas no projeto, o que poderá resultar em sub ou superdimensionamentos. Conhecer o perfil do subsolo com a variação de algum índice de resistência à penetração é a primeira etapa para definir se é necessária e como deverá ser feita uma investigação geotécnica detalhada. No entanto, é importante destacar que esses métodos têm muitas incertezas pela variabilidade espacial e, em casos de solos tropicais, também pode ser temporal na zona ativa do perfil (ROCHA *et al.*, 2021). Estas variabilidades devem ser discutidas e compreendidas pelos projetistas, pois somente será possível obter parâmetros e informações de melhor qualidade, após conhecimento destas incertezas e dos fatores que as afetam.

### 1.3 Objetivos

Esta pesquisa tem como objetivo geral contribuir para uma melhor compreensão da variação de parâmetros de resistência e de deformabilidade ao longo de um perfil de solo tropical não saturado, avaliando o efeito de fatores como sucção, tensões normais líquidas, tensões in situ, propriedades índices, evolução e gênese do solo.

Os objetivos específicos são:

- i) Conhecer as características de retenção da água para solos tropicais típicos daqueles localizados na região estudada, obtendo-se a curva de retenção de água de amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades;
- ii) Determinar os parâmetros de resistência em amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades, através de ensaios triaxiais com controle das variáveis de tensão dos solos não saturados;
- iii) Determinar, por meio de ensaios triaxiais instrumentados com medidores de deformação interna e *bender elements*, os parâmetros de deformabilidade para baixos níveis de deformação, assim como a degradação destes, em amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades;
- iv) Contribuir com a interpretação de resultados de ensaios de campo a partir dos resultados de ensaios de laboratório realizados, em especial para melhor compreender diferenças entre a rigidez a baixa amplitude de deformação em campo e laboratório e a relação entre essa rigidez em diferentes níveis de deformação ou com parâmetros de resistência.

A integração de resultados de ensaios de campo e laboratório traz avanços teóricos e experimentais do comportamento mecânico de um perfil de solo típico dessa região, em relação às suas particularidades genéticas e pelo efeito da condição não saturada. Além disso, atualiza-se o banco de dados dos parâmetros geotécnicos para esse tipo de solo, aumentando a compreensão das variáveis que os afetam e contribuindo para uma interpretação mais adequada de resultados de ensaios de campo.

## 2. REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 Solos tropicais

#### 2.1.1 Considerações iniciais

Países tropicais são conhecidos pelo clima característico constituído de períodos secos e chuvosos intensos e bem definidos ao longo do ano. Esses agentes do intemperismo levam à formação de espessos perfis de solos com comportamento mecânico distintos daqueles formados em regiões de clima temperado, por exemplo. O comportamento mecânico dos solos de origem tropical está quase sempre associado à condição não saturada. Fatores genéticos e evolutivos como composição e presença de macro e microestrutura, também são características importantes associadas ao comportamento mecânico desses solos (CAMAPUM DE CARVALHO, 2008; FUTAI, 2002; GITIRANA JR., 2021; OLIVEIRA, 2019).

Villibor *et al.* (2007) propõem uma definição essencialmente tecnológica para os solos tropicais, ou seja: aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento de interesse geotécnico, devido aos processos geológicos e/ou pedológicos. Estes autores consideram apenas o comportamento do solo e os subdividem em solos de comportamento laterítico e de comportamento não laterítico.

Os solos tropicais apresentam estruturas porosas que podem ser levemente cimentadas pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, sais, matéria orgânica, agregações e pontes de argila, ou fortemente cimentadas (concreções lateríticas). Em um perfil típico de solo tropical normalmente são encontrados nos horizontes mais superficiais os solos lateríticos que são pedologicamente evoluídos. Abaixo desse horizonte, uma linha de seixos os separa dos solos residuais com menor grau de evolução e comportamento não laterítico. Solos residuais ou saprolíticos são menos evoluídos e constituem um material pulverulento e inconsolidado oriundo da alteração da rocha. Esse material é identificado nos horizontes mais profundos, podendo também aparecer na superfície do terreno devido ao processo de erosão em regiões tropicais em que o regime de chuvas é intenso (CONCIANI *et al.*, 2015).

#### 2.1.2 Solos tropicais de comportamento laterítico

Segundo Nogami e Villibor (1995), os solos lateríticos caracterizam-se por possuir propriedades e comportamento mecânico incomuns. Essas características ocorrem devido a atuação de processos pedogenéticos típicos das regiões tropicais. A evolução causada por esses processos está associada também à ciclicidade dos períodos secos e chuvosos ou à

sazonalidade dessas regiões. O processo de laterização é causado pela lixiviação dos minerais silicosos presentes nos horizontes das camadas superficiais e consequente deposição destes em camadas mais profundas, resultando em solos superficiais com alta concentração de óxidos de ferro, alumínio e argilominerais de baixa atividade. O processo de laterização confere aos solos predomínio de matrizes de cores amarelo ou vermelha e, como vem sendo estudado, comportamentos distintos relacionados às suas características mecânicas e hidráulicas, reduzindo a capacidade de retenção de água e atuando como um agente cimentante. A evolução de um processo de laterização de um solo também pode ser quantificada pela razão entre a sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e sesquióxidos ( $\text{R}_2\text{O}_3$ ) presentes no material. Devido à deficiência da matéria orgânica em horizontes superiores dos solos de origem tropical, esses acabam se tornando um meio propício para a lixiviação dos silicatos solúveis e de todos os sais solúveis com maior facilidade do que os sesquióxidos. Os solos resultantes são chamados lateríticos e possuem um valor da relação  $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3 < 2$  (TSCHEBOTARIOFF, 1951). Algumas características típicas desses solos são: baixa expansibilidade; plasticidade reduzida; colapsibilidade quando carregados em estado natural e posteriormente inundados; baixa contração, porém quando compactados podem apresentar fissuras com secagem e permanência dos agregados na fração areia, havendo necessidade de interpretar apropriadamente as curvas granulométricas obtidas pelos métodos tradicionais de ensaio. A metodologia utilizada para classificar os solos com comportamento laterítico foi proposta por Nogami e Villibor (1980). Essa classificação é feita com base nos índices  $c'$  e  $e'$  (Figura 2-1) calculados a partir das curvas de compactação e perda de massa por imersão.

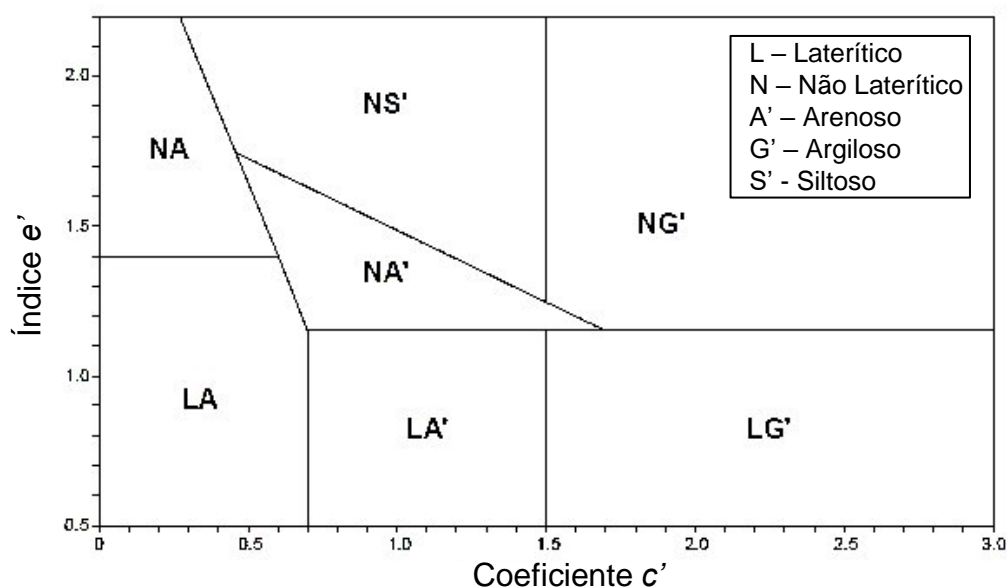


Figura 2-1: Ábaco de classificação de solos com comportamento laterítico (NOGAMI e VILLIBOR, 1980).

### 2.1.3 Características mineralógicas e estruturais de solos lateríticos

Jacinto *et al.* (2012) citam que o teor da fração fina, a mineralogia e a composição química são os fatores predominantes sobre a plasticidade de um solo laterítico. Agregações entre as partículas causadas por oxi-hidróxidos de ferro associados à fração fina também são responsáveis pela alteração desses limites. O ferro presente nos solos lateríticos atua como um agente cimentante, formando aglomerações entre as partículas. Essas agregações podem ser identificadas por meio de análise microscópica (Figura 2-2). O grau de aglomeração também pode ser determinado a partir de curvas granulométricas obtidas com e sem a adição de agente defloculante.

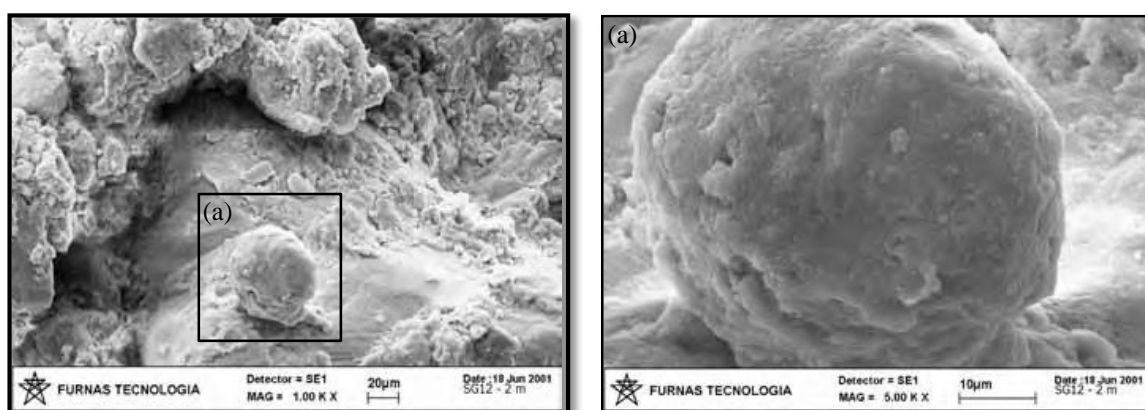


Figura 2-2: Partícula agregada de um solo laterítico do Distrito Federal (GUIMARÃES, 2002)

Os argilominerais constituintes da fração fina dos solos tropicais podem ser divididos nos grupos das caulinitas, ilitas e montmorilonitas. Nesse sentido, os argilominerais de baixa atividade, como os do grupo das caulinitas, são encontrados com maior frequência nos horizontes superficiais ou mais intemperizados, já os do grupo das montmorilonitas em horizontes menos intemperizados. Ensaios de caracterização mineralógica, como difração de raios-x e adsorção de azul de metileno, são frequentemente utilizados para classificar o grupo de argilominerais predominantes na fração fina (FERNANDES, 2012). A partir dos resultados de ensaios de azul de metileno, é possível determinar o grau de atividade dos argilominerais presentes em diferentes tipos de solos (Tabela 2-1).

Tabela 2-1: Caracterização e classificação da fração fina (FERNANDES, 2012).

Amostra (gênese)	Coluvião	Residual arenito	Arenito inalterado	Aluvião
(%) de argila	18	7	8	5
CTC (meq/100g)	2,83	13,80	7,85	0,59
Se (m <sup>2</sup> /g)	22,17	108,00	61,45	4,60
VB [g/(100g de solo)]	0,91	4,41	2,51	0,19
Acb [g/(100g de argila)]	5,03	63,06	31,39	2,68
Argilomineral predominante	Caulinita	Montmorilonita	Montmorilonita	Caulinita
Comportamento	laterítico	não laterítico	não laterítico	laterítico
Atividade	Normal	Alta	Alta	Baixa

O gráfico apresentado na Figura 2-3 mostra os resultados de um ensaio de difração de raios-x em uma amostra de cascalho laterítico. A partir da análise dos picos Rocha e Resende (2017) chegam à conclusão de que os principais minerais presentes na amostra são caulinita e goethita e entre os minerais subordinados estão a hematita e o quartzo.

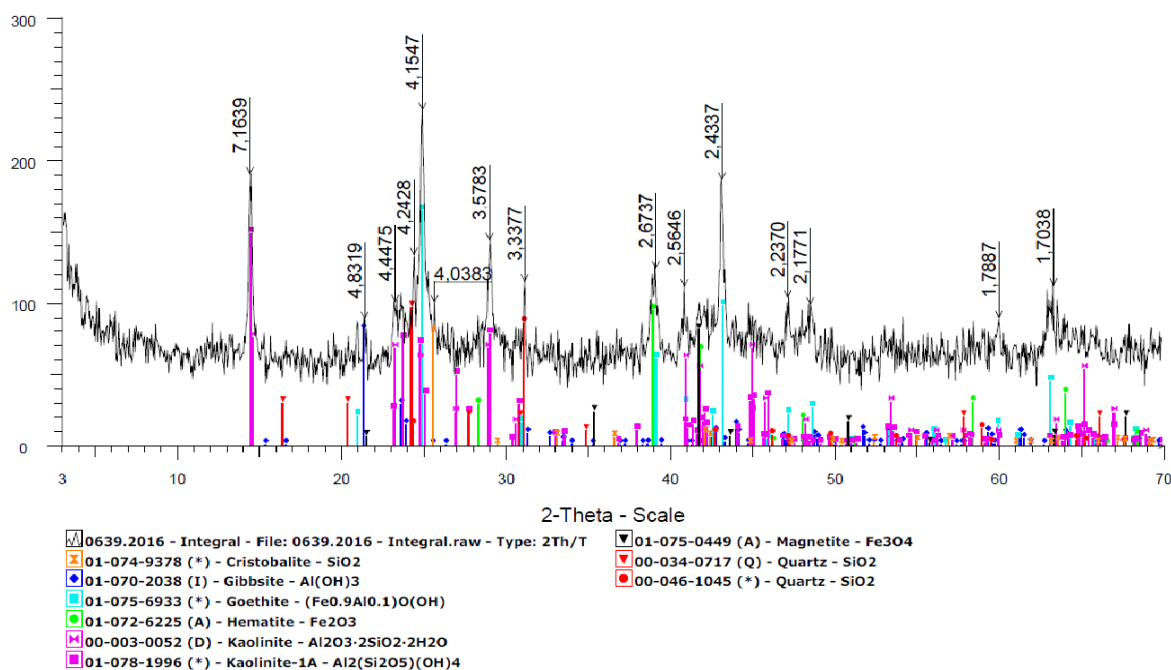


Figura 2-3: Difratograma de um cascalho natural (ROCHA; RESENDE, 2017).

#### 2.1.4 Solos saprolíticos

O comportamento mecânico dos solos saprolíticos está diretamente relacionado com a rocha matriz. O horizonte de solo saprolítico pode variar de algumas a várias dezenas de metros, apresentando diferentes comportamentos e cores, sendo encontrados subjacentes ao

solo laterítico. Macroscopicamente, os solos saprolíticos são caracterizados por apresentarem xistosidades, vazios e outras características inerentes à rocha matriz. A composição mineralógica é muito variada, devido ao intemperismo da rocha, dependendo, do grau de alteração e do tipo de rocha (FUTAI, 1999).

Segundo Presa (1994) os solos saprolíticos possuem mineralogia muito variada, apresentando, em muitos casos, minerais de diferentes origens em sua constituição. Na fração argila ocorrem argilominerais expansivos, como a montmorilonita e illita e na fração areia ocorrem minerais não estáveis ao intemperismo, como o feldspato e a mica.

De acordo com Nogami e Villibor (1995), solos saprolíticos formados no Estado de São Paulo, cuja rocha matriz é o granito, são caracterizados pela presença de matacões, distribuídos aleatoriamente na massa de solo, com natureza areno-siltosa. No caso de basalto, como rocha matriz, os solos saprolíticos são caracterizados por camadas com tendência plano-horizontal, originadas pela sobreposição de sucessivos derrames de lava, além disso há possibilidade de contato de forma complexa com as camadas de outras rochas sobrejacentes. Gnaisses, Micaxistos e Filitos como rocha matriz, propiciam a formação de solos saprolíticos com camadas inclinadas e/ou dobradas, cortadas por discontinuidades (falhas, diques e veios de quartzo). Para Arenitos, o horizonte saprolítico é caracterizado pela presença de camadas planoparalelas horizontais ou suavemente dobradas ou inclinadas, sendo que estas podem apresentar estratificações paralelas ou cruzadas (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

## **2.2 Comportamento geotécnico de solos tropicais**

Devido às características incomuns como a presença de agentes cimentantes, os solos de origem tropical possuem comportamento mecânico distinto daqueles utilizados para desenvolvimento dos conceitos da mecânica dos solos clássica e, por isso, são tratados como solos de comportamento não convencional. Fatores como a gênese, macro e microestrutura, heterogeneidade, anisotropia dentre outras particularidades desse material dificultam estabelecer um modelo conceitual com base teórica para explicar seu comportamento mecânico. O comportamento desse tipo de solo dependerá da sua estrutura, condição e grau de alteração. Assim os métodos convencionais de classificação e previsão do comportamento de solos quase sempre são inapropriados por não levarem em conta tais fatores (ROCHA, 2018).

Solos lateríticos argilosos, com fração fina composta por caulinita e óxidos de ferro e alumínio tem uma estrutura porosa e podem ter um comportamento de siltes, mesmo

quando classificados como argilas por meio de ensaios de granulometria conjunta com defloculante. Um exemplo é a argila porosa de São Paulo e os latossolos e podzólicos em geral (FUTAI, 2002).

A gênese dos solos tropicais leva a formação de uma microestrutura com um vínculo entre partículas. Tal estrutura é responsável pela presença de coesão ( $c'$ ), por uma tensão de pré-adensamento virtual ( $\sigma'_{pv}$ ) mais bem definida como tensão de cedência, elevada rigidez a baixas tensões de confinamento, dentre outros, conforme discutido por Vaughan (1985).

Tanto os solos lateríticos como os saprolíticos têm seu comportamento associado à estrutura, que está associada ao processo de alteração desse solo. Eles têm características e comportamento distintos, no entanto ambos têm alta condutividade hidráulica, resistência com intercepto de coesão e tensão de cedência. A contribuição na resistência devido ao intercepto de coesão é função tanto da sucção como presença de cimentações. A tensão de cedência se caracteriza pela quebra das estruturas cimentadas que existem nestes solos (ROCHA, 2018).

A previsão do comportamento mecânico dos solos tropicais a partir de ensaios de campo e de laboratório deve considerar a contribuição da condição não saturada, o comportamento coesivo-friccional, e a influência da sua estrutura presentes nos solos tropicais.

Schnaid, Lehane e Fahey (2004) discutem a aplicação de técnicas de campo como o SPT, CPT, DMT, PMT e sísmica na investigação de solos não convencionais, como os tropicais. Eles destacam que:

- A classificação desses solos a partir de ensaios de campo deve se basear em pelo menos duas medidas independentes, e as relações  $G_0/q_c$  e  $G_0/N_{60}$  são sensíveis a estrutura, microestrutura e ao envelhecimento;
- A condutividade hidráulica do solo é importante na avaliação do comportamento mecânico desses solos tropicais, e está no intervalo de materiais transicionais ( $10^{-5}$  a  $10^{-8}$  m/s), na maioria das vezes;
- A condição não saturada comum em perfis de solos tropicais impõe mais um grau de complexidade na interpretação desses ensaios e deve ser levada em conta.

Enquanto se tem um maior avanço na compreensão do comportamento de solos não convencionais, como os tropicais, a partir de ensaios de laboratório em especial pelos avanços da mecânica dos solos não saturados, os desafios ainda estão presentes para a aplicação de ensaios de campo na investigação e caracterização de perfis de solos tropicais conforme discutido por Schnaid, Lehane e Fahey (2004).



### 2.3 Solos não saturados

Regiões de clima tropical normalmente apresentam elevada pluviosidade e elevada taxa de evaporação/evapotranspiração. Dessa forma solos formados sob tais condições são submetidos a ciclos de umedecimento e secagem mais intensos que em outros climas. Isso contribui para a formação de perfis com extensas zonas não saturadas e intenso fluxo da água em sua estrutura.

Os solos não saturados são caracterizados pela atuação da componente sucção. A sucção consiste na avidéz do solo por água. A sucção também pode ser designada como a energia livre da água no solo, dividindo-se nas componentes osmótica e matricial. Esta energia pode ser quantificada parcialmente em termos da pressão do vapor da água no solo. A relação entre a sucção total ( $\psi_t$ ) e a pressão do vapor da água ( $\underline{u}_v/\underline{u}_{v0}$ ) para diferentes temperaturas pode ser escrita conforme a Equação (2-1) (FREDLUND e RAHARDJO, 1993):

$$\psi_t = -\frac{RT}{v_{w0} + \omega_v} \ln\left(\frac{\underline{u}_v}{\underline{u}_{v0}}\right) \quad (2-1)$$

onde:

$R$  - constante universal dos gases (8,31432 J/(mol K));

$T$  - Temperatura absoluta ( $T = 273 + t^\circ$ ) (K);

$v_{w0}$  - volume específico da água ou o inverso da densidade da água ( $1/\rho_w$ ) ( $\text{m}^3/\text{kg}$ );

$\omega_v$  - massa molecular do vapor d'água (18.016 g/mol);

A Equação (2-1) mostra que a variável relacionada à sucção é a pressão de vapor da água. Essa variável normalmente é obtida com medidas realizadas acima de uma lâmina de água pura. O termo  $\underline{u}_v / \underline{u}_{v0}$  é chamado de umidade relativa  $RH$  (%). Para uma temperatura de 20°C, as constantes resultam na Equação (2-2) que é uma relação fixa entre a sucção total e a umidade relativa:

$$\psi_t = -135022 \ln\left(\frac{\underline{u}_v}{\underline{u}_{v0}}\right) \quad (2-2)$$

A Figura 2-4 mostra a variação da sucção para diferentes temperaturas. Observa-se que a sucção tende a zero quando  $RH$  tende a 100% e que com o aumento da temperatura, a sucção sofre variações positivas, mostrando a importância da temperatura em técnicas de instalação da sucção.

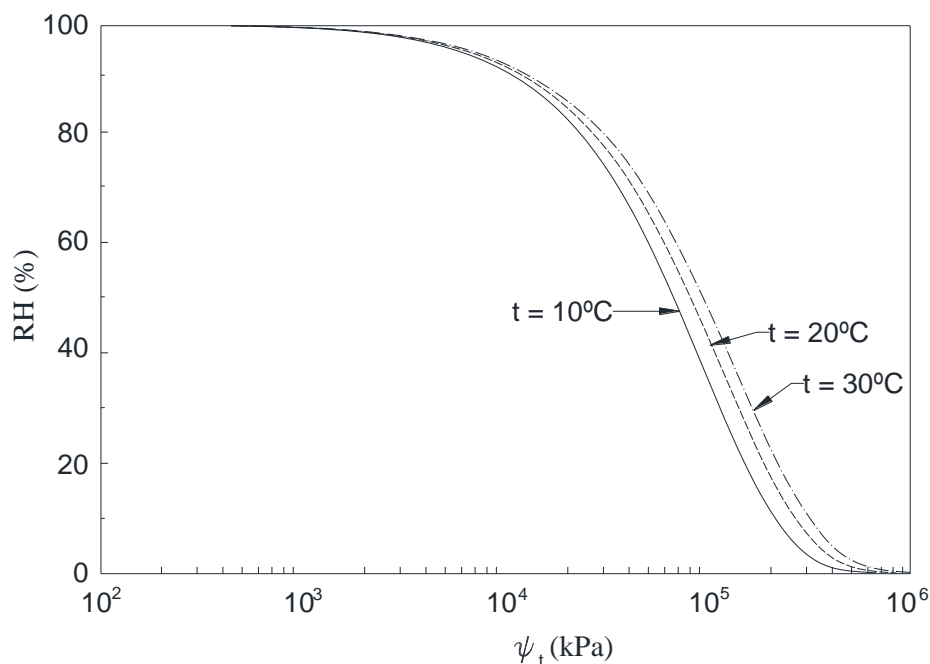


Figura 2-4: Relação entre umidade relativa e sucção total (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

A partir dessa relação teórica obtida dos conceitos da termodinâmica estabeleceu-se a técnica para determinação da curva de sucção total dos solos por meio do psicrômetro. A Figura 2-5 apresenta os dados de um solo sedimentar de origem glacial obtidos por Krahn e Fredlund (1972). As medidas de sucção total, mátrica e osmótica foram obtidas a partir de corpos de prova compactados em diferentes teores de umidade. Por meio das curvas ilustradas no gráfico da Figura 2-5 observa-se que há um pequeno acréscimo na parcela osmótica da sucção com a redução do teor de umidade. Curiosamente a curva de sucção total obtida pelo psicrômetro resultou em valores muito acima daqueles obtidos pela soma das componentes mátrica e osmótica obtidas por técnicas distintas. Observa-se também que as diferenças entre estas curvas se acentuam com a redução do teor de umidade. Tal discrepância pode estar relacionada à precisão das técnicas utilizadas ou à dificuldade de realização de medições de sucção nos solos com menor umidade. Contudo, já é de conhecimento que a sucção matricial é a parcela que mais interfere no comportamento hidromecânico dos solos não saturados (KRAHN e FREDLUND, 1972).

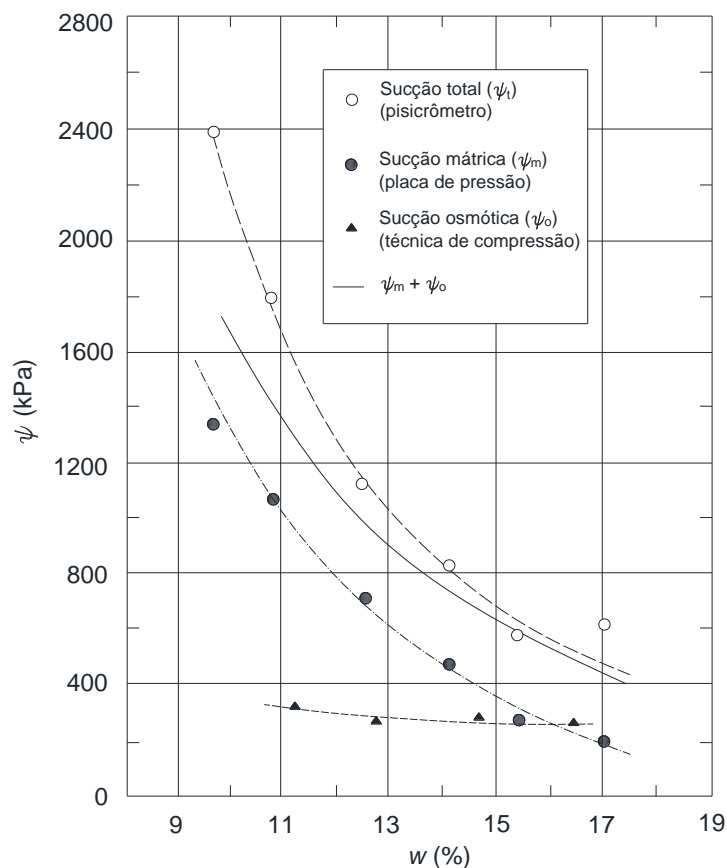


Figura 2-5: Componentes da sucção total no solo (KRAHN e FREDLUND, 1972)

A curva de retenção da água no solo, também conhecida como curva característica, define a relação entre o conteúdo de umidade gravimétrico ( $w$ ) ou volumétrico ( $\theta$ ), bem como o grau de saturação ( $S_r$ ) com a sucção do solo ( $S$ ). A Figura 2-6 demonstra os principais elementos da curva de retenção da água no solo, destacando-se a umidade de saturação, a pressão de entrada de ar e a umidade residual.

De acordo com Fredlund e Xing (1994), o valor de entrada de ar corresponde ao valor da sucção que inicia o processo de dessaturação do corpo de prova, pelo esvaziamento do maior poro. Já o teor de umidade residual, é o teor de umidade a partir do qual é necessária uma grande variação de sucção para remover mais água do solo, ou, o valor de umidade a partir do qual aumentos de sucção não produzem variações significativas no conteúdo de umidade.

A curva de retenção de água no solo tem se tornado o instrumento básico de caracterização dos solos não saturados, pois é a única maneira de se correlacionar a sucção com um índice físico do solo ( $w$ ,  $\theta$ ,  $S_r$ ). Ela permite a resolução de problemas relacionados a fluxo e retenção de água, além de ser utilizada na previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

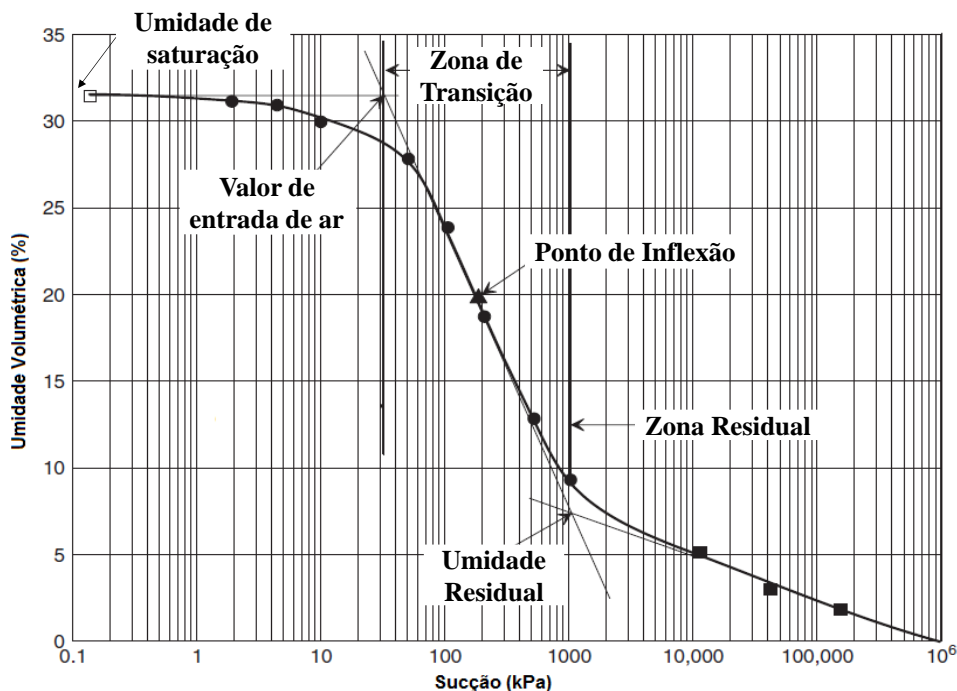


Figura 2-6: Curvas de retenção típicas para diferentes tipos de solo (FREDLUND e XING, 1994).

Inúmeras funções matemáticas têm sido propostas para descrever a curva de retenção de água nos solos (FREDLUND *et al.* 2011). Na geotecnia, as funções mais empregadas são as propostas por Fredlund e Xing (1994) e van Genuchten (1980). Neste trabalho foi utilizada a Equação (2-3) proposta por van Genuchten (1980). Esse modelo é apresentado a seguir:

$$w(\psi) = w_r + \frac{w_{sat} - w_r}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad (2-3)$$

onde:

$w(\psi)$  - teor de umidade em função da sucção;

$w_{sat}$  - teor de umidade saturado;

$w_r$  - teor de umidade residual;

$\alpha$ ,  $n$  e  $m$  - constantes de ajuste empíricas.

## 2.4 Rigidez dos solos para pequenas deformações

### 2.4.1 Considerações iniciais

A rigidez dos solos é um termo genérico utilizado para abordar o comportamento mecânico desses materiais à baixas deformações. As agregações e cimentações que conservam a estrutura dos solos sob essas condições são características genéticas diretamente relacionadas à sua rigidez. O módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) é o

parâmetro associado à rigidez que melhor explica a rigidez dos solos. Esse módulo, que também é utilizado como um importante parâmetro de referência em projetos geotécnicos e outras aplicações (SIMPSON *et al.*, 1979). A relação da rigidez com o nível de deformação, ou seja, a curva de degradação de  $G_0$ , é um dado importante para análise do comportamento dos solos sob pequenas deformações, especialmente em situações em que vale o modelo de endurecimento com a deformação, conforme citam Likitlersuang *et al.*, (2013).

Atkinson e Salfors (1991) categorizaram os níveis de deformação em três grupos: muito pequena, na qual  $G_0$  é constante na fase elástica; pequena, na qual  $G_0$  varia de maneira não linear com a deformação; e grande, quando o solo está próximo da ruptura e a resistência é baixa. Isso pode ser observado na curva de degradação representada na Figura 2-7 (ATKINSON e SALLFORS, 1991; MAIR, 1993).

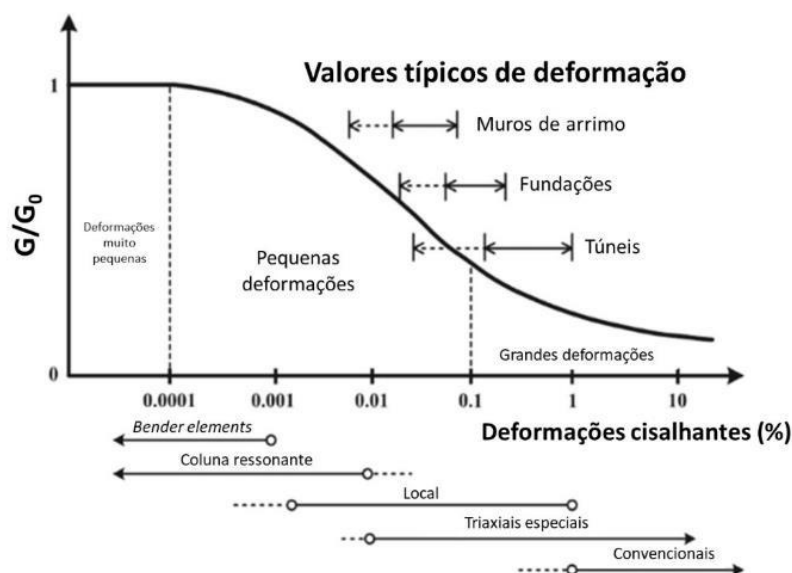


Figura 2-7: Curva de degradação de  $G_0$  normalizada (ATKINSON e SALLFORS, 1991; MAIR, 1993)

Kung *et al.* (2009) estudaram o comportamento não-linear dos solos em escavações profundas para pequenas deformações. Os resultados obtidos, via análise pelo MEF, mostraram que a previsão do comportamento dos solos por meio de pequenas deformações é tão realista quanto as análises feitas a partir de dados de campo.

## 2.4.2 Medida da rigidez para pequenas deformações

### 2.4.2.1 Em laboratório

Ensaio em laboratório são de grande importância para determinação da rigidez dos solos, porém Clayton (2011) destaca que estes ensaios apresentam limitações de vários tipos, como a perturbação das amostras, dificuldade em sua preparação e sofisticação do

equipamento utilizado. A determinação da rigidez para pequenas deformações em laboratório geralmente é feita empregando-se dois métodos. O primeiro consiste na medida local da deformação utilizando dispositivos especiais de ensaios triaxiais (GOTO *et al.*, 1991; SCHOLEY *et al.*, 1995). Nesta técnica é comum o uso de equipamentos como LVDTs (JARDINE *et al.*, 1984) e sensores submersíveis de proximidade (HIRD e YUNG, 1989). O uso destes dispositivos é necessário devido à algumas limitações associadas ao equipamento triaxial tradicional (LIKITLERSUANG *et al.*, 2013). O segundo método utiliza análise quase-estática, com potencial de testes dinâmicos, como *bender elements*, coluna ressonante e ensaios triaxiais cíclicos. Dentre todos, ressalta-se a utilização dos *bender elements*, uma vez que eles podem ser utilizados com outros ensaios, como os triaxiais, cisalhamento direto e ensaios de compressão edométrica (LIKITLERSUANG *et al.*, 2013).

#### 2.4.2.2 Em campo

Ensaio de campo para determinação de  $G_0$  são classificados como ensaios dinâmicos, como ensaios sísmicos *downhole* e *crosshole*. Estes ensaios consistem na geração de uma onda cisalhante S em um furo de sondagem (no *crosshole*) ou na superfície do terreno (no *downhole*). A partir da velocidade de propagação dessa onda, pode-se calcular  $G_0$ , por meio de equações advindas da teoria da elasticidade.

A principal diferença entre os dois ensaios se dá nos furos de sondagem. Ensaio do tipo *downhole* fazem uso de apenas um furo de sondagem, enquanto os *crosshole* usam dois furos. O ensaio *downhole* destaca-se por poder ser associado a outros dispositivos como o piezocone (SCPTu) ou dilatômetro (SDMT) para realização de ensaios híbridos.

#### 2.4.2.3 Modelos empíricos

A maioria dos dados obtidos de  $G_0$  se dá por meio de resultados de ensaios dinâmicos de laboratório, utilizando amostras indeformadas ou compactadas (LIKITLERSUANG *et al.*, 2013). Entretanto, vários fatores podem interferir nessa determinação, como interferências na amostragem e na instrumentação, também fatores naturais e inerentes à estrutura dos solos, bem como no processo geológico de formação dos solos (LIKITLERSUANG *et al.*, 2013).

Rampello *et al.* (1997) apresentam uma Equação (2-4) que possibilita estimar  $G_0$  de forma empírica:

$$\frac{G_0}{p_a} = S \cdot f(e) \cdot \left( \frac{p'}{p_a} \right)^n \quad (2-4)$$

onde:

$f(e)$  - uma função empírica do índice de vazios;

$p'$  - tensão efetiva média;

$p_a$  - pressão atmosférica (geralmente 100 kPa);

$S$  e  $n$  - parâmetros adimensionais definidos em laboratório.

A Tabela 2-2 apresenta valores típicos obtidos para a Equação (2-4).

Tabela 2-2: Constantes de correlações para  $G_0$  de argilas (adaptado de Likitlersuang *et al.*, 2013)

Solo	Ensaio	$S$	$f(e)$	$n$	Faixa índice de vazios	Referências
Caulinita amolgada	RC	327	$(2,973-e)^2/(1+e)$	0,50	0,76-0,90	Hardin e Black (1968, 1969)
Caulinita reconstituída	RC	450	$(2,973-e)^2/(1+e)$	0,50	1,11-1,30	Marcuson e Wahs (1972)
Bentonita reconstituída	RC	45	$(4,4-e)^2/(1+e)$	0,50	1,60-2,50	Marcuson e Wahs (1972)
Siltes e Argilas indeformadas	RC	74-288	$(2,973-e)^2/(1+e)$	0,46-0,61	0,40-1,10	Kim e Novak (1981)
Argila indeformada	TX C.	14	$(7,32-e)^2/(1+e)$	0,60	1,70-3,80	Kokusho <i>et al.</i> (1982)
Seis amostras de argilas italianas indeformadas	RC e BE	275-1174	$e^{-1,3}$ ou $e^{-x}$ , onde $x = [1,11; 1,43]$	0,40-0,58	0,60-1,80	Jamiolkowski <i>et al.</i> (1994)
Argila fofa	SCPT	500	$e^{-1,5}$	0,50	0,50-5,00	Shibuya e Tanaka (1996)
Argila fofa	SCPT	1070-3080 (méd=2400)	$(1+e)^{-2,4}$	0,50	0,50-5,00	Shibuya <i>et al.</i> (1997)

RC= Coluna ressonante; TX C = Triaxial cíclico; BE = *Bender elements*; SCPT= Cone sísmico

Outra maneira empírica de estimar  $G_0$  pode ser feita por meio da resistência não drenada ( $S_u$ ). Pesquisadores como Ashford *et al.* (1996) e Likitlersuang e Kyaw (2010) apresentam uma correlação entre a velocidade da onda S ( $V_S$ ) e a resistência não drenada ( $S_u$ ) baseadas em resultados de investigações de campo realizadas em Bangkok.

### 2.4.3 Fatores que afetam a precisão na determinação da rigidez do solo

#### 2.4.3.1 Erros sistêmicos

Iniciada uma campanha para determinação dos parâmetros associados à rigidez dos solos é muito importante distinguir erros sistêmicos das variáveis que realmente governam

o comportamento dos materiais à baixos níveis de deformação. Dessa forma, como a sensibilidade dos parâmetros associados à rigidez sob essas condições é grande, tem se verificado que perturbações na coleta das amostras, falhas na instrumentação dos ensaios e falha operacional são fatores associados a erros na determinação da rigidez.

#### 2.4.3.2 Gênese

Fatores associados à origem e formação são características que influenciam naturalmente na rigidez dos solos. Likitlersuang *et al.* (2013) cita características genéticas como estrutura, mineralogia, forma e tamanho das partículas, histórico de tensões, envelhecimento, processos químicos e estado de tensões como responsáveis em parte na rigidez dos solos.

#### 2.4.3.3 Deformações elásticas

Em solos, a relação entre tensões e deformações elásticas somente é válida para uma condição não perturbada ou para deformações muito pequenas. Isso é necessário devido à natureza compressível dos solos. Logo, apenas para essas condições é possível assumir o comportamento elástico para esses materiais. Assim como em qualquer outro material, os parâmetros de deformabilidade de maior interesse para os solos são o módulo de Young ( $E$ ) e o módulo de cisalhamento ( $G$ ). Esses parâmetros podem ter utilidade para cálculos de deformações em projetos geotécnicos. A determinação destes parâmetros é possível a partir de métodos empíricos ou por meio de equipamentos e técnicas específicas utilizando ensaios de campo (ROCHA, 2018) ou de laboratório (FERREIRA, DA FONSECA e SANTOS, 2007; GEORGETTI, 2014). Além disso, observam-se também variações nos parâmetros de deformabilidade em amostras indeformadas que foram submetidas ao confinamento em laboratório. Essas variações ocorrem, entre outros fatores, devido ao desconfinamento do material conforme descrito por Ishihara (1996) e Ferreira (2002).

Para que os resultados de ensaios de laboratório possam ter utilidade prática, é necessário, além de técnicas e equipamentos específicos, o emprego de critérios para interpretação e validação de resultados. Nesse contexto, os valores de  $G_0$  determinados por meio de ensaios de campo, utilizando de técnicas sísmicas, em especial o *crosshole*, são importantes para se ter uma referência, pois provocam menor perturbação no maciço.

#### 2.4.3.4 Nível de deformação

O nível de deformação é considerado o fator que mais interfere na rigidez dos solos e, diferente da maioria dos materiais utilizados na engenharia, os solos apresentam variação



dos parâmetros de deformabilidade conforme o seu nível de deformação. Essa propriedade é observada na curva tensão-deformação, onde as características plásticas são estáveis para um pequeno domínio de deformações. Para maiores deformações elas passam a ser permanentes ou plásticas. Nesse estágio a reestruturação das partículas, e rompimento das ligações intergranulares são os processos responsáveis pela deterioração da rigidez inicial do material. Logo, para condições iniciais ou de muito pequenas deformações tem-se uma rigidez máxima que pode ser expressa por parâmetros de deformabilidade máximos como o módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ). Esse dado é utilizado como parâmetro de referência da rigidez.

## 2.5 Investigação geotécnica a partir de ensaios de campo

### 2.5.1 Considerações iniciais

A investigação do subsolo tem como objetivo a definição do perfil estratigráfico (identificar os horizontes com o mesmo tipo de solo, sua gênese e suas espessuras), posição do nível d'água e a estimativa dos parâmetros de projeto dos horizontes de interesse (GIACHETI *et al.*, 2004). Os ensaios campo de alta resolução vem sendo cada vez mais empregados, uma vez que são realizados mais rapidamente, seus resultados estão disponíveis quase que imediatamente, fornecem muitos dados inclusive a variabilidade vertical e lateral (ROCHA, 2018).

O ensaio mais utilizado para a investigação do subsolo é a sondagem de simples reconhecimento com SPT. Vários autores, como Mayne (2000), questionam o emprego de um único número ( $N_{SPT}$ ) para se estimar inúmeros parâmetros de projeto, tanto para solos arenosos, quanto para argilosos.

Considerando a complexidade de uma caracterização adequada do subsolo, é necessária mais de uma medida em um único ensaio para esse fim. Assim, a abordagem tradicional de investigação do subsolo, precisaria de uma série de perfurações para se obter amostras indeformadas para os ensaios em laboratório, ensaios SPT, justapostos aos de palheta (FVT) em camadas argilosas, e/ou pressiométricos (PMT) realizados em camadas arenosas ou argilosas e, após estes ensaios, ensaios *crosshole* (CHT) para definir perfis de velocidade da onda cisalhante ( $V_S$ ). Todos estes ensaios, interpretados em conjunto, permitiriam a devida caracterização do subsolo, o que envolveria um tempo e custo considerável (MAYNE, 2009).

Nas últimas décadas foram desenvolvidos equipamentos que permitem a determinação de mais de um parâmetro num mesmo ensaio, possibilitando assim uma

melhor definição da estratigrafia e estimativa dos parâmetros geotécnicos dos solos, denominados de ensaios híbridos. Dentre eles, destaca-se o ensaio de Dilatômetro Sísmico (SDMT) que é de grande interesse para essa pesquisa.

### 2.5.2 Dilatômetro plano (DMT)

O ensaio DMT foi concebido e desenvolvido pelo Professor Silvano Marchetti na década de 1970, inicialmente para a determinação de módulos de deformação para o projeto de estacas submetidas a carregamentos horizontais (MARCHETTI, 2006). Entretanto, devido a sua fácil execução, correlacionou-se as medidas de pressão determinadas no ensaio com os diversos parâmetros geotécnicos, incentivando sua utilização em pesquisa e no meio prático.

O dilatômetro consiste em uma lâmina plana de aço inoxidável de 14 mm de espessura, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento, com uma membrana flexível de 60 mm de diâmetro posicionada na face dessa lâmina. Os demais componentes do sistema são: uma unidade de controle e cabos elétricos e pneumáticos (Figura 2-8).

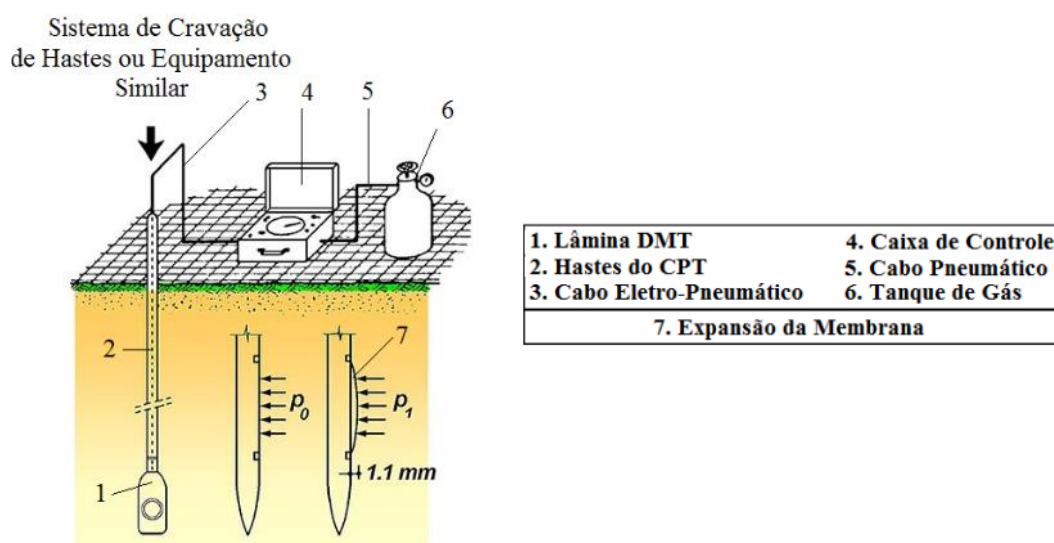


Figura 2-8: Representação esquemática do ensaio DMT (adaptado de MARCHETTI, 1980)

A realização do ensaio DMT consiste na cravação estática ou dinâmica da lâmina do DMT em profundidade (normalmente em intervalos de 200 mm). O empuxo do terreno desloca a membrana para uma posição negativa em relação ao repouso. Após a cravação, é feito a pressurização do sistema e anotação das seguintes leituras de pressões:

- Leitura A – necessária para um deslocamento horizontal de 0,05 mm ( $\pm 0,02$  mm) do centro da membrana contra o solo a partir da posição de repouso, denominada lift-off;
- Leitura B - necessária para um deslocamento horizontal de 1,10 mm ( $\pm 0,03$  mm) do centro da membrana contra o solo.

Opcionalmente, uma terceira pressão (Leitura C) pode ser obtido aliviando lentamente a pressão aplicada na membrana até que ela retorne à posição referente à Leitura A. A Leitura C permite avaliar a pressão neutra gerada durante o ensaio DMT. Deste modo, esta é realizada esporadicamente (a cada 1,0 ou 2,0 m) em solos arenosos (comportamento drenado) e com maior frequência em solos siltosos e argilosos (comportamento parcialmente drenado e não drenado, respectivamente).

As Leituras A, B e C são corrigidas devido à rigidez da membrana, a partir de parâmetros de calibração ( $\Delta A$  e  $\Delta B$ ) e pelo coeficiente  $Z_m$ , culminando nas pressões  $p_0$ ,  $p_1$  e  $p_2$ , respectivamente, que são empregadas na determinação dos parâmetros intermediários do ensaio, o índice do material ( $I_D$ ), índice de tensão horizontal ( $K_D$ ) e o módulo dilatométrico ( $E_D$ ).

$$p_0 = 1,05 \cdot (A - Z_m + \Delta A) - 0,05 \cdot (B - Z_m - \Delta B) \quad (2-5)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2-6)$$

$$p_2 = C - Z_m - \Delta A \quad (2-7)$$

onde:

$Z_m$  - leitura do manômetro à pressão atmosférica;

$\Delta A$  - pressão externa aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 0,05 mm;

$\Delta B$  - pressão externa aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 1,10 mm.

Os valores de A e de B são determinados antes e depois da realização do ensaio DMT, sendo obtidos em laboratório ou em campo. De acordo com o Eurocode 7 (1997), as faixas de variação dos parâmetros  $\Delta A$  e  $\Delta B$  devem estar entre 5 e 30 kPa e 5 e 80 kPa, respectivamente. Além disso, a norma recomenda que, caso a variação dos valores de A e B

antes e depois da execução do ensaio DMT ultrapasse 25 kPa, o ensaio deve ser descartado (EUROCODE 7, 1997).

A interpretação do DMT inicia-se com o cálculo dos três índices intermediários ( $I_D$ ,  $K_D$  e  $E_D$ ). A partir deles, várias correlações empíricas para determinação de propriedades de comportamento do solo foram desenvolvidas. O índice do material é calculado para identificar o tipo de solo:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (2-8)$$

onde:

$u_0$  - pressão neutra hidrostática.

$p_0, p_1$  - pressões dilatométricas corrigidas.

Marchetti (1980) propôs a definição do tipo de solo através dos valores do índice do material. Entretanto, deve-se considerar que  $I_D$  reflete o comportamento mecânico do material, como um índice de rigidez e pode ser diferente da classificação textural.

O índice de tensão horizontal ( $K_D$ ), que fornece a base para várias correlações para a estimativa de parâmetros geotécnicos, é calculado pela Equação (2-9):

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{vo}} \quad (2-9)$$

onde:

$\sigma'_{vo}$  - tensão vertical efetiva.

$K_D$  pode ser considerado como um coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ) amplificado pela inserção da lâmina no solo (MARCHETTI *et al.*, 2001). Em argilas convencionais (não envelhecidas, não estruturadas e não cimentadas) normalmente adensadas, o valor de  $K_D$  varia entre 1,8 e 2,3, com um valor médio de 2,0.

Em solos argilosos, o perfil  $K_D$  tem forma semelhante ao perfil da razão de sobreadensamento (OCR), deste modo, é útil para compreender o histórico de tensões nesses depósitos (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1988; MARCHETTI, 1980), entretanto esse comportamento não é observado para solos arenosos. Já o módulo dilatométrico ( $E_D$ ) é obtido pela Equação (2-10):

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_0) \quad (2-10)$$

De modo geral,  $E_D$  é pouco empregado sozinho na estimativa de parâmetros geotécnicos, devido à falta de informação sobre o histórico de tensões. Assim, deve ser empregado em conjunto com  $K_D$  e  $I_D$  (MARCHETTI *et al.*, 2001).

Importante ressaltar que  $E_D$  não corresponde ao módulo de Young ( $E$ ). Caso necessário, o módulo de Young pode ser determinado por meio do módulo confinado determinado pelo ensaio DMT ( $M_{DMT}$ ) através da teoria da Elasticidade.

A Tabela 2-3 apresenta correlações semiempíricas empregadas na determinação das propriedades mecânicas dos solos (MARCHETTI, 1980; MARCHETTI *et al.*, 2001). Entretanto, deve-se salientar que já existem ajustes e modificações nestas equações.

Tabela 2-3: Correlações para definição das propriedades e parâmetros geotécnicos (MARCHETTI *et al.*, 2001).

Propriedade	Descrição	Equações básicas	
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso	$K_{0,DMT} = \left(\frac{K_D}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6$	para $I_D < 1,2$
OCR	Razão de pré-adensamento	$OCR_{DMT} = (0,5 \cdot K_D)^{1,56}$	para $I_D < 1,2$
$c_u$	Resistência não drenada	$c_u = 0,22 \cdot \sigma'_{vo} (0,5 \cdot K_D)^{1,25}$	para $I_D < 1,2$
$\varphi$	Ângulo de atrito	$\varphi_{DMT} = 28^\circ + 14,6^\circ \log K_D - 2,1^\circ K_D$	para $I_D > 1,8$
$c_h$	Coefficiente de consolidação	$c_{h,DMT} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	DMTa
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade	$k_{h,DMT} = c_h \cdot \gamma_w / M_h (M_h \approx K_0 \cdot M_{DMT})$	-
$\gamma$	Peso específico	Marchetti e Crapps (1981)	-
M	Módulo confinado vertical	$M_{DMT} = R_M \cdot E_D$ se $I_D \leq 0,6 \rightarrow R_M = 0,14 + 2,36 \cdot \log K_D$ se $I_D \geq 3,0 \rightarrow R_M = 0,5 + 2 \cdot \log K_D$ se $0,6 < I_D < 3 \rightarrow R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \cdot \log K_D$ , onde $R_{M,0} = 0,14 + 0,15 \cdot (I_D - 0,6)$ se $I_D > 10 \rightarrow R_M = 0,32 + 2,18 \cdot \log K_D$ se $R_M < 0,85$ adotar $R_M = 0,85$	

### 2.5.3 Dilatômetro sísmico (SDMT)

Segundo Jamiolkowski *et al.* (1985), a utilização da técnica sísmica *downhole* para a investigação geotécnica é motivada pelo seu caráter não destrutivo, que preserva a estrutura inicial e permite avaliar a influência de fenômenos diagenéticos (efeito da sucção devido à condição não saturada e estrutura cimentada devido à precipitação de óxidos e hidróxidos de

ferro e alumínio) que contribuem com o aumento da rigidez a pequenas deformações, principalmente sob baixas tensões confinantes.

O dilatômetro sísmico (SDMT) é uma combinação do dilatômetro de Marchetti (DMT) com um módulo sísmico para a determinação da velocidade de propagação de ondas ( $V_p$  e  $V_s$ ). O ensaio é conceitualmente semelhante ao ensaio de cone sísmico (SCPT) (ROBERTSON *et al.*, 1995). A Figura 2-9a ilustra o módulo sísmico que consiste em um elemento cilíndrico instalado acima da lâmina do DMT, equipado com dois geofones com espaçamento de 0,5 m. Na Figura 2-9b tem-se a representação esquemática do ensaio SDMT e a Figura 2-9c o equipamento para a realização do ensaio dilatométrico sísmico.

A partir dos registros dos geofones obtém-se um par de sismogramas, e a determinação de  $V_s$  consiste na relação entre a distância da fonte aos dois receptores ( $S_2 - S_1$ ) e o tempo da chegada da onda sísmica ao primeiro e segundo receptor ( $\Delta t$ ). Determinações de  $V_s$  são realizadas a cada 0,5 m de profundidade. A configuração de intervalo verdadeiro de tempo, com dois geofones, elimina erros devido a imprecisões no dispositivo de *trigger*, variações nas ondas geradas e imprecisões nas leituras (BUTCHER *et al.* 2005).

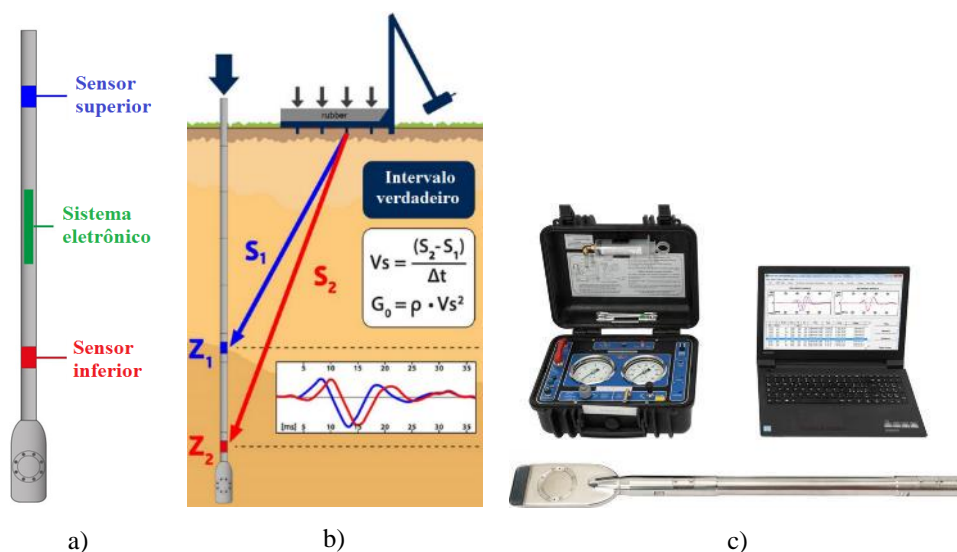


Figura 2-9: Dilatômetro Sísmico: a) Lâmina DMT e módulo sísmico; b) Representação esquemática do Dilatômetro Sísmico, c) Equipamento para realização do dilatômetro sísmico (adaptado de Marchetti *et al.*, 2008)

De acordo com Marchetti *et al.* (2008), a medida de  $V_s$  no ensaio SDMT deve ser realizado a cada 50 cm de avanço, enquanto o DMT é usualmente realizado a cada 20 cm, sendo que, caso as profundidades coincidam, o ensaio DMT (leituras A e B) deve ser realizado inicialmente.

Neste ensaio, o módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ) é determinado por meio da técnica sísmica *downhole* e da Teoria da Elasticidade conforme a Equação (2-11).

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2 \quad (2-11)$$

onde:

$\rho$  - massa específica do solo ( $\text{kg/m}^3$ );

$V_S$  - velocidade de onda cisalhante (m/s).

Valores de  $V_S$  determinados a partir do ensaio SDMT tem-se mostrado muito eficientes, como pode ser observado na comparação entre valores de  $V_S$  determinados por outros ensaios sísmicos in situ, em vários campos experimentais. Como exemplo, a Figura 2-10 apresenta valores de  $V_S$  determinados com ensaios SDMT, SCPT, *crosshole* e SASW realizados no campo experimental de Fucino (Itália), numa argila cimentada normalmente consolidada. Observa-se nessa figura que os perfis de  $V_S$  são equivalentes. Inúmeros trabalhos desse tipo confirmam a eficiência desse ensaio como, por exemplo, o de Hepton (1988), Martin e Mayne (1997, 1998), Mayne *et al.* (1999), McGillivray e Mayne (2004), Młynarek *et al.* (2006), Marchetti *et al.* (2008) e Marchetti (2014).

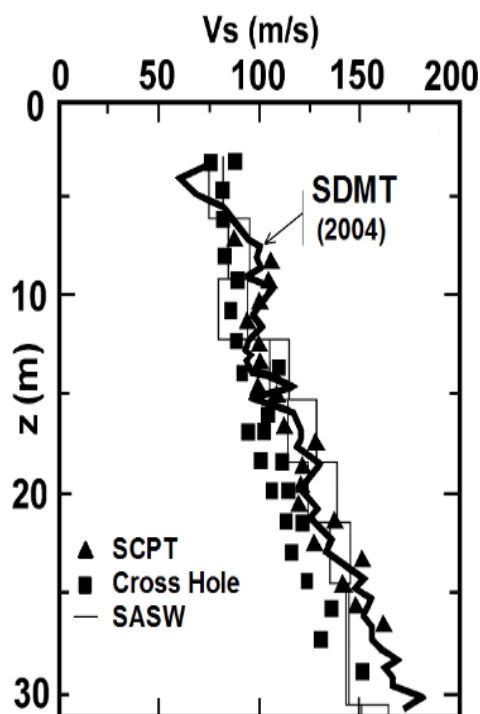


Figura 2-10 :  $V_S$  de ensaios SDMT, SCPT, crosshole e SASW (Marchetti *et al.*, 2008).

Rocha *et al.* (2017) apresentam resultados de ensaios sísmicos *crosshole*, *downhole*, dilatômetro sísmico (SDMT), cone sísmico (SCPT) e SPT sísmico (S-SPT) realizados em um perfil de solo tropical que ocorre no campo experimental da Unesp de Bauru - SP. Perfis similares de valores de  $V_s$  e  $G_0$  determinados por essas diferentes técnicas foram obtidos (Figura 2-11), o que confirma o bom desempenho do SDMT para esta finalidade.

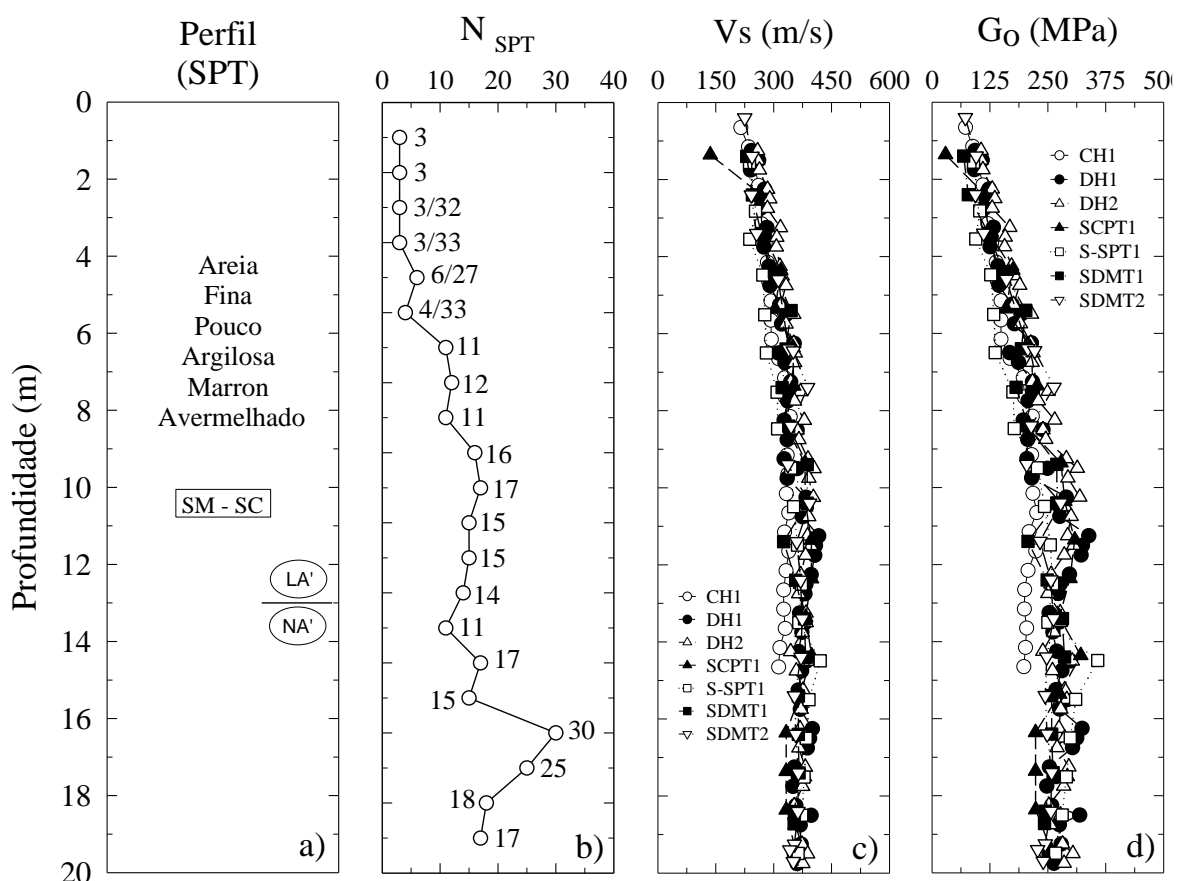


Figura 2-11: Perfis de  $V_s$  e  $G_0$  obtidos por diferentes técnicas de campo (Rocha *et al.* 2017).

As principais aplicações do SDMT são:

- Determinação de perfis de  $V_s$  e  $G_0$ , que formam a base de qualquer análise sísmica;
- Definição de curvas de degradação do módulo ( $G-\gamma$ ), que são informações importantes em análises sísmicas e análises não lineares;
- Para uma avaliação da suscetibilidade à liquefação dos solos;
- Não interfere nos resultados do DMT convencional;
- Elevada acurácia quando comparado com  $V_s$  obtido por outros ensaios.



#### 2.5.4 Curva de degradação do módulo

O ensaio de Dilatômetro Sísmico (SDMT) vem sendo empregado pela comunidade geotécnica como uma ferramenta que permite a investigação do subsolo, incluindo a definição do perfil estratigráfico, estimativa de parâmetros de projeto, bem como a definição do perfil de velocidade de propagação de onda cisalhante ( $V_S$ ), e conseqüentemente, do módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ), baseado na Teoria da Elasticidade.

Uma de suas principais aplicações consiste na avaliação da deformabilidade do solo, obtida por meio do módulo confinado determinado por esse ensaio ( $M_{DMT}$ ). O  $M_{DMT}$  é definido como a relação entre a variação da tensão vertical efetiva com a deformação axial, de modo semelhante ao módulo edométrico ( $E_{eod}$ ) calculado por meio do ensaio edométrico.

Como previamente apresentado, o ensaio SDMT permite a determinação do perfil de  $V_S$ , e conseqüentemente do módulo de cisalhamento máximo do solo. O módulo de Cisalhamento ( $G_0$ ) é um parâmetro geotécnico importante, sendo determinado por meio de ensaios de campo ou laboratório.

A estimativa do recalque através de métodos que incorporam a curva de degradação de  $G_0$  pode ser empregada em projeto de fundações, desde que este módulo seja degradado a um nível de deformação compatível com o nível de deformações do caso analisado (ATKINSON, 2000, FAHEY e CARTER, 1993; LEE *et al.*, 2004).

Métodos para a estimativa das curvas de degradação do módulo de rigidez ( $G-\gamma$ ) a partir de ensaios de campo foram propostos por vários autores, por exemplo Robertson e Ferrera (1993) e Fahey (1998) utilizaram os ciclos de descarregamento-recarregamento ( $u-r$ ) dos ensaios pressiométricos autoperfurantes; Mayne *et al.* (1999) e Marchetti *et al.* (2008) empregaram o SDMT; Elhakim e Mayne (2003) e Mayne (2003) adotaram os ensaios de cone sísmico (SCPTs) enquanto Lehane e Fahey (2004) combinaram o SCPT e o DMT.

Marchetti *et al.* (2008) propuseram pela primeira vez a possível utilização do SDMT para estimar a curva de degradação do módulo cisalhante. Estas curvas poderiam ser elaboradas a partir de ajustes baseando-se em curvas de degradação de referência determinadas em laboratório por meio de ensaios cíclicos. A curva estimada seria elaborada a partir de dois pontos obtidos através do SDMT: (1) módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ), e (2) módulo cisalhante na condição de trabalho ( $G_{DMT}$ ).

Para localizar o segundo ponto na curva  $G-\gamma$  é necessário conhecer, pelo menos aproximadamente, a deformação cisalhante correspondente a cravação da lâmina do DMT. De acordo com Mayne (2001), as deformações cisalhantes impostas pelo DMT se localizam

em um nível intermédio de deformações (0,05-0,10%) (Figura 2-12). Do mesmo modo, Ishihara (2001) classificou o DMT no grupo de ensaios de campo que impõem níveis intermediários de deformação cisalhante no solo (0,01-1,00%).

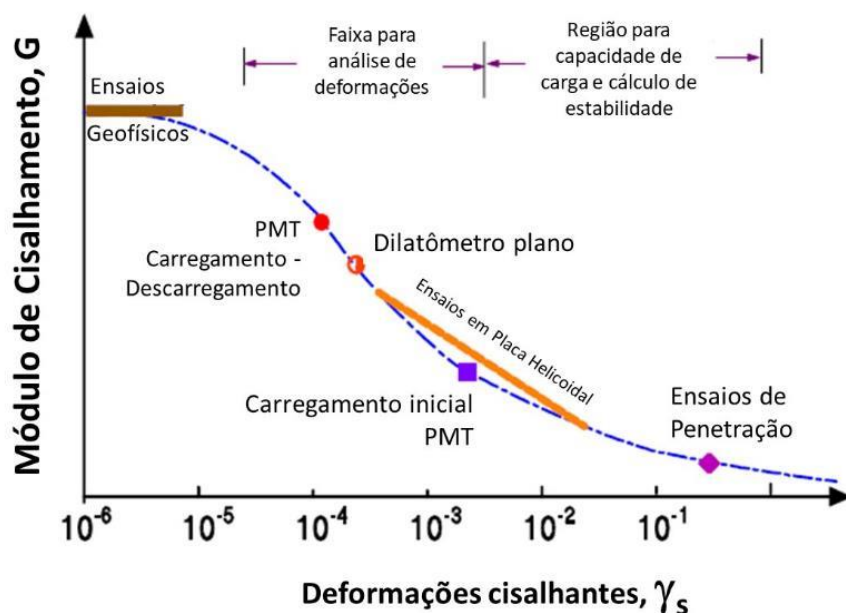


Figura 2-12: Degradação do módulo de cisalhamento com a deformação cisalhante (Mayne 2001).

A partir dos achados de Marchetti *et al.* (2008), Amoroso *et al.* (2014) apresentam um procedimento para a estimativa da curva de degradação do módulo de cisalhamento máximo do solo através de resultados de ensaios SDMT. Este procedimento é exemplificado pela Figura 2-13 e consiste nas seguintes etapas.

- a) Determinar  $G_0$  a partir de  $V_s$  na profundidade investigada;
- b) Calcular  $G_{DMT}$  na mesma profundidade; por meio do  $M_{DMT}$ , pela teoria da elasticidade conforme a Equação (2-12).

$$G_{DMT} = \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)} \cdot M_{DMT} \quad (2-12)$$

onde:

$\nu$  - coeficiente de Poisson, sendo normalmente adotado igual a 0,2.

- c) Baseado nas informações disponíveis, adotar um valor de deformação cisalhante ( $\gamma_{DMT}$ );

- d) Empregar o modelo numérico usado para a construção da curva de degradação do módulo conforme Equação (2-13).

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{G_0}{G_{DMT}} - 1\right)\left(\frac{\gamma}{\gamma_{DMT}}\right)} \quad (2-13)$$

De acordo com Amoroso *et al.* (2014),  $\gamma_{DMT}$  é aproximadamente 0,1% para areias, entre 0,5 e 1,0% para siltes e argilas e superior a 2% em argilas moles. Segundo os autores, este procedimento pode fornecer uma primeira estimativa da curva de degradação de  $G_0$  do solo.

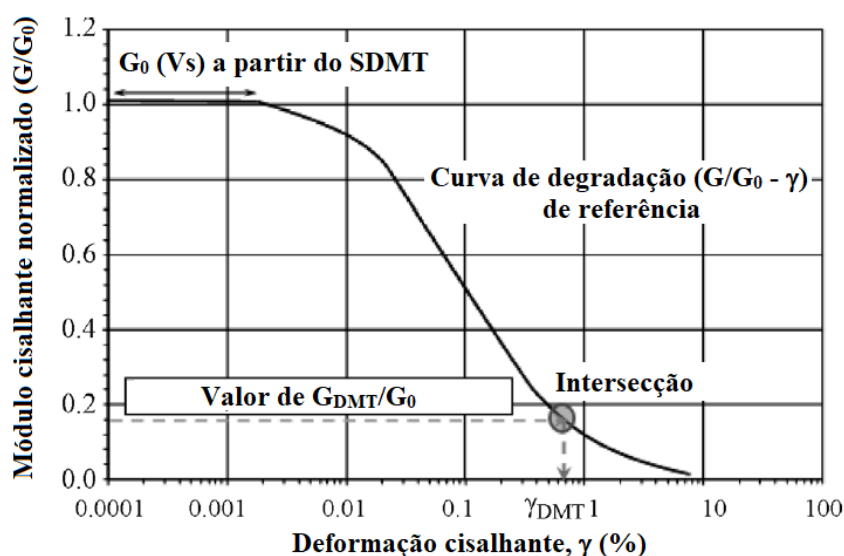


Figura 2-13: Procedimento para estimar a curva de degradação do módulo a partir dos ensaios SDMT.

Assim, o SDMT é uma técnica *in situ* para a definição do perfil do subsolo, estimativa de parâmetros e, também para a previsão das curvas de degradação do módulo de cisalhante do solo, conforme sugere Amoroso *et al.* (2014).

### 2.5.5 Identificação de solos não convencionais

Robertson *et al.* (1995), Schnaid *et al.* (2004), Schnaid e Yu (2007), Cruz (2010), Cruz *et al.* (2012), Robertson (2016) e Rocha *et al.* (2021) demonstram que o uso do módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ) em conjunto com resultados de ensaios geotécnicos (CPT e DMT) é uma forma interessante para a caracterização de solos não convencionais como os solos tropicais e solos colapsíveis. As relações  $G_0/q_c$ ,  $G_0/M_{DMT}$  e  $G_0/E_D$  permitem

identificar o comportamento não convencional destes materiais, onde se pode destacar: a sensibilidade, o envelhecimento ou a cimentação. Solos deste tipo quase sempre não podem ter seus parâmetros de projeto definidos por meio de correlações clássicas (ROCHA, 2018).

Schnaid *et al.* (2004) sugerem que a relação  $G_0/q_c$  fornece uma medida da relação entre a rigidez elástica e a resistência última. Afirmam ainda que se pode esperar um aumento dessa relação com a idade e cimentação, uma vez que o efeito da cimentação é maior em  $G_0$  do que em  $q_c$ . Os autores propuseram um ábaco e limites para correlacionar  $G_0/q_c$  versus resistência de ponta do cone normalizada ( $q_{c1}$ ), sendo  $q_{c1}$  determinado pela Equação (2-14):

$$q_{c1} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \sqrt{\frac{p_a}{\sigma_v'}} \quad (2-14)$$

onde:

$p_a$  - pressão atmosférica e;

$\sigma_v'$  - tensão vertical efetiva.

Este ábaco pode ser empregado para avaliar os possíveis efeitos do histórico de tensões, grau de cimentação e envelhecimento. Este fato também foi estudado e observado por Robertson *et al.* (1995) e Eslamizaad e Robertson (1996).

Cruz (2010) desenvolveu ábacos com o intuito de se avaliar a presença de estruturas com cimentações dos solos residuais, a partir de resultados de ensaios DMT e ensaios de laboratório. Para isso esse autor utiliza os seguintes ábacos:  $G_0/E_D$  versus  $I_D$  e  $G_0/M_{DMT}$  versus  $K_D$ .

A avaliação do comportamento dos solos por meio dessas propostas é uma abordagem interessante na identificação de solos não convencionais, como os solos tropicais, onde as metodologias clássicas, desenvolvidas para solos sedimentares, não levam em consideração o comportamento coesivo-friccional, microestrutura e contribuição da condição não saturada presente nos mesmos. Por esse motivo, devem ser aplicadas com cautela nesses materiais (ROCHA, 2018).

A partir dos perfis de  $G_0$ ,  $q_c$ ,  $I_D$ ,  $K_D$  e  $E_D$  obtidos em campanhas de CPT e SDMT realizados previamente por Rocha (2018) no campo experimental da Unesp de Bauru, para a condição natural (8 ensaios CPTs e 6 ensaios SDMTs) e inundada (cava de inundação - 2 CPTs e 1 SDMT), empregou-se as propostas de Schnaid *et al.* (2004) e Cruz (2010) para a

identificação de solos não convencionais (cimentados, envelhecidos), como os solos tropicais.

A Figura 2-14 e Figura 2-15 apresentam as relações dos parâmetros obtidos nos ensaios SDMT sobre os ábacos de classificação de Schnaid *et al.* (2004) e Cruz (2010). Observa-se que esses resultados se encontram acima da linha que separa os solos sedimentares dos residuais. Esse comportamento indica que a estrutura desses solos leva a valores de  $G_0/q_c$ ,  $G_0/E_D$ ,  $G_0/M_{DMT}$  sistematicamente maiores que aqueles encontrados em solos sedimentares.

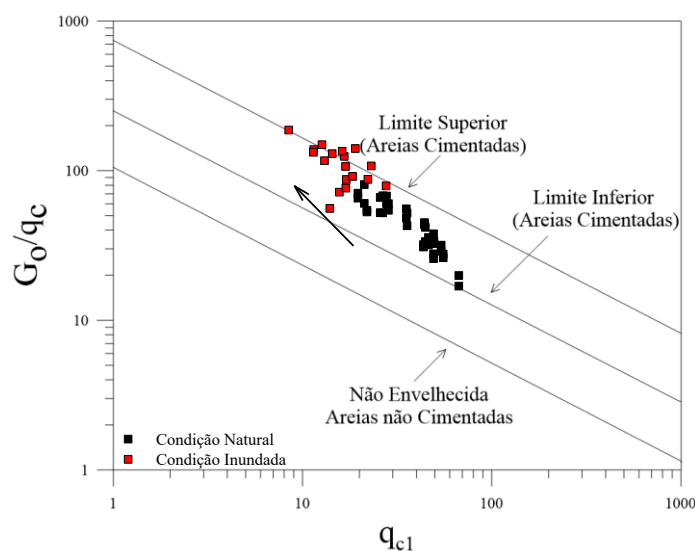


Figura 2-14: Relação entre  $G_0$  e  $q_c$  para as duas condições de ensaios realizados no campo experimental da Unesp de Bauru (adaptado de ROCHA, 2018).

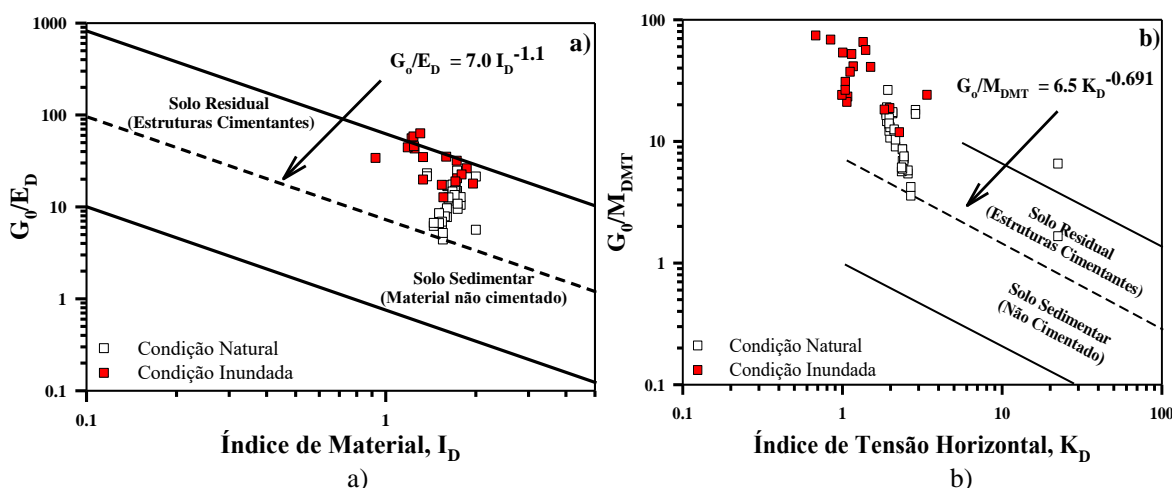


Figura 2-15: Relação entre  $G_0/E_D$  versus  $I_D$  (a); e  $G_0/M_{DMT}$  versus  $K_D$  (b) para o campo experimental da Unesp de Bauru. (adaptado de ROCHA, 2018).

Importante ressaltar que o ábaco proposto por Cruz (2010) de  $G_0/M_{DMT}$  versus  $K_D$  apresenta limite superior da relação  $G_0/M_{DMT}$  igual a 10. Alguns resultados dos ensaios realizados por Rocha (2018) ultrapassaram esse limite, tendo por isso, sido necessário fazer uma adaptação nesse ábaco. Este comportamento pode estar relacionado a estrutura porosa e cimentada desse solo, que fornece elevados valores de  $G_0$ , e baixos valores de  $q_c$ ,  $E_D$ ,  $K_D$  e  $M_{DMT}$ , principalmente no horizonte superficial (de até 7,0 m de profundidade), levando a valores da relação  $G_0/M_{DMT}$  maiores do que 10.

Além disso, pode-se observar que os dados obtidos por Rocha (2018) na condição inundada tendem a se deslocar para a esquerda e para cima. Este comportamento está relacionado ao maior efeito da inundação nos parâmetros  $q_c$ ,  $K_D$  e  $E_D$ , em comparação a  $G_0$ , e conseqüentemente, maiores valores das relações foram obtidos nesta condição. A alteração da posição nos ábacos é uma consequência da alteração da estrutura do material causado pela inundação do solo. A inundação do solo proporcionou um grau de saturação da ordem de 60 a 70%. A partir desses valores, se observa que o processo de inundação não acarretou a saturação do solo, entretanto, já pode ter alterado a estrutura do material, devido à perda de possíveis cimentações e da sucção, proporcionando valores de  $q_c$ ,  $K_D$  e  $E_D$  inferiores aos obtidos na condição natural.

Deste modo, as Figura 2-14 e Figura 2-15 indicam a presença de microestrutura no perfil de solo estudado. Sendo assim, as metodologias clássicas para interpretação de ensaios CPT e SDMT, devem ser empregadas com cautela, e ajustes locais são necessários para uma caracterização adequada desses solos.

### **3. LOCAL ESTUDADO E INFORMAÇÕES DISPONÍVEIS**

#### **3.1 Considerações iniciais**

Neste item serão apresentados o local estudado, aspectos geológicos e pedológicos e uma síntese dos principais resultados de ensaios previamente realizados no local, disponíveis e importantes para este estudo, os quais são: ensaios de caracterização convencionais, difração de raios-x (DRX), microscopia eletrônica de varredura (MEV), ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada, ensaios de coluna ressonante e ensaios de campo.

Rocha (2018) realizou ensaios de caracterização física e de mineralogia no local estudado a partir de amostras deformadas coletadas até 8m de profundidade. Valverde (2021) realizou ensaios de DRX e MEV ao longo do perfil de solo a partir de amostras deformadas coletadas em diferentes profundidades, até 16 m de profundidade.

Agnelli (1997) realizou ensaios de MEV em amostras indeformadas coletadas de metro a metro, entre 1 e 5m de profundidade. Giacheti *et al.* (1998) realizaram ensaios de compactação Proctor Normal, compactação Mini-MCV e de perda de massa por imersão. Valverde (2021) realizou ensaios de *MCT* apenas nos horizontes mais profundos, entre 12 e 16m de profundidade, nesse campo experimental.

Saab (2016) e Valverde (2021) realizaram ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada ao longo desse perfil em amostras indeformadas coletadas em diferentes profundidades. Giacheti (1991) realizou ensaios de coluna ressonante em um perfil se solo equivalente ao estudado, em amostras coletadas 0,95, 4,80 e 8,85 m de profundidade. Além desses ensaios de laboratório, também serão apresentados resultados de ensaios de campo realizados por Rocha (2018) nesse campo experimental bem como os estudos realizados por GIACHETI *et al.* (2019) na zona ativa desse perfil.

#### **3.2 Local estudado**

O local estudado se encontra no campo experimental da Faculdade de Engenharia da Unesp, campus de Bauru (Figura 3-1). Ele está localizado no município de Bauru/SP, localizado a 327 km da capital do estado. Nesse local tem-se um perfil de solo tropical não saturado.

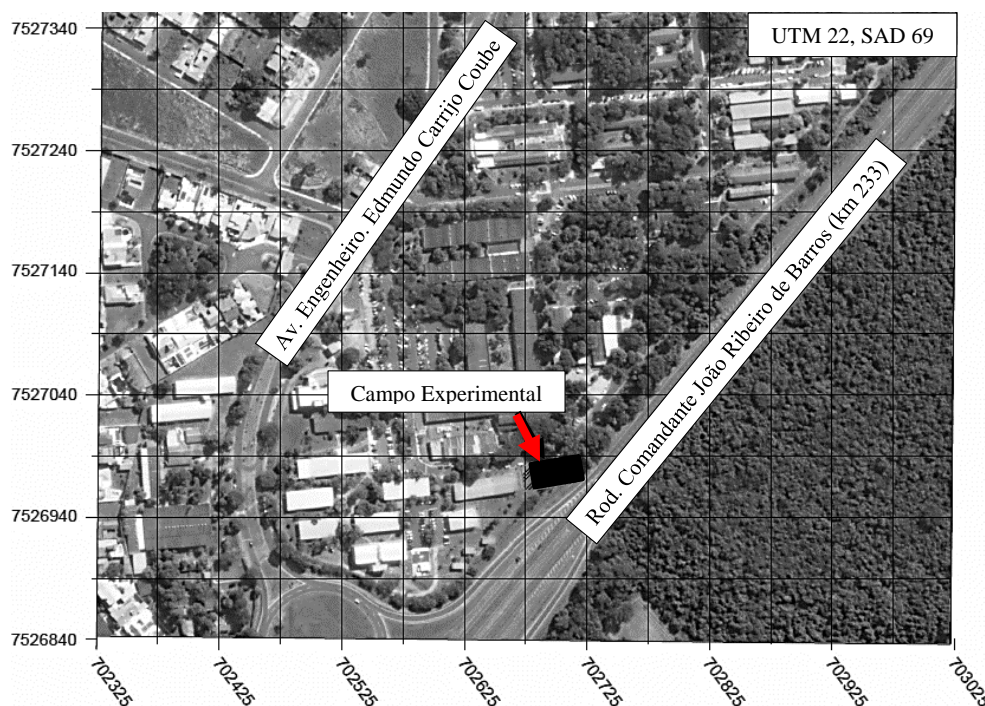


Figura 3-1: Localização do campo experimental da Unesp de Bauri/SP (FERNANDES *et al.*, 2016)

### 3.3 Aspectos geológicos e pedológicos

A geologia da região de Bauri é constituída, predominantemente, por sedimentos do Grupo Bauri (Formações Marília e Adamantina), recobrindo as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral que afloram em direção ao vale do rio Tietê (DE MIO, 2005). Esse solo passa pelo processo de evolução conhecido como laterização, característico de regiões tropicais úmidas (VITALLI, 2011). Esse processo é marcado pela lixiviação dos finos dos horizontes superficiais para camadas mais profundas, resultando em um solo superficial com baixa capacidade de retenção da água, poroso e estruturalmente instável. As concentrações residuais de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio em horizontes superficiais são características químicas marcantes desses materiais. Agregações estáveis de argilominerais do grupo das caulinitas se formam a partir dessas moléculas, intensificando toda a cadeia desse processo de evolução (NOGAMI e VILLIBOR, 1981).

Até os 20 m de profundidade tem-se uma areia fina pouco argilosa com baixa plasticidade e baixa capacidade de retenção da água (GIAGETI *et al.*, 2003). Ainda não se tem registros da profundidade do lençol freático no local de amostragem. Lobo, Ferreira, Renfio (2003) tem observado que as condições climáticas influenciam significativamente nas características mecânicas dos solos da região. Esses autores relatam a ocorrência de deformações irreversíveis de grande magnitude durante períodos chuvosos. Recalques em edificações e tubulações tem ocorrido com frequência na zona urbana.



### 3.4 Caracterização

#### 3.4.1 Curvas granulométricas

Rocha (2018) determinou as curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante químico (hexametáfosfato de sódio) em amostras deformadas coletadas a 1,5, 3,5, 5,5 e 8,0m de profundidade (Figura 3-2). Os resultados mostram que esse solo é constituído predominantemente de partículas de areia, variando entre média a fina.

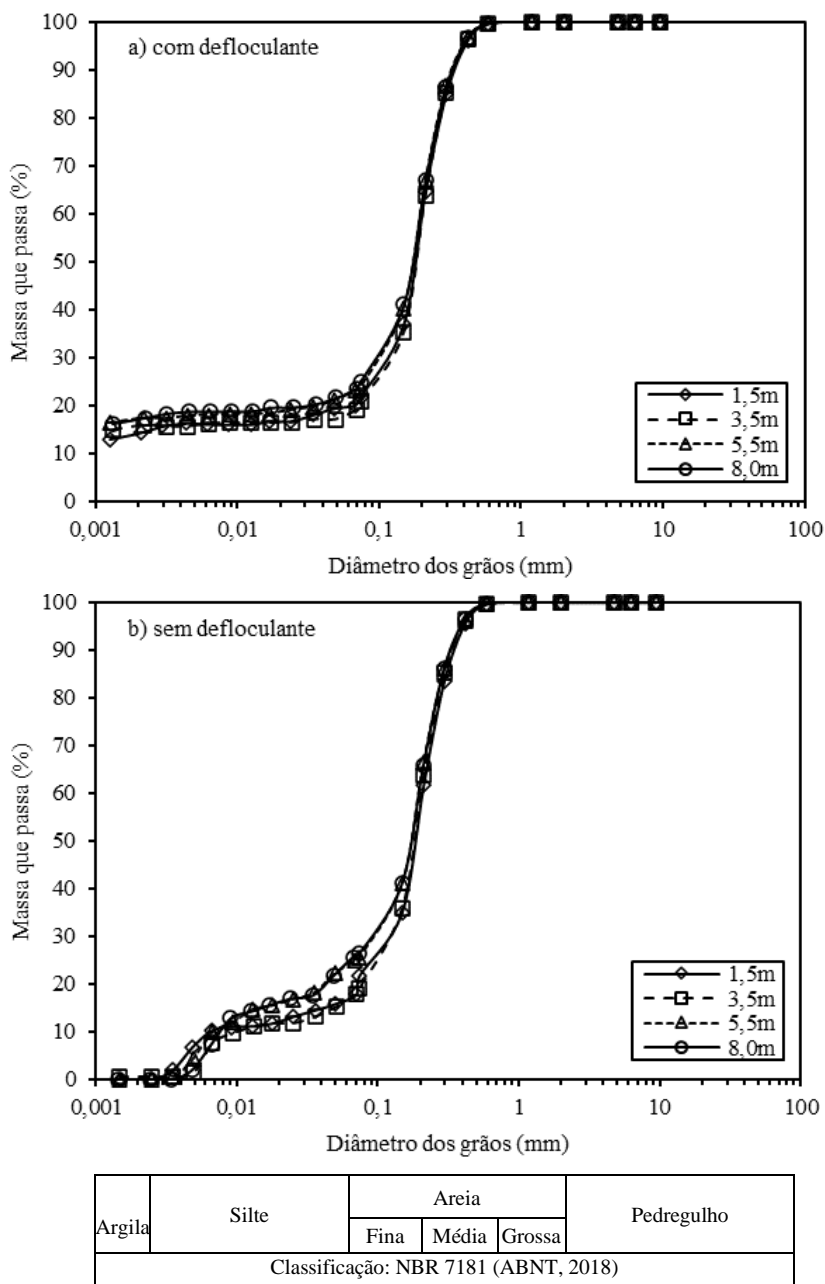


Figura 3-2: Curvas granulométricas determinadas para amostras coletadas a 1,5; 3,5; 5,5 e 8,0 m de profundidade (adaptado de ROCHA, 2018).

Por meio da Figura 3-2 observa-se que com o uso de defloculante, tem-se uma areia argilosa, enquanto sem seu uso, esse solo é classificado como areia siltosa. Esse fato ocorre devido as atrações físico-químicas e as propriedades cimentantes presentes na fração fina desse solo. Ou seja, as partículas de argila se unem formando partículas maiores do tamanho silte e areia fina. Valverde (2021) empregou a abordagem de Otálvaro *et al.* (2015) para a quantificação dessas agregações a partir dos resultados das curvas granulométricas com e sem defloculante químico de Rocha (2018) e Fernandes (2018), obtendo-se valores da ordem de 50% na fração fina desse solo (argila e silte). Ou seja, do total de partículas de argila e silte na condição com defloculante, 50% dessas partículas apresentam-se agregadas na condição sem defloculante. A importância dessa informação está no fato de que essas agregações são resultantes do processo de evolução desse solo.

### 3.4.2 Difração de raios-x (DRX)

Os resultados de DRX obtidos por Valverde (2021) mostram que as amostras investigadas são constituídas predominantemente por quartzo, demonstrando a estabilidade desse mineral diante do processo de intemperismo tropical (CAMAPUM DE CARVALHO; GITIRANA JR., 2021). Também foram identificados caulinita e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, como diásporo, goethita, hematita, ferrihidrita e gibbsita (Figura 3-3).

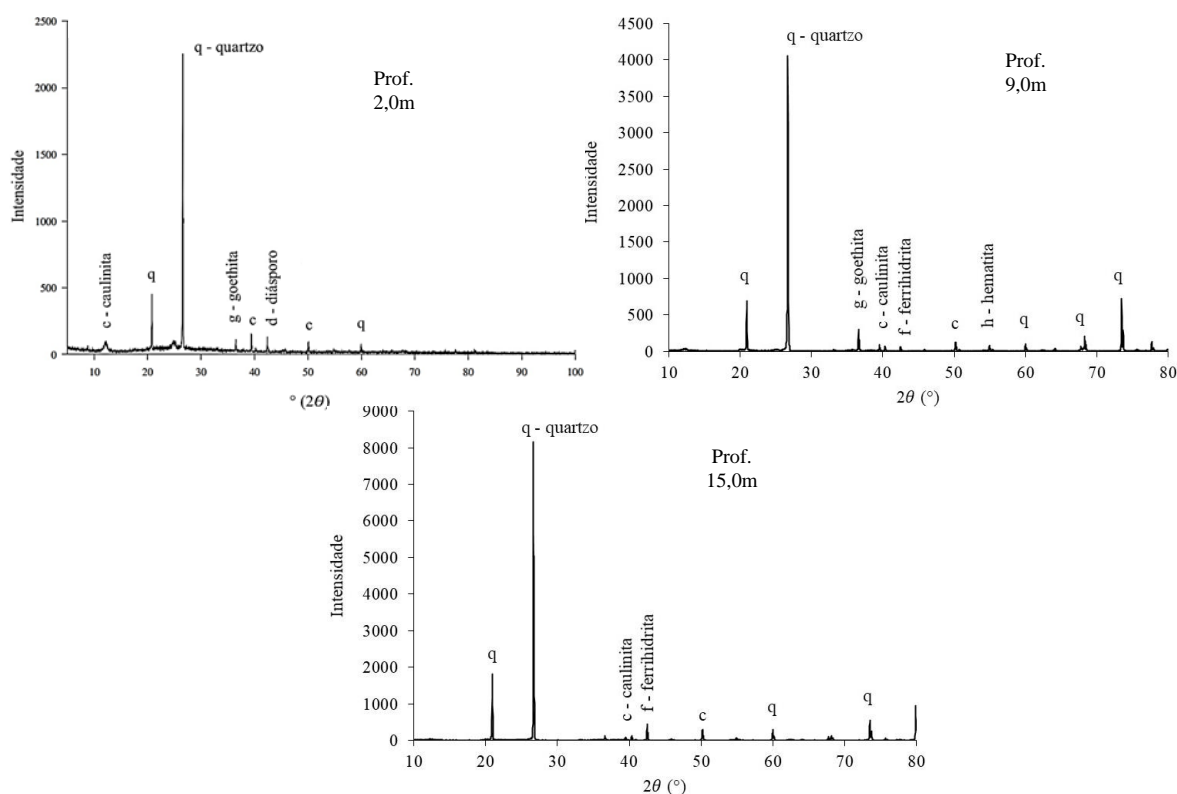


Figura 3-3: Difratoograma de Raio-X (DRX) para 2,0, 9,0 e 15,0 m de profundidade (VALVERDE, 2021).

De acordo com Valverde (2021), o perfil de solo estudado apresenta uma variedade de minerais resultantes de sua evolução pedogenética. Os resultados indicam a presença de um material bastante evoluído até cerca de 13m de profundidade, devido à presença de caulinita e sesquióxidos. O autor relata ainda que os picos característicos dos sesquióxidos e de quartzo diminuem com a profundidade. Os DRXs foram realizados nas amostras coletadas ao longo da profundidade e os resultados da Figura 3-3 são representativos desse perfil.

### 3.4.3 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Valverde (2021) realizou ensaios de MEV em amostras deformadas coletadas a 2,0, 7,0, 9,0, 11,0, 13,0, 14,0 e 16,0 m de profundidade. A Figura 3-4 mostra as micrografias de três dessas profundidades.

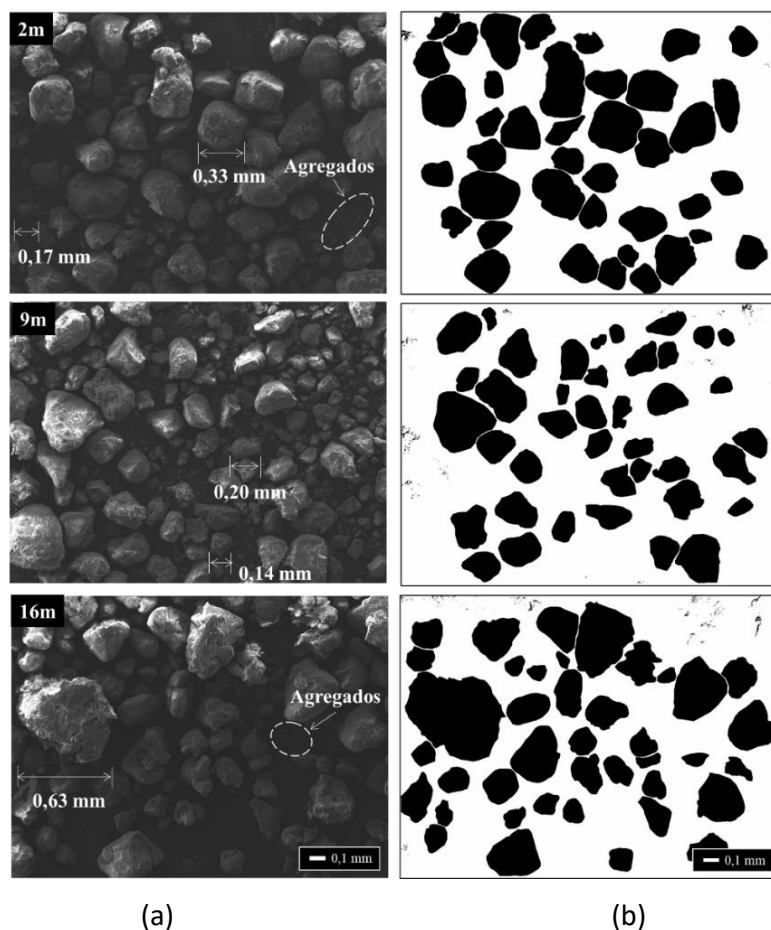


Figura 3-4: Imagens das partículas de areia para as amostras coletadas a 2, 9 e 16m de profundidade: (a) MEV 50x de aumento; e (b) processamento software ImageJ (VALVERDE, 2021).

As imagens obtidas para 50x de aumento permitiram observar os formatos e tamanhos das partículas de areia. O autor selecionou 40 partículas de areia para cada

profundidade investigada, totalizando 280 partículas, que foram processadas no *software ImageJ*, obtendo-se valores dos índices de arredondamento (COX, 1927) e de circularidade (PENTLAND, 1927). Mais detalhes sobre como essa análise foi feita são encontrados no trabalho de Valverde (2021). Nos horizontes mais superficiais (até 7,0 m de profundidade), as partículas tendem a ser mais esféricas e arredondadas, enquanto nos horizontes mais profundos (a partir de 9,0 m) há maior variação no formato das partículas, que são menos esféricas e mais angulares. A presença de partículas de areia arredondadas ao longo desse perfil se deve à história de formação desses materiais, que foram transportados por gravidade (colúvio) (VALVERDE, 2021).

Agnelli (1997) realizou ensaios de MEV em amostras indeformadas coletadas até 5,0 m de profundidade. As imagens obtidas mostram um arranjo estrutural constituído basicamente de partículas de areia de formato subangular parcialmente cimentadas por partículas de argila e com elevada porosidade (Figura 3-5a), bem como partículas de argila que se encontram agregadas formando partículas do tamanho silte e areia fina (Figura 3-5b) e elevada quantidade de microporos (Figura 3-5c) decorrente da presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio nesse solo.

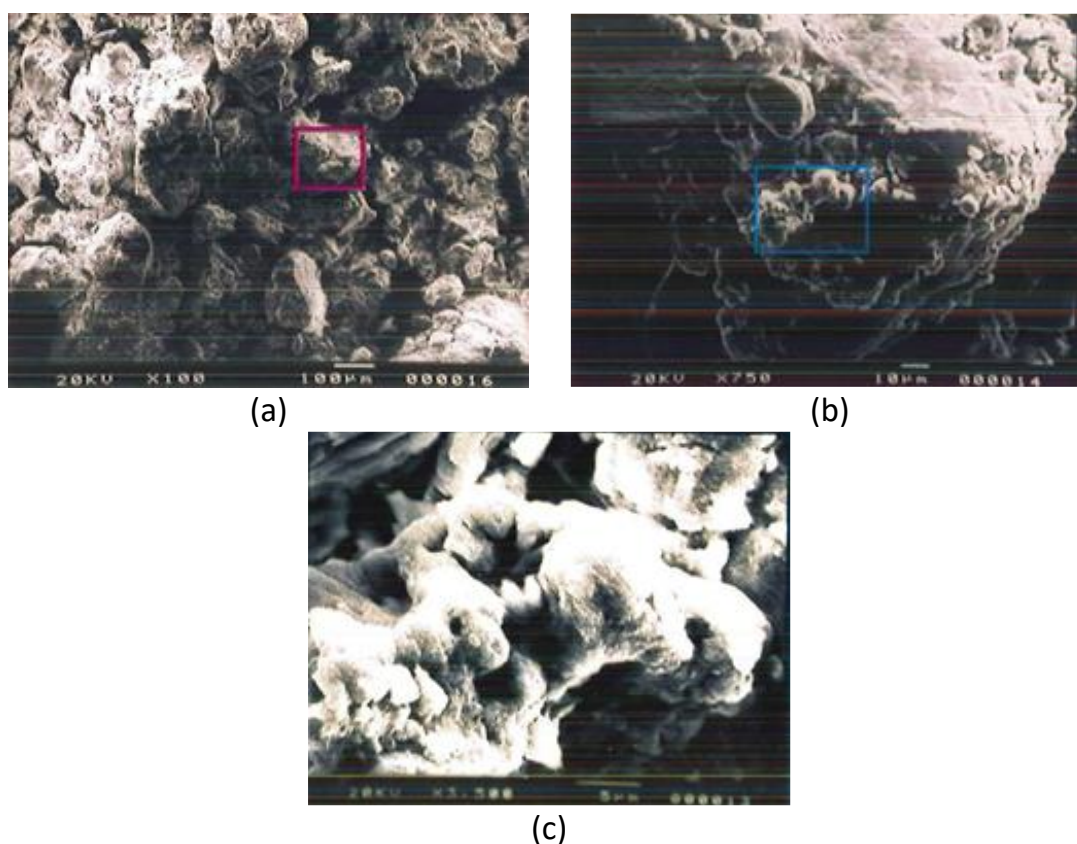


Figura 3-5: Imagens obtidas no MEV para amostra coletada a 4m de profundidade com aumentos de: (a) 100x, (b) 750x e (c) 3500x (adaptado de AGNELLI, 1997).

### 3.4.4 Classificação MCT

Giacheti *et al.* (1998) realizaram ensaios de compactação Proctor Normal, compactação Mini-MCV e de perda de massa por imersão em amostras deformadas coletadas, de metro a metro, até 20m de profundidade em perfil do subsolo representativo desse campo experimental. Os autores sugerem a ocorrência de solo de comportamento laterítico até cerca de 13,0 m de profundidade e, abaixo disso, não laterítico.

Valverde (2021) realizou ensaios de *MCT* no local estudado, utilizando-se os valores de umidade ótima determinados por Giacheti *et al.* (1998), apenas nos horizontes mais profundos, entre 12,0 e 16,0 m de profundidade, confirmando a ocorrência de solos de comportamento não laterítico nessas profundidades. Assim, este autor também assumiu para o perfil do local estudado um comportamento laterítico até cerca de 13,0 m de profundidade.

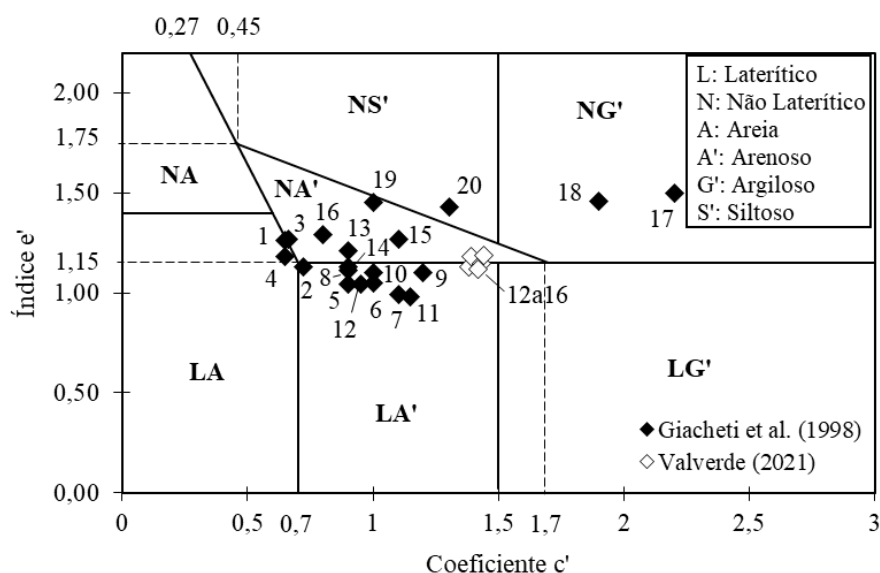


Figura 3-6: Carta de classificação MCT e posição dos solos conforme a sua profundidade (adaptado de GIACHETI *et al.*, 1998 e VALVERDE, 2021)

### 3.5 Ensaios edométricos

Os ensaios edométricos convencionais (saturado) e com sucção controlada (não saturado) foram realizados, de metro a metro, entre 1,0 e 5,0 m de profundidade por Saab (2016) e nas profundidades de 7,0, 9,0, 11,0, 13,0 e 16,0 m por Valverde (2021). Na Figura 3-7 tem-se os resultados das curvas de compressão confinada para 2,0, 7,0 e 16,0 m de profundidade, representativas do perfil estudado e que possibilitam observar o efeito da sucção.

Valverde (2021) relata que as curvas de compressão confinada para as amostras de 13,0 e 16,0 m de profundidade não atingiram nível de deformação para uma melhor definição da tensão de escoamento e a reta de compressão virgem.

A maior influência da condição não saturada foi observada até 5,0 m de profundidade (SAAB, 2016), que diminuiu para os horizontes mais profundos (VALVERDE, 2021). Esse fato foi destacado por Rocha (2018) ao incorporar o efeito da sucção na interpretação de resultados de ensaios de campo.

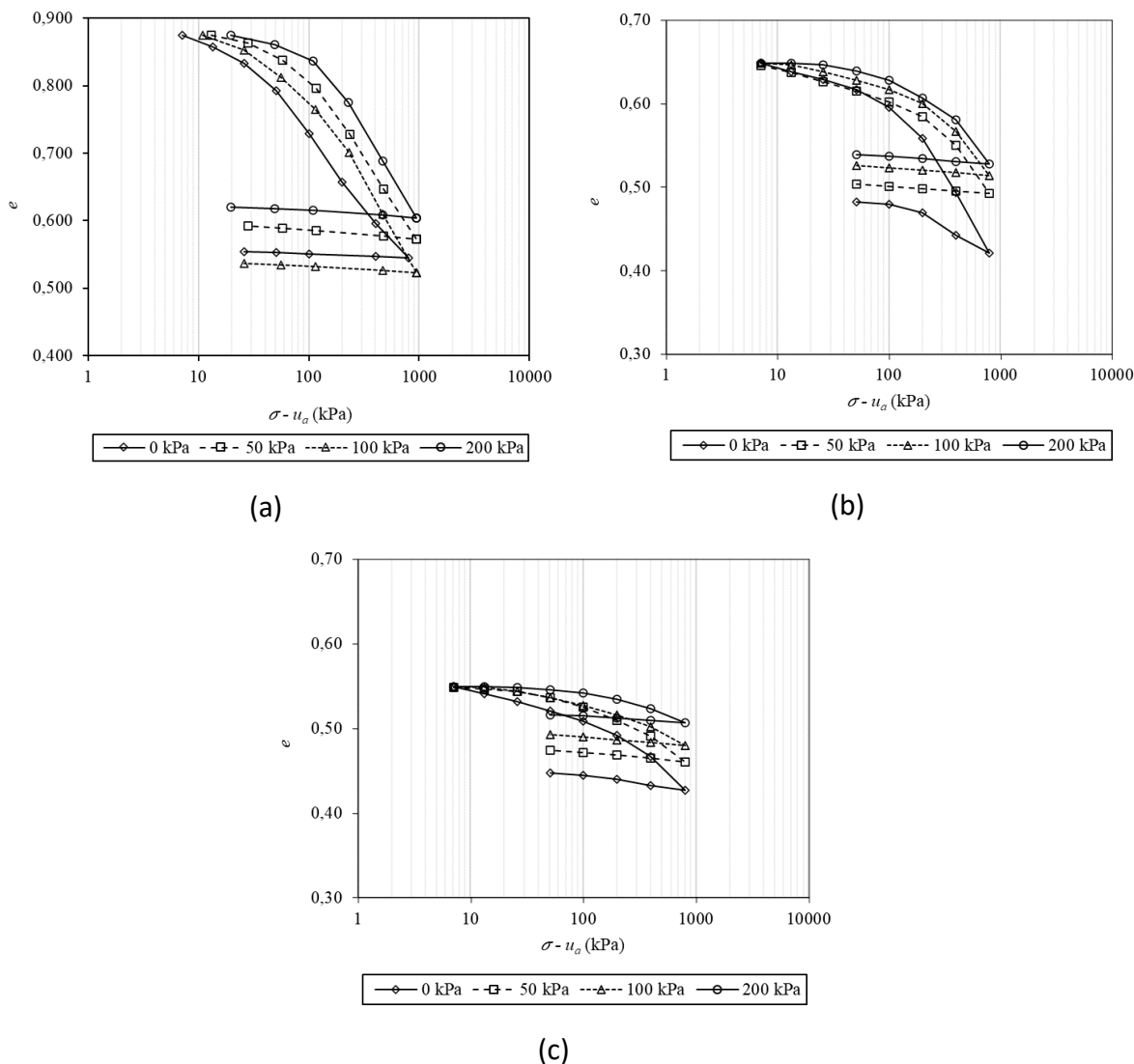


Figura 3-7: Curvas de compressão confinada e sua variação com diferentes valores de sucção para amostras coletadas a: (a) 2,0 (SAAB, 2016), (b) 7,0 e (c) 16,0 m de profundidade (VALVERDE, 2021)

Observa-se na Figura 3-8 que os parâmetros de compressibilidade do solo variaram para diferentes valores de sucção e com a profundidade. De acordo com Saab (2016) e Valverde (2021), o aumento inicial da sucção (de 0 até 50 kPa) foi responsável pelo maior deslocamento da curva de compressão confinada comparado com os demais incrementos (de

50 até 100 kPa e de 100 até 200 kPa), o que significa que as maiores variações dos parâmetros de compressibilidade ocorrem para baixos valores de sucção (até 50 kPa).

Os valores do índice de recompressão ( $C_r$ ) foram relativamente baixos, indicando que esse solo não apresenta recuperação das deformações sofridas em virtude da quebra de ligações entre as partículas e do rearranjo em sua estrutura. No geral, os valores do índice de compressão ( $C_c$ ) foram praticamente constantes nos horizontes mais superficiais (até 5,0 m de profundidade), entre 0,2 e 0,3, diminuindo para maiores profundidades.

Valverde (2021) relata que a compressibilidade do solo tende a ser decrescente ao longo desse perfil, e que o seu comportamento depende não apenas da fração grossa, mas também da fração fina devido a presença de sesquióxidos. Além disso, este autor comenta a influência do efeito da condição não saturada, dos formatos e tamanhos das partículas, macro e microestrutura e confinamento na compressibilidade do solo.

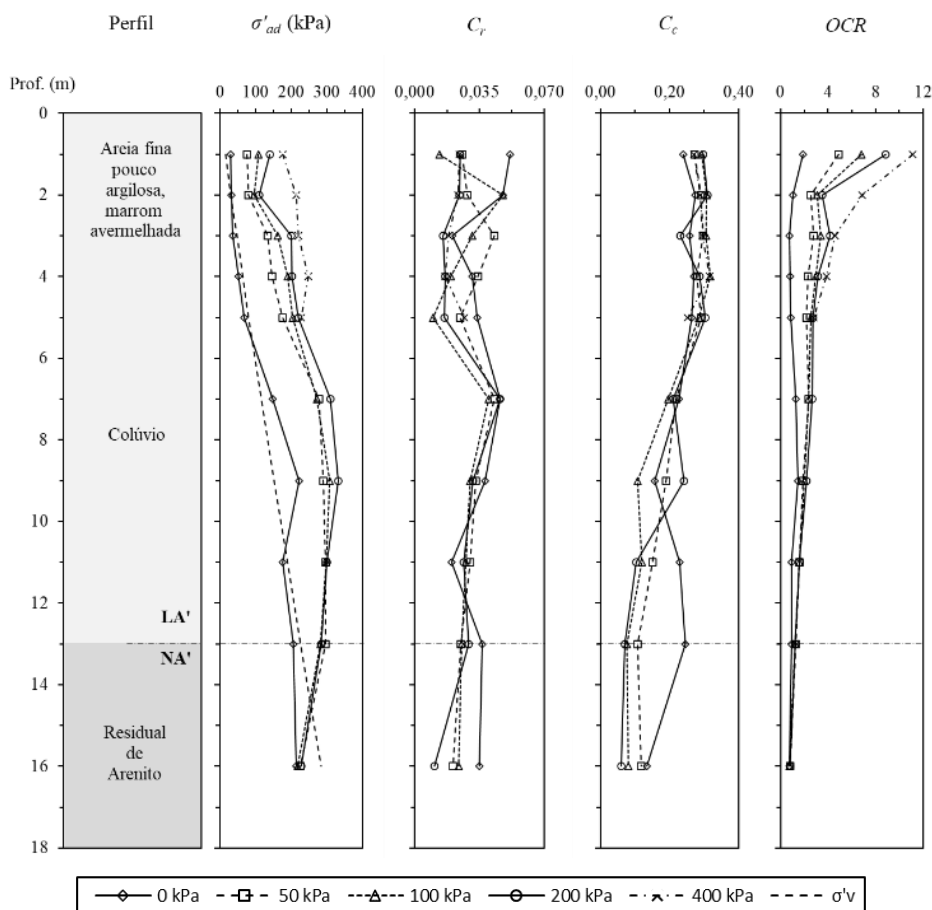


Figura 3-8: Perfis de tensão de escoamento ( $\sigma'_{ad}$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e razão de pré-adensamento (OCR) em função da sucção (adaptado de VALVERDE, 2021).

### 3.6 Ensaios de coluna ressonante

Ensaios de coluna ressonante com objetivo de determinação do módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) e das curvas de degradação do módulo foram realizadas para solos similares ao deste campo experimental por Giacheti (1991). O princípio básico deste ensaio é medir a velocidade de propagação de ondas cisalhantes através de amostras confinadas em câmara triaxial.

Nestes ensaios foram empregados corpos de prova cilíndricos, com cerca de 36 mm de diâmetro e 80 mm de altura, este sendo rigidamente fixado à base da câmara triaxial por meio de lâmina embutidas na pedra porosa.

Os ensaios de coluna ressonante foram realizados em corpos de prova na umidade natural, talhados de amostras indeformadas retiradas de poços exploratórios a 0,95, 4,80 e 8,85 m de profundidade. Na Tabela 3-1 tem-se as profundidades das amostras ensaiadas e as tensões confinantes utilizadas nos ensaios de múltiplos estágios. A técnica de múltiplos estágios é descrita por Anderson e Stoke (1978). Uma excitação torcional de amplitude muito baixa foi aplicada ao topo do corpo de prova e as velocidades das ondas de cisalhamento foram determinadas no intervalo de tempo logarítmico até 1.000 minutos ou até 10.000 minutos em alguns casos para cada fase de tensão confinante. Subsequentemente, a força de excitação foi gradualmente aumentada e a variação da relação do módulo de cisalhamento com a amplitude de deformação foi determinada.

Na Figura 3-9 são apresentados os resultados das curvas de degradação do módulo em função das tensões confinantes aplicadas durante o ensaio, para as amostras coletadas a diferentes profundidades.

Tabela 3-1: Ensaios de coluna ressonante realizados (adaptado de Giacheti, 1991).

Prof. (m)	Tensão confinante (kPa)
0,95	20, 50 e 100
4,80	50, 100 e 200
8,85	50, 100 e 200



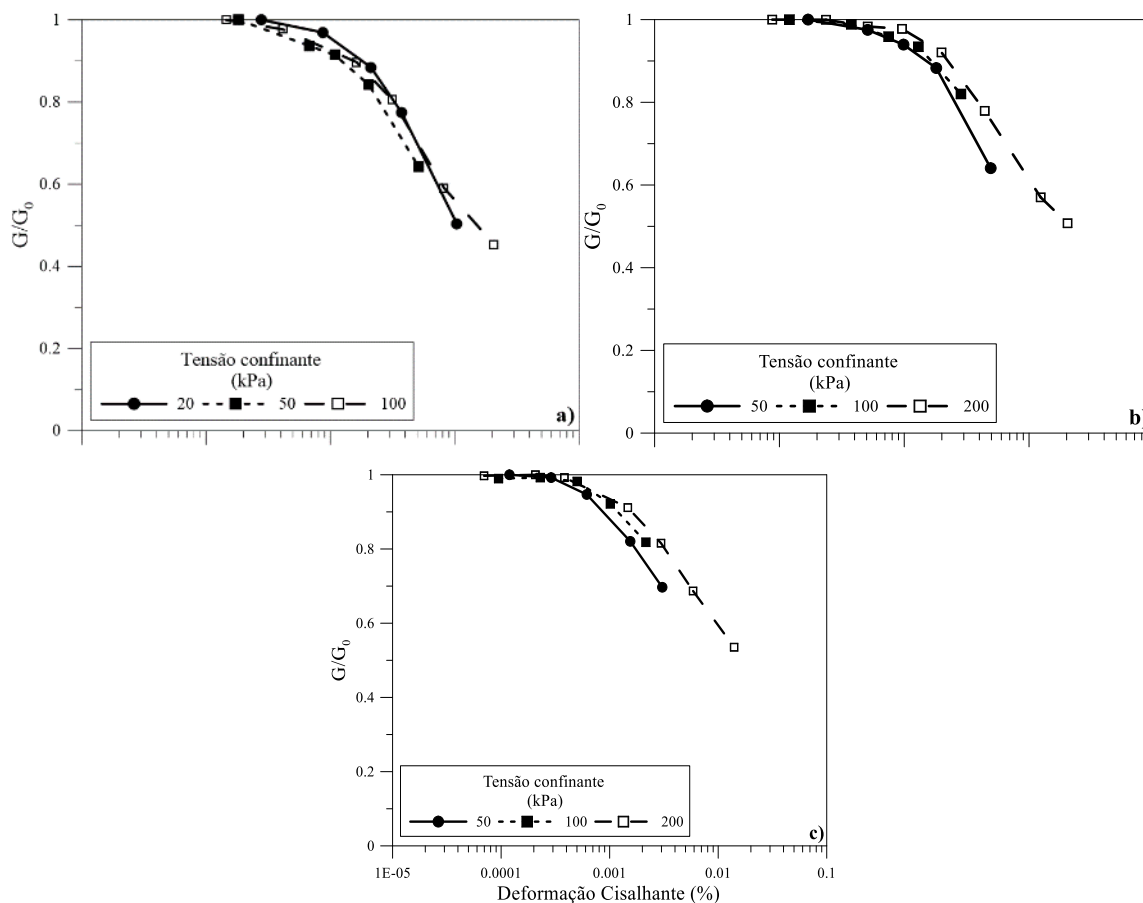


Figura 3-9: Curvas de degradação obtidas a partir de ensaios de coluna ressonante realizados por Giacheti (1991).

### 3.7 Ensaios de campo

#### 3.7.1 Caracterização por meio dos ensaios de campo

Inúmeras campanhas de ensaios de campo incluindo ensaios SPT, DMT, PMT, CPT, SCPT, sísmicos (*crosshole* e *downhole*) foram realizados na área de estudo, ou seja, o campo experimental da Unesp de Bauru. A Figura 3-10 apresenta uma síntese de alguns resultados de ensaios de campo e o perfil típico de variação do índice de vazios com a profundidade.

O perfil típico representativo dessa área foi definido com base em ensaios SPT (Figura 3-10a), bem como o perfil de Índice de Resistência da Penetração do SPT (Figura 3-10b). Este índice está representado para uma eficiência de 60% ( $N_{60}$ ) assumindo-se uma energia de 72% para os ensaios SPT realizados seguindo a prática Brasileira. Observa-se na Figura 3-10b que esse índice aumenta quase linearmente com a profundidade, até 13 m de profundidade. Observa-se na Figura 3-10c e Figura 3-10d que a resistência de ponta do cone ( $q_t$ ) e o atrito lateral ( $f_s$ ) determinados no CPT apresentaram valor elevado no primeiro metro e tendem a aumentar com a profundidade chegando a valores da razão de atrito

( $R_f=100 \times f_s/q_t$ ) entre 1 e 3 %. A Figura 3-10e apresenta a variação dos valores de  $V_s$  com profundidade determinada por ensaios de cone sísmico (SCPT) e *downhole* (DH1 e DH2). A Figura 3-10f apresenta a variação do índice de vazios com a profundidade, onde a um metro de profundidade, seu valor é de 0,7, e a 16 m de profundidade seu valor é 0,5.

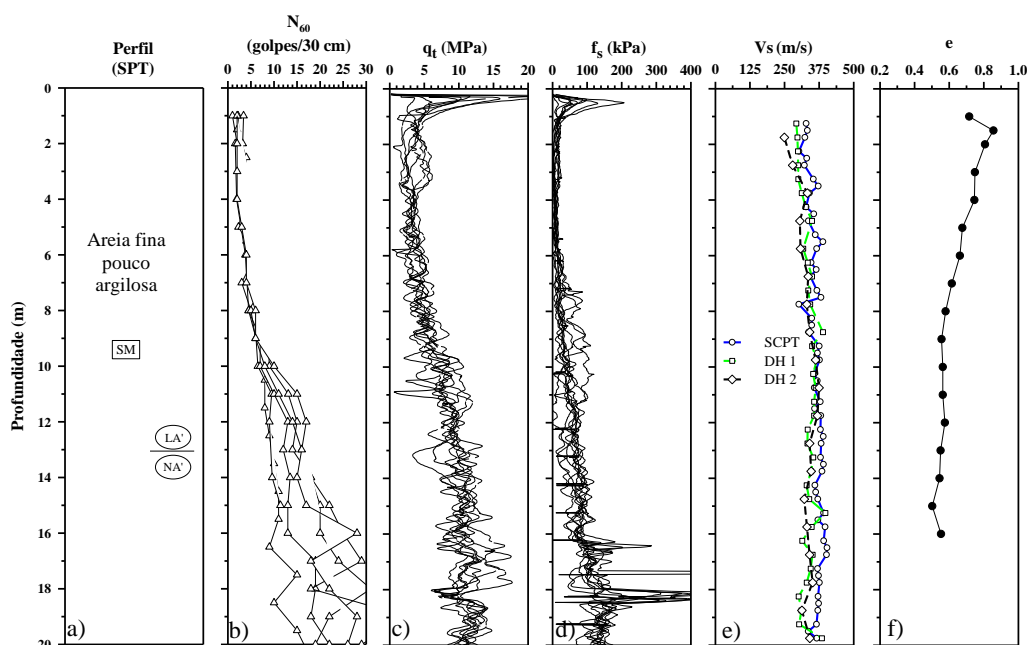


Figura 3-10: Síntese de alguns resultados dos ensaios de campo realizados na área estudada e perfil de variação do índice de vazios (adaptado de Rocha *et al.* 2015).

### 3.7.2 CPT e zona ativa do perfil

A influência da condição não saturada no comportamento do solo foi estudada por Giacheti *et al.* (2019) a partir de perfis de umidade e de resultados de ensaios *CPT* (*Cone Penetration Test*), determinados em meses chuvosos e secos em uma área arborizada desse campo experimental. Nesse contexto a Figura 3-11 mostra que a maior variação nos valores de umidade ocorreria nos primeiros quatro metros do perfil. Os perfis médios de  $q_c$  e  $f_s$  apresentaram comportamento semelhante, com variação mais significativa até cerca de 4m de profundidade. Segundo Giacheti *et al.* (2019) esse fato pode ser explicado pelas variações sazonais de umidade que ocorrem nos horizontes mais superficiais em perfis de solos tropicais devido as interações solo-atmosfera.

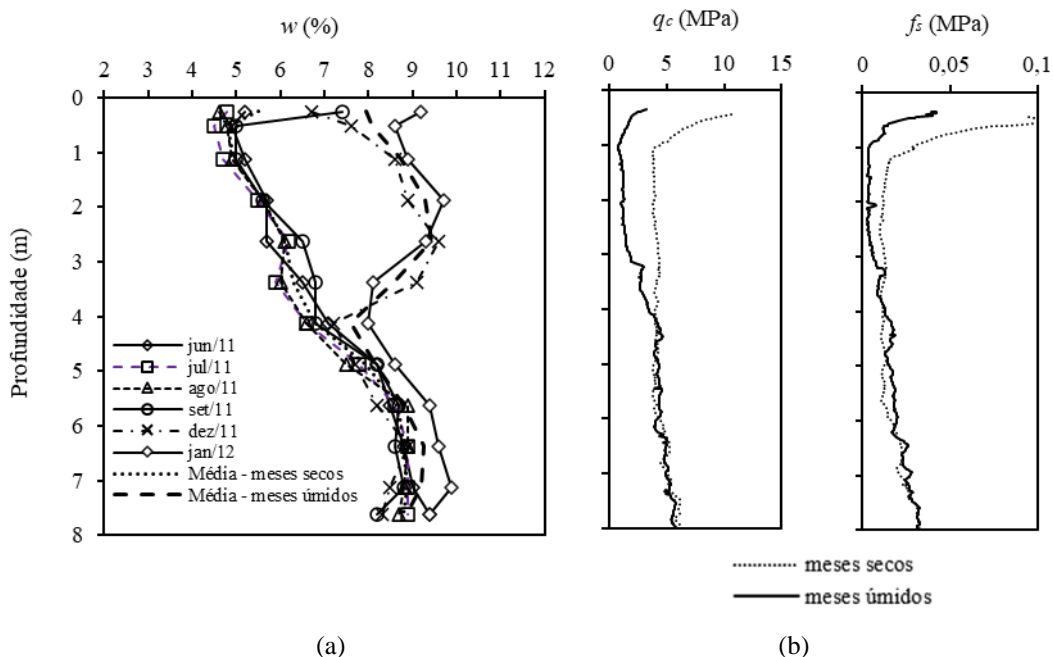


Figura 3-11: Perfis em meses secos e úmidos de: (a) umidade; (b) média dos dados de CPT (adaptado de GIACHETI *et al.*, 2019).

A existência de árvores de raízes profundas também tem afetado a distribuição da umidade ao longo desse perfil, principalmente ao longo do horizonte que compõe à zona ativa (PIACENTINI, 2020). Neste campo experimental vem sendo realizado o monitoramento da sucção ao longo do tempo por meio da observação de tensiômetros instalados em pontos estratégicos. Estes dados indicam que as variações na sucção entre os períodos secos e úmidos podem, de fato, ser afetadas pela existência de árvores. A Figura 3-12 mostra os resultados do monitoramento da sucção realizados por Piacentini (2020) entre 2017 e 2019. Os tensiômetros foram instalados entre 0,5 e 1,0m de profundidade em locais com e sem a existência de arvores, identificados de acordo com a profundidade em que foram instalados. No entanto, devido às características físicas desses dispositivos, sua capacidade de fornecer medidas é limitada a 80 kPa.

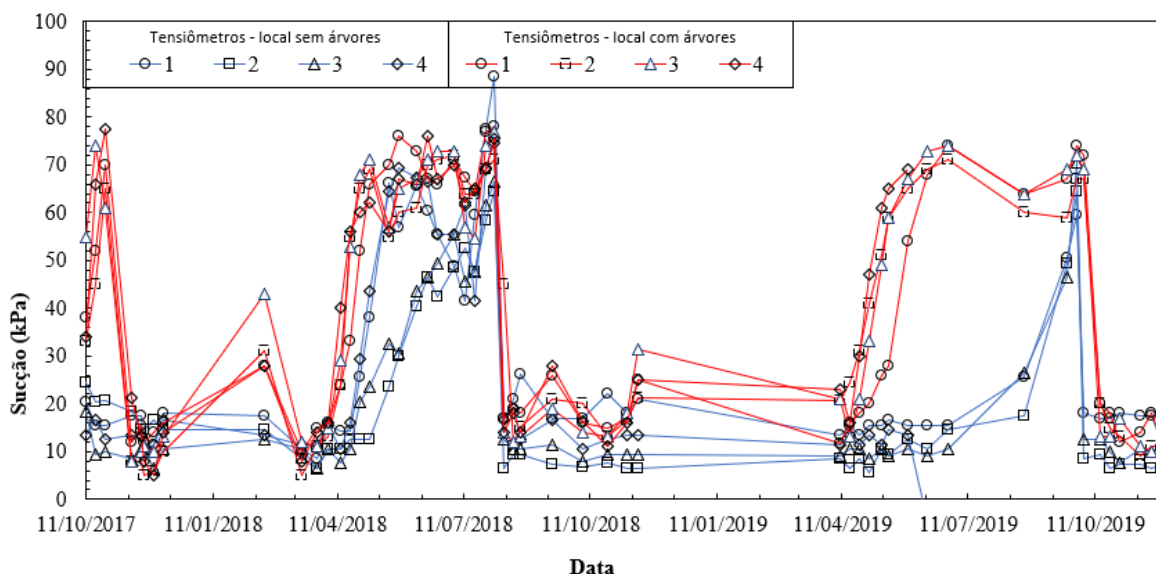


Figura 3-12: Monitoramento da sucção na área investigada (PIACENTINI, 2020)

A partir das séries de dados da Figura 3-12 nota-se que a presença de árvores tem causado variações na distribuição da sucção ao longo do perfil. Tal diferença ocorre principalmente na transição do período úmido para o período seco, onde o aumento da sucção é mais acentuado na presença de árvores. Entende-se, portanto, que a existência de árvores é outro fator importante para o histórico de sucções nos solos desse local.

### 3.7.3 SDMT

Quatro ensaios de Dilatômetro sísmico (SDMT) foram realizados por Rocha (2018) na área estudada e serão considerados nesta pesquisa. A cravação da lâmina foi realizada por meio de um penetrômetro multi-função (Modelo Pagani TG 63 – 150 DP) com capacidade de 150 kN, o qual era ancorado no terreno por meio de hastes helicoidais. A lâmina do SDMT foi cravada no solo a uma velocidade constante de 20 mm/s, medindo-se  $p_0$  e  $p_1$  em intervalos de 20 cm. Foram realizadas determinações de  $V_S$  a cada 0,5 ou 1,0 m de profundidade. O procedimento de realização do ensaio SDMT seguiu a norma ASTM D6635-15 (2015).

A Figura 3-13 apresenta os perfis dos parâmetros intermediários determinados pelo DMT ( $I_D$ ,  $K_D$  e  $E_D$ ) e valores de  $V_S$  e  $G_0$  para o local estudado.  $I_D$ ,  $K_D$  e  $E_D$  foram calculados pelas equações propostas por Marchetti (1980). O módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) do solo foi calculado considerando os valores de massa específica natural ( $\rho_{nat}$ ) obtidos por meio de amostras indeformadas coletadas em um poço escavado no local. Verifica-se boa concordância entre os perfis  $V_S$  e  $G_0$ , determinados por todos os ensaios. Os valores de  $V_S$  e

$G_0$  aumentam com profundidade até 10 m e esta tendência torna-se quase constante após essa profundidade.

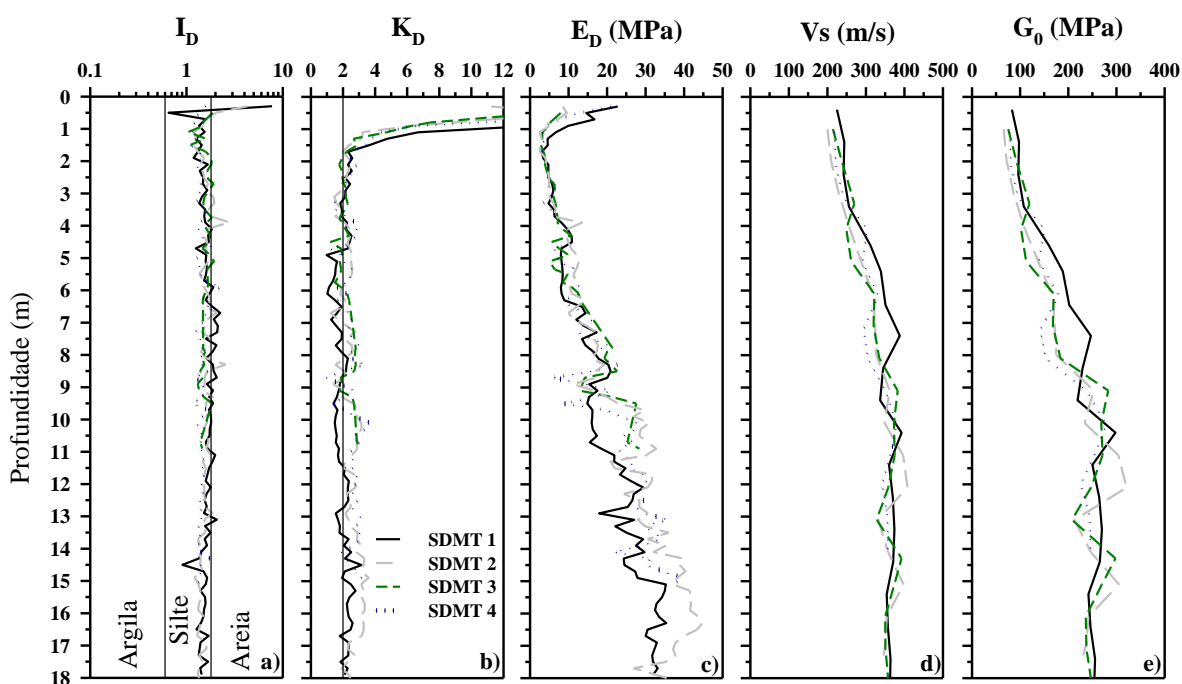


Figura 3-13: Ensaio SDMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru (ROCHA, 2018).

Valverde (2021) também determinou os módulos de deformabilidade em compressão confinada ( $M_d$ ) em função da sucção e com a profundidade, comparando-os com os módulos confinados determinados em campo ( $M_{DMT}$ ) em meses secos e chuvosos por meio do ensaio de dilatômetro (DMT). Os resultados dos ensaios de campo foram obtidos do trabalho de Rocha (2018), que realizou quatro campanhas de ensaios DMT até cerca de 17 m de profundidade na área de estudo, em Abril e Novembro de 2016, e em Abril e Setembro de 2017, todas em condição de teor de umidade natural, e uma campanha em Julho de 2017, em condição inundada, até cerca de 8 m de profundidade.

Segundo Valverde (2021), os valores de  $M_d$  foram obtidos para o estágio de carregamento do ensaio edométrico que mais se aproximou do nível das tensões octaédricas a fim de avaliar a aplicabilidade do ensaio DMT na previsão deste parâmetro em solos de comportamento não convencional.

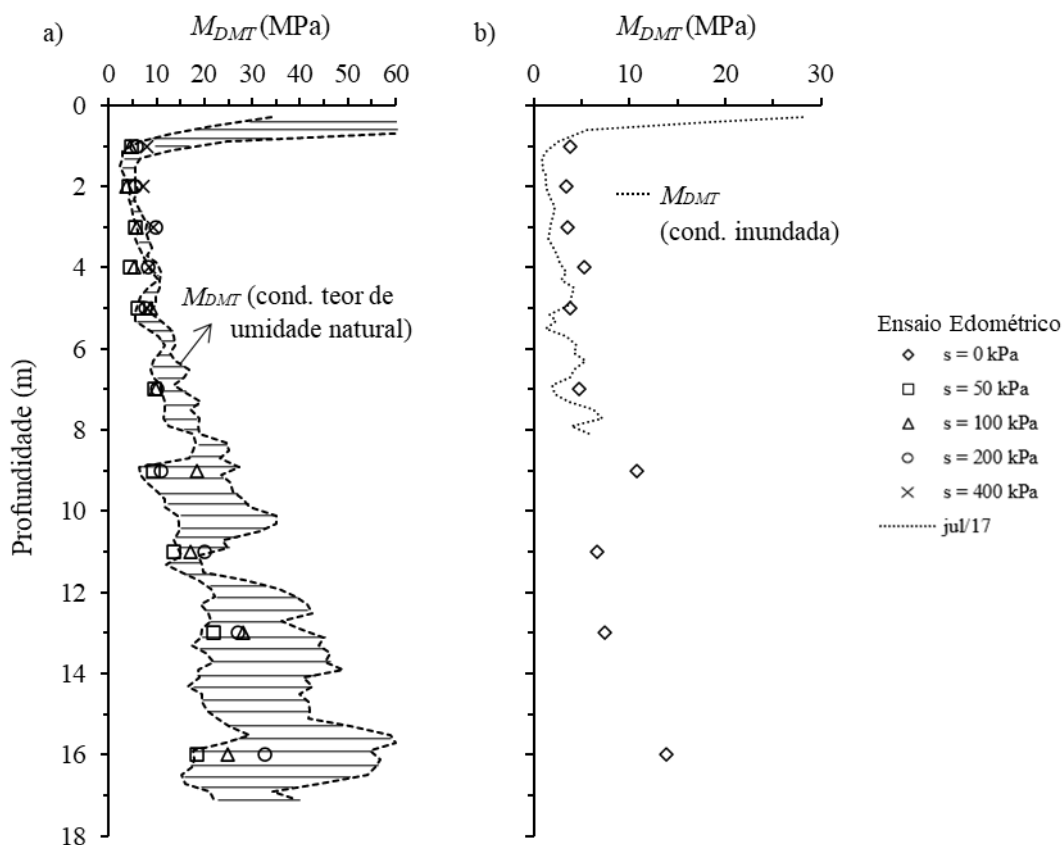


Figura 3-14: (a) Faixa de variação de  $M_{DMT}$  determinados em diferentes campanhas e valores de referência determinados por meio do ensaio em compressão confinada ( $M_d$ ); (b)  $M_{DMT}$  determinados em condição inundada e valores de referência determinados em ensaio em compressão confinada saturados (adaptado de VALVERDE, 2021).

Os valores de  $M_{DMT}$  e  $M_d$  apresentaram pouca variação e ficaram próximos um do outro entre 1 e 5 m de profundidade, onde se tem a zona ativa do perfil. Nos horizontes mais profundos, há uma maior variação nos valores de  $M_{DMT}$  na condição de teor de umidade natural, principalmente a partir de cerca de 13 m de profundidade, que pode estar relacionado a variabilidade espacial do solo. De acordo com Rocha (2018), a condição não saturada do solo tem pouca influência na variação dos resultados do ensaio DMT, devido aos baixos valores de sucção (inferiores a 30 kPa) observados a partir dos teores de umidade e das curvas de retenção de água determinados ao longo do perfil.

Em geral, os valores de módulos confinados determinados pelas diferentes técnicas (campo -  $M_{DMT}$  e laboratório -  $M_d$ ) apresentaram boa concordância, desde que sejam feitas considerações quanto aos níveis de sucção de campo.

## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1 Amostragem

A coleta dos materiais foi feita por meio da abertura de poços de amostragem e procedimentos descritos na NBR 9604 (ABNT, 2016).

Na primeira campanha para coleta de amostras retiraram-se amostras deformadas e indeformadas nas profundidades de 1,5, 3,0 e 5,0m. As amostras foram içadas até a superfície do terreno com o auxílio de um guincho manual, conforme mostram as fotos da Figura 4-1.

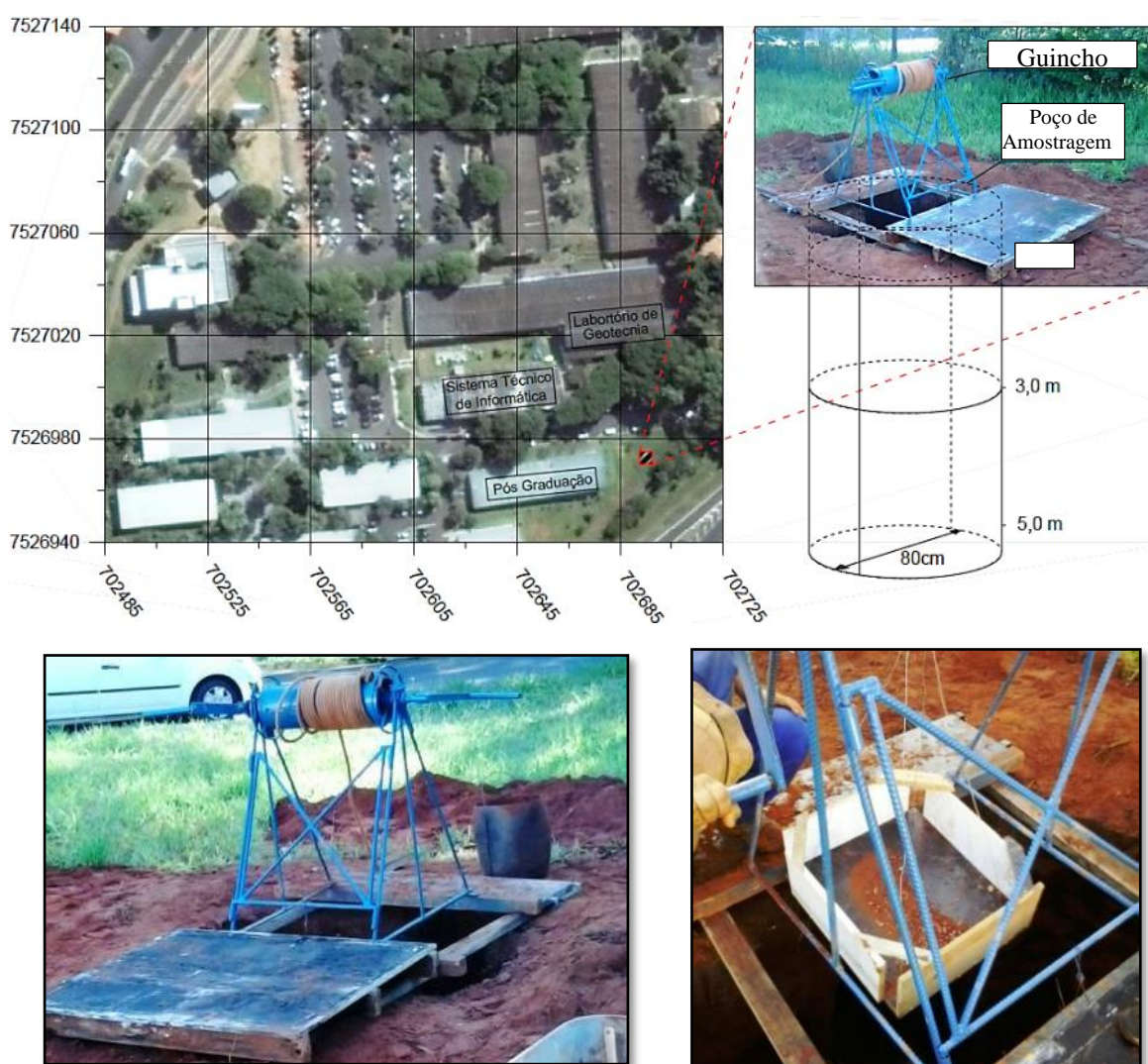


Figura 4-1: Local e procedimentos de amostragem (FERNANDES, 2016).

Da mesma forma, em uma segunda campanha de amostragem, retiraram-se amostras deformadas e indeformadas nas profundidades de 7,0, 9,0, 11,0, 13,0, e 16,0m.

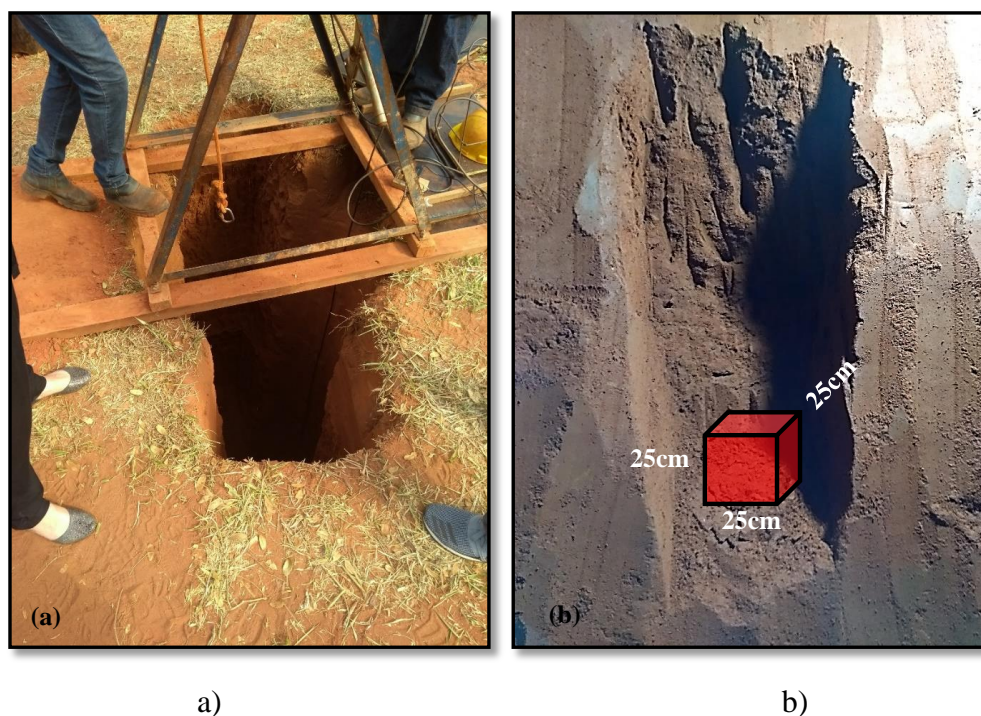


Figura 4-2: a) Escavação; e b) retirada de amostra da parede do poço de amostragem.

As escavações dos poços de amostragem foram realizadas por uma empresa especializada em escavações. O processo de amostragem foi supervisionado pelos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da Unesp de Bauru. As amostras indeformadas foram retiradas da parede dos poços de amostragem com o auxílio de caixas metálicas cúbicas com faces removíveis de 25x25cm, conforme ilustrado na Figura 4-2b. Posteriormente, essas amostras foram isoladas com camadas alternadas de tecido e parafina. Após a identificação as amostras foram armazenadas em câmara climatizada.

#### 4.2 Caracterização física e mineralógica

A caracterização do perfil foi realizada até a profundidade de 16,0m. Os teores de umidade das amostras utilizadas foram obtidos por meio do método da estufa. Os solos foram submetidos aos seguintes testes:

- i) massa específica dos sólidos conforme NBR 6458 (ABNT, 2016);
- ii) análise granulométrica conforme NBR 7181 (ABNT, 2018);
- iii) limite de liquidez conforme NBR 6459 (ABNT, 2017);
- iv) limite de plasticidade conforme NBR 7180 (ABNT, 2016);
- v) adsorção de azul de metileno (PEJON, 1992);



Além do sistema de classificação universal (SUCS) de Casagrande (1942), também foi utilizado o sistema de classificação para solos tropicais (MCT) proposto por Nogami e Villibor (1981):

vi) compactação Mini-MCV - método DNER 258 – ME (DENIT 1994);

vii) perda de massa por imersão - método DNER-ME 256 – ME (DENIT 1994);

A estrutura e composição mineralógica dos materiais também foram avaliadas respectivamente por meio dos ensaios de difração de raios-x (*DRX*) e microscopia eletrônica de varredura (*MEV*).

### 4.3 Ensaios de retenção da água no solo (SWRC)

Foram determinadas as trajetórias de secagem das amostras indeformadas coletadas no poço de amostragem por meio das técnicas do papel filtro e da placa de sucção. Os ensaios de placa de sucção foram utilizados para obtenção da parte inicial das curvas de retenção. Nos solos estudados essa técnica foi utilizada para sucções de até 5kPa. Já os ensaios de papel filtro foram utilizados para obtenção do restante das curvas, ou seja, para sucções acima de 5kPa. A seguir descrevem-se os materiais e procedimentos utilizados para realização desses ensaios.

#### 4.3.1 Papel filtro e acessórios

Os materiais utilizados para emprego desta técnica são: estilete (1); pinças (2); tesoura (3); discos de PVC (4); espátula (5); fita adesiva (6); etiquetas (7); papel filme PVC (8); paquímetro (9); pedras porosas (10); anéis de PVC (11); recipiente plástico com tampa (12); cápsulas pequenas (13); cápsula média (14); papel filtro *Whatman* n°42 (15); luva cirúrgica (16); suporte de madeira para secagem dos corpos de prova (17); balança com precisão de 0,0001g (18) e pipeta com pera (19).

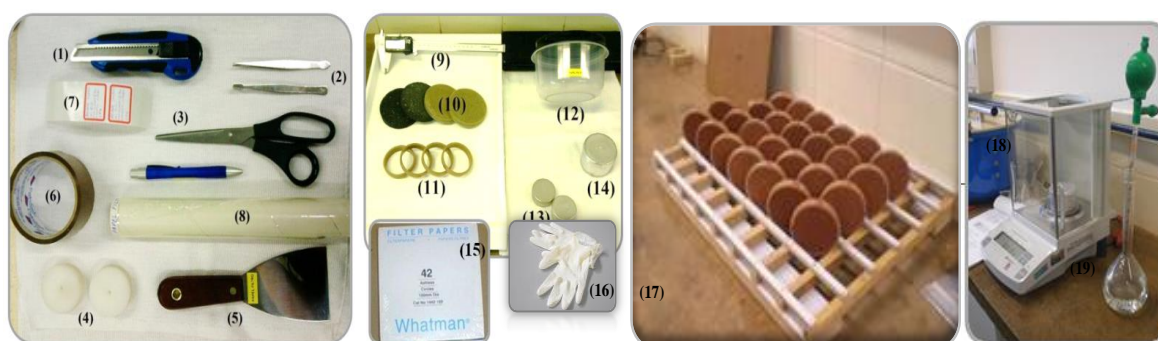


Figura 4-3: Materiais e acessórios usados na técnica de papel filtro.

#### 4.3.2 Placa de sucção

O equipamento utilizado nos ensaios foi desenvolvido no laboratório de mecânica dos solos da Unesp de Bauru e possui capacidade para 2 corpos de prova. Conforme ilustrado na Figura 4-4 o equipamento é composto por mangueiras interligadas a placas cerâmicas com pressão de entrada de ar (PEA) de 50kPa, localizadas nas bases das câmaras. Essas mangueiras conectam as placas a um tubo de PVC onde as válvulas com saída para a atmosfera impõem a sucção desejada à amostra que fica em contato direto com a pedra porosa. Essas válvulas distanciam-se axialmente 10cm uma das outras. No equipamento é possível se obter sucções de até 15kPa com resolução de 1kPa.

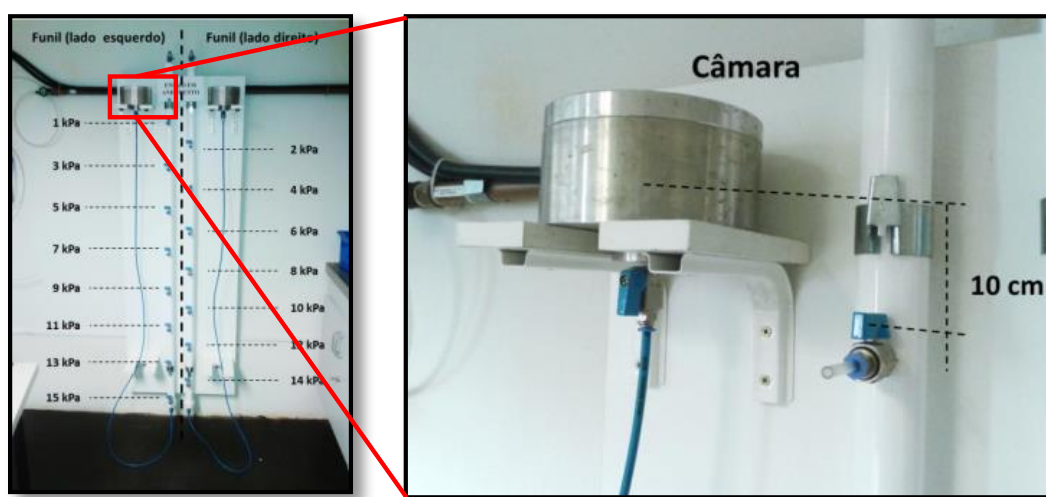


Figura 4-4: Placa de sucção.

#### 4.3.3 Procedimentos de ensaio

Em ambas as técnicas de ensaio foram utilizadas amostras indeformadas. Os corpos de prova foram moldados com o auxílio de anéis de PVC com medidas padrão de 5 cm de diâmetro e 1 cm de altura. Moldaram-se os corpos de prova a partir da cravação dos anéis sobre os blocos de amostras indeformadas. Para os ensaios de papel filtro foram moldados 27 corpos de prova para cada profundidade. Já para os ensaios de placa de sucção foram utilizados 6 Corpos de prova para cada profundidade.

Iniciaram-se ambos os ensaios com a saturação prévia das amostras por pelo menos 24hrs. Essa saturação foi realizada por capilaridade posicionando o CP sobre uma base de papel filtro e pedra porosa submersos em água deaerada e desmineralizada. O valor da umidade saturada ( $w_s$ ) foi obtido a partir da retirada de um dos anéis saturados. Esse valor

foi utilizado para elaborar o planejamento experimental de cada curva de retenção e para fazer a determinação da massa esperada ( $M_{esp}$ ) de cada CP do ensaio de papel filtro.

Iniciou-se o ensaio de papel filtro com a secagem dos corpos de prova. Esse processo foi feito sob condições atmosféricas, onde a massa de cada CP foi monitorada até que ela atingisse o valor de  $M_{esp}$ . Posteriormente esse CP foi posicionado junto às lâminas de papel filtro *Whatman 42* que cobriram o seu topo e sua base. Esse conjunto foi envelopado e isolado do ambiente externo com filme plástico e fita adesiva. Após o período de equilíbrio (7 dias ou mais) esse envelope foi aberto para determinação dos teores de umidade do solo e do papel filtro. A curva de calibração referente ao papel *Whatman* nº 42 segundo Chandler *et al.* (1992) é mostrada na Figura 4-5.

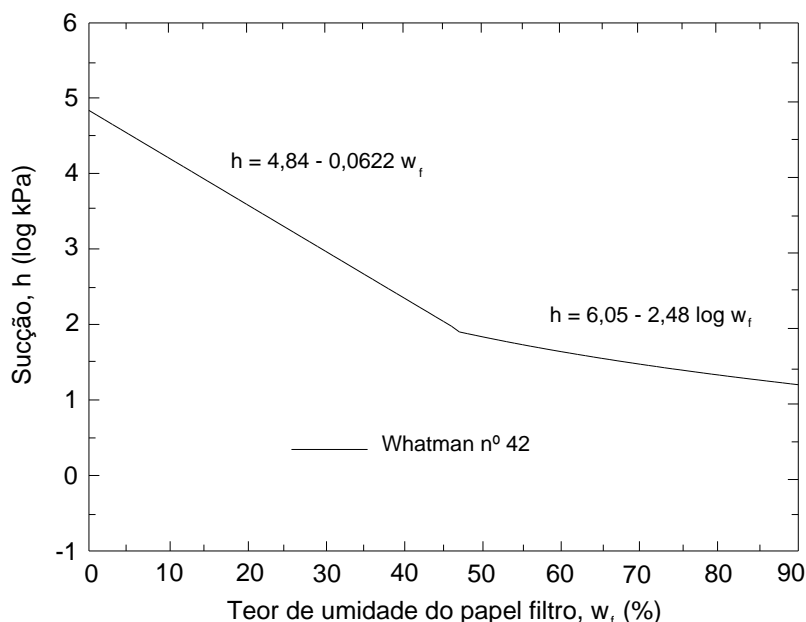


Figura 4-5: Curva de calibração dos papéis filtro por Chandler *et al.* (1992).

Os ensaios de placa de sucção iniciam-se com o posicionamento do CP previamente saturado sobre a placa cerâmica saturada. Na sequência a válvula correspondente à sucção de interesse é aberta para drenagem da água do material. Após o tempo de equilíbrio, ou fim do gotejamento, procede-se à determinação da umidade do material.

#### 4.4 Imposição da sucção

Utilizou-se a técnica de translação de eixos exclusivamente para impor e controlar a sucção dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais não saturados. A seguir descrevem-se os materiais e procedimentos utilizados nesse processo.

#### 4.4.1 Câmaras de Richards

As câmaras ilustradas na Figura 4-6a são da marca *Soilmoisture* e foram utilizadas para impor e controlar a sucção dos corpos de prova triaxiais. Essas câmaras são compostas de parede e tampa de aço e placa cerâmica removível. Na Figura 4-6b são mostradas três câmaras de pressão compostas de parede e tampa de alumínio. As câmaras de alumínio foram desenvolvidas no Laboratório de Mecânica dos Solos da Unesp de Bauru e possuem placa cerâmica fixa.

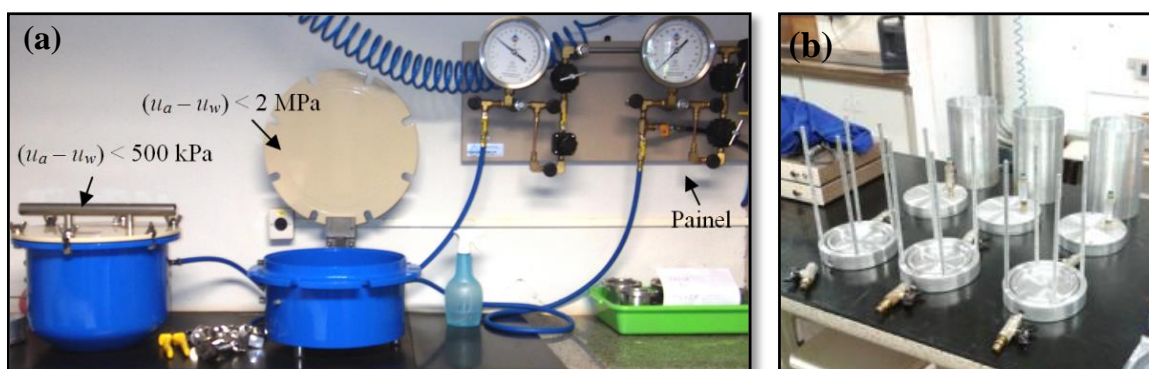


Figura 4-6: Câmara de pressão de Richards (a) multi corpos de prova e (b) simples.

#### 4.4.2 Procedimentos de ensaio

A saturação das placas cerâmicas foi feita mantendo-se um fluxo constante de água desmineralizada e deaerada por pelo menos 48h através das placas. A Figura 4-7a mostra o processo de saturação da placa referente à câmara *Soilmoisture* que foi feito por meio da injeção de água no orifício de saída da placa. Já a saturação das câmaras de alumínio foi feita por meio da percolação de água sob pressão conforme a Figura 4-7b.

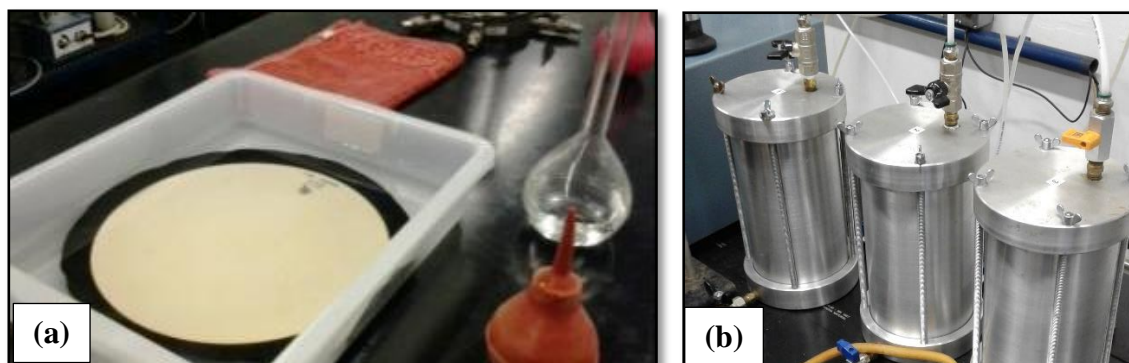


Figura 4-7: Ensaio de câmara de pressão: (a) saturação da pedra porosa; (b) posicionamento dos corpos de prova.

Após a saturação das placas cerâmicas posicionam-se os corpos de prova sobre a placa cerâmica conforme ilustra a Figura 4-8. Em seguida o grau de saturação dos corpos de prova foi elevado para aproximadamente 70% por meio de gotejamento de água desmineralizada e deaerada.



Figura 4-8: Imposição da sucção dos corpos de prova para ensaios triaxiais não saturados.

O monitoramento do fluxo foi feito em tempo real por meio da leitura de buretas conectadas às saídas das câmeras de pressão. Pequenos ajustes na pressão foram realizados conforme as alterações do nível das buretas ocorreram. Foram realizadas medidas diariamente até o final do processo de equilíbrio da sucção. Considerou-se que a sucção foi instalada quando não se verificaram mais alterações no nível da bureta durante duas ou mais medidas consecutivas.

## 4.5 Ensaios triaxiais saturados e não saturados

### 4.5.1 Programa experimental

O programa experimental considerou a realização de ensaios destrutivos do tipo CD sob sucções matriciais de 0, 50, 200 e 400kPa e tensões confinantes líquidas de 50, 100 e 200kPa. Ensaios não saturados tiveram a sucção imposta conforme descrito no item 4.4, enquanto os ensaios não saturados tiveram a saturação obtida por meio de incrementos de contrapressão. A Tabela 4-1 mostra os números totais de ensaios realizados por profundidade e sucção. Foram realizados no mínimo 3 ensaios por envoltória planar e no mínimo 12 ensaios por envoltória tridimensional.

Tabela 4-1: Programa experimental para ensaios triaxiais saturados e não saturados.

Prof. (m)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	Total CPs por Sucção
1,5			
3,0			
5,0			
7,0	0	50, 100 e 200	24
9,0			
11,0			
13,0			
16,0			
1,5			
3,0			
5,0			
7,0	50	50, 100 e 200	25
9,0			
11,0			
13,0			
16,0			
1,5			
3,0			
5,0	200	50, 100 e 200	19
9,0			
13,0			
16,0			
1,5			
3,0			
5,0	400	50, 100 e 200	19
9,0			
13,0			
16,0			
Total CPs			87

#### 4.5.2 Moldagem dos corpos de prova

Esses ensaios foram realizados em corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas retiradas das profundidades de 1,5, 3,0, 5,0, 7,0, 9,0, 11,0, 13,0 e 16,0m. Os corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais foram moldados a partir dos blocos de amostras indeformadas descritas no item 4.1. Foram utilizadas as dimensões padrão de 50 mm de diâmetro e 100 a 120 mm de altura. A moldagem foi feita utilizando-se um torno manual e régua de metal biselada. Ao final do processo de moldagem foram obtidos as dimensões, peso e teor de umidade de cada CP. Por último foi feito o isolamento e identificação de cada CP. A Figura 4-9 ilustra os procedimentos de moldagem dos corpos de prova.

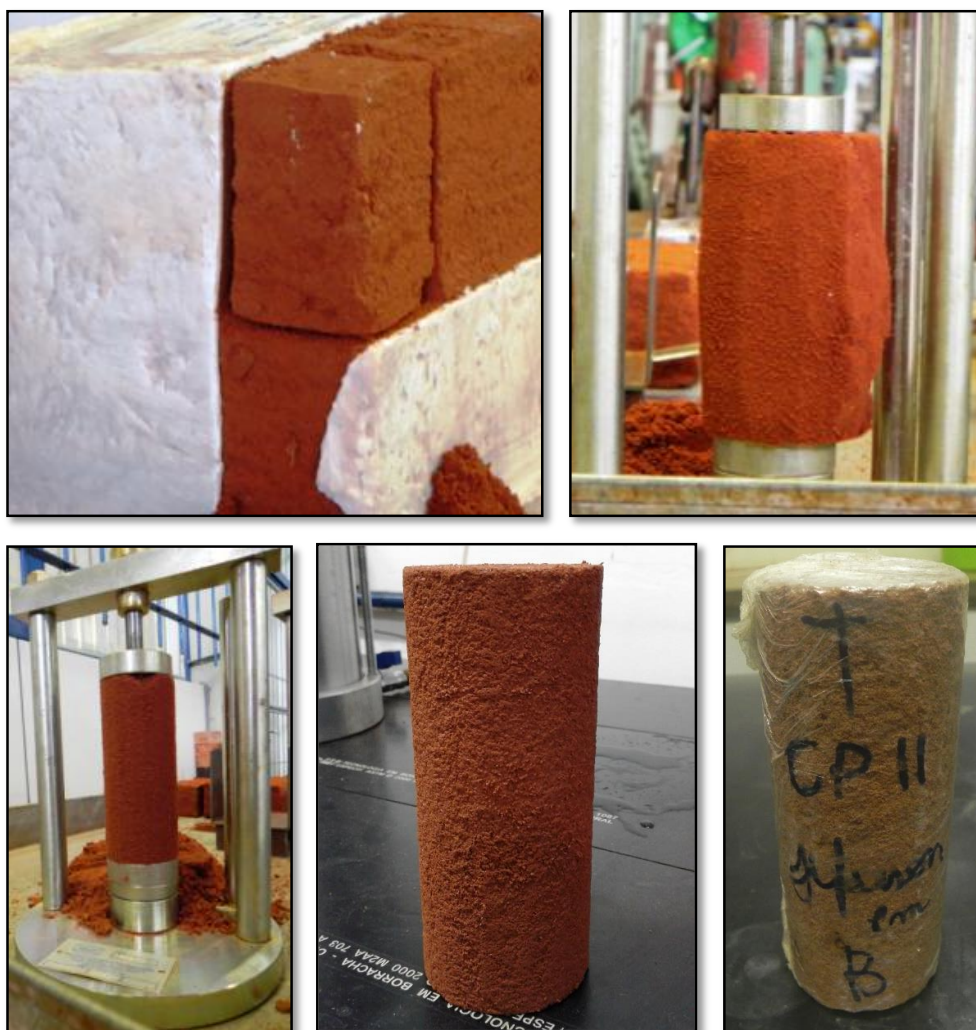


Figura 4-9: Procedimentos de moldagem dos corpos de prova dos ensaios triaxiais saturados e não saturados.

#### 4.5.3 Equipamento triaxial utilizado

O equipamento triaxial utilizado nos ensaios é mostrado na Figura 4-10 e é composto por: software (1); controladores de pressão de ar (2); prensa de compressão (3); câmara triaxial para ensaios saturados e não saturados (4); atuadores de pressão (5); placa de aquisição de dados (6); transdutores de pressão (7); medidor de variação de volume (8); célula de carga e medidor de deslocamento axial (9).

Na câmara não saturada existe ainda uma bureta conectada à saída da placa cerâmica localizada no pedestal da câmara. A operação deste equipamento é feita de forma manual por meio do controle dos atuadores, válvulas, prensa e o software de aquisição de dados. O equipamento possui capacidade de 1MPa.

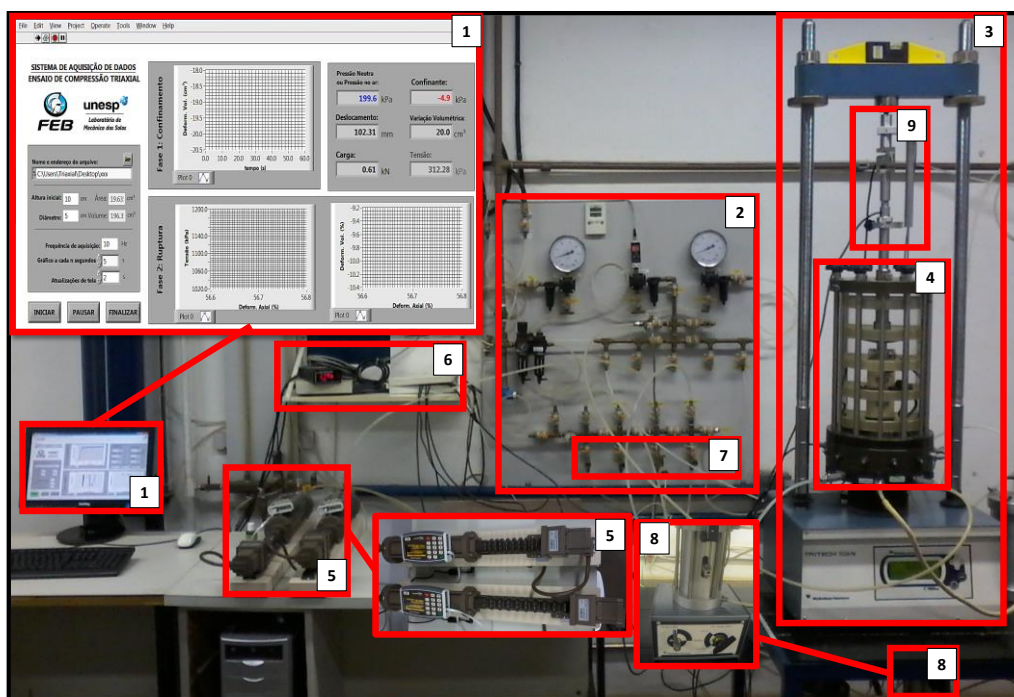


Figura 4-10: Equipamento triaxial a ser utilizado nos ensaios.

#### 4.5.4 Procedimento de ensaio

O equipamento triaxial mostrado na Figura 4-10 foi utilizado tanto para ensaios em solos saturados como em não saturados. Foram realizados ensaios do tipo CD em função da natureza altamente drenante dos materiais estudados. Na fase de cisalhamento os corpos de prova foram submetidos a carregamento com imposição de deformação axial constante de 0,05mm/min e tensão confinante constante até a ruptura. A velocidade de carregamento foi obtida em função das características de drenagem dos solos estudados. A seguir resumem-se as técnicas utilizadas em cada tipo de ensaio:

**Saturados:** a etapa de saturação foi realizada por meio de incrementos de contra-pressão. Durante os incrementos foram determinados os coeficientes de poro-pressão  $B$ , sendo que o solo foi considerado saturado quando  $B \geq 0,95$ .

**Não saturados:** inicialmente foi realizada a imposição da sucção conforme descrito no item 4.4. Na sequência os corpos de prova foram transferidos rapidamente para a câmara triaxial não saturada. Após a montagem do equipamento a sucção foi aplicada por translação de eixos. Foi realizado monitoramento do nível da bureta durante 24h antes do início do ensaio.



## 4.6 Ensaios triaxiais com instrumentação interna

Dispositivos específicos foram utilizados durante as etapas de confinamento e de cisalhamento dos ensaios triaxiais. Esses equipamentos foram utilizados para medir as variáveis de deformação em cada uma das etapas. Os ensaios não saturados tiveram a sucção imposta conforme descrito no item 4.4.

### 4.6.1 *Bender elements*

Os *Bender Elements* (*BE*) são dispositivos piezoelétricos desenvolvidos para utilização em ensaios de laboratório. Sua finalidade é propagar e receber a resposta de sinais mecânicos através de corpos de prova de amostras indeformadas ou compactadas. Como os *BE* são compostos de emissor e receptor, estes dispositivos são utilizados sempre aos pares. O tipo de onda a ser gerada no emissor depende do modo de polarização do dispositivo piezoelétrico. A Figura 4-11 ilustra um *BE* utilizado em ensaios de laboratório. O *BE* que equipou a câmara triaxial utilizada nos ensaios deste trabalho é ilustrado na Figura 4-12.

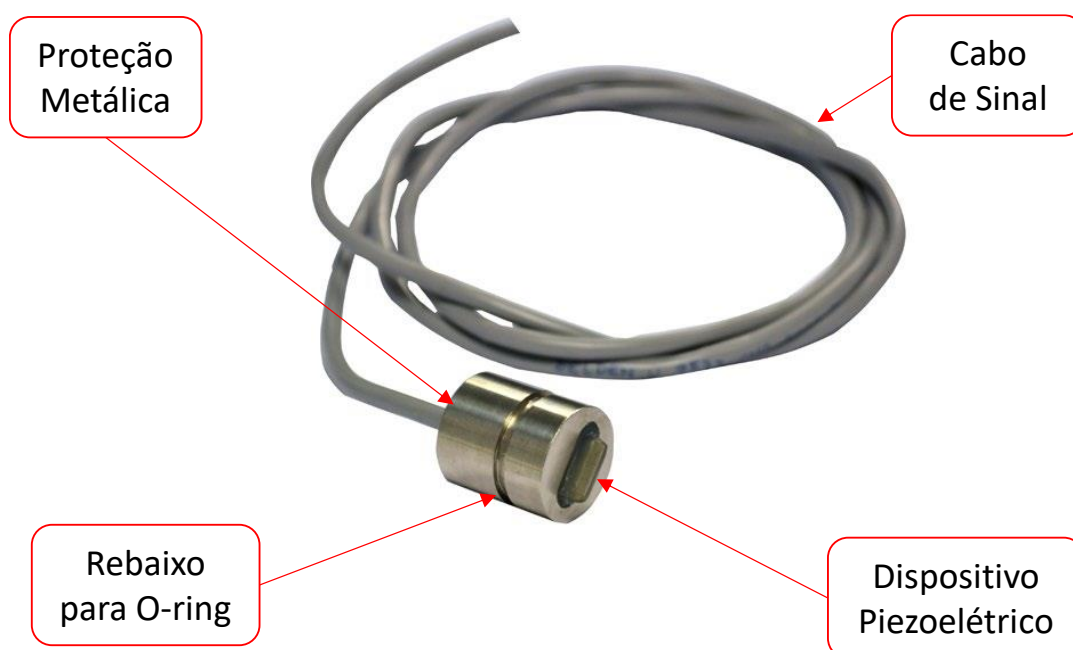
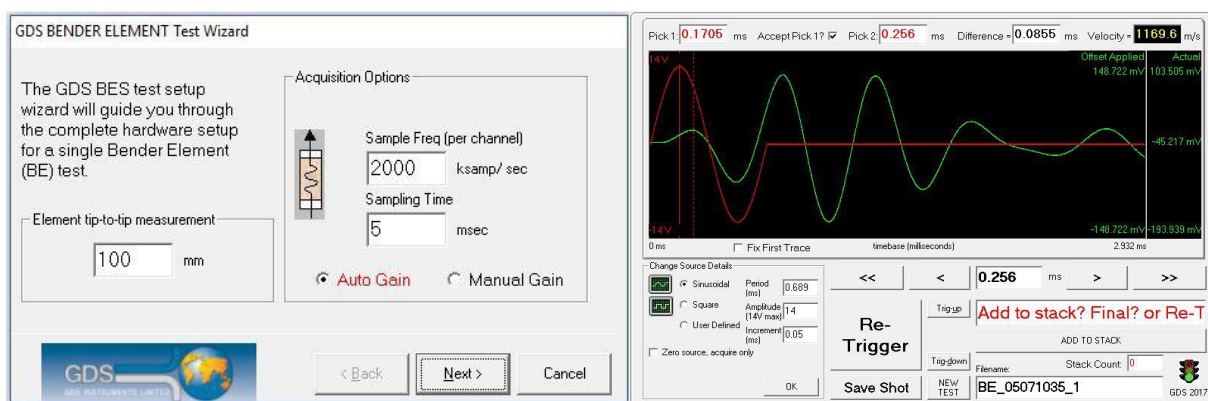
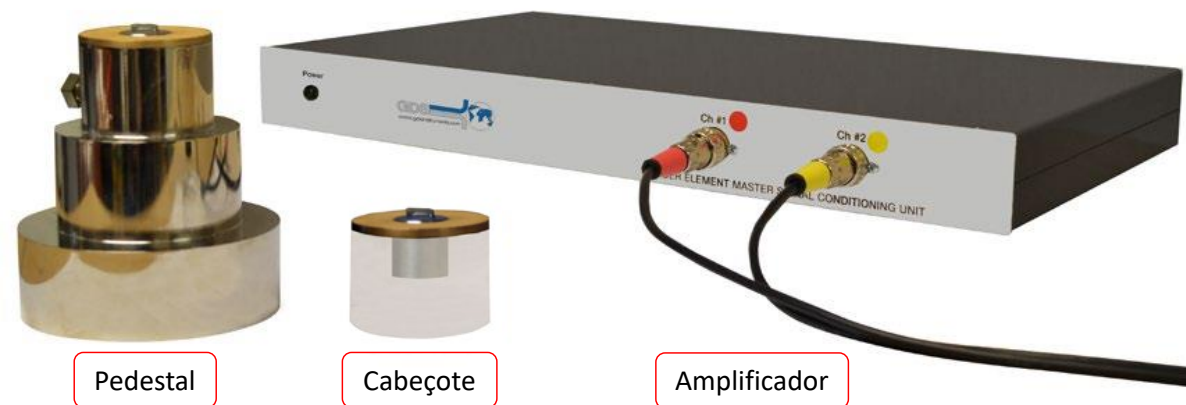


Figura 4-11: Dispositivo piezoelétrico para ensaios de laboratório - *bender elements*.

Um software é responsável pelo controle do amplificador de sinal, assim como do emissor e receptor alocados respectivamente no cabeçote e pedestal da câmara triaxial.



Configurações de Entrada do Software

Sinal Recebido

Figura 4-12: Componentes do equipamento BE.

#### 4.6.1.1 Programa experimental

Os BE foram utilizados para medir o tempo ( $t_s$ ) e, conseqüentemente, a velocidade de propagação de ondas cisalhantes ( $V_s$ ) através dos corpos de prova durante a etapa de confinamento dos ensaios triaxiais. Foram utilizadas sucções matriciais variando de 0 até 400kPa e confinantes líquidas variando de 25 até 400kPa. Foram utilizados 4 corpos de prova por profundidade, sendo 1 por sucção. Os confinamentos foram realizados em estágios, sendo que ao final de cada estágio procedeu-se a determinação do tempo de propagação de onda cisalhante ( $t_s$ ). A Tabela 4-2 resume em função sucção matricial, confinamento líquido e profundidade os ensaios realizados além de computar o total de corpos de prova utilizados. Os procedimentos de montagem dos BE e propagação de ondas cisalhantes foram realizados conforme recomendações da ASTM D8295 (2019).

Tabela 4-2: Programa experimental para ensaios com BE

Grupo	Prof. (m)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	Total CPs
1	1,5	0	25	16
	2,0	50	50	
	3,0	200	100	
	5,0	400	200	
2		0	25	8
	7,0	50	50	
	9,0	100	100	
		200	200	
3		0	25	4
	11,0	50	50	
		100	100	
		200	200	
		300	300	
4			25	8
	13,0	0	50	
		50	100	
		100	200	
		200	300	
		400	400	
16,0				
Total CPs Geral				36

#### 4.6.1.2 Procedimentos de ensaio

Após a consolidação do CP procedeu-se a determinação do tempo de propagação das ondas cisalhantes ( $t_s$ ). A determinação de  $t_s$  para cada condição foi feita a partir da variação da frequência da onda cisalhante “S” dentro de um domínio pré-estabelecido de frequência. As frequências foram escolhidas buscando-se garantir a maior qualidade visual para interpretação e menor nível de atenuação. O menor nível de atenuação inicia-se quando a onda “S” percorre pelo menos 2x a distância entre os elementos emissor e receptor ( $d$ ) conforme ilustra a Figura 4-14 (FERREIRA, 2002). A razão entre a distância percorrida pela onda ( $d$ ) e o comprimento de onda ( $\lambda$ ) é chamada de  $R_d$ . O valor de  $f$  referente à essa configuração é o limite inferior de frequência conforme a Equação (4-1).

$$R_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{d \cdot f}{V_s} \geq 2 \quad \rightarrow \quad f \geq 2 \cdot \frac{V_s}{d} \quad (4-1)$$

$$R_d = \frac{d \cdot f}{V_s} \quad \rightarrow \quad R_d = t_s \cdot f \quad (4-2)$$

O posicionamento do CP no interior da câmara triaxial foi realizado de forma a garantir a melhor solidarização entre os elementos piezoelétricos e o solo. Para isso foram

feitos pequenos cortes na base e topo do CP onde foram inseridos os elementos piezoelétricos junto a uma pequena quantidade de argila de baixa atividade. A Figura 4-13 mostra os procedimentos para instalação dos *BE* nas extremidades do CP.



Figura 4-13: Procedimentos de montagem de uma câmara triaxial equipada com *bender elements*.

Posteriormente o módulo de cisalhamento máximo do solo ( $G_0$ ) é determinado por meio da Teoria da Elasticidade conforme a Equação (4-3).

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \rho \cdot \left(\frac{d}{t_s}\right)^2 \quad (4-3)$$

onde:

$\rho$  - massa específica do solo ( $\text{kg/m}^3$ );

$V_s = d/t_s$  - velocidade de onda cisalhante (m/s).

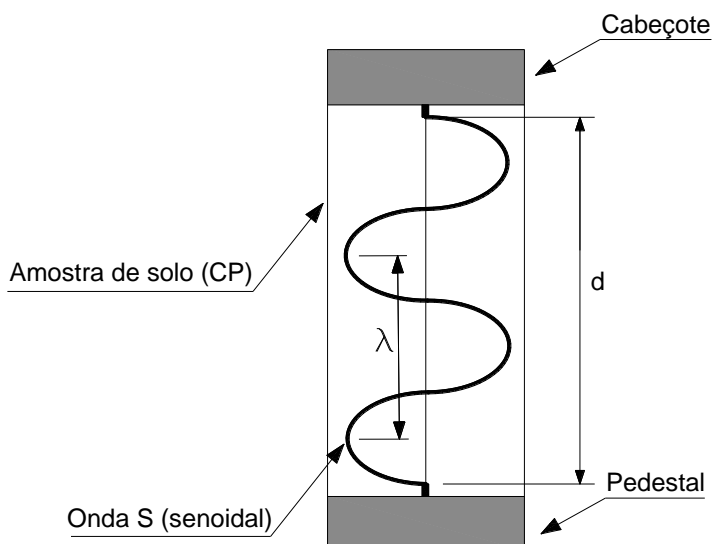


Figura 4-14: Propagação de ondas em um corpo de prova (FERREIRA, 2002).

A escolha de um limite superior de frequência se dá pelo limite da resposta mecânica dos *BE* à frequência fornecida. Jovičić *et al.* (1996) recomendam o valor de 30kHz como sendo a máxima frequência possível de ser convertida em movimento com precisão por dispositivos de *BE*. Após a delimitação do domínio de frequência realizou-se a determinação de  $t_s$  conforme as condições predefinidas na Tabela 4-2. Foi utilizada a técnica de medição de fase, onde o ajuste dos pontos obtidos experimentalmente é dado pela Equação (4-2). A Figura 4-15 exemplifica a aplicação dessa técnica. O tempo de propagação da onda cisalhante é obtido pelo coeficiente angular da reta  $R_d = t_s \times f$ .

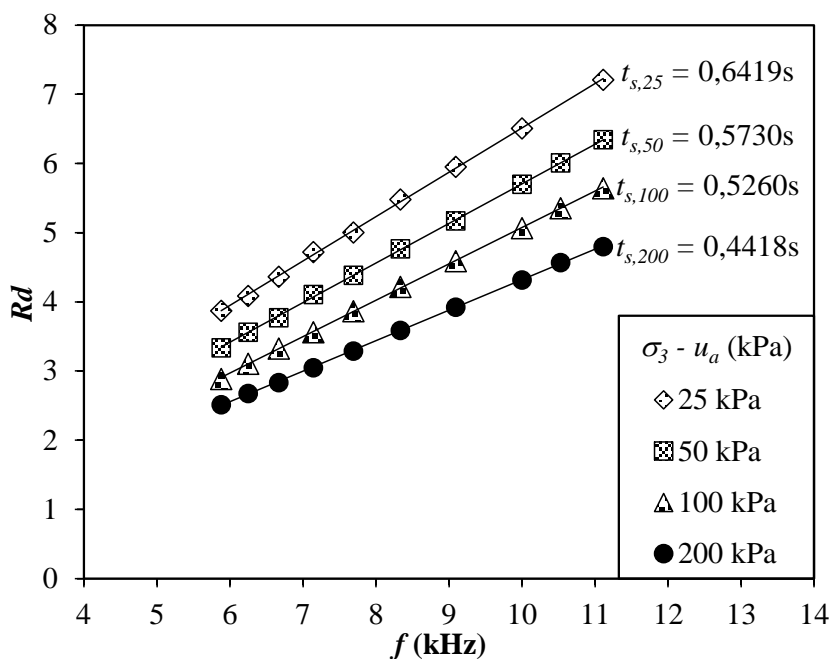


Figura 4-15: Método da medida de fase para determinação de  $t_s$ .

#### 4.6.2 Medidores de deslocamento internos (LVDTs)

Os LVDTs são dispositivos destinados a fornecer medidas de deformação axiais e radiais junto ao CP. Esses dispositivos foram desenvolvidos para trabalhar submersos em água e submetidos a pressões confinantes de até 1 MPa. Os componentes do equipamento são mostrados na Figura 4-16 e compreendem uma placa de aquisição de dados, suportes para os braços e corpos dos LVDTs axiais e radial. Os LVDTs possuem braços removíveis e ajustáveis. A câmara triaxial utilizada foi equipada com célula de carga interna. Os dados obtidos foram gravados em arquivos de texto por meio do software de ensaios triaxiais.

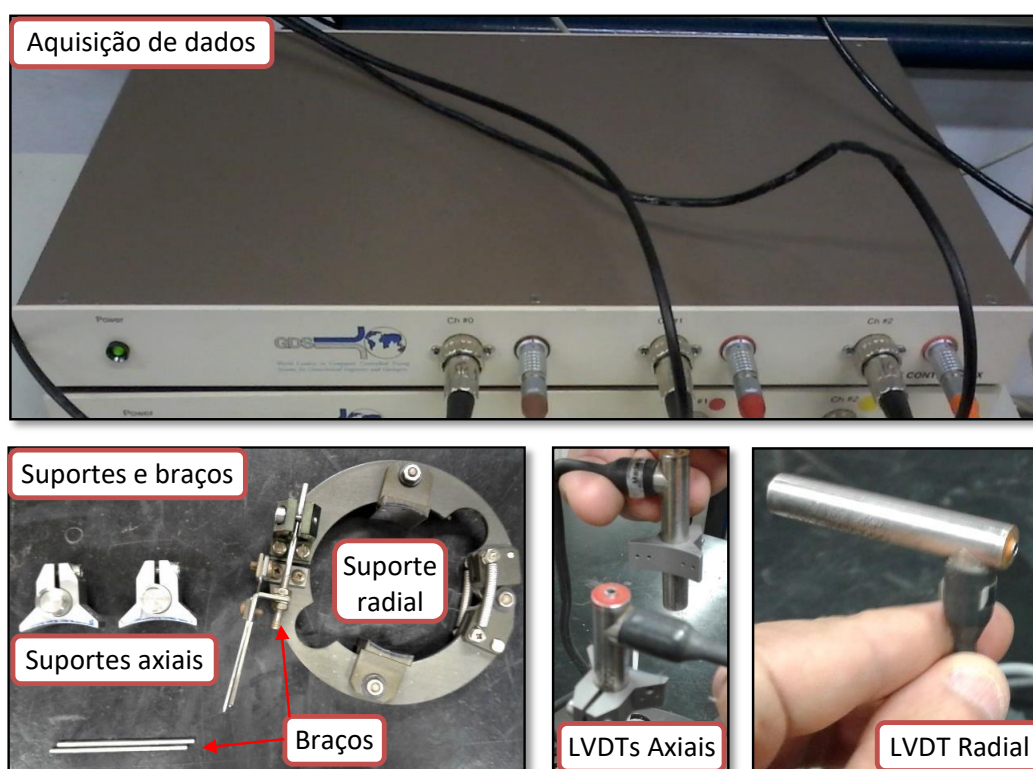


Figura 4-16: Componentes do equipamento – LVDTs, suportes e aquisição de dados.

##### 4.6.2.1 Programa experimental

Em continuidade aos ensaios de *BE*, após a determinação dos tempos de propagação de ondas cisalhantes procedeu-se a fase de cisalhamento dos corpos de prova. A Tabela 4-3 mostra o número de corpos de prova ensaiados, as profundidades e condições de tensão utilizadas. A leitura da Tabela 4-3 deve ser feita da mesma forma que no programa de ensaios com *BE*, ou seja, da direita para a esquerda, de forma que para cada profundidade aplicou-se todas as sucções da coluna à frente e para cada sucção aplicou-se o confinamento da coluna à frente.

#### 4.6.2.2 Procedimentos de ensaio

Alternativamente utilizou-se fita dupla face extraforte para fixação dos suportes dos LVDTs junto ao CP (Figura 4-17). O posicionamento dos LVDTs foi realizado logo após os procedimentos ilustrados na Figura 4-13 e descrito no item 4.6.1.2.

Tabela 4-3: Programa experimental para ensaios com LVDTs internos.

Grupo	Prof. (m)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	Total CPs
1	2,0	0	50	4
		50		
		200		
		400		
2	7,0 9,0	0	200	8
		50		
		100		
		200		
3	11,0	0	300	4
		50		
		100		
		200		
4	13,0 16,0	0	400	8
		50		
		100		
		200		
<b>Total CPs Geral</b>				<b>24</b>

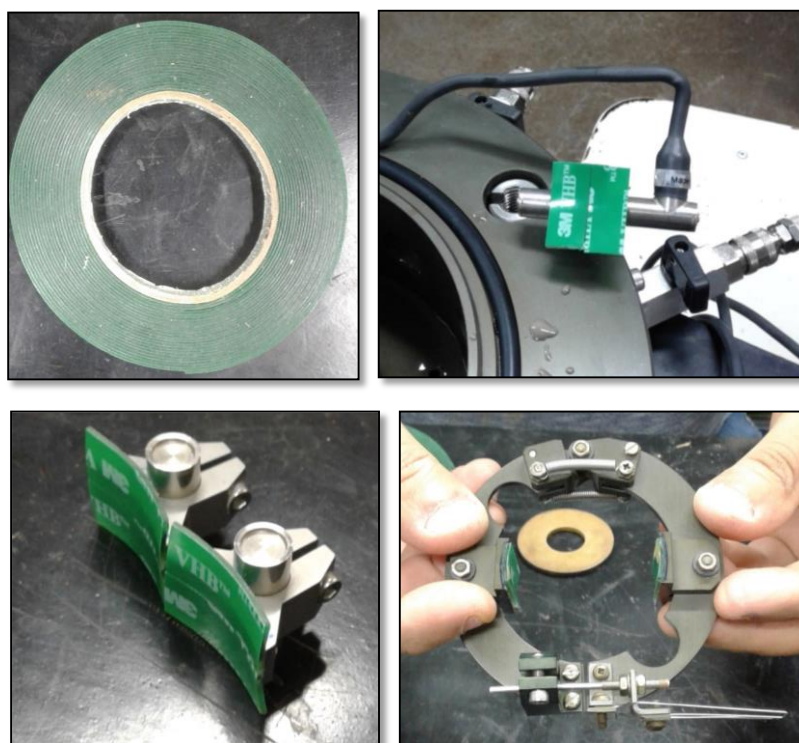


Figura 4-17: Fita dupla-face utilizada para fixação dos suportes dos LVDTs sobre o CP triaxial.

Com o auxílio de um gabarito fez-se a marcação dos pontos onde fixaram-se os suportes dos LVDTs com fita dupla face junto à membrana e ao CP. A Figura 4-18 mostra como foi realizado o posicionamento dos suportes dos LVDTs junto ao CP.



Figura 4-18: Procedimentos de montagem dos LVDTs sobre o CP triaxial.

As variáveis de deformação específica axial ( $\varepsilon_a$ ) e radial ( $\varepsilon_r$ ) foram obtidas conforme orientação do fabricante do dispositivo. Essas variáveis estão geometricamente relacionadas às medidas de deslocamento fornecidas pelos LVDTs axiais ( $Y_1$ ,  $Y_2$ ) e radial ( $X$ ) conforme as Equações (4-4) e (4-5).

$$\varepsilon_a = 100 \cdot \frac{Y_1 + Y_2}{H} [\%] \quad (4-4)$$

$$\varepsilon_r = 100 \cdot \frac{X}{2D} [\%] \quad (4-5)$$

onde:

$H$  e  $D$  são respectivamente a altura inicial e o diâmetro inicial do CP.



A variável  $\varepsilon_s$  é equivalente às deformações específicas cisalhantes. Sua determinação é feita indiretamente a partir das variáveis  $\varepsilon_a$  e  $\varepsilon_r$  conforme a Equação (4-6) proposta por Atkinson (1993).

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} \cdot (\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (4-6)$$

O módulo de elasticidade secante ( $E$ ) assim como o módulo de cisalhamento ( $G$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foram obtidos pela teoria da elasticidade conforme as equações abaixo:

$$E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} \quad (4-7)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (4-8)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4-9)$$

#### 4.6.2.3 Validação das medidas obtidas pelos LVDTs internos

Para validação das medidas fornecidas pelos medidores de deslocamento internos realizaram-se ensaios em corpos de prova de amostras indeformadas sob diferentes condições de confinamento. A verificação das medidas de deslocamento axial foi feita a partir da comparação destas com aquelas fornecidas por um medidor de deslocamento axial externo. Já a verificação das medidas de deslocamento radial foi feita a partir da comparação destas com aquelas obtidas por meio da variação volumétrica considerando a conservação da forma cilíndrica. Com isso, para um conjunto de ensaios realizados sob diferentes tensões de confinamento, foram obtidos o erro absoluto, a média e o desvio padrão.

Os gráficos da Figura 4-19 e Figura 4-20 mostram a relação entre as medidas de referência e aquelas obtidas por meio dos LVDTs internos. Também são mostrados o desvio das medidas em relação à média ( $\overline{\varepsilon_{a,int}} \pm s_d$ ) além do erro absoluto ( $Er_{abs}$ ). O desvio padrão referente às medidas de deslocamento vertical foi assumido como 0,02%. A partir dos gráficos da Figura 4-19 nota-se que as medidas obtidas pelos LVDTs axiais internos não são afetadas pelo confinamento.

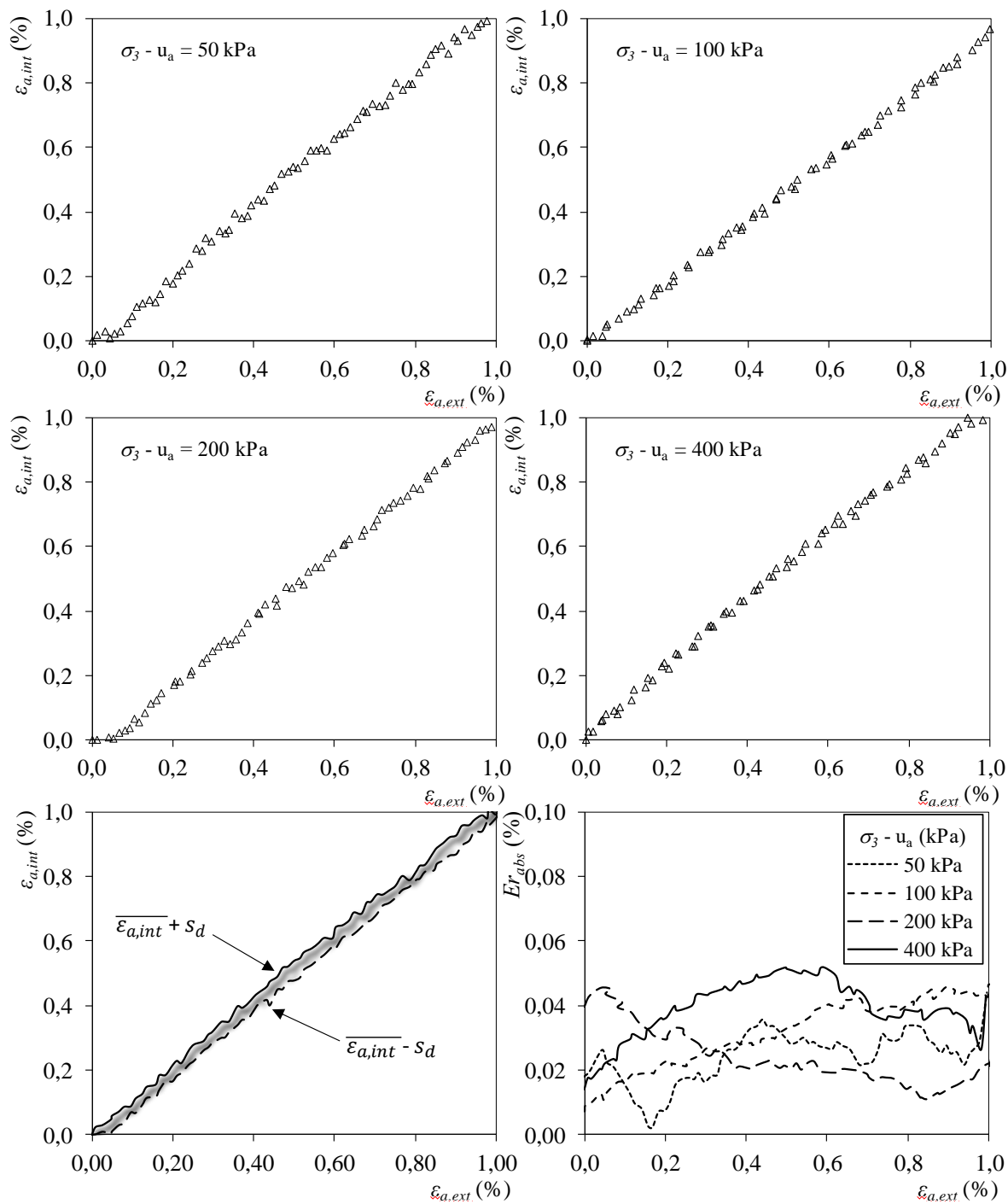


Figura 4-19: Comparação entre medidas de deslocamento axial interno ( $\epsilon_{a,int}$ ) e externo ( $\epsilon_{a,ext}$ ).

O desvio padrão referente às medidas de deslocamento radial foi assumido como 0,05%. A partir dos gráficos da Figura 4-20 nota-se que quanto maior o confinamento, mais próximo das medidas de referência ficam as medidas obtidas pelo LVDT radial. Isso ocorre devido ao erro gerado pela hipótese de conservação da forma cilíndrica assumida no cálculo das medidas de deformação radial específica a partir das deformações volumétricas ( $\epsilon_{r,vol}$ ).

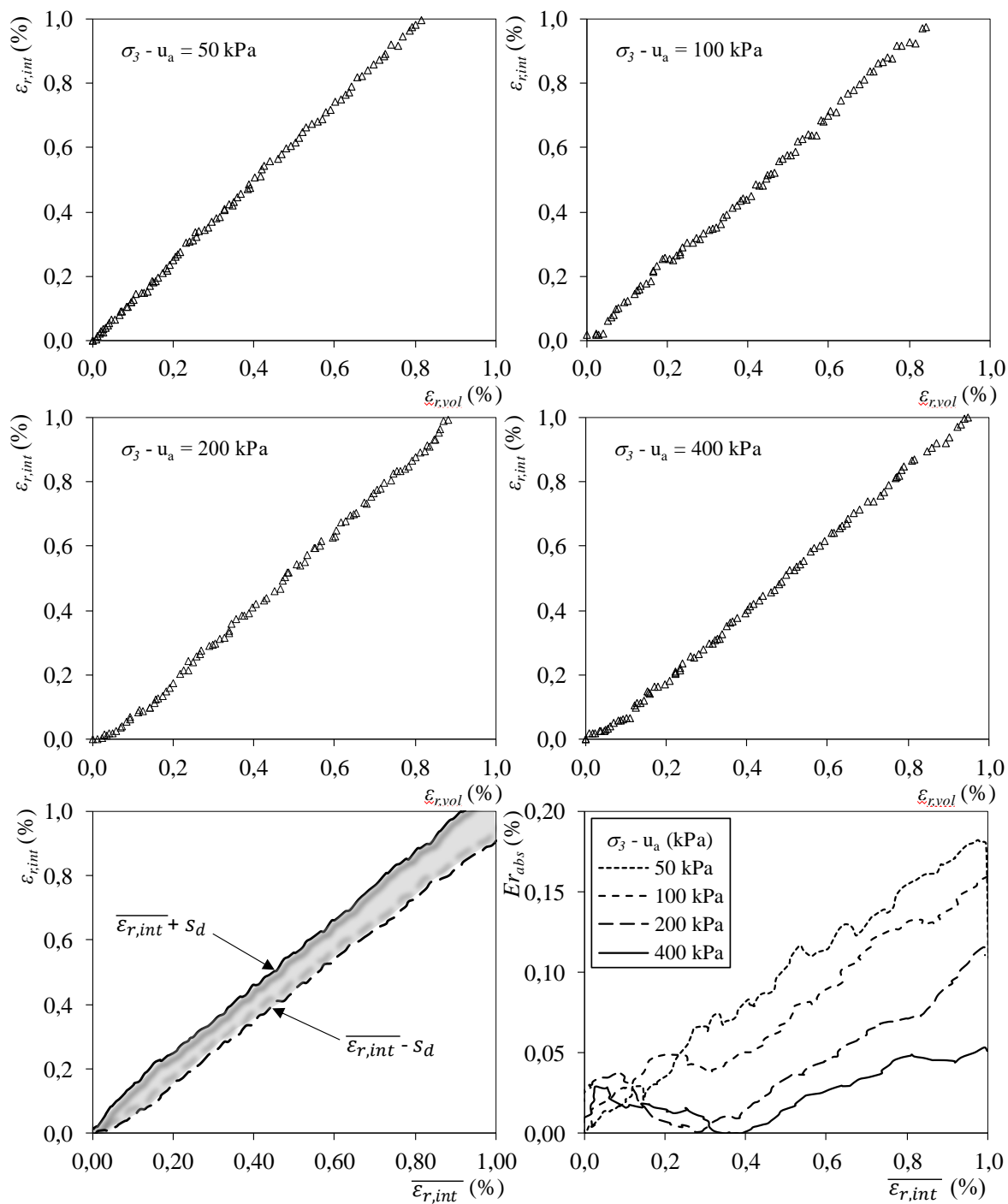


Figura 4-20: Comparação entre medidas de deslocamento radial interno ( $\varepsilon_{r,int}$ ) e volumétrico ( $\varepsilon_{r,vol}$ ).

## 5. RESULTADOS

### 5.1 Caracterização física

A Tabela 5-1 apresenta os índices e propriedades físicas além da composição granulométrica e o limite de liquidez dos solos ao longo do perfil estudado até a profundidade de 16,0m. Não foi possível determinar os limites de plasticidade das amostras, devido à baixa plasticidade desse material, caracterizando-as como solos não plásticos (NP).

Tabela 5-1: Resultado dos ensaios de caracterização física.

Prof. (m)	Índices e propriedades físicas							Frações granulométricas sem defloculante (%)				Limites de Atterberg (%)		
	$\rho_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_{nat}$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e$	$S_r$ (%)	$n$ (%)	Areia Méd.	Areia Fina	Silte	Argila	LL	LP	IP
1,0	1,669	6,2	1,571	2,696	0,716	23,4	41,7	40	41	4	15	18	-	NP
1,5	1,567	7,9	1,452	2,696	0,856	24,9	46,1	40	41	4	15	18	-	NP
2,0	1,581	6,2	1,488	2,690	0,807	20,8	44,7	40	41	5	15	19	-	NP
3,0	1,666	8,6	1,534	2,683	0,749	30,8	42,8	39	41	5	15	20	-	NP
4,0	1,677	9,0	1,539	2,687	0,746	32,4	42,7	40	40	5	16	21	-	NP
5,0	1,764	9,9	1,605	2,690	0,676	39,4	40,3	41	38	4	17	21	-	NP
6,0	1,770	10,5	1,602	2,662	0,662	42,2	39,8	40	40	5	16	23	-	NP
7,0	1,795	10,1	1,631	2,634	0,615	43,2	38,1	39	42	5	14	21	-	NP
8,0	1,811	9,7	1,651	2,606	0,579	43,6	36,7	43	39	4	14	22	-	NP
9,0	1,854	10,0	1,686	2,624	0,556	47,0	35,7	45	38	4	13	23	-	NP
10,0	1,856	9,8	1,690	2,641	0,563	46,2	36,0	43	37	4	16	22	-	NP
11,0	1,866	10,3	1,692	2,645	0,563	48,4	36,0	43	36	6	15	22	-	NP
12,0	1,856	10,4	1,681	2,648	0,575	47,7	36,5	43	35	6	16	23	-	NP
13,0	1,874	11,1	1,688	2,616	0,550	52,7	35,5	43	35	6	16	24	-	NP
14,0	1,861	11,2	1,674	2,584	0,544	53,2	35,2	45	35	5	15	24	-	NP
15,0	1,926	11,3	1,731	2,599	0,502	58,5	33,4	40	36	7	17	24	-	NP
16,0	1,891	12,3	1,683	2,614	0,553	58,3	35,6	38	39	9	14	24	-	NP

Por meio dos dados da Tabela 5-1 e dos gráficos da Figura 5-1 verifica-se que há um pequeno acréscimo da umidade e da massa específica natural ao longo do perfil. É importante informar que a coleta de amostras foi realizada durante o período mais seco do ano e, portanto, esses dados apresentam sua caracterização física do perfil nessas condições. As frações granulométricas obtidas mostram que não há variações significativas na composição dos materiais ao longo do perfil. Também é verificado a inexistência de plasticidade até essa profundidade.

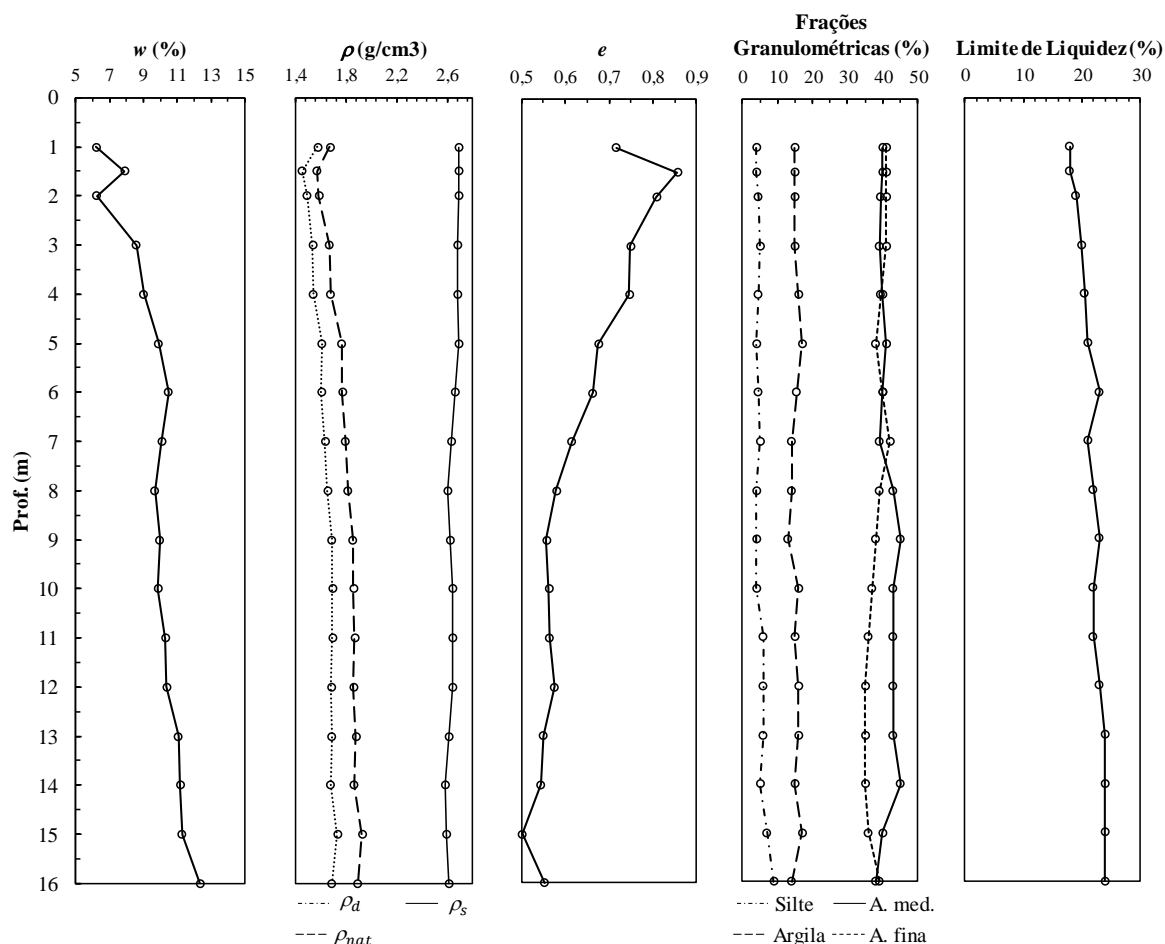


Figura 5-1: Caracterização física do perfil de solo estudado.

## 5.2 Curvas de retenção da água

Os ajustes matemáticos das trajetórias de secagem das curvas de retenção são ilustrados nos gráficos da Figura 5-2. Para cada trecho da trajetória foram obtidos os parâmetros de ajuste do modelo de van Genuchten (1980) conforme a Tabela 5-2. A pressão de entrada de ar (PEA) foi obtida graficamente e umidade saturada ( $w_s$ ) foi obtida teoricamente utilizando a média dos índices físicos dos CPs. Foram observadas variações milimétricas no diâmetro dos CPs referentes às sucções residuais do trecho 2 dessas curvas.

Tabela 5-2: Parâmetros de ajuste do modelo de van Genuchten (1980).

Prof. (m)	PEA (kPa)	Trecho 1					Trecho 2			
		$w_s$ (%)	$\alpha_1$	$m_1$	$n_1$	$w_{r,1}$ (%)	$\alpha_2$	$m_2$	$n_2$	$w_{r,2}$ (%)
1,5	1	31,2	0,0490	5,5000	1,4510	6,0	$2,0 \times 10^{-4}$	0,4700	2,2000	0,0
3,0	1	29,2	0,4575	0,5201	2,0837	6,3	$6,0 \times 10^{-5}$	2,0001	1,7723	0,8
5,0	2	27,2	0,2777	0,4942	3,4858	8,0	$3,0 \times 10^{-5}$	3,5398	1,5664	1,0
7,0	3	22,4	0,1879	0,7791	4,5285	7,1	$2,0 \times 10^{-4}$	0,4544	1,8671	0,0
11,0	4	21,4	0,1263	0,7597	4,1622	7,9	$1,8 \times 10^{-4}$	0,4947	1,9789	0,1
16,0	4	21,6	0,1315	0,5498	2,2211	8,3	$4,2 \times 10^{-4}$	0,3787	1,6095	0,1

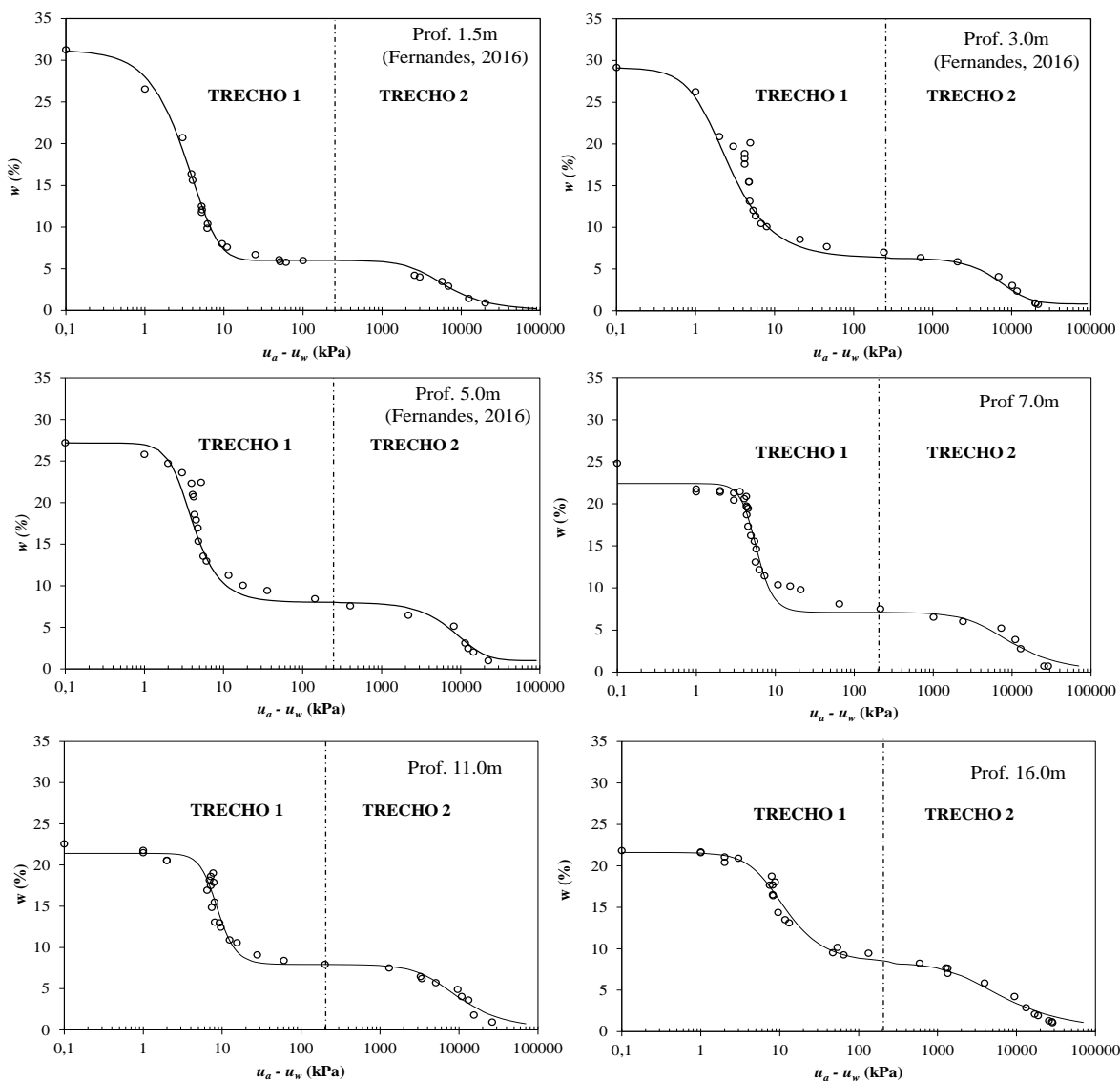


Figura 5-2: Curvas de retenção da água nos solos (atualizado de FERNANDES, 2016).

A partir da Tabela 5-2 e da Figura 5-2 observa-se que as variações nas características de retenção da água dos materiais estudados ocorrem de forma gradual ao longo do perfil. Nota-se que a bi-modalidade e a inclinação acentuada do trecho de dessaturação dos macroporos são características observadas em todas as profundidades estudadas. Portanto, como os resultados de caracterização física e mineralógica mostram pouca variabilidade, entende-se que a redução de  $w_s$  e a ascensão da PEA ocorreram principalmente devido à redução da porosidade dos materiais ao longo do perfil.

### 5.3 Ensaios triaxiais saturados e não saturados

As curvas de tensão-deformação obtidas a partir dos ensaios triaxiais saturados e não saturados são mostradas nas figuras a seguir:

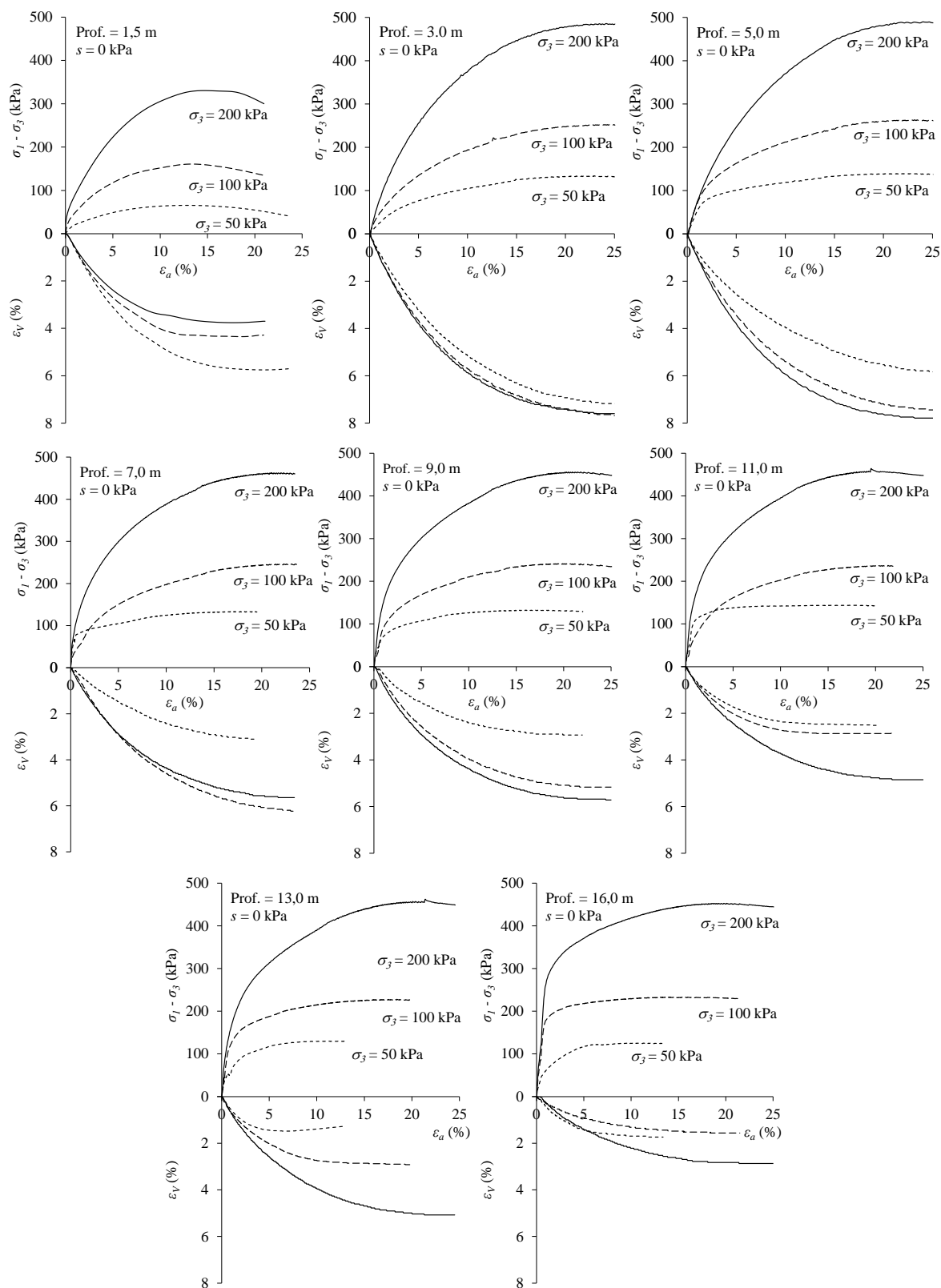


Figura 5-3: Curvas tensão-deformação para os solos saturados.

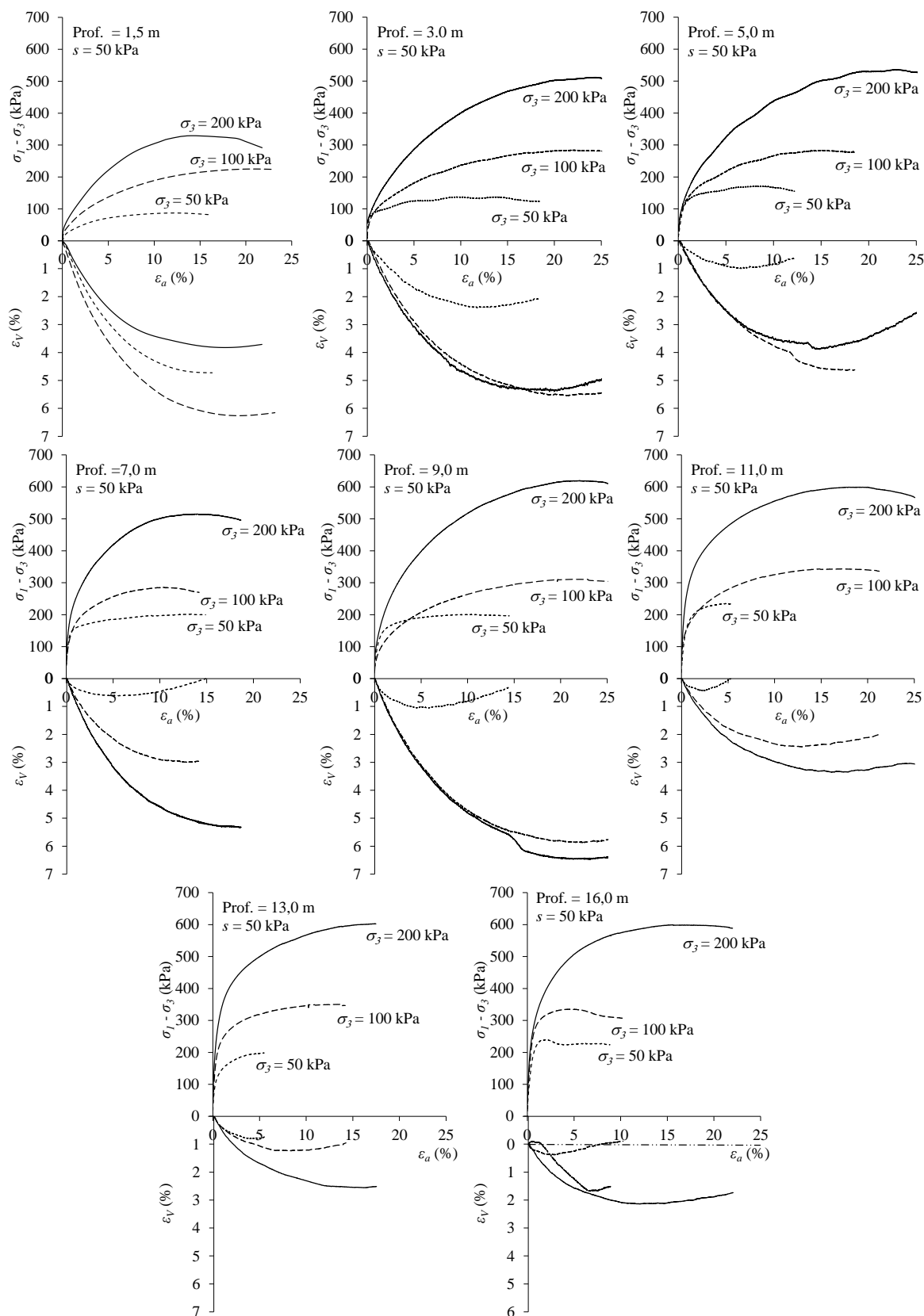


Figura 5-4: Curvas tensão-deformação sob sucção de 50kPa.



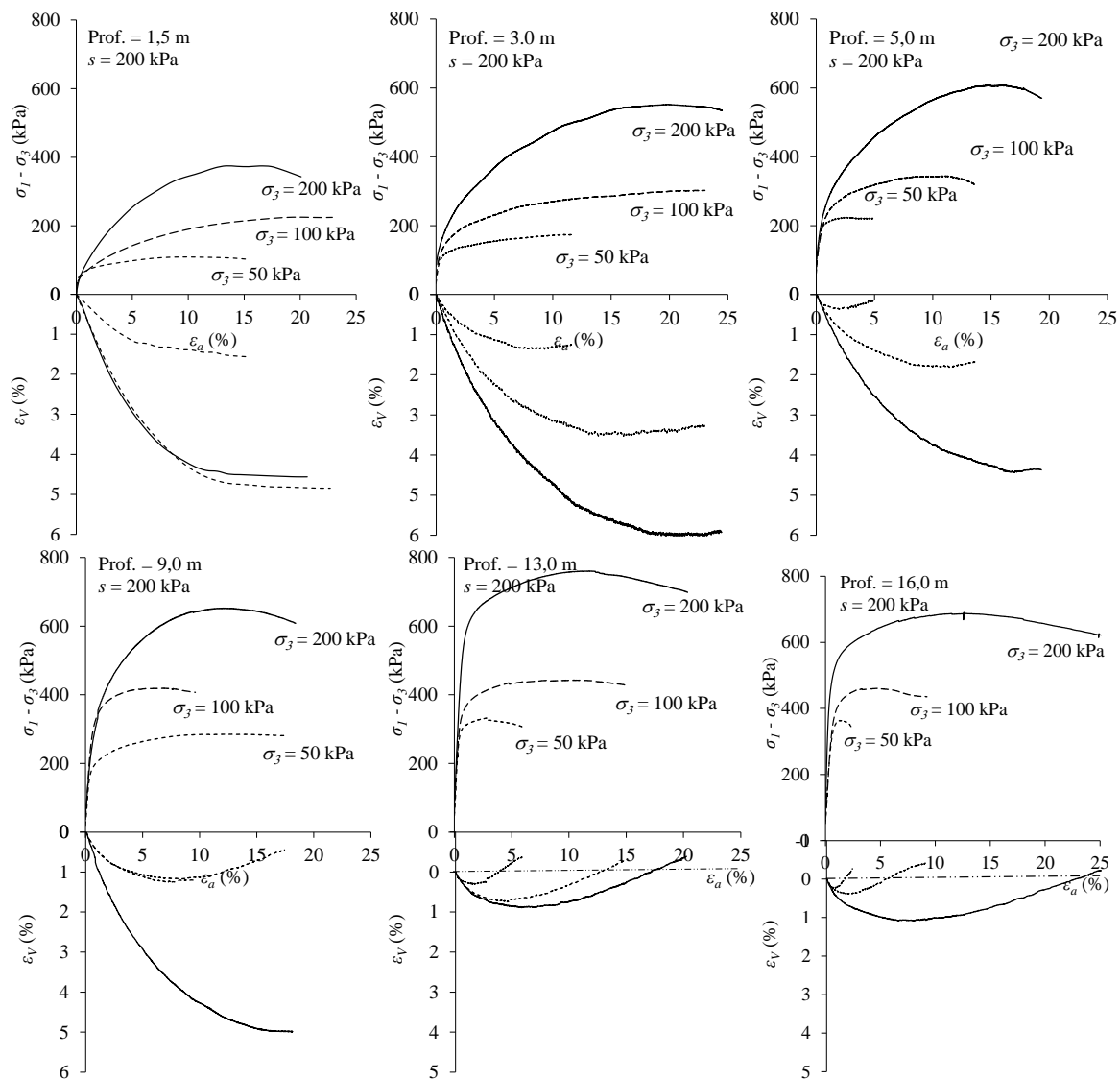


Figura 5-5: Curvas tensão-deformação sob sucção de 200kPa.

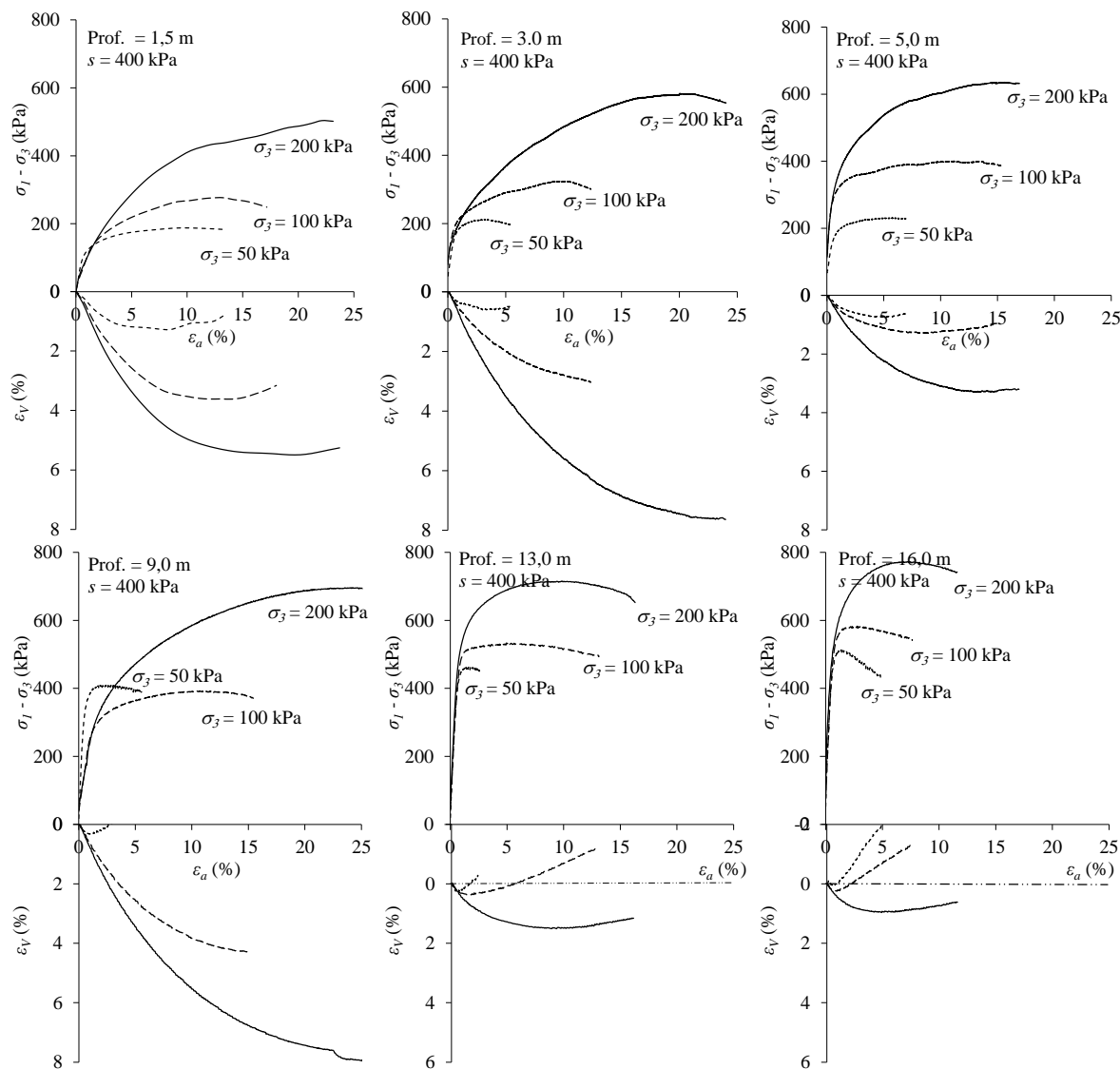


Figura 5-6: Curvas tensão-deformação sob sucção de 400kPa.

Por meio da observação das curvas tensão-deformação é possível notar que para todas as condições de tensão impostas o comportamento retrativo está presente até o momento da ruptura em todas as profundidades estudadas. Tem-se observado que, para certas condições, a variação volumétrica referente à profundidade de 3,0m atingiu valores ligeiramente superiores às aquelas observadas na profundidade de 1,5m. Como a porosidade das amostras de 1,5m é ligeiramente superior, atribui-se tal característica à história de tensões e maior grau de alteração desse solo. As amostras de 13,0 e 16,0m apresentaram variação volumétrica relativamente inferior às demais profundidades, porém já é de conhecimento que esses materiais apresentaram a menor porosidade do perfil até a profundidade estudada, além de apresentarem tendência à transição de comportamento laterítico para não laterítico.

A Tabela 5-3 mostra os valores das tensões principais maiores, menores e tensões desviatórias máximas ( $q'_{max}$ ) obtidas a partir das curvas de tensão-deformação.

Tabela 5-3: Tensões desvio máximas e tensões principais obtidas nos ensaios triaxiais realizados.

Prof. (m)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$q'_{max}$ (kPa)	$(\sigma_1 - u_a)$ (kPa)	Prof. (m)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$q'_{max}$ (kPa)	$(\sigma_1 - u_a)$ (kPa)
1,5	0	50	67,6	117,6	9,0	0	50	135,7	185,7
		100	162,3	262,3			100	234,0	334,0
		200	331,8	531,8			200	455,7	655,7
	50	50	98,5	148,5		50	50	202,5	252,5
		100	227,3	327,3			100	312,4	412,4
		200	401,5	601,5			200	621,8	821,8
	200	50	111,2	161,2		200	50	291,4	341,4
		100	228,2	328,2			100	401,9	501,9
		200	377,7	577,7			200	649,1	849,1
400	50	125,4	175,4	400	50	408,6	458,6		
	100	185,6	285,6		100	393,2	493,2		
	200	337,0	537,0		200	696	896,0		
3,0	0	50	135,5	185,5	11,0	0	50	145,6	195,6
		100	253,8	353,8			100	240,2	340,2
		200	490,0	690,0			200	457,5	657,5
	50	50	135,3	185,3		50	50	236,5	286,5
		100	285,5	385,5			100	344,8	444,8
		200	508,5	708,5			200	586	786,0
	200	50	173,3	223,3		200	50	133,3	183,3
		100	301,4	401,4			100	230,8	330,8
		200	551,6	751,6			200	456,5	656,5
400	50	212,5	262,5	400	50	197,9	247,9		
	100	321,7	421,7		100	352	452,0		
	200	580,2	780,2		200	603	803,0		
5,0	0	50	140,8	190,8	13,0	0	50	133,3	183,3
		100	264,7	364,7			100	230,8	330,8
		200	489,9	689,9			200	456,5	656,5
	50	50	173,5	223,5		50	50	197,9	247,9
		100	281,8	381,8			100	352	452,0
		200	534,7	734,7			200	603	803,0
	200	50	225,1	275,1		200	50	329,6	379,6
		100	344,5	444,5			100	441,9	541,9
		200	608,0	808,0			200	766,3	966,3
400	50	230,4	280,4	400	50	461,1	511,1		
	100	401,1	501,1		100	535,1	635,1		
	200	633,7	833,7		200	716,2	916,2		
7,0	0	50	136,4	186,4	16,0	0	50	128,7	178,7
		100	249,3	349,3			100	236,1	336,1
		200	462,4	662,4			200	452,7	652,7
	50	50	203,7	253,7		50	50	239,3	289,3
		100	285,8	385,8			100	336,9	436,9
		200	514,0	714,0			200	600,2	800,2
	400	50	136,4	186,4		400	50	363,4	413,4
		100	249,3	349,3			100	461,1	561,1
		200	462,4	662,4			200	686,5	886,5
50	50	203,7	253,7	50	50	512,6	562,6		
	100	285,8	385,8		100	582,4	682,4		
	200	514,0	714,0		200	771	971,0		

A Figura 5-7 apresenta as envoltórias de resistência de Mohr Coulomb obtidas para os solos ao longo do perfil estudado. As envoltórias são mostradas em um plano em função da sucção matricial. Isso possibilita fazer uma comparação rápida entre as diferentes condições.

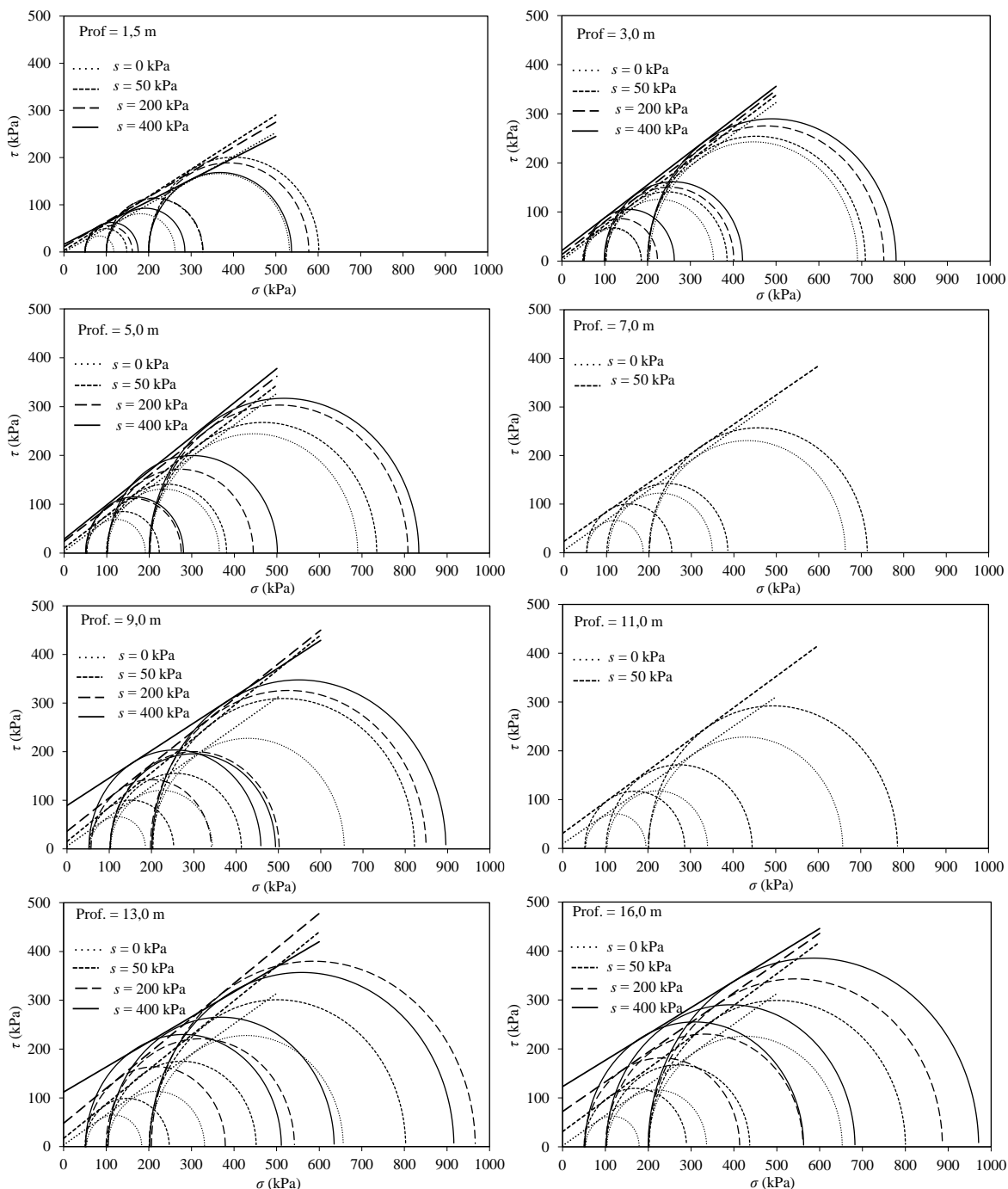


Figura 5-7: Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos nas profundidades estudadas.

A Tabela 5-4 reúne os parâmetros de ajuste das envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 5-7) para as diferentes condições de sucção e confinamento.

Tabela 5-4: Parâmetros de ajuste do modelo Mohr Coulomb ao longo do perfil.

<b>Prof. (m)</b>	<b><math>(u_a - u_w)</math> (kPa)</b>	<b><math>c</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
	0	0,0	26,8
1,5	50	3,0	29,9
	200	11,0	27,8
	400	16,0	24,6
	0	1,2	32,6
3,0	50	6,5	33,5
	200	13,4	33,8
	400	20,5	33,8
	0	5,3	32,4
5,0	50	10,3	33,7
	200	24,2	34,0
	400	28,7	34,9
	0	5,0	31,8
7,0	50	23,5	31,1
	0	5,2	31,6
9,0	50	15,0	35,3
	200	36,0	34,6
	400	89,0	29,5
	0	9,5	31,0
11,0	50	31,0	37,6
	0	3,4	31,9
13,0	50	17,0	35,2
	200	48,0	35,6
	400	112,0	27,2
	0	2,0	31,9
16,0	50	31,0	32,8
	200	72,0	31,2
	400	123,0	28,3

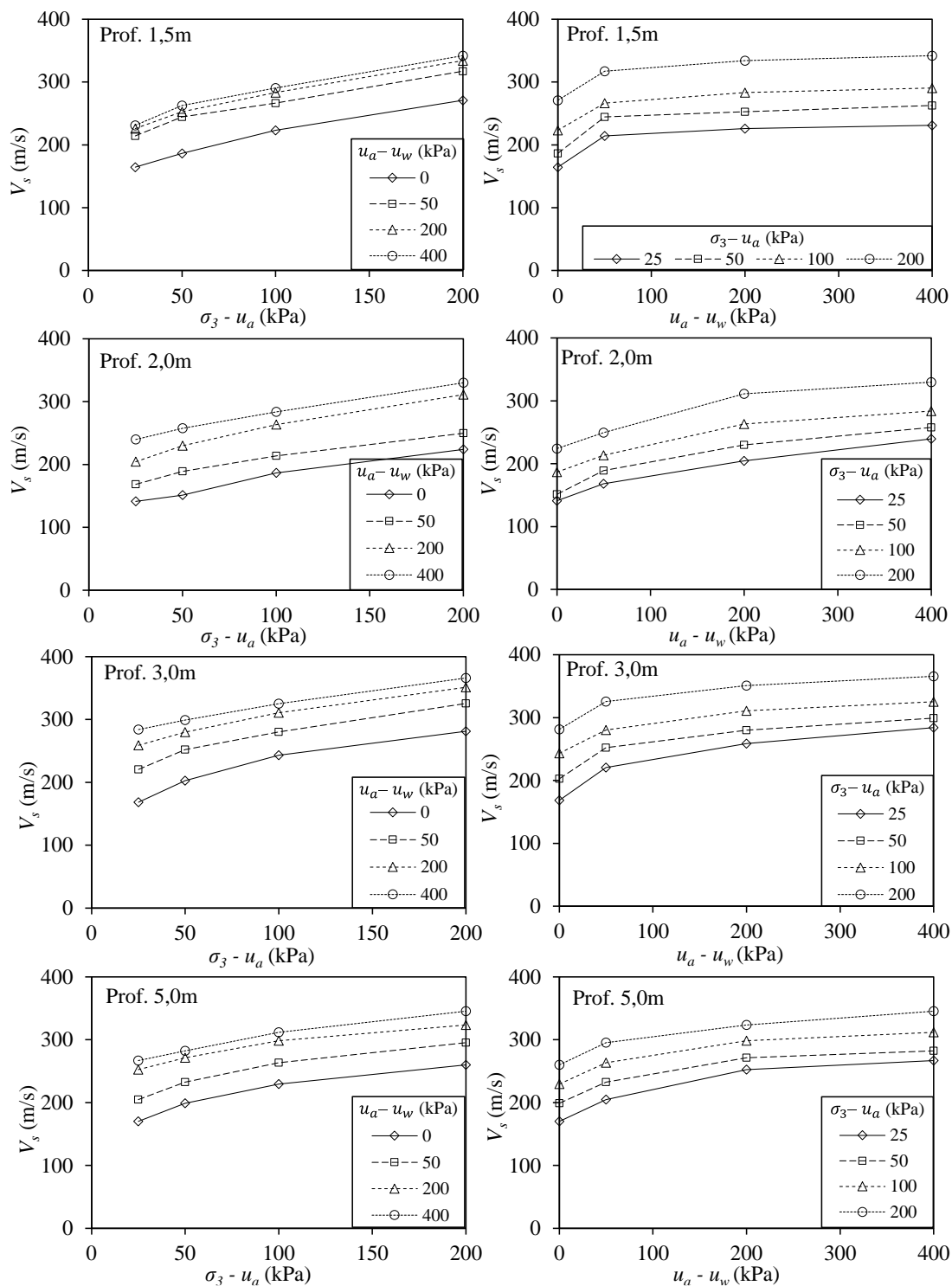
A partir da análise das envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 5-7) e dos dados mostrados na Tabela 5-4 observa-se que os acréscimos de coesão mais expressivos ocorreram nas profundidades de 9,0, 13,0 e 16,0m durante a transição de sucção de 200 para 400kPa, sendo estes acréscimos 147, 123 e 70%, respectivamente. Para essas mesmas profundidades e transições também ocorreram reduções significativas no ângulo de atrito dos solos, sendo estas reduções 13, 23 e 9%, respectivamente. Esses resultados também são coerentes com aqueles obtidos por Fagundes (2014) e Fernandes (2016).

## 5.4 Ensaios triaxiais com instrumentação interna

### 5.4.1.1 Módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ )

Para determinação do tempo de propagação de ondas cisalhantes ( $t_s$ ) efetuou-se primeiramente o estudo de atenuação de ondas no domínio da frequência. Os dados referentes à altura e massa específica dos materiais foram calculados no final de cada etapa de confinamento. Todo o processo foi feito em conjunto com o sistema de aquisição de dados coletando as informações de deformação necessárias para posterior correção dos índices

físicos do corpo de prova. Os resultados obtidos são mostrados em função do confinamento e sucção. Na Figura 5-8 são apresentadas as velocidades de propagação das ondas cisalhantes ( $V_s$ ) e na Figura 5-9 os módulos de cisalhamento máximo ( $G_\theta$ ) obtido conforme a Equação (4-3).



Continua (...)

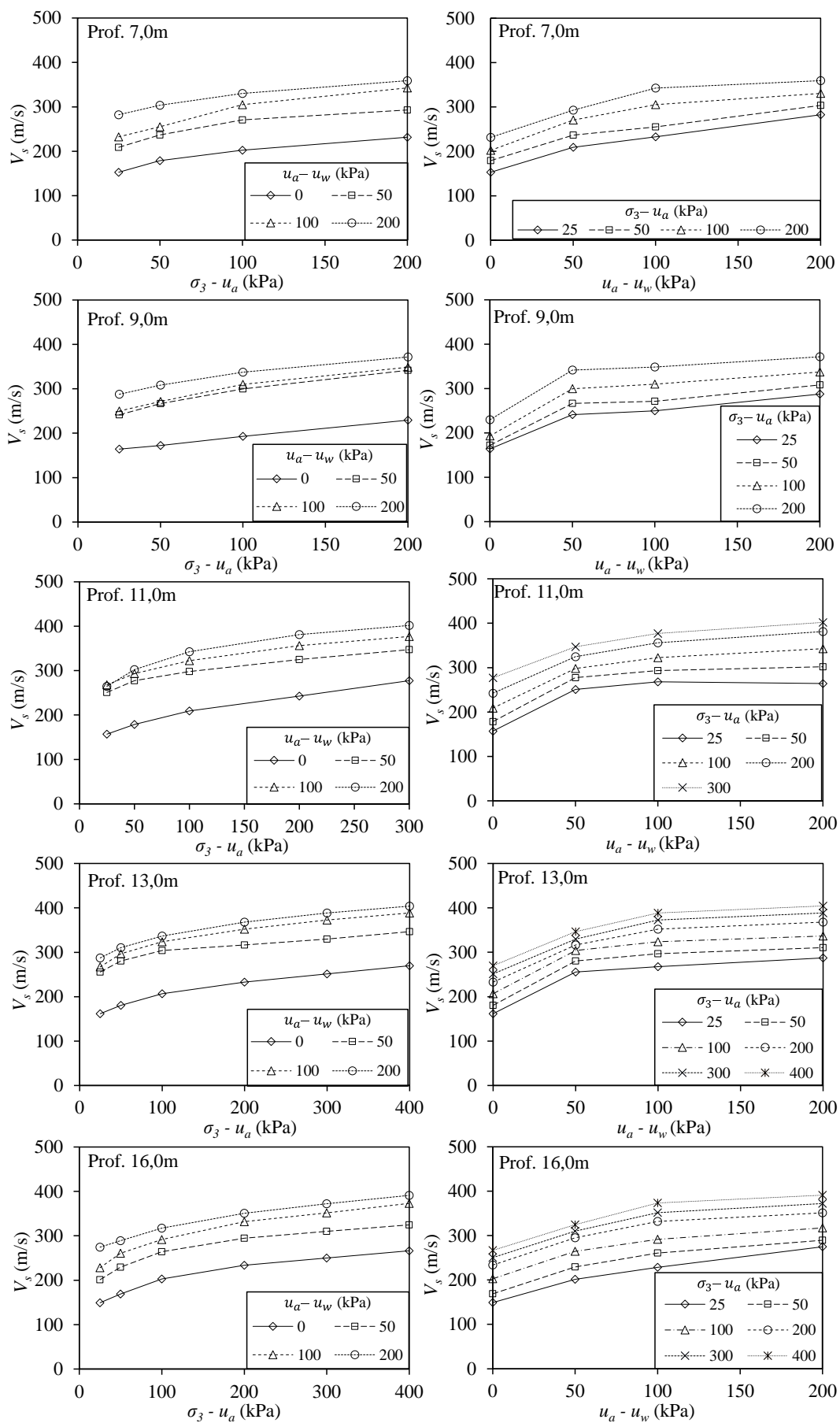
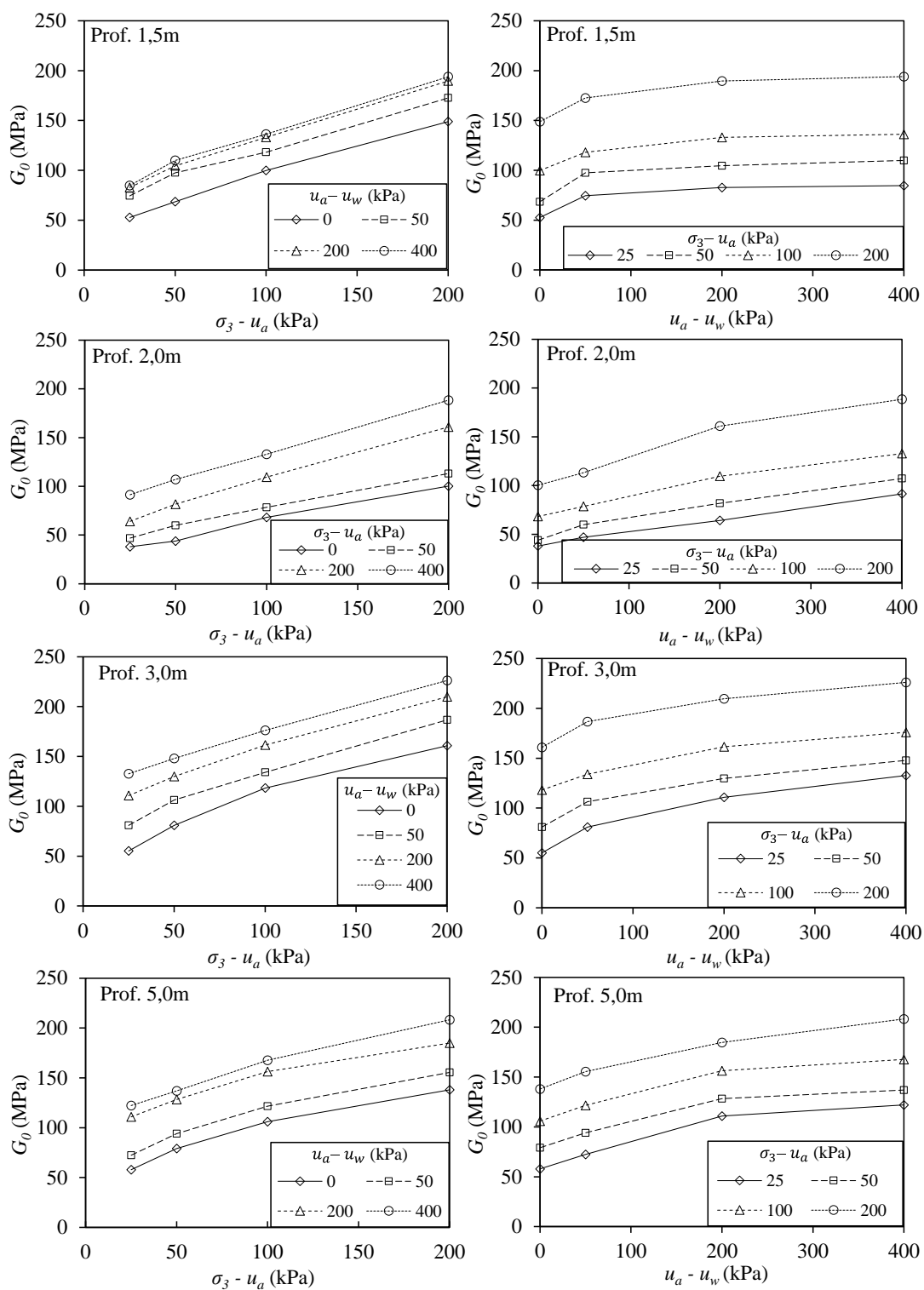


Figura 5-8: Velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) em função do confinamento e sucção.

Os dados da Tabela 5-5 mostram os valores de  $\rho$ ,  $V_s$  e  $G_0$  em função da sucção matricial e do confinamento líquido.



Continua (...)



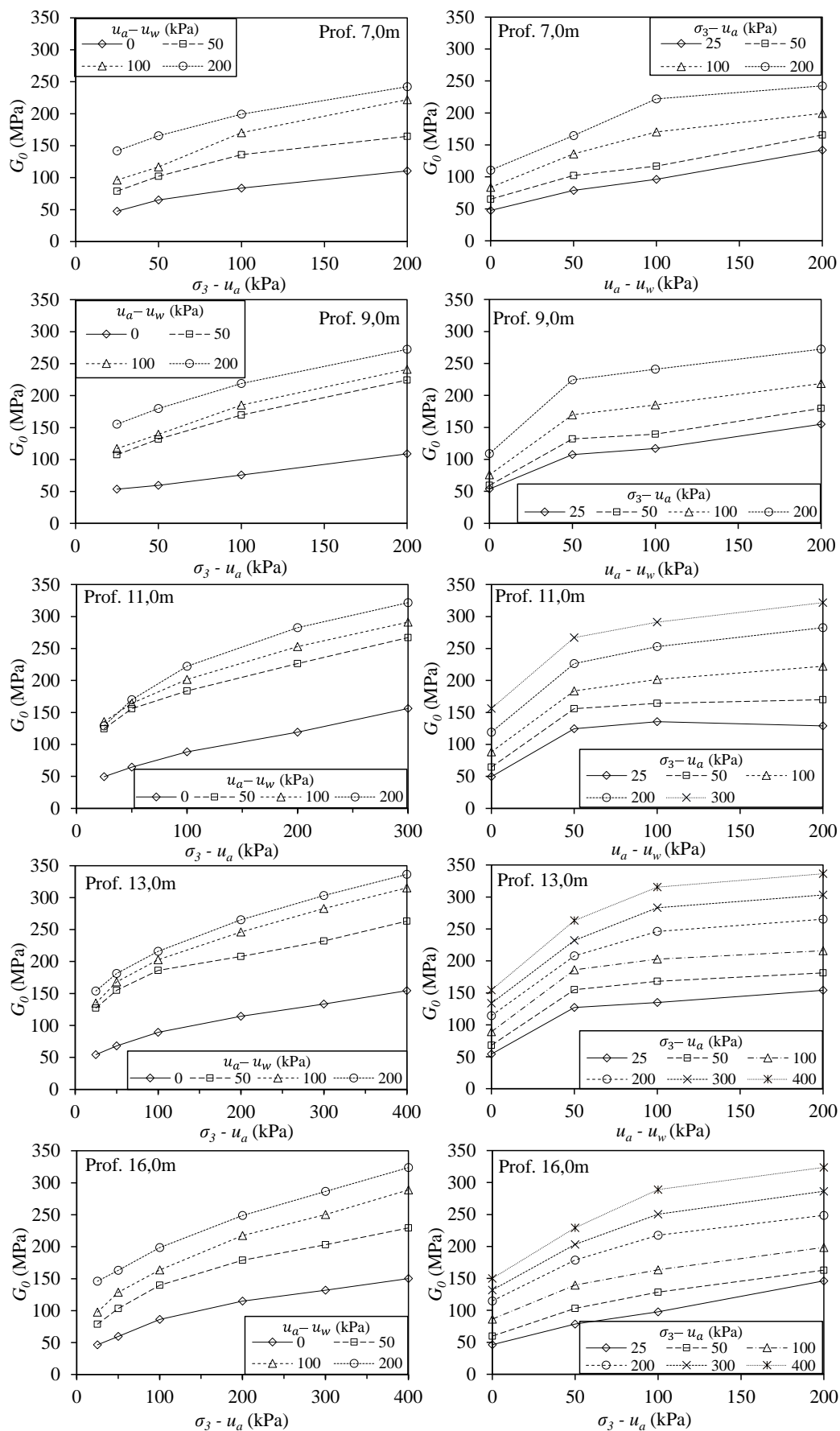


Figura 5-9: Módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) em função do confinamento e sucção.

Tabela 5-5: Resultados obtidos durante a etapa de confinamento dos ensaios triaxiais com BE.

Prof. (m)	$u_a - u_w$ (kPa)	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (MPa)	Prof. (m)	$u_a - u_w$ (kPa)	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (MPa)
1,5	0	25	1,95	165	53	9	0	25	1,99	164	54
		50	1,97	186	68			50	2,00	172	59
		100	2,00	223	100			100	2,03	193	76
		200	2,03	271	149			200	2,07	230	109
	50	25	1,62	214	74	9	50	25	1,84	253	118
		50	1,63	245	98			50	1,86	286	152
		100	1,66	266	118			100	1,89	319	192
		200	1,72	317	173			200	1,92	352	238
	200	25	1,63	226	83	9	100	25	1,87	250	117
		50	1,64	253	105			50	1,90	271	140
		100	1,66	283	133			100	1,93	310	186
		200	1,70	334	190			200	1,98	349	242
400	25	1,58	231	85	9	200	25	1,88	288	155	
	50	1,59	263	110			50	1,89	308	180	
	100	1,62	290	136			100	1,92	338	219	
	200	1,66	342	194			200	1,97	372	273	
2	0	25	1,91	164	51	11	0	25	2,01	157	50
		50	1,92	175	59			50	2,01	179	64
		100	1,96	215	91			100	2,02	209	88
		200	2,00	261	136			200	2,02	243	119
	50	25	1,66	168	47	11	50	25	2,03	277	156
		50	1,68	189	60			50	1,98	251	125
		100	1,72	213	78			100	2,02	277	156
		200	1,82	250	113			200	2,07	298	184
	200	25	1,53	204	64	11	100	25	2,14	339	246
		50	1,55	230	82			50	2,22	370	304
		100	1,58	263	109			100	1,89	268	135
		200	1,66	311	161			200	1,91	293	164
400	25	1,59	240	91	11	200	25	1,94	322	202	
	50	1,61	258	107			50	2,00	356	253	
	100	1,65	284	133			100	2,05	377	291	
	200	1,73	330	188			200	2,05	377	291	
3	0	25	1,94	168	55	13	200	25	1,85	264	129
		50	1,97	203	81			50	1,86	302	170
		100	2,00	243	118			100	1,89	343	222
		200	2,03	281	161			200	1,94	381	283
	50	25	1,66	221	81	13	0	25	1,99	402	322
		50	1,67	252	106			25	2,08	161	54
		100	1,71	280	134			50	2,09	181	68
		200	1,76	325	187			100	2,09	207	89
	200	25	1,65	259	111	13	50	25	2,10	233	114
		50	1,66	280	130			50	2,11	251	134
		100	1,67	311	161			100	2,12	270	154
		200	1,70	351	210			200	2,12	270	154
400	25	1,64	284	133	13	200	25	1,95	256	127	
	50	1,65	299	148			50	1,97	280	155	
	100	1,67	325	176			100	2,01	315	200	
	200	1,69	366	226			200	2,08	393	321	
5	0	25	2,00	170	58	13	0	25	2,13	418	373
		50	2,00	199	79			50	2,19	438	421
		100	2,01	230	106			100	2,19	438	421
		200	2,04	260	138			200	2,19	438	421
	50	25	1,73	205	72	13	50	25	1,89	267	135
		50	1,74	233	94			50	1,91	297	168
		100	1,75	263	122			100	1,93	324	203
		200	1,78	295	155			200	1,98	352	246
	200	25	1,74	252	111	13	200	25	2,04	373	283
		50	1,75	271	128			50	2,09	389	315
		100	1,76	298	156			100	1,86	287	154
		200	1,77	323	185			200	1,88	311	181
400	25	1,71	267	122	13	0	25	1,91	337	216	
	50	1,72	282	137			50	1,96	368	265	
	100	1,73	312	168			100	2,01	389	303	
	200	1,74	345	208			200	2,06	404	336	
7	0	25	2,03	153	47	16	0	25	2,09	149	46
		50	2,03	179	65			50	2,09	169	60
		100	2,04	202	84			100	2,10	203	86
		200	2,06	232	111			200	2,10	234	115
	50	25	1,80	262	124	16	50	25	2,11	250	132
		50	1,82	337	207			50	2,11	267	150
		100	1,86	368	252			100	1,94	244	116
		200	1,92	407	318			200	1,96	276	149
	100	25	1,78	233	96	16	100	25	2,00	301	181
		50	1,80	255	117			50	2,06	336	233
		100	1,83	305	170			100	2,12	363	279
		200	1,89	343	222			200	2,18	376	307
200	25	1,78	282	142	16	200	25	1,88	228	98	
	50	1,80	304	166			50	1,89	261	129	
	100	1,83	330	199			100	1,92	292	163	
	200	1,88	359	242			200	1,97	332	217	
	200	25	1,83	330	199		200	25	2,03	352	250
		200	1,88	359	242			50	2,07	373	289
	200	25	1,83	330	199		200	25	1,94	275	146
		200	1,88	359	242			50	1,95	289	163

### 5.4.1.2 Degradação do módulo

A partir das medidas de tensão e deformação obtidas no início da etapa de cisalhamento dos corpos de prova, obtiveram-se os módulos de elasticidade ( $E$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Os gráficos da Figura 5-10 apresentam os valores do módulo de  $E$  obtidos para as diferentes condições de sucção matricial e confinamento líquido impostas.

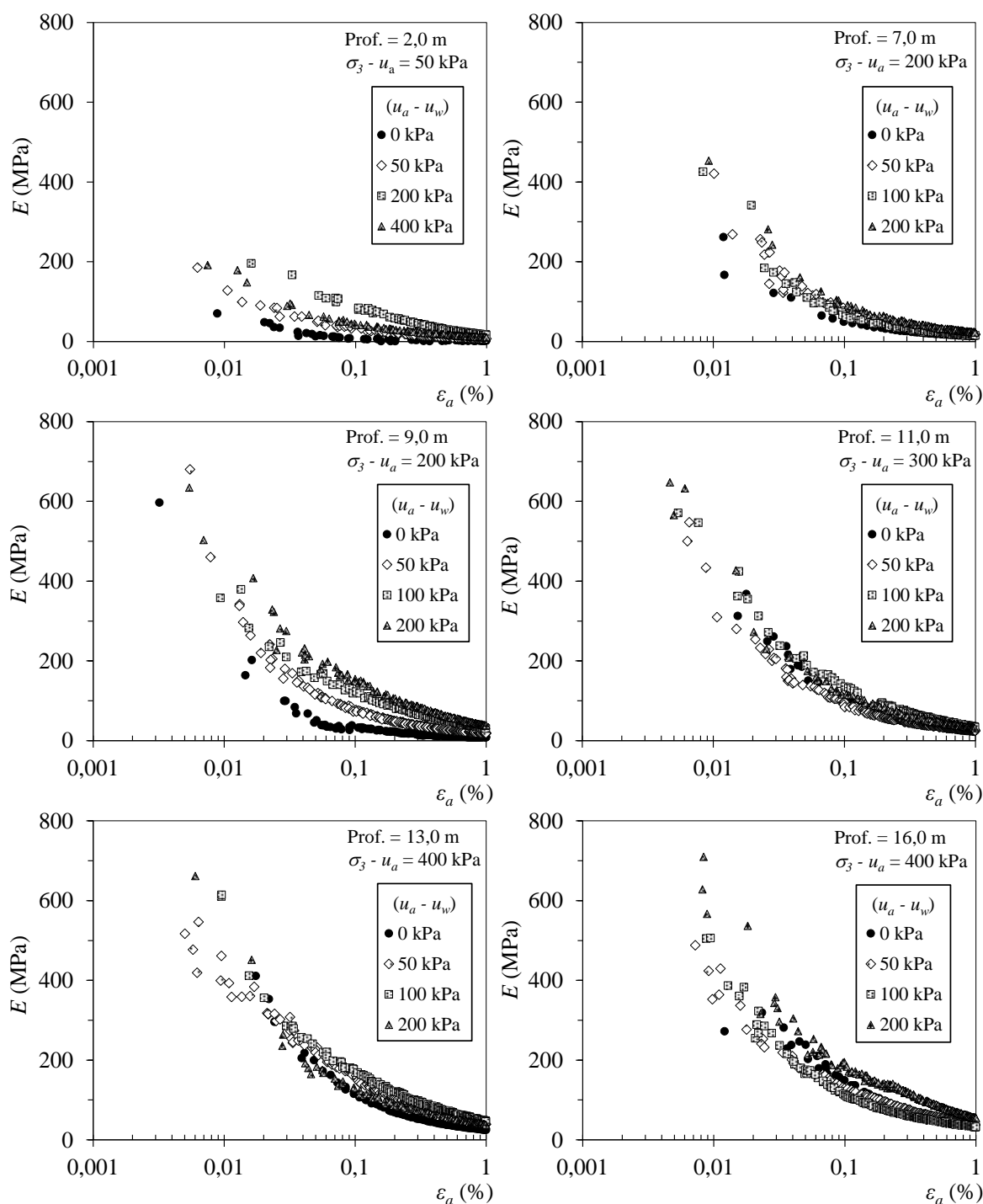


Figura 5-10: Degradação do módulo de elasticidade.

Os gráficos da Figura 5-11 apresentam os valores de  $\nu$  obtidos para as mesmas condições de sucção matricial e confinamento líquido. A grande instabilidade nos valores de  $\nu$  ocorre em função da instabilidade nas medidas iniciais de deformação específica obtidas nesse ensaio. Contudo, observa-se que existe um fluxo definido de dados que pode ser utilizado como base para a escolha de parâmetros de referência.

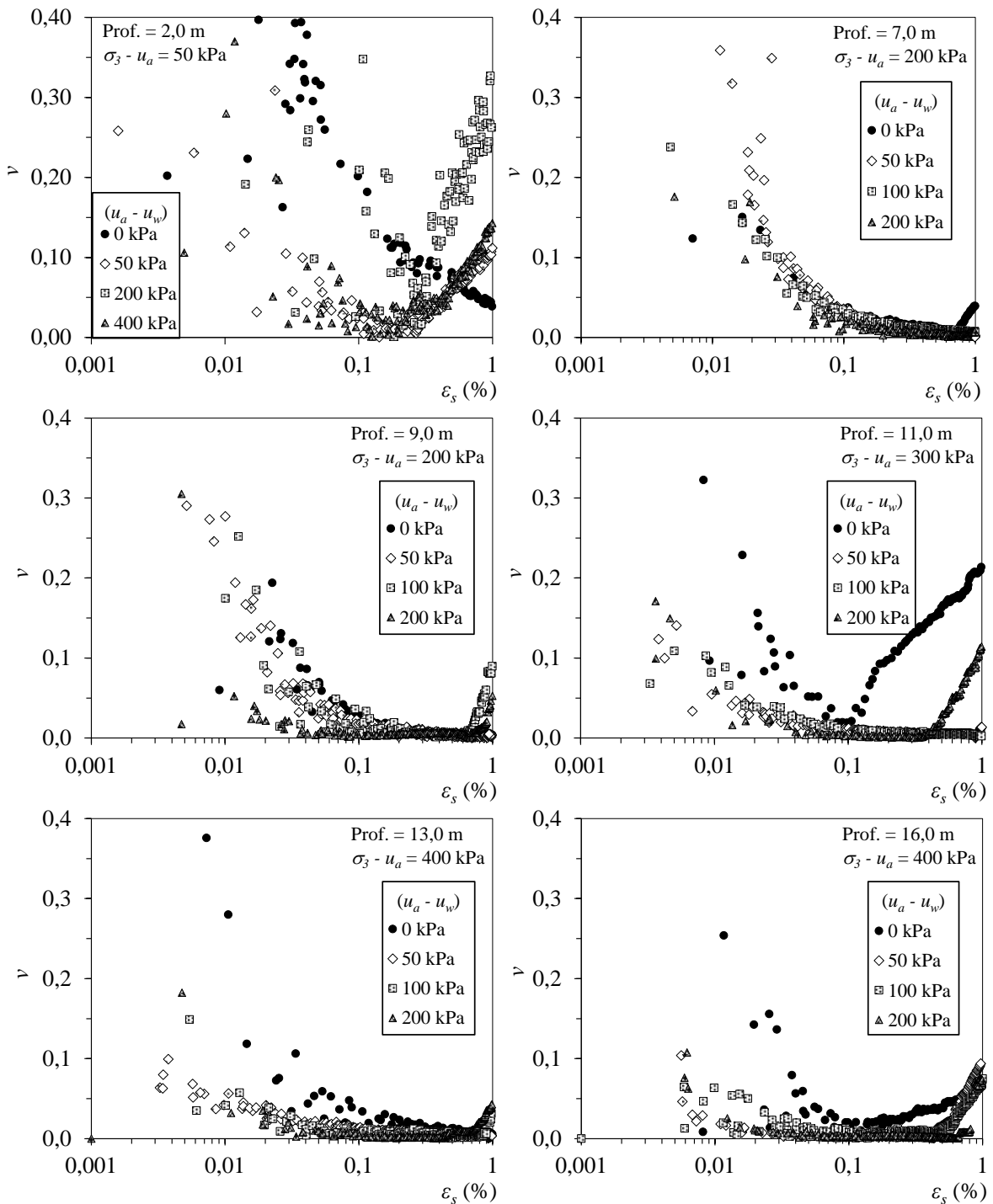


Figura 5-11: Coeficiente de Poisson dos solos estudados.

A Figura 5-12 mostra os gráficos do módulo de cisalhamento ( $G_0$ ) obtidos a partir de  $E$  e  $\nu$ . Esses gráficos são chamados de curvas de degradação do módulo de cisalhamento.

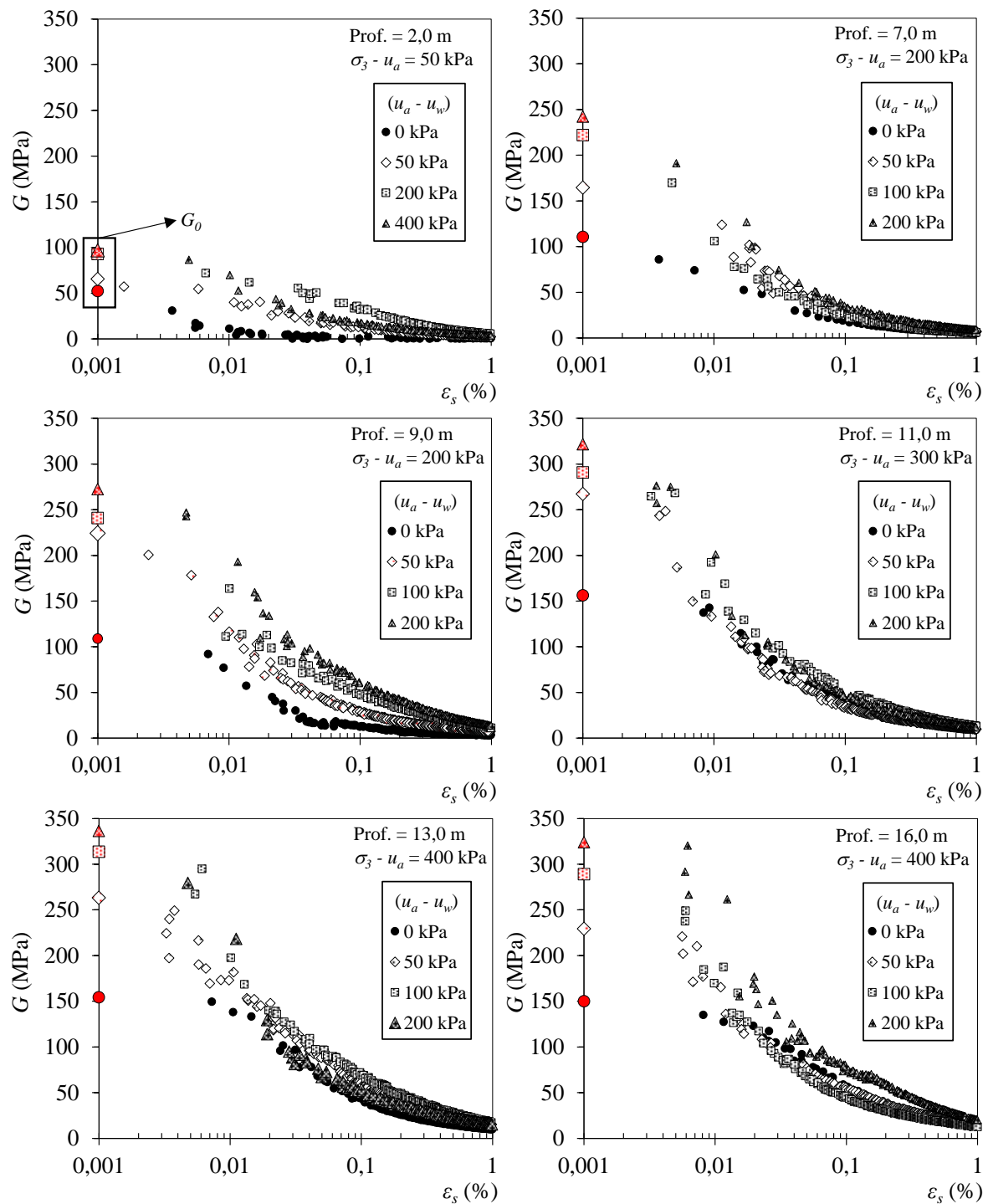


Figura 5-12: Degradação do módulo de cisalhamento.

Atribuiu-se a deformação de 0,001% ou  $10^{-3}\%$  para os módulos de cisalhamento máximos ( $G_0$ ) obtidos por meio dos  $BE$ . Os pontos referentes à essa deformação foram destacados no gráfico da Figura 5-12. Observa-se que os valores de  $G_0$  estão localizados

logo acima dos valores do módulo de cisalhamento obtidos para a condição de deformação cisalhante específica superior à  $10^{-3}\%$  em todas as profundidades, ou seja, de fato esse parâmetro representa uma condição de rigidez máxima.

A partir desses gráficos observa-se que os parâmetros de deformabilidade do solo coletado a 2,0m são os mais baixos dentre todas as profundidades estudadas. Destaca-se que o planejamento experimental para realização destes ensaios foi feito com o objetivo de abranger uma ampla variedade de condições de sucção matricial e confinamento líquido, focando nas análises dos resultados obtidos em laboratório em conjunto com os resultados de campo obtidos por Rocha (2018).

## 6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 6.1 Parâmetros de Resistência

A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros de resistência ( $c$ ,  $\phi$ ) determinados a partir das envoltórias de resistência. O ajuste do intercepto de coesão total foi feito de forma linear conforme Equação (6.1) (FREDLUND e RAHARDJO, 1993), e pelo modelo hiperbólico da Equação (6.2) (VILAR, 2007). As constantes de ajuste  $a_1$ ,  $b_1$ ,  $\phi^b$ ,  $a$  e  $b$  assim como os coeficientes de determinação  $R^2$  são mostradas na Tabela 6.1.

$$\begin{cases} c = a_1 + b_1 \cdot (u_a - u_w) \\ \phi^b = tg^{-1}(b_1) \end{cases} \quad (6.1)$$

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b \cdot (u_a - u_w)} \quad (6.2)$$

Tabela 6.1: Parâmetros de resistência ao longo do perfil.

Prof. (m)	$u_a - u_w$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	Linear (Figura 6.1)				Hiperbólico (Figura 6.2)			
				$a_1 = c'$	$b_1$	$\phi^b$ (°)	$R^2$	$a$	$b$	$c'$	$R^2$
1,5	0	0,0	26,8								
	50	3,0	29,9								
	200	11,0	27,8	0,0	0,0432	2,5	0,98	12,5	0,0320	0,0	1,00
	400	16,0	24,6								
3,0	0	1,2	32,6								
	50	6,5	33,5								
	200	13,4	33,8	1,2	0,0515	2,9	0,97	9,5	0,0285	1,2	0,99
	400	20,5	33,8								
5,0	0	5,3	32,4								
	50	10,3	33,7								
	200	24,2	34,0	5,3	0,0661	3,8	0,91	5,6	0,0290	5,3	0,98
	400	28,7	34,9								
7,0	0	5,0	31,8								
	50	23,5	31,1	5,0	0,1358	7,7	0,94	3,3	0,0126	5,0	0,89
9,0	0	5,2	31,6								
	50	15,0	35,3								
	200	36,0	34,6	5,2	0,1984	11,2	0,98	5,6	-0,0014	5,2	0,98
	400	89,0	29,5								
11,0	0	9,5	31,0								
	50	31,0	37,6	9,5	0,2172	12,3	0,95	3,2	0,0051	9,5	0,90
13,0	0	3,4	31,9								
	50	17,0	35,2								
	200	48,0	35,6	3,4	0,2619	14,7	0,99	4,0	-0,0002	3,4	0,99
	400	112,0	27,2								
16,0	0	2,0	31,9								
	50	31,0	32,8								
	200	72,0	31,2	2,0	0,3153	17,5	0,98	1,7	0,0044	2,0	0,99
	400	123,0	28,3								

Os dados da Tabela 6.1 mostram que o coeficiente  $R^2$  encontra-se entre 0,9 e 1,0 para ambos os modelos utilizados, contudo, observa-se que a forma hiperbólica foi que melhor

se aproximou dos dados experimentais. A representação gráfica dos ajustes linear (Figura 6.1) e hiperbólico (Figura 6.2) são mostradas logo abaixo:

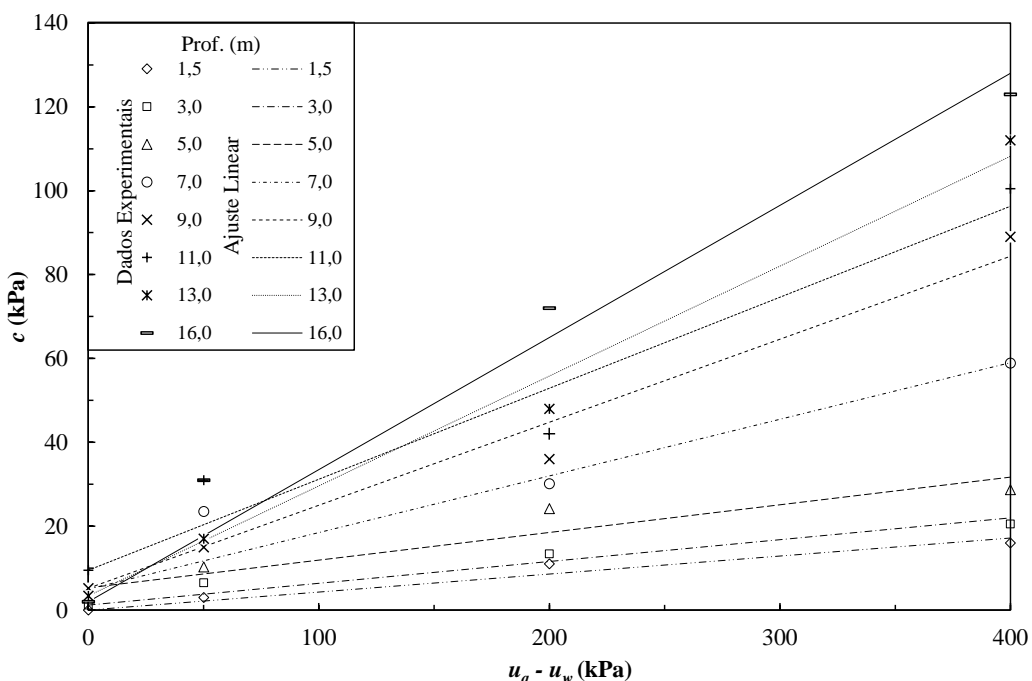


Figura 6.1: Pontos experimentais e ajustes lineares do intercepto de coesão total.

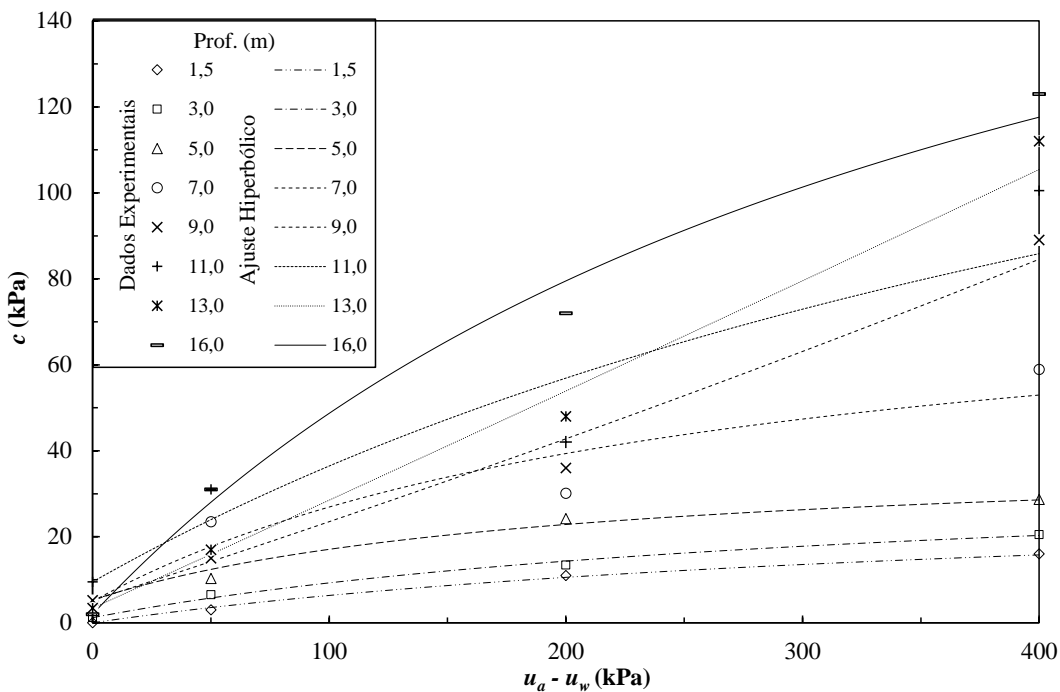


Figura 6.2: Pontos experimentais e ajustes hiperbólicos do intercepto de coesão total.

Os dados apresentados na Tabela 6.1 são ilustrados na Figura 6.3. Esses gráficos mostram os parâmetros de resistência e constantes de ajuste ao longo do perfil.



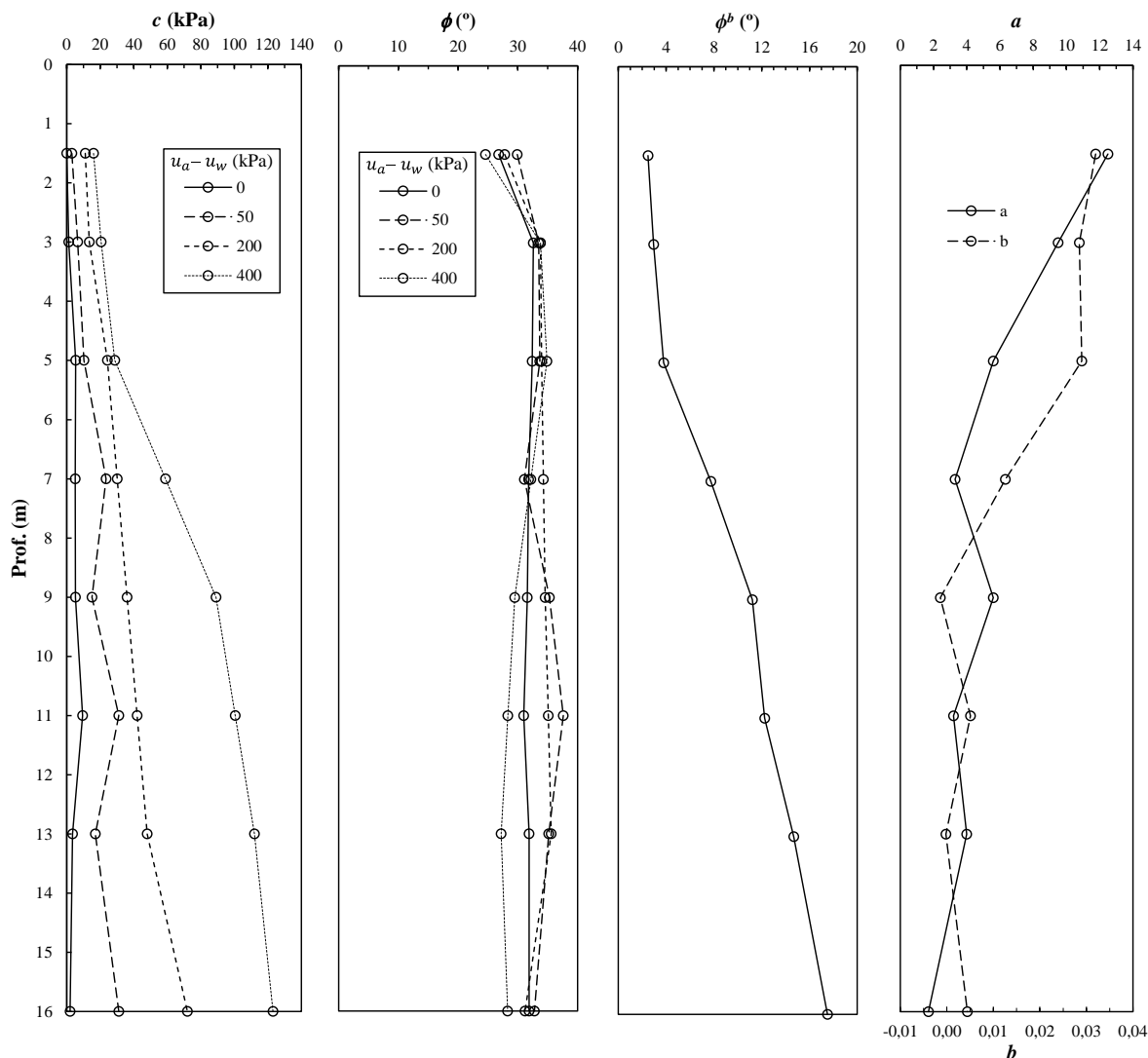


Figura 6.3: Parâmetros de resistência  $c$ ,  $\phi$  e  $\phi^b$  e constantes de ajuste  $a$  e  $b$  ao longo do perfil estudado.

A partir dos resultados ilustrados na Figura 6.3, nota-se os solos sob condição de sucção de 400kPa, localizados abaixo de 5,0m, tiveram um expressivo aumento na coesão ( $c$ ) em relação às demais condições de sucção abaixo dessa profundidade. Além disso observa-se também que o ângulo de atrito referente à sucção ( $\phi^b$ ), assim como as constantes de ajuste do modelo hiperbólico ( $a$ ,  $b$ ), apresentaram uma mudança de curvatura para os solos localizados abaixo da profundidade de 5,0m. Essas constatações chamam a atenção ao mesmo tempo que abaixo dessa profundidade não se tem um registro das sucções de campo ao longo do tempo. Contudo verifica-se que nesse perfil o aumento da resistência se dá pelo aumento da parcela coesiva para uma dada variação na sucção, ou seja, pelo aumento de  $\phi^b$ . Também pode ser constatado por meio da observação das curvas de tensão-deformação mostradas no item **Erro! Fonte de referência não encontrada.** que, quanto mais profundo e drenado é o material, mais frágil é o seu comportamento mecânico.

## 6.2 Módulo de Cisalhamento Máximo - $G_0$

As relações empíricas que melhor se ajustam aos valores de  $G_0$  dos solos estudados podem ser encontradas em Fernandes (2016) e Georgetti (2014). A Equação (6.3) proposta por esses autores leva em consideração as variáveis do estado de tensões na formulação, presumindo que a variação de  $G_0$  com a tensão normal líquida ocorre de forma linear, enquanto em relação à sucção ocorre de forma hiperbólica. Portanto, no modelo hiperbólico, a contribuição da tensão normal sobre a rigidez é dada pela constante de ajuste linear  $l$  e o ângulo formado pela reta nessa direção pode ser obtido a partir do arco tangente de  $l$ . A contribuição da sucção é dada pelo conjunto das constantes  $m$  e  $n$ .

$$G_0 = G_{0,sat} + l(\sigma - u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{m + n(u_a - u_w)} \quad (6.3)$$

onde:

$l, m, n$  – constantes de ajuste do modelo;

$G_{0,sat}$  – módulo de cisalhamento máximo saturado para confinamento nulo.

Além de Fernandes (2016) e Georgetti (2014), Ferreira (2002) propôs, a partir dos estudos de Hardin e Blandford (1989), a aplicação de um modelo semi-empírico de para ajuste dos valores de  $V_s$  de um solo residual de granito, obtidos a partir de ensaios triaxiais com  $BE$  na condição saturada, e sujeitos a tensões de confinamento e compressão axial diferentes. Logo, a partir dos estudos de Ferreira (2002), Fernandes (2016) implementou na expressão obtida por esse autor as variáveis sucção e de confinamento isotrópico obtendo um modelo de ajuste aprimorado descrito pela Equação (6.4).

$$G_0 = S \cdot F(e) \frac{(\sigma_3 - u_a)^{2n_\sigma}}{p_a^{(2n_\sigma - 1)}} \quad (6.4)$$

A Equação (6.4) contém funções relacionadas à porosidade  $[F(e)]$  e compressibilidade ( $S$ ) dos solos. A determinação dos parâmetros das Equações (6.5), (6.6) pode ser feita a partir do ajuste matemático dos pontos obtidos experimentalmente. O expoente de pressão ( $n_\sigma$ ) tem assumido o valor de 0,14 para a condição de confinamento isotrópico nos solos estudados.

$$S = S_0 + k_s \cdot m'_v \quad (6.5)$$

$$F(e) = \frac{1}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \quad (6.6)$$

onde:

$S$  – função de compressibilidade;

$S_0, k_s$  – parâmetros de ajuste da função de compressibilidade;

$F(e), e$  – função do índice de vazios e índice de vazios;

$p_a$  – pressão atmosférica (para a condição de estudo considerou-se  $p_a = 0,1 \text{ MPa}$ ).

O módulo de variação volumétrico isotrópico ( $m'_v$ ), que está presente na Equação (6.5), é o coeficiente angular da reta formada pelo índice de vazios em função da tensão de confinamento. O valor de  $m'_{v,0}$  corresponde ao coeficiente linear dessa reta. Esses dados foram obtidos durante a etapa de confinamento dos ensaios triaxiais com *BE*. A relação de  $m'_v$  com a sucção é dada pela Equação (6.7).

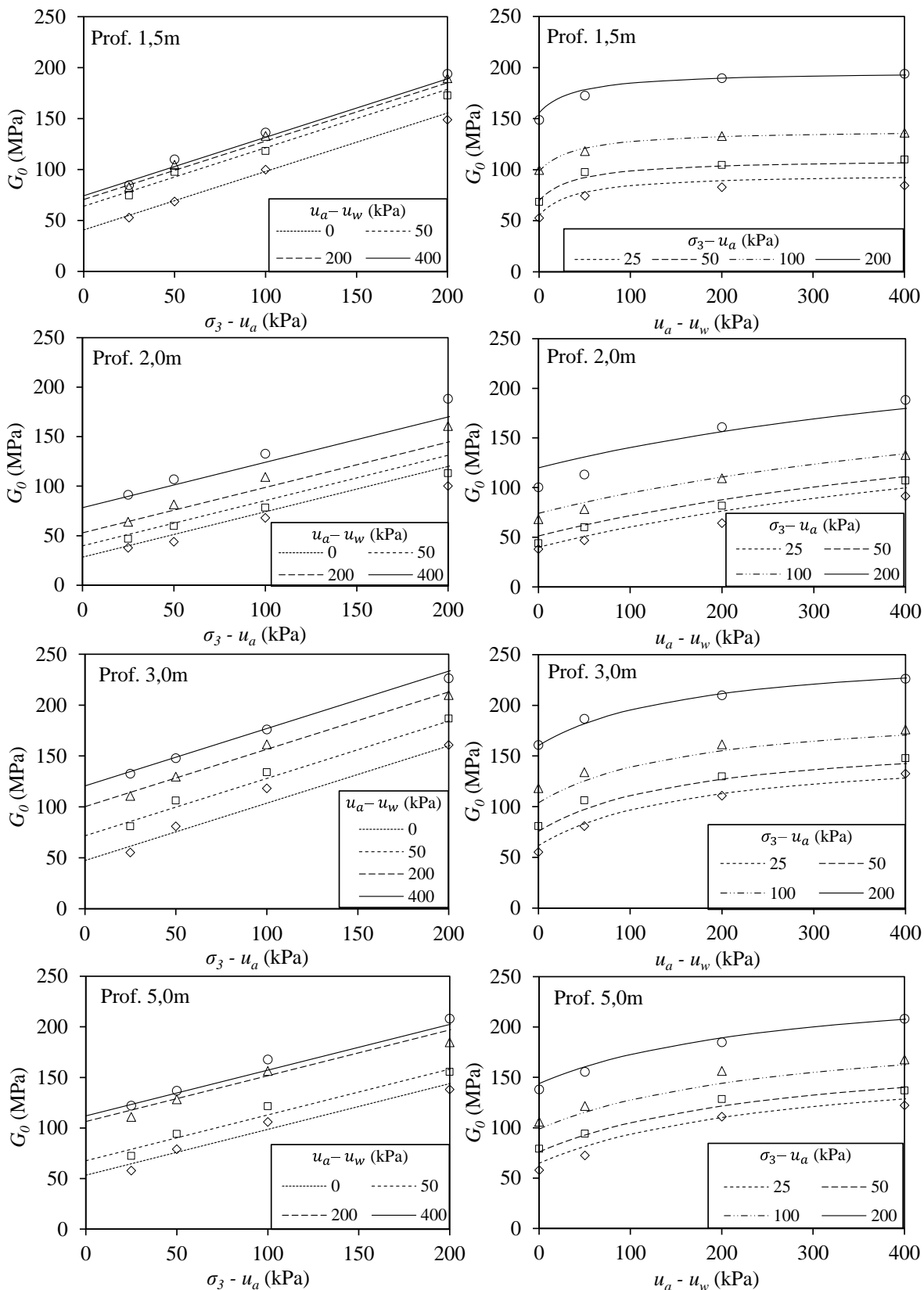
$$m'_v = m'_{v,0} + \frac{(u_a - u_w)}{a_2 + b_2 \cdot (u_a - u_w)} \quad (6.7)$$

onde:

$a_2, b_2$  – constantes de ajuste da função do módulo de variação volumétrico;

$m'_{v,0}$  – módulo de variação volumétrico isotrópico saturado para confinamento nulo.

Os gráficos da Figura 6.4 mostram os pontos experimentais e ajustes de  $G_0$  obtidos por meio do modelo da Equação (6.3). De fato, esse modelo é de simples aplicação, porém, ainda é limitado por ter uma construção empírica. As curvas obtidas forneceram boas aproximações dos resultados, contudo, propor correlações dos parâmetros de ajuste com parâmetros mecânicos dos solos pode ser uma alternativa para agregar significado físico e ampliar a aplicabilidade ao modelo.



Continua (...)

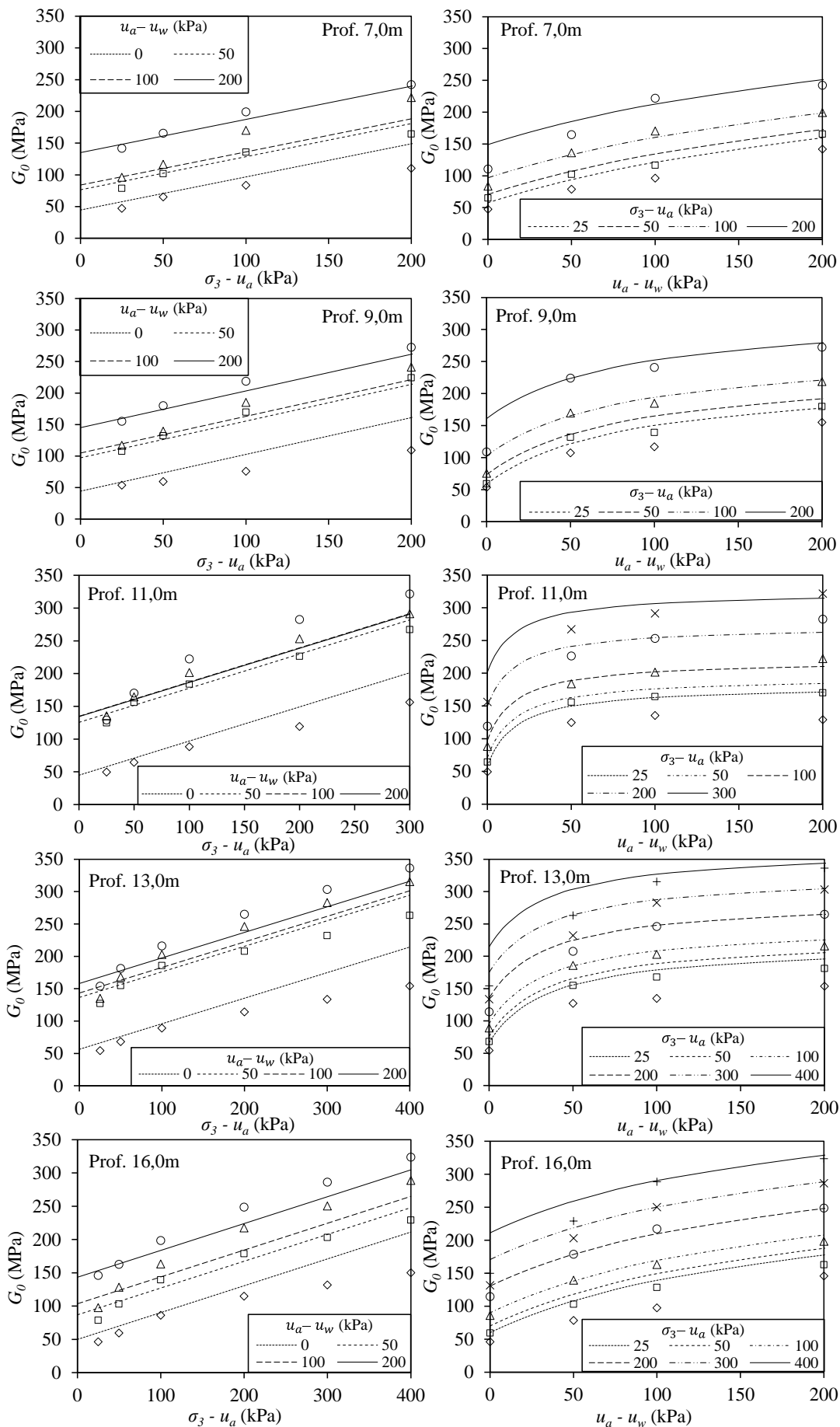
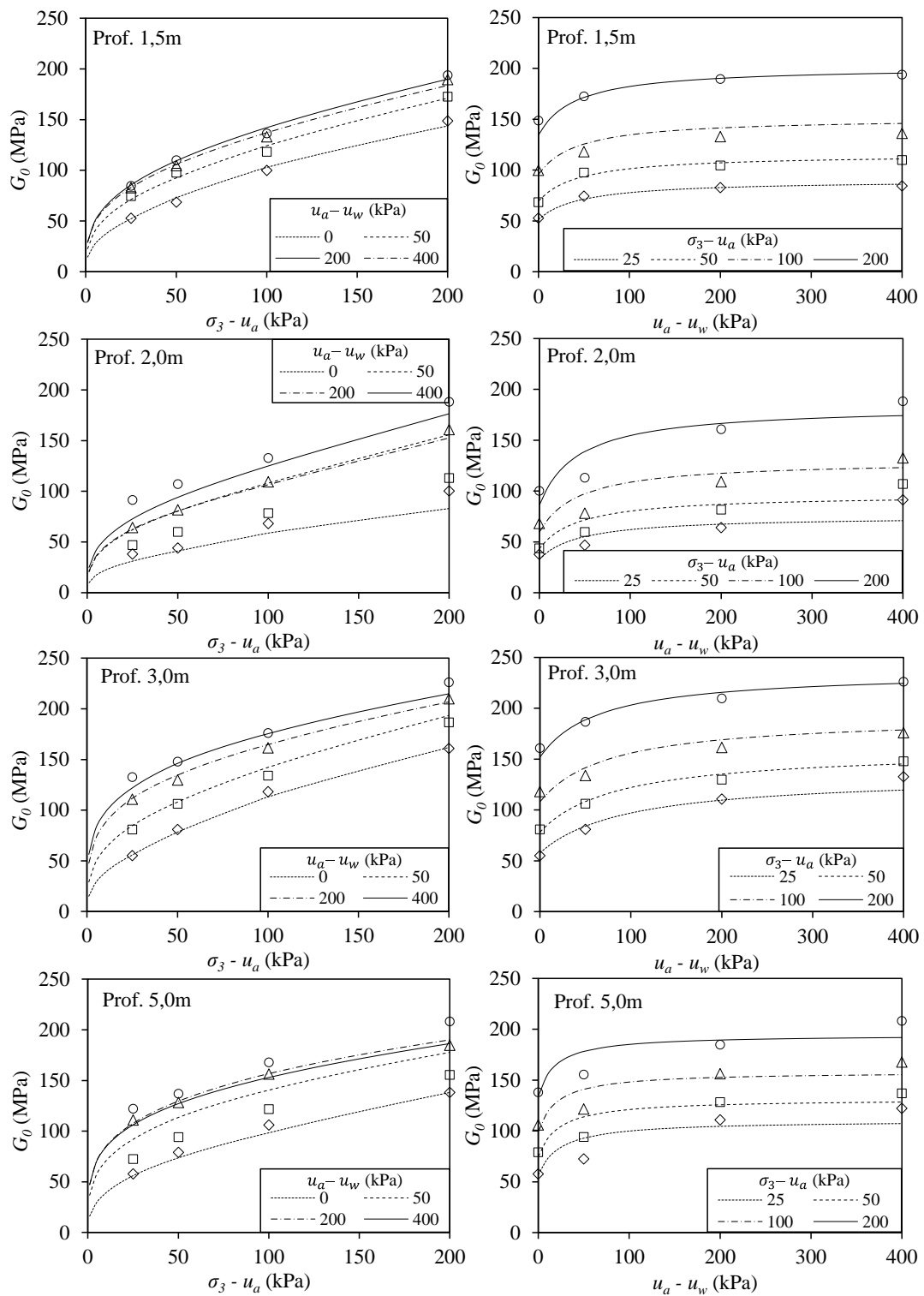


Figura 6.4: Pontos experimentais e ajuste de  $G_0$  pelo modelo hiperbólico.

Além das variáveis do estado de tensão, o modelo semi-empírico da Equação (6.4) incorpora também a porosidade, compressibilidade e pressão atmosférica. Os gráficos da Figura 6.5 mostram os ajustes de  $G_0$  em função das variáveis de estado, enquanto os gráficos da Figura 6.6 mostram  $G_0$  em função do índice de vazios normalizado. A redução da porosidade ocorre em consequência do carregamento.



Continua (...)

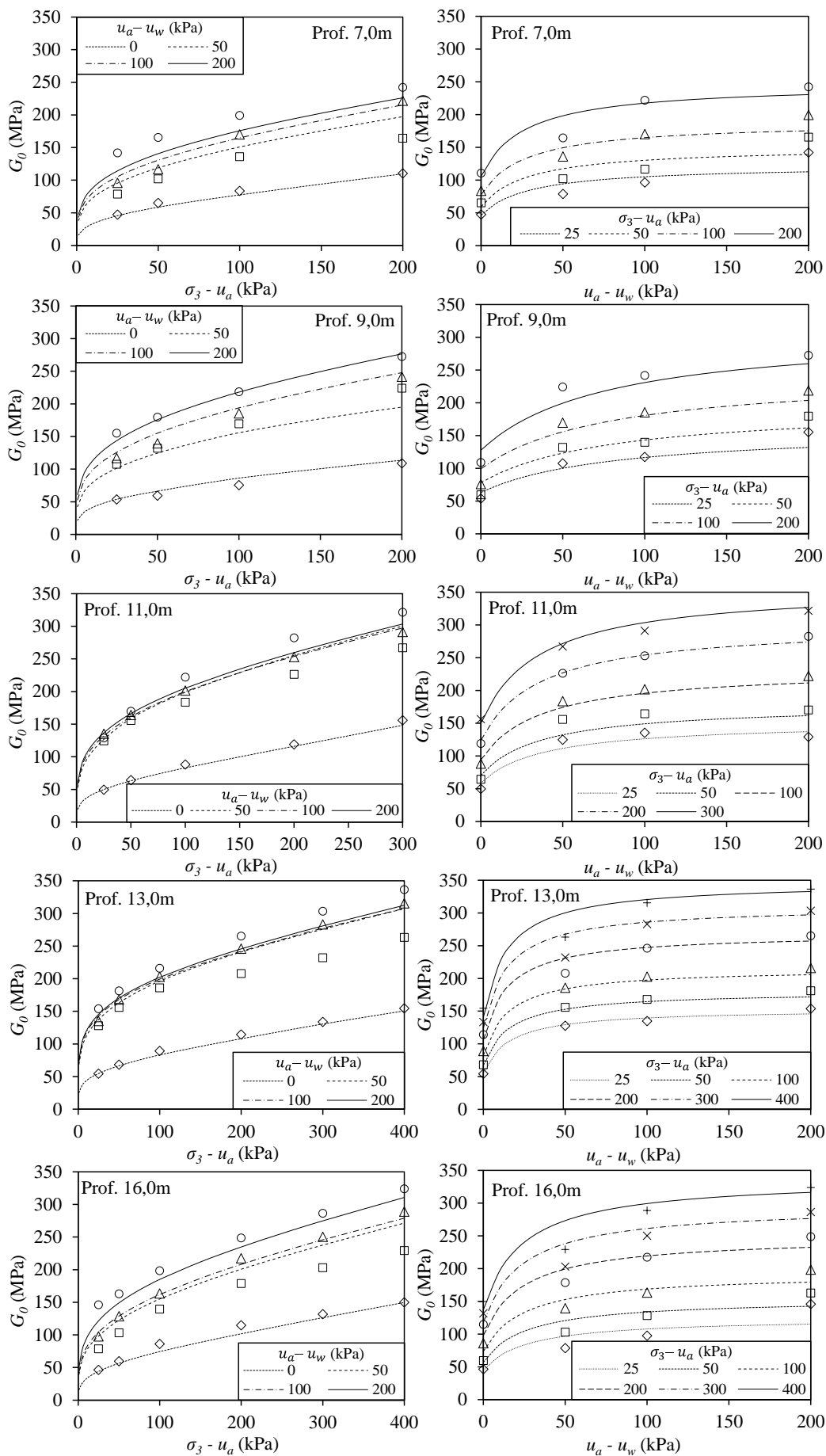


Figura 6.5: Pontos experimentais e ajuste de  $G_0$  pelo modelo semi-empírico.

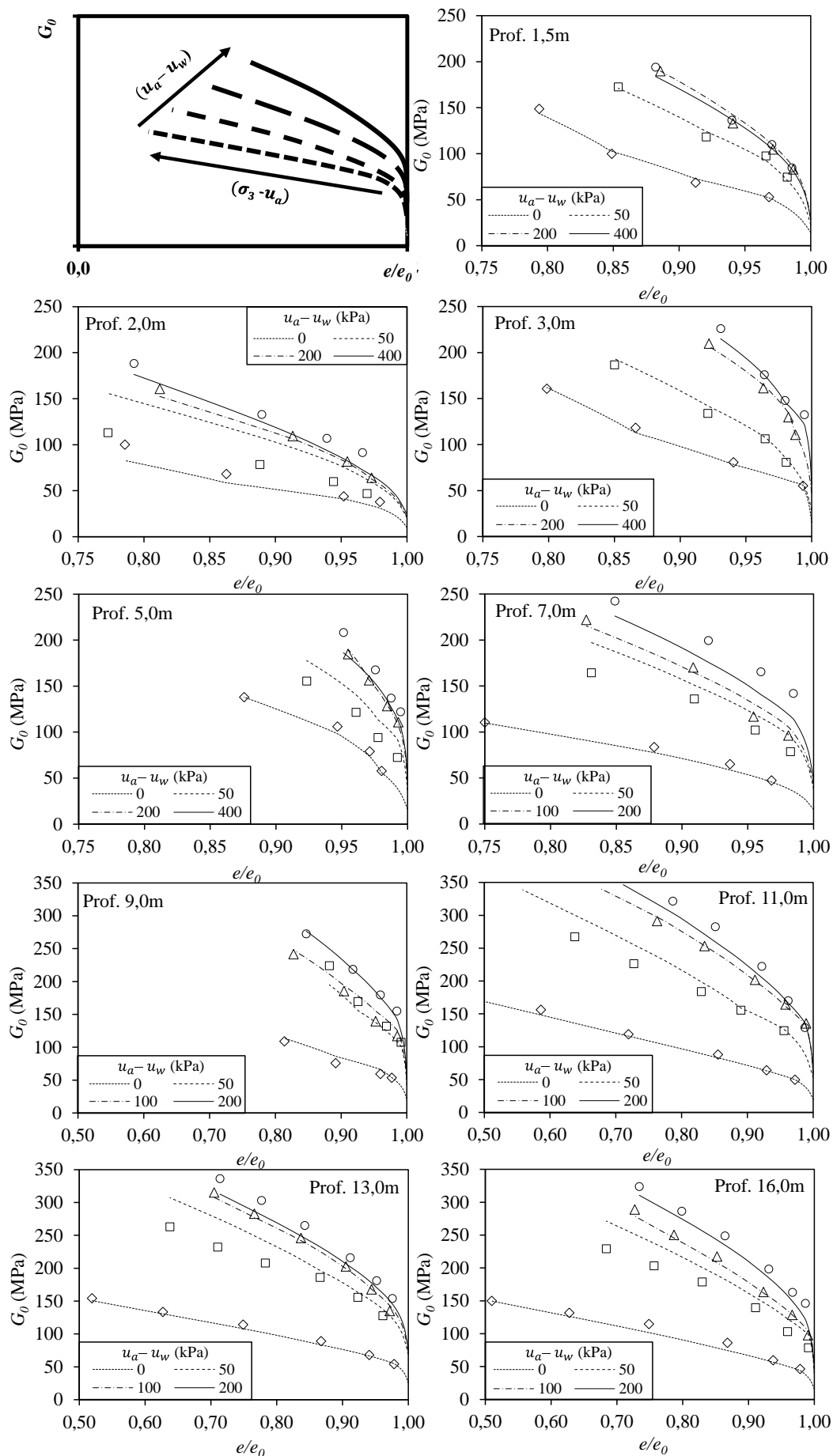


Figura 6.6: Pontos experimentais e ajuste de  $G_0$  pelo modelo semi-empírico.



Observa-se a partir dos gráficos da Figura 6.6 que o modelo semi-empírico da Equação (6.4) proporciona um ajuste adequado dos pontos obtidos experimentalmente. Sendo assim, esse modelo pode ser utilizado de referência para determinação de  $G_0$  ao longo do perfil. A Figura 6.7 e Figura 6.8 mostram respectivamente os perfis de  $V_s$  e  $G_0$  em função das variáveis de estado. Os pontos obtidos experimentalmente estão na cor preta, enquanto os pontos em vermelho foram obtidos a partir do modelo da Equação (6.4) em conjunto com as variáveis de estado e porosidade desses solos. Por meio desses gráficos verifica-se que as previsões desse modelo são condizentes com o que se espera para os materiais encontrados ao longo do perfil. Os resultados também estão em linha com aqueles obtidos por Rocha (2018), que realizou campanhas de ensaios SCPT (*downhole*) e SDMT no local estudado. Nesse estudo o autor obteve resultados para profundidades de até 18m em diferentes épocas do ano, avaliando o efeito da sazonalidade nos parâmetros de resistência e rigidez.

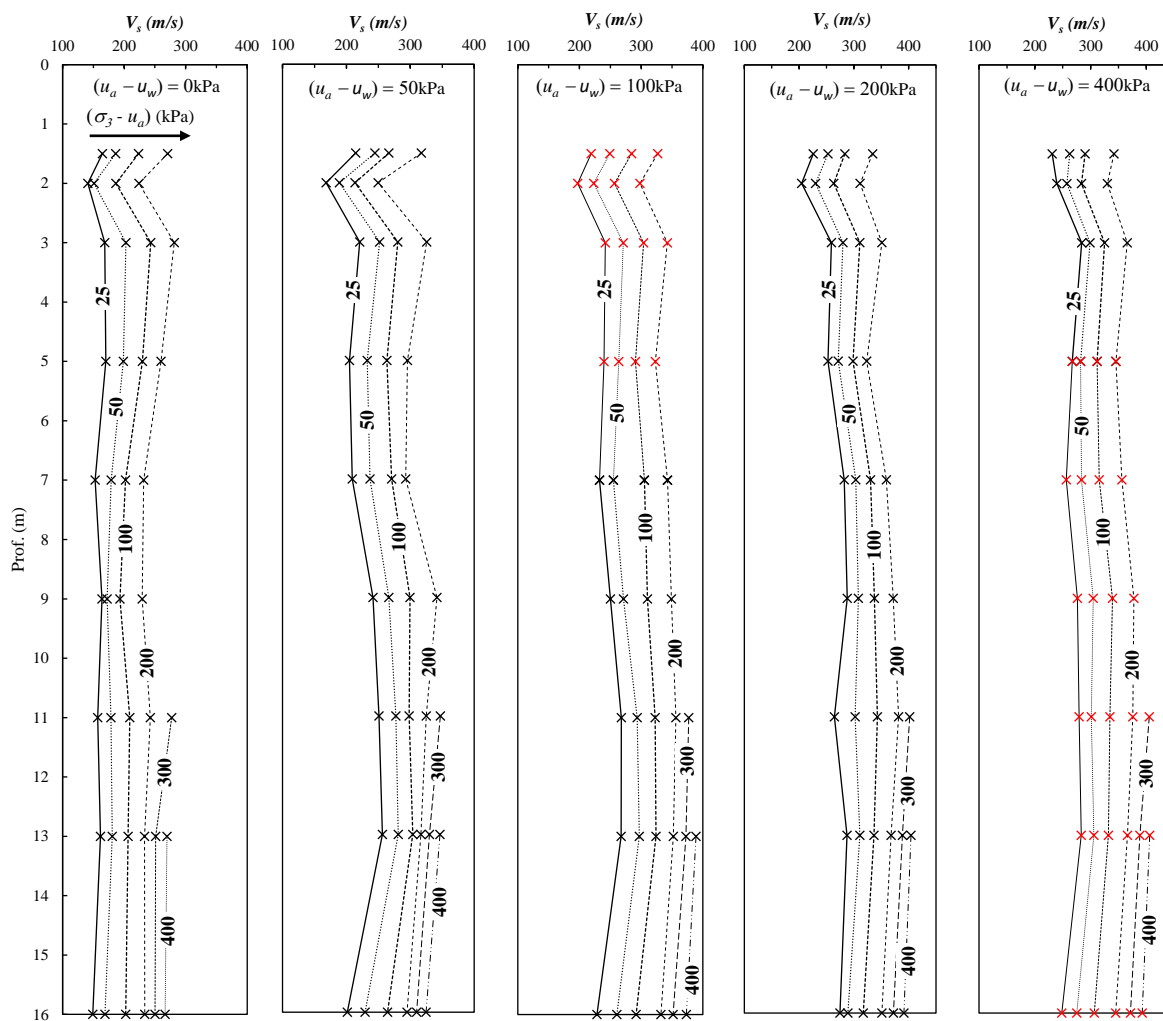


Figura 6.7: Perfis de  $V_s$  para as condições de sucção e confinamento estudadas.

Os resultados obtidos por Rocha (2018) mostraram que o coeficiente de variação de  $V_s$  ao longo do perfil é da ordem de 18%, sendo que os valores máximos só ocorreram para profundidades abaixo de 10m e foram da ordem de 400m/s. Os valores mínimos de  $V_s$  só ocorreram para as profundidades iniciais, sendo da ordem de 170m/s. A fim de minimizar o efeito da sucção sobre a rigidez desses solos, esse autor também realizou ensaios SDMT em uma cava inundada. Segundo o autor, a elevação do grau de saturação dos solos do perfil no perímetro da cava atingiu níveis próximos de 70%, ou seja, valor muito acima da média para os meses mais úmidos do ano. Porém mesmo com níveis mais altos de saturação, não houve uma redução proporcional da rigidez, sendo que os valores se mantiveram dentro da faixa de variação daqueles obtidos para as condições de umidade naturais.

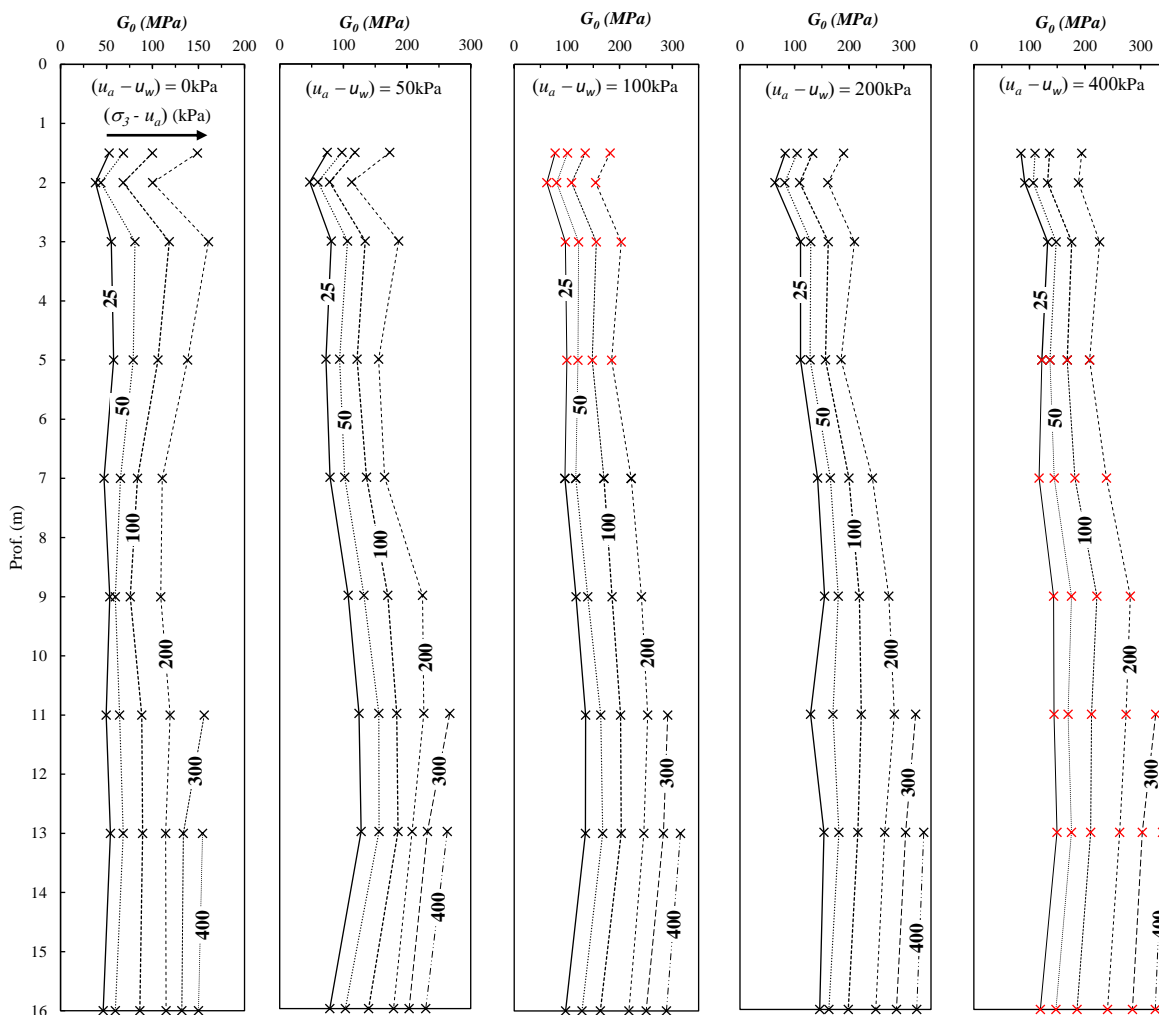
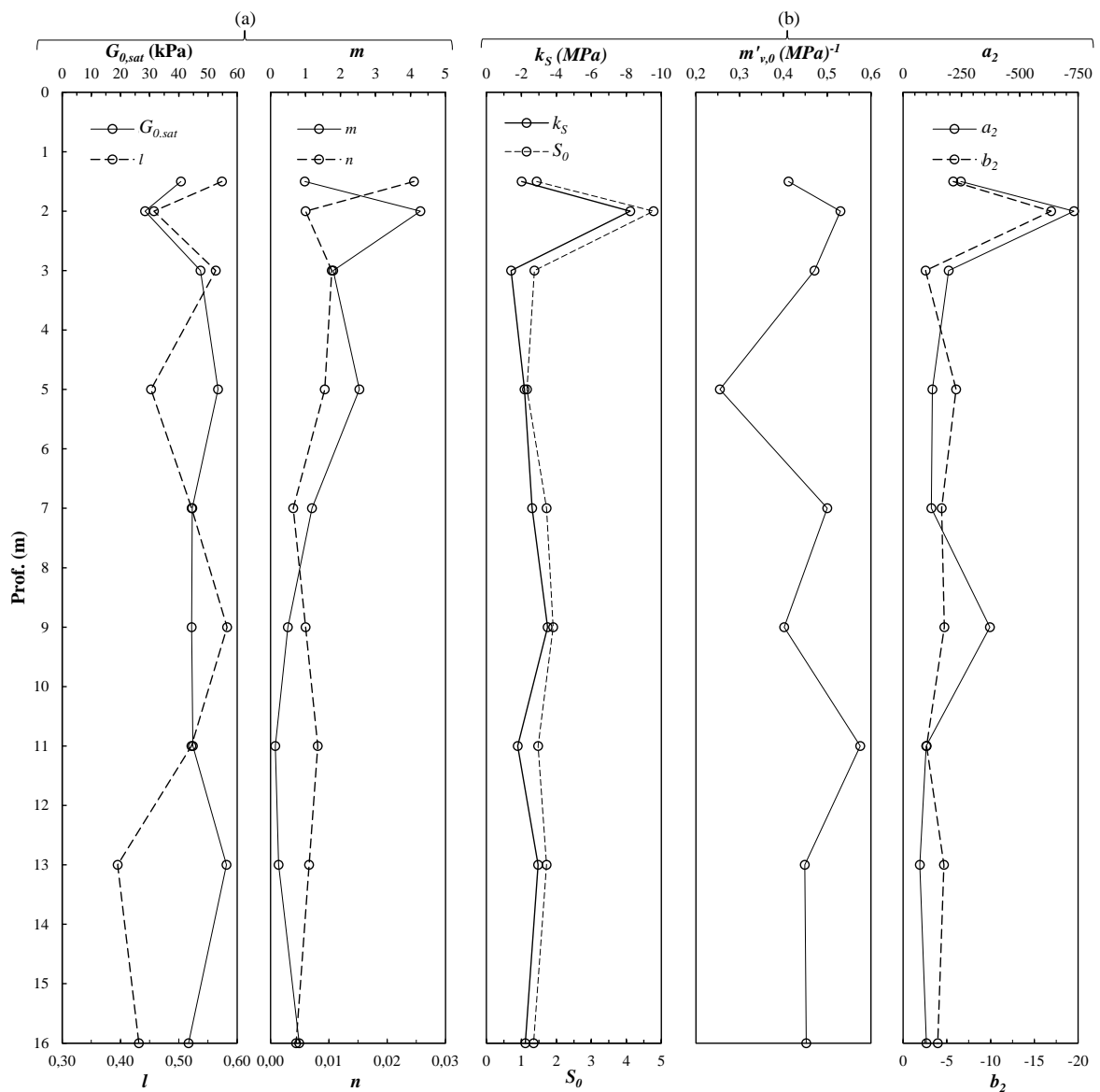


Figura 6.8: Perfis de  $G_0$  para as condições de sucção e confinamento estudadas.

A Tabela 6.2 assim como os gráficos da Figura 6.9 mostram os parâmetros de ajuste dos modelos de ajuste de  $G_0$  apresentados anteriormente.

Tabela 6.2: Parâmetros de ajuste e de compressibilidade para o modelo de  $G_0$ .

Prof (m)	Equação (6.3)					Equação (6.4)					
	$G_{0,sat}$ (MPa)	$l$	$m$	$n$	$R^2$	$k_S$ (MPa)	$S_0$	$m'_{v,0}$ (MPa) <sup>-1</sup>	$a_2$	$b_2$	$R^2$
1,5	40,7	0,5737	0,9815	0,0246	0,998	-2,0136	1,4393	0,4118	-246,94	-5,730	0,999
2,0	28,4	0,4572	4,2807	0,0060	0,702	-8,2270	4,7777	0,5304	-732,32	-16,909	0,802
3,0	47,4	0,5632	1,7914	0,0105	0,991	-1,4097	1,3705	0,4712	-195,12	-2,575	0,995
5,0	53,4	0,4522	2,5396	0,0093	0,944	-2,1757	1,1605	0,2546	-125,20	-6,043	0,963
7,0	44,6	0,5221	1,1850	0,0039	0,796	-2,6110	1,7216	0,5004	-121,05	-4,400	0,924
9,0	44,4	0,5828	0,4977	0,0060	0,923	-3,4989	1,9089	0,4015	-372,10	-4,718	0,955
11,0	44,8	0,5217	0,1379	0,0081	0,998	-1,7867	1,4801	0,5754	-98,69	-2,680	0,999
13,0	56,3	0,3950	0,2319	0,0066	0,995	-2,9514	1,7195	0,4489	-71,84	-4,668	0,997
16,0	43,3	0,4314	0,8223	0,0044	0,956	-2,2211	1,3507	0,4520	-99,62	-3,964	0,989

Figura 6.9: Parâmetros de ajuste dos modelos de ajuste de  $G_0$ : (a) Equação (6.3) e (b) Equação (6.4).

Observa-se nos gráficos da Figura 6.9-(a) que os valores de  $G_{0,sat}$  e  $l$  variam dentro de uma faixa pouco ampla ao longo da profundidade, sendo a média e desvio padrão desses

parâmetros de 44,8MPa e 0,4999, e 8,0MPa e 0,0681, respectivamente. O arco tangente obtido a partir do valor médio de  $l$  fornece uma inclinação da reta de  $G_0$  em relação à tensão normal de aproximadamente  $26,5^\circ$ . Considerando o desvio padrão de 0,0681 para  $l$ , a inclinação será  $29,6^\circ$ . Esse valor é próximo do ângulo de atrito interno desses solos. Sendo assim, verifica-se por meio dos parâmetros do modelo que a história de tensões e confinamento não tem exercido grande influência sobre a rigidez desses solos, diferente da sucção que por sua vez tem aumentado a contribuição ao longo do perfil. As taxas de variação de  $G_0$  em relação à sucção podem ser obtidas a partir da derivada parcial de  $G_0$  conforme a Equação (6.8). A Figura 6.10 ilustra graficamente como essa variação ocorre.

$$\frac{\partial G_0}{\partial(u_a - u_w)} = \frac{m}{[m + n(u_a - u_w)]^2} \quad (6.8)$$

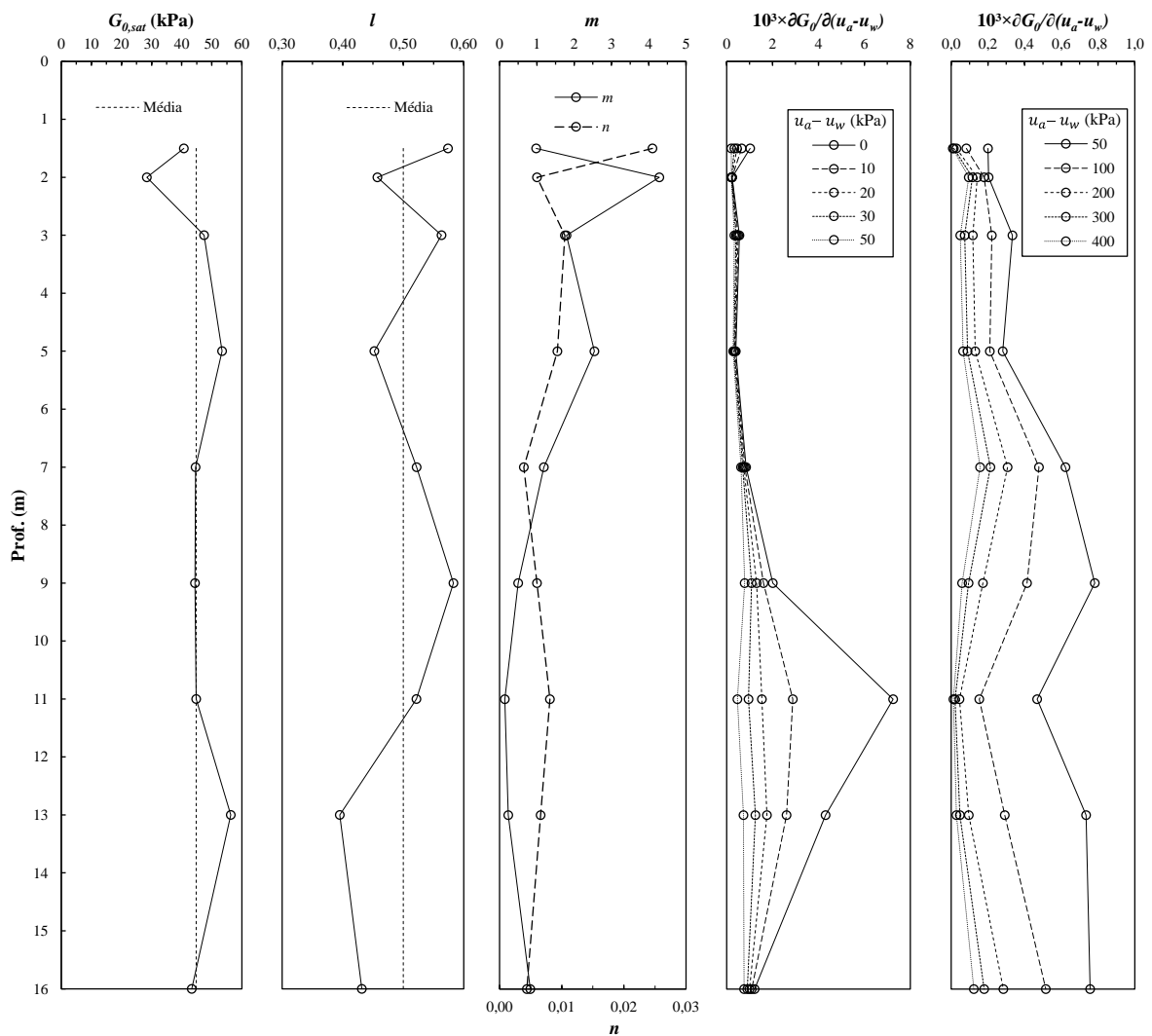


Figura 6.10: Taxa de variação de  $G_0$  em relação à sucção para o modelo empírico.

Observa-se que as taxas tendem a ser maiores para sucções baixas. A Equação (6.8) tem mostrado maior sensibilidade ao parâmetro  $m$ , sendo que quanto menor é o valor de  $m$ , maior é a taxa de variação, assim como observado na profundidade de 11,0m.

A Figura 6.9-(b) mostra o comportamento dos parâmetros de ajuste do modelo semi-empírico da Equação (6.4). Observa-se que os valores de  $m'_{v,0}$  variam dentro de uma faixa restrita ao longo do perfil, sendo a média e desvio padrão de  $0,4495\text{MPa}^{-1}$  e  $0,0916\text{MPa}^{-1}$ , respectivamente. A análise das taxas de variação da função de compressibilidade  $S$  em relação à sucção é feita por meio da Equação (6.9), que foi obtida a partir da derivada parcial da Equação (6.5) em relação à sucção. Isso permite avaliar o efeito da sucção sobre a função de compressibilidade. A Figura 6.11 ilustra graficamente como isso ocorre.

$$\frac{\partial S}{\partial(u_a - u_w)} = k_S \frac{a_2}{[a_2 + b_2(u_a - u_w)]^2} \quad (6.9)$$

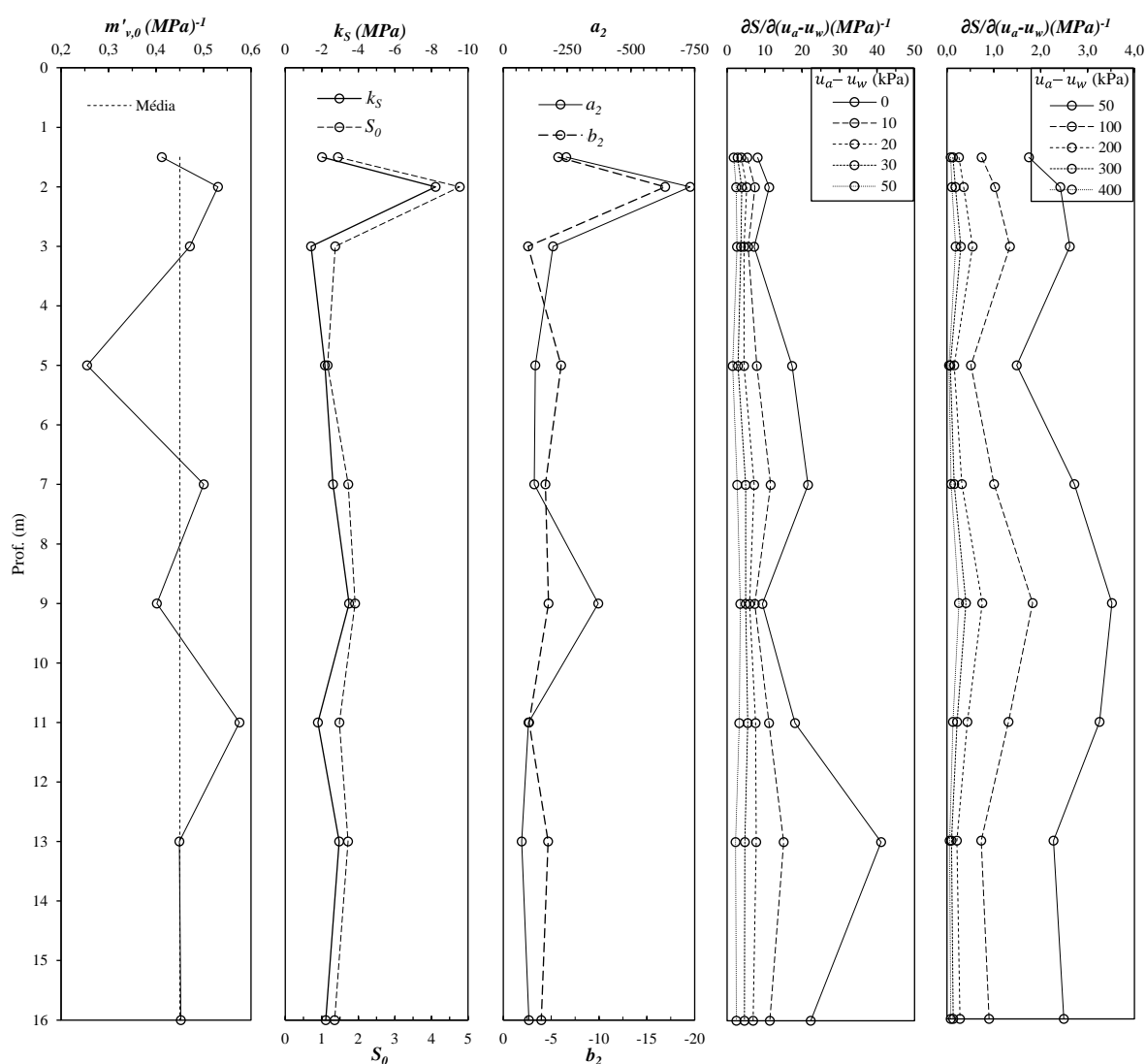


Figura 6.11: Taxa de variação de  $S$  em relação à sucção para o modelo semi-empírico.

A taxa de variação de  $S$  atingiu o valor máximo para a profundidade de 13,0m sob baixos níveis de sucção. Verificou-se também que o acréscimo da sucção dos materiais ao longo do perfil não tem provocado alterações relevantes no comportamento das taxas de variação de  $S$  para sucções maiores. Observou-se uma variação brusca nas constantes de ajuste  $k_s$ ,  $S_0$ ,  $a_2$  e  $b_2$  para a profundidade de 2,0m. A Figura 6.12 mostra que esse material apresentou a maior porosidade do perfil e a menor variação dos valores de  $m'_v$ . Os valores dos índices de vazios mostrados na Figura 6.12 foram obtidos após a moldagem dos corpos de prova e os valores de  $m'_v$  foram obtidos durante os ensaios triaxiais com  $BE$  para cada condição. Observa-se que os valores de índice de vazios referentes às profundidades de 2,0, 9,0 e 11,0m possuem maior dispersão em relação à média e que os resultados de  $m'_v$  referentes à profundidade de 2,0m diferem do comportamento observado ao longo do perfil, assim como do comportamento dos resultados de ensaios de compressão confinada obtidos por Saab (2016) e Valverde (2021).

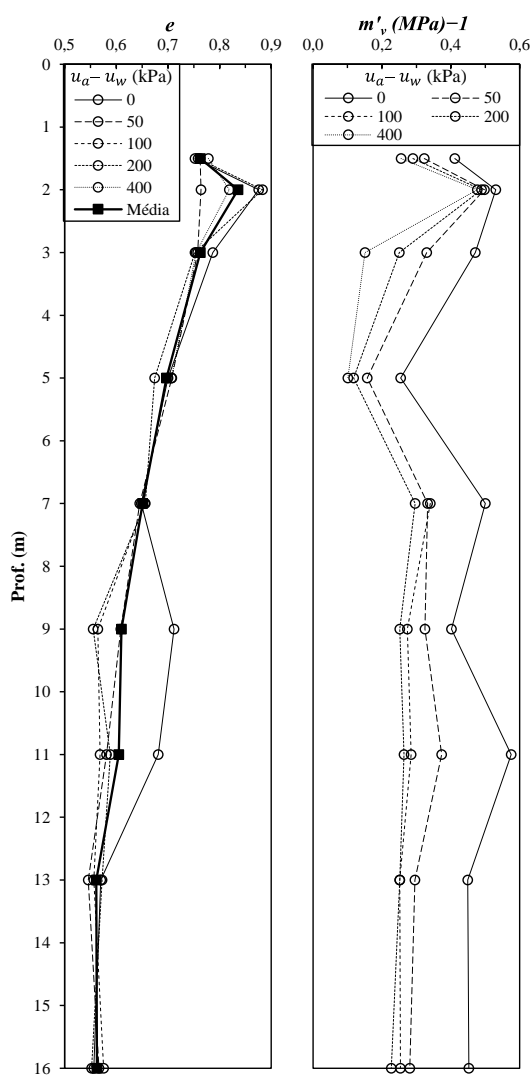


Figura 6.12: Índices de vazios dos corpos de prova e módulos de variação volumétricos em função da sucção.

A Figura 6.12 mostra também que as maiores variações na compressibilidade ocorreram entre 1,5 e 5,0m de profundidade. Os valores de  $m'_v$  se mostraram mais instáveis na condição saturada. Contudo é nessa condição que se experimentam as maiores compressibilidades. Já o comportamento de  $m'_v$  entre as sucções de 50 e 200kPa para as profundidades de 7,0 à 16,0m mostraram baixa dispersão de valores.

### 6.3 Degradação do módulo

A Tabela 6.3 mostra os parâmetros obtidos a partir do ajuste dos pontos experimentais no modelo empírico da Equação (6.10). Esse modelo foi inicialmente utilizado por Borden *et al.* (1996) e posteriormente por Hoyos *et al.* (2004), Leong *et al.* (2006) e Georgetti (2014) em estudos similares. Essas pesquisas foram conduzidas a fim de aprimorar o conhecimento acerca da deterioração da rigidez inicial do material. A Figura 6.14 mostra os parâmetros de ajuste da Tabela 6.3 em perfil.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{[1 + \eta_1 \cdot \gamma^{\eta_2}]^{\eta_3}} \quad (6.10)$$

Tabela 6.3: Parâmetros de ajuste da equação de degradação de  $G/G_0$ .

Prof. (m)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$(u_a - u_w)$ (kPa)	e	$\bar{e}$	$G_0$ (kPa)	$\eta_1$	$\log(\eta_1)$	$\log(\bar{\eta}_1)$	$\eta_2$	$\bar{\eta}_2$	$\eta_3$	$\bar{\eta}_3$	$R^2$
2,0	50	0	0,868	0,806	52	$3,78 \times 10^{30}$	30,58	24,75	11,38	10,69	0,098	0,066	0,971
		50	0,759		65	$1,23 \times 10^{26}$	26,09		11,40		0,051		0,983
		200	0,748		93	$1,19 \times 10^{21}$	21,08		10,77		0,050		0,942
		400	0,819		97	$1,80 \times 10^{21}$	21,26		9,22		0,063		0,994
7,0	200	0	0,495	0,651	111	$9,74 \times 10^{20}$	20,99	21,07	8,25	8,81	0,061	0,067	0,988
		50	0,523		165	$1,44 \times 10^{21}$	21,16		9,85		0,066		0,982
		100	0,526		222	$1,50 \times 10^{21}$	21,18		8,43		0,075		0,998
		200	0,532		242	$9,22 \times 10^{20}$	20,96		8,70		0,068		0,991
9,0	200	0	0,582	0,610	109	$1,14 \times 10^{21}$	21,06	18,98	9,21	8,03	0,078	0,072	0,979
		50	0,520		224	$9,22 \times 10^{20}$	20,96		8,70		0,068		0,991
		100	0,456		241	$1,85 \times 10^{17}$	17,27		6,98		0,071		0,978
		200	0,462		273	$4,27 \times 10^{16}$	16,63		7,22		0,072		0,988
11,0	300	0	0,405	0,605	156	$2,90 \times 10^{12}$	12,46	14,41	6,08	6,11	0,095	0,094	0,995
		50	0,319		267	$5,71 \times 10^{16}$	16,76		6,71		0,087		0,993
		100	0,412		291	$3,36 \times 10^{16}$	16,53		6,87		0,079		0,992
		200	0,450		322	$8,04 \times 10^{11}$	11,91		4,79		0,117		0,992
13,0	400	0	0,298	0,561	154	$5,40 \times 10^{11}$	11,73	11,19	6,16	5,01	0,103	0,117	0,996
		50	0,337		263	$7,37 \times 10^6$	6,87		2,96		0,169		0,983
		100	0,387		315	$1,06 \times 10^{12}$	12,03		5,16		0,099		0,993
		200	0,403		336	$1,38 \times 10^{14}$	14,14		5,76		0,097		0,988
16,0	400	0	0,286	0,563	150	$1,41 \times 10^9$	9,15	14,95	5,11	6,72	0,110	0,083	0,990
		50	0,364		229	$1,51 \times 10^{14}$	14,18		6,15		0,081		0,992
		100	0,411		289	$2,32 \times 10^{22}$	22,37		9,41		0,062		0,994
		200	0,373		324	$1,26 \times 10^{14}$	14,10		6,21		0,080		0,983

Os gráficos da Figura 6.13 mostram os pontos experimentais assim como as curvas de degradação de  $G/G_0$  obtidas a partir do modelo empírico da Equação (6.10). Nota-se que a maior dispersão dos resultados ocorreu para a profundidade de 2,0m. Além disso observa-se que a sucção não controla a posição da curva de  $G/G_0$ .

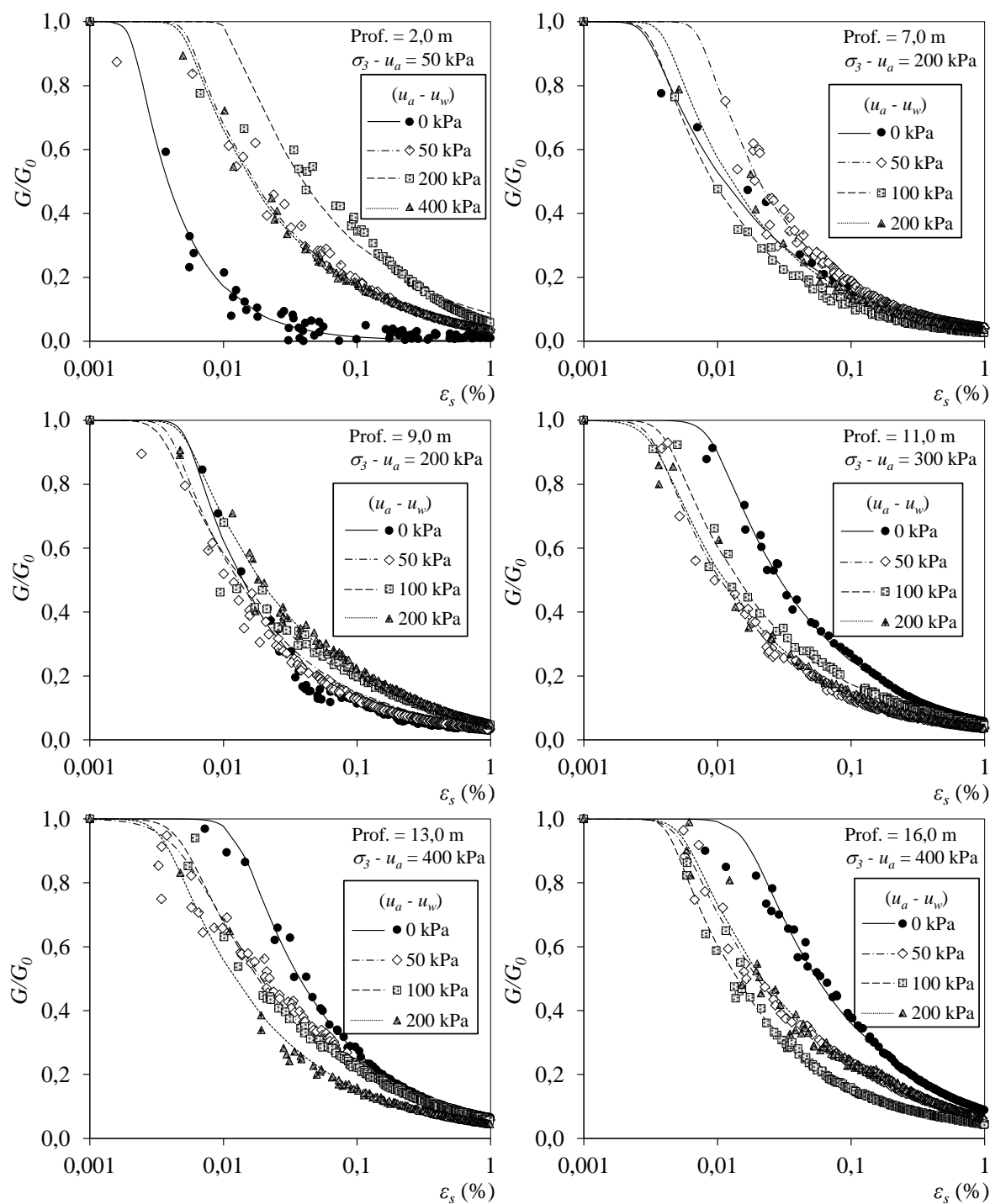


Figura 6.13: Curvas de degradação de  $G/G_0$  obtidas a partir de ensaios triaxiais instrumentados.



Os solos estudados nesta pesquisa tendem a ser mais frágeis sob condições de sucção mais elevadas. Por isso, quanto maior a sucção, menor deveria ser o trecho elástico da curva de  $G/G_0$ . De forma geral, a influência dessa variável sobre a degradação é pequena, tornando difícil avaliar sua influência sobre esse processo. Contudo, conforme ilustrado na Figura 6.13, um aumento do trecho elástico foi notado nas curvas de  $G/G_0$  de 11,0, 13,0 e 16,0m. Ao mesmo tempo a Figura 6.12 mostra que os corpos de prova dos solos dessas profundidades apresentaram baixa dispersão nos valores de índices de vazios. Além disso, também foi verificado que os parâmetros de ajuste da Equação (6.10) não seguem uma tendência definida em relação à sucção, conforme mostrado na Figura 6.14. Georgetti (2014) observou comportamento semelhante em resultados de ensaios de coluna ressonante com controle da sucção realizados em uma areia argilosa de comportamento laterítico.

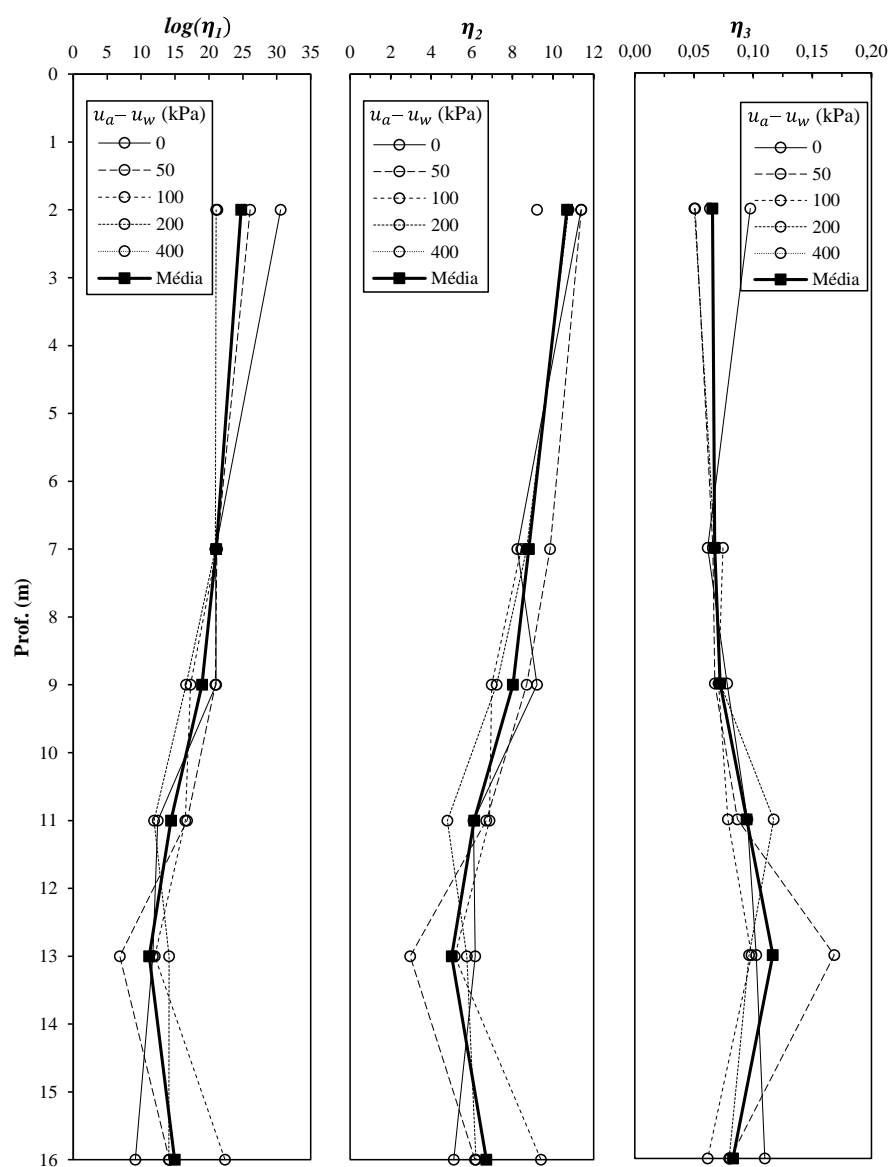


Figura 6.14: Parâmetros de ajuste da equação de degradação de  $G/G_0$ .

A Figura 6.14 mostra que os parâmetros médios  $\log(\bar{\eta}_1)$ ,  $\bar{\eta}_2$  e  $\bar{\eta}_3$  seguem a mesma tendência ao longo do perfil, sendo que  $\bar{\eta}_2$  apresenta uma relação direta com  $\log(\bar{\eta}_1)$ , e  $\bar{\eta}_3$  uma relação inversa com  $\log(\bar{\eta}_1)$ . O sistema de Equações (6.11) mostra como isso pode ser equacionado. O valor da constante  $\kappa$  demonstrou comportamento invariável ao longo do perfil, com média de 0,42 e desvio padrão de 0,013. Já a relação de  $\bar{\eta}_3$  com  $\log(\bar{\eta}_1)$  foi denominada como função do índice de vazios  $H(e)$ .

$$\begin{cases} \eta_2 = \kappa \cdot \log(\eta_1) \\ \eta_3 = \frac{H(e)}{\log(\eta_1)} \end{cases} \quad (6.11)$$

Verificou-se que a função do índice de vazios  $H(e)$  apresentou uma relação linear com a média dos índices de vazios dos corpos de prova ao longo do perfil. A Tabela 6.3 assim como a Figura 6.12 mostram os valores médios dos índices de vazios dos corpos de prova de cada profundidade. O ajuste desses dados resultou na Equação de reta (6.12), sendo que o coeficiente de determinação  $R^2$  obtido foi de 0,963.

$$H(e) = 1,4 \cdot e + 0,5 \quad (6.12)$$

Logo, a partir da relação  $\eta = \log(\eta_1)$ , tem-se a Equação (6.13).

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{(1 + 10^\eta \cdot \gamma^{\kappa \cdot \eta})^{\left(\frac{H(e)}{\eta}\right)}} \quad (6.13)$$

Aparentemente a constante  $\kappa$  não é afetada pelas variáveis de tensão externas ou características evolutivas desse perfil. Nesse sentido, resultados obtidos para diferentes tipos de solos podem contribuir para um melhor entendimento da constante  $\kappa$  sobre a degradação do módulo. Borden *et al.* (1996) realizaram ensaios de torção e coluna ressonante sob condições drenadas em corpos de prova de solos residuais de origem vulcânica coletados por meio de amostradores Shelby. Esses autores obtiveram os parâmetros de ajuste das curvas de degradação conforme apresentados na Tabela 6.4. Os valores de  $\kappa$  obtidos para esses solos também possuem baixa variabilidade em relação à média além de não apresentarem tendência definida em relação à confinante. Além disso, observa-se a ocorrência de maiores são os valores de  $\kappa$  para solos mais finos

Tabela 6.4: Parâmetros de ajuste da equação de  $G/G_0$  obtidos por Borden *et al.* (1996).

Classificação SUCS	$\sigma'_3$ (kPa)	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$R^2$	$\kappa$	$\bar{\kappa}$	$S_d(\kappa)$
MH	25	733	1,43	0,28	0,97	0,50	0,55	0,046
	50	120	1,19	0,40	0,97	0,57		
	100	101	1,17	0,37	0,95	0,58		
SM-ML	25	530	1,23	0,35	0,98	0,45	0,50	0,056
	50	235	1,14	0,42	0,96	0,48		
	100	54	0,97	0,54	0,95	0,56		
ML	25	11269	1,76	0,18	0,95	0,43	0,42	0,011
	50	14695	1,73	0,17	0,95	0,42		
	100	9495	1,65	0,14	0,94	0,41		
SM	25	7634	1,47	0,24	0,99	0,38	0,39	0,012
	50	5010	1,43	0,22	0,98	0,39		
	100	617	1,12	0,25	0,98	0,40		

Georgetti (2014) realizou ensaios de coluna ressonante em corpos de prova compactados de uma areia argilosa laterítica. Os resultados obtidos pela autora assim como os valores de  $\kappa$  são mostrados na Tabela 6.5. Observa-se que, assim como os valores de  $\kappa$  dos solos ao longo do perfil estudado, os resultados da Tabela 6.5 possuem baixa variabilidade em relação à média, além de não apresentarem tendência definida em relação às variáveis de tensão. Contudo observou-se a alteração no formato das curvas de propagação da rigidez em função do tipo de ensaio (CD ou CW). De fato, a drenagem na fase líquida presente nos ensaios CD reduz o amortecimento do material, diminuindo o tamanho do trecho elástico da curva  $G/G_0$ . Portanto, a constante do material  $\kappa$  responde também pelas condições de drenagem do material. Na prática, os materiais com menor nível de drenagem são aqueles com maior fração fina e/ou com maior atividade da fração fina. De forma geral, esse comportamento assemelha-se àqueles observados nas curvas de retenção de água dos solos. A Figura 6.15 mostra a média das curvas de degradação de  $G/G_0$  obtidas por esses autores.

Tabela 6.5: Parâmetros de ajuste da equação de  $G/G_0$  obtidos por Georgetti (2014).

Tipo de Ensaio	$\sigma_3 - u_a$ (CD) $\sigma_3$ (CW) (kPa)	$u_a - u_w$ (kPa)	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$R^2$	$\kappa$	$\bar{\kappa}$	$S_d(\kappa)$	
Coluna Ressonante (CD)		15	240,30	1,23	289,00	0,97	0,52	0,51	0,011	
		50	40	131,90	1,07	157,70	0,99			0,50
		100	197,14	1,14	234,51	0,96	0,50			
Coluna Ressonante (CW)		10	12,91	0,84	15,48	0,99	0,76	0,74	0,024	
		50	25,79	1,00	30,06	0,99	0,71			
		100	7*	28,03	1,06	33,44	0,99			0,73
		300	43,65	1,19	52,21	0,99	0,73			
	500	28,79	1,12	34,48	0,97	0,77				

\*Valor inicial da sucção dos ensaios CW

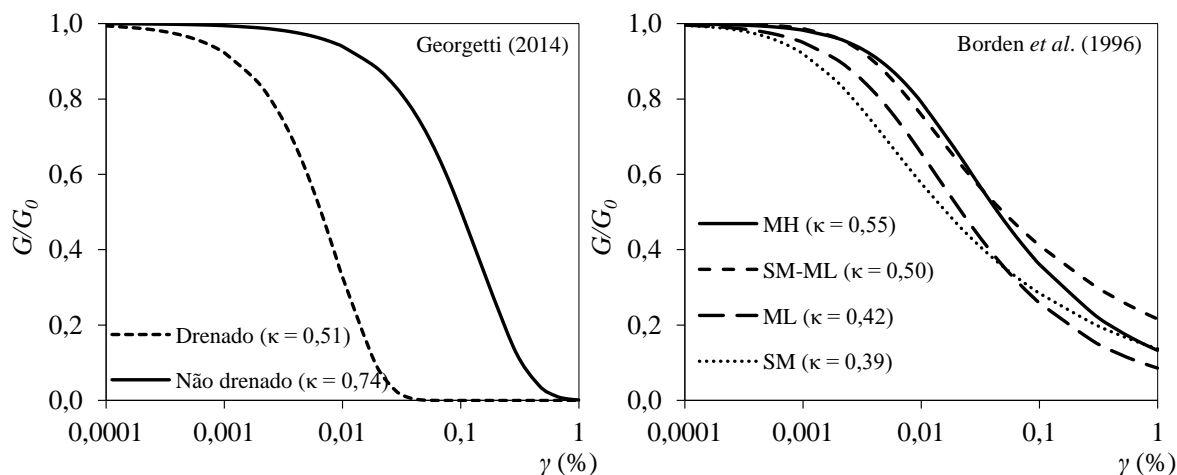


Figura 6.15: Ajustes das curvas de degradação de  $G/G_0$  obtidas a partir de resultados da literatura.

De fato, observa-se por meio da Figura 6.15 que os trechos elásticos das curvas de  $G/G_0$  tendem a ser maiores nos solos com menor nível de drenagem ou solos com maior quantidade de finos. A partir dessas análises, entende-se que a constante do material  $\kappa$  possui o mesmo significado físico para materiais de diferentes origens como aqueles de clima temperado investigados por Borden *et al.* (1996), ou os de clima tropical estudados por Georgetti (2014). Os materiais encontrados ao longo do perfil estudado são mais próximos daqueles estudados por Georgetti (2014), porém, esses últimos possuem maior plasticidade devido à maior quantidade de finos em sua constituição.

## 7. CONSIDERAÇÕES SOBRE $G_0$ DE CAMPO E LABORATÓRIO

Neste capítulo são feitas considerações sobre os valores de  $G_0$  determinados a partir de ensaios de campo e aqueles determinados a partir de ensaios de laboratório. Em laboratório foram realizados os ensaios triaxiais com *bender elements* (*BE*) e coluna ressonante (*CR*) (GIACHETI, 1991), cujos resultados foram apresentados respectivamente nos itens 5.3.2.1 e 3.6 deste trabalho. Os valores de  $G_0$  em campo foram determinados a partir de ensaios SDMT realizados por Rocha (2018) e estão apresentados no item 3.7.3.

### 7.1 Comparação entre valores $G_0$

A determinação dos valores de  $G_0$  a partir dos ensaios de *BE* e *CR* para as condições de campo foi feita a partir da estimativa das tensões geostáticas ao longo do perfil ( $\sigma_c$ ). A determinação de  $\sigma_c$  foi feita com base na equação de Jaky (1948). Além disso, foi considerado o valor médio de 17kN/m<sup>3</sup> para o peso específico dos solos ao longo do perfil. Posteriormente utilizou-se essa tensão geostática  $\sigma_c$  para determinação dos valores de  $G_0$  a partir da Equação (6.4).

Os resultados dos ensaios SDMT foram obtidos a partir dos perfis apresentados na Figura 3.13 deste trabalho. No total são utilizados 4 ensaios que foram realizados em épocas distintas. A partir desses resultados foram obtidos os perfis de  $G_0$  máximo, mínimo e médio conforme apresentado na Figura 7-1.

Na Figura 7-1 tem-se o conjunto dos resultados de  $G_0$  obtidos pelas diferentes técnicas. Verifica-se que os valores médios obtidos pelo SDMT foram superiores aos determinados pelos *BE* e *CR*. Estes valores foram de 6% a 28% superiores aos determinados por meio de *CR*. As diferenças observadas podem estar relacionadas à possíveis perturbações durante o processo de amostragem e talhagem dos corpos de prova, alteração nas tensões geostáticas devido à cravação (FERREIRA *et al.* 2011) e à falta de monitoramento da sucção do solo e sua influência em  $G_0$  (NYUNT *et al.* 2011).

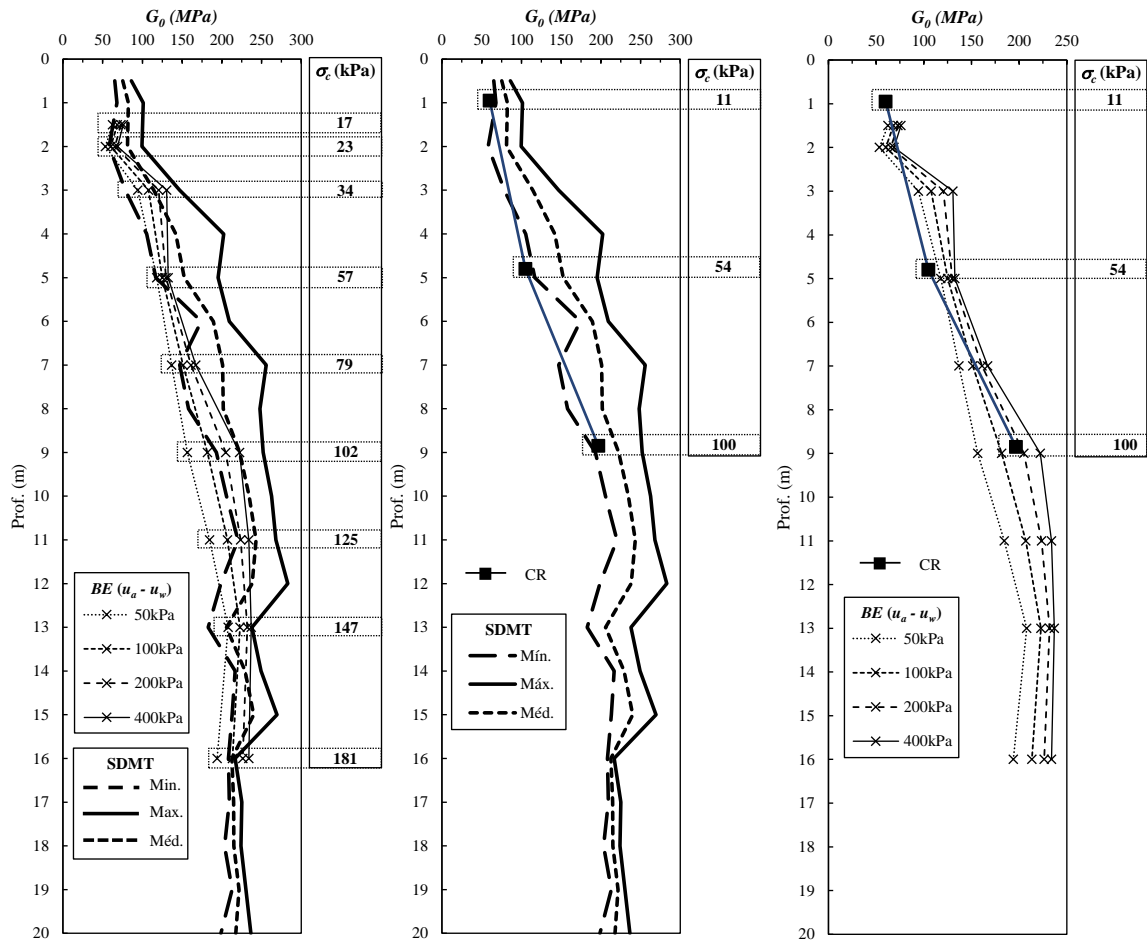


Figura 7-1: Valores de  $G_0$  determinados por meio de SDMT, BE e CR para o local estudado.

## 7.2 Solos não convencionais e a relação $G_0/q_{m\acute{a}x}$

O item 2.6.5 deste trabalho mostra que o comportamento não convencional dos solos pode ser avaliado a partir da combinação de variáveis independentes obtidas em ensaios de campo. Para isso tem sido utilizada a rigidez para um baixo nível de deformações ( $G_0$ ), e a resistência ou o módulo de deformabilidade para altos níveis de deformação ( $q_c$  e  $M_{DMT}$ ). Nesse sentido Nierwinski (2019) adaptou o ábaco de avaliação do efeito da cimentação desenvolvido por Schnaid *et al.* (2004) para incorporação de resultados de ensaios de laboratório, incluindo a relação entre  $G_0$  determinado por meio de BE e a tensão de ruptura ( $q_{m\acute{a}x}$ ) obtida por meio de compressão triaxial. A resistência de ponta normalizada a partir dos resultados de laboratório é obtida por meio da Equação (7-1).

$$q_1 = \left( \frac{q_{m\acute{a}x}}{p_a} \right) \cdot \sqrt{\frac{p_a}{\sigma_3}} \quad (7-1)$$

onde:

$p_a$  - pressão atmosférica;

$\sigma_3$  - tensão confinante aplicada no ensaio triaxial.

Logo, os resultados de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios desta pesquisa podem contribuir paralelamente com as análises do comportamento desses materiais em campo. A Figura 7-2 apresenta o conjunto dos pontos obtidos para os solos ao longo do perfil estudado sobre o ábaco proposto por Nierwinski (2019). As profundidades assim como as condições de ensaio são apresentadas na legenda. Observa-se na Figura 7-2 que a maior parte dos pontos ( $G_0/q_{máx}$ ,  $q_1$ ) para ensaios não saturados ficaram entre os limites superior e inferior para solos cimentados, ou seja, os efeitos da cimentação e da sucção promovem variações maiores na rigidez do que na resistência desse material. Comportamento semelhante foi observado por Schnaid *et al.* (2004).

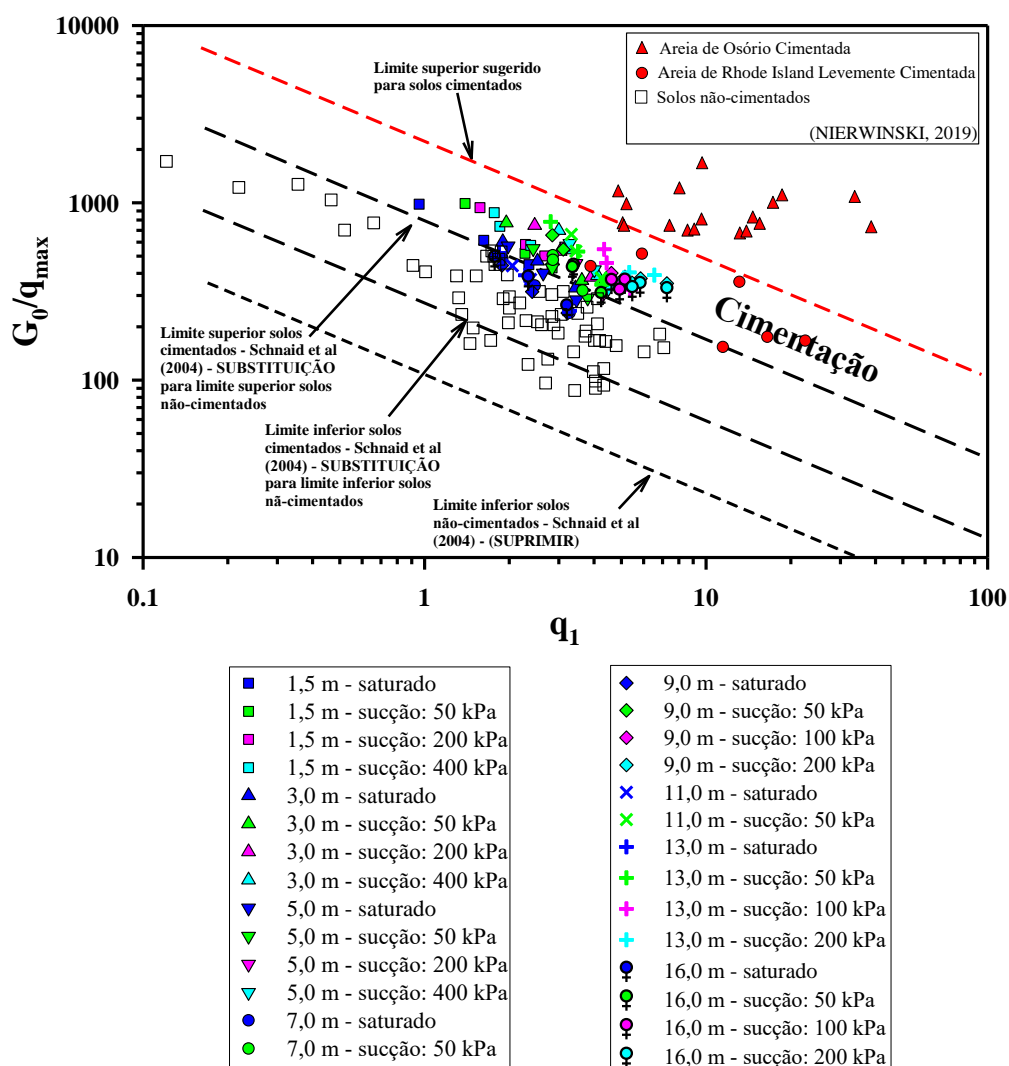


Figura 7-2: Efeito da cimentação em parâmetros de rigidez e resistência obtidos em ensaios de laboratório (adaptado de NIERWINSKI, 2019)

Em contrapartida, a Figura 7-2 mostra que os pontos obtidos a partir dos ensaios realizados em condição saturada estão divididos entre solos cimentados e não cimentados. Essa tendência de transição entre materiais cimentados e não cimentados para o solo saturado indica que pode haver alguma contribuição da sucção para o comportamento de solo cimentado exibido pelos solos não saturados. A cimentação natural sem efeito da sucção ocorre devido aos processos de formação dos solos tropicais e acúmulo de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio em sua fração fina. Os resultados obtidos por Nierwinski (2019), que também são mostrados na Figura 7-2, correspondem a materiais cimentados artificialmente em até 10%. Complementando a proposta para identificação da presença de cimentação nos solos, Nierwinski (2019) sugere o uso do conjunto de pontos ( $G_0/q_t$ ,  $Q_{tn}$ ) para classificação do tipo de solo conforme mostrado no ábaco da Figura 7-3. Esse ábaco de classificação mostra que, a partir das campanhas de ensaios de campo realizadas em condição natural, os solos foram classificados com comportamento de siltes cimentados (Região 3). Já, em uma campanha realizada em condição inundada, os materiais foram classificados como siltes arenosos (Região 2). De fato, esses comportamentos seguem a lógica da classificação textural, que vão de areia siltosa à areia fina pouco argilosa, respectivamente sem e com a desagregação mecânica com uso de defloculante.

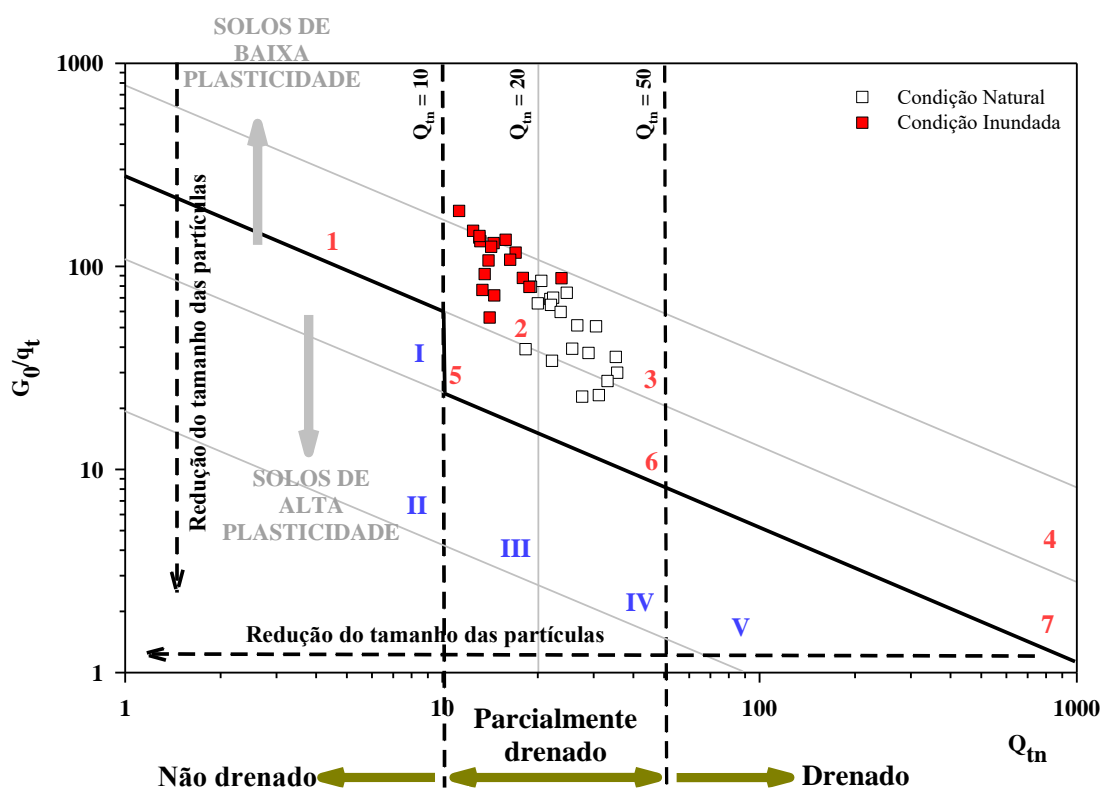


Figura 7-3: Classificação do solo estudado para as campanhas realizadas com base na proposta de Nierwinski (2019)



Por outro lado, tem-se observado que os valores de  $G_0/q_{max}$  não possuem uma tendência de variação bem definida com a sucção e que os valores dessa relação são superiores para o confinamento de 50 kPa conforme mostrado nos perfis da Figura 7-4. Portanto é para essa condição que as maiores taxas de acréscimo da rigidez em relação à resistência têm ocorrido. A partir da da Figura 7-4 se observa que a relação  $G_0/q_{max}$  é maior na parte mais superficial e mais evoluída do perfil, tendendo a diminuir com o aumento da profundidade. Estes resultados condizem com as proposições de Giacheti *et al.* (1998), Schnaid *et al.* (2004) e Giacheti *et al.* (1999, 2006). A partir da análise de resultados de campo esses autores observaram que, de forma geral, a relação entre rigidez e resistência aumenta com a idade e cimentação devido o maior efeito da microestrutura sobre a rigidez.

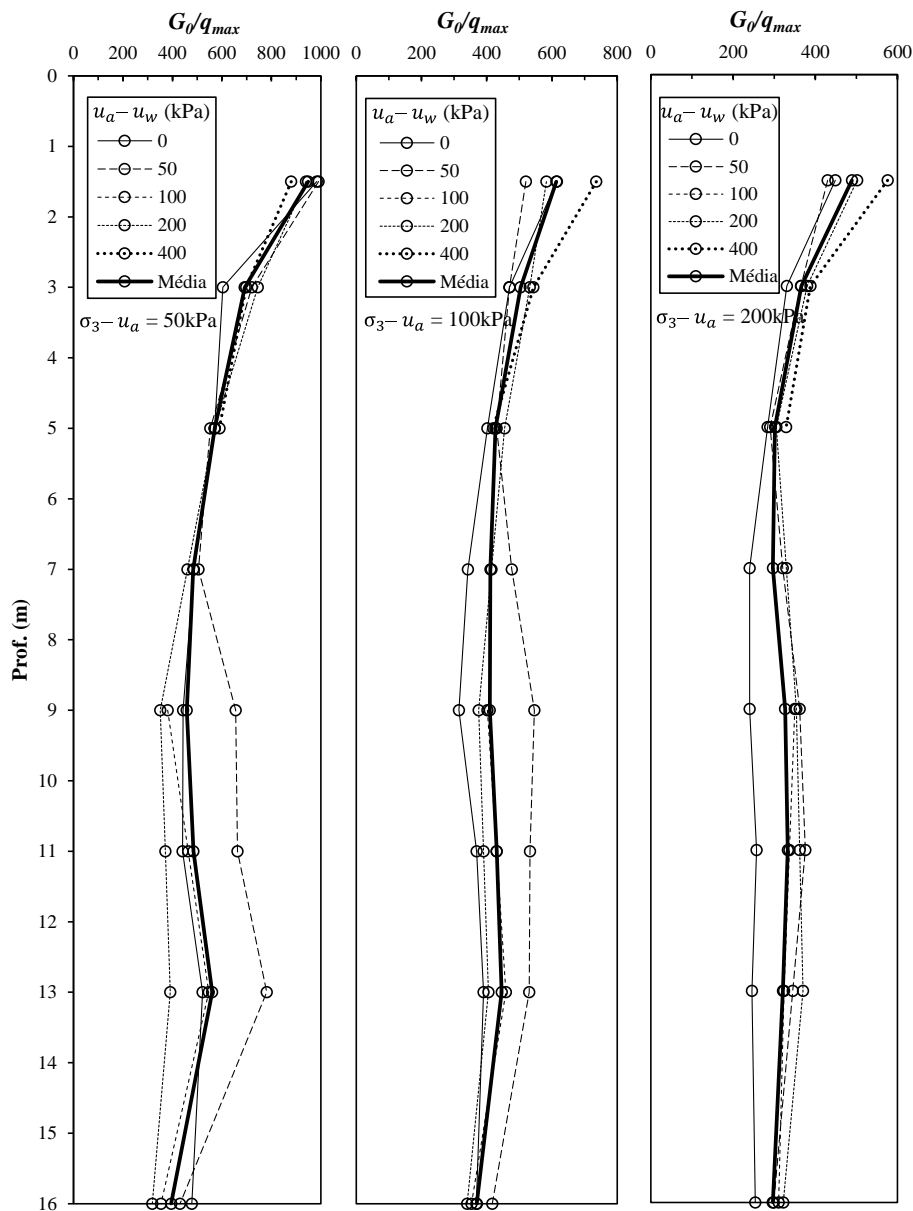


Figura 7-4: Variação de  $G_0/q_{max}$  para tensões confinantes líquidas de 50kPa, 100kPa e 200kPa.

As relações entre rigidez e resistência obtidas a partir de ensaios de laboratório e campo vêm sendo empregados para orientar a estimativa de parâmetros de projeto, estimar o parâmetro de estado (SCHNAID *et al.* 2020), e para uma identificação qualitativa de solos colapsíveis (ROCHA *et al.* 2021). Giacheti *et al.* (1999, 2006), Schnaid *et al.* (2004) e Rocha (2018) discutem sobre as relações  $G_0/q_c$ ,  $G_0/E_D$  e  $G_0/M_{DMT}$  ao longo da profundidade para a caracterização de perfis de solos tropicais. Estes autores também observaram a tendência de redução dessa relação com o aumento da profundidade, ou seja, com a evolução do perfil. De forma geral, o consenso é que essas relações apresentam valores maiores para solos mais evoluídos em função da idade e cimentação, sendo uma característica muito presente em perfis de solos lateríticos. Isso ocorre devido ao efeito da microestrutura que é maior em  $G_0$  do que em  $q_c$ ,  $E_D$  e  $M_{DMT}$  (ROBERTSON 2012; SCHNAID *et al.* 2004; VIANA DA FONSECA *et al.* 2006).

## 8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

### 8.1 Conclusões

#### 8.1.1 Resistência ao cisalhamento

As curvas de tensão-deformação assim como as envoltórias de resistência ao cisalhamento apresentaram comportamento típico de materiais arenosos com alta porosidade e baixa capacidade de retenção da água. Foram verificadas tendências de acréscimos da parcela coesiva com a sucção para todas as profundidades e condições. A análise do modelo de ajuste não linear mostrou que as maiores taxas de variação da coesão ocorreram para baixos níveis de sucção. Paralelamente, não foram verificadas alterações significativas no ângulo de atrito interno para estes materiais. Os resultados mostraram que o comportamento mecânico desses solos na zona ativa (até 5,0m de profundidade) é distinto do restante do perfil, que é menos afetado pelo efeito da sucção de campo. A taxa de variação da parcela coesiva em função da sucção ( $\phi^b$ ) foi crescente ao longo de todo o perfil, sendo que para os solos abaixo da zona ativa isso ocorreu de forma mais intensa, ou seja, solos mais profundos mostraram um maior acréscimo na coesão para uma mesma variação da sucção. Como não há monitoramento da sucção para os solos abaixo da zona ativa, isso chamou a atenção para as condições de sucção utilizadas neste programa experimental. Dessa forma, é provável uma alteração nas características mecânicas desses dos solos coletados entre 7,0 e 16,0m para valores impostos de sucção maiores que 200 kPa. Por outro lado, ensaios de penetração in situ em conjunto com o monitoramento da sucção dos solos em campo tem mostrado que é possível valores de sucções superiores a 400kPa na zona ativa do perfil, em especial por efeito de árvores. Isso leva à conclusão de que o comportamento mecânico dos solos ao longo do perfil estudado é de fato muito afetado pela sucção e que os ensaios triaxiais saturados e não saturados realizados neste trabalho forneceram boas estimativas dos parâmetros de resistência ao cisalhamento desses materiais.

#### 8.1.2 Módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ )

Os valores de  $G_0$  determinados por meio dos ensaios triaxiais com *BE* apresentaram tendência de aumento não linear com a sucção e confinamento. Modelos de ajuste foram utilizados para representar os resultados obtidos experimentalmente e aprimorar os conhecimentos acerca das variáveis envolvidas no aumento da rigidez desse solo ao longo do perfil. A equação que melhor se adequou aos resultados foi obtida por meio de um modelo semiempírico adaptado para incluir as variáveis de tensão de solos não saturados, além do

módulo de variação volumétrico ( $m'_v$ ) obtido por meio de ensaios de compressão isotrópica. Observou-se que o ângulo obtido a partir da taxa de variação de  $G_0$  em relação ao confinamento [ $\arctg(l)$ ] foi próximo do ângulo de atrito interno dos solos ao longo do perfil, enquanto as taxas de variação de  $G_0$  com a sucção variaram de forma mais intensa para baixas sucções. Assim como observado para a resistência ao cisalhamento, os solos abaixo da zona ativa mostraram maior acréscimo em  $G_0$  para uma mesma variação da sucção, confirmando a grande influência dessa variável no comportamento mecânico. O efeito da porosidade e compressibilidade também foram analisados chegando-se à conclusão de que a variação de  $m'_v$  com a sucção ocorre de forma decrescente e não linear e que a amplitude de variação desse parâmetro depende das características iniciais da amostra. Nesse sentido a dificuldade de se realizar uma análise paramétrica da influência dessas variáveis sobre  $G_0$  vem do fato de que os corpos de prova possuem características físicas iniciais distintas. Conclui-se que, a partir de técnicas apuradas e um programa experimental definido com base nas observações de campo, é possível obter, em laboratório, valores de  $G_0$  condizentes com aqueles encontrados em campo.

### 8.1.3 Curva de degradação do módulo

As curvas de degradação de  $G/G_0$  foram determinadas a partir de ensaios triaxiais equipados com  $BE$  e  $LVDTs$ . Os pontos experimentais foram ajustados por meio de um modelo empírico, sendo a deformação cisalhante de  $10^{-3} \%$  atribuída aos valores de  $G_0$  obtidos por meio dos ensaios de  $BE$ . As deformações cisalhantes específicas ( $\varepsilon_s$ ) foram calculadas por meio correlação com as deformações axiais ( $\varepsilon_a$ ) e radiais ( $\varepsilon_r$ ). Verificou-se por meio dos resultados que a posição relativa das curvas de  $G/G_0$  para uma mesma profundidade tende a ser menos dependente da sucção quando existe maior variação da porosidade inicial dos corpos de prova. A análise dos parâmetros de ajuste do modelo empírico mostrou que existe uma relação que se mantém constante ao longo do perfil, assim como para solos de mesma classificação sob diferentes condições de confinamento. Essa relação foi denominada de constante do material  $\kappa$  e, de acordo com os resultados, observou-se que os valores de  $\kappa$  são maiores para solos mais finos. Também foi observado que  $\kappa$  pode estar relacionado às condições de drenagem, sendo que materiais não drenados apresentaram maiores valores de  $\kappa$ . O aprimoramento do modelo empírico utilizado para ajuste das curvas de degradação também incluiu uma segunda relação entre os parâmetros de ajuste da função e o índice de vazios. Essa relação foi denominada como função de índice de vazios  $H(e)$ , sendo linear para os solos ao longo do perfil estudado. Originalmente conclui-se que a curva

de degradação de  $G/G_0$  pode ser obtida com precisão a partir da utilização das técnicas de ensaios triaxiais instrumentados descritas neste trabalho.

#### 8.1.4 Comparação da rigidez de campo e laboratório:

A partir dos ensaios de *BE* observou-se que os valores de  $G_0$  aumentaram de forma não linear com a sucção e com a tensão líquida e que a faixa de valores ao longo da profundidade, determinada a partir das tensões geostáticas, mostrou comportamento similar àquela determinada a partir de ensaios SDMT realizados em campo. Porém, em certos momentos, verificou-se que a faixa de valores de  $G_0$  em campo apresentou resultados superiores àqueles determinados por meio de *BE*. As determinações de  $G_0$  em campo são de fato mais próximas da realidade do que nos ensaios de laboratório, porém, mesmo com a adoção de critérios rigorosos, não há como se estimar precisamente as variáveis de tensão dos materiais sob condições naturais de confinamento e umidade. Além dos ensaios de *BE* e SDMT, resultados determinados a partir de ensaios de CR em amostras sob condições de umidade natural apresentaram valores próximos ao limite inferior dos ensaios SDMT. Mesmo diante das imprecisões e indeterminações dessas técnicas, ressalta-se que existe uma grande área avanço no emprego destes resultados de campo e laboratório. Além disso, as relações de campo e laboratório utilizadas para classificação de solos não convencionais ( $G_0/q_{max}$  e  $G_0/q_c$ ) mostraram comportamento e tendência semelhante ao longo do perfil. Essas relações tendem a ser maiores nos solos mais superficiais e mais evoluídos do perfil estudado. A classificação obtida a partir dos ábacos foi de que o solo apresenta cimentação. Solos com estrutura cimentada são comuns em regiões tropicais devido a laterização.

## 8.2 Sugestões para continuidade

A fim de ampliar o conhecimento acerca do comportamento mecânico do perfil típico da área estudada assim como do entorno, recomenda-se que sejam coletadas amostras representativas do solo residual pouco evoluído, entre 18 e 20 m de profundidade.

Recomenda-se a realização de ensaios de coluna ressonante, a fim de se obter base para comparação com a curva de degradação do módulo determinada por meio da abordagem empregada nos ensaios triaxiais instrumentados com *BE* e LVDTs. Tais ensaios também possibilitariam avaliar os resultados dos ensaios de coluna ressonante realizados em solos representativos desta área, onde a técnica de múltiplos estágios foi empregada.

O desconhecimento da história de sucções dos solos localizados abaixo da zona ativa pode ocasionar incertezas na avaliação do comportamento mecânico desses solos. Portanto,

a realização de ensaios para determinação da curva de plastificação em função da sucção seria de grande valor para melhor compreensão desse comportamento.

A comparação entre os resultados de  $G_0$  de campo e de laboratório sugerem que o processo de amostragem e confecção dos corpos de provas podem ter perturbado as amostras. Para uma melhor compreensão desse comportamento, é necessário realizar ensaios triaxiais em condição saturada e não saturada em amostras indeformadas e remoldadas, a fim de avaliar o efeito da estrutura, em especial das cimentações, na resposta mecânica do solo estudado.

Os resultados dos ensaios SDMT podem ser interpretados para definir a curva de degradação de campo, segundo sugerem alguns autores. Os resultados dos ensaios de laboratório desta pesquisa, em especial se eles forem complementados por ensaios de coluna ressonante, possibilitarão avaliar a abordagem de SDMT para definição da curva de degradação para os solos estudados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGNELLI, N. Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas. São Carlos, SP: EESC-USP. p. 224. 1997.
- ALONSO E. E, GENS A., JOSA A. A. Constitutive Model for Partially Saturated Soils. *Geotechnique*; v.40 n.3 pp. 405-430 ref. 43. 1990
- 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, 6 p. 2010.
- AMOROSO, S.; MONACO, P.; LEHANE, B. M.; MARCHETTI, D. Examination of the Potential of the Seismic Dilatometer (SDMT) to Estimate In Situ Stiffness Decay Curves in Various Soil Types. *Soils and Rocks*. v37 n.3. p.177-194. 2014.
- ANDERSON, D. G.; STOKOE II, K. H., “Shear Modulus: A Time-Dependent soil property,” *J. Dynamic Geotechnical Testing.*, vol. ASTM STP 654, pp. 66-90, 1978.
- ASHFORD, S.A., JAKRAPIYANUN, W.; LUKKANAPRASIT, P. Amplification of Earthquake Ground Motions in Bangkok. 7p. AIT research report submitted to the Public Works Department, Thailand. 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 06459. Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 07180. Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 07181. Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.
- 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, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm: determinação da massa específica, da massa específica aparente e da adsorção de água. Rio de Janeiro, 2016.
- ATKINSON, J.H. An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations. London: McGraw-Hill, p. 337, 1993.
- ATKINSON, J.H. Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, v. 50:5, p. 487-508. 2000.
- ATKINSON, J.H., SALLFORS, G. Experimental determination of soil properties. In: *Proceedings of the 10th ECSMFE*, vol. 3, Florence, pp. 915–956. 1991.
- BENZ, T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Phd, Universitat Stuttgart, 209p. 2007.
- BISHOP, A. W. The Principle of Effective Stress. *Tecnisk Ukeblad*, v.106, n.39, p.859-863. 1959.
- BUTCHER, A. P.; CAMPANELLA, R.G.; KAYNIA, A.M.; MASSARSCH, K.R. Seismic cone down-hole procedure to measure shear wave velocity – a guideline. In: *The*

- International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Proceedings. Technical Committee n. 10, 2005
- CARVALHO, J.C.; GITIRANA Jr, G.D. Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*. Oct 8;44. v. 44 n. 3. 25p.:e2021068121. 2021
- CAMPOS, I. C. O.; GUIMARÃES, E. M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Busca de Entendimento da Curva Característica de Materiais Expansivos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, 14, 23 a 26 agosto. 2008, Búzios, RJ. Búzios, RJ: ABMS. p. 1535-1542. 2008.
- CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. Sample disturbance in London clay. *Géotechnique*, v. 42, n. 4, p. 577-585, 1992
- CLAYTON, C. R. I., 2011. Stiffness at small strain: research and practice. *Géotechnique* v. 61, n. 1, p. 5-37. 2011
- CONCIANI, W.; BURGOS, P.C.; BEZERRA, R.L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Org.). *Solos não saturados no contexto geotécnico*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 21-37, 2015.
- COX, E.A. A method for assigning numerical and percentage values to the degree of roundness of sand grains. *Journal of Paleontology*, v. 1, p. 179-183, 1927.
- COX, M.R.; BUDHU, M. A practical approach to grain shape quantification. *Engineering Geology*, v. 96, p. 1-16, 2008.
- CRUZ, N. Modelling Geomechanics of residual Soils with DMT Tests. Ph.D. thesis. Porto: Porto University. p. 522. 2010.
- CRUZ, N.; RODRIGUEZ, C.; VIANA DA FONSECA, A. Detecting the present of cementation structures in soils, based in DMT interpreted charts. In: 4th Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Taylor and Francis Group, London, Proceedings..., v.1, p. 1723–1728, 2012.
- 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.
- DNER. ME 256/94. Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, RJ: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- DNER. ME 258/94. Solos compactados em equipamento miniatura - minimcv. Rio de Janeiro, RJ: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1994.
- ELHAKIM, A.F.; MAYNE, P.W. Derived stress-strain-strength of clays from seismic cone tests. *Proc. 3rd Int. Symp. Deform. Charact. Geomaterials*, Lyon, v. 1, p. 81-87. 2003.
- ESLAAMIZAAD, S.; ROBERTSON, P.K. Seismic cone penetration test to identify cemented sands. In *Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference*. St. John's, Newfoundland. September, pp. 352 – 360. 1996a.
- ESLAAMIZAAD, S.; ROBERTSON, P.K. Cone penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands. In *Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference*. St. John's, Newfoundland. September, pp. 429-438. 1996b.



- EUROCODE 7. Geotechnical design - Part 3: Design assisted by field testing, Section 9: Flat dilatometer test (DMT). Final Draft, ENV 1997-3, Apr., 66-73. CEN - European Committee For Standardization. 8 p. 1997
- FAGUNDES, L. S. Avaliação da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Tropical não Saturado. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP/FEB. Bauru. 100f. 2014.
- FAHEY, M.; CARTER, J.P. A finite element study of the pressuremeter test in sand using a non-linear elastic plastic model. *Can. Geotech. J.*, v. 30, p. 348-362. 1993
- FAHEY, M. Deformation and in situ stress measurement. Robertson P.K. & Mayne P.W. (eds) *Proc. 1st Int. Conf. on Site Characterization*, Atlanta, v. 1, p. 49-68. 1998
- FALCONI, F. CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C. SCHIMDT, C., ANTUNES, W. R., ALBUQUERQUE, HACHICH, W. NIYAMA, S. *Fundações: Teoria e Prática*, Editora Oficina de Textos; 3ª edição, 804 p. 2019
- FERNANDES, J. B. Desenvolvimento de um Sistema Hidropneumático para Ensaios de Permeabilidade em Solos Saturado. Monografia. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru. 116 p. 2012
- FERNANDES, J.B. Resistência e deformabilidade de solos não saturados a partir de ensaios triaxiais. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru – UNESP/FEB. Bauru, 144 p. 2016.
- FERNANDES, J.B. Estudo da resistência e da deformabilidade de um perfil de solo tropical não saturado. Qualificação de Doutorado. Bauru, SP: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 42 p. 2018.
- FERNANDES, J. B.; SAAB, A. L.; ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. Resistência de um Perfil de Solo Não Saturado. In: XVIII Congresso Brasileiro De Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Belo Horizonte, MG. 2016.
- 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. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal. 167p. 2002.
- FERREIRA, C.; VIANA da FONSECA, A.; SANTOS, J. A. Comparison of Simultaneous Bender Element Test and Resonant Column Tests on Porto Residual Soils. *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis*, Springer Netherlands, pp. 523-535. 2007.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, n. 4, p. 521–532, 1994
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1993. 554p. 1993.
- FREDLUND, D. G.; SHENG, D.; ZHAO, J. Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*. v.48 p.2 p.186-198. 2011.
- FUTAI, M. M. Propriedades geotécnicas de solos saprolíticos e rochas alteradas de filito. In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Anais..., São Pedro-SP, p. 15-29, 1999.

- FUTAI, M. M. Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não saturados: aplicação a um caso de voçorocamento. Rio de Janeiro, RJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), COPPE, 2002. 559p. 2002.
- GEORGETTI, G. B. Deformabilidade e Resistência de um Solo Laterítico não Saturado. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 130 p, 2014.
- GIACHETI, H. L. Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 232 p. 1991.
- GIACHETI, H. L.; COELHO, V.; CARVALHO, D. Caracterização geotécnica de dois perfis de solos tropicais com base em ensaios de laboratório. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Brasília/DF, Anais..., v. 1. p. 195-202, 1998.
- GIACHETI, H. L.; BEZERRA, R.C.; ROCHA, B.P. Seasonal influence on cone penetration test: na unsaturated soil site example. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 11, p. 361-368, 2019
- GIACHETI, H. L.; PEIXOTO, A. S. P.; MONDELLI, G. Comparação entre Resultados de Ensaios de Penetração com os Cones Mecânico e Elétrico em Solos Tropicais. *Solos e Rochas*, v.27, n.2, p. 191-200. 2004.
- GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIM, Y.S.; SATO, T. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory *Soils and Foundations*, 31 (1), p. 169-180, 1991.
- GOUDARZY, M.; KÖNIG, D.; SCHANZ, T. Small strain stiffness of granular materials containing fines *Soils and Foundations -Tokyo*. 56. 1-32. p. 757-764. 2016.
- GUIMARÃES, R.C. Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de mestrado. Publicação nº G. DM – 090A/02, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002, 183p. 2002.
- HARDIN, B. O.; BLANDFORD, G. E. Elasticity of Articulate Materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v.115, n.6, 1989
- HEPTON, P. Shear wave velocity measurements during penetration testing. *Proc. Penetration Testing in the UK*, ICE, p. 275-278, 1988
- HIRD, C. C.; YUNG, P. C. Y. The use of proximity transducer for local strain measurements in triaxial tests *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 12 (4) p. 292-296. 1989.
- IBGE. Coordenação de Recursos Naturais e Estudos Ambientais. Manual Técnico de Pedologia 2.ed. Rio de Janeiro, (Manuais Técnicos em Geociências, 4). 2007.
- ISHIHARA, K. Soil behavior in earthquake engineering. Clarendon Press, Oxford University, New York, USA, 1996. p. 360. 1996.
- ISHIHARA, K. Estimate of relative density from in-situ penetration tests. Rahardjo P.P. & Lunne T. (eds). *Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories*, Bali, p. 17-26. 2001.
- JACINTHO, E. C.; CARVALHO, J. C.; CARDOSO, F. B. F.; GUIMARÃES, R. C. Perfil de Intemperismo e Infiltração. *Tópicos sobre infiltração: Teoria e Prática Aplicadas a*

solos tropicais. Brasília, Faculdade de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação Em Geotecnia. 2012.

- JAMIOLKOWSKI, M. J.; LADD, C.C.; GERMAINE, J.T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. In Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, California, August 1985, Vol.1 pp. 57-153. 1985.
- JAMIOLKOWSKI, M. J.; GHIONNA, V.N.; LANCELLOTTA, R.; PASQUALINI, E.; New correlations of penetration tests for design practice J.D. Ruiter (Ed.), Penetration Testing 1988: Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 20–24 March 1988, A.A. Balkema, Rotterdam; Brookfield, VT, USA, p. 263-296. 1988.
- JARDINE, R.J.; SYMES, M.J.; BURLAND, J.B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus *Géotechnique*, 34 (3), p. 323-340. 1984.
- JOVIČIĆ, V.; COOP, M.; SIMIĆ, M. Objective criteria for determining  $G_{max}$  from bender element tests *Géotechnique*, 46 (2), p. 357-362. 1996.
- KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. On Total, Matric and Osmotic Suction. *Soil Science*, 114 (5), p.339 - 348. 1972.
- KUNG, G.T.; OU, C.Y.; JUANG, C.H. Modelling small-strain behaviour of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations *Computer and Geotechnics*, 36, pp. 304-319. 2009.
- LEE, J.W.; HAMAD, M.; TABUCHI, G.; SUZUKI, K. Prediction of fault rupture propagation based on physical model tests in sandy soil deposit Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering. Vancouver, Canada. Paper No. 11. 2004.
- LEHANE, B.M. & FAHEY, M. Using SCPT and DMT data for settlement prediction in sand. Viana da Fonseca A. & Mayne P.W. (eds) Proc. 2nd Int. Conf. on Site Characterization, Porto, v. 2, p. 1673-1679. 2004.
- LIKITLERSUANG, S.; KYAW, K. A study of shear wave velocity correlations of Bangkok subsoil *Obras y Proyectos: Revista de Ingeniería Civil*, 7, pp. 27-33. 2010.
- LIKITLERSUANG, S.; TEACHAVORASINSKUN, S.; SURARAK, C.; OH, E.; BALASUBRAMANIAM, A. Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok Clays. *Soils and Foundations*, v. 53, n.4, p.498–509. 2013.
- LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; RENOFIO, A.; AGNELLI, N. Patologias em edifícios apoiados em solo colapsível. In: Congresso Nacional de Patologia em Estruturas, UVA, Sobral, CE., mar 2003. Anais em PDF. 11p. 2003.
- MACHADO, S. L.; VILAR, O. M. Estudo da Compressibilidade e Resistência de Solos Não Saturados ao Longo de um Perfil Típico da Cidade de São Carlos-SP. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Brasília/DF, Anais, 1998.
- MAIR, R.J. Unwin memorial lecture 1992. Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavation Proceedings of the ICE —Civil Engineering, 97 (1), pp. 27-41. 1993.
- MARCHETTI, S. In Situ Tests by Flat Dilatometer. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, v. 106:GT3, p. 299-321. 1980.
- MARCHETTI, S.; MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations: a report by the ISSMGE TC Committee. In:

PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENTS OF SOIL PROPERTIES AND CASE HISTORIES, Parahyangan Catholic University, Bandung, Indonesia, p. 95-132, 2001.

- MARCHETTI, S. Origin of the Flat Dilatometer. Proceedings... 2nd International Conference on the Flat Dilatometer. American Society of Civil Engineering (ASCE). Washington - DC - USA: R A Failmezger & J B Anderson Editors, v. 1. p. 1-2. 2006.
- MARCHETTI S., MONACO P., TOTANI G., MARCHETTI D. In situ tests by seismic dilatometer (SDMT), ASCE Geotechnical Special Publications Honoring Dr, John H. Schmertmann From Research to Practise in Geotechnical Engineering Geotechnical Special Publication GSP, ASCE, v. 180, p. 292-311. 2008.
- MARCHETTI, S. The Seismic Dilatometer for In situ Soil Investigations. In: Indian Geotechnical Conference, India, Proceedings..., Paper n° C312, p. 1 – 4, 2014.
- MARTIN, G.K.; MAYNE, P.W. Seismic flat dilatometer tests in Connecticut Valley Varved clay. Geotech. Testing Journal, ASTM, v. 20:3, p. 357-361. 1997
- MARTIN, G.K.; MAYNE, P.W. Seismic flat dilatometer in Piedmont residual soils. Robertson P.K. & Mayne P.W. (eds) Proc. 1st Int. Conf. on Site Characterization, Atlanta, v. 2, p. 837-843. 1998
- MAYNE, P. W. Enhanced Geotechnical Site Characterization by Seismic Piezocone Penetration Tests. Invited Lecture. In: Fourth International Geotechnical Conference, 4., 2000, Cairo University. Proceedings... Fourth International Geotechnical Conference p. 95-120, 2000.
- MAYNE, P.W. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. Rahardjo P.P. & Lunne T. (eds), Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, p. 27-47. 2001
- MAYNE, P.W. Class “A” footing response prediction from seismic cone tests. Proc. 3rd Int. Symp. Deform. Charact. Geomaterials, Lyon, v. 1, p. 883-888. 2003
- MAYNE, P.W. Geoenvironmental Design Using the Cone Penetration Test. Published by ConeTec Inc., 12140 Vulcan Way, Richmond, BC, V6V 1J8. 155 pages. 2009.
- MAYNE, P.W., SCHNEIDER, J.A. & MARTIN, G.K. Small- and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests. In M. Jamiolkowski, R. Lancellotta & D.C.F. Lo Presti (eds), Pre-failure Deformation Characteristics in Geomaterials. Rotterdam: Balkema. p. 419–427. 1999.
- McGILLIVRAY, A. & MAYNE, P.W. Seismic piezocone and seismic flat dilatometer tests at Treporti. Viana da Fonseca A. & Mayne P.W. (eds) Proc. 2nd Int. Conf. on Site Characterization, Porto, v. 2, p. 1695-1700. 2004
- MŁYNAREK Z., GOGOLIK S., MARCHETTI S., MARCHETTI D. Suitability of SDMT test to assess geotechnical parameters of post-flotation sediment. In: 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington D.C. USA, 148-153. 2006.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: Limitações do Método Tradicional, Apresentação de uma Nova Sistemática. In: 15ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Belo Horizonte/MG, 1980.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Pavimentação de baixo custo em solos lateríticos. São Paulo: Edições Villibor. 213p. 1995.

- OBRZUD, R. F. "On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice." 17p. 2011
- OLIVEIRA, A. Resistência e compressibilidade de solo argiloso tropical residual evoluído de basalto. Maringá, PR: Universidade Estadual de Maringá (UEM), 192p. 2019.
- OLIVEIRA, C.; ARAÚJO, A.P.; MAZUR, N. Fundamentos da Ciência do Solo - IA 321. Roteiro de Aulas Práticas. Seropédica: UFRJ, 47p. 2000.
- OTÁLVARO, I.F.; NETO, M.P.C.; CAICEDO, B. Compressibility and microstructure of compacted laterites. *Transportation Geotechnics*, v. 5, p. 20-34, 2015.
- PEDRINI, R. A. A. Desenvolvimento de Sistema para Realização de Sísmica Up-Hole em Conjunto com Sondagem SPT. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 127p. 2012
- PEDRINI, R. A. A.; ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. The Up-Hole Seismic Test Together with the SPT: Description of the System and Method. *Soils and Rocks*. 41. p. 133-148. 2018.
- PEJON, O.J. Mapeamento geotécnico regional da folha de Piracicaba-SP (escala 1:100.000): estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, v. 1. f.1-224. 1992.
- PENTLAND, A. A method of measuring the angularity of sands. *Roy. Soc. Canada Proc. Trans*, v. 3, n. 21, 1927.
- PIACENTINI, M. V. Resistência de um Solo Tropical Não Saturado a partir de Ensaios Triaxiais. Relatório de projeto de pesquisa de Iniciação Científica do CNPq. Faculdade de Engenharia de Bauru. 26 p. 2020.
- PRESA, E.P. 7ª Sessão técnica: Solos tropicais, especiais (expansivos, colapsíveis e dispersivos) e pavimentos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 1, p. 231-243, 1994.
- RAMPELLO, S.; VIGGIANI, G.M.B.; AMOROSI, A. Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths *Géotechnique*, 47 (3), pp. 475-489. 1997
- REIS, R. M. Comportamento Tensão - Deformação de Dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaisse. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos, 198p. 2004.
- ROBERTSON, P.K. Cone Penetration Test (CPT) - Based Soil Behaviour Type (SBT) Classification System — An update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12): p. 1910–1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044. 2016.
- ROBERTSON, P.K. & FERRERA, R.S. Seismic and pressuremeter testing to determine soil modulus. In *Predictive soil mechanics, Wroth Memorial Symposium*: p. 562–580. 1993.
- ROBERTSON, P. K.; FEAR, C. E.; WOELLER, D. J.; WEEMEES, I. Estimation of Sand Compressibility from Seismic CPT. In: 48th Canadian Geotechnical Conference. Proceedings... 48th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, BC, Canada, p. 441-448, 1995
- ROCHA, B.P.; RODRIGUES, R.A.; GIACHETI, H.L. The flat dilatometer test in an unsaturated tropical soil site. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 10, p. 1-13, 2021.

- ROCHA, B.P.; CASTRO, B.A.C.; GIACHETI, H.L. Seismic DMT Test in a Non-Text Book Type Geomaterial. The 3rd International Conference on the Flat Dilatometer At: Rome Volume: 1. 8 p. 2015.
- ROCHA, B.P. Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo. São Carlos, SP: EESC-USP, 272p. 2018.
- ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. Ensaio DMT na caracterização e estimativa do recalque de fundações superficiais em um perfil de solo tropical arenoso. 10.20906/CPS/CB-01-0126. 2016
- ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. Site characterization of a tropical soil by in situ tests. DYNA, 85(206), pp. 211-219, September, 2018
- ROCHA, B. P.; SAAB, A. L.; GIACHETI, H. L. Ensaios sísmicos na investigação geotécnica de um perfil de solo de Bauru-SP. Simpósio da Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste (Geocentro), Goiânia. 2017.
- ROCHA, B. P.; SANTOS, R. A.; BEZERRA, R. C.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. Characterization of unsaturated tropical soil site by in situ tests. In: Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, v. 2, p. 1129-1136, 2016.
- ROCHA, M. T.; RESENDE, L. R. Estudo Laboratorial de um Solo Tropical Granular Estabilizado Quimicamente para Fins de Pavimentação. Revista Matéria, v.22, n.4, 2017.
- SAAB, A. L. Análise da Compressibilidade de um Perfil de Solo Não Saturado por Meio de Ensaios com Sucção Controlada. 2016. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Bauru - FEB/UNESP. Bauru, 110p. 2017.
- SALLES, J. C. (2013). Determinação de módulos de deformabilidade através de provas de carga no cone elétrico. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 117p. 2013.
- SCHNAID, F.; YU, H. S. Interpretation on the Seismic Cone Test in Granular Soils. Geotechnique, v. 57, p. 265-272, 2007
- SCHNAID, F., FAHEY, M.; LEHANE, B. In situ test characterization of unusual geomaterial. Keynote Lecture. In: Geotechnical e Geophysical Site Characterization. 2004, Millpress, Rotterdam. Proceedings... Millpress, Rotterdam: Ed. A. Viana da Fonseca e P.W. Mayne. v. 1, pp. 49–74, 2004.
- SCHOLEY, G.K.; FROST, J.D.; Lo PRESTI, D.C.F.; JAMIOLKOWSKI, M. A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens ASTM Geotechnical Testing Journal, 18 (2), pp. 137-156. 1995.
- SHENG, D., SLOAN, S.W., GENS, A. A Constitutive Model for Unsaturated Soils: Thermomechanical and Computational Aspects. Computational Mechanics. v.33, 2004.
- SIMPSON, B.; O'RIORDAN, N.J.; CROFT, D.D.; A computer model for the analysis of ground movements in London Clay Géotechnique, 29 (2), pp. 149-175. 1979.
- SOBÓL, E.; GABRYS, K.; ZABŁOCKA, K.; SADZEVICIUS, R.; SKOMINAS, R.; SAS, W. Laboratory Studies of Small Strain Stiffness and Modulus Degradation of Warsaw Mineral Cohesive Soils. Minerals. 10. 10.3390/min10121127. 2020.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, New York, McGraw-Hill Book Company Inc. 655p. 1951.

- VALVERDE, D. A. Caracterização, compressibilidade e colapsibilidade de um perfil de solo tropical não saturado. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, p. 161. 2021.
- 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, n. 5, p. 892-898, 1980.
- VAUGHAN, P. R. Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic, Particularly as Related to their Structure an Mineral Components –Special Lectures. Proceedings..., I International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. ABMS. Brasília. vol. 3, 231-263, 1985.
- VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic. Particularly as related to their structure na mineral components – special lectures. In: I INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, Proceedings..., ABMS, Brasília, v.3, p. 231-263, 1988.
- VILAR, O. M. A Simplified Procedure to Estimate the Shear Strength Envelope of Unsaturated Soils. Canadian Geotechnical Journal, v.43, 2006.
- VILAR, O. M. An Expedite Method to Predict the Shear Strength of Unsaturated Soils. Soils & Rocks, v.30, p. 51-62. 2007.
- VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; CINCERRE, J.R.; SERRZA, P.R.M.; ZUPPOLINI, A.N. Pavimentos de baixo custo para vias urbanas, bases alternativas com solos lateríticos. São Paulo, 2007.
- 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.