



Lorena Gomes Abrantes

**Avaliação em laboratório do coeficiente de empuxo no
repouso (k_0) de um colúvio saturado e não saturado**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Rio de Janeiro

Março de 2019



Lorena Gomes Abrantes

**Avaliação em laboratório do coeficiente de
empuxo no repouso (k_0) de um colúvio saturado
e não saturado**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Vitor Nascimento Aguiar

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 08 de Março de 2019

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, da orientadora e da universidade.

Lorena Gomes Abrantes

Graduou-se em Engenharia Civil pela UFJF (Universidade Federal de Juiz de Fora) em Juiz de Fora, Minas Gerais em fevereiro de 2017. Ingressou no mestrado em Engenharia Civil na área de Geotécnica na PUC-Rio em março de 2017, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental aplicada a solos não saturados.

Abrantes, Lorena Gomes

Avaliação em laboratório do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) de um colúvio saturado e não saturado / Lorena Gomes Abrantes; orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos. – 2019.

f 157. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2019.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental – Teses.
2. Coeficiente de empuxo no repouso. 3. Solo coluvionar. 4. Solo não saturado. 5. Sucção.
6. Intemperismo. I. Campos, Tácio Mauro Pereira de. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD:624

Aos meus pais, Jovita Helena e Ivair, aos meus irmãos Marina e Davi, e o meu amor Guilherme, pelo apoio e confiança.

Agradecimentos

Agradeço em primeiro lugar a Deus, pelo dom da vida, por me permitir sonhar e trabalhar para edificá-los.

À meu orientador Tácio Mauro Pereira de Campos pela boa vontade, por todos os conhecimentos fornecidos e por acreditar nesse trabalho.

Ao CNPq pelo auxílio financeiro indispensável para o desenvolvimento deste trabalho.

À Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro por todas as oportunidades oferecidas e pelo ensino de excelência, voltando o meu agradecimento a todos os professores que fizeram parte da minha pós-graduação em Engenharia Civil.

A todos os alunos do mestrado em Geotecnia, que me proporcionaram troca de conhecimento e experiência de vida, o meu agradecimento.

Aos funcionários do Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio, Edson, Carlos, Amaury e Josué por todo o auxílio prestado na montagem e execução dos ensaios realizados.

Aos professores: Frankli Antunes, Cláudio Malher e Luiz Gusmão pelas importantes contribuições a esse trabalho.

À Ana Carolina, Thaianara e Paula por todo o apoio e incentivo prestados ao longo de todo o trabalho.

Aos amigos de Tocantins e Juiz de Fora por todo o carinho mesmo com a distância e as dificuldades.

Aos meus irmãos, Marina e Davi, por serem pessoas excepcionais, além de serem meu aconchego nos momentos mais difíceis e a minha alegria diária.

Ao meu amor, Guilherme Batista da Silva, o meu agradecimento, por estar ao meu lado em todos os momentos, compartilhando alegrias e tristezas e me motivando sempre a dar o meu melhor.

Aos meus pais, Jovita Helena e Ivair, por serem os meus pilares e por sonharem e lutarem comigo pelos meus sonhos, dedico a vocês essa conquista. O trabalho foi desafiador, mas o aprendizado foi proporcional a todos os desafios.

A todos que torceram e oraram por mim, meu muito obrigada.

Resumo

Abrantes, Lorena Gomes; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Orientador). **Avaliação em laboratório do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) de um colúvio saturado e não saturado.** Rio de Janeiro, 2019. 157 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Para o conhecimento do estado de tensão natural do solo, expresso pelo coeficiente de empuxo no repouso (k_0), emprega-se a realização de ensaios de laboratório em amostras indeformadas. A importância da determinação desse parâmetro para solos coluvionares diz respeito à aplicação em obras de engenharia que envolvam empuxo de terra e fundações. Existem correlações na literatura para a determinação de k_0 que provêm de pesquisas desenvolvidas considerando solos sedimentares, tipicamente de regiões temperadas ou frias. Ao lidar com solos coluvionares e residuais, típicos de regiões tropicais, não é condizente utilizar dessas correlações, visto que o k_0 é afetado por vários fatores, tais como a sucção, grau de intemperismo, processo de laterização, entre outros que também afetam solos sedimentares saturados. Esse estudo analisa as amostras de solo coluvionar provenientes do talude da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). Para determinar o coeficiente de empuxo no repouso do solo coluvionar na condição não saturada, é utilizado um equipamento de parede flexível, com sistema de controle de sucção. Para avaliar a influência da sucção no valor do coeficiente de empuxo no repouso, cada amostra foi ensaiada sob diferentes teores de umidade: mais úmida, com sucção de 10 kPa; intermediária com sucção de 40 kPa; e mais seca, com 100 kPa. Os valores de k_0 obtidos nos ensaios variaram de 0,19 a 0,24. O coeficiente de empuxo no repouso do solo coluvionar na condição saturada (sucção nula) também foi determinado usando um equipamento triaxial servo-controlado tipo “Bishop-Wesley”. O valor de k_0 obtido para o solo coluvionar na condição saturada foi de 0,36. Os resultados obtidos seguiram, em parte, a tendência esperada.

Palavras-chave

Coeficiente de empuxo no repouso; solo coluvionar; solo não saturado; sucção.

Abstract

Abrantes, Lorena Gomes; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Advisor). **Laboratory evaluation of the coefficient of earth pressure at rest (k_0) of a saturated-unsaturated colluvium.** Rio de Janeiro, 2019. 157 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

For the knowledge of the natural stress state of the soil, expressed by the coefficient of earth pressure at rest (k_0), a laboratory test is used in undisturbed samples. The importance of the determination of this parameter for colluvium soils relates to the application in engineering works that involve buoyancy of earth and foundations. There are correlations in the literature for determination k_0 that comes from researches developed considering sedimentary soils, typically from temperate or cold regions. In dealing with residual and colluvium soils, typical of tropical regions, it is not appropriate to use these correlations, since k_0 is affected by several factors, such as degree of weathering, laterization processes and suction, among others that also affect saturated sedimentary soils. This research analyzes samples of a colluvium soil from the Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). For the determination of the coefficient of earth pressure at rest of the unsaturated colluvium soil, a flexible wall equipment, with a system of suction control was used. In order to evaluate the influence of suction on the value of the coefficient of earth pressure at rest, each sample was tested under different moisture contents: wetter, with suction of 10 kPa; intermediate with suction of 40 kPa; and drier with 100 kPa. The k_0 values obtained in the tests ranged from 0,19 to 0,24. The coefficient of earth pressure at saturated colluvium (null suction) was also determined using Bishop and Wesley type, servo-controlled triaxial equipment. The value of k_0 obtained for the colluvium soil in the saturated condition was equal to 0.36. The results in both trials followed, in part, the expected trend.

Keywords

Coefficient of earth pressure at rest; colluvium soil; unsaturated soils; suction.

Sumário

1 Introdução	21
2 Revisão Bibliográfica	23
2.1 Coeficiente de Empuxo no Repouso (k_0).....	23
2.1.1 Definição.....	23
2.1.2 Correlações Empíricas	27
2.1.3 Ensaio de Laboratório	37
2.1.3.1 Histórico de ensaio de laboratório para a determinação do k_0	43
2.2 Solos Residuais	48
2.2.1 Influência do intemperismo no coeficiente k_0	52
2.2.2 Influência da sucção no coeficiente k_0	54
2.3 Solos não saturados.....	56
2.3.1 Curva característica.....	61
3 Programa Experimental.....	68
3.1 Materiais Utilizados	68
3.2 Equipamento triaxial tipo “Bishop-Wesley”	70
3.2.1 Câmara do equipamento triaxial	72
3.2.2 Célula de carga	73
3.2.3 Medidor de Variação de Volume	74
3.2.4 Interface Ar/Água	75
3.2.5 Transdutor de poropressão e tensão confinante	76
3.2.6 Controlador de pressão.....	77
3.3 Procedimentos e técnicas de ensaio.....	78
3.3.1 Calibração dos instrumentos.....	78
3.3.2 Moldagem do corpo de prova	78
3.3.3 Saturação das linhas do equipamento triaxial	81
3.3.4 Saturação do corpo de prova.....	81
3.3.5 Adensamento isotrópico	81
3.3.6 Carregamento p' constante.....	82
3.3.7 Adensamento anisotrópico k_0	82
3.3.8 Cisalhamento	83
3.3.9 Operações Finais	83
3.4 Equipamento de sucção controlada.....	83
3.4.1 Câmara de Ensaio.....	86
3.4.2 Sistema de Aplicação e Controle de Pressões de Água e Ar	87
3.4.3 Sistema de Aplicação de Forças Verticais	88

3.4.4 Bomba de Bolhas.....	90
3.4.5 Medidor Automático de Variação Volumétrica	91
3.4.6 Sistema de Aquisição de Dados	93
3.5 Procedimentos e Técnicas de Ensaio	94
3.5.1 Operações Pré-ensaio	94
3.5.1.1 Calibração dos instrumentos de medição.....	94
3.5.1.2 Calibração do equipamento	95
3.5.1.3 Verificação da Estanqueidade do Conjunto.....	98
3.5.1.4 Saturação das Tubulações e da Pedra Porosa de Alto Valor de Pressão de Entrada de ar	98
3.5.2 Preparação da amostra	99
3.5.3 Instalação da amostra	100
3.5.4 Enchimento da câmara e leituras iniciais dos instrumentos.....	101
3.5.5 Aplicação do Estado Inicial de Tensões	102
3.5.6 Aplicação do Carregamento Vertical com Sucção Constante.....	103
3.5.7 Operações Finais	104
4 Resultados e Discussões.....	105
4.1 Ensaio de Caracterização Física.....	105
4.1.1 Granulometria	105
4.1.2 Limites de Consistência	106
4.1.3 Índices Físicos	107
4.1.4 Curvas Características do Solo	107
4.2 Caracterização química.....	114
4.2.1 Análise química parcial	114
4.2.2 Análise química total	115
4.3 Caracterização mineralógica.....	116
4.3.1 Análise Termogravimétrica	116
4.4 Ensaio para a determinação do k_0 para solo coluvionar saturado	117
4.5 Ensaio para a determinação do k_0 para solo coluvionar não saturado	120
4.6 Discussão dos resultados de k_0 obtidos do solo coluvionar.....	129
5 Conclusões e Sugestões.....	138
5.1 Conclusões	138
6 Referências	140
Apêndice A	150
Apêndice B.....	156

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Relação entre tensões verticais e horizontais (Brooker e Ireland, 1965).	25
Figura 2.2 – Ensaio edométrico realizado em caulim (Nadarajah, 1973).	26
Figura 2.3 – Formulação de Jaky (1944).	29
Figura 2.4 – Relação entre o k_0 e ϕ' para argilas normalmente adensadas (Brooker e Ireland, 1965).	30
Figura 2.5 – Exponente α para areias (Bowles, 1982).	34
Figura 2.6 – OCR <i>versus</i> k_0 para diferentes argilas (Schmidt, 1983).	35
Figura 2.7 – História de tensões do solo (adaptado de Mayne e Kulhawy, 1982).	36
Figura 2.8 – Trajetória de tensões para solos normalmente adensados durante a amostragem e o seu armazenamento (Wroth, 1975).	39
Figura 2.9 – Esquema geral da amostra confinada (Gersvanoff, 1936).	44
Figura 2.10 – Esquema geral do equipamento triaxial (Bishop e Henkel, 1957).	45
Figura 2.11 – Equipamento projetado por Hendron (Hendron, 1963).	46
Figura 2.12 – Efeito da redução do módulo de compressão com o intemperismo no coeficiente k_0 , sob tensão vertical efetiva constante (Vaughan e Kwan, 1984).	54
Figura 2.13 – Histórico do desenvolvimento dos solos não saturados (Fredlund, 2018).	57
Figura 2.14 – Definição da zona vadosa de solos não saturados (Fredlund, 2018).	57
Figura 2.15 – Componentes do fluxo (Fredlund, 2018).	58
Figura 2.16 - Fases do elemento de solo não saturado (Fredlund e Morgenstern, 1977).	59
Figura 2.17 - Água no solo com destaque para a água capilar no solo não saturado e água livre no solo saturado (Caputo, 1988).	60
Figura 2.18 – (a) Relação entre umidade relativa do solo e sucção. (b) Relação entre o grau de saturação e a sucção (Marinho, 2018).	62
Figura 2.19 - Curva característica do tipo "S" (modificado de Vanapalli et al., 1996).	64
Figura 2.20 - Curva característica do tipo "sela" (Feuerharmel, 2007 <i>apud</i> Vivian, 2008).	65
Figura 2.21 – Curva característica de umedecimento e secagem (Fredlund, 2018).	67
Figura 3.1 – Gávea, bairro localizado na zona sul da cidade do Rio de Janeiro.	68
Figura 3.2 – Prédio Cardial Leme – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.	68
Figura 3.3 - Talude frontal do campus da Pontifícia Universidade Católica	69

Figura 3.4 – Bloco de solo coluvionar.	70
Figura 3.5 - Esquema geral do equipamento do LGMA da PUC-Rio.	72
Figura 3.6 - Esquema geral da câmara triaxial do LGMA da PUC-Rio.	73
Figura 3.7 - Esquema geral da célula de carga do LGMA da PUC-Rio.	74
Figura 3.8 - Esquema geral do medidor de variação volumétrica do LGMA da PUC-Rio.	75
Figura 3.9 - Esquema geral da interface de ar-água do LGMA da PUC-Rio.	76
Figura 3.10 - Esquema geral do transdutor de poropressão do LGMA da PUC-Rio.	77
Figura 3.11 – Trajetória de tensões seguida no ensaio.	79
Figura 3.12 – Instalação do corpo de prova na prensa triaxial.	80
Figura 3.13 – Término da instalação do corpo de prova na prensa triaxial.	80
Figura 3.14 - Esquema geral do equipamento de Daylac (1994).	84
Figura 3.15 - Esquema geral do equipamento adaptado por Alvim (2017).	85
Figura 3.16 – Seção transversal da câmara de ensaio (Daylac, 2004).	86
Figura 3.17 - Sistema de controle de pressões de ar e água.	88
Figura 3.18 - Linhas de pressão do equipamento (apaptado de Alvim, 2017).	89
Figura 3.19 - Sistema de aplicação de carregamento vertical.	90
Figura 0.20 Figura 3.20 - Bomba de Bolhas.	91
Figura 3.21 - Medidor Automático de Variação Volumétrica (MVV).	92
Figura 3.22 - Sistema de Aquisição de Dados.	93
Figura 3.23 – Vista geral do equipamento de sucção controlada.	94
Figura 3.24 - Compressibilidade do tubo.	97
Figura 3.25 - Compressibilidade Geral do Sistema (Cg).	97
Figura 3.26 – Extração das amostras do anel de aço inoxidável.	99
Figura 3.27 – Instalação do corpo de prova na câmara de ensaio.	100
Figura 3.28 - Término da instalação do corpo de prova na câmara de ensaio.	101
Figura 3.29 - Ajuste da câmara na prensa e fixação de parafusos de vedação	102
Figura 4.1 - Granulometria do solo coluvionar.	105
Figura 4.2 – Papel-filtro sendo pesado na balança de precisão.	109
Figura 4.3 – Anel de solo umedecendo.	110
Figura 4.4 – Anel de solo secando ao ar.	110
Figura 4.5 – Curvas características de secagem e umedecimento do solo.	114
Figura 4.6 – Análise termogravimétrica.	117
Figura 4.7 – Gráfico de adensamento isotrópico e p' constante.	118
Figura 4.8 – Gráfico de adensamento k_0 do solo.	119
Figura 4.9 – Gráfico de índice de vazios <i>versus</i> σ'_v solo.	121
Figura 4.10 – Gráfico de deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial.	120

Figura 4.11 – Curva de índice de vazios <i>versus</i> σ'_v para sucção de 10 kPa.	121
Figura 4.12 – Curva de índice de vazios <i>versus</i> σ'_v para sucção de 40 kPa.	122
Figura 4.13 – Curva de índice de vazios <i>versus</i> σ'_v para sucção de 100 kPa.	122
Figura 4.14 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> σ'_v de Bishop (1959) para uma sucção de 10 kPa.	123
Figura 4.15 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> $(\sigma_v - u_a)$ para uma sucção de 10 kPa.	124
Figura 4.16 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> σ'_v de Fredlund e Rahardjo (1993) para uma sucção de 10 kPa.	124
Figura 4.17 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> σ'_v de Bishop (1959) para uma sucção de 40 kPa.	125
Figura 4.18 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> $(\sigma_v - u_a)$ para uma sucção de 40 kPa.	126
Figura 4.19 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> σ'_v de Fredlund e Rahardjo (1993) para uma sucção de 40 kPa.	126
Figura 4.20 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> σ'_v de Bishop (1959) para uma sucção de 100 kPa.	127
Figura 4.21 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> $(\sigma_v - u_a)$ para uma sucção de 100 kPa.	128
Figura 4.22 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> σ'_v de Fredlund e Rahardjo (1993) para uma sucção de 100 kPa.	128
Figura 4.23 – Comparação de k_0 <i>versus</i> σ'_v para sucções de 10, 40 e 100 kPa.	130
Figura 4.24 – Comparação de k_0 <i>versus</i> $(\sigma_v - u_a)$ para sucções de 10, 40 e 100 kPa.	131
Figura 4.25 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> tensão média efetiva para sucção de 10 kPa.	132
Figura 4.26 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> tensão média efetiva para sucção de 40 kPa.	132
Figura 4.27 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> tensão média efetiva para sucção de 100 kPa.	133
Figura 4.28 – Gráfico de σ'_v <i>versus</i> σ'_h para sucção de 10 kPa.	134
Figura 4.29 – Gráfico de σ'_v <i>versus</i> σ'_h para sucção de 40 kPa.	135
Figura 4.30 – Gráfico de σ'_v <i>versus</i> σ'_h para sucção de 100 kPa.	135
Figura 4.31 – Gráfico de k_0 <i>versus</i> σ'_v para sucção nula.	136
Figura 4.32 – Comparação das curvas de índice de vazios <i>versus</i> σ'_v para sucções de 10, 40 e 100 kPa.	137
Figura A.1 – Calibração da Célula de Carga.	150
Figura A.2 - Calibração do Transdutor de Pressão de água (u_w).	151
Figura A.3 - Calibração do Transdutor de Pressão de Ar (u_a).	152
Figura A.4 - Calibração do Transdutor de Pressão Lateral.	153
Figura A.5 - Calibração do Transdutor de Deslocamento Vertical.	154

Figura A.6 - Calibração do Medidor Automático de Variação de Volume.	155
Figura A.I.1 – Gráfico q versus deformação axial.	156
Figura A.I.2 – Gráfico de Δu versus deformação axial.	157
Figura A.I.3 – Trajetória efetiva do solo.	157

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos do ângulo de atrito interno.	31
Tabela 2.2 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos de plasticidade, índice de vazios e densidade.	33
Tabela 2.3 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos da história de tensões.	37
Tabela 2.4 – Comparação entre as características dos solos residuais e transportados (Brenner et al, 1997).	50
Tabela 2.5 - Técnicas de medição da sucção do solo (Marinho, 1997).	63
Tabela 2.6 - Equações para o ajuste da curva característica (baseado em Vivian, 2008).	66
Tabela 4.1 - Distribuição granulométrica do solo estudado.	106
Tabela 4.2 - Limites de Consistência.	107
Tabela 4.3 - Índices Físicos.	107
Tabela 4.4 - Dados experimentais do Método do Papel-filtro.	112
Tabela 4.5 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de umidade do solo coluvionar segundo a equação de Gitirana e Fredlund (2004).	113
Tabela 4.6 - Composição química do solo estudado.	115
Tabela 4.7 - Composição química do solo estudado.	116
Tabela 4.8 – Índices físicos do solo estudado.	118
Tabela 4.9 – Resultados do ensaio com sucção de 10 kPa.	125
Tabela 4.10 – Resultados do ensaio com sucção de 40 kPa.	127
Tabela 4.11 – Resultados do ensaio com sucção de 100 kPa.	129
Tabela 4.12 – Resultados do ensaios com sucções de 10, 40 e 100 kPa.	131

Lista de Símbolos

e	Índice de vazios.
γ_d	Peso específico seco.
γ_{nat}	Peso específico natural.
E	Módulo de Young.
E'_o	Módulo de Young inicial.
E'_w	Módulo de Young após intemperismo.
ϕ'	Ângulo de atrito interno.
ϕ'_0	Ângulo de atrito interno do solo.
ϕ'_{cv}	Ângulo de atrito a volume constante.
G_s	Peso específico real dos grãos.
I_p	Índice de plasticidade.
K_o	Coefficiente de empuxo no repouso.
K_{oR}	Coefficiente de empuxo no repouso no recarregamento.
$K_{o,nc}$	Coefficiente de empuxo no repouso em função do OCR do solo.
LL	Limite de liquidez.
LP	Limite de plasticidade.
n	Porosidade.
OCR	Razão de sobreadensamento.
R	Coefficiente de correlação entre o módulo de elasticidade inicial e após o intemperismo.
S	Grau de saturação.
θ	Umidade volumétrica.
θ_s	Umidade volumétrica de saturação.
θ_r	Umidade volumétrica residual.
w	Umidade gravimétrica.
ν	Coefficiente de Poisson.

$\nu' o$	Coeficiente de Poisson inicial.
$\nu' w$	Coeficiente de Poisson após o enfraquecimento.
B	Parâmetro de Skempton.
Ia	Índice de atividade da argila.
$\varepsilon x, \varepsilon y, \varepsilon z$	Deformações totais nas direções x, y e z, respectivamente.
$\varepsilon 1$	Deformação na direção vertical.
$\varepsilon 3$	Deformação na direção horizontal.
ε_{vw}	Deformação vertical <i>in situ</i> após o enfraquecimento.
ε_{vo}	Deformação vertical <i>in situ</i> inicial.
ε_{ho}	Deformação horizontal <i>in situ</i> inicial.
ε_{hw}	Deformação horizontal <i>in situ</i> após o enfraquecimento.
σ	Tensão total.
$\sigma h, \sigma v$	Tensão total horizontal e vertical, respectivamente.
$\sigma' h, \sigma' 3$	Tensão efetiva horizontal
$\sigma' v$	Tensão efetiva horizontal vertical.
$\sigma' ho, \sigma' vo$	Tensão efetiva <i>in situ</i> inicial horizontal e vertical, respectivamente.
$\sigma' hw, \sigma' vw$	Tensão efetiva <i>in situ</i> após o enfraquecimento horizontal e vertical, respectivamente.
σc	Tensão confinante.
σl	Tensão lateral medida.
$\Delta \sigma l$	Variação da tensão lateral medida devido à compressibilidade do sistema.
$\sigma 1$	Resistência à compressão simples.

C_c	Compressibilidade da câmara.
C_t	Compressibilidade do tubo.
C_g	Compressibilidade geral do sistema.
V_c	Volume de água na câmara.
V_t	Volume de água no tubo.
V_g	Volume de água geral no sistema.
ΔV_c	Variação do volume de água na câmara.
ΔV_t	Variação do volume de água no tubo.
ΔV_g	Variação do volume de água geral no sistema.
ψ_m	Sucção mátrica.
ψ_{res}	Sucção residual.
ψ_b	Sucção de entrada de ar.
K_{0nc}	Coefficiente de Empuxo no repouso na compressão virgem.
χ	Parâmetro que depende do solo e do seu grau de saturação.
u_a	Pressão de água.
u_w	Pressão de ar.
σ'	Tensão efetiva.
$\Delta\sigma'_h$	Acréscimo de tensão principal menor efetiva.
$\Delta\sigma'_v$	Acréscimo de tensão principal maior efetiva.
u	Tensão neutra.
p_1	Pressão correspondente ao deslocamento de 1 mm da membrana do dilatômetro.
p_o	

u_o	Pressão correspondente à tensão horizontal do solo <i>in situ</i> no ensaio de dilatômetro.
Ed	
Kd	Tensão neutra inicial.
Id	Módulo edométrico.
A	Índice de tensão horizontal.
Δh	Índice do material.
	Área do corpo de prova.
ΔV	Variação de altura do corpo de prova.
	Variação de volume do corpo de prova.

“Por isso não tema, pois estou com você; não tenha medo, pois sou o seu Deus. Eu o fortalecerei e o ajudarei; eu o segurarei com a minha mão direita vitoriosa”.

Isaías 41:10

1 Introdução

Devido a grande necessidade na engenharia em prever o comportamento de tensão-deformação dos solos sob carregamento torna importante conhecer o estado de tensão *in situ* que ocorre inicialmente no solo (Vaughan e Kwan, 1984). O coeficiente de empuxo no repouso é definido como a razão entre tensões efetivas horizontal e vertical. Assim, é um parâmetro que expressa o estado natural no solo formado sob condição edométrica (deformação horizontal nula). A determinação desse valor deve, portanto, ser uma prática comum em engenharia.

Em geral, a tensão efetiva vertical é facilmente estimada. No entanto, a determinação da tensão horizontal em solos vem sendo um problema há muitos anos para a engenharia. Ao longo dos anos, alguns equipamentos foram desenvolvidos e ensaios laboratoriais vêm sendo realizados no Brasil em solos residuais e coluvionares em que a determinação direta da tensão horizontal é uma das grandes vantagens.

Os solos residuais, bem como os solos coluvionares, típicos do território brasileiro, diferentemente dos solos sedimentares, apresentam um comportamento *in situ* particular, uma vez que condicionantes do meio físico, fatores geológicos e geotécnicos, entre outros, como clima, relevo e vegetação afetam as suas propriedades. Visto isso, utilizar de correlações para o coeficiente de empuxo no repouso (k_0) obtido para solos sedimentares, tipicamente das regiões temperadas ou frias não é condizente, sendo essencial a sua determinação em laboratório ou em campo para cada tipo de solo residual e coluvionar.

Dentro desse contexto, compreender o comportamento, em termos de engenharia, desses solos representa um desafio particular para a Geotecnia brasileira. A compreensão de duas variáveis torna-se primordial para essa finalidade: o intemperismo, que modifica continuamente a estrutura do solo, e o fato de que este encontra-se, na maioria das vezes, em condição de não saturação.

Este trabalho tem como objetivo determinar o coeficiente de empuxo no repouso de um solo coluvionar nas condições saturada e não saturada a partir de

ensaios de laboratório, além de avaliar a influência da sucção e da tensão líquida nesse parâmetro.

Para a execução do ensaio na condição saturada, foi utilizado um equipamento triaxial servo-controlado tipo “Bishop-Wesley”, desenvolvido na *Imperial College London*, onde foram realizadas as fases de saturação prévia do corpo de prova, posteriormente, o adensamento isotrópico, p' constante, adensamento k_0 e por fim, a etapa de cisalhamento não drenado, que não constitui um dos requisitos do ensaio Ck_0U (Bishop e Wesley, 1975).

Para a realização dos ensaios na condição não saturada, foi empregado um equipamento constituído de uma parede flexível e com controle de sucção, similar ao equipamento triaxial, desenvolvido no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. Dessa forma, as amostras foram ensaiadas sob três níveis de sucção, mais úmida, com sucção de 10 kPa; intermediária, com sucção de 40 kPa; e mais seca, com 100 kPa.

O segundo capítulo faz uma revisão bibliográfica acerca do coeficiente de empuxo no repouso, de aspectos peculiares desse solo, das características dos solos na condição não saturada, apresenta ensaios de laboratório para a determinação desse parâmetro e aborda os fatores que afetam esse parâmetro.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental, detalha os equipamentos para a determinação de k_0 , as metodologias adotadas e as técnicas empregadas para a realização dos ensaios de laboratório: triaxial Ck_0U e de sucção controlada.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados, incluindo as caracterizações físico-químico-mineralógicas do solo coluvionar.

Por fim, as conclusões obtidas e as sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no Capítulo 5.

Ainda neste trabalho são apresentados o Apêndice A e o Apêndice B. O Apêndice A descreve a metodologia empregada para a calibração dos instrumentos de medição do equipamento de sucção controlada. O Apêndice B apresenta os resultados da etapa do ensaio CK_0U , cisalhamento não drenado, do solo saturado.

2 Revisão Bibliográfica

2.1

Coeficiente de Empuxo no Repouso (k_0)

2.1.1

Definição

O conceito de coeficiente de empuxo no repouso (k_0) foi introduzido na mecânica dos solos clássica por Donath (1891), como sendo a razão entre a tensão horizontal σ_h e a tensão vertical σ_v atuantes em um solo decorrentes de um carregamento vertical sob a condição de deformação lateral nula, conhecida como condição edométrica (Brooker e Ireland, 1965):

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.1)$$

A definição do coeficiente de empuxo no repouso através dessa formulação assume que a tensão horizontal *in situ* é igual em todas as direções. Considerar que o solo está submetido a um estado axissimétrico de tensões *in situ* só é válido para solos que não sofreram deformações horizontais e terrenos horizontais ou tensões tectônicas na sua história geológica.

Posteriormente, estudos foram realizados por Bishop (1959) e, a Equação (2.1) foi modificada para expressar o k_0 em termos de tensões efetivas, e assim, englobar o papel fundamental exercido pela poropressão no comportamento dos solos (Equação 2.2).

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h - u_w}{\sigma_v - u_w} \quad (2.2)$$

Bishop (1959) utilizou a expressão $\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w)$, onde u_a é a pressão de ar, u_w é a pressão de água, χ é um parâmetro que depende do material, σ é a tensão total em uma dada direção, que é a proposta do autor para definir tensões efetivas em solos não saturados, na formulação consagrada no meio geotécnico do coeficiente de empuxo no repouso. A formulação de k_0 relaciona a

tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical calculadas pela formulação de Bishop (1959), como:

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{(\sigma_h - u_a) - \chi(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a) - \chi(u_a - u_w)} \quad (2.3)$$

De acordo com os resultados de ensaios experimentais em argila realizados por Brooker e Ireland (1965) e apresentados na Figura 2.1, a definição do coeficiente de empuxo no repouso apresentada por Bishop (1959) mostrou ser mais adequada ao comportamento de solos normalmente adensados, onde devido à linearidade da curva de tensão efetiva vertical *versus* tensão efetiva horizontal, obtêm-se um valor único de k_0 na primeira reta de carregamento independentemente do nível de tensões atuante. Entretanto, notaram que o k_0 obtido em um determinado nível de tensões era maior durante o descarregamento, onde há o pré-adensamento do solo, do que na fase de carregamento, onde o solo encontra-se normalmente adensado.

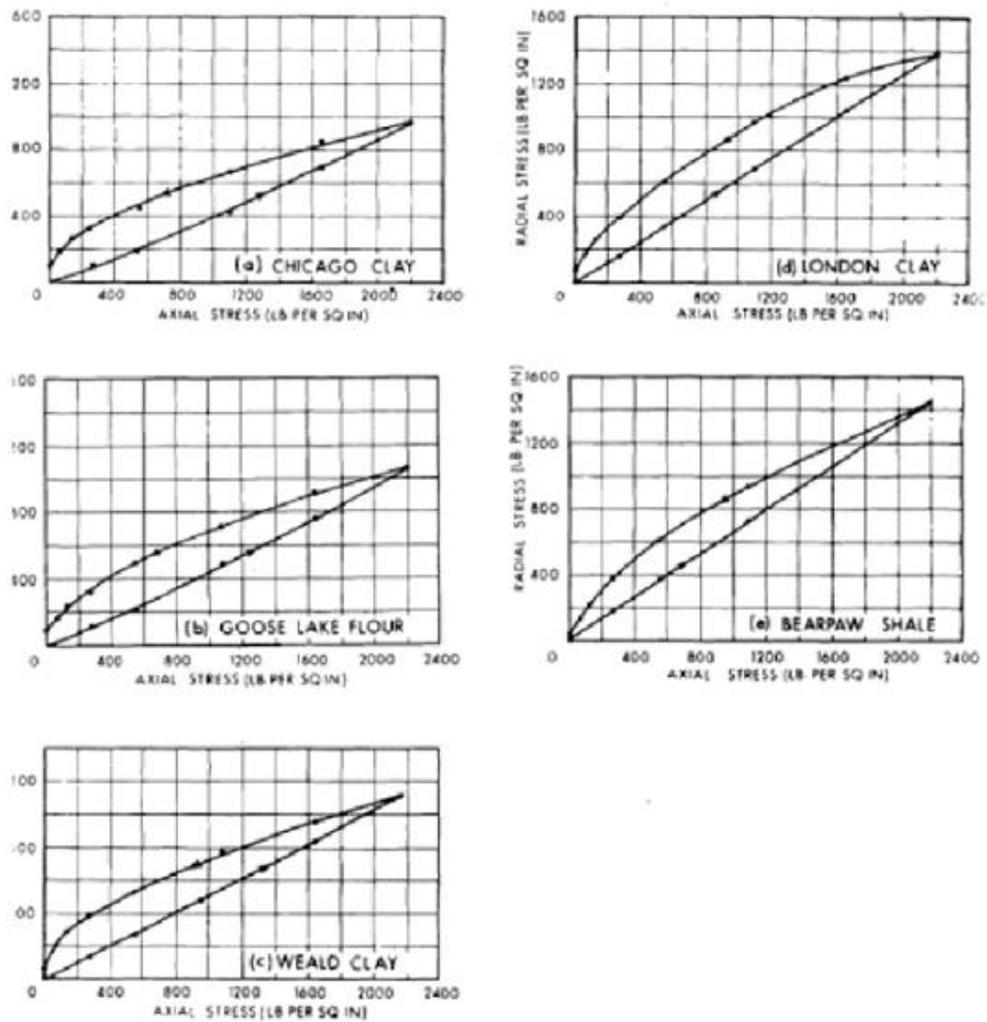


Figura 2.1 - Relação entre tensões efetivas verticais e horizontais (Brooker e Ireland, 1965).

Considere a história de tensões obtida por meio de um ensaio edométrico realizado em caulim por Nadarajah, 1973 e apresentada na Figura 2.2 (Ortigão, 2007).

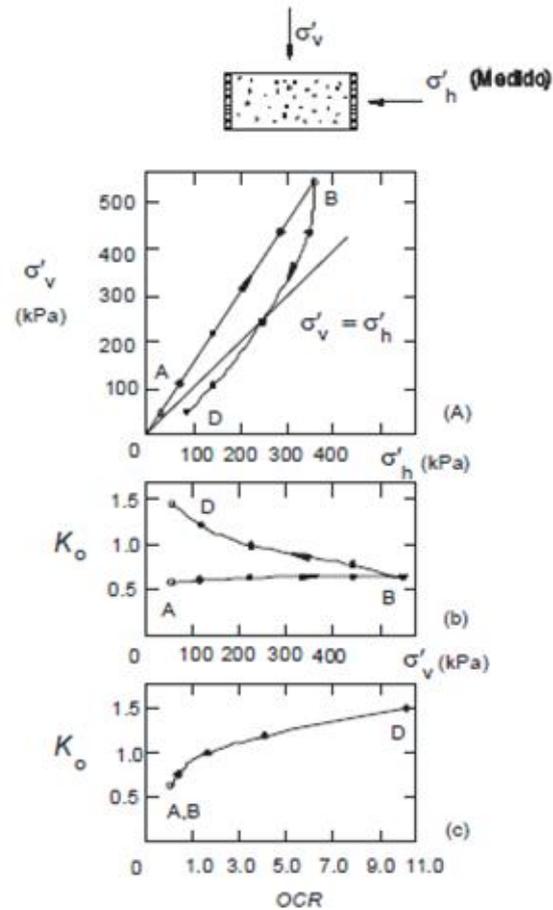


Figura 2.2 – Ensaio edométrico realizado em caulim (Nadarajah, 1973
apud Ortigão, 2007).

A trajetória de carregamento virgem do material é representada pela reta OAB, associado à sedimentação e condições normais de adensamento da argila. O coeficiente de empuxo no repouso permanece constante durante a compressão virgem (k_{0nc}). Uma redução no carregamento efetivo resulta em pré-adensamento do solo, representada pela curva BD. O pré-adensamento devido ao descarregamento conduz a valores de k_0 maiores do que os obtidos durante a compressão virgem, isto é, dos solos normalmente adensados. A partir dessas informações, é possível estabelecer uma relação entre o k_0 e o OCR, constatando-se que o valor do primeiro depende fortemente do segundo (Ortigão, 2007).

Em síntese, pode-se dizer que o valor de k_0 é aproximadamente constante e menor que 1 para solos normalmente adensados, e em solos pré-adensados o valor de k_0 pode atingir valores maiores do que 1, sendo $k_0 = f(\text{OCR})$. Essas conclusões podem ser estendidas a outros tipos de solos, como mostram os estudos realizados

em areias por Al Hussaini e Townsend (1975); Daramola, (1980); Mayne e Kulhawy, (1982) (Ortigão, 2007).

A relação entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical é fortemente dependente da deformação lateral. Durante a deposição de solos em camadas horizontais, geralmente não há a deformação lateral do maciço, uma vez que o estado de tensões totais e as propriedades de deformabilidade não variam ao longo dos planos horizontais, então, diz-se que, durante a deposição, o solo encontra-se sob um estado de tensões no repouso e o coeficiente de empuxo no repouso é definido para deformação lateral nula. De acordo com Mitchell (1993), para argilas normalmente adensadas o coeficiente de empuxo no repouso varia entre 0,30 e 0,75 (Ortigão, 2007).

A fim de englobar o comportamento de solos pré-adensados na formulação do k_0 , Andrawes e El-Sohby (1973) definiram tal parâmetro como (Equação 2.4): a razão entre o aumento de tensão horizontal efetiva e o aumento da tensão vertical efetiva, com restrição das deformações na direção das tensões horizontais.

$$k_0 = \frac{\Delta\sigma'_h}{\Delta\sigma'_v} \quad (2.4)$$

Além das formulações apresentadas, a Equação 2.5, proposta pelos pesquisadores Fredlund e Rahardjo (1993), mostra a definição do k_0 para solos não saturados.

$$k_0 = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.5)$$

Sendo:

u_a = pressão de ar.

Surgiram muitos métodos para a determinação do coeficiente de empuxo no repouso. Esses métodos foram classificados por Hamouche et al. (1995) em três categorias: correlações empíricas, ensaios de laboratório e ensaios *in situ*.

2.1.2

Correlações Empíricas

Após Donath (1891), o próximo estudo experimental relevante de k_0 foi realizado por Terzaghi (1920) com o Método da Fita de Atrito introduzido pelo

pesquisador, em que se chegou a um valor de k_0 igual a 0,42 para uma areia grossa. Modificações no equipamento foram efetuadas e novos ensaios foram realizados por Terzaghi (1925), agora com uma argila residual amarela e uma argila marinha azul e encontrados valores de k_0 na ordem de 0,70. Terzaghi (1923) apresentou uma equação para a determinação de k_0 em função do ângulo de atrito interno mobilizado (ϕ'_0):

$$k_0 = \frac{1 - \sin \phi'_0}{1 + \sin \phi'_0} \quad (2.6)$$

Terzaghi (1943) define o coeficiente de empuxo no repouso como sendo a relação entre a tensão principal horizontal e a tensão principal vertical na condição do maciço em repouso, que depende do tipo de solo, da história de tensões e da origem geológica.

Jaky (1944) propôs uma das mais conhecidas correlações para a determinação de k_0 em termos do ângulo de atrito interno (ϕ'), a Equação 2.10. Para tal evidência, Jaky (1944) analisou um talude de solo granular com inclinação igual ao ângulo de repouso (maior inclinação com a horizontal na qual o maciço permanece em equilíbrio) e admitiu que este ângulo é igual ao ângulo de atrito interno (ϕ'). Ao tratar-se de solos sedimentares ou normalmente adensados, nos quais o ângulo de atrito no repouso é igual ao ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}), esta hipótese assumida torna-se razoável (Mesri e Hayat, 1993).

Jaky (1944) chegou a Equação 2.9, que relaciona o k_0 com o ângulo de atrito interno máximo do solo analisando um talude granular de solo OAB em estado de equilíbrio, como mostra a Figura 2.3. Para isto, foi considerada que a inclinação do talude é de igual valor ao ângulo de atrito interno máximo (ϕ') e que seus vértices são imóveis.

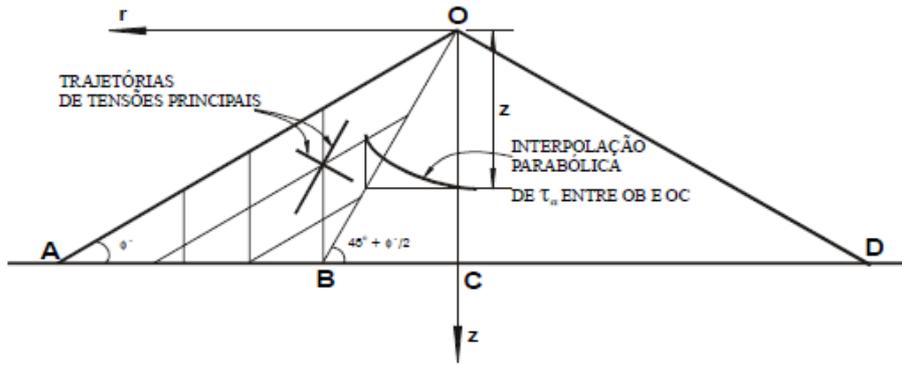


Figura 2.3 – Formulação de Jaky (1944).

Jaky (1944) admitiu duas regiões nesta massa granular semi-infinita: zonas de plastificação de Rankine e zonas de transição. A região plastificada OBA corresponde aos lugares geométricos onde existem planos de deslizamento com a inclinação de ϕ' com a horizontal e planos que tem a inclinação de $(90 - \phi')$ com a vertical. Por outro lado, a região não plastificada ou de transição OBC é definida por planos em que não há tensões cisalhantes atuando (não há planos de deslizamento), sendo estabelecido como a trajetória de tensões principais. Como a tensão cisalhante na direção z num plano normal à direção r (τ_{rz}) em OB é conhecida e em OC é nula, Jaky (1944) assumiu uma profundidade z e uma variação parabólica variando com r entre OB e OC. Então, foram usadas equações de equilíbrio para expressar σ'_z e σ'_r na zona OBC em termos de γ e ϕ' de um material granular. Assim, Jaky (1944), expressou σ'_z e σ'_r na região OBC, como:

$$\sigma'_z = z \gamma \quad (2.7)$$

$$\sigma'_r = z \gamma (1 - \sin \phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.8)$$

Assim:

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.9)$$

Jaky (1948) simplificou a Equação 2.9 por:

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \quad (2.10)$$

Esta equação é muito utilizada, pois apresenta boas estimativas de k_0 (Mesri e Hayat, 1993).

Hendron (1963) obteve uma expressão do k_0 em termos do ângulo de atrito interno que se ajusta de forma apropriada para areias densas e de granulometria

uniforme com grãos arredondados, as quais foram consideradas como esferas elásticas na sua suposição.

$$k_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - 3 \left(\frac{\sqrt{6}}{8} \right) \sin \phi'}{1 - \frac{\sqrt{6}}{8} + 3 \left(\frac{\sqrt{6}}{8} \right) \sin \phi'} \right] \quad (2.11)$$

Brooker e Ireland (1965), baseados em estudos experimentais em argilas normalmente adensadas, apresentaram uma expressão de k_0 que representou uma adaptação da equação de Jaky (1944) para este tipo de solo. Com base nos seus estudos experimentais em uma célula de compressão unidimensional, podem-se citar algumas conclusões, tais como: o k_0 é governado pela história de tensões do solo, o k_0 aproxima-se do coeficiente de empuxo passivo para um OCR superior a 20 e, o k_0 para uma argila normalmente adensada, aproxima-se da expressão abaixo.

$$k_0 = (0,95 - \sin \phi') \quad (2.12)$$

A Figura 2.4 retrata os resultados experimentais obtidos de k_0 por Brooker e Ireland (1965), com o ângulo de atrito interno das argilas normalmente adensadas e, uma comparação com os valores obtidos pela equação de Jaky (1944).

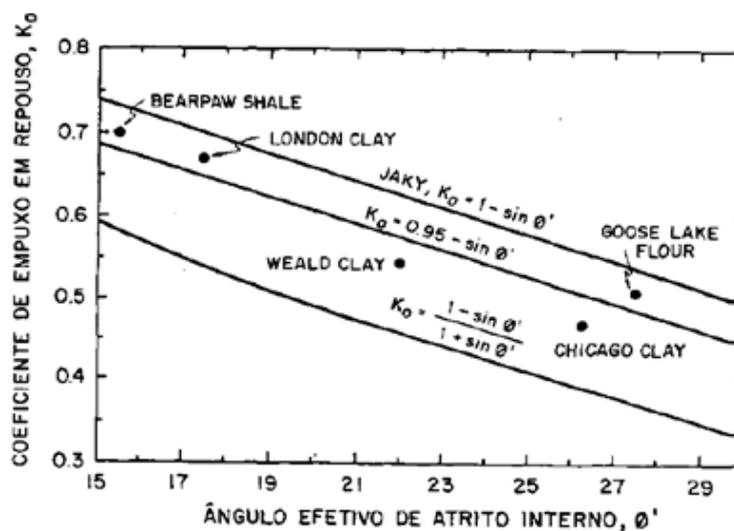


Figura 2.4 – Relação entre o k_0 e ϕ' para argilas normalmente adensadas (Brooker e Ireland, 1965).

Posteriormente, outras correlações do k_0 em função única e exclusivamente do ângulo de atrito foram propostas, tais como as apresentadas abaixo por: Fraser (1957), Rowe (1957) e Schmidt (1967), respectivamente:

$$k_0 = 0,9 (1 - \sin \phi') \quad (2.13)$$

$$k_0 = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1,15 (\phi' - 9^\circ)}{2} \right) \quad (2.14)$$

$$k_0 = 1 - 1,2 \sin \phi' \quad (2.15)$$

Diversas correlações empíricas surgiram na literatura a fim de relacionar o valor de k_0 e o ângulo de atrito interno. A Tabela 2.1 apresenta um resumo das principais correlações encontradas na literatura que levam em consideração este parâmetro.

Tabela 2.1 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos do ângulo de atrito interno.

Autor (ano)	Correlação
Jack (1948)	$k_0 = 1 - \sin \phi'$
Fraser (1957)	$k_0 = 0,9 - \sin \phi'$
Rowe (1957)	$k_0 = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1,15 (\phi' - 9^\circ)}{2} \right)$
Kedzi (1962)	$k_0 = (1 - \sin \phi') \left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right)$
Hendron (1963)	$k_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \frac{\sqrt{5}}{8} - 3 \frac{\sqrt{5}}{8} \sin \phi'}{1 + \frac{\sqrt{5}}{8} + 3 \frac{\sqrt{5}}{8} \sin \phi'} \right]$
Brooker e Ireland (1965)	$k_0 = 0,95 - \sin \phi'$
Schmidt (1967)	$k_0 = 1 - 1,2 \sin \phi'$
Saglamer (1975)	$k_0 = 0,97 (1 - 0,94 \sin \phi')$
Matsouka e Sakakibara (1987)	$k_0 = \left(\frac{1}{1 + 2 \sin \phi'} \right)$
Burland e Federico (1999)	$k_0 = \left(\frac{1 - \sin (0,64 \phi')}{1 + \sin (0,64 \phi')} \right)$
Aziz et al (2011)	$k_0 = \left(\frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \right)$

Onde:

\emptyset' = ângulo de atrito efetivo.

Diversos outros estudos foram realizados com o intuito de correlacionar o k_0 com: limite de liquidez, índice de plasticidade, fração argila, coeficiente de uniformidade, índice de vazios, porosidade e densidade, embora não comprovada a aplicação em todos os tipos de solo (Fjodorov e Malyshev, 1959; Alpan, 1967; Massarsch, 1979; Flavigny, 1980; Kèdzi, 1975; Holtz e Kovacs, 1981; Sherif e Ishibashi, 1981).

Fjodorov e Malyshev (1959), por exemplo, apresentaram a seguinte expressão do k_0 em função do índice de vazios inicial.

$$k_0 = 0,19 + 0,11 e_0 \quad (2.16)$$

Kèdzi (1975) propôs uma expressão de k_0 em função do índice de vazios inicial para o caso de areias secas.

$$k_0 = 0,04 + 0,75 e_0 \quad (2.17)$$

De acordo com Daylac (1994), quando se aplicam estas equações a um mesmo solo com diferentes estados de compactação ou adensamento, um maior adensamento levará a uma redução do valor de k_0 . Dessa forma, tais equações estão condizentes com a formulação de Jaky, pois se $e_1 > e_2$, tem-se que $\emptyset_1 < \emptyset_2$, e assim, $K_1 > K_2$.

Ao tratar-se de solos argilosos, muitos autores preferem correlacionar o k_0 com uma propriedade característica desses solos, o índice de plasticidade. Alpan (1967) apresentou uma formulação de k_0 em termos do índice de plasticidade para argilas normalmente consolidadas.

$$k_0 = 0,19 + 0,233 \log I_p \quad (2.18)$$

A Tabela 2.2 apresenta um resumo das principais correlações encontradas na literatura que levam em consideração as propriedades do solo: índice de vazios, plasticidade e a densidade.

Tabela 2.2 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos de plasticidade, índice de vazios e densidade.

Autor (ano)	Correlação
Kenney (1959)	$k_o = 0,19 + 0,233 \log I_p$
Brooker e Ireland (1965)	$k_o = 0,4 + 0,007 I_p$ $0 \leq I_p \leq 30$ $k_o = 0,68 + 0,001 (I_p - 40)$ $40 < I_p \leq 80$
Alpan (1967)	$k_o = 0,15 + 0,233 \log I_p$
Kédzi (1975)	$k_o = 0,04 + 0,75e$
Massarsch (1979)	$k_o = 0,44 + 0,42 \frac{I_p}{100}$
Flavigny (1980)	$k_o = 0,42 + 0,004 I_p$
Holtz e Kovacs (1981)	$k_o = 0,44 + 0,0042 I_p$
Sherif M. A., Fang, Sherif R.I. (1984)	$k_o = (1 - \text{sen } \phi') + 5,5 \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_d(\text{mín})} - 1 \right)$

Onde:

I_p = índice de plasticidade;

e = índice de vazios;

γ_d = peso específico seco;

$\gamma_d(\text{mín})$ = peso específico seco mínimo.

O efeito da história de tensões foi inicialmente avaliado por Brooker e Ireland (1965) que observaram a linearidade da curva tensão efetiva vertical *versus* tensão efetiva horizontal durante o primeiro carregamento e obtiveram valores superiores de k_o na curva de descarregamento. Posteriormente, Mayne e Kulhawy (1982) identificaram a mesma tendência.

Szepesházi (1994) apontou como explicações para a linearidade da curva k_o durante o primeiro carregamento e, maiores valores de k_o na curva de descarregamento que o solo é anisotrópico e tem comportamento inelástico e não linear.

Schmidt (1966) encontrou uma relação aproximadamente linear do k_0 em função do OCR ao plotar valores conhecidos de k_0 e OCR de dez materiais estudados, incluindo areias e argilas, em escala logarítmica.

$$k_{0r} = k_0 \text{OCR}^\alpha \quad (2.19)$$

Onde:

k_{0R} = coeficiente de empuxo no repouso durante o recarregamento;

k_0 = coeficiente de empuxo no repouso na condição normalmente adensada;

OCR = razão de sobreadensamento;

α = parâmetro que depende do tipo de material e independe da história de tensões.

Schmidt (1966) apontou que α independe da densidade inicial da areia. Para os solos arenosos o expoente α é obtido através da Figura 2.5.

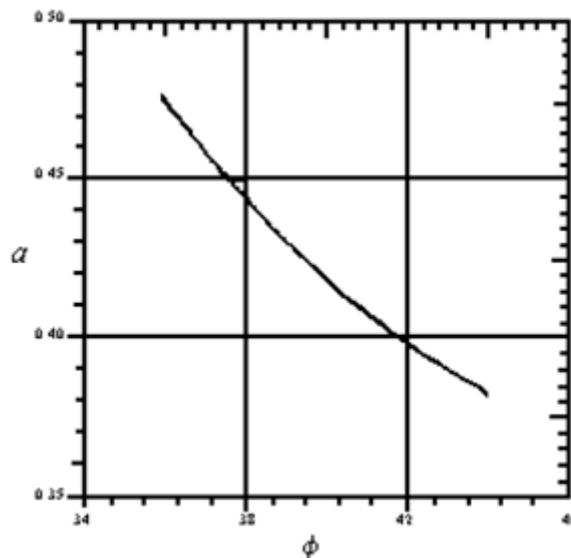


Figura 2.5 – Expoente α para areias (Bowles, 1982).

Schmidt (1966) também apresentou uma expressão para as argilas:

$$k_{0r} = [1 - \sin(1,2 \phi')] \text{OCR}^{\sin(1,2 \phi')} \quad (2.20)$$

A Figura 2.6 expressa valores de k_0 calculados pela Equação 2.20 em termos de OCR para diferentes argilas (Schmidt, 1983).

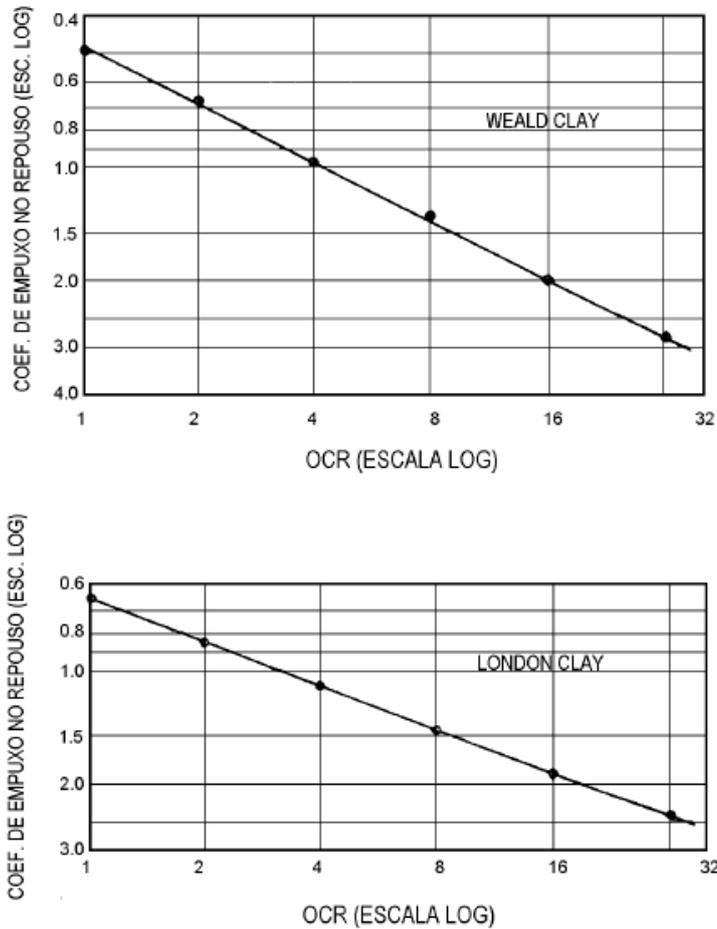


Figura 2.6 – OCR versus k_0 para diferentes argilas (Schmidt, 1983).

Wroth (1975) propôs uma relação entre o K_0 e o OCR para solos ligeiramente pré-adensados.

$$K_{0R} = OCR K_{0,nc} - \left(\frac{v'}{1-v'} \right) (OCR - 1) \quad (2.21)$$

Onde:

v' = coeficiente de Poisson em termos de tensões efetivas;

$k_{0,nc}$ = valor de K_0 do mesmo material normalmente adensado;

OCR = razão de sobreadensamento;

Mayne e Kulhawy (1982) analisando o efeito do sobreadensamento modificaram a Equação de Schmidt (1966) para:

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\sin \phi'} \quad (2.22)$$

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \left[\left(\frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\text{máx}} (1 - \sin \phi')} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\text{máx}}} \right) \right] \quad (2.23)$$

Onde:

OCR = razão de pré-adensamento;

OCR_{máx} = máximo OCR do solo nos ciclos de carregamento e descarregamento.

A Equação 2.22 é válida para solos pré-adensados tanto ao longo do processo de expansão ou descarregamento. Por outro lado, a Equação 2.23 é para a determinação de k_0 em qualquer ponto ao longo das trajetórias de tensões do solo como mostrado na Figura 2.7, ou seja, carregamento virgem, descarregamento ou recarregamento.

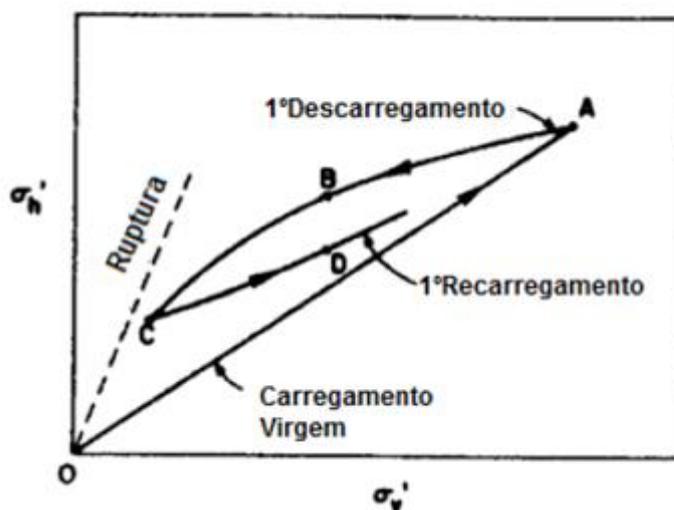


Figura 2.7 – História de tensões do solo (adaptado de Mayne e Kulhawy, 1982).

Diversas outras formulações de k_0 em função do efeito de sobreadensamento foram propostas. A Tabela 2.3 apresenta um resumo das principais correlações encontradas na literatura em termos da história de tensões.

Tabela 2.3 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos da história de tensões.

Autor (ano)	Correlação	Observações
Alpan (1967)	$k_o(OC) = k_o(NC)OCR^n$	$n =$ constante, em regra entre 0,4 e 0,5 OCR = razão de pré-adensamento
Sherif e Koch (1970)	$k_{oR} = \lambda + \alpha (OCR - 1)$	λ e α dependem das propriedades do solo OCR = razão de pré-adensamento
Wroth (1972)	$k_{oR} = K_o OCR + \frac{v'}{1-v'}(1 - OCR)$	OCR = razão de pré-adensamento Solos levemente sobreadensados
Wroth (1975)	$m = \left[\frac{1-K_o}{1+2K_o} - \frac{1-K_{oR}}{1+2K_{oR}} \right]$	OCR = razão de pré-adensamento Solo fortemente sobreadensados; $m=f(I_p)$
Schmertmann (1975)	$k_{oR} = (1 - \text{sen } \phi') OCR^m$	OCR = razão de pré-adensamento $m = 0,42$ (areias)
Mayne e Kulhawy (1982)	$k_o = (1 - \text{sen } \phi') OCR^{\text{sen } \phi'}$	OCR = razão de pré-adensamento Solos pré-adensados durante o descarregamento

Onde:

k_o = coeficiente de empuxo no repouso no carregamento.

k_{oR} = coeficiente de empuxo no repouso no recarregamento.

2.1.3

Ensaio de Laboratório

Os métodos de laboratório para a determinação do coeficiente do empuxo no repouso compreendem os ensaios: ensaios triaxiais e os ensaios edométricos. As técnicas de determinação do k_o em laboratório requerem um equipamento que permita a compressão do corpo de prova, enquanto as deformações laterais são completamente impedidas (Ting et al., 1994).

Os ensaios triaxiais conhecidos como de parede flexível, são aqueles em que uma membrana de borracha confina a amostra (membrana látex), apresentando como vantagens a ausência de atrito entre o solo e a sua parede de confinamento, e

o controle das suas tensões radiais e axiais, enquanto a deformação lateral é controlada por meio de um monitoramento da deformação radial. Além disso, a mensuração da tensão radial é possível se um fluido celular confinante incompressível e uma célula triaxial rígida forem usados, como por exemplo, Ting *et al.* (1994), Bishop e Henkel (1957). As desvantagens estão relacionadas em manter uma deformação radial nula em toda a altura da amostra quando o ensaio é baseado em medição de deformação radial (Ting *et al.* 1994).

Os ensaios de parede rígida compreendem aqueles em que a borda lateral rígida confina a amostra, como no caso de testes edométricos. Nestes ensaios, o requisito de deformação lateral nula é rigorosamente obedecido. Como apontado por Ting *et al.* (1994), a principal desvantagem de tais ensaios é a medida da tensão horizontal devido à ocorrência de atrito lateral entre a amostra e a parede de confinamento rígida do anel edométrico.

Os ensaios experimentais são atrativos em termos de estudos paramétricos, embora em muitas das técnicas disponíveis não seja possível reproduzir mecanismos importantes que são responsáveis pela história geológica de solos coesivos, como o envelhecimento e a cimentação dos grãos.

Apesar de versáteis, os métodos de laboratório levam em consideração algumas hipóteses simplificadoras, que são limitações do método (Wroth, 1975):

- Existe em campo um estado de tensões axissimétrico cujas tensões vertical e horizontal são as tensões principais e de igual valor das tensões geostáticas;
- A variação de poropressão que ocorre durante a amostragem dos solos pode ser avaliada em ensaios de laboratório;
- A tensão efetiva isotrópica pode ser medida, após a amostragem;
- O solo mantém as sucções capilares necessárias para manter a tensão efetiva isotrópica;
- Existe a garantia de que durante o processo de amostragem, e ao longo dos ensaios, o teor de umidade inicial é preservado e tais operações são realizadas com a mínima perturbação possível.

Estas hipóteses simplificadoras são limitações do método por não levarem em consideração alguns fatores, a saber: o alívio de tensões durante o processo de

amostragem, torna-se crítica a preservação da tensão efetiva e, além disso, tem-se o problema de preservação das sucções capilares durante o armazenamento das amostras, influenciando principalmente, os métodos para a determinação do k_0 com base na medição de poropressão (Wroth, 1975).

A Figura 2.8 mostra um exemplo onde uma das limitações do método, a manutenção das tensões efetivas durante a amostragem pode ser observada. O ponto J, refere-se a tensão *in situ*, já a perda de tensão efetiva para solos normalmente adensados devido ao processo de amostragem e ao armazenamento da amostra, é representado por meio das trajetórias K1K2 e K2L, respectivamente. Devido a essa perda de parte das tensões, a trajetória de tensões não segue uma linha reta, JK1, como desejável (Wroth, 1975).

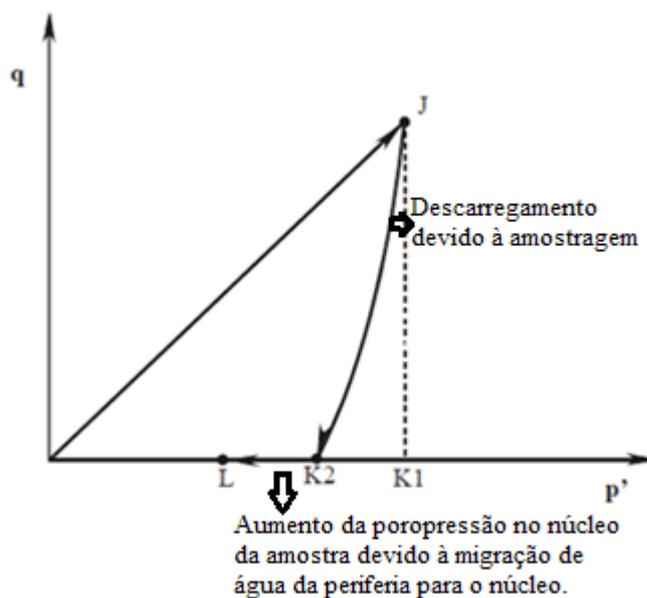


Figura 2.8 – Trajetória de tensões para solos normalmente adensados durante a amostragem e o seu armazenamento (Wroth, 1975).

Embora haja limitações, a prática de determinação do k_0 em laboratório é frequentemente realizada. A seguir são apresentados os principais ensaios de laboratório triaxiais e edométricos presentes na literatura para a determinação do coeficiente de empuxo no repouso.

(a) Ensaios Triaxiais:

O ensaio triaxial k_0 é semelhante ao ensaio triaxial convencional, todavia deve apresentar adaptações que permitam manter as condições de deformação

lateral nula. Pela literatura técnica internacional existem três tipos principais de células triaxiais para o ensaio k_0 , cujas características estão apresentadas abaixo (Ting et al., 1994):

- **Ensaio triaxial do tipo deformação radial nula:**

O desafio desta técnica consiste em manter a condição de deformação lateral nula. Essa condição pode ser atingida ao controlar a pressão da célula no momento em que o corpo de prova é submetido a compressão em conjunto com a utilização de extensômetros elétricos em contato com o corpo de prova para medir as deformações radiais.

A condição de deformação lateral nula é alcançada no ponto de contato do extensômetro elétrico com o corpo de prova, tornando-se assim, necessário garantir a uniformidade da distribuição de tensões ao longo do corpo de prova. Para tal, na prática de laboratório é recomendado o uso de corpos de prova com relação entre altura e diâmetro maior ou igual a dois.

Na necessidade de aplicação de um carregamento constante no corpo de prova, deve-se variar a tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) no decorrer do ensaio, uma vez que a pressão confinante varia de acordo com a imposição da manutenção da condição de deformação lateral nula.

Os ensaios k_0 realizados em prensas triaxiais são muito versáteis, uma vez que é possível ter o controle independente das tensões axial e radial e das poropressões. O grande desafio desse método, como mencionado anteriormente, consiste em manter as condições de deformação lateral nula.

- **Volume controlado:**

Ao adensar um corpo de prova de um solo saturado no equipamento triaxial, a variação volumétrica do corpo de prova corresponde ao volume de água expelido (ΔV). Esta variação pode ser observada ao conectar uma bureta ao sistema de drenagem do corpo de prova ou mesmo um medidor de variação volumétrica (MVV) já utilizado nas prensas mais modernas. Entretanto, para manter a condição de deformação lateral nula, a área da seção transversal do corpo de prova deve ser constante, sendo toda a variação de volume produto da área transversal do corpo de prova pela deformação axial ($\Delta V = \Delta h.A$), medida através de um

extensômetro elétrico ou de um LVDT. O procedimento consiste, portanto, em variar a tensão confinante de tal forma que o volume d'água expelido seja igual ao produto da variação de altura do corpo de prova (deformação axial) pela área transversal, e só pode ser utilizado se o carregamento axial for mantido constante.

O procedimento descrito anteriormente garante uma deformação lateral média nula. Caso o corpo de prova não se mantenha cilíndrico durante o adensamento, haverá deformação lateral em vários pontos ao longo do corpo de prova, o que é um dos grandes problemas associados ao controle de deformação axial.

- **Célula rígida:**

Uma célula extremamente rígida é utilizada para confinar a pressão do fluido que envolve o corpo de prova que se encontra isolado por uma membrana flexível. O pistão de carregamento possui o mesmo diâmetro do corpo de prova, o que permite garantir a condição de deformação lateral nula, uma vez que a variação de volume do corpo de prova será igual ao volume ocupado pelo pistão. A pressão desenvolvida no fluido pode ser medida por um transdutor de pressão e é igual a pressão lateral total que ocorre no corpo de prova.

Essa técnica apresenta algumas dificuldades quanto à rigidez da célula, a compressibilidade do fluido, a garantia da inexistência de bolhas de ar no sistema e a estanqueidade do conjunto.

- (b) Ensaio Edométrico:**

O ensaio edométrico para a determinação de k_0 é semelhante ao ensaio de adensamento edométrico convencional, entretanto, sua célula requer um sistema que permita a medição da tensão horizontal. Pela literatura técnica científica, existem três principais tipos de células edométricas para a determinação de k_0 , cujas características estão apresentadas abaixo (Ting et al., 1994):

- **Anel confinante semirrígido:**

O anel padrão do ensaio edométrico convencional é substituído por um anel de paredes delgadas que permite a deformação circular. Esta deformação circular desenvolvida é conhecida a partir de um sistema de medição acoplado ao anel. A relação tensão lateral *versus* deformação circular pode ser obtida através do módulo de elasticidade do anel, pela teoria dos reservatórios de pressão constituídos por paredes delgadas ou por meio da calibração do anel previamente por meio da aplicação de tensões internas conhecidas e a medição da deformação circular correspondente. O ensaio é desenvolvido conforme o ensaio edométrico convencional e o k_0 é determinado por meio da relação entre as tensões lateral e vertical nas fases de carregamento e descarregamento do corpo de prova.

Esta técnica é simples e de fácil operação. Entretanto, apresenta algumas desvantagens, tais como: a ocorrência de atrito lateral entre o solo e o anel pode gerar o efeito de arco, produzindo um aumento da tensão lateral; a necessidade de manter pequenas deformações para ativar o sistema de medição de deformação lateral do anel, faz com que as condições de deformação lateral nula não sejam atingidas.

- **Anel confinante tipo nulo:**

Assim como na técnica de anel semirrígido, é utilizado um anel de paredes delgadas no lugar do anel de paredes espessas do ensaio de adensamento convencional. Contudo, nesta configuração de equipamento, tem-se a presença de uma câmara em forma de anel que envolve o anel confinante. Quando a tensão lateral aumenta devido à aplicação do carregamento vertical no corpo de prova, as deformações laterais originadas são registradas pelos extensômetros elétricos acoplados ao anel confinante. Dessa forma, é introduzida uma contra-pressão na câmara de magnitude tal que permita manter a leitura do extensômetro elétrico em seu valor inicial (descarregado ou nulo), garantindo assim, a condição de deformação lateral nula. O valor da contra-pressão é igual à tensão lateral do solo.

Esta técnica é mais avançada que a técnica do anel confinante semirrígido, tendo em vista que é alcançada uma condição de deformação lateral mais

próxima de zero. Por outro lado, essa câmara que envolve o anel, é normalmente preenchida com um fluido incompressível e qualquer variação de temperatura pode influenciar a tensão lateral desenvolvida.

- **Arcos semi-rígidos:**

O problema de atrito lateral entre as paredes e o corpo de prova pode ser diminuído ao confinar o corpo de prova com uma série de arcos semi-rígidos de deformação calibrada e separados por pequenos espaços ao longo da altura do corpo de prova. A fim de que não haja a saída de material do corpo de prova por estes espaços, o corpo de prova é revestido por uma membrana flexível. Esta técnica de ensaio permite a determinação da tensão lateral em vários pontos ao longo da altura do corpo de prova, porém são necessárias deformações laterais para que isso aconteça. Outra desvantagem é que são permitidas pequenas deformações verticais do corpo de prova devido aos pequenos espaços entre os anéis.

2.1.3.1

Histórico de ensaios de laboratório para a determinação do k_0

Ao longo dos anos, vários autores desenvolveram equipamentos para determinar o coeficiente de empuxo no repouso sob a condição de deformação lateral nula. Esta revisão abrange alguns desses equipamentos desenvolvidos.

Gersvanoff (1936) realizou ensaios triaxiais onde o corpo de prova era confinado lateralmente pela pressão do fluido incompressível, o atrito entre o solo e as paredes rígidas da célula era impedido e um carregamento vertical era aplicado, estando o conjunto estanque (Figura 2.9). Media-se a resposta do carregamento vertical, que é a tensão lateral desenvolvida por meio de um transdutor de pressão lateral, e calculava-se o valor do coeficiente de empuxo no repouso por meio da relação entre os valores de tensão vertical aplicada e da tensão lateral desenvolvida.

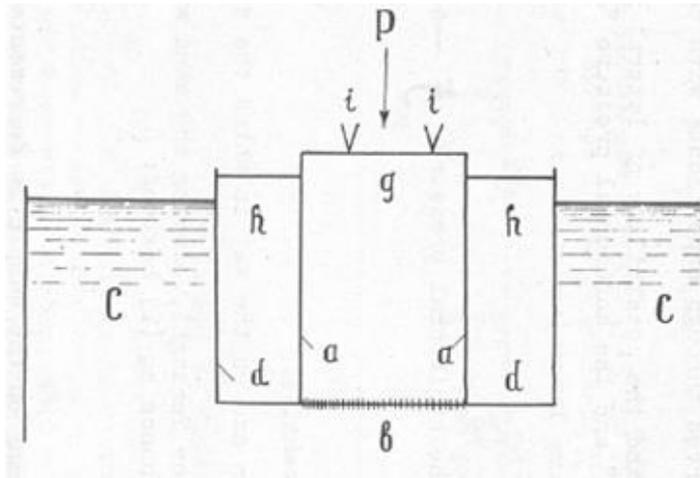


Figura 2.9 – Esquema geral da amostra confinada (Gersvanoff, 1936).

Bishop (1950) utilizou o método do volume controlado para garantir a condição de deformação lateral nula, tendo como princípio que a quantidade de água que migra para o interior da célula triaxial deve-se à variação volumétrica do corpo de prova, ou seja, o volume deve ser igual ao produto da área transversal inicial do corpo de prova pela deformação axial.

Bishop e Henkel (1957) realizaram ensaios triaxiais para a determinação de k_0 em solos saturados em condições drenadas em uma prensa triaxial com deformação controlada (Figura 2.10). A metodologia do ensaio consistia em aplicar um carregamento vertical nos corpos de prova e aumentar manualmente a pressão na célula, de forma a manter o indicador de deformação radial constante. A condição de deformação radial nula era garantida pelo indicador de deformação radial localizado a meia altura do corpo de prova. Os valores de deformação axial, carregamento vertical, poropressão e variação de volume eram tomados em intervalos de tempo convenientes.

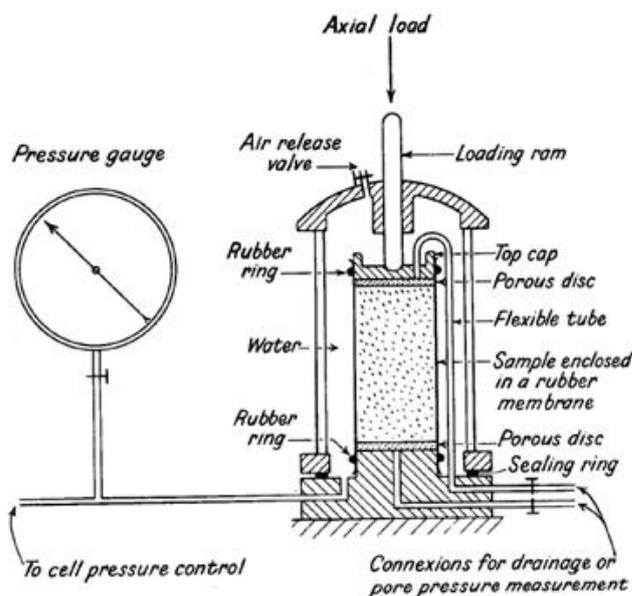


Figura 2.10 – Esquema geral do equipamento triaxial (Bishop e Henkel, 1957).

Hsu Chi-In (1958) criou um equipamento para a determinação do K_0 onde podia também conhecer o valor do coeficiente de poisson ($\nu = -(\epsilon_1/\epsilon_3)$), um importante parâmetro ainda não muito estudado em solos tropicais, uma vez que a tensão lateral desenvolvida ao aplicar-se o carregamento vertical equivalia à pressão hidrostática gerada no entorno do corpo de prova em uma membrana de borracha flexível.

Leonards e Girault (1961) analisaram um método para reduzir o atrito lateral entre o corpo de prova e as paredes da célula, utilizando para esse fim o Teflon e revestimentos lubrificantes. Os resultados mostraram que houve a redução do atrito. Por outro lado, Schmidt (1967) e Wright (1969) alertaram que esse revestimento lubrificante pode destruir a condição de atrito lateral, ao produzir uma camada suave que pode escoar.

Hendron (1963) desenvolveu um equipamento para a determinação do k_0 em solos granulares, como mostrado na Figura 2.11. Dentro da célula projetada pelo pesquisador, existia uma membrana de aço fino por onde ocorria o confinamento lateral e o óleo pressurizado por trás da membrana onde era mantida a condição de deformação nula. Sendo assim, as pequenas deformações eram medidas por *strain gages* que indicavam a necessidade de aumentar a pressão de óleo para manter a condição de deformação lateral nula. No momento em que não havia mais variação

na leitura dos *strain gages*, significa que chegou na tensão lateral sob a condição de deformação lateral nula.

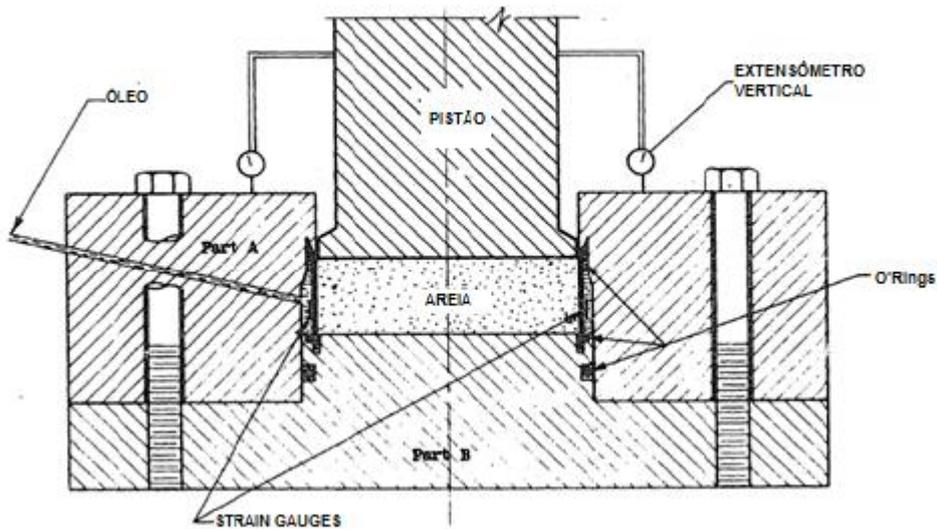


Figura 2.11 – Equipamento projetado por Hendron (Hendron, 1963).

Thompson (1963) realizou ensaios de adensamento unidimensional em uma argila normalmente adensada, saturada e amolgada com um consolidômetro composto de um cilindro encaixado numa base que permitia a drenagem pelo topo, e avaliou a variação do k_0 com a tensão vertical e as tensões laterais durante os adensamentos primário e secundário. Concluiu-se que as tensões laterais são dependentes tanto do índice de vazios inicial do corpo de prova quanto da taxa de carregamento e do próprio carregamento aplicado.

Davis e Poulos (1963) e Lewin (1970) desenvolveram um equipamento triaxial que permitia o controle do volume de fluido na célula triaxial e aferição do coeficiente de empuxo no repouso. Dessa forma, mantendo o volume constante, presumia-se que não havia variação do diâmetro do corpo de prova.

Brooker e Ireland (1965) desenvolveram uma célula para ensaio de compressão unidimensional similar a projetada por Hendron (1963), com algumas modificações, para avaliar a influência da história de tensões no valor de k_0 para solos coesivos amolgados. Concluíram que o valor de k_0 é afetado profundamente pela história de tensões, expressado pelo OCR do solo.

Komornik e Zeitlen (1965) modificando a célula de adensamento convencional, desenvolveram um equipamento especial para estudar as tensões laterais em argilas expansivas e determinação do k_0 em argilas e areias.

Obrician (1969), em seus experimentos, utilizou um anel dinamométrico para medir as tensões horizontais e um anel partido instrumentado com extensômetros. Conhecidas as tensões horizontais e verticais, calculava-se o coeficiente de empuxo no repouso.

Monden (1969), em seus ensaios de adensamento unidimensional para obtenção do k_0 , estudou a influência do atrito lateral nas fases de carregamento, descarregamento e recarregamento, o qual era obtido medindo-se a força vertical na base do corpo de prova.

Campanella e Vaid (1972) desenvolveram um equipamento para o ensaio triaxial k_0 capaz de realizar o adensamento em corpos de provas com rapidez e simplicidade. A condição de deformação lateral nula era atingida através de: uso de um sistema de carregamento axial com a mesma área da amostra e impedimento da variação de volume de água no interior da célula de ensaio.

Abdelhamid e Krizek (1976) realizaram ensaios edométricos em argilas sobreadensadas e observaram que o k_0 se mantinha constante durante todo o carregamento e no descarregamento, o valor de k_0 era superior a 1, o que era de esperar para esse tipo de solo. Além disso, verificaram que o k_0 havia maior concordância com a equação de Jaky (1948).

Saxena et al. (1979) realizaram ensaios edométricos modificando o equipamento proposto por Hendron (1963), onde o anel rígido foi substituído pelo anel de Teflon, e obtiveram para a argila normalmente adensada estudada, valores de k_0 entre 0,65 e 0,75.

Al-Hussani (1981) utilizou quatro métodos para manter a condição de deformação lateral nula em ensaios triaxiais em areias fofas, mediamente compactas e compactas: método do sensor de deformação lateral com LVDT preso por grampo; método do cinto- k_0 instrumentado; método do sensor de deformação lateral de braços móveis e método da bureta ou indireto. Concluiu-se que a variação da técnica utilizada não afetava o valor de k_0 .

Dyvik et al. (1985) realizaram ensaios para a determinação do k_0 por meio de uma célula edométrica projetada com uma câmara preenchida com água

deaerada e uma membrana de teflon que envolvia o corpo de prova que encontrava-se dessa forma, isolado. A tensão lateral desenvolvida na membrana pela transmissão de esforços do corpo de prova durante a consolidação pressurizava a água na câmara, e o aumento dessa pressão era computado pelo transdutor de pressão acoplado a câmara. Como a água é considerada incompressível, era possível obter a condição de deformação nula para a determinação exata do k_0 .

Mesri e Castro (1987) realizaram ensaios com temperatura constante e concluíram que o valor de k_0 aumentava com o tempo durante o adensamento secundário, conforme observado por Lacerda (1976).

Ting et al (1994) desenvolveram uma célula de adensamento rígida para a avaliação do k_0 em solos moles. Os ensaios foram realizados em um caulim muito mole em uma célula de material de acrílico com 4 mm de espessura que permitia a redução do atrito envolvida por um anel de alumínio de 10 mm de espessura que fornecia a rigidez necessária a célula. Transdutores que mediam a tensão total no topo e na base, bem como a poropressão a meia altura do corpo de prova e na base foram instalados na câmara. Como conclusão obtiveram que o k_0 não era constante, aumentava de forma não linear com a tensão efetiva e que seus valores mais baixos e as maiores variações ocorriam a um baixo nível de tensão.

Daylac (1994) com o intuito de avaliar a influência da sucção e do intemperismo no coeficiente de empuxo no repouso de solos residuais não saturados desenvolveu um equipamento de sucção controlada e parede flexível similar ao equipamento triaxial, com carregamento vertical e descarregamento, bem como controle da variação de volume do corpo de prova.

Santa Maria (2002) desenvolveu uma célula k_0 para a realização de ensaios de adensamento edométricos, com a finalidade de estudar o comportamento reológico de argilas saturadas. O equipamento permitia medir de forma direta o valor de k_0 sob a condição de deformação lateral nula, bem como avaliar a influência do atrito nas paredes da célula.

2.2

Solos Residuais

Os solos residuais são solos resultantes do processo de alteração da rocha mãe a partir do processo de intemperismo e decomposição da rocha *in situ* sem haver transporte do material formado (Blight, 1997). As propriedades e comportamento dos solos residuais diferenciam-se dos solos transportados, uma vez que esses solos apresentam características únicas relacionadas ao seu ambiente de desenvolvimento e a sua composição (Vaughan et al, 1988).

Os solos residuais são formados por diferentes processos de intemperismo que agem modificando as características químicas e as propriedades físicas dos minerais e rochas. Sendo assim, são formados perfis de solo com diferentes graus de alteração resultado da reorganização estrutural do solo (Vaughan et al, 1988).

Os solos residuais apresentam características geotécnicas completamente distintas observadas nos solos transportados. Os fatores genéticos e de estado mais impactantes no comportamento mecânico dos solos residuais citados por Bressani (2004) são: rocha de origem, grau de intemperismo, a decomposição de óxidos da micro-estrutura, a evolução pedológica, o índice de vazios e a granulometria.

O intemperismo é uma propriedade de grande importância para a engenharia de fundações e de demais obras de terra, visto que exerce grande influência em propriedades de resistência ao cisalhamento, compressibilidade, permeabilidade e deformabilidade, sendo que a magnitude dessas modificações depende do nível de alteração da estrutura do solo, ou seja, do grau de intemperismo (Chandler, 1969).

É importante ressaltar a atuação distinta do intemperismo nos diferentes compartimentos morfo-climáticos do planeta devido à forte dependência do clima e do relevo na atuação dos diferentes processos intempéricos. Como consequência, são formados perfis de alteração compostos por horizontes de diferente espessura e composição (Toledo et al., 2000).

O conhecimento da origem dos solos residuais e dos fatores que afetam a sua resistência é essencial para compreender o seu comportamento em termos de tensão-deformação. A Tabela 2.4 mostra as principais características presentes nos solos residuais que são peculiaridades desse tipo de solo.

Tabela 2.4 – Comparação entre as características dos solos residuais e transportados (Brenner et al, 1997).

Fatores que afetam a resistência	Efeitos sobre o solo residual	Efeitos sobre o solo transportado
Histórico de tensões	Geralmente não importante	Muito importante, modifica o confinamento inicial do grão, causa efeito de sobreadensamento.
Resistência do grão/partícula	Muito variável, depende da mineralogia e da fragilidade do grão.	Mais uniforme, poucos grãos frágeis devido a eliminação das partículas frágeis pelo transporte.
Aderência	Componente importante de resistência devido principalmente às ligações ou cimentações; causa a coesão e resulta numa tensão de campo;	Ocorre em depósitos geologicamente antigos, produz coesão e tensões de campo, pode ser destruída por amolgamento.
Estrutura reliquiar e descontinuidades	Desenvolve a partir de estrutura pré-existente ou de características estruturais da rocha matriz, incluindo estratificações, juntas, estrias de fricção, etc..	Desenvolve a partir de ciclos de deposição e histórico de tensões, formação de possíveis superfícies de cisalhamento.
Anisotropia	Usualmente proveniente das estruturas reliquias da rocha matriz.	Formada a partir da deposição e do histórico de tensões do solo.
Índices de vazios/densidade	Depende do estado de evolução no processo de intemperismo, independe do histórico de tensões.	Diretamente dependente do histórico de tensões.

A seguir são apresentados de forma condensada os fatores relevantes ao estudo de solos residuais.

Durante o processo de formação dos solos residuais (intemperismo), os mesmos podem sofrer um ligeiro desconfinamento vertical devido à perda de massa e à transferência de diversos minerais entre os horizontes do solo. Isto significa uma alteração progressiva do estado de tensões *in situ*. Dessa forma, é praticamente desprezível o efeito da história de tensões nos solos residuais durante o seu processo de formação (Vaughan, 1988).

De acordo com Brenner et al (1997), a cimentação é caracterizada como uma “coesão aparente”, sendo uma característica peculiar que atua como uma componente de resistência, conferindo maior resistência ao cisalhamento dos solos residuais tropicais. Segundo Vaughan (1988), as causas para o desenvolvimento da cimentação são: aparecimento de ligações durante o processo de alteração química dos minerais; solução e nova precipitação de agentes cimentantes, tais como os silicatos, e cimentação por meio da deposição de carbonatos, óxidos/hidróxidos de ferro, matriz orgânica, dentre outros.

Em relação às estruturas reliquias e descontinuidades, sabe-se que a resistência global do maciço é governada tanto pela frequência quanto pela orientação das estruturas reliquias em relação à direção de aplicação das tensões e pela resistência peculiar dessas estruturas. Dessa forma, ao longo dos planos das estruturas reliquias, os solos residuais irão apresentar menor resistência ao cisalhamento ao comparar-se com os demais planos (Cowland e Carbrau, 1988; Irfan e Woods, 1988; Lo et al., 1988).

Outras propriedades peculiares desses solos, tais como a anisotropia, a heterogeneidade do solo e outras propriedades tal como a cimentação citada anteriormente, dificultam a elaboração de um modelo conceitual que generalize o seu comportamento. Como consequência, os solos residuais conferem respostas distintas e extremamente difíceis de prever frente às solicitações. O comportamento anisotrópico desses solos deve-se a herança da rocha matriz, principalmente, ao tratar-se de solos originados de rochas metamórficas, onde a mica presente pode originar superfícies mais frágeis e de cisalhamento (Mendes, 2008).

Os aspectos mineralógicos e químicos dos solos residuais apresentam grande diferença em relação aos solos sedimentares. A mineralogia é responsável por conferir aos solos residuais características de expansibilidade ou não, dentre outras propriedades mecânicas do solo. Além disso, a composição dos minerais primários e elementos químicos presentes no mesmo em conjunto com as condições climáticas, o regime e a intensidade de chuva, relevo, microorganismos e drenagem irão definir os argilominerais e a cor do solo (Salomão e Antunes, 1998 *apud* Futai, 2002).

2.2.1

Influência do intemperismo no coeficiente k_0

A formação dos solos residuais e coluvionares envolve diferentes processos de intemperismo físico e químico. Tais processos intempéricos agem segundo mecanismos modificadores tanto de suas características químicas quanto das propriedades físicas dos minerais e rochas, em conjunto com a pedogênese que atua na transferência de minerais entre os níveis de alteração (Toledo et al, 2000).

Como resultado do intemperismo, esses solos têm a sua estrutura constantemente modificada pelas reações químicas, tais como: decomposição, lixiviação e desidratação, bem como pela desagregação física, através de processos erosivos e perda de massa. Sendo assim, é razoável considerar que o efeito da história de tensões nos solos residuais seja pequeno (Toledo et al, 2000).

Aspectos macroestruturais são importantes no comportamento geotécnico desses materiais. No entanto, investigações da microestrutura do solos são ferramentas relevantes que podem revelar cimentações e arranjos de pequeno contato que contribuem efetivamente para um melhor entendimento do comportamento geotécnico desses solos (Carvalho e Simmons, 1997).

Os pesquisadores Vaughan e Kwan (1984) propuseram uma teoria que relaciona as tensões efetivas *in situ* com o grau de intemperismo em terrenos horizontais. A teoria é fundamentada no entendimento que o processo de enfraquecimento está relacionado com a redução do peso específico, da resistência e da rigidez.

A hipótese que norteia a teoria proposta é que durante o tempo em que mantiver a sua estrutura de cimentação, sua rigidez pode ser descrita adequadamente pela teoria da elasticidade. Sendo assim, considera-se que a rocha originária é um sólido isotrópico elástico, de módulo de compressão E'_0 e coeficiente de Poisson ν'_0 . Após o processo de enfraquecimento decorrente do intemperismo, os parâmetros elásticos do solo são alterados para E'_w e ν'_w . Além disso, as tensões efetivas iniciais na rocha mãe são admitidas como σ'_{v0} e σ'_{h0} . No final da alteração, tornam-se σ'_{vw} e σ'_{hw} .

Algumas hipóteses convencionais também são consideradas: as tensões horizontais e verticais são as principais e não existe deformação horizontal ao longo do processo de enfraquecimento.

As deformações verticais e horizontais sofridas por um elemento de rocha ao alcançar sua tensão *in situ* são:

$$\varepsilon_{v0} = \frac{1}{E'_0} (\sigma'_{v0} - 2\nu'_0 \sigma'_{h0}) \quad (2.24)$$

$$\varepsilon_{h0} = \frac{1}{E'_0} (\sigma'_{h0} (1 - \nu'_0) - \nu'_0 \sigma'_{v0}) \quad (2.25)$$

De forma análoga, ao final do processo de enfraquecimento, as deformações do elemento de rocha são:

$$\varepsilon_{vw} = \frac{1}{E'_w} (\sigma'_{vw} - 2\nu'_w \sigma'_{hw}) \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_{hw} = \frac{1}{E'_w} (\sigma'_{hw} (1 - \nu'_w) - \nu'_w \sigma'_{vw}) \quad (2.27)$$

Como as tensões e deformações que acompanham o enfraquecimento não poderiam ser calculadas diretamente, invoca-se o princípio da superposição dos efeitos. Sendo assim, as tensões após o enfraquecimento são iguais àsquelas que teriam se desenvolvido caso um elemento enfraquecido tivesse sido carregado com tensão vertical e deformação horizontal constantes. Assim:

$$\varepsilon_{hw} = \varepsilon_{h0} \quad (2.28)$$

$$\sigma'_{vw} = \sigma'_{v0} \quad (2.29)$$

Combinando as Equações (2.25), (2.27), (2.28) e (2.29), tem-se que a tensão horizontal efetiva ao final do enfraquecimento (σ'_{hw}) é dada por:

$$\sigma'_{hw} = \frac{1}{1 - \nu'_w} [\sigma'_{v0} (\nu'_w - \nu'_0 R) + \sigma'_{h0} R (1 - \nu'_0)] \quad (2.30)$$

Onde:

$$R = \frac{E'_w}{E'_0} \quad (2.31)$$

Os pesquisadores apresentaram a Figura 2.12 que mostra os resultados calculados pela Equação 2.32, assumindo valores iniciais de K_0 para a rocha sã e diferentes valores de ν' . Os autores concluíram que uma pequena perda de rigidez, da ordem de 10% da rigidez inicial da rocha sã, induz valores muito pequenos de R . Sendo assim, a influência da rocha mãe desaparece muito cedo no processo de intemperismo, e ao longo deste processo, o valor do ν' tende a decrescer resultando em valores de K_0 menores. A tensão efetiva horizontal *in situ* pode ser obtida pela seguinte relação:

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = k_0 = \frac{\nu'}{1-\nu'} \quad (2.32)$$

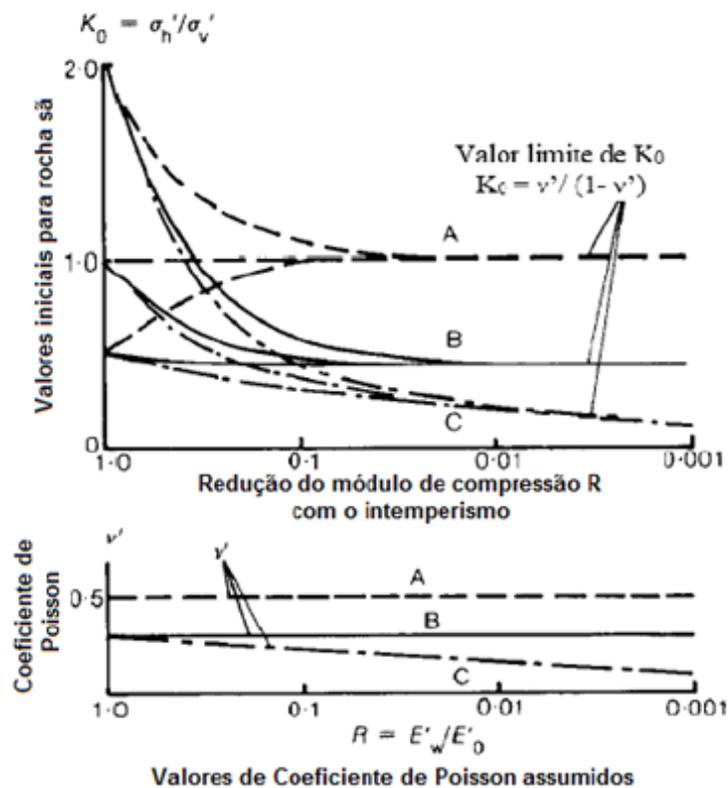


Figura 2.12 – Efeito da redução do módulo de compressão com o intemperismo no coeficiente K_0 , sob tensão vertical efetiva constante (Vaughan e Kwan, 1984).

2.2.2

Influência da sucção no coeficiente k_0

Lu e Likos (2004), ao expandir a lei de Hooke para solos não saturados (Equação 2.33, Equação 2.34, Equação 2.35), permitiram acoplar a sucção na formulação do k_0 , e assim englobar o comportamento dos solos não saturados.

Expandindo as relações constitutivas da teoria da elasticidade à luz da equação proposta por Bishop (1959): $\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w)$ e, assumindo o solo como um material homogêneo e linear, tem-se as seguintes relações (Lu e Likos, 2004):

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - u_a}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(1-2\nu)\chi(u_a - u_w)}{E} \quad (2.33)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y - u_a}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(1-2\nu)\chi(u_a - u_w)}{E} \quad (2.34)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - u_a}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{(1-2\nu)\chi(u_a - u_w)}{E} \quad (2.35)$$

Onde:

σ' = tensão efetiva;

χ = parâmetro de tensões efetivas;

ε_x , ε_y , ε_z = deformações nas direções x, y e z respectivamente;

σ_z = tensão total na direção vertical;

σ_x e σ_y = tensões totais na direção horizontal;

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de elasticidade;

u_a = pressão do ar;

u_w = pressão da água.

Com o propósito de atender a condição de deformação lateral nula, duas condições devem ser satisfeitas:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y \quad (2.36)$$

$$\sigma_x = \sigma_y \quad (2.37)$$

Logo:

$$\frac{\sigma_h - u_a}{\sigma_v - u_a} = k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \frac{\chi(u_a - u_w)}{\sigma_v - u_a} \quad (2.38)$$

A partir da Equação 2.38, proposta por Lu e Likos (2004), é possível avaliar o efeito da sucção mátrica no valor do coeficiente de empuxo no repouso. Conclui-

se que o valor do k_0 tende a diminuir com o aumento da sucção mátrica (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A Equação 2.39, proposta pelos pesquisadores Fredlund e Rahardjo (1993) também mostra a definição do k_0 para solos não saturados. Apesar de Fredlund e Rahardjo (1993) não dizerem nada sobre o efeito da pressão de ar no k_0 , se os valores de tensões horizontal e vertical forem mantidos constantes, um aumento da pressão de ar implicaria uma diminuição no valor de k_0 , conforme definido pela Equação 2.39.

$$k_0 = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.39)$$

2.3

Solos não saturados

A aplicação dos princípios da mecânica de solos saturados em problemas comumente encontrados de engenharia geotécnica (infiltração, mudanças de volume e problemas relacionados à resistência ao cisalhamento) teve grande sucesso principalmente devido à possibilidade de medir propriedades do solo saturado que poderiam ser relacionadas ao estado de tensão do solo e usadas para descrever diversos processos físicos. (Fredlund, 2018).

A mecânica dos solos não saturados surgiu mais recentemente. O estudo do comportamento dos solos não saturados surgiu em duas frentes, uma dentro da mecânica dos solos e outra dentro da física dos solos (Fredlund, 2018). A Figura 2.13 mostra como o comportamento peculiar dos solos não saturados encontrou sua expressão em diferentes áreas de aplicação.

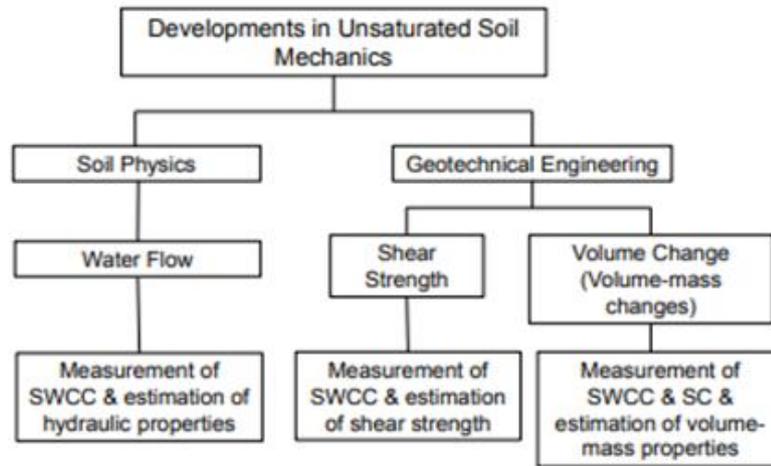


Figura 2.13 – Histórico do desenvolvimento dos solos não saturados (Fredlund, 2018).

Os principais tipos de solos não saturados muito comuns no Brasil são: argilas expansivas altamente plásticas, solos residuais lateríticos e saprolíticos, além de uma grande variedade de depósitos aluvionares, coluvionares e eólicos (Fredlund e Rahardjo, 1993; Moura et al., 2011).

A compreensão do comportamento dos solos não saturados envolve a descrição de um sistema de multifases que possui duas fases fluidas (água e ar), bem como uma membrana contráctil (interface ar-água) e os sólidos do solo. A Figura 2.14 mostra a subdivisão entre zona vadosa (não saturada), que está localizada entre o lençol freático e o nível do terreno (Fredlund, 2018).

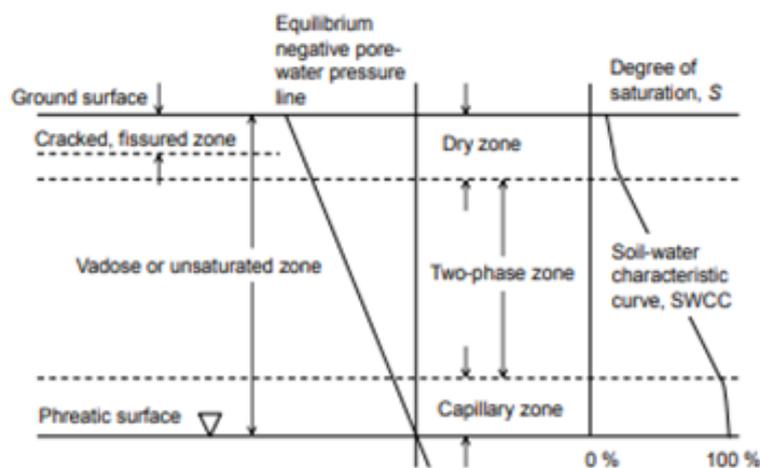


Figura 2.14 – Definição da zona vadosa de solos não saturados (Fredlund, 2018).

Na superfície dos solos não saturados existe um fluxo constante de umidade que está em contínua alteração em resposta às mudanças do clima. Na Figura 2.15 são mostrados os componentes que se combinam e dão origem à infiltração ou à percolação. O perfil de poropressão também é retratado, bem como sua alteração, por meio das condições climáticas e variações do lençol freático. A aplicabilidade do balanço hídrico ocorre em diversas obras geotécnicas, como por exemplo, em projetos de cobertura do solo (Fredlund, 2018).

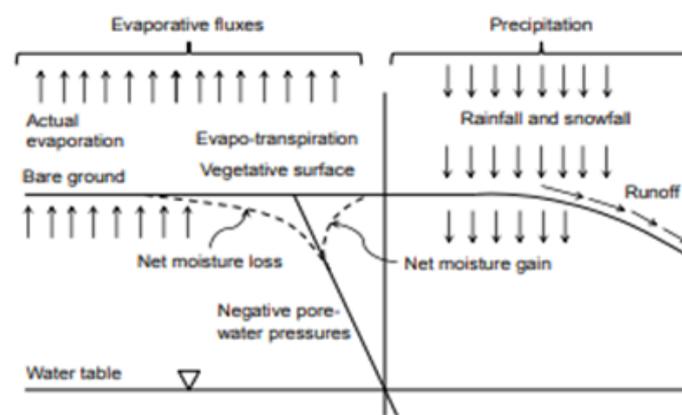


Figura 2.15 – Componentes do fluxo (Fredlund, 2018).

A separação entre os solos não saturados e solos saturados torna-se necessária, uma vez que o primeiro apresenta diferenças de natureza, bem como de comportamento mecânico. Nos solos não saturados, os poros dos solos são preenchidos por dois fluidos, ar e água, que devido à tensão superficial, entram em equilíbrio a diferentes pressões. A parcela de tensão transmitida entre os grãos (tensão efetiva), ao aplicar-se um carregamento externo, possui difícil quantificação devido ao sistema trifásico composto por ar, água e partículas do solo, como mostra o esquema da Figura 2.16 (Oliveira, 2004). A pressão negativa nos poros dos solos não saturados é conhecida como sucção, e é a variável de tensão necessária a ser conhecida para a compreensão do comportamento mecânico do solo não saturado.

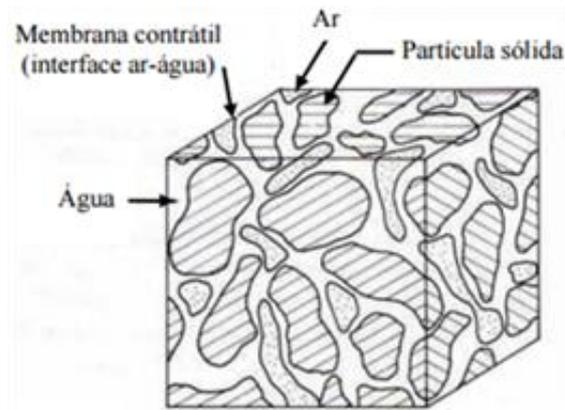


Figura 2.16 - Fases do elemento de solo não saturado (Fredlund e Morgenstern, 1977).

A sucção é uma força responsável por atrair e fixar a água no solo. A quantificação da parcela de sucção nos solos não saturados através de ensaios específicos, e sua posterior análise através de programas computacionais, é essencial para prever o comportamento do solo (Carvalho et al., 2015).

A sucção total é definida como a energia livre da água do solo não saturado. Essa energia aplicada no solo, que atua contrário à força de retenção do solo, é responsável pela retirada da água presente nos vazios do solo não saturado (Reichardt e Timm, 2004; Carvalho et al., 2015). A sucção total pode ser separada em suas componentes: a sucção de solutos e a sucção mátrica.

A sucção osmótica é definida por Ridley (1995) como sendo a tensão adicional necessária para remover uma partícula de água devido à presença de sais dissolvidos na fase líquida do solo. Sendo assim, a sucção osmótica influencia apenas os solos finos, dependendo do tipo e da concentração dos solutos presentes (Mitchell, Greenberg, Witherspoon, 1973).

A sucção mátrica é a parcela de sucção definida como a pressão negativa desenvolvida na água, resultante do efeito combinado das forças de adsorção e capilaridade. A adsorção está relacionada à microestrutura do solo, e depende do nível de hidratação das partículas (Vivian, 2008). A capilaridade, por sua vez, está relacionada à macroestrutura do solo, ou seja, aos poros interconectados, por onde a água flui devido a gradientes de pressão capilar (De Campos et al., 1992). A Figura 2.17 mostra as formas de água no solo.

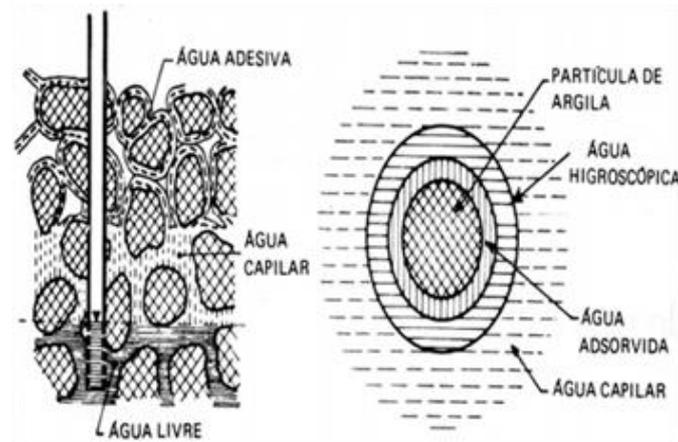


Figura 2.17 - Água no solo com destaque para a água capilar no solo não saturado e água livre no solo saturado (Caputo, 1988).

A compreensão do comportamento mecânico dos solos não saturados está relacionada ao conhecimento da tensão efetiva. Em solos saturados, a equação definida por Terzaghi (1936) descreve a tensão efetiva em função apenas da tensão normal total e da pressão na água dos vazios do solo. No final dos anos 50 e início da década de 60, diversos pesquisadores propuseram equações expandidas para a definição da tensão efetivas dos solos não saturados (Carvalho et al, 2015). Dentre elas, a equação de Bishop (1959) é a mais difundida e conhecida no meio geotécnico:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (2.40)$$

Onde:

u_a = pressão no ar dos vazios do solo;

u_w = pressão de água dos vazios do solo;

χ = parâmetro dependente do tipo do solo e seu grau de saturação, variando entre 0 e 1.

No caso dos solos saturados, a equação recai para o princípio básico de tensões efetivas proposto por Terzaghi $\sigma' = (\sigma - u_w)$ (Terzaghi e Frölich, 1936).

A equação proposta por Bishop (1959) incorpora o parâmetro χ que é de difícil determinação experimental, ocasionando a busca por diversos pesquisadores por uma relação capaz de relacioná-lo com outras variáveis. Além disso, o parâmetro χ não é uma característica do solo, mas uma função de sua história prévia

de umedecimento e secagem, do tipo de material e do seu grau de saturação (Jennings e Burland, 1962; Bishop e Blight, 1963; Fredlund e Morgenstern, 1977).

Posteriormente, Fredlund et al. (1978) apresentou uma equação para a determinação da tensão efetiva dos solos não saturados, definida apenas pelas variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Sendo assim, quaisquer duas dessas variáveis são independentes e podem ser empregadas para descrever o estado de tensões do solo não saturado e, assim, ter meios de avaliar o seu comportamento mecânico, tendo em vista que $(\sigma - u_a) + (u_a - u_w) = (\sigma - u_w)$.

Diversas equações para o cálculo de χ foram propostas. Visando obter resultados mais próximos dos valores obtidos experimentalmente, Khalili e Khabbz (1998) propuseram uma abordagem ao parâmetro χ (Equação 2.41), em que χ é diretamente calculado com o auxílio de dois parâmetros adicionais (sucção matricial e sucção do ponto de entrada de ar).

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi = 1 \text{ para } S < S_e \\ \chi = \left(\frac{S}{S_e}\right)^r, S \geq S_e \end{array} \right. \quad (2.41)$$

Onde:

S é a sucção matricial (igual a $u_a - u_w$);

S_e é a sucção no ponto de entrada de ar;

r é o parâmetro dependente do material, adotado nesse trabalho como -0,55 (Motta, 2016).

O presente trabalho utilizou a Equação 2.40 de Bishop (1959) para o cálculo da tensão efetiva nas amostras de solo coluvionar não saturado estudadas. Além disso, o parâmetro χ foi determinado pela Equação 2.41 de Khalili e Khabbz (1998).

2.3.1

Curva característica

A curva característica (ou curva de retenção) é definida como a relação entre o teor de umidade de um solo não saturado e a sucção. Essa relação entre teor de umidade e a sucção é uma função contínua, gradativa, onde a sucção varia

inversamente com o teor de umidade, de forma em que a sucção tende a ser inexistente quando o solo torna-se saturado e torna-se máxima quando o grau de saturação é nulo (Carvalho et al., 2015).

De acordo com Santos (2004), existem alguns fatores que determinam a forma apresentada da curva característica, tais como: a distribuição de tamanho dos vazios, histórico de tensões, índice de vazios, distribuição das frações granulométricas e o tipo de solo. Sendo assim, os solos argilosos tendem a apresentar curvas mais suaves, já que devido a uma maior quantidade de fração argila, maior é o teor de umidade para um determinado valor de sucção. Por outro lado, quando os solos arenosos ultrapassam determinado valor de sucção, tendem a apresentar perda brusca de umidade. A Figura 2.18 apresenta exemplos de formato de curvas características em função da granulometria apresentadas por Marinho (2018).

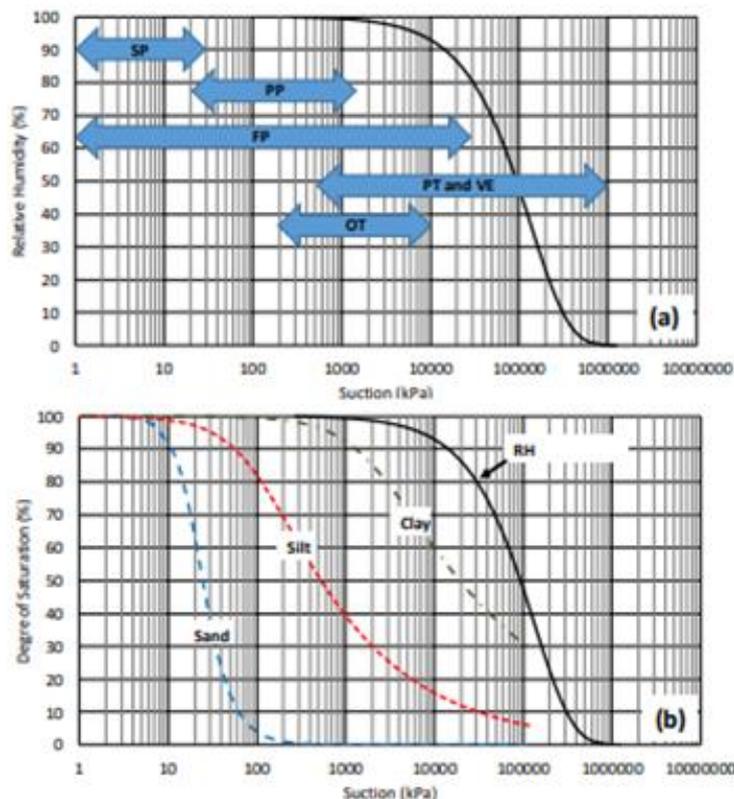


Figura 2.18 – (a) Relação entre umidade relativa do solo e sucção. (b) Relação entre o grau de saturação e a sucção (Marinho, 2018).

As curvas características de solos não saturados podem ser obtidas de várias formas, desde os métodos numéricos, como exemplificados anteriormente, aos métodos de medição direta e indireta da sucção. Os principais métodos de medição direta e indireta da sucção são: Tensiômetro, Sensor de condutividade térmica, Translação de eixo e papel-filtro (Gerscovich, 2010). Na Tabela 2.5 estão exemplificados alguns dos principais métodos para cálculo da sucção matricial. Vale ressaltar que o presente trabalho utilizou o método do papel-filtro na determinação da curva característica do solo, visto que o método apresentou bons resultados em trabalhos anteriores.

Tabela 2.5 - Técnicas de medição da sucção do solo (Marinho, 1997).

Técnica	Sucção Matricial	Sucção Osmótica	Sucção	Intervalo (kPa)
Psicrômetro		X	X	100 - 8000
Papel-filtro	X		X	0 – 29000
Tensiômetro	X			0 – 1500
Translação de eixos	X			0 – 1500
Condutividade Térmica	X			0 – 400
Condutividade Elétrica	X	X		20 – 1500

Segundo Vivian (2008), dependendo do tipo de solo e da disposição da estrutura do mesmo, a curva característica pode apresentar formatos diferentes, tais como:

- Curva em formato “S” ou unimodal: formato mais comum, estudado amplamente pela Mecânica dos Solos Não-Saturados. Típica de solos compactados.
- Curva em formato de “sela” ou bimodal: Existente em alguns tipos de solo, especialmente aos não saturados de regiões subtropicais e tropicais.

Na Figura 2.19 é mostrado um exemplo de curva S (unimodal), em que podem ser observadas as zonas de efeito de entrada de ar, de transição e residual de não saturação.

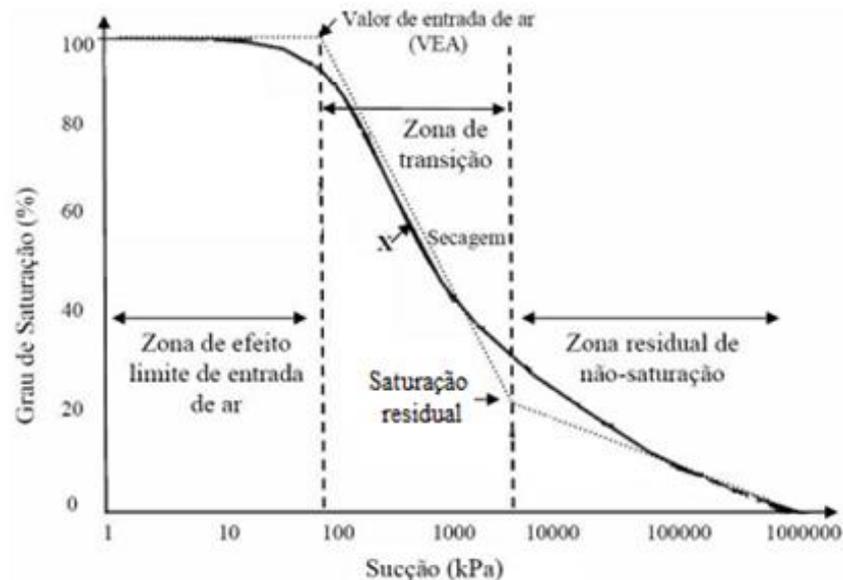


Figura 2.19 - Curva característica do tipo "S" (modificado de Vanapalli et al., 1996).

O primeiro ponto de inflexão da curva característica corresponde à zona de efeito limite de entrada de ar, que está relacionada à situação na qual o solo encontra-se na condição saturada, ou seja, todos os poros encontram-se preenchidos por água.

A região da curva característica onde há a separação entre a zona de efeito limite de entrada de ar e a zona residual é denominada zona de transição. Nesse estágio, ocorre uma considerável redução do teor de umidade com o aumento da sucção, pois há a drenagem da água livre nos poros e, conseqüentemente, o menisco de água começa a perder a sua forma contínua nos poros existentes no solo.

Na zona residual de não saturação ocorre apenas o fluxo de vapor d'água. Por conseguinte, pequenas variações no teor de umidade ocasionam grandes aumentos na sucção.

Na Figura 2.20 é apresentado um exemplo de curva característica do tipo sela, onde se observa a presença de patamar intermediário, de zona de dessaturação dos macroporos e de zona de dessaturação de microporos. Esse comportamento é comumente observado em solos residuais e coluvionares.

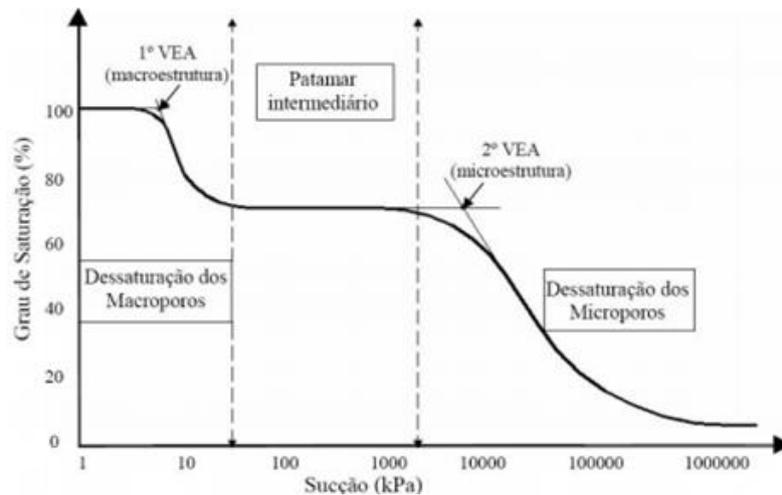


Figura 2.20 - Curva característica do tipo "sela" (Feuerharmel, 2007 *apud* Vivian, 2008).

De acordo com Feuerharmel (2007), esse formato de curva é resultado da distribuição do tamanho dos poros, que apresentam em sua estrutura macroporos e microporos bem definidos.

O primeiro trecho da curva, denominado dessaturação, é governado pela macroestrutura do solo. Dessa forma, os solos que em seu estado natural apresentam partículas argilosas fortemente agregadas em tamanho de grãos ou grumos, tendem a perder água de modo mais fácil (Vivian, 2008).

Após esta fase inicial, a curva atinge um patamar intermediário, em que o aumento da sucção não provoca uma alteração considerável do teor de umidade, devido à inexistência de poros de tamanho intermediário e à alta capacidade da microestrutura em reter água.

O último trecho da curva denominado dessaturação dos microporos inicia-se no segundo valor de entrada de ar, caracterizando-se pela redução no grau de saturação em consequência à retirada progressiva de água da microestrutura do solo.

A partir do conhecimento do formato da curva característica, a mesma pode ser representada através de diferentes equações que correlacionam a quantidade de água nos poros (grau de saturação ou teor de umidade) com valor da sucção (Vivian, 2008).

Para o ajuste da curva característica do tipo "S", ou seja, unimodal, podem ser utilizados diversos métodos, tais como os apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Equações para o ajuste da curva característica (baseado em Vivian, 2008).

Referência	Equação	Variáveis
Gardner (1958)	$\Theta = \frac{1}{1+q.\Psi^\eta}$ <p>Sendo $\Theta = \frac{(\theta - \theta_s)}{(\theta_s - \theta_r)}$</p>	Θ = teor de umidade normalizado; $\theta, \theta_r, \theta_s$ = teores de umidade volumétrico, residual e saturado; Ψ = sucção η e q = parâmetros de ajuste
Brooks e Corey (1964)	$\Theta = \left(\frac{\Psi b}{\Psi}\right)^\lambda$	λ = índice de distribuição de diâmetro de vazios Ψb = sucção correspondente ao valor de entrada de ar
Van Genuchten (1980)	$\Theta = \left[\frac{1}{1+(\alpha.\Psi)^n}\right]^m$	α, n e m = parâmetros de ajuste
Williams et al. (1983)	$\ln \Psi = a + b.\ln\theta$	a e b = parâmetros de ajuste
McKee e Bumb (1984)	$\Theta = e^{-(\Psi - a)/b}$	a e b = parâmetros de ajuste
Fredlund e Xing (1994)	$\Theta = \frac{C_\Psi \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln\left[e + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^\eta\right]\right]^m}}{C_\Psi = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{\Psi_0}{\Psi_r}\right)}}$	$\Psi_0 = 106$ kPa Ψ_{res} = saturação no ponto de saturação residual $e = 2,718$ $a = \Psi_i$ $m = 3,67.\ln\left(\frac{\theta_s}{\theta_i}\right)$ $\eta = \frac{1,31^{m+1}}{m.\theta_s} \cdot 3,72. s. \Psi_i$ s = inclinação

Burger e Shackelford (2001) sugeriram o ajuste de curvas características bimodais através de duas equações unimodais distintas, conforme o seu intervalo de sucção. Os pesquisadores: Brooks & Corey, 1964; van Genuchten, 1980; Kosugi, 1996; Fredlund & Xing, 1994; Durner, 1994 e Seki, 2007 apresentaram equações de ajuste da curva através de uma equação bimodal.

Outro ponto interessante a ser mencionado sobre a curva característica é o fenômeno conhecido como histerese. Tal fenômeno ocorre na situação em que a curva de retenção de água apresenta-se de forma diferente quando o material está submetido a um processo de umedecimento ou quando está em processo de secagem, como mostrado na Figura 2.21 (Carvalho et al, 2015).

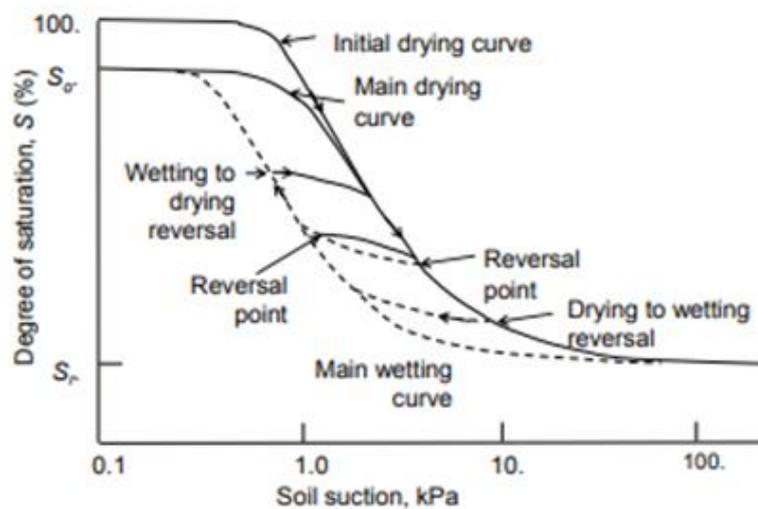


Figura 2.21 – Curva característica de umedecimento e secagem (Fredlund, 2018).

Conforme Hillel (1971) e Reichardt (1985), o fenômeno pode ser atribuído a vários fatores, tais como: geometria não uniforme dos poros, efeito do ângulo de contato, ar ocluído, fenômeno de expansão e ressecamento.

A ocorrência da histerese na curva de retenção influencia as propriedades dos solos não saturados, tanto na permeabilidade quanto no estado de tensões (Fredlund e Rahardjo, 1993).

3 Programa Experimental

3.1

Materiais Utilizados

O material de estudo dessa dissertação provém do talude localizado aos fundos do prédio Cardial Leme da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). A localização é detalhada pelas Figuras 3.1 e 3.2.

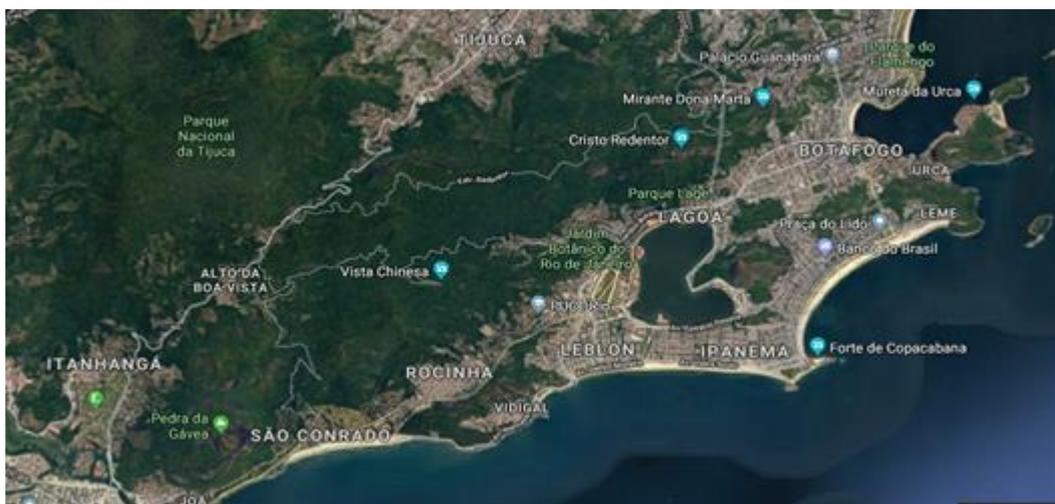


Figura 3.1 – Gávea, bairro localizado na zona sul da cidade do Rio de Janeiro.

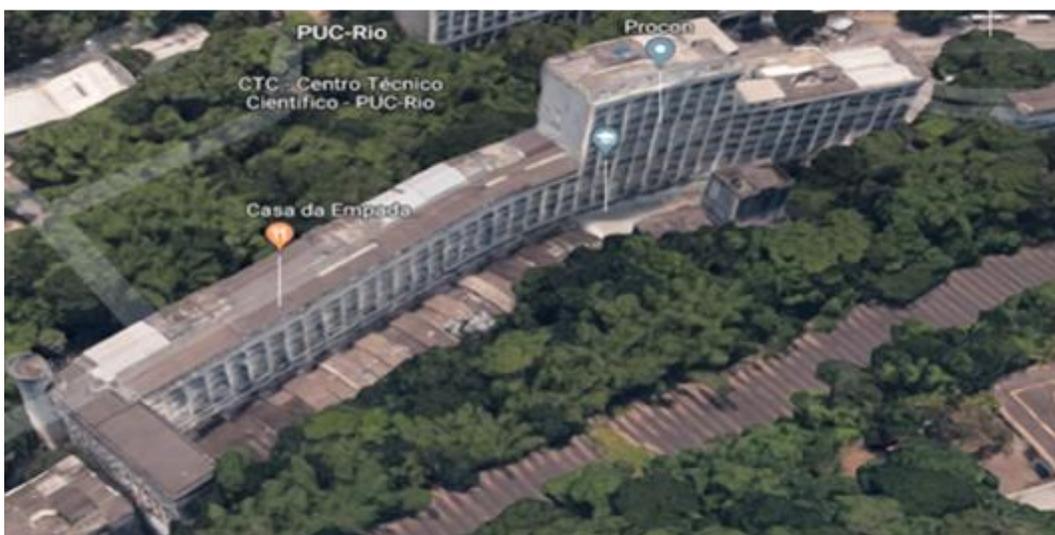


Figura 3.2 – Prédio Cardial Leme – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O ponto de amostragem concentrou-se na retirada de um bloco indeformado na base do talude da Figura 3.3, a qual apresenta um solo coluvionar.



Figura 3.3 - Talude frontal do campus da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, RJ.

A amostragem foi feita manualmente e com cuidado para a extração de blocos indeformados com aproximadamente 10 cm de aresta. Para a manutenção da umidade natural e proteção da estrutura do bloco durante o transporte até o laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio (LGMA), estes foram devidamente revestidos com papel alumínio, papel filme e plástico bolha. Além dos blocos, foi retirado material amolgado para a realização dos ensaios de caracterização e anéis indeformados para a realização do ensaio de papel-filtro.

O bloco indeformado do solo coluvionar pode ser observado na Figuras 3.4.



Figura 3.4 – Bloco de solo coluvionar.

Na Figura 3.4, é possível notar que não existe mais a herança da matriz da rocha originária na estrutura do solo, umas das características de um solo coluvionar, deixando evidente o seu alto grau de intemperismo.

A origem do solo coluvionar foi notada devido à presença de feldspatos calcificados que são lixiviados, o que ocasiona a concentração de minerais máficos, causando a coloração mais escura, uma indicação da alteração da rocha no local. O feldspato altera-se formando argilominerais, tendo como predominante na fração fina deste solo a caulinita, com traços de goethita, conforme indicado pelos ensaios de limite de consistência e confirmado pelo ensaio de difratometria por raio x.

A classificação completa do grau de intemperismo das amostras demanda, além da caracterização física realizada neste estudo, ensaios de caracterização química e mineralógica.

A caracterização física da amostra de solo coluvionar foi realizada no Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio (LBMA) utilizando solo amolgado retirado durante a etapa de amostragem, e a caracterização química foi realizada nos laboratórios da Embrapa e do departamento de Química da PUC-Rio. Os dados obtidos estão expostos no Capítulo 4 – Resultados e Discussões.

3.2

Equipamento triaxial tipo “Bishop-Wesley”

A execução do ensaio Ck_0U ocorreu no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio, em uma prensa triaxial tipo “Bishop-Wesley”, desenvolvido no Imperial College, em Londres, na Inglaterra. A metodologia adotada seguiu as recomendações do manual Triax, desenvolvido por Toll (2002), e as boas práticas do LGMA.

Este equipamento permite que o ensaio seja realizado tanto com deformação controlada quanto com tensão controlada, além de permitir seguir todas as trajetórias de tensões. Nesse ensaio, a fase de adensamento k_0 foi realizada com tensão controlada e a fase de cisalhamento com deformação controlada.

No caso do ensaio com tensão controlada, que se dispõe de uma célula de carga que controla a aplicação de pressão, o controle é feito por meio de válvulas de pressão de ar de alta resolução, acionadas por motores de passo acoplados a caixas box de engrenagens de alta resolução. No ensaio com deformação controlada, por sua vez, utiliza-se uma bomba de vazão de água para aplicação de pressão na câmara inferior do equipamento triaxial.

O equipamento utilizado é composto por: uma câmara cilíndrica de acrílico, um sistema de aplicação de forças verticais, um dispositivo de mudança de volume para medir a variação de volume de água das amostras de 1,5” de diâmetro por 3” de altura, uma célula de carga com capacidade de 5 kN e precisão de 0,1 N para medir e controlar a tensão axial, uma interface RAM, uma interface cell, um quadro de pressão, válvulas da base, topo e cell, transdutores de pressão para medir e controlar pressões confinante e poropressão, um transdutor de deslocamento externo para medir deformação axial, e o *software* Triax acoplado ao equipamento triaxial tipo “Bishop-Wesley”, conforme o esquema geral mostrado na Figura 3.5.



Figura 3.5 - Esquema geral do equipamento do LGMA da PUC-Rio.

O equipamento também tem a vantagem de ser servo-controlado e possuir um *software* para o controle e armazenamento de dados. A descrição do equipamento será feita nos itens seguintes. O *software* Triax foi empregado para monitorar toda a instrumentação e para o controle total dos ensaios k_0 .

3.2.1 Câmara do equipamento triaxial

As paredes da câmara cilíndrica são confeccionadas em acrílico, com dimensões de 260 mm de altura, diâmetro de 200 mm e capacidade de pressão interna de 900 kPa, como ilustrado na Figura 3.6. O corpo de prova é colocado dentro da câmara e envolto por uma membrana de látex. Inicialmente, a fim de eliminar qualquer bolha de ar que possa estar presente nas linhas de pressão de água, é realizada a percolação de água nas linhas da base e do top-cap. A operação do equipamento é totalmente automatizada através do *software* Triax, suprido de dados input, tais como diâmetro e altura iniciais do corpo de prova.

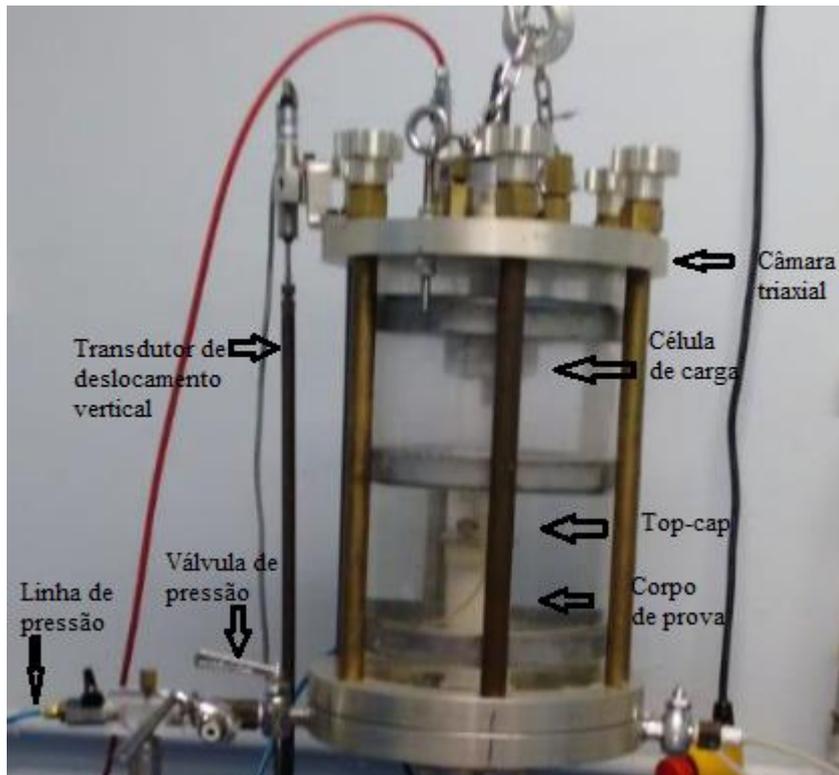


Figura 3.6 - Esquema geral da câmara triaxial do LGMA da PUC-Rio.

3.2.2 Célula de carga

A célula de carga, posicionada no interior da câmara triaxial, permite o controle da tensão axial, e a leitura instantânea das tensões aplicadas (Figura 3.7). A célula de carga utilizada, no presente trabalho, tem capacidade de 5 kN (marca Ele International Ltd, número de série: 28828).



Figura 3.7 - Esquema geral da célula de carga do LGMA da PUC-Rio.

3.2.3

Medidor de Variação de Volume

O funcionamento do medidor de variação volumétrica (Figura 3.8) é simples: consiste em aplicar ar na câmara inferior, a qual empurra o cilindro de PVC para cima de forma a comprimir a água contida na câmara superior. O deslocamento do pistão do cilindro é medido através de um transdutor, o que possibilita calcular a variação de volume, ou seja, conhecer o volume tanto de entrada de água quanto de saída no sistema, uma vez que é conhecido o deslocamento do pistão e a área da base do medidor de variação volumétrica. O sistema de aquisição de dados permite acompanhar a entrada e a saída de água no sistema em um gráfico de *volume gauge versus tempo* na interface do *software Triax*.



Figura 3.8 - Esquema geral do medidor de variação volumétrica do LGMA da PUC-Rio.

Para o correto funcionamento do medidor volumétrico, é preciso garantir que não existam bolhas de ar no sistema, tanto nas linhas quanto no corpo de prova, requerendo que todo o sistema esteja estanque.

O medidor de variação de volume (MVV), utilizado no presente trabalho, é modelo do *Imperial College* (De Campos, 1984), com capacidade de 50 cm³ (marca LD Sensors LTD, número de série 13955).

3.2.4 Interface Ar/Água

As interfaces de ar-água (Figura 3.9) empregadas pelo equipamento triaxial são responsáveis pela conversão de pressão de ar em pressão de água, ou seja, a pressão de ar fornecida pelo compressor é aplicada ao corpo de prova como pressão hidráulica pela interface ar-água.



Figura 3.9 - Esquema geral da interface de ar-água do LGMA da PUC-Rio.

3.2.5

Transdutor de poropressão e tensão confinante

Os transdutores de pressão realizam a leitura de poropressão com capacidade de leitura na faixa de 0 a 1500 kPa (Figura 3.10). As leituras de tensão confinante já são realizadas por um transdutor de pressão similar interligado à base do pedestal do equipamento. Estes transdutores encontram-se conectados ao sistema de aquisição de dados (*software* Triax), no qual é possível acompanhar em tempo real as leituras durante o ensaio.

Os transdutores de pressão para a medição da tensão confinante e contrapressão utilizados nesse trabalho, possuem resolução de 1 kPa (marca RS, número de série 456781 e 456277) e capacidade de 1034 kPa.

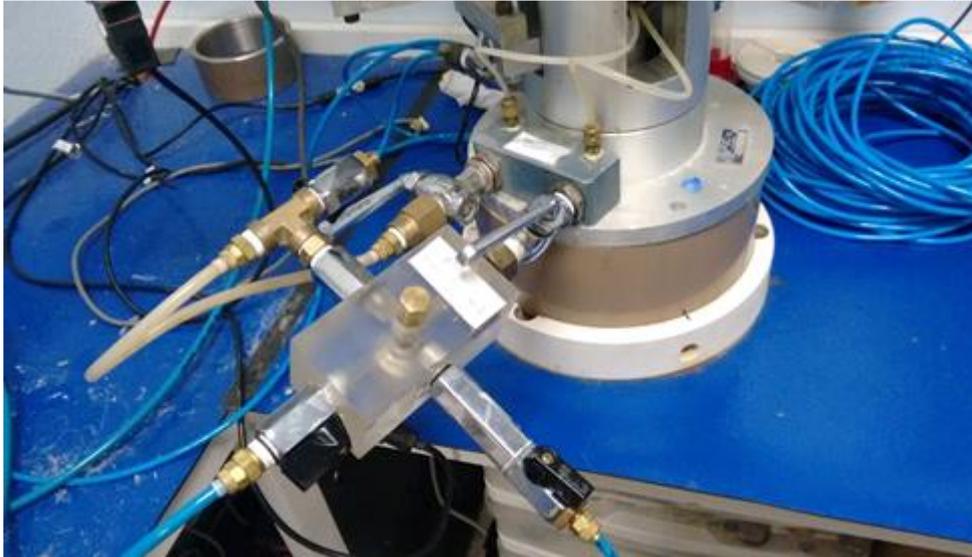


Figura 3.10 - Esquema geral do transdutor de poropressão do LGMA da PUC-Rio.

O transdutor de tensão confinante situa-se ligado à câmara do equipamento triaxial por meio de uma peça que permite a comunicação da linha que aplica a pressão confinante com o transdutor de pressão, de forma a medir as tensões confinantes.

O transdutor de poropressão localiza-se na base da câmara através de duas linhas conectados a um dispositivo de acrílico, o qual foi empregado para medir poropressões tanto no topo quanto na base do corpo de prova.

Em relação ao monitoramento do deslocamento axial, foi utilizado o LSCDT (*Linear Strain Conversion Displacement Transducer*), instalado do lado externo da câmara, que possui capacidade de 25,4 mm e resolução de 0,01 mm (marca Wykeham Farrance, número de série HS25/5627).

3.2.6 Controlador de pressão

O controle de pressão (RAM, contrapressão e pressão confinante) nas etapas do ensaio com tensão controlada (adensamento isotrópico, densamento k_0 e p' constante), é feito por meio de válvulas de pressão de ar de alta resolução, acionadas por motores de passo acoplados a caixas box de engrenagens de alta resolução. O controle de pressão na etapa do ensaio com deformação controlada (cisalhamento) é feito por meio do deslocamento de um pistão, imposto por uma bomba de vazão

constante de água (CRSP), modelo do *Imperial College*, com capacidade de 100 cm³, com incrementos possíveis de 0,0001cm³, que é responsável por aplicar as pressões na câmara de pressão inferior do equipamento triaxial.

3.3 Procedimentos e técnicas de ensaio

O procedimento adotado no ensaio para a determinação do k_0 em solo saturado segue as seguintes etapas sequencialmente: moldagem do corpo de prova, posicionamento do mesmo no pedestal do equipamento triaxial, processo de saturação do corpo de prova, adensamento isotrópico, carregamento p' constante, adensamento anisotrópico k_0 e cisalhamento não drenado.

É importante ressaltar que o estágio de cisalhamento é realizado no momento em que se deseja conhecer, além da trajetória k_0 , a envoltória de ruptura do solo e/ou os parâmetros de resistência do solo. A trajetória de tensões seguida nesse ensaio é mostrada na Figura 3.11.

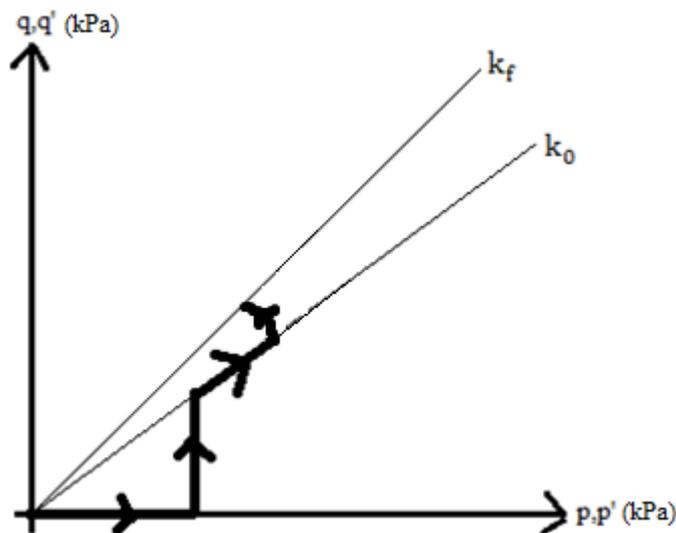


Figura 3.11 – Trajetória de tensões seguida no ensaio.

3.3.1 Calibração dos instrumentos

A etapa de calibração é essencial para a utilização dos transdutores de pressão e de deformação (instrumentos de medição elétricos), bem como da célula

de carga, uma vez que é a partir dela que se torna possível conhecer a relação entre a medida de Voltagem dada pelo equipamento e a unidade de engenharia correspondente, conforme o Apêndice A.

3.3.2

Moldagem do corpo de prova

O corpo de prova foi moldado a partir de bloco de solo amostrado no talude do campus da PUC-Rio. Molda-se, inicialmente, o corpo de prova com as dimensões de 1 ½” (38mm) por 3” (76mm) com a respectiva determinação de suas características, tais como: dimensões e a umidade inicial.

Com os blocos devidamente armazenados na câmara úmida, é feita a moldagem dos corpos de provas em um torno manual, específico para a moldagem de corpos de prova cilíndricos, com 1 ½” de diâmetro. Após o procedimento de moldagem, cada corpo de prova tem a sua massa aferida para após ser ensaiado no equipamento triaxial, ser determinada a sua umidade final, assim como o seu índice de vazios. Além disso, tem-se o cuidado de serem aferidas as dimensões do corpo de prova para serem introduzidas no programa *Triax*, anteriormente a execução do ensaio.

Depois de preparado o corpo de prova, parte-se para a instalação na câmara triaxial, conforme mostra a Figura 3.12. Primeiramente é colocada uma pedra porosa sobre o pedestral, acima da mesma um papel-filtro saturado sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar devidamente saturada e mantida em água destilada até a execução do ensaio. Em seguida, instala-se o corpo de prova sob o papel filtro saturado. Acima da amostra, é instalado o papel-filtro também saturado, posicionada a membrana de látex e posteriormente o *top cap* que contém a pedra porosa comum, também seca. Por fim, a membrana é fixada na base e no top cap com o auxílio de *o' rings* (Figura 3.13).

Foi tomado todo o cuidado de testar as membranas para a verificação de ausência de furos antes da execução dos ensaios. O teste consistiu em vedar suas extremidades e aplicar ar dentro da membrana, que posteriormente é imersa em água para a verificação da existência de bolhas de ar. Uma vez verificada a estanqueidade da membrana, a mesma era levada à prensa triaxial para a adesão ao corpo de prova.



Figura 3.12 – Instalação do corpo de prova na prensa triaxial.

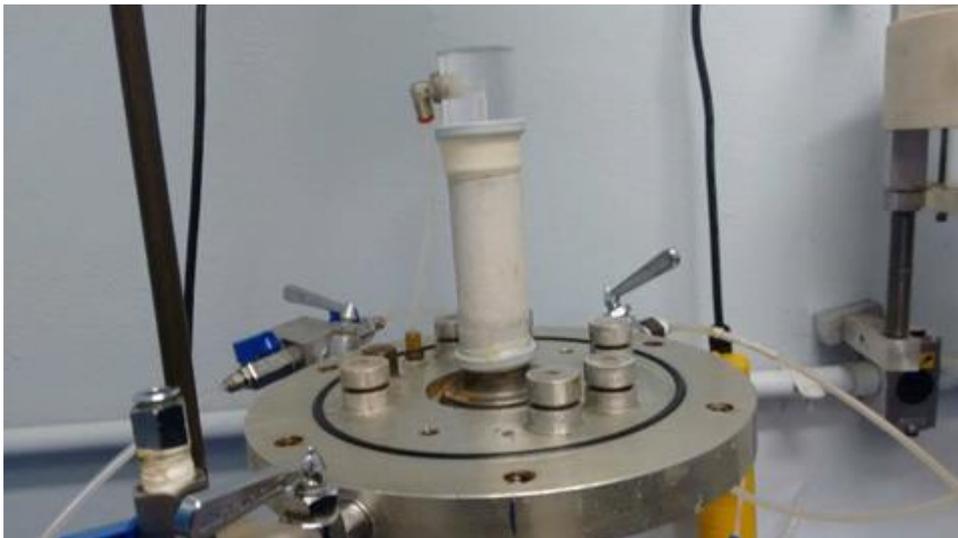


Figura 3.13 – Término da instalação do corpo de prova na prensa triaxial.

3.3.3 Saturação das linhas do equipamento triaxial

A saturação das linhas da base e do *top cap* é empregada a fim de garantir que não haja bolhas de ar no sistema. Essa etapa é realizada anteriormente à instalação do corpo de prova na prensa triaxial. Este processo consiste em percolar água através das linhas da base e do topo do equipamento triaxial, visando à retirada de quaisquer bolha de ar que possam estar presentes nas linhas. Além disso, deve-

se completar o medidor de variação volumétrica até um pouco abaixo da sua capacidade máxima para a realização das etapas seguintes.

Com essas etapas realizadas, inserem-se as pedras porosas no pedestal e acima do corpo de prova, e os papéis-filtro acima de cada pedra porosa. Em seguida, o corpo de prova é colocado no pedestal e a membrana látex é posta envolvendo o mesmo, juntamente com os *o'rings* instalados. Após instalados todos os componentes, a câmara triaxial é fechada e preenchida por água até a meia altura do *top cap*.

3.3.4

Saturação do corpo de prova

As características iniciais do corpo de prova, tais como dimensões (altura e diâmetro), umidade, γ (peso específico do solo) e G_s (peso específico dos grãos) são inseridas no *software* Triax que se encontra acoplado ao equipamento triaxial anteriormente à execução do ensaio.

A fim de garantir que não haja bolhas de ar nos vazios do solo, é realizada a etapa de saturação do mesmo. No ensaio, o método adotado foi o de contrapressão com incrementos da pressão da câmara a uma taxa de 10 kPa/hora. Sabe-se que o corpo de prova foi saturado no momento em que o parâmetro B de Skempton (1954) estiver contido na faixa de 0,95 a 1,00. Assim, pode-se iniciar a fase de adensamento isotrópico.

3.3.5

Adensamento isotrópico

A etapa de adensamento isotrópico consiste em permitir deformações do corpo de prova e, foi realizada para uma tensão efetiva de 30 kPa.

Sabe-se que o corpo de prova adensou quando não há mais saída de água dos vazios do solo, ou seja, quando o gráfico de variação volumétrica *versus* tempo mantiver-se constante. Em seguida, pode-se dar início à fase do ensaio de carregamento p' constante.

A fase de adensamento isotrópico é realizada com o intuito de evitar uma eventual falha da amostra ao tocar acidentalmente a envoltória de ruptura do solo,

nos estágios iniciais de adensamento isotrópico, uma vez que perto da origem, a mesma encontra-se próxima da trajetória k_0 .

Nesta e em todas as etapas subsequentes, a contrapressão foi mantida constante e igual a 150 kPa, com drenagem ocorrendo tanto no topo quanto na base da amostra triaxial.

3.3.6 Carregamento p' constante

Anteriormente ao corpo de prova ser submetido ao carregamento p' constante ($\frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \text{constante}$), a célula de carga é ajustada rente ao corpo de prova.

O adensamento sob uma tensão média constante, p' , procurou buscar a trajetória k_0 estimada usando a conhecida expressão de k_0 proposta por Jaky (1944), uma vez que já se conhecia bem o solo na PUC-Rio e assim, o ângulo de atrito interno do mesmo. Essa etapa foi introduzida para acelerar a etapa principal do ensaio de adensamento anisotrópico k_0 subsequente.

3.3.7 Adensamento anisotrópico k_0

A próxima etapa é o adensamento anisotrópico k_0 realizado com tensão controlada. O controle dessa etapa do ensaio é feito por meio das deformações volumétricas e axiais do corpo de prova, sob a condição de deformação lateral nula. Para isso, é mantida a contrapressão e aplicados pequenos incrementos de tensão efetiva vertical a uma taxa de 10 kPa/hora e a tensão efetiva horizontal é aplicada à medida do cálculo da deformação radial, feito a partir das deformações axiais e volumétricas medidas. A taxa de incrementos de tensões deve ser lenta o suficiente para permitir a dissipação do excesso de poropressão e, assim, satisfazer a condição de deformação lateral nula. Para tanto, à medida que o corpo de prova tende a expandir, a tensão axial é reduzida para que a tensão confinante seja aumentada e, da mesma forma, conforme o corpo de prova tende a se contrair, a tensão axial é elevada para que a tensão confinante seja diminuída e garantir a inexistência de deformação lateral.

A tensão vertical efetiva na qual se deseja finalizar o ensaio é definida de acordo com a avaliação da consistência dos resultados de k_0 obtidos, os quais são fornecidos por meio dos gráficos gerados em tempo real na interface do programa *Triax*. Optou-se por realizar o ensaio até uma tensão vertical efetiva de 200 kPa.

3.3.8 Cisalhamento

A etapa seguinte não é requisito para o ensaio Ck_0U , ou seja, para a determinação do k_0 para solos na condição saturada. Após realizada a etapa de adensamento k_0 , é realizado o cisalhamento, onde o pistão é deslocado para baixo a uma velocidade constante de 0,04 mm/s até a ruptura do corpo de prova. Esse ensaio foi realizado não drenado e com deformação controlada.

3.3.9 Operações Finais

Ao término do ensaio de Ck_0U , as tensões são descarregadas ao aplicar baixos valores de tensão confinante e contrapressão no programa *Triax* desenvolvido por Toll (2002). Desta forma, pode-se esvaziar a câmara triaxial e retirar o corpo de prova da mesma. Em seguida, podem-se aferir o peso e as dimensões finais do corpo de prova, que é levado à estufa para a determinação da umidade final.

A pedra porosa de alto valor de entrada de ar é mantida permanentemente submersa em água destilada após o ensaio para evitar que haja dessaturação.

3.4 Equipamento de sucção controlada

O equipamento utilizado neste estudo para a determinação do coeficiente de empuxo em repouso, k_0 , para o solo coluvionar não saturado consiste em um ensaio triaxial com sucção controlada através da técnica de translação de eixos. O equipamento desenvolvido por Daylac (2004) foi adaptado por Alvim (2017), o que

permitiu a aplicação do carregamento vertical de forma independente e a leitura da pressão lateral no instante de aplicação das tensões confinantes.

O equipamento desenvolvido por Daylac (2004), Figura 3.14, era originalmente composto por: painel de controle de pressão de ar, manômetro, transdutor de pressão de ar, interface ar-água, medidor automático de variação volumétrica, bureta, extensômetro elétrico, célula de carga vertical, câmara de ensaio, minitransdutor de pressão lateral, painel de controle da pressão de água, transdutor de pressão de água, copo de acrílico, sistema de aquisição de dados e bomba de bolhas.

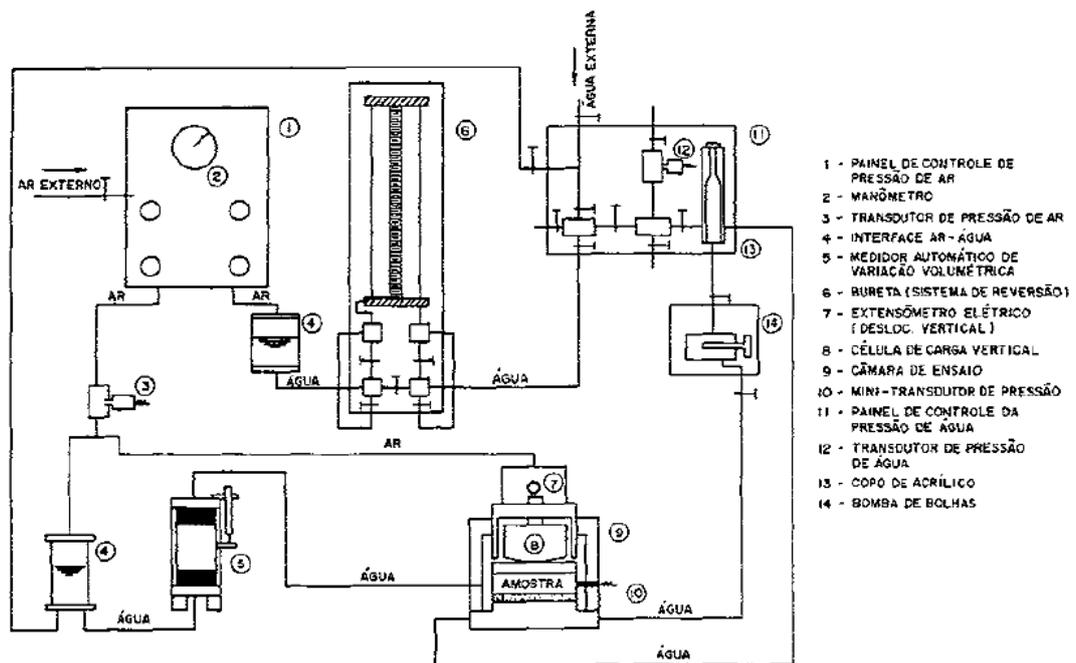
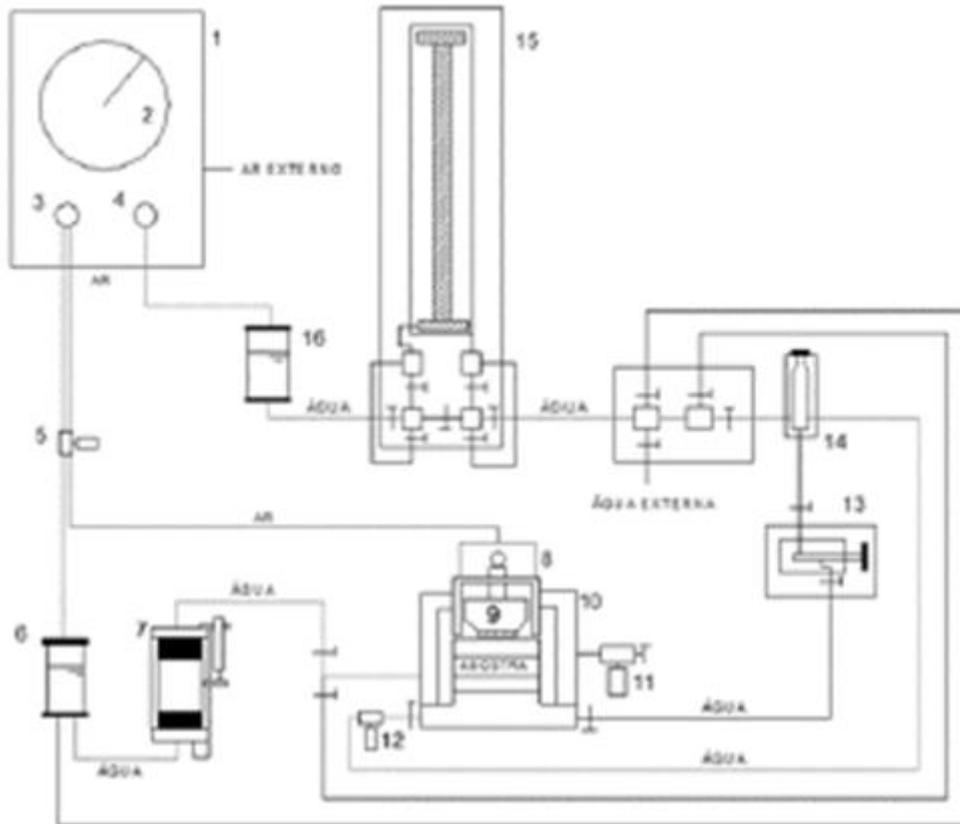


Figura 3.14 - Esquema geral do equipamento de Daylac (1994).

O equipamento adaptado por Alvim (2017) é composto por: painel de controle de pressão e ar, manômetro, válvula reguladora de pressão de ar, válvula reguladora de pressão de água, transdutor de pressão de ar, interface ar-água, medidor automático de variação volumétrica, extensômetro elétrico de deslocamento vertical, célula de carga, câmara de ensaio, transdutor de pressão lateral, transdutor de pressão de água, bomba de bolhas, copo de acrílico, conforme o esquema geral mostrado da Figura 3.15.



- 1-PAINEL DE CONTROLE DE PRESSÃO E AR
- 2-MANÔMETRO
- 3-VÁLVULA REGULADORA DE PRESSÃO DE AR
- 4-VÁLVULA REGULADORA DE PRESSÃO DE ÁGUA
- 5-TRANSDUTOR DE PRESSÃO DE AR
- 6-INTERFACE AR-ÁGUA
- 7-MEDIDOR AUTOMÁTICO DE VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA
- 8-EXTENSÔMETRO ELÉTRICO DE DESLOCAMENTO VERTICAL
- 9-CÉLULA DE CARGA
- 10- CÂMARA DE ENSAIO
- 11-TRANSDUTOR DE PRESSÃO LATERAL
- 12-TRANSDUTOR DE PRESSÃO DE ÁGUA
- 13-BOMBA DE BOLHAS
- 14-COPO DE ACRÍLICO

Figura 3.15 - Esquema geral do equipamento adaptado por Alvim (2017).

3.4.1 Câmara de Ensaio

A câmara de ensaio, conforme mostra a Figura 3.16, é do tipo câmara triaxial e é composta por um topo e uma base de alumínio unidos por quatro parafusos, de forma a compor um corpo rígido. O conjunto possui dimensões de 16,60 cm de altura, diâmetro interno de 11,75 cm e uma parede espessa de 2,38 cm capaz de suportar pressões na faixa de 1000 kPa com segurança. O equipamento foi ensaiado até uma pressão de ar de 800 kPa.

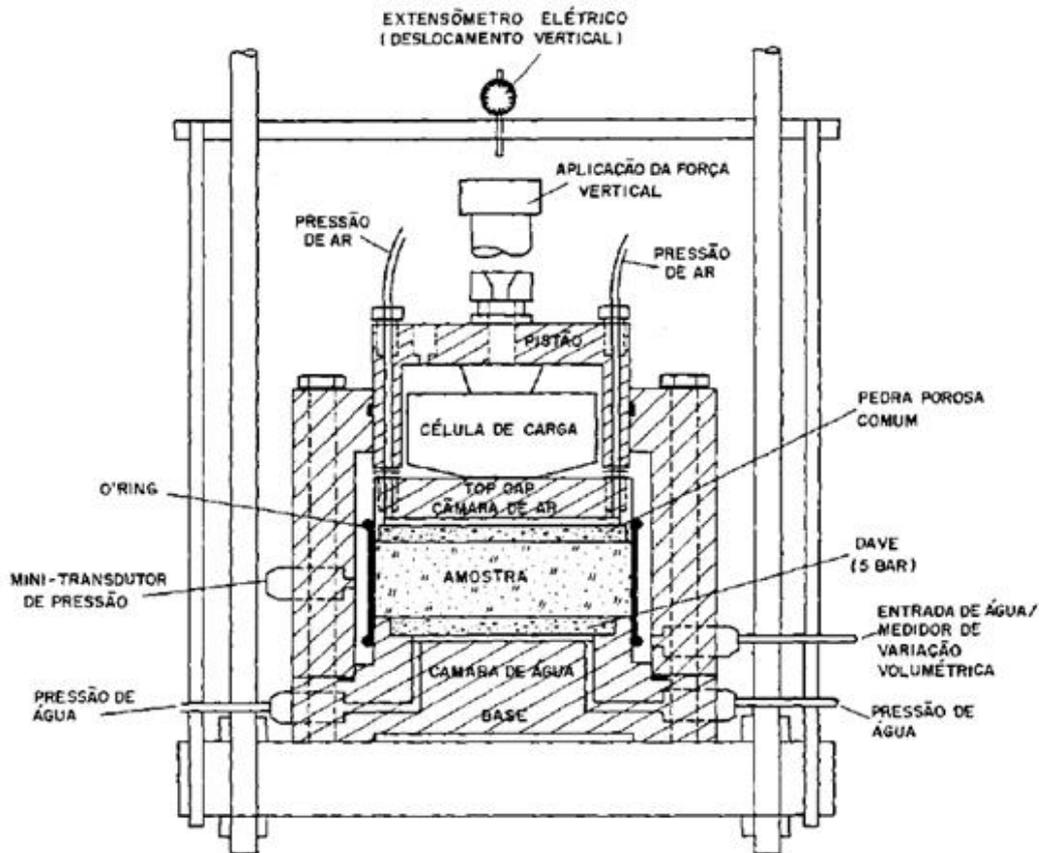


Figura 3.16 – Seção transversal da câmara de ensaio (Daylac, 2004).

O topo da câmara é subdividido em três partes interligadas: corpo da câmara, pistão e *top cap*.

1. No corpo da câmara de ensaio são instalados uma válvula de entrada de água para o enchimento da mesma e um transdutor de pressão lateral que tem a finalidade de medir as pressões laterais desenvolvidas ao aplicarem-se as pressões confinantes.
2. O pistão é instalado na parte superior do corpo da câmara e possui o mesmo diâmetro do corpo de prova para que as deformações verticais

do solo sejam compensadas pela penetração do pistão na câmara. No seu interior encontra-se uma célula de carga que tem a finalidade de medir a força vertical transmitida ao corpo de prova.

3. O *top cap*, que possui o mesmo diâmetro do pistão, tem um rasgo concêntrico em sua parte inferior para a instalação de uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar. A pressão de ar determinada para cada ensaio é aplicada pela pedra porosa.

A base da câmara, onde é assente o corpo de prova, possui em sua parte superior um rasgo concêntrico com seção circular no qual é alocado um disco cerâmico de alto valor de entrada de ar e um papel-filtro saturado. Abaixo do disco cerâmico, e anteriormente ao fundo da base da câmara, existe uma câmara de água que é pressurizada no decorrer do ensaio e está conectada ao sistema de controle por meio de tubos plásticos, onde ocorre a aplicação de pressão de água no corpo de prova.

Para evitar a entrada de água no sistema são utilizados anéis de borracha (*o'rings*) em todos os componentes da câmara de ensaio.

3.4.2

Sistema de Aplicação e Controle de Pressões de Água e Ar

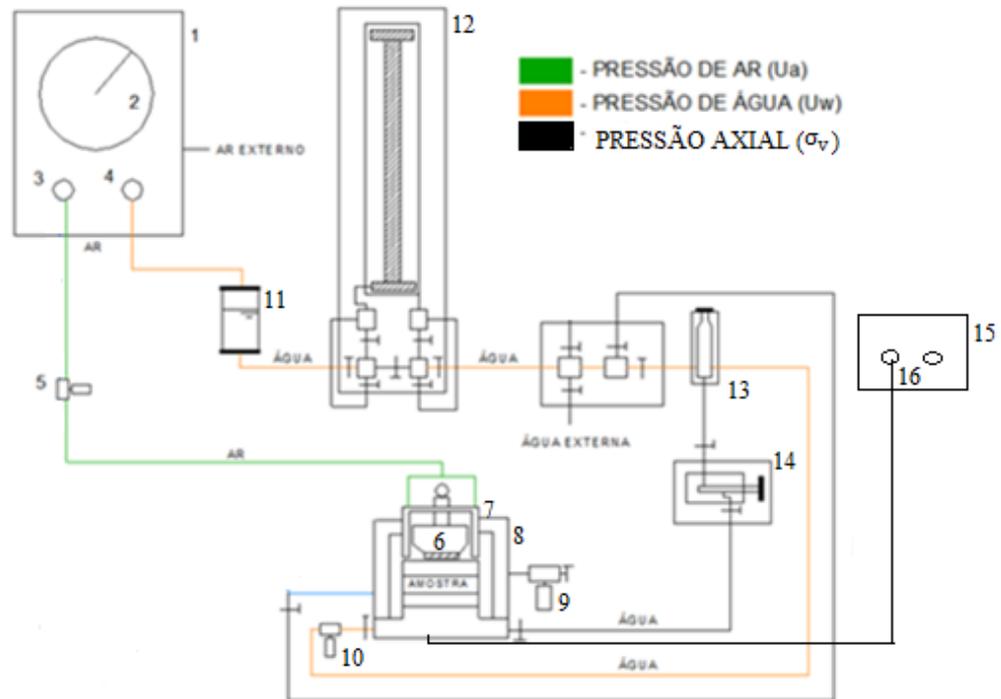
Para impor a sucção pretendida no ensaio através da aplicação das pressões de ar e água (u_a e u_w), e realizar o carregamento no solo por meio de incrementos de pressão confinante foi utilizado um sistema de ar comprimido.

O painel que contém o manômetro e válvulas acopladas de capacidade máxima de 700 kPa é o local por onde o ar comprimido passa até chegar ao corpo de prova com as pressões de ar e água ajustadas de forma manual nas válvulas reguladoras de pressão. Conforme mostrado na Figura 3.17, esse ajuste no manômetro é realizado de forma grosseira e é medido com maior precisão pelos transdutores de pressão e lidos de forma instantânea ao longo do ensaio na interface do *software WinDaq*.



Figura 3.17 - Sistema de controle de pressões de ar e água.

A partir do painel foram derivadas 3 linhas de distribuição de pressões conforme a Figura 3.18. A primeira linha (em verde) representa a região na qual é aplicada a pressão de ar e tem ligação com o topo do corpo de prova através de canais presentes no *top cap*. A segunda linha (em laranja) representa o lugar em que é aplicada a pressão de água na base do corpo de prova que passa por uma interface ar-água, a qual possui uma derivação para a base do corpo de prova. A terceira linha (em preto) representa o local em que é aplicada a tensão axial, estando ligada diretamente na base da câmara de ensaio.



- 1 - PAINEL DE CONTROLE DE PRESSÃO E AR
- 2 - MANÔMETRO
- 3 - VÁLVULA REGULADORA DE PRESSÃO DE AR
- 4 - VÁLVULA REGULADORA DE PRESSÃO DE ÁGUA
- 5 - TRANSDUTOR DE PRESSÃO DE AR
- 6 - CÉLULA DE CARGA
- 7 - EXTENSÔMETRO ELÉTRICO DE DESLOCAMENTO VERTICAL
- 8 - CÂMARA DE ENSAIO
- 9 - TRANSDUTOR DE PRESSÃO LATERAL
- 10 - TRANSDUTOR DE PRESSÃO DE ÁGUA
- 11 - INTERFACE AR-ÁGUA
- 12 - BURETA
- 13 - COPO DE ACRÍLICO
- 14 - BOMBA DE BOLHAS
- 15 - PAINEL DE CONTROLE DE PRESSÃO
- 16 - VÁLVULA REGULADORA DE PRESSÃO AXIAL

Figura 3.18 - Linhas de pressão do equipamento (apartado de Alvim, 2017).

A bureta instalada no sistema (Figura 3.18) tem a finalidade de apontar a quantidade de água que pode entrar ou sair do corpo de prova, a depender da relação entre a sucção imposta e a sucção de campo do mesmo.

3.4.3 Sistema de Aplicação de Forças Verticais

A aplicação da força vertical no corpo de prova, conforme mostra a Figura 3.19, é feita a partir de uma prensa triaxial autoportante da *Soil Test*, na qual a pressão de ar aplicada por meio de um manômetro chega a base da câmara de ensaio por uma linha de derivação e faz com que o prato suba e pressione o pistão contra a haste fixada na parte superior da câmara.

Na haste superior da câmara é instalado um extensômetro elétrico que mede o deslocamento vertical sofrido pelo corpo de prova durante o ensaio.



Figura 3.19 - Sistema de aplicação de carregamento vertical.

3.4.4

Bomba de Bolhas

A finalidade da bomba de bolhas é impedir que haja bolhas de ar nas linhas de aplicação e no sistema de medição de pressão de água do equipamento, bem como saturar a câmara de água localizada abaixo do disco cerâmico no interior da câmara. Esse processo de saturação é realizado na etapa inicial do ensaio, anteriormente à aplicação de pressões de ar e água no corpo de prova.

A bomba de bolhas (Figura 3.20) é constituída de um corpo de acrílico e aloja no seu interior um pistão que é movimentado de forma manual para expulsar a água da câmara cilíndrica para o copo de acrílico, que é aberto para a atmosfera.

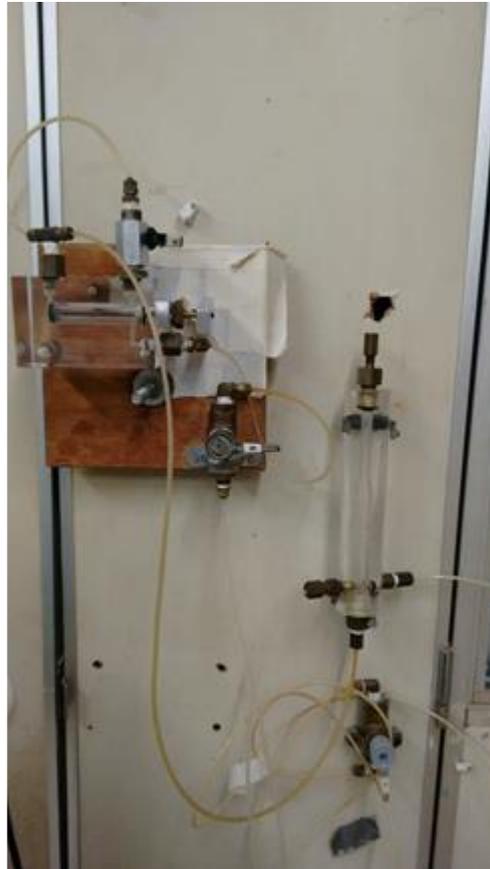


Figura 3.20 - Bomba de Bolhas.

3.4.5 Medidor Automático de Variação Volumétrica

Com o intuito de medir a variação de volume do solo durante a aplicação de sucção, foi acoplado ao equipamento de sucção controlada um medidor de variação volumétrica (MVV) modelo PUC-Rio desenvolvido por De Campos (1985) (Figura 3.21).

O medidor de variação volumétrica é composto por uma câmara de água superior e uma outra inferior, separadas por um corpo sólido que opera como um pistão. Cada câmara possui um “bellofram” preso na parede cilíndrica que une todas as partes. Na parede cilíndrica externa existe um rasgo por onde passa um suporte que é preso à parte móvel do extensômetro, o qual é responsável por medir

o deslocamento axial do corpo de prova. Dessa forma, quando as câmaras superior e inferior se enchem ou esvaziam, dependendo da sucção natural do corpo de prova, movimentam o suporte e essa alteração é registrada pelo transdutor de deslocamento axial.

A câmara superior do medidor de variação volumétrica é conectada à entrada lateral de água da câmara de ensaio e é por onde percola água do MVV à câmara de ensaio; e a câmara inferior do aparelho é ligada a uma interface ar-água que, por sua vez, deriva uma linha para a aplicação de pressão confinante. No momento de aplicação de tensão confinante através do painel de controle, a câmara superior exerce pressão na câmara inferior do MVV gerando a movimentação do pistão, bem como do interior da câmara de ensaio.

Toda variação volumétrica do corpo de prova leva às variações nas pressões da câmara de ensaio e, conseqüentemente, à movimentação do pistão presente no MVV, que é registrado pelo transdutor de deslocamento vertical. A medição da quantidade de água que entra ou sai das câmaras do MVV são conhecidas a partir da calibração prévia do aparelho.



Figura 3.21 - Medidor Automático de Variação Volumétrica (MVV).

3.4.6 Sistema de Aquisição de Dados

Os instrumentos elétricos utilizados no equipamento de sucção controlada para a determinação do coeficiente de empuxo lateral no repouso, k_0 , de solos não saturados foram: célula de carga, extensômetro elétrico, medidor automático de variação volumétrica e três transdutores de pressão, ligados ao sistema de aquisição de dados que contém um voltímetro digital ECB de 4 ½ dígitos com até 16 cartões AF ϕ 3, cada um com uma fonte reguladora de tensão e um amplificador de instrumentação, como mostra a Figura 3.22.



Figura 3.22 - Sistema de Aquisição de Dados.

No ensaio, configuraram-se os cartões AF ϕ 3 de 9 a 14 para operação dos sistemas elétricos: célula de carga, transdutor de pressão de água, transdutor de pressão de ar, transdutor de tensão horizontal, transdutor de deslocamento vertical e medidor automático de variação volumétrica.

As leituras em Volt dos cartões de 9 a 14 foram feitas em um computador a partir do *software WinDaq Data Acquisition* da *DATAQ Instruments*.

O sistema de aquisição de dados permite a leitura ao longo do ensaio de forma contínua, sem que haja riscos de perda de dados durante a noite. Cada cartão faz a leitura de um determinado instrumento de medição elétrico e, através da calibração prévia do aparelho, torna-se possível conhecer as grandezas de

engenharia correspondentes ao valor de voltagem fornecido pelo sistema de aquisição de dados.

3.5

Procedimentos e Técnicas de Ensaio

A metodologia adotada no ensaio para a determinação do coeficiente de empuxo no repouso, k_0 , de solos não saturados seguiu as recomendações de Daylac (1994). As etapas realizadas de forma sequencial foram: operações pré-ensaio, preparação e instalação da amostra na câmara de ensaio, enchimento da câmara e leituras iniciais dos instrumentos elétricos de medição, aplicação do estado inicial de tensões (pressões de ar e de água), aplicação de carregamento vertical com sucção constante, descarregamento de pressões, desmonte do equipamento e aferição das medidas finais do corpo de prova e determinação da umidade. A Figura 3.23 mostra uma vista geral de todos os componentes do equipamento ensaiado.

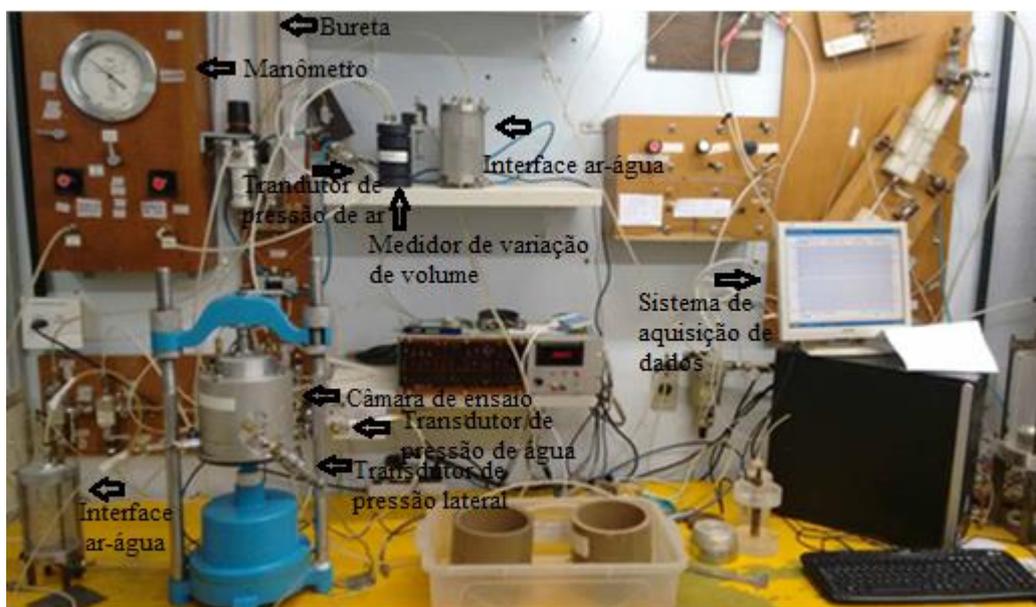


Figura 3.23 – Vista geral do equipamento de sucção controlada.

3.5.1

Operações Pré-ensaio

3.5.1.1

Calibração dos Instrumentos de Medição

Anteriormente à realização do ensaio, foram calibrados todos os instrumentos elétricos para que se tornasse possível o conhecimento da relação entre a medida pelo sistema de aquisição de dados em Voltagem e a unidade de engenharia correspondente.

Tanto as curvas de calibração quanto a de descrição dos instrumentos elétricos estão dispostas no Apêndice A.

3.5.1.2 Calibração do Equipamento

Os ensaios de calibração do equipamento para determinar a compressibilidade geral do sistema e da compressibilidade do tubo de água que liga o medidor de variação volumétrica à câmara de ensaio foram realizados com o intuito de corrigir a pressão lateral desenvolvida em cada estágio de carregamento, uma vez que a mesma encontra-se afetada pela compressibilidade do sistema (Daylac, 1994).

Considerando a compressibilidade no interior da câmara de ensaio podendo ser descrita por:

$$C_c = \frac{1}{V_c} \cdot \frac{\Delta V_c}{\Delta \sigma_c} \quad (3.1)$$

Tem-se que:

$$\Delta \sigma_1 = \frac{\Delta V_c}{V_c \cdot C_c} \quad (3.2)$$

Em que:

$\Delta \sigma_c$ = variação de pressão lateral medida decorrente da compressibilidade do sistema (kPa);

V_c = volume de fluido no interior da câmara (cm³);

C_c = compressibilidade da câmara (1/kPa);

ΔV_c = variação de volume na câmara (cm³).

Considerando:

$$\Delta V_c = \Delta V_g - \Delta V_t \quad (3.3)$$

e:

$$\Delta V_g = C_g \cdot V_g \cdot \sigma l \quad (3.4)$$

$$\Delta V_t = C_t \cdot V_t \cdot \sigma l \quad (3.5)$$

Em que:

C_g = compressibilidade geral do sistema (1/kPa);

V_g = volume de água total no sistema (cm³);

ΔV_g = variação de volume de água no sistema (cm³);

C_t = compressibilidade do tubo (1/kPa);

V_t = volume do tubo (cm³);

ΔV_t = variação de volume de água no tubo (cm³);

σl = tensão lateral medida (kPa).

Admitindo a compressibilidade da câmara correspondente à compressibilidade geral do sistema diminuída da compressibilidade do tubo, tem-se:

$$\Delta \sigma l = \frac{\Delta V_c}{V_c \cdot C_c} = \frac{(\Delta V_g - \Delta V_t)}{(V_g - V_t) \cdot (C_g - C_t)} = \frac{(C_g V_g - C_t V_t) \cdot \sigma l}{(V_g - V_t) \cdot (C_g - C_t)} \quad (3.6)$$

No ensaio para determinar a compressibilidade do tubo foram aplicados estágios de pressão no tubo que liga o medidor de variação volumétrica ao transdutor de pressão lateral da câmara de ensaio com a válvula fechada para a câmara. Em cada estágio de carregamento medido pelo transdutor de pressão lateral foi observada a variação volumétrica registrada pelo medidor de variação volumétrica. Este procedimento foi repetido duas vezes e os resultados estão plotados no gráfico da Figura 3.24.

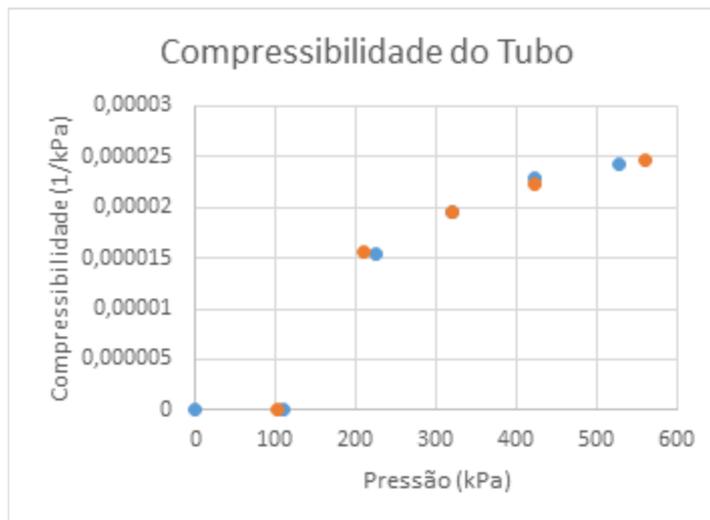


Figura 3.24 - Compressibilidade do tubo.

Para a determinação da compressibilidade geral do sistema, o ensaio foi executado com a presença de um corpo rígido de mesma dimensão de uma amostra padrão. Foi seguida a mesma metodologia de execução dos ensaios para a determinação do k_0 . Estando a câmara de ensaio devidamente saturada, foram aplicados estágios de pressão que foram medidos no transdutor de pressão lateral e observadas as variações de volume registradas pelo medidor de variação volumétrica. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 3.25.

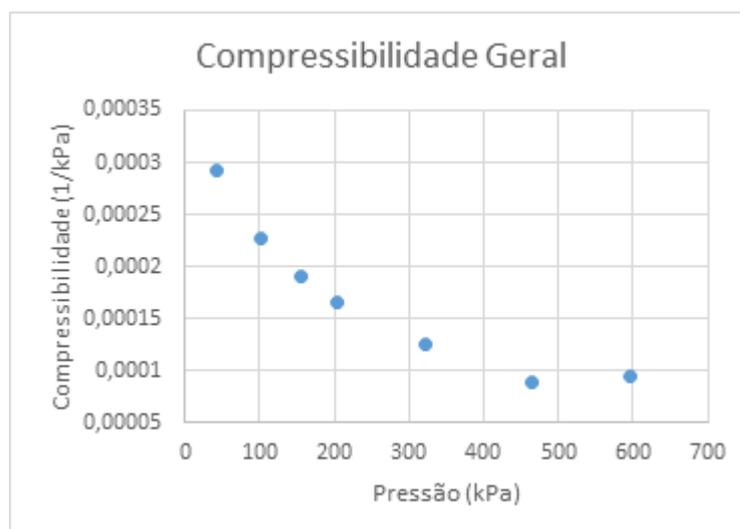


Figura 3.25 - Compressibilidade Geral do Sistema (C_g).

3.5.1.3

Verificação da Estanqueidade do Conjunto

É imprescindível nos ensaios de sucção controlada garantir a estanqueidade do sistema, uma vez que é necessário medir com exatidão a variação do volume de água no corpo de prova. Para a identificação de pontos de vazamento no equipamento, realizou-se primeiramente uma verificação a olho nu de todas as linhas do sistema e, não notando nenhum vazamento, o procedimento seguinte consistiu em aplicar pressões em diversos trechos e verificar a correspondência entre as pressões lidas e as pressões aplicadas.

Essa fase é extremamente crítica, pois detectar vazamentos mínimos, porém constantes, como no interior da câmara de ensaio, por exemplo, é um grande desafio. Em vista disso, esta etapa precisa ser realizada de forma criteriosa, uma vez que é de suma importância garantir a precisão das medições pelo transdutor de deslocamento, como descrito anteriormente.

3.5.1.4

Saturação das Tubulações e da Pedra Porosa de Alto Valor de Pressão de Entrada de Ar

A presença de ar nas tubulações provoca erros nas medições e, para impedir tais erros, antes do início de cada ensaio, é feita a saturação de todas as linhas de passagem de água, bem como a saturação da pedra porosa e da câmara de água presente na base da câmara de ensaio.

A saturação das linhas do sistema é feita a partir de uma bomba de bolhas. Tal aparelho é responsável por expulsar o ar ocluso nas tubulações, uma vez que exerce pressão na linha, fazendo percolar água através das mesmas até à bomba de bolhas, que por estar aberta à atmosfera, expulsa o ar existente no sistema.

Para a saturação da pedra porosa de alto valor de pressão de ar, 5 Bar (500 kPa), é efetuado o fluxo descendente através dela. Para impedir que pressões aplicadas no corpo de prova superiores a 500 kPa ocasionam a dessaturação da pedra porosa, realiza-se o procedimento de encher a câmara de ensaio com água até alguns centímetros acima da pedra porosa e, a partir do *top cap*, impõe-se uma pressão de ar no interior da câmara que faz com que haja a percolação de água pelo disco cerâmico.

Por meio da bureta instalada na linha de pressão por onde passa a água, mede-se o volume de água que passa pela pedra porosa. O tempo necessário para a saturação da pedra porosa é conhecido a partir do gráfico de volume de água *versus* tempo. Nesse gráfico, quando a curva tende a uma reta horizontal, sabe-se que a pedra porosa está saturada e obtém-se também a condutividade hidráulica da pedra saturada, conforme mostra o Apêndice A.

Ter a garantia de toda a estanqueidade do sistema é extremamente difícil, então, todo o cuidado para eliminar os efeitos da presença de ar na tubulação ou na própria água deve ser tomado. Foi utilizada a água destilada ou deaerada nos ensaios.

3.5.2

Preparação da amostra

Como a estrutura do solo coluvionar interfere no comportamento do solo, devem-se tomar todos os cuidados na manipulação do corpo de prova, no sentido de preservá-lo no estado indeformado.

O solo ensaiado é um solo coluvionar não saturado que foi talhado e posteriormente extraído com o auxílio de um anel de aço inoxidável com parede fina e ponta biselada com diâmetro de 101,6mm e 30mm de altura, conforme mostrado na Figura 3.26.



Figura 3.26 – Extração das amostras do anel de aço inoxidável.

Durante a talhagem da amostra, é aferida a umidade natural do solo. As dimensões iniciais do corpo de prova e o peso específico do solo também são obtidas nessa etapa do ensaio.

3.5.3 Instalação da amostra

Após realizada a preparação do corpo de prova, parte-se para a instalação na câmara de ensaio, conforme ilustra a Figura 3.27.



Figura 3.27 – Instalação do corpo de prova na câmara de ensaio.

A Figura 3.28 mostra a sequência do procedimento adotado após a instalação do corpo de prova na câmara de ensaio. Primeiramente, é colocada uma pedra porosa saturada de alto valor de entrada de ar. Em sequência é posto papel-filtro, também saturado, para proteger contra o entupimento dos seus vazios pelo solo ensaiado. Em seguida, coloca-se o corpo de prova. Posiciona-se um papel-filtro seco, ajusta-se a membrana látex e posiciona o *top cap*, que possui uma pedra porosa seca. Por fim, é feita a vedação do conjunto por meio da fixação de anéis de vedação, o *rings*, tanto na base da câmara de ensaio quanto no *top cap*.

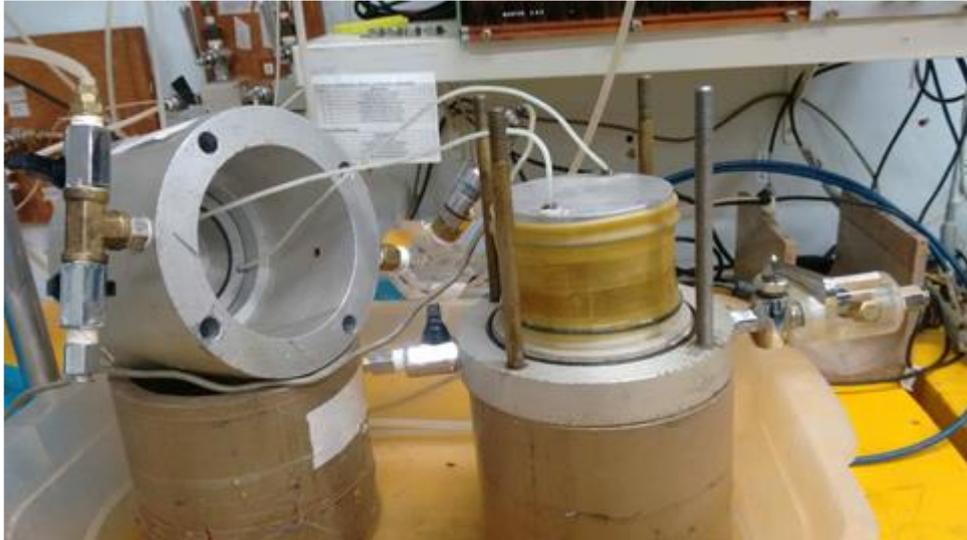


Figura 3.28 - Término da instalação do corpo de prova na câmara de ensaio.

3.5.4

Enchimento da câmara e leituras iniciais dos instrumentos

Após realizada a instalação do corpo de prova na base da câmara de ensaio, o corpo da câmara de ensaio e o pistão são instalados no conjunto, tomando o cuidado de verificar se a válvula de escape está aberta, o que evita a aplicação indesejada de pressão e, conseqüentemente, a deformação do corpo de prova. Em seguida, o corpo da câmara de ensaio é fixado por meio de quatro parafusos e posteriormente nivelado através de uma bolha de nível, conforme a Figura 3.29.



Figura 3.29 - Ajuste da câmara na prensa e fixação de parafusos de vedação do conjunto.

Logo após esta operação, enche-se a câmara de ensaio a partir do fluxo de água pela entrada lateral de água na câmara até que haja a saída de água pela válvula de escape presente no pistão.

Feitos os últimos ajustes no equipamento, são efetuadas as leituras iniciais dos instrumentos elétricos de medição por meio da interface do *software WinDaq* e anotadas em uma prancheta.

3.5.5 Aplicação do Estado Inicial de Tensões

O ensaio para a determinação do k_0 em solos não saturados é realizado com sucção controlada, ou seja, são aplicados valores de sucção pré-determinados em cada ensaio. As pressões de ar e de água são ajustadas de forma manual no manômetro com as válvulas fechadas para a câmara de ensaio. Após realizado o controle individual dessas pressões, são abertas a entrada de pressão de ar e o MVV concomitantemente e, posteriormente, a entrada de pressão de água na câmara de ensaio.

A imposição da sucção, ou seja, a aplicação e o controle de pressões de ar e de água individualmente no ensaio de sucção controlada, é realizada por meio da técnica de translação de eixos desenvolvida por Hilf (1956). Na prática de laboratório, fixa-se a pressão de água e aumenta-se de igual valor

e de forma simultânea a pressão de ar e a tensão total, de forma a não produzir deformações. Desta maneira, qualquer deformação do corpo de prova é unicamente causada pela variação da sucção mátrica.

A técnica de translação de eixos é amplamente utilizada em ensaios de laboratório com sucção controlada, pois nas condições em que a pressão de ar é igual à pressão atmosférica (1 atm), a pressão de água para uma sucção superior a 1kgf/cm² estaria relacionada a um valor negativo da pressão de água. Como os transdutores elétricos não são capazes de medir corretamente as pressões negativas de água, devido à cavitação do sistema de medição, é necessário fazer uso da técnica de translação de eixo.

Nesse momento, ou seja, anteriormente à aplicação do estado inicial de tensões no corpo de prova, devem ser realizadas as leituras iniciais da bureta, dos transdutores de pressão, do transdutor de deslocamento vertical e do medidor de variação volumétrico na interface do *software WinDaq* e anotadas.

Após atingido o valor de sucção aplicado, deve-se aguardar a estabilização da sucção imposta no corpo de prova. O processo de estabilização pode ser lento, podendo ocorrer ao longo de uma semana, por exemplo, a depender dos valores de sucção impostos. Se a sucção aplicada é maior que a sucção natural do corpo de prova, sai água do corpo de prova, caso contrário, o processo é de entrada de água no corpo de prova. Durante esse processo é permitido o fluxo de água no corpo de prova. A estabilização da sucção é atingida quando a deformação e o fluxo de água se interromperem, o que é verificado quando a bureta, o MVV e o LVDT se mantiverem constantes.

3.5.6

Aplicação do Carregamento Vertical com Sucção Constante

Após alcançada a estabilização do valor aplicado de sucção mátrica no corpo de prova, inicia-se a aplicação de tensão vertical total em estágios pré-estabelecidos. Durante cada estágio de carregamento são medidos a partir dos transdutores elétricos e lidos instantaneamente na interface do *software WinDaq*: a tensão vertical total transmitida ao corpo de prova, a

tensão horizontal desenvolvida, a deformação vertical e a variação de volume de água no corpo de prova.

A duração de cada estágio de carregamento é definido pela estabilização dos instrumentos de leitura descritos anteriormente, o que acontece em torno de 1:30 horas aproximadamente. Após executados todos os estágios de carregamento, realizaram-se os estágios de descarregamento das tensões no corpo de prova. A duração de cada estágio de descarregamento é em torno de 1 hora.

3.5.7

Operações Finais

Ao fim do ensaio, fecham-se as entradas de ar e de água na câmara de ensaio, mantém-se o MVV fechado e descarregam-se todas as tensões (tensão vertical total, pressões de ar e pressões de água) a zero.

Em seguida, são aferidas as dimensões finais do corpo de prova (altura e diâmetro), pesa-se o corpo de prova e leva-se o mesmo à estufa para a determinação da umidade final.

Para evitar a dessaturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar, a mesma é retirada da câmara de ensaio e colocada imediatamente submersa em água destilada até o seu uso no próximo ensaio.

4 Resultados e Discussões

4.1

Ensaio de Caracterização Física

A caracterização física da amostra de solo (CEII) foi realizada no Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio (LGMA) utilizando solo amolgado retirado durante a etapa de amostragem.

Para a caracterização das amostras foram feitos os ensaios de granulometria, limites de Atterberg e densidade dos grãos. Além disso, foram determinadas as curvas características de secagem e umedecimento do solo para o estudo do comportamento do solo não saturado.

4.1.1

Granulometria

O ensaio de granulometria tem a função de determinar a fração das diferentes dimensões de grãos que compõem o solo com o intuito, principalmente, de classificar o material. Os ensaios de análise granulométrica da amostra seguiram criteriosamente os procedimentos recomendados pela NBR 7181/84 – Análise granulométrica. O gráfico da Figura 4.1 ilustra a curva obtida.

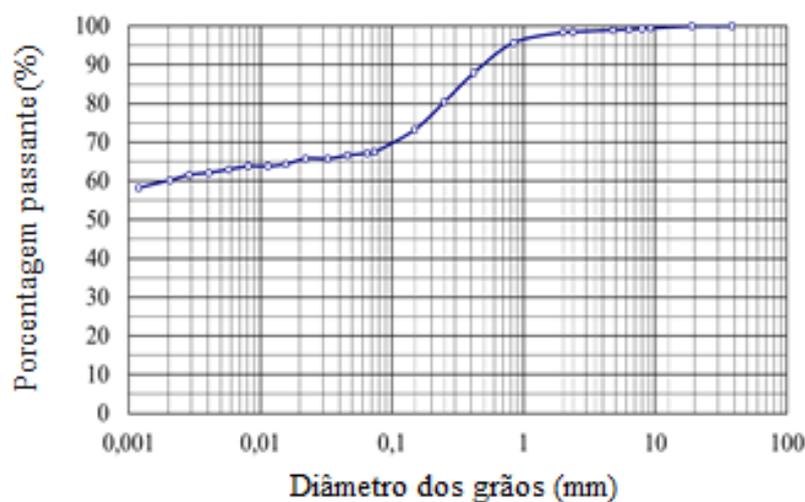


Figura 4.1 - Granulometria do solo coluvionar.

A Tabela 4.1 apresenta a distribuição granulométrica do solo coluvionar estudado. Através do conhecimento da composição de cada fração do solo, é possível ter uma percepção a priori do comportamento do solo. Conforme a classificação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), a amostra é classificada como argila arenosa. O predomínio da fração de argila indica um maior grau de intemperismo.

Tabela 4.1 - Distribuição granulométrica do solo estudado.

Distribuição granulométrica (%)					
Solo	Pedregulho	Areia	%Finos		
			Silte	Argila	Total
CH	1,6	30,2	6,9	61,2	68,1

4.1.2

Limites de Consistência

Os limites de consistência do solo foram determinados conforme as instruções gerais das normas brasileiras: NBR 6459/84 – Limite de Liquidez e NBR 7180/84 – Limite de Plasticidade.

A determinação dos limites de consistência é primordial para a classificação dos solos finos, uma vez que esses parâmetros são utilizados na carta de plasticidade de Casagrande, base para o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Os limites de consistência (limite de plasticidade e limite de liquidez) determinam os teores de umidade em que o solo de granulação fina muda de estado. O Limite de plasticidade é definido pelo teor de umidade da mudança do estado semisólido para plástico e o limite de liquidez pelo teor de umidade da mudança do estado plástico para o líquido. O índice de plasticidade é definido pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

O Índice de atividade das argilas (I_a) determinado através da equação de Skempton (1953), conforme a Equação 4.1, indica a influência da fração argila no comportamento do solo.

$$I_a = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (4.1)$$

Argilas com índice de atividade menor que 0,75 são consideradas inativas; quando esse índice está entre 1,25 e 0,75, a atividade é considerada normal; e ativa para valores maiores que 1,25. Os resultados obtidos para o solo estão disponíveis na Tabela 4.2 e indicam uma inatividade da fração argila.

Tabela 4.2 - Limites de Consistência.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ia
CEII	65,9	28,6	37,3	0,61

A partir da curva granulométrica e dos limites de consistência, de acordo com o SUCS, o solo coluvionar é classificado como argila de alta plasticidade (CH).

4.1.3 Índices Físicos

Os ensaios para determinação da densidade relativa dos grãos (G_s) e do teor de umidade de campo foram realizados de acordo com as normas brasileiras: NBR 6508/84 – Determinação da massa específica e NBR 6457/86 – Determinação do teor de umidade de solos.

Os valores encontrados de peso específico natural, peso específico seco, índice de vazios, porosidade e grau de saturação são resultados da média dos valores obtidos com a cravação de anéis rígidos no bloco de solo indeformado. Esses parâmetros constituem informações importantes acerca de características físicas do solo. A Tabela 4.3 apresenta os índices físicos obtidos para o solo estudado.

Tabela 4.3 - Índices Físicos.

Amostra	W_{campo} (%)	G_s	γ_{nat} (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	e	n (%)	S (%)
CH	25,0	2,79	17,4	13,8	0,97	49,9	69,9

4.1.4 Curvas Características do Solo

A metodologia adotada para o ensaio do papel-filtro seguiu as recomendações de Marinho (1994), adotado no presente trabalho de forma criteriosa, em que foi possível obter tanto a curva de secagem quanto a curva de umedecimento do solo, além da avaliação do efeito da histerese no mesmo.

Inicialmente, retirou-se um bloco indeformado do talude de solo coluvionar da PUC-Rio por meio de escavação manual *in situ*. Em seguida, o bloco foi protegido por parafina e colocado em uma caixa de madeira com serragem e enviado ao laboratório. No laboratório, foram moldados anéis metálicos de 4,7 cm de diâmetro por 2,1 cm de altura para a realização do ensaio do papel-filtro e obtenção das curvas características.

Além disso, teve-se o cuidado de obter uma quantidade representativa de solo tanto na base quanto no topo de cada um dos anéis, durante a cravação dos mesmos, para a determinação do teor de umidade. O procedimento consistiu em determinar as massas das cápsulas, as massas das cápsulas com o solo, bem como as dimensões dos anéis com o solo (altura e diâmetro), por meio de um paquímetro. Em seguida, as cápsulas com o solo foram levadas à estufa para a retirada das suas respectivas umidades de moldagem.

Tendo as informações iniciais do solo, foram separados anéis para a realização da trajetória de secagem e anéis para a realização da trajetória de umedecimento.

Para a obtenção do ponto de umidade natural do solo, logo após a cravação do anel, o anel foi colocado em contato com dois papéis-filtro do tipo Whatman N° 42 no topo e na base, envolto por papel filme, papel alumínio, identificado e guardado em uma caixa de isopor dentro da câmara úmida por durante um período de 7 dias para que houvesse a equalização da sucção matricial. Após sete dias, os papéis-filtro entram em equilíbrio com a amostra, podendo-se, dessa forma, retirá-los do isopor e pesá-los em uma balança com precisão de 0,0001 g em intervalos de tempo pré-estabelecidos (10, 20, 30, 40, 50 e 60 segundos), como mostra a Figura 4.2.



Figura 4.2 – Papel-filtro sendo pesado na balança de precisão.

Em seguida, os papéis-filtro são colocados dentro de uma cápsula e levados à estufa por um período de duas horas para a obtenção da umidade. Concomitantemente, o anel com solo é colocado dentro de uma cápsula e levado à estufa de 110 °C por um período não inferior a 24 horas, pesado e, assim, é obtida a umidade do solo que é considerada igual a umidade do papel filtro.

Posteriormente, os papéis-filtro foram retirados da estufa e pesados novamente com o auxílio de um isopor, seguindo a mesma metodologia descrita anteriormente. Com o intuito de obter os pontos mais úmido e mais seco da curva característica, são separados dois anéis com solo e colocados, respectivamente, para secar ao ar e umedecer, tanto por capilaridade quanto por gotejamento, até que atinjam a constância de massa.

Para obter o maior grau de saturação do solo (o ponto mais úmido), o procedimento adotado foi colocar o anel juntamente com uma pedra porosa e um papel filtro em uma bandeja com água deionizada até a metade da altura da pedra porosa para que, além da capilaridade, haja fluxo ascendente no solo e, dessa forma, seja possível saturar ao máximo o solo (Figura 4.4).



Figura 4.3 – Anel de solo umedecendo.

Para obter o menor grau de saturação do solo (ponto mais seco), coloca-se o anel em uma bandeja na posição vertical sobre um outro anel na posição horizontal e deixa-o secando ao ar até que o anel atinja a constância de massa (Figura 4.4).



Figura 4.4 – Anel de solo secando ao ar.

Atingida a constância dos anéis, os mesmos são colocados em contato com dois papéis-filtro na base e no topo dos anéis, envoltos por papel filme e papel alumínio, e colocados em uma caixa de isopor, que é levada a uma câmara úmida por um período de sete dias. A próxima etapa consiste em realizar as pesagens dos papéis-filtro e dos anéis, aferição das dimensões finais dos anéis com solo (altura

e diâmetro), além da obtenção das suas respectivas umidades, seguindo a mesma metodologia descrita anteriormente.

Com os pontos mais seco e mais úmido e o ponto com umidade natural, são determinados os novos pontos através do fracionamento da curva característica em pontos intermediários. Tendo a umidade requerida para cada ponto, faz-se chegar aos valores de umidade final, por meio da trajetória de secagem ou de umedecimento, conforme indicado pelo ensaio.

Assim, para as demais amostras também são realizadas as trajetórias de umedecimento e de secagem. Para o ensaio em que deseja-se obter a trajetória de secagem, é realizado o umedecimento dos anéis até haver a constância de massa e posteriormente a secagem ao ar até atingir a massa arbitrada. Para o ensaio em que almeja-se obter a trajetória de umedecimento, é feita a secagem ao ar dos anéis até haver a constância de massa e posteriormente o umedecimento, até atingir a massa arbitrada.

Utilizando os valores obtidos na pesagem do papel-filtro úmido e seco, assim como usando uma correlação exponencial, foi possível determinar a massa dos papéis-filtro no tempo zero. Utilizando a umidade do papel-filtro na Equação 4.4, proposta por Chandler et. al (1986), obtém-se a sucção matricial em que o conjunto se estabilizou. Feito isso, podem-se traçar gráficos de sucção *versus* umidade volumétrica, bem como sucção *versus* grau de saturação, uma vez que os índices físicos requeridos para o solo foram determinados nos ensaios de caracterização.

$$\begin{cases} \text{Para umidades do papel filtro } (w_p) > 47\%; \text{ Sucção } (\psi_m)(\text{kPa}) = 10^{(6,05-2,48 \log w_p)} \\ \text{Para umidades do papel filtro } (w_p) \leq 47\%; \text{ Sucção } (\psi_m)(\text{kPa}) = 10^{(4,84-0,0622 \log w_p)} \end{cases} \quad (4.2)$$

Onde:

w_p = umidade do papel filtro;

ψ_m = sucção matricial;

Por meio dos pontos obtidos através do ensaio do papel filtro (sucção matricial e umidade volumétrica), faz-se o ajuste da curva característica, adotando

o modelo que melhor se aproxima dos pontos reais. O solo coluvionar apresentou um comportamento bimodal. O ajuste da curva característica que melhor representou o solo foi o de Gitirana e Fredlund (2004), segundo a Equação 4.3:

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi b_1 \cdot \psi_{res1}}} \right)^{d_1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi b_2 \cdot \psi_{res1}}} \right)^{d_2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi b_2 \cdot \psi_{res2}}} \right)^{d_3}} + S_4 \quad (4.3)$$

Em que: $S_1 = 1$; $S_2 = S_{res1}$; $S_3 = S_b$; $S_4 = S_{res2}$ and $d_j = 2 \exp[1/\ln(\psi_{j+1}^a / \psi_j^a)]$ = fatores de peso, $j=1,2,3$; ψb_1 é a sucção de entrada de ar do primeiro trecho (macroporos); ψb_2 é a sucção de entrada de ar do segundo trecho (microporos); ψ_{res1} é a sucção residual do primeiro trecho (macroporos); ψ_{res2} é a sucção residual do segundo trecho (microporos) e a é varável de formato das hipérboles.

Os dados experimentais para a curva característica de secagem e de umedecimento do solo coluvionar estão apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Dados experimentais do Método do Papel-filtro.

Curva de secagem		Curva de umedecimento	
Grau de saturação (%)	Sucção Matricial (kPa)	Grau de saturação (%)	Sucção Matricial (kPa)
64,80	45,71	50,82	45,60
8,04	9908,24	27,55	8835,10
92,33	5,54	61,26	7,99
14,89	8950,49	15,74	10681,9
16,29	8309,46	20,70	8651,99
21,03	7298,62	18,52	8380,22
39,60	7067,84	29,25	6251,81
52,00	4923,02	56,41	7,01
69,80	7,29	63,67	6,10
67,73	9,52	61,21	8,46
73,74	6,76	60,51	7,21
79,57	6,11	52,16	3153,23
61,92	949,43	40,58	4005,72
58,78	1956,84	36,35	4319,64

A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros de ajuste fornecidos pelo método de Gitirana e Fredlund (2004) para as cruvas de secagem e umedecimnto do solo

coluvionar.

Tabela 4.5 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de umidade do solo coluvionar segundo a equação de Gitirana e Fredlund (2004).

	Parâmetros	Colúvio (Curva de Secagem)	Colúvio (Curva de Umedecimento)
Ajuste	Ψ_{b1}	5	4
	ψ_{res1}	7	7
	S_{res1}	0,64	0,52
	Ψ_{b2}	4800	4000
	S_b	0,62	0,52
	ψ_{res2}	10000	10000
	S_{res2}	0,02	0,02
	a	0,01	0,01

A Figura 4.5 apresenta as curvas características de secagem e umedecimento, assim como o ajuste pelo método de Gitirana e Fredlund (2004) para o solo coluvionar.

Os pontos de dados acima de 1 kPa de sucção mostrados nesta figura representam os resultados médios dos papéis filtro colocados em contato com a parte superior e inferior de cada subamostra. Os dados mostrados na sucção matricial de 1 kPa representam, de fato, uma condição de saturação completa do solo. Assim, o teor volumétrico de água a essa sucção é igual à porosidade média das subamostras inicialmente saturadas e secas. Conforme indicado na Figura 4.5, o solo coluvium apresenta um tipo de estrutura dupla de SWRC. A histerese ocorre sob condições de umedecimento e secagem.

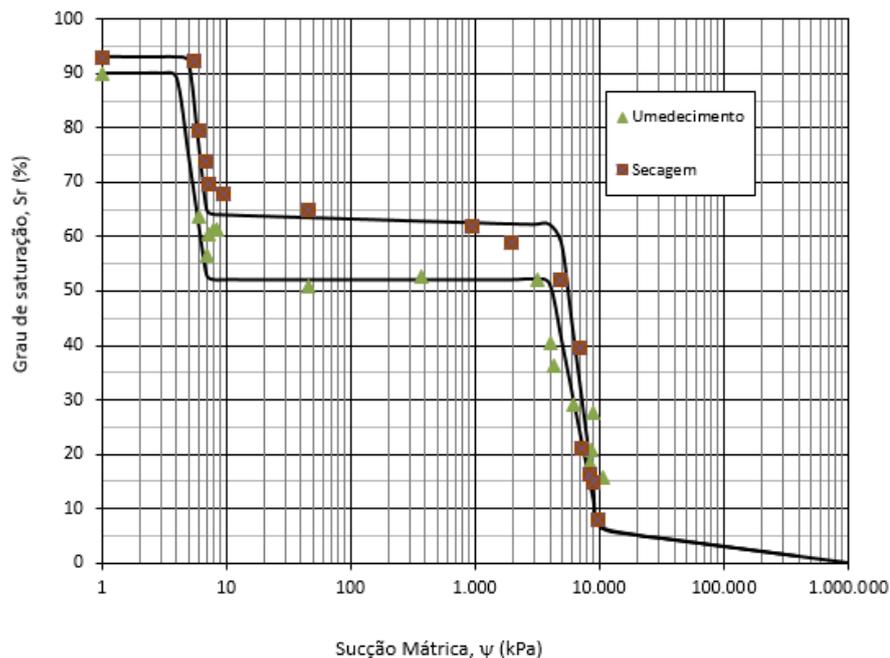


Figura 4.5 – Curvas características de secagem e umedecimento do solo.

4.2.

Caracterização química

Para a caracterização química do solo foram realizados: ensaio de análise química parcial por meio do ensaio de ataque sulfúrico no Centro Nacional de Pesquisas de Solos (CNPS/EMBRAPA), de acordo com o Manual de Métodos de Análises de Solos (CNPS/EMBRAPA 1997), e análise de química total por meio de um espectrômetro de fluorescência de raio-X no laboratório de química da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

4.2.1

Análise química parcial

As análises químicas parciais por ataque sulfúrico, a fim de determinar a composição química do solo estudado, além do grau de intemperização do mesmo, são feitas por meio dos índices de intemperismo K_i e K_r , que são dois índices utilizados em ciência do solo (CNPS/EMBRAPA 1997).

O ensaio de ataque sulfúrico só atinge os minerais secundários, como argilominerais, oxi-hidróxidos de ferro e alumínio presentes na fração argila do solo

para, então, determinar as porcentagens de óxido de silício (SiO_2), alumínio, ferro (Fe_2O_3) e titânio (TiO_2) no solo e os materiais amorfos, se presentes. Portanto, os teores de sílica, alumínio e ferro correspondem aos minerais secundários e não aos minerais primários, como por exemplo o quartzo, que estiverem presentes na amostra de solo (CNPS/EMBRAPA 1997).

Conhecida a composição química presente no solo, tornou-se possível calcular os índices de intemperismo K_i e K_r , que correlacionam a composição química a fim de caracterizar o grau de intemperismo do solo, de acordo com as Equação 4.4 e Equação 4.5 (CNPS/EMBRAPA 1997).

$$K_i = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3} \quad (4.4)$$

$$K_r = \frac{\text{SiO}_2}{(\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)} \quad (4.5)$$

Com base nos índices de intemperismo, K_i e K_r , é possível identificar o grau de alteração do solo, uma vez que o grau de intemperismo varia inversamente proporcional com os índices de intemperismo (CNPS/EMBRAPA 1997).

A Tabela 4.6 apresenta a composição química do solo estudado. Através da análise química parcial em função dos valores de K_i e K_r , o solo é classificado, em ciência do solo, como solo laterítico.

Tabela 4.6 - Composição química do solo estudado.

Amostra	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	TiO_2	K_i	K_r	$\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$
CEII	186	205	89	10,3	1,54	1,21	3,62

4.2.2

Análise química total

Os elementos químicos presentes no solo foram identificados por meio do ensaio de fluorescência de raio-X. Através dessa análise foi possível obter os teores de sílica (SiO_2), ferro (Fe_2O_3), alumina (Al_2O_3), óxido de titânio (TiO_2), óxido

sulfúrico (SO_3), dentre outros elementos presentes nos solos, conforme apresentados na Tabela 4.7.

Conforme Antunes et al. (2015), os teores de sílica e alumínio presentes no solo indicam um estágio avançado de laterização, resultado da lixiviação dos álcalis e sílica, com respectiva concentração de ferro, alumínio, titânio, dentre outros.

Tabela 4.7 - Composição química do solo estudado.

Amostra	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	TiO_2	SO_3	K_2O	ZrO_2	V_2O_5	CuO	MO	Cr_2O_3	ZnO
CEII	41,47	30,47	23,87	2,84	0,57	0,31	0,16	0,15	0,047	0,039	0,035	0,031

4.3.

Caracterização mineralógica

A caracterização mineralógica é muito importante para, junto com as análises tradicionais da mecânica dos solos clássica, em termos de resistência e compressibilidade, explicar o comportamento de muitos solos, principalmente os solos com um comportamento peculiar, como os solos tropicais.

Nesse sentido, a presença de caulinita, que possui baixa capacidade de adsorção de água, além de ser muito resistente ao intemperismo, indica um solo com baixa atividade do argilomineral. Em contrapartida, solos com a presença de esmectita, que proporciona um aumento da camada dupla na presença de água, apresentam um comportamento expansivo (ANTUNES et al., 2015).

4.3.1

Análise termogravimétrica (ATG)

A análise termogravimétrica foi realizada no laboratório de química da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, conforme a metodologia apresentada por Souza Santos (1989), com o propósito de identificar os argilominerais presentes no solo.

Essa análise consistiu em aquecer a amostra a até 600 °C para então determinar as perdas de massa dos minerais nas suas respectivas faixas de temperatura.

A gibsita perde água de constituição a cerca de 350 °C, conforme o primeiro pico endotérmico mostrado na Figura 4.6. De acordo com a Figura 4.6, a perda de massa apontada na segunda deflexão endotérmica, que inicia a 450 °C e termina a 600 °C, corresponde à água de constituição ou água estrutural da caulinita (ANTUNES et al., 2015).

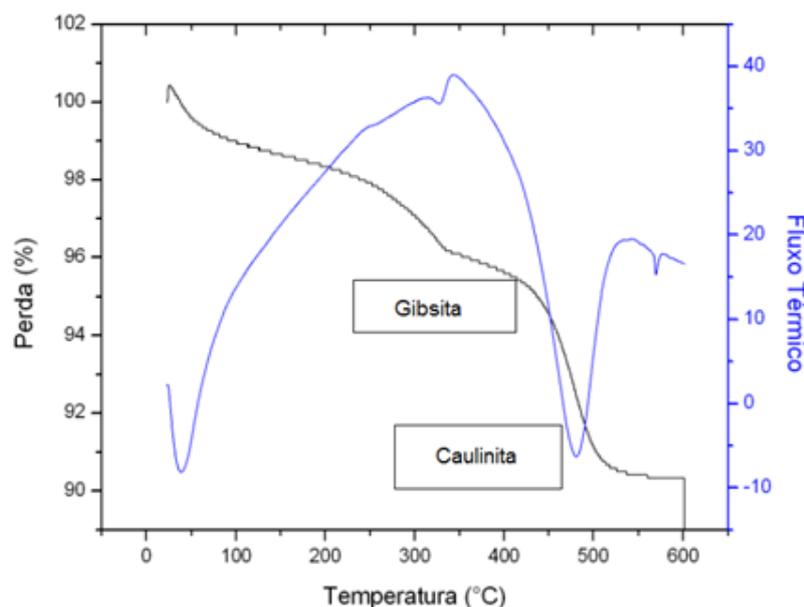


Figura 4.6 – Análise termogravimétrica.

Sendo assim, a fração argila do solo é constituída basicamente pelo argilomineral do grupo da caulinita, com uma concentração de 40%, conforme a Equação 4.6, e uma pequena fração de gibsita.

$$\% \text{ caulinita} = \frac{\% \text{SiO}_2 \cdot 100}{46,69} \quad (4.6)$$

4.4.

Ensaio para a determinação do K_0 para o solo na condição saturada

O ensaio triaxial Ck_0U foi conduzido em uma prensa tipo “Bishop-Wesley”, com tensão controlada nas etapas de adensamento isotrópico, p' constante e adensamento anisotrópico k_0 , e com deformação controlada na etapa de cisalhamento não drenado, no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-

Rio. A Tabela 4.8 apresenta os índices físicos para as condições iniciais, após o adensamento anisotrópico k_0 e após o cisalhamento não drenado.

Tabela 4.8 – Índices físicos do solo estudado.

Solo	σ'_3 (kPa)	Índices físicos iniciais					Após o adensamento	Finais	
		w inicial (%)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e inicial	S (%)	e	e final	w final (%)
Colúvio	40	23,25	18,80	15,26	0,84	77,2	0,79	0,79	65,70

Inicialmente, foi realizada a saturação prévia do corpo de prova por contrapressão até que B (parâmetro B de Skempton, que relaciona a variação de poropressão com a variação de pressão confinante) atingisse 0,95. Em seguida, o corpo de prova foi adensado isotropicamente a uma tensão efetiva de 30 kPa até que se estabilizasse o gráfico de variação volumétrica *versus* tempo. Após a fase de adensamento, foi realizado a etapa do ensaio de p' constante, como mostra a Figura 4.7.

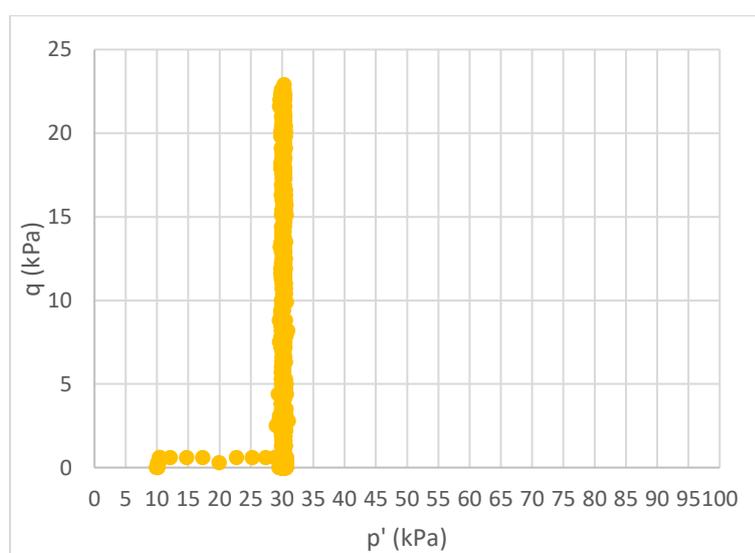


Figura 4.7 – Gráfico de adensamento isotrópico e p' constante.

Posteriormente, foi realizado o ensaio de adensamento anisotrópico k_0 , onde $k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$, até σ'_v igual a 200 kPa, o qual permitiu obter o valor de k_0 para o solo na condição saturada (sucção nula), obtendo-se k_0 igual a 0,36, como mostra a Figura 4.8. Além disso, a Figura 4.9 mostra o gráfico de índice de vazios em função da tensão efetiva.

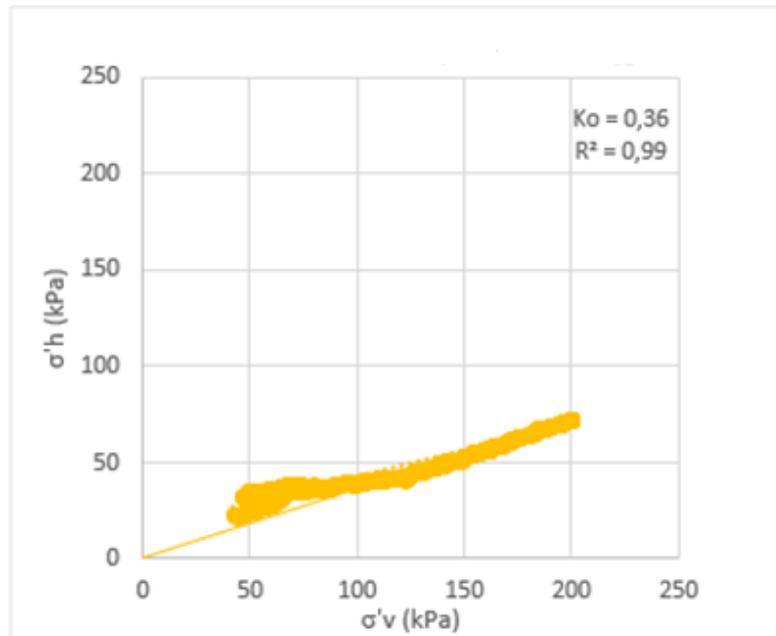


Figura 4.8 – Gráfico de adensamento k_0 do solo.

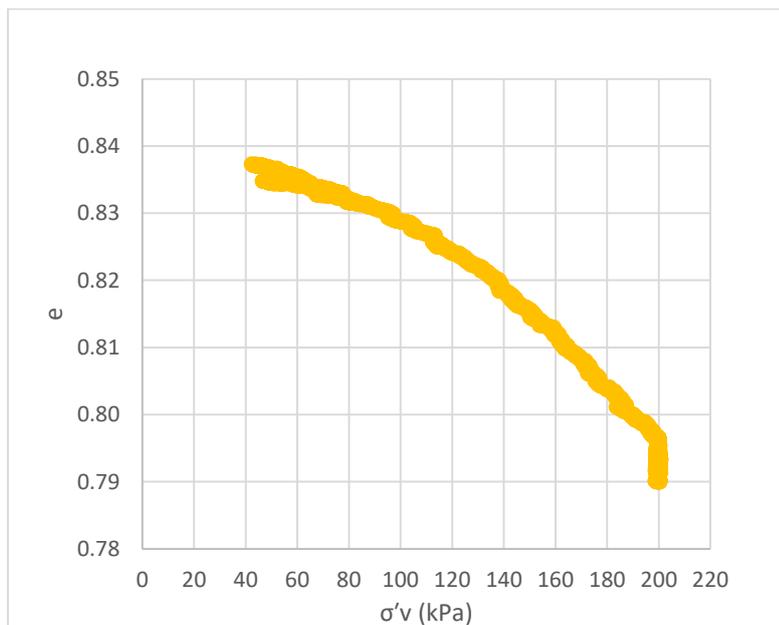


Figura 4.9 – Gráfico de índice de vazios *versus* σ'_v solo.

Com relação a Figura 4.10, o gráfico de variação volumétrica *versus* deformação axial da fase de adensamento k_0 apresentou a tendência esperada, ou seja, de seguir uma reta a 45°, uma vez que esse é o controle do ensaio Ck_0U (controlar as deformações volumétricas e axiais para garantir a condição de deformação lateral nula).

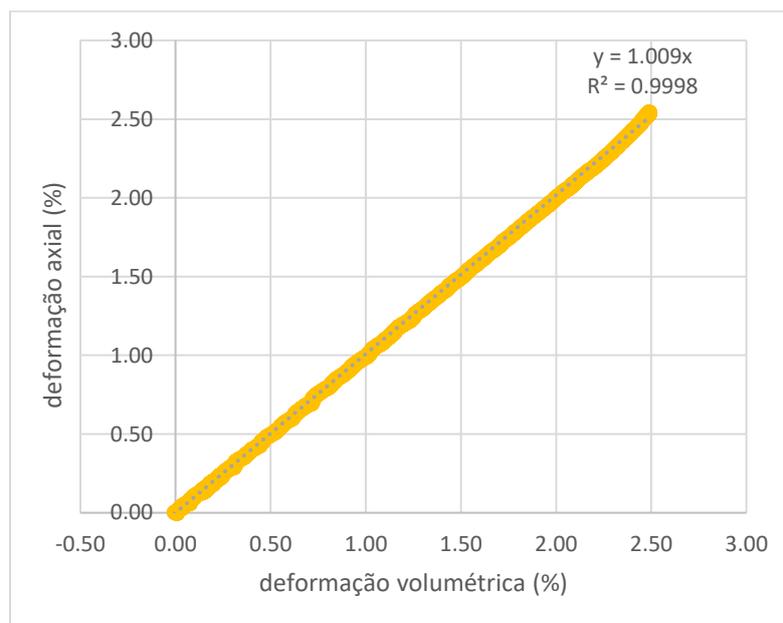


Figura 4.10 – Gráfico de deformação volumétrica *versus* deformação axial.

Após a fase de adensamento k_0 , o corpo de prova foi levado à ruptura por meio do cisalhamento não drenado, Ck_0U , apesar de não ser um dos requisitos para a determinação do k_0 . Os resultados em termos de resistência do solo estão apresentados no Apêndice B.

4.5.

Ensaio para a determinação do k_0 para o solo na condição não saturada

As metodologias e os procedimentos adotados para a determinação do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) do solo na condição não saturada encontram-se no capítulo 3.

Executaram-se ensaios com sucções de 10, 40 e 100 kPa com o intuito de

obter o k_0 do solo na condição não saturada e, assim, comparar com o k_0 do solo coluvionar obtido por meio do ensaio Ck_0U na condição saturada. Além disso, nesta pesquisa, avaliou-se a influência da sucção e da tensão líquida nos valores de coeficiente de empuxo no repouso obtidos experimentalmente.

As tensões totais medidas ao longo do ensaio foram corrigidas devido à compressibilidade do sistema, conforme o item 4.

As Figuras 4.11, 4.12 e 4.13 mostram as curvas de variação de índice de vazios *versus* tensão efetiva. Conforme apresentado nas figuras abaixo, as curvas de adensamento anisotrópico k_0 determinada pelo ensaio de sucção controlada, com o solo submetido a sucções de 10, 40 e 100 kPa, seguiram a mesma tendência de comportamento da curva de adensamento com o solo na condição saturada.

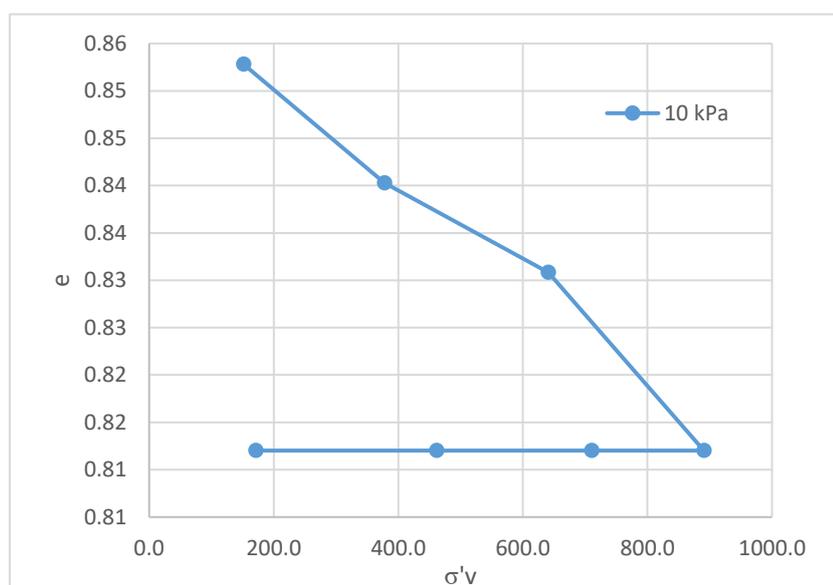


Figura 4.11 – Curva de índice de vazios *versus* σ'_v para sucção de 10 kPa.

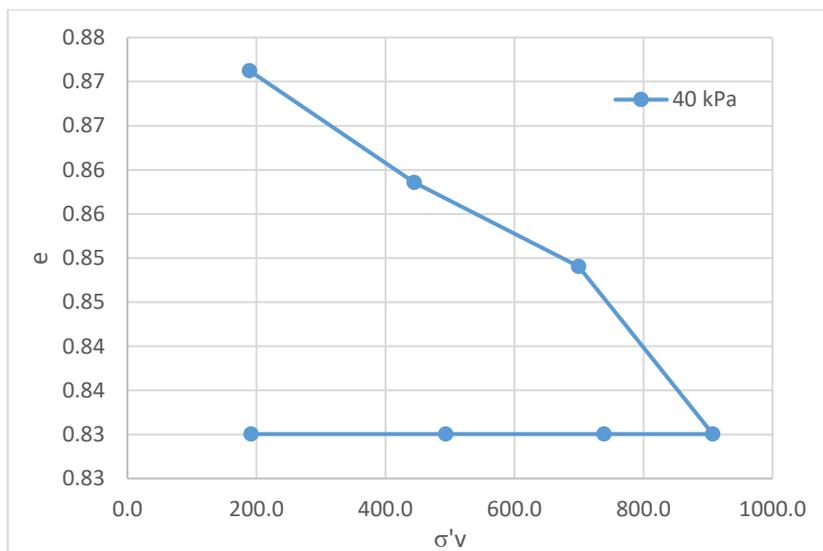


Figura 4.12 – Curva de índice de vazios *versus* σ'_v para sucção de 40 kPa.

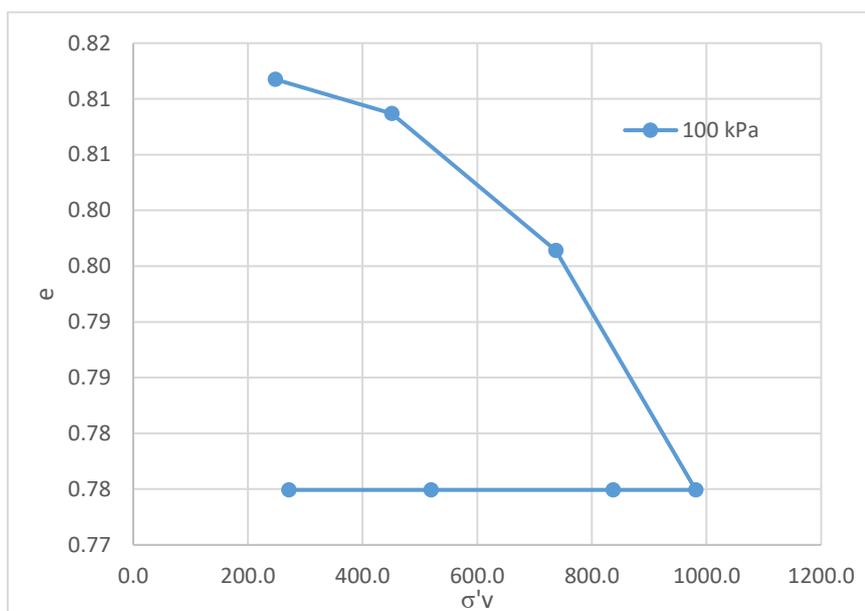


Figura 4.13 – Curva de índice de vazios *versus* σ'_v para sucção de 100 kPa.

Para a determinação das tensões efetivas, utilizou-se tanto a equação de Bishop (1959) proposta para os solos não saturados, onde o parâmetro χ foi determinado através da Equação 2.41, de Khalili e Khabby (1998), quanto a equação de Fredlund e Rahardjo (1993). Para o solo com sucção de 10 kPa, o valor de χ é 0,68; para o solo com sucção de 40 kPa, o valor de χ é 0,32 e para o solo com sucção de 100 kPa, o valor de χ é 0,19.

As Figura 4.14, 4.17 e 4.20 apresentam a relação do coeficiente de empuxo no repouso calculdo por Bishop (1959) em função da tensão efetiva proposta por Bishop (1959). As Figuras 4.15, 4.18 e 4.21 apresentam a relação do coeficiente de empuxo no repouso calculado por Bishop (1959) em função da tensão líquida ($\sigma_v - u_a$). As Figuras 4.16, 4.19 e 4.22 apresentam a relação do coeficiente de empuxo no repouso calculado pela proposta de Fredlund e Rahardjo (1993) em função da tensão líquida ($\sigma_v - u_a$). As Tabela 4.9, 4.10 e 4.11 apresentam os parâmetros experimentais e os parâmetros corrigidos devido à compressibilidade do sistema, além dos valores do coeficiente de empuxo no repouso para cada estágio de carregamento e descarregamento.

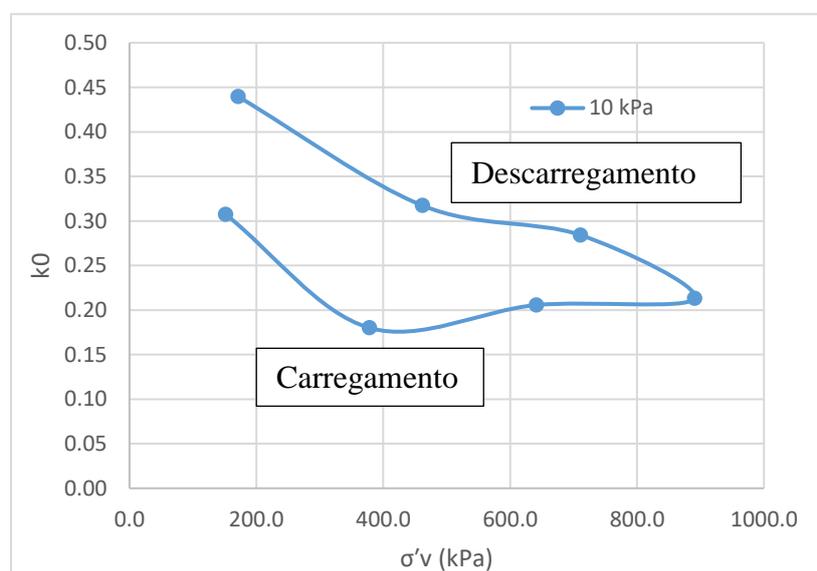


Figura 4.14 – Gráfico de k_0 versus σ'_v de Bishop (1959) para uma sucção de 10 kPa.

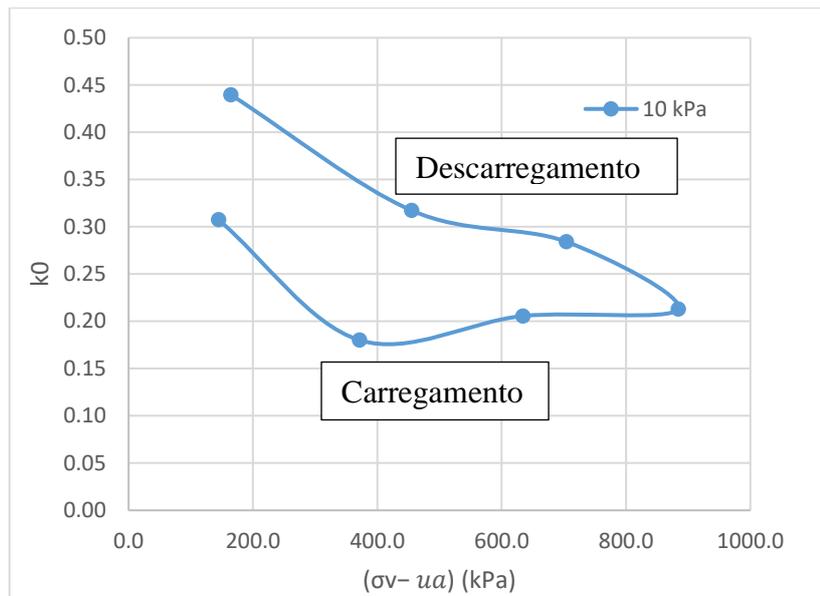


Figura 4.15 – Gráfico de k_0 versus $(\sigma_v - u_a)$ para uma sucção de 10 kPa.

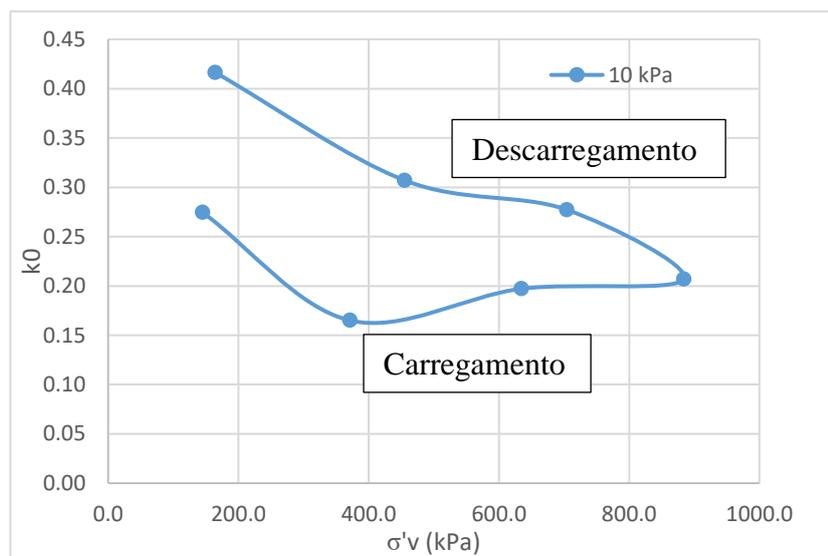
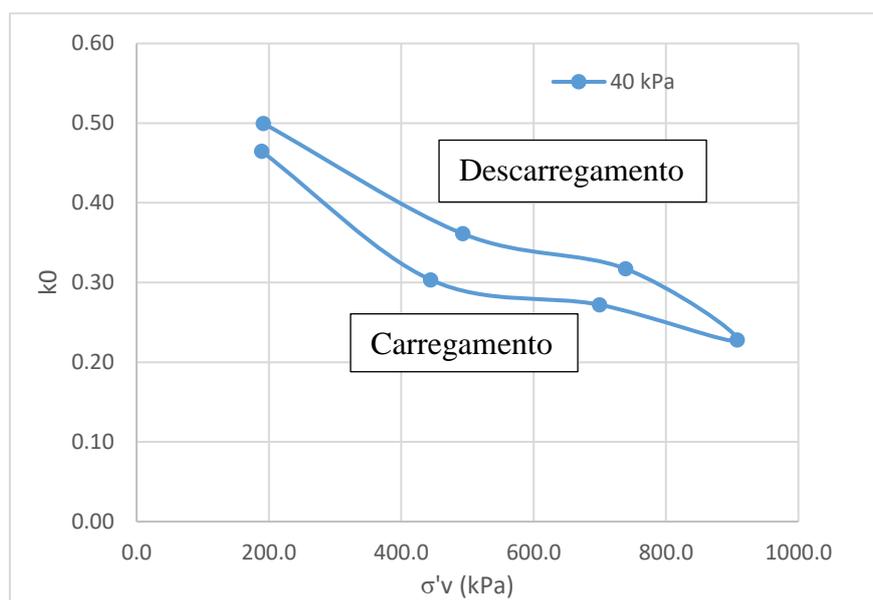


Figura 4.16 – Gráfico de k_0 versus σ'_v de Fredlund e Rahardjo (1993) para uma sucção de 10 kPa.

Tabela 4.9 – Resultados do ensaio com sucção de 10 kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Corrigidos (Bishop)						Parâmetros Corrigidos (Fredlund e Rahardjo)		
uw (kPa)	ua (kPa)	Sucção (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v Corrigida (kPa)	σ_h Corrigida (kPa)	χ	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	k_0
158	168	10	276,3	171,4	312,7	207,7	0,68	151,5	46,6	0,31	144,7	39,7	0,27
158	168	10	498,9	189,2	539,0	229,2	0,68	377,8	68,1	0,18	371,0	61,2	0,17
158	168	10	721,4	212,2	802,1	293,0	0,68	641,0	131,8	0,21	634,1	125,0	0,20
158	168	10	955,1	254,1	1051,8	350,9	0,68	890,7	189,7	0,21	883,8	182,9	0,21
158	168	10	771,6	263,0	871,7	363,1	0,68	710,6	202,0	0,28	703,7	195,1	0,28
158	168	10	538,0	222,8	622,8	307,7	0,68	461,6	146,5	0,32	454,8	139,7	0,31
158	168	10	290,9	195,1	332,2	236,4	0,68	164,5	75,2	0,44	164,2	68,4	0,42

Figura 4.17 – Gráfico de k_0 versus σ'_v de Bishop (1959) para uma sucção de 40 kPa.

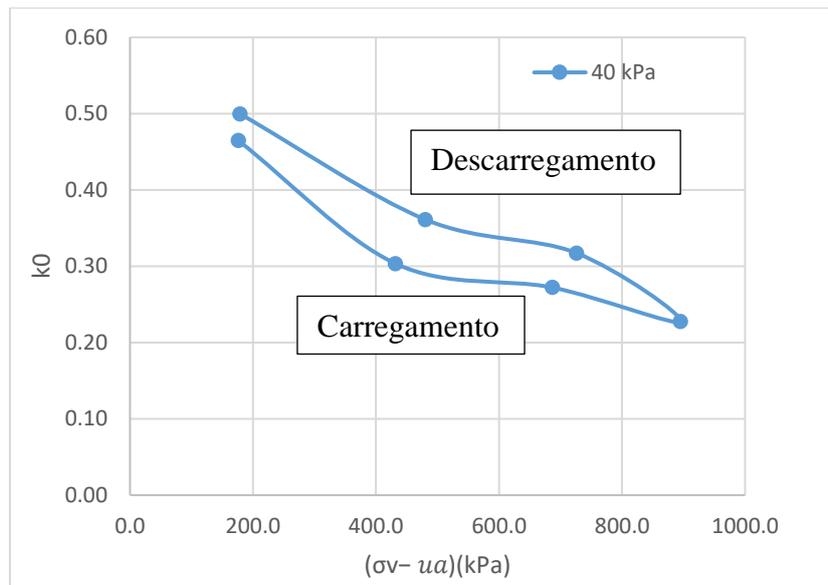


Figura 4.18 – Gráfico de k_0 versus $(\sigma_v - u_a)$ para uma sucção de 40 kPa.

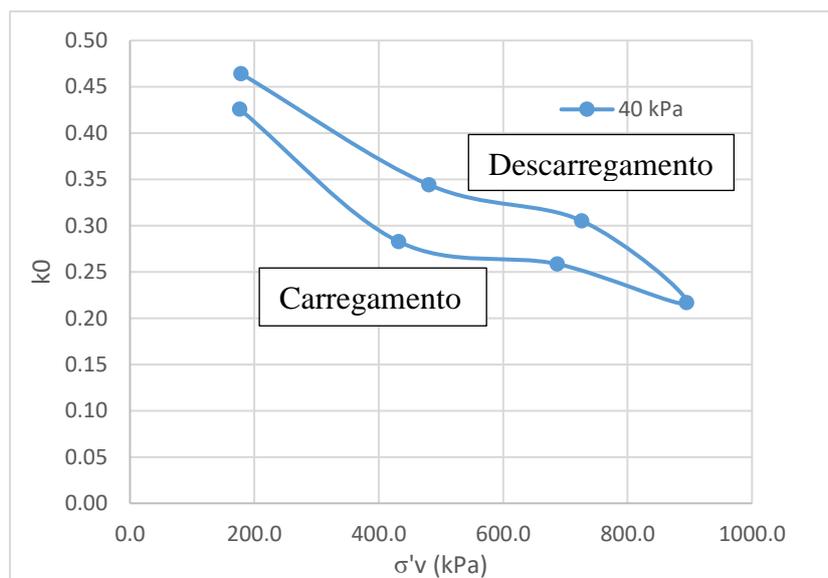
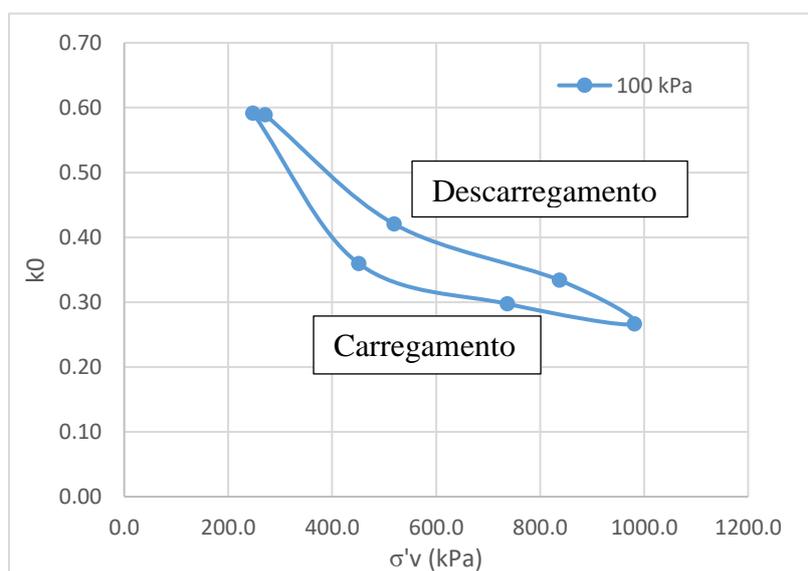


Figura 4.19 – Gráfico de k_0 versus σ'_v de Fredlund e Rahardjo (1993) para uma sucção de 40 kPa.

Tabela 4.10 – Resultados do ensaio com sucção de 40 kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Corrigidos (Bishop)						Parâmetros Corrigidos (Fredlund e Rahardjo)		
uw (kPa)	ua (kPa)	Sucção (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v Corrigida (kPa)	σ_h Corrigida (kPa)	χ	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	k_0
117	157	40	276,3	171,4	333,3	232,1	0,32	189,1	87,8	0,46	176,3	75,1	0,43
117	157	40	498,9	189,2	588,9	279,1	0,32	444,6	134,9	0,30	431,9	122,1	0,28
117	157	40	721,4	212,2	843,8	334,6	0,32	699,5	190,3	0,27	686,8	177,6	0,26
117	157	40	955,1	254,1	1051,8	350,9	0,32	907,6	206,7	0,23	894,8	193,9	0,22
117	157	40	771,6	263,0	883,3	378,6	0,32	739,0	234,4	0,32	726,3	221,6	0,31
117	157	40	538,0	222,8	637,5	322,4	0,32	493,2	178,1	0,36	480,5	165,4	0,34
117	157	40	290,9	195,1	335,8	240,0	0,32	191,5	95,7	0,50	178,8	83,0	0,46

Figura 4.20 – Gráfico de k_0 versus σ'_v de Bishop (1959) para uma sucção de 100 kPa.

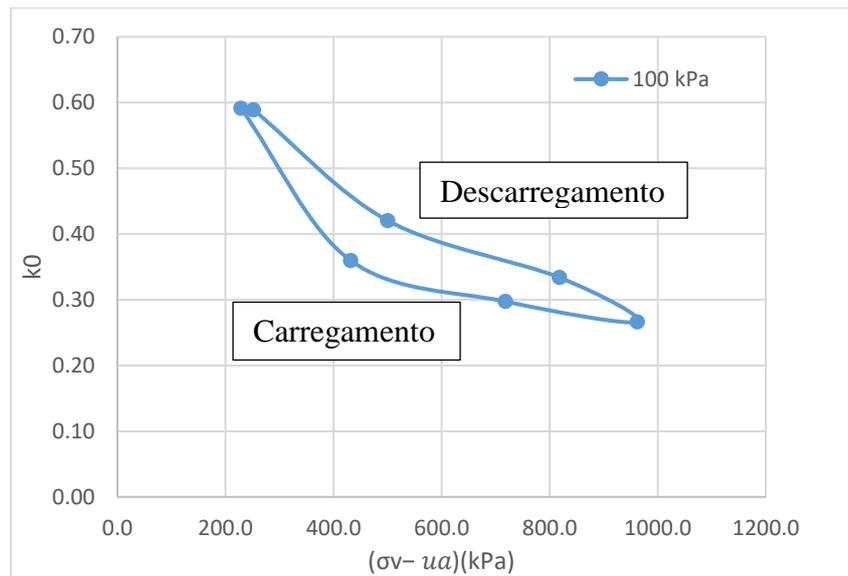


Figura 4.21 – Gráfico de k_0 versus $(\sigma_v - u_a)$ para uma sucção de 100 kPa.

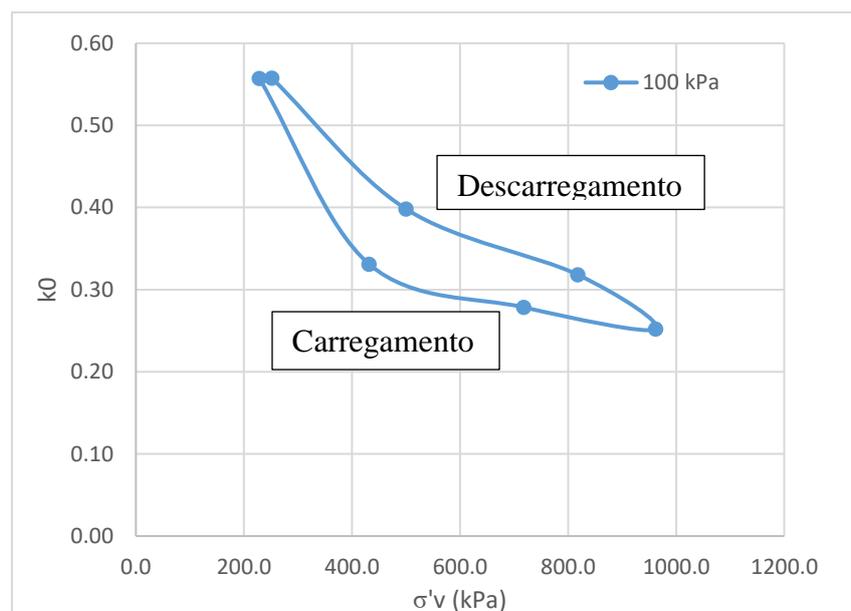


Figura 4.22 – Gráfico de k_0 versus σ'_v de Fredlund e Rahardjo (1993) para uma sucção de 100 kPa.

Tabela 4.11 – Resultados do ensaio com sucção de 100 kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Corrigidos (Bishop)						Parâmetros Corrigidos (Fredlund e Rahardjo)		
uw (kPa)	ua (kPa)	Sucção (kPa)	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	σ_v Corrigida (kPa)	σ_h Corrigida (kPa)	χ	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	k_0
51	151	100	379,5	278,3	333,3	232,1	0,19	247,8	146,6	0,59	228,5	127,3	0,56
51	151	100	582,6	293,9	588,9	279,1	0,19	450,9	162,1	0,36	431,6	142,9	0,33
51	151	100	868,7	350,9	843,8	334,6	0,19	736,9	219,2	0,30	717,7	199,9	0,28
51	151	100	1113	393,3	1051,8	350,9	0,19	981,2	261,6	0,27	962,0	242,3	0,25
51	151	100	969,1	411,3	883,3	378,6	0,19	837,3	279,5	0,33	818,1	260,3	0,32
51	151	100	651,0	350,1	637,5	322,4	0,19	519,3	218,3	0,42	500,0	199,1	0,40
51	151	100	402,8	291,4	335,8	240,0	0,19	271,0	159,6	0,59	251,8	140,4	0,56

4.5.1

Discussão dos resultados de k_0 obtidos do solo coluvionar

A Figura 4.23, apresenta a variação de k_0 com a variação da tensão efetiva obtida pela equação de Bishop (1959) para as sucções de 10, 40 e 100 kPa. O ensaio com sucção de 10 kPa, onde o solo estava mais saturado, apresentou k_0 variando de 0,31 a 0,21 no carregamento para uma variação de tensão efetiva de 151,5 kPa a 890,7 kPa e k_0 variando de 0,28 a 0,44 no descarregamento para uma variação de tensão efetiva de 710,6 kPa a 171,1 kPa. O ensaio com sucção de 40 kPa, onde o solo estava com uma saturação intermediária, apresentou k_0 variando de 0,46 a 0,23 no carregamento para uma variação de tensão efetiva de 189,1 kPa a 907,6 kPa e k_0 variando de 0,32 a 0,50 no descarregamento para uma variação de tensão efetiva de 739,0 kPa a 191,5 kPa. O ensaio com sucção de 100 kPa, onde o solo estava mais seco, apresentou k_0 variando de 0,59 a 0,30 no carregamento para uma variação de tensão efetiva de 247,8 kPa a 981,2 kPa e k_0 variando de 0,27 a 0,59 no descarregamento para uma variação de tensão efetiva de 837,3 kPa a 271,0 kPa.

Considerando valores médios de k_0 com a variação da sucção de 10, 40 a

100 kPa, obteve-se uma variação de k_0 de 0,19 a 0,24, durante o carregamento e de 0,21 a 0,25 durante o descarregamento. Os valores de k_0 obtidos apresentaram redução com o aumento da tensão efetiva nos ensaios com 10, 40 e 100 kPa, tanto nas fases de carregamento quanto nas fases de descarregamento.

Ao analisar dados disponíveis na literatura, Daylac (2004) relata uma variação média de k_0 de 0,20 a 0,24, no carregamento, para um solo residual jovem do câmpus da PUC-Rio. Comparando os valores de k_0 obtidos nesse trabalho e por Daylac (2004), pouca diferença é observada.

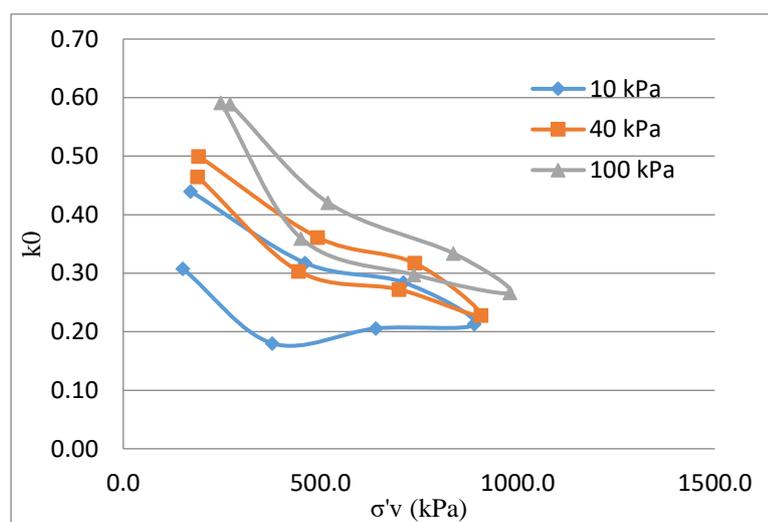


Figura 4.23 – Comparação de k_0 versus σ'_v para sucções de 10, 40 e 100 kPa.

Os ensaios realizados com sucções de 10, 40 e 100 kPa mostraram o decréscimo do coeficiente de empuxo no repouso com o aumento da tensão líquida, como mostra a Figura 4.24. Os valores de k_0 obtidos apresentaram redução com o aumento da tensão líquida, $(\sigma_v - u_a)$, nos ensaios com 10, 40 e 100 kPa tanto nas fases de carregamento quanto nas fases de descarregamento.

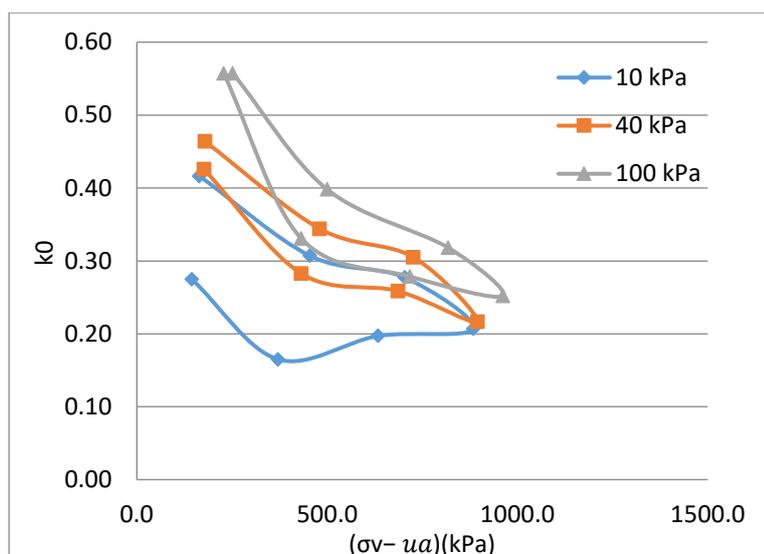


Figura 4.24 – Comparação de k_0 versus $(\sigma_v - u_a)$ para sucções de 10, 40 e 100 kPa.

No eixo horizontal das Figuras 4.25, 4.26 e 4.27 estão representados os valores das tensões médias p e p' definidas como: $p = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3 - u_a$ e $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$, conforme apresentado na Tabela 4.12. As Figuras 4.25, 4.26 e 4.27 mostram que o valor de k_0 diminui com o aumento da tensão média efetiva, seja quando o k_0 é definido em termos de tensão líquida (Fredlund e Rahardjo, 1993) ou tensão efetiva (Bishop, 1959). Pode-se observar que valores mais elevados de k_0 são obtidos à medida que a tensão axial é diminuída (descarregamento).

Tabela 4.12 – Resultados dos ensaios com sucções de 10, 40 e 100 kPa.

Sucção de 10 kPa (w = 23%)			Sucção de 40 kPa (w = 23%)			Sucção de 100 kPa (w = 22%)		
p' (kPa)	p (kPa)	e	p' (kPa)	p (kPa)	e	p' (kPa)	p (kPa)	e
81,5	242,7	0,85	121,6	265,8	0,87	180,3	312,1	0,81
171,3	332,5	0,84	238,1	382,4	0,86	258,4	390,1	0,81
301,5	462,7	0,83	360,1	504,3	0,85	391,8	523,5	0,80
423,4	584,6	0,81	440,3	584,6	0,83	501,5	633,2	0,77
371,5	532,7	0,81	402,6	546,9	0,83	465,5	597,2	0,77
251,5	412,7	0,81	283,1	427,4	0,83	318,7	450,4	0,77
107,2	268,3	0,81	127,7	271,9	0,83	196,8	328,5	0,77

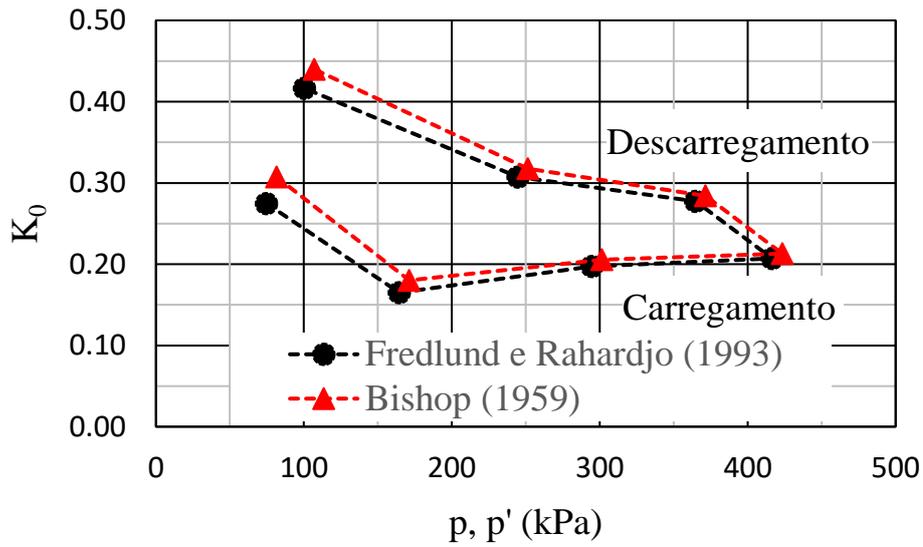


Figura 4.25 – Gráfico de k_0 versus tensão média efetiva para sucção de 10 kPa.

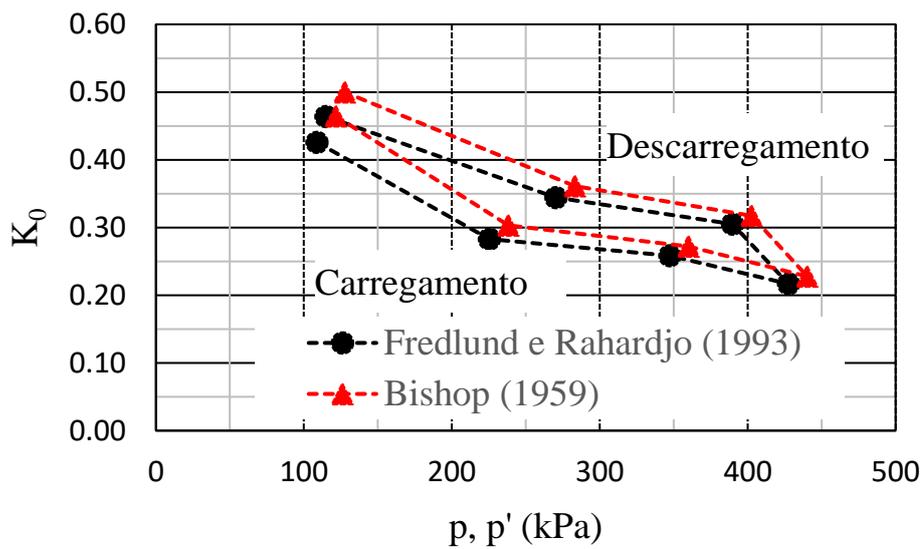


Figura 4.26 – Gráfico de k_0 versus tensão média efetiva para sucção de 40 kPa.

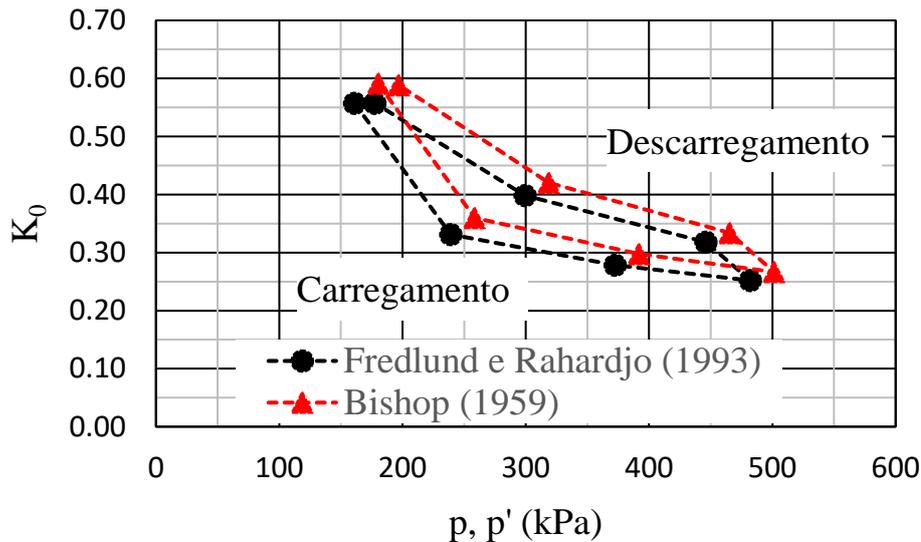


Figura 4.27 – Gráfico de k_0 versus tensão média efetiva para sucção de 100 kPa.

Em relação à influência do grau de saturação do solo, de acordo com o item 2.2.2, o aumento da sucção mátrica causa o decréscimo do coeficiente de empuxo no repouso. O resultado teórico esperado foi constatado nos ensaios com sucções de 0, 10, 40 e 100 kPa, como mostram as Figura 4.28, 4.29, 4.30 e 4.31. O ensaio com o solo saturado, sucção nula, apresentou o maior valor de k_0 ao comparar-se com todos os outros ensaios realizados (solo na condição não saturada), k_0 igual a 0,36, como mostra a Figura 4.31. Tal valor difere daquele obtido por Delcourt (2018), que encontrou um k_0 igual a 0,43 ao ensaiar um colúvio saturado de outro local do Rio de Janeiro.

O ensaio com sucção de 10 kPa, apresentou k_0 igual a 0,24 no carregamento e k_0 igual a 0,24 no descarregamento. O ensaio com sucção de 40 kPa, apresentou k_0 igual a 0,20 no carregamento e k_0 igual a 0,25 no descarregamento. O ensaio com sucção de 100 kPa, apresentou k_0 igual a 0,19 no carregamento e k_0 igual a 0,21 no descarregamento. Defer-se a partir desses resultados, que o ensaio com o solo com sucção de 10 kPa apresentou o mesmo valor de coeficiente de empuxo no repouso nas fases de carregamento e descarregamento. Já os ensaios com o solo com sucções de 40 e 100 kPa apresentaram valores de coeficiente de empuxo no repouso superiores na fase de descarregamento, ao comparar com os valores de coeficiente de empuxo no repouso obtidos na fase de carregamento, assim como identificado por Brooker e Ireland (1965) e Mayne e Kulhawy (1982).

Considerando dados também da literatura, Alvim e de Campos (2017) relataram uma variação de k_0 de 0,94 a 0,51, sob carregamento a uma sucção de 10 kPa, variação de k_0 de 0,59 a 0,72, sob carregamento a uma sucção de 40 kPa, variação de k_0 de 0,71 a 0,90, sob carregamento a uma sucção de 100 kPa, em um solo residual maduro não saturado, considerado na PUC-Rio, como semelhante a um colúvio. Como os valores obtidos de k_0 por Alvim e de Campos (2017) diferem dos valores encontrados de k_0 nesse trabalho, depreende-se que a origem e a características estruturais do colúvio podem interferir nos valores de k_0 determinados em laboratório.

Além disso, para o baixo nível de sucção empregado (10 kPa) e para os nível intermediário de sucção (40 kPa) e nível alto de sucção (100 kPa), pouca diferença foi encontrada entre os valores de k_0 calculados em termos de tensão líquida como proposto por Fredlund e Rahardjo (1993) e, em termos de tensões efetivas, conforme definido por Bishop (1959).

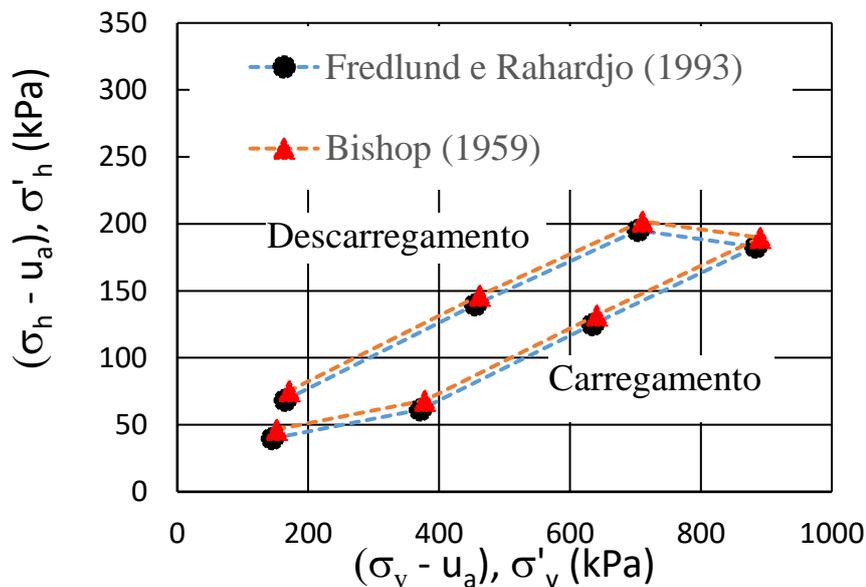


Figura 4.28 – Gráfico de σ'_v versus σ'_h para sucção de 10 kPa.

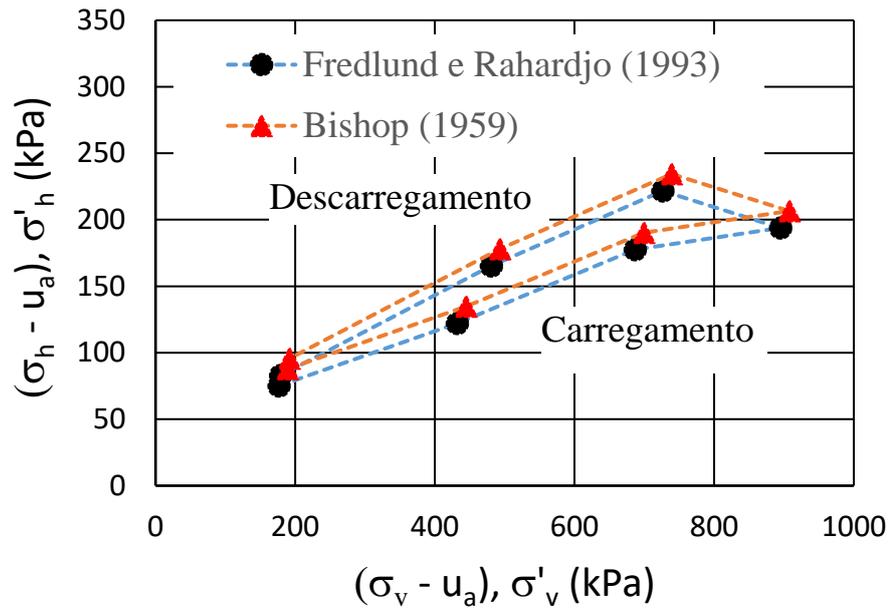


Figura 4.29 – Gráfico de σ'_v versus σ'_h para sucção de 40 kPa.

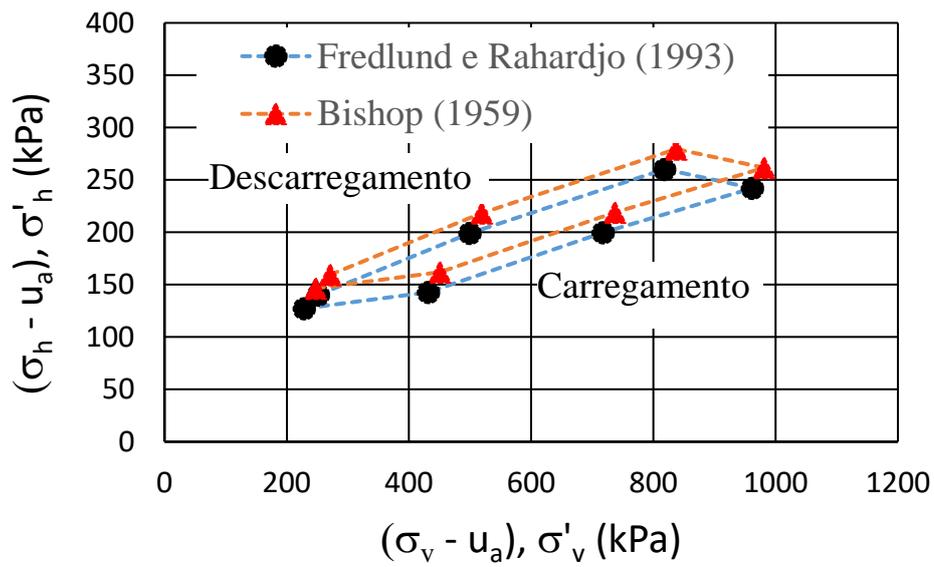


Figura 4.30 – Gráfico de σ'_v versus σ'_h para sucção de 100 kPa.

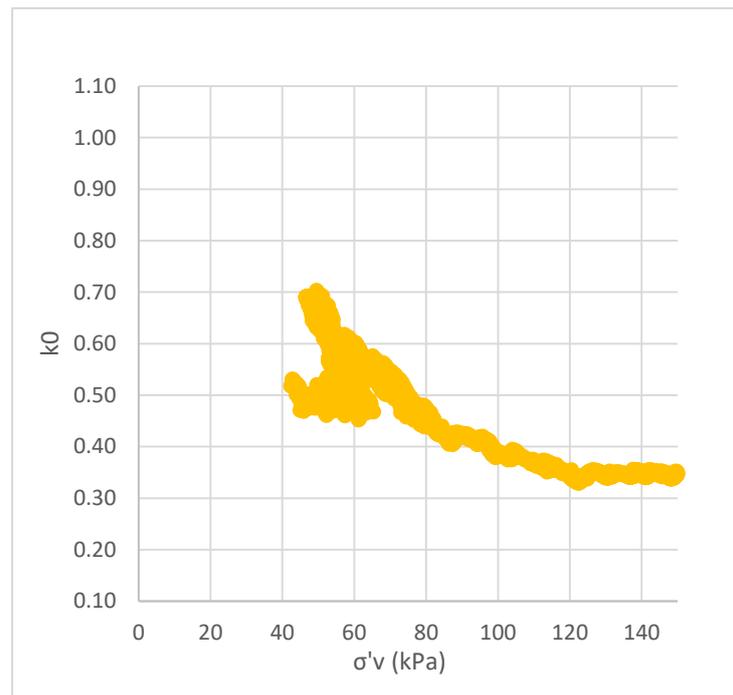


Figura 4.31 – Gráfico de k_0 versus σ'_v para sucção nula.

A Figura 4.32 mostra uma comparação das curvas de adensamento do solo com sucções de 10, 40 e 100 kPa. Não foi observada uma grande diferença nas curvas de compressão devido a diferentes sucções, uma vez que os trechos finais de carregamento são bastante similares.

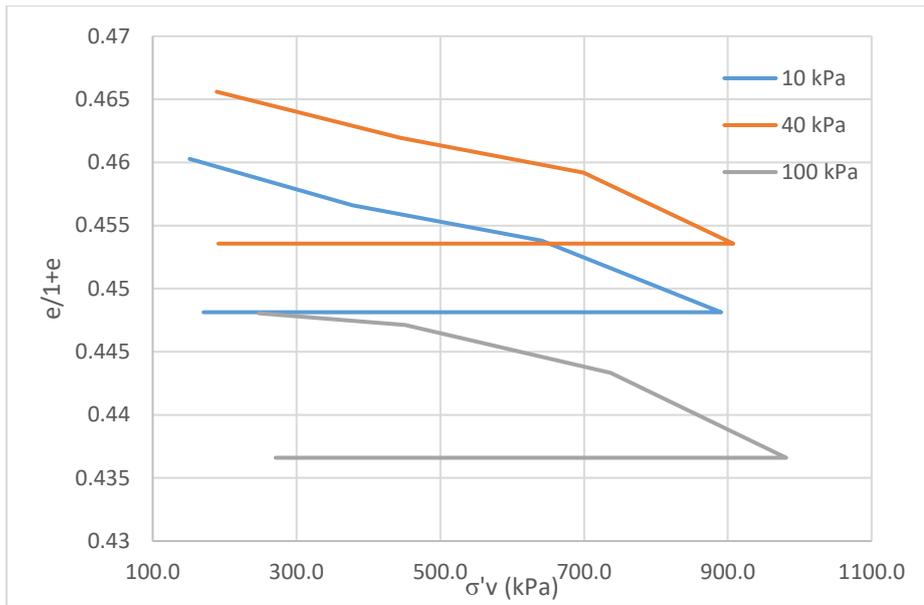


Figura 4.32 – Comparação das curvas de índice de vazios *versus* σ'_v para sucções de 10, 40 e 100 kPa.

5 Conclusões e Sugestões

5.1 Conclusões

O ensaio realizado no solo coluvionar na condição saturada, apresentou o valor de k_0 igual a 0,36. Por meio do ensaio no solo coluvionar na condição não saturada com o equipamento de sucção controlada impondo no corpo de prova uma sucção de 10 kPa, o valor de k_0 médio obtido pela formulação de Bishop (1959) foi k_0 de 0,24. Por meio do ensaio no solo coluvionar na condição não saturada com o equipamento de sucção controlada impondo no corpo de prova uma sucção de 40 kPa, o valor de k_0 médio obtido pela formulação de Bishop (1959) foi k_0 de 0,20. Por meio do ensaio no solo coluvionar na condição não saturada com o equipamento de sucção controlada impondo no corpo de prova uma sucção de 100 kPa, o valor de k_0 médio obtido pela formulação de Bishop (1959) foi k_0 de 0,19.

O coeficiente de empuxo no repouso também foi determinado por meio da formulação de Fredlund e Rahardjo (1993) ao ensaiar o solo coluvionar nas condições de não saturação com sucções impostas no corpo de prova de 10, 40 e 100 kPa. Para o solo coluvionar na condição não saturada (sucção 10 kPa), o valor de k_0 obtido pela formulação de Fredlund e Rahardjo (1993) foi k_0 de 0,25. Para o solo coluvionar na condição não saturada (sucção 40 kPa), o valor de k_0 obtido pela formulação de Fredlund e Rahardjo (1993) foi k_0 de 0,19. Para o solo coluvionar na condição não saturada (sucção 100 kPa), o valor de k_0 obtido pela formulação de Fredlund e Rahardjo (1993) foi k_0 de 0,18.

Os ensaios de laboratório no solo coluvionar mostraram a influência do nível de tensão: a redução do valor do coeficiente de empuxo no repouso com o aumento da tensão líquida e com o aumento da tensão efetiva.

O maior valor de coeficiente de empuxo no repouso encontrado dentre todos os resultados obtidos com o solo nas condições saturada e não saturada foi no ensaio com o solo saturado (sucção nula), k_0 igual a 0,36. Com o aumento da sucção nos ensaios com sucção de 10, 40 e 100 kPa, houve a redução do valor do coeficiente

de empuxo no repouso com o aumento da sucção, mostrando que o coeficiente de empuxo no repouso é afetado pela sucção (grau de saturação).

Ademais, encontrou-se pouca diferença tanto para o baixo nível de sucção empregado (10 kPa), quanto para o nível intermediário de sucção (40 kPa) e para o nível alto de sucção (100 kPa), para os valores de k_0 calculados como proposto por Fredlund e Rahardjo (1993) em termos de tensão líquida e , em termos de tensões efetivas, conforme definido por Bishop (1959). Deste modo, esta pesquisa indicou a atuação da sucção no sentido de reduzir o coeficiente de empuxo no repouso, sabendo que esse parâmetro está presente na formulação de Bishop (1959) para o cálculo do coeficiente de empuxo no repouso, e também presente na formulação de Fredlund e Rahardjo (1993), onde maiores valores de pressão de ar, implicam em maiores valores de sucção e , assim, em menores valores de k_0 .

5.2

Recomendações

- Realizar ensaios de campo para obtenção de k_0 *in situ*.
- Comparar os resultados de adensamento k_0 fornecidos no presente trabalho com os dados obtidos nos ensaios de campo, tais como: células de pressão total, fratura hidráulica e pressiômetro .
- Adaptar a prensa triaxial tipo “Bishop-Wesley” para realizar ensaios de adensamento k_0 em solo coluvionar não saturado.
- Repetir os ensaios realizados para que tenha a repetibilidade dos resultados.
- Instalar uma instrumentação interna no equipamento de sucção controlada para detectar deformações laterais, não precisando de correções devido à compressibilidade do sistema, além de uma instrumentação de alta resolução que seja capaz de apontar a inexistência de deformações radiais durante o ensaio, comprovando a condição de deformação radial nula, que é o principal requisito do ensaio Ck_0U .

6 Referências bibliográficas

ABDELHAMID, M.S. and KRIZEK, R.J. **At rest lateral earth pressures of a consolidating clay**. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, 102 (GT7): pp.721-738,1976.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6457**: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6508**: Solo – Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984c.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7181**: Solo – Análise Granulométrica Rio de Janeiro, 1984a.

ALPAN, I. **The empirical evaluation of the coefficient k_0 and k_{0R}** . Soil and Foundation, vol.7, no.1, p.31-40, 1967.

AL-HUSSANI, M. **Comparisson of Various Methods for Determining k_0** . American Society for Testing Materials, pp. 78-93, 1981.

AL HUSSAINI, M.M. e TOWNSEND, F.C. **Investigation of k_0 testing in cohesionless soils**. Technical Report S-75-11, US Army Engineers Waterways Experimental Station, Vicksburg, 70 p, 1975.

ALVIM, T.S., de CAMPOS, T.M.P. **Study of the coefficient of earth pressure at rest for unsaturated residual soils with different weathering degrees**. 2ª Conferência Panamericana de Solos Não Saturados - PanAm-UNSAT, Texas, Estados Unidos, 2017.

ANDRAWES, K.Z., EL-SOHBY, M.A. **“Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure k_0** . Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Proceedings ASCE, vol.99, SM7, pp.527-539, 1973.

ANTUNES, F. S., POLIVANOV, H., PORTOCARRERO, H., CAMPOS, T. M.P. **Solos: Subsídio Para Estudos de Geologia de Engenharia**. Anuário do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro, vol. 38, p.180-198, 2015.

BAGUELIN, F. et JEZÉQUEL, J. F. “**Le Pressiomètre autoforeur**”- Ann. ITBTP, Supl. Au n°67, pp. 9-30,1972.

BISHOP, A. W. **The principle of effective stress**. Tecknisk Ukeblab, 106 (39): 859-863, 1959.

BISHOP, A. W. and HENKEL. D. J. “**The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Tests**”. Edward Arnold (Publishers) Ltd., London, 1957.

BISHOP, A.W. and BLIGHT, G.E. **Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils**. Geotechnique,13(3): 177-197, 1963.

BISHOP, A.W. “**Summarised Proceedings of A Conference on Stress Analysis**”. British Journal of Applied Physics, I. 241-251, 1950.

BISHOP, A. W. and WESLEY, L. D. **A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing**. Géotechnique, Vol. 25, issue 4, pp. 657-670, 1975.

BLIGHT, G. E. **Origin and formation of residual soils**. G. E. Blight (Ed.), Mechanics of Residual Soils, Rotterdam: Balkema, pp. 1-15, 1997.

BOWLES, J. E. A. “**Foundation Analysis and Design**”. 3 th Edition International Student Edition, McGraw-Hill International Book Company, 1982.

BRENNER, R. P., GARGA, V. K., BLIGHT, G. E. **Shear strength behaviour and the measurement of shear strenght in residual soils**. G. E. Blight (Ed.), Mechanics of Residual Soils, Rotterdam: Balkema, pp. 155-220, 1997.

BRESSANI, L. A. **Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Tropicais Não-saturados**. 5° Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, v. 2, p. 617-625, 2004.

BROOKER, E.W. and IRELAND, H.O. “**Earth pressures at rest related to stress history**”. Canadian Geotechnical Journal, vol.2, no.1, pp.1-15, 1965.

BROOKS, R.H., and COREY, A.T. **Hydraulic properties of porous media**. Hydrol. Paper 3. Colorado State Univ., Fort Collins, CO, USA, 1964.

BURGER, C. A.; SHACKELFORD, C. D. **Soil-Water Characteristic Curves and Dual Porosity of Sand-Diatomaceous Earth Mixtures**. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering. p. 790-800. set. 2001.

CAMPANELLA, R.G. and VAID, Y.P. “**A simple ko triaxial cell**”. Canadian Geotechnical Journal, vol.9, no.3, pp.249-260, 1972.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. Ed: LTC. 6ª edição. Rio de Janeiro, p.234, 1988.

CARVALHO, J. B. Q. e SIMMONS, J. V. **Mineralogy and microstructure**. In: G. E. Blight (Ed.), *Mechanics of Residual Soils*, Rotterdam: Balkema, pp. 31-40, 1997.

CARVALHO, J. C.; JUNIOR, G. F. N. G.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; FILHO, F. C. S. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. Ed: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). São Paulo, 759 p, 2015.

CHANDLER, R. J. **The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl**. *Geotechnique*, v. 19, n. 3, p. 321-334, 1969.

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

COWLAND, J. M. e CARBRAU, A. M. **Three cut slope failures on relict discontinuities in saprolitic soils**. *International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, 2nd*, Proceedings. Singapore 1: 253-258, 1988.

DARAMOLA, O. **On estimating k_0 for overconsolidated granular soils**. *Géotechnique*, vol. 30:3, p.310-313, 1980.

DAVIS, E.H. and POULOS, H.G. **“Triaxial Testing and Three-Dimensional Settlement Analysis”**. *Proceedings of the 4th Australian-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 233-243, 1963.

DAYLAC, R.; CAMPOS, T.M.P. **Desenvolvimento e utilização de uma célula para medição de K_0 com controle de sucção**. *Dissertação de Mestrado, DEC, PUC – Rio, Rio de Janeiro, 1994*.

de CAMPOS, T. M. P. **Características de projeto e dimensionamento de um transdutor de variação de volume**. *Relatório interno, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, RI 07/85, 1985*.

de CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C.C.; TIBANA, S.; AGUILAR, S.A.S.; FONSECA, E.C. **Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório**. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – 1ª COBRAE, Anais eletrônicos. Rio de Janeiro, pp. 835-851, 1992.

DELCOURT, R. T. **Efeitos do grau de intemperismo nas características física, química, mineralógica, micro-estrutural e de resistência de um solo residual de gnaiss facoidal**. *Tese de doutorado, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, 286 p, 2018*.

DONATH, A.D. **Estudos sobre a pressão da terra em muros de contenção (Untersuchungen ueber den Erddruck auf Stützwände)**. Zeitschrift für Bauwesen, 41: 491-518, 1981.

DURNER, W. **Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure**. Water Resour. Res., 30(2): 211-223, 1994.

DYVIK, R., LACASSE, S. and MARTIN, R. **Coefficient of lateral stress from oedometer cell**. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, August 12-16, 1985. A.A. Balkema, Rotterdam/Boston, vol.2, pp.1003-1006, 1985.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da Resistencia ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação Serra Geral**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 329 p, 2007.

FJODOROV, L. V. and MALYSHEV. M. V. **“O bokovomdavleniji v pescanych grunlach”**. Hidrotechniceshoje Strojitelstvo, Czechoslovakia, vol. 23, n°6, pp. 18-20, 1959.

FLAVIGNY, E. **Discussion on design parameters for soft clays**. Design Parameters in Geotechnical Engineering: Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, UK, p. 23-25, 1980.

FRASER, A.M. **The Influence of Stress Ratio on Compressibility And Pore Pressure Coefficients In Compacted Soils**. Ph.D. Thesis, University of London, London, U.K, 1957.

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

FREDLUND, D. G. **Role of the soil-water characteristic curve in unsaturated soil mechanics**. Ñ-SAT. 24 p, 2018.

FREDLUND, D. G., N. R. MORGENSTERN e R. A. WIDGER. **“The Shear Strenght of Unsatured Soils”**. Can. Geotech, Journal., vol.15, n. 3, pp. 313-321, 1978.

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

FREDLUND, D.G. AND XING, A., **Equations for the soil-water characteristic curve**. Can. Geotech, Journal. 31, 521-532, 1994.

FUTAI, M.M. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não Saturados: Aplicação a um Caso de Voçorocamento**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, p. 597, 2002.

GERSCOVICH, D. **Resistência ao Cisalhamento de Solos Não saturados**. Apostila didática - UERJ-Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações, 102 p, 2010.

GERSEVANOFF, N. **“Improved Methods of Consolidation Test and the Determination of Capillary Pressure in Soils”**. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, I: 47-50, 1936.

GITIRANA JR, G. F. N.; FREDLUND, D. G. **Soil-water characteristic curve equation with independent parameters**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130 (2), p. 209-212, 2004.

HAMOUCHE, K. K. et al. **In situ evaluation of k_0 in eastern Canada clays**. Canadian geotechnical journal, vol. 32, No. 4, p. 677-688, 1995.

HENDRON, A.J. **The behavior of sand in one-dimensional compression**. PhD. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, 1963.

HILLEL, D. **Soil Water - Physical Principles and Processes**. New York, Academic Press, 1971. cap. 1 - 5, 1971.

HOLTZ, R.D. e KOVACS, W.D. **An introduction to geotechnical engineering**. Prentice Hall, New Jersey, 733p, 1981.

HOWATT, M. D. e CATER, R. W. **Passive strength of completely weathered granite**. Internacional Conference on Geomechanics in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, 1st, Proceedings...Brasilia 2: 371-379, 1985.

HOWATT, M. D. **The in situ strength of saturated decomposed granite**. Internacional Conference on Geomechanics in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, 2nd, Proceedings...Singapore 1: 311-316, 1988.

HSU CHI-IN. **“A new apparatus for the determination of the coefficient of lateral earth pressure at rest”**. Scientia Sinica, 7, 6: 648, 1958.

IRFAN, T. Y. e WOODS, N. W. **The influence of relict discontinuities on slope stability in saprolitic soils**. Internacional Conference on Geomechanics in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, 2nd, Proceedings...Singapore 1: 267-276, 1988.

JAKY, J. **The Coefficient of Earth Pressure at Rest**. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp.355-358, 1944.

JAKY, J. **Pressure in soils**. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, pp.103-107, 1948.

JENNINGS, J. E. B. e BURLAND, J. B. **Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils**. Géotechnique, 12 (12): 125-144, 1962.

KÉDZI, A. **“Lateral earth pressure in”**. Foundation Engineering Handbook, N.Y, pp. 197-220, 1975.

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

LAMBE, T. W. and WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. Nova York, John Wiley e Sons, Inc., 1969.

LACERDA, W.A. **Stress Relaxation and Creep Effects on Soil Deformation**. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1976.

LEONARDS, G.A. and GIRAULT, P. **“A study of the one-dimensional consolidation test”**. Proceedings of the 5th International Conference SMFE, Vol.1, 213-218, 1961.

LEWIN, P.I. **Stress Deformation Characteristics of saturated Soil**. M.Sc. dissertation, University of London, London, U.K, 1970.

LO, K. W., LEUNG, C. F., HAYATA, K., LEE, S. L. **Stability of excavated slopes in the weathered Jurong**. International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, 1988, 2nd, Proceedings...Singapore 1: 227-285.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, 2004.

MARCHETTI, S. **“In situ tests by flat dilatometer”**. A. S. C. E. Journal of Geotechnical Engineering Division, 106, pp. 299-321, 1980.

MARINHO, F. A. M. **General report: New equipment and testing methods**. Ñ-SAT. 24 p, 2018.

MARINHO, F.A.M. **Medição de sucção em solos**. III Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados, Rio de Janeiro, RJ, v.1, p.373-397, 1997.

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção com o método do papel filtro**. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, PR, v.2, p. 515-522, 1994.

MASSARSCH, K. R., HOLTZ, R. D., HOLM, B. G. and FREDRIKSON, A. **“Measurement of horizontal in situ stress”**. Proc. Conf. On In Situ Measurement of Soil Properties – North Carolina State University Raleigh, N. C., U. S. A., A. S. C. E., vol. 1, pp 266-286, 1975.

MAYNE, P. W. e KULHAWY, F. H. **“ k_0 – OCR – Relationship in Soil”**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 108, n° 6, pp. 851-872, 1982.

MENDES, R. M. **Estudo das Propriedades Geotecnicas de Solos Residuais Não Saturados de Ubatuba (SP)**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 230p, 2008.

MESRI, G. and CASTRO, A. **“ C_a/C_c concept and k_0 during secondary compression”**. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.113, no.3, March, pp.230-247, 1987.

MESRI, G. and HAYAT, T.M. **“The coefficient of earth pressure at rest”**. Canadian Geotechnical Journal, 30(4): 647-666, 1993.

MONDEN, H. **“Characteristics of side shear in the one-dimensional consolidation test”**. Soils and Foundations, vol.9, no.1, pp. 11-41, 1969.

MOURA, A. S., SILVA FILHO, F. C., DANTAS NETO, S. A. **Estudo do comportamento de um solo silto arenoso, não saturado**. Campus do Itaperi, Fortaleza-CE, Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados - ñSAT2011, 7, Pirenópolis – GO. Anais Eletrônicos... Pirenópolis – GO: Pousada dos Pireneus, de 29 a 31 de agosto de 2011, pp. 377-382, 2011.

MOTTA, M. F. B. **Caracterização Físico-Hídrico-Estrutural e Efeito do Aumento da Pressão de Ar na Resistência de Solos Tropicais Não Saturados**. Tese de Doutorado. Rio de Janeiro, 350 p, 2016.

NADARAJAH, V. **Stress-strain properties of lightly overconsolidated clays**. Tese PhD, Cambridge University, 1973.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. Tese de doutorado – Universidade de São Paulo. São Carlos, 330 p, 2004.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Ed: Terratek. 3ª edição. Rio de Janeiro, p.387, 2007.

OBRICIAN, V. **“Determination of lateral pressures associated with consolidation of granular soils”**. Highway Research Record, no.284, pp.13-22, 1969.

REICHARDT, K.; TIMM, L. C. **Solo, Planta e Atmosfera: Conceitos, Processos e Aplicações**. 15. ed. Manole, Baueri, SP, p. 478, 2004.

RIDLEY, A. M. **Discussion on ‘Laboratory Filter Paper Suction Measurements’**. Sandra L. Houston, William N. Houston, and Anne-Marie Wagner, Geotechnical Testing Journal, v.18(3), pp. 391-396, 1995.

SALOMÃO, F. X. T. & ANTUNES, F. S. **Solos. In: Geologia de Engenharia**. 1º ed. São Paulo – SP. ABGE, 1998.

SANTA MARIA, F.C.M. **Estudo reológico-experimental do coeficiente de empuxo no repouso, k_0** . Tese de Doutorado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

SANTOS, C. R. **Análise Paramétrica Da Infiltração e sua Influência na Estabilidade de Taludes em Solos Não Saturados**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 104 p, 2004.

SAXENA, S.K., HEDBERG, J. and LADD. **“Geotechnical properties of Hackensack Valley Varved Clays of New Jersey”**. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.1, No.3, pp. 148-161, 1979.

SCHMIDT, B. **Discussion of “ k_0 -OCR relationship in soil”**. W. Mayne and F.K. Kulhawy, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 109(6): 866-867, 1983.

SCHMIDT, B. **“Lateral stresses in uniaxial strain”**. Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute), Copenhagen, Denmark, Bulletin 23, pp. 5-12, 1967.

SCHMIDT, B. **Earth pressures at rest related to the stress history**. Canadian Geotechnical Journal, vol. 3, No. 4, p.239-242, 1966.

SEKI, K. **SWRC fit - a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure**. Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss, 4: 407-437, 2007.

SHERIF, M. A. and ISHIBASHI, I. **Overconsolidation effects on k_0 values**, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., 10(1): 785-788, 1981.

SZEPESHÁZI, R. **On the k_0 Factor**. Periodica Polytechnica Ser. Civil Eng., Vol. 38, No. 1, pp. 127-135, 1994.

SOUZA SANTOS, P. **Ciência e Tecnologia das Argilas**. 2ª ed. Edgard Blucher. Vol. 1. 408 p, 1989.

SKEMPTON, A. W. **The Colloidal Activity of Clays**. Proceedings, III ICSMFE, Zurich, Suíça, Vol. 1, pp. 57- 61, 1953.

SKEMPTON, A. W. **The Pore-Pressure Coefficients A and B**. Geotechnique, Vol. 4. pp. 143-147, 1954.

TAVERAS, F. A., BLANCHETTE, G., LERROUEIL, S., ROY, M. and LA ROCHELLE, P. **“Difficulties in the situ determination of k_0 in soft sensitive clays”**. Proc. Conf. In Situ Measurement os Soil properties, Raleigh, N. C., U. S. A., A. S. C. E., vol. 1, pp. 9-30, 1975.

TERZAGHI, K. **Discussion of lateral earth pressure: the accurate experimental determination of the lateral earth pressure, together with a resume of previous experiments**. Transactions of the American Society of Civil Engineers 86, 1525-1543, 1923.

TERZAGHI, K. **“Old Earth Pressure Theories and New Test Results”**. Engineering News Record 85, 14: 632, 1920.

TERZAGHI, K. **“Theoretical Soil Mechanics”**. John Wiley & Sons, New York, 1943.

TERZAGHI, K., FRÖLICH, O.K. **Theorie der setzung von tonschichten**. Franz Deuticke, Leipzig, 1936.

THOMPSON, W.J. **“Lateral Pressures in One-Dimensional Consolidation”**. Proceedings of the 2nd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Japan, 1963.

TING, C.M.R., SILLS, G.C., WIJEYESEKERA, D.C. **“Development of k_0 in soft soils”**. Géotechnique 44, No. 1, 101-109, 1994.

TOLEDO, M. C.M., OLIVEIRA, S. M. B., MELFI, A. J. **Intemperismo e formação do solo**. TEIXEIRA, W. et al. (Orgs.), Decifrando a Terra, São Paulo: Oficina de Textos, pp. 140-166, 2000.

TOLL, D. G., **Triax – Use manual. Geotechnical systems group**. University of Durham, UK. Version 4.2, 2002.

VAN GENUCHTEN, M. **A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Sci. Soc. Am. J. 44:892-898, 1980.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUF AHL, D.E.; A.W. **The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till**. Géotechnique, v. 49, n. 2, pp. 143-159, 1996.

VAUGHAN, P. R. **Keynote paper: Characterising the mechanical properties of in situ residual soil**. Internacional Conference on Geomechanics in Tropical Soils, 2nd, Proceedings... Singapore 2: 469-487, 1988.

VAUGHAN, P. R.; KWAN, C. W. **Weathering, structure and in situ stress in residual soils**. Géotechnique, v. 34, n. 1, p. 43-59, 1984.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. **Indexing the engineering properties of residual soil**. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, v. 21, n. 1, p. 69-84, 1988.

VIVIAN, J. B. **Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar Não Saturado Contaminado com Óleo Diesel**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 102 p, 2008.

WRIGHT, S.G. **A study of slope stability and the undrained shear strength of clay shales**. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 1969.

WROTH, C. P. and HUGHES, I. M. O. **“An instrument for in situ measurement of properties of soft clays”**. Proc. 8 th I. C. S. M. D. E., Moscow, vol. 1, part. 2, pp. 487-494, 1973.

WROTH, C.P. **“In situ measurement of initial stresses and deformations characteristics”**. Proceedings, American Society of civil Engineers (ASCE) Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., vol 2, pp.180-230, 1975.

Apêndice A – Calibração dos Instrumentos de Medição elétricos

Calibração da Célula de Carga

A célula de carga utilizada no ensaio de sucção controlada do solo não saturado é da Wykeham Ferrance, com capacidade máxima de 25KN.

A calibração da célula de carga foi efetuada com o auxílio de um pendural de carga proveniente do equipamento de cisalhamento direto, por onde faziam-se incrementos de cargas conhecidas em unidade de engenharia que era correlacionada com a medida em voltagem correspondente, lidas de forma instantânea no sistema de aquisição de dados do equipamento de sucção controlada.

A curva de calibração da célula de carga obtida por meio de um ajuste linear está disposta na Figura A.1.

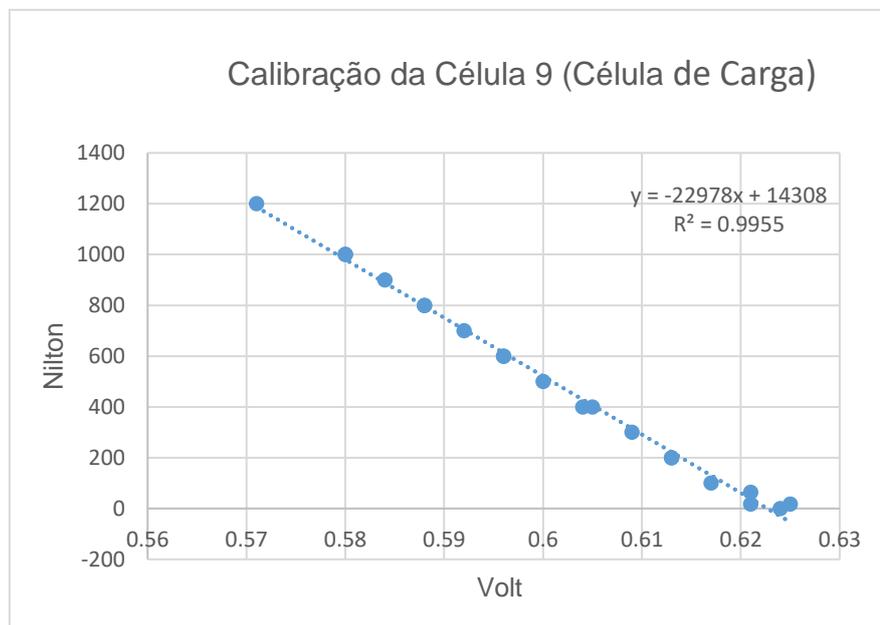


Figura A.1 – Calibração da Célula de Carga.

Calibração do Transdutor de Pressão de Água (u_w)

O transdutor de pressão de água utilizado no ensaio de sucção controlada do solo não saturado é da RS Components, com capacidade de 1000 kPa.

A calibração do transdutor de pressão de água foi realizada a partir de um sistema de aplicação de pressões conhecidas da marca Budenberg e registro de leituras em voltagem correspondente realizadas pelo instrumento de medição, lidas no sistema de aquisição de dados do equipamento de sucção controlada.

A Figura A.2 mostra a curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear.

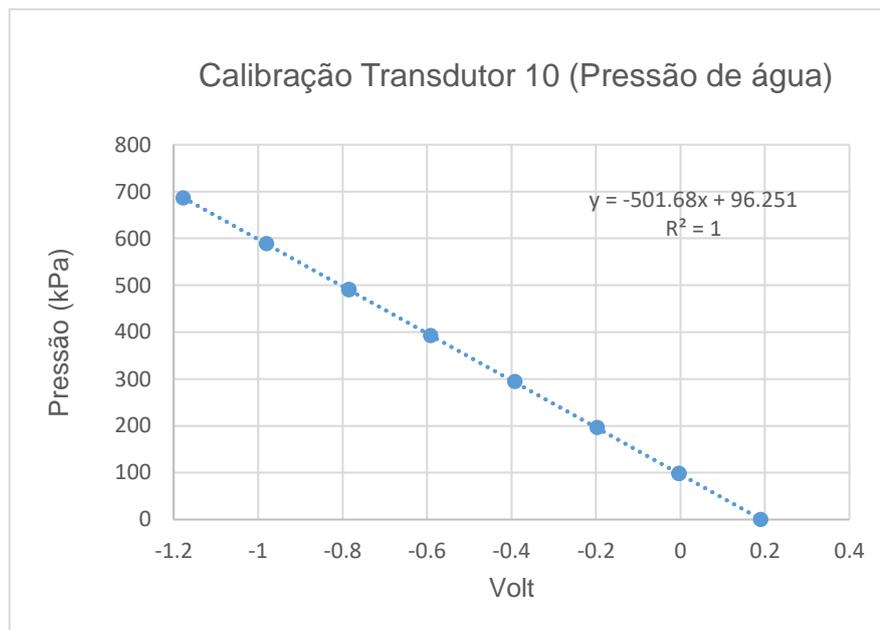


Figura A.2 - Calibração do Transdutor de Pressão de água (u_w).

Calibração do Transdutor de Pressão de Ar (u_a)

O transdutor de pressão de ar utilizado no ensaio de sucção controlada do solo residual não saturado é da Controls Group, com capacidade de 1700 kPa.

A calibração do transdutor de pressão de ar foi efetuada a partir da utilização de um sistema de aplicação de pressões conhecidas da marca Budenberg e registro de leituras em voltagem correspondente realizadas pelo instrumento de medição, lidas no sistema de aquisição de dados do equipamento de sucção controlada.

A curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear obtida está disposta na Figura A.3.

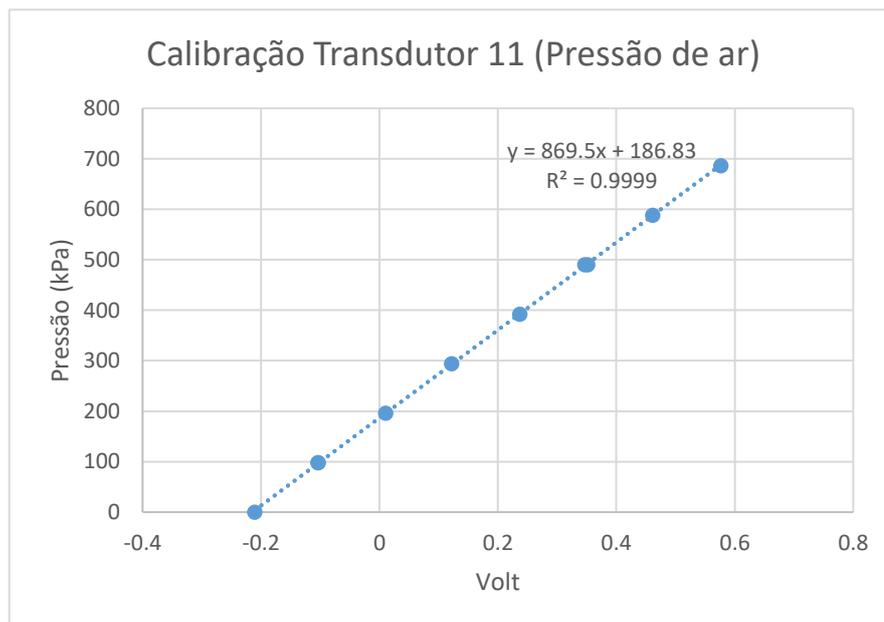


Figura A.3 - Calibração do Transdutor de Pressão de Ar (u_a).

Calibração do Transdutor de Pressão Lateral (σ_c)

O transdutor de pressão lateral utilizado no ensaio de sucção controlada do solo não saturado é da Schaevitz, com capacidade de 500psi, aproximadamente 3400 kPa.

A calibração do transdutor de pressão lateral foi realizada a partir da utilização de um sistema de aplicação de pressões conhecidas da marca Budenberg e registro de leituras em voltagem correspondente realizadas pelo instrumento de medição, lidas no sistema de aquisição de dados do equipamento de sucção controlada.

A Figura A.4 apresenta a curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear.

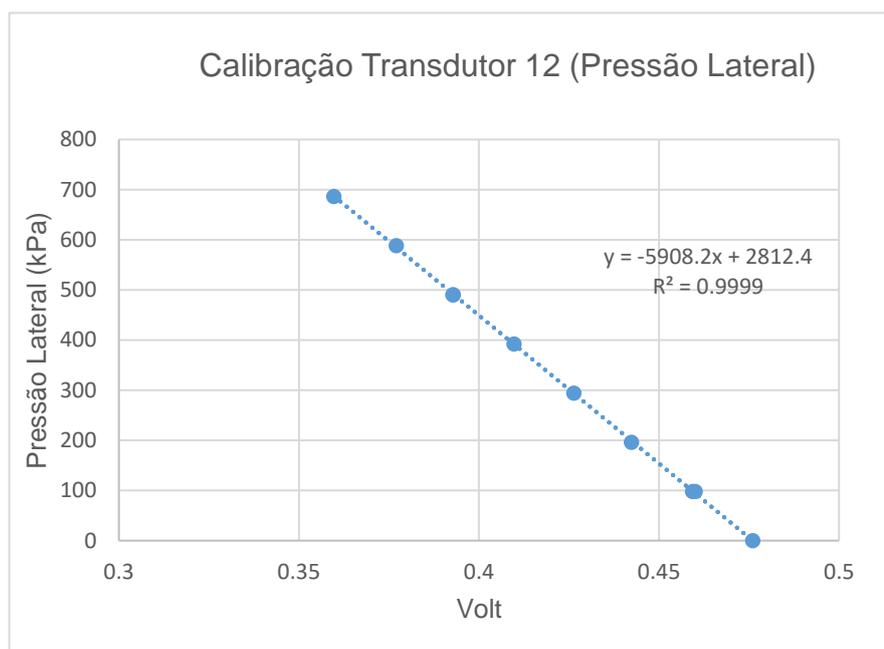


Figura A.4 - Calibração do Transdutor de Pressão Lateral.

Calibração do Transdutor de Deslocamento Vertical

O transdutor de deslocamento utilizado no ensaio de sucção controlada do solo não saturado é um TR-50 da Novotechnik, cursor de 50mm.

A calibração do transdutor de deslocamento foi efetuada a partir da utilização de micrômetro, em que aplicavam-se deslocamentos conhecidos e eram registradas as leituras em voltagem correspondente, lidas no sistema de aquisição de dados do equipamento de sucção controlada.

A curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear obtida está apresentada na Figura A.5.

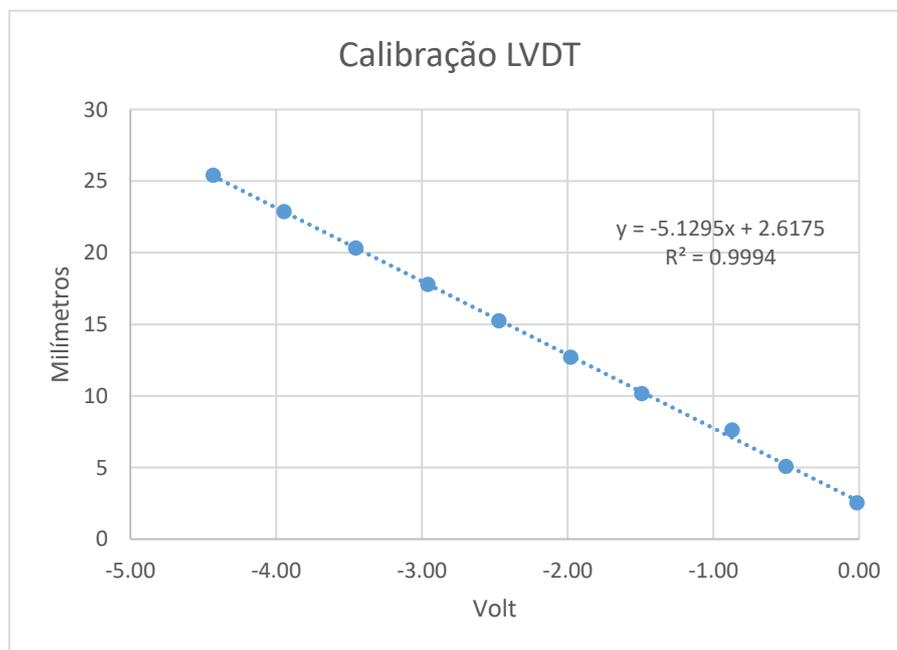


Figura A.5 - Calibração do Transdutor de Deslocamento Vertical.

Calibração do Medidor Automático de Variação volumétrica

O extensômetro elétrico utilizado no pistão do equipamento de sucção controlada é da marca Gefran Sensori, modelo PY1 com cursor de 25mm.

A calibração do medidor de variação volumétrica foi realizada a partir da utilização de uma bureta graduada de 0,01cm³ de precisão, em que foram feitos acréscimos e retiradas de volumes conhecidos de água e registradas as leituras em voltagem correspondente, lidas no sistema de aquisição de dados do equipamento de sucção controlada.

A Figura A.6 apresenta a curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear.

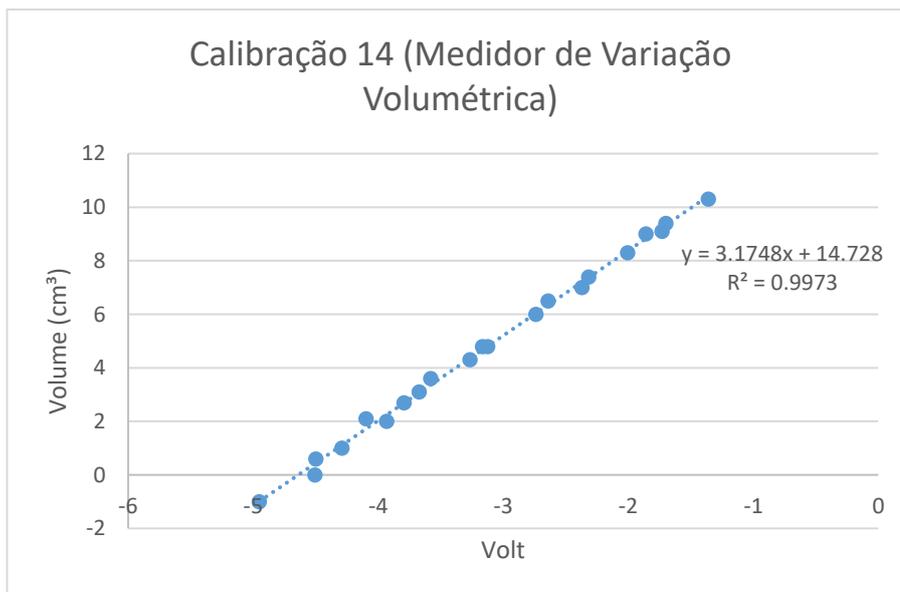


Figura A.6 - Calibração do Medidor Automático de Variação de Volume.

Apêndice B

Nesse anexo são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento não drenado no solo coluvionar na condição saturada.

Observa-se a partir da Figura 4.9, pico no gráfico de q *versus* deformação axial. Após a ruptura, foi observada a forma de ruptura plástica, com o “embarrigamento” do corpo de prova (Figura 4.9).

Além disso, pode-se observar um pico no gráfico de q *versus* deformação axial, o que demonstra um comportamento de solo rijo. Afere-se, com base nas Figura 4.9 e 4.10, que o solo apresentou um comportamento de dilatância, ou seja, uma tendência para expansão durante o cisalhamento.

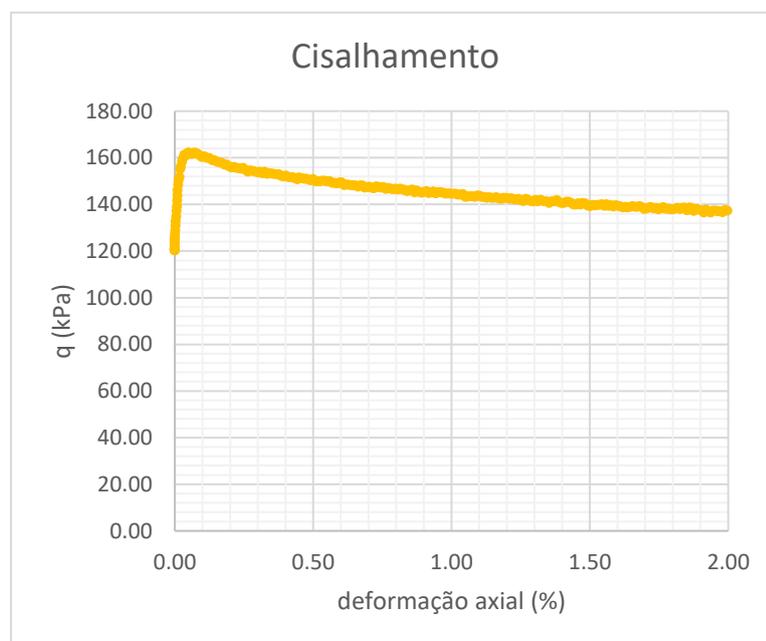


Figura A.1.1 –. Gráfico q *versus* deformação axial.

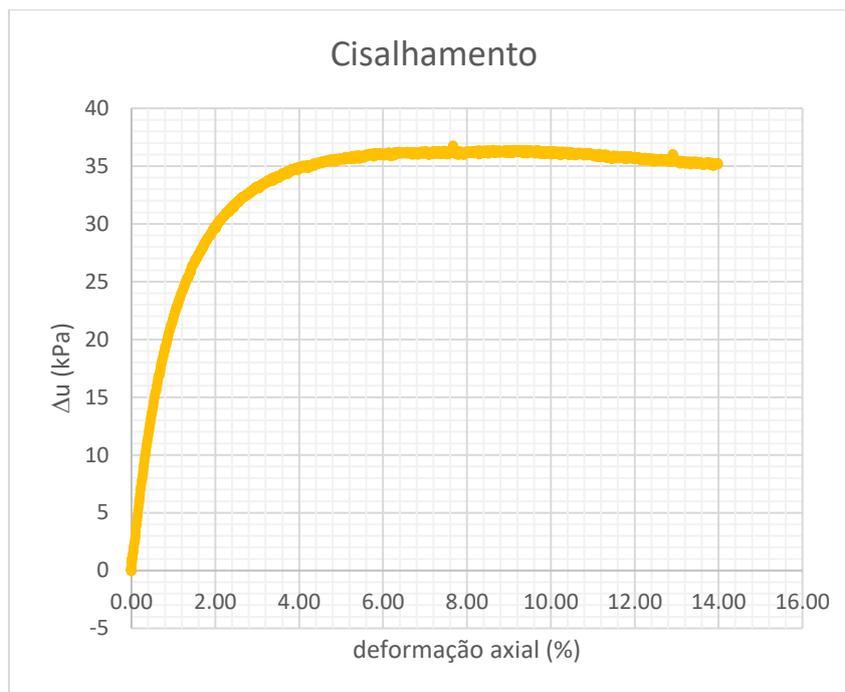


Figura A.I.2 – Gráfico de Δu versus deformação axial.

A Figura 4.11 apresenta a trajetória de tensão efetiva de Lambe e Whitman (1969), em que $s' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2}$ e $t = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}$, do ensaio Ck₀U do solo.

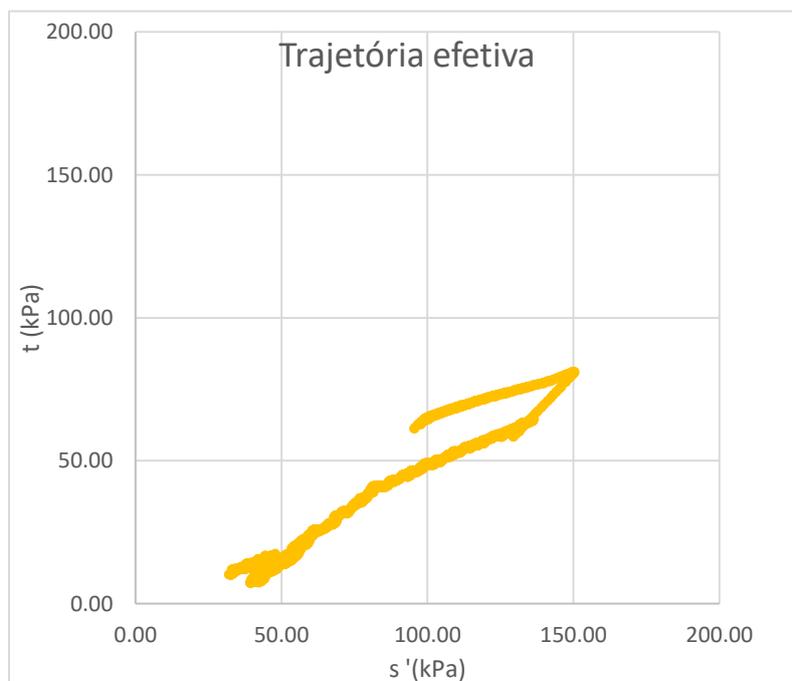


Figura A.I.3 – Trajetória efetiva do solo.