



Thaiana Alvim Silva

**Avaliação da influência da sucção e do grau de
intemperismo no coeficiente de empuxo lateral (K_0) de
solos residuais**

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
Fevereiro de 2017



Thaiana Alvim Silva

**Avaliação da influência da sucção e do grau de
intemperismo no coeficiente de empuxo lateral (K_0) de
solos residuais.**

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 – PUC-Rio

Prof^a. Michéle Dal Toé Casagrande

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Universidade Estadual de São Paulo

Prof. Marcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do

Centro Técnico Científico – PUC-Rio

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

Thaiana Alvim Silva

Graduou-se em Engenharia Civil pela UFES (Universidade Federal do Espírito Santo) em Vitória, Espírito Santo em janeiro de 2015. Ingressou no mestrado em Engenharia Civil na área de Geotécnica na PUC-Rio em março de 2015, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotécnica Experimental aplicada a solos não saturados.

Ficha Catalográfica

Silva, Thaiana Alvim

Avaliação da influência da sucção e do grau de intemperismo no coeficiente de empuxo lateral (K_0) de solos residuais / Thaiana Alvim Silva ; orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos. – 2017.

105 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2017.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Coeficiente de empuxo no repouso. 3. Solo residual. 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. III. Título.

CDD: 624

Aos meus pais, Simone e Dagles, e à minha irmã Thaís.

Agradecimentos

A meu orientador Tácio Mauro Pereira de Campos por acreditar na realização deste trabalho e por todos os conhecimentos fornecidos para isto.

A todos os professores da engenharia civil da PUC-Rio com os quais tive o prazer de conviver e aprender durante a graduação e o mestrado.

Aos funcionários do departamento, pela colaboração ao longo dos anos na PUC-Rio.

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.

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

Aos professores e amigos, Patrício Pires e Rômulo Castello, por terem fomentado e incentivado meu interesse na mecânica dos solos.

Aos grandes amigos que o mestrado me proporcionou, Isabel, Phillipe e Fabrício, por dividirem comigo todas as angústias e alegrias dessa longa etapa. Vocês tornaram o fardo mais leve.

À Regina, Ana Carolina, Thiago e Mariana por todo o apoio, orientações e incentivo prestados com tanto carinho. Obrigada por dividirem o conhecimento de vocês comigo.

Aos alunos de graduação, Carlos e Marília, pelo auxílio no trabalho. O empenho e boa vontade de vocês me inspira.

À Thaís, Fernanda e Alan, obrigado por estarem comigo para o que fosse preciso.

À Flávia Casagrande, por sempre estar disposta a me ajudar sempre em qualquer ocasião.

À Thaís Guimarães, por ser tão carinhosa com toda a minha família e me ajudar neste momento final.

Às minhas companheiras de toda uma vida, Tais, Carolina, Mariana Luz, Mariana Altoé e Ellen. Por serem sempre amigas tão maravilhosas, independente de tempo, distância ou dificuldades.

Agradeço, principalmente, aos meus pais e minha irmã. Por sempre estarem ao meu lado durante todas as dificuldades enfrentadas, me apoiando e incentivando. O amor de vocês é minha maior motivação.

Por fim, agradeço à Deus, por ter me proporcionado momentos inesquecíveis ao longo destes dois anos de mestrado. O desafio foi grande, bem como o aprendizado.

Resumo

Silva, Thaiana Alvim; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Orientador). **Avaliação da influência da sucção e do grau de intemperismo no coeficiente de empuxo lateral (K_0) de solos residuais.** Rio de Janeiro, 2017. 105 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A necessidade da determinação do comportamento tensão-deformação de solos sob carregamento para fins de projeto de Engenharia exige o conhecimento prévio do estado natural de tensões ao que o solo está imposto. Quando se trata de solos residuais tropicais, este desafio amplia-se ainda mais devido à ação do intemperismo e variação de umidade. O estado natural do solo é usualmente expresso pelo coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Para a determinação de K_0 três classes de métodos são utilizadas: métodos de correlação, de determinação *in situ* e em laboratório. Neste estudo, é utilizada uma célula rígida com sistema de controle de sucção para a obtenção de K_0 em laboratório. Foram analisadas três amostras de solo residual de Gnaisse com diferentes graus de intemperismo, provenientes de São Conrado, Rio de Janeiro, denominadas: solo residual jovem (SRJ); solo residual de transição (SRT); e solo residual maduro (SRM). Para a análise da influência da sucção no valor do coeficiente de empuxo, cada amostra de solo foi ensaiada sob três diferentes condições de umidade, que tentaram representar as seguintes condições: mais úmida, com sucção de 10 kPa; intermediária, com 40 kPa de sucção; e mais seca, com 100 kPa. Os valores de K_0 obtidos nos ensaios variaram de 0,50 a 0,65. Os resultados seguiram, em parte, a tendência esperada. Entretanto, devido à heterogeneidade do material estudado, é necessário realizar repetições dos ensaios a fim de obter dados representativos.

Palavras-chave

Coeficiente de empuxo no repouso; solo residual; solo não saturado; sucção; intemperismo.

Abstract

Silva, Thaiana Alvim; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Orientador). **Evaluation of the influence of matric suction and degree of weathering on the coefficient of earth pressure at rest (K_0) in residual soil.** Rio de Janeiro, 2015. 105 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The necessity to determine the stress-strain behavior of soils under loading for the purpose of engineering projects requires early knowledge of the natural state of stress that acting on the mass of soil. When it comes to tropical residual soils, this challenge is even greater due to weathering and moisture variation. The natural state of the soil is usually expressed by the coefficient of earth pressure at rest (K_0). For the determination of K_0 three classes of methods can be used: correlation methods, in situ determination and laboratory tests. On this research, one rigid cell with system of suction control is used to obtain values of K_0 in laboratory tests. Were analyzed three samples of Gneiss residual soil with different degrees of weathering. The samples were provenient to São Conrado, Rio de Janeiro and namely: young residual soil (SRJ), transition residual soil (SRT) and mature residual soil (SRM). To evaluate the influence of suction on the value of coefficient of earth pressure at rest, each sample of soil were tested into three different levels of moisture which correspond of following conditions: more humid, with suction of 10 kPa; intermediate, with 40 kPa of suction; and more dry, with 100 kPa. The K_0 values obtained in the tests ranged from 0,50 to 0,65. In general, the results attended the expected trend. However, due to the great heterogeneity of the studied material, it is necessary to perform repetitions of tests in order to obtain representative data.

Keywords

Earth pressure at rest; residual soils; unsaturated soils; suction; weathering.

Sumário

1	Introdução	18
2	Revisão Bibliográfica	20
2.1	Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)	20
2.1.1	Definição	20
2.1.2	Correlações Empíricas	22
2.1.3	Ensaio de Laboratório	26
2.2	Solos Residuais	32
2.2.1	Influência do intemperismo no coeficiente K_0	33
2.3	Solos não saturados	35
2.3.1	Curva de retenção de umidade	40
2.3.2	Influência da sucção no coeficiente K_0	42
3	Programa Experimental	44
3.1	Materiais Utilizados	44
3.2	Equipamento	48
3.2.1	Câmara de Ensaio	50
3.2.2	Sistema de Aplicação e Controle de Pressões de Água e Ar	51
3.2.3	Sistema de Aplicação de Forças Verticais	53
3.2.4	Bomba de Bolhas	54
3.2.5	Medidor Automático de Variação Volumétrica tipo PUC-Rio	55
3.2.6	Sistema de Aquisição de Dados	57
3.3	Procedimentos e Técnicas de Ensaio	58
3.3.1	Operações Pré-ensaio	58
3.3.2	Preparação e instalação da amostra	60
3.3.3	Enchimento da câmara e leituras iniciais dos instrumentos	62
3.3.4	Aplicação do Estado Inicial de Tensões	63
3.3.5	Aplicação do Carregamento Vertical com Sucção Constante	64
3.3.6	Operações Finais	64
4	Resultados e Discussões	65
4.1	Ensaio de Caracterização Física	65
4.1.1	Granulometria	65
4.1.2	Limites de Consistência	66
4.1.3	Índices Físicos	67
4.1.4	Curvas Características de Retenção de água	67
4.2	Ensaio de Calibração do Equipamento	72
4.3	Ensaio de determinação de K_0	75
4.3.1	Influência do grau de intemperismo sob K_0	82
4.3.2	Influência da sucção sob K_0	84
4.3.3	Considerações gerais	87
5	Conclusões e Sugestões	89
5.1	Conclusões	89
5.2	Recomendações	90
6	Referências bibliográficas	92
Anexo – Calibração dos Instrumentos de Medição e Saturação da Pedra Porosa de Alto Valor de Entrada de Ar		99

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Relação entre tensões verticais e radiais (Brooker e Ireland, 1965).	21
Figura 2.2 - História de tensões de um solo sob condições de deformação lateral nula (adaptado de Mayne e Kulhawy, 1982).	24
Figura 2.3 – Secção esquemática do equipamento desenvolvido por Hendron (1963).	30
Figura 2.4 - Efeito da redução do módulo de compressão com o intemperismo no coeficiente K_0 , sob tensão vertical efetiva constante (Vaughan e Kwan, 1984).	35
Figura 2.5 - Classificação da Mecânica dos Solos (Fradlund e Rahardjo, 1993).	36
Figura 2.6 - Dependência de χ com o grau de saturação, dados experimentais.	38
Figura 2.7 - (a) Variação de χ versus grau de saturação ; (b) Variação de χ versus razão de sucção (Khalili & Zargarbashi, 2010 apud Motta, 2016).	39
Figura 2.8 - Valores de χ versus sucção normalizada plotados em conjunto com faixa de variação obtida por Khalili e Khabbaz(1998) (Motta, 2016).	40
Figura 2.9 - Parâmetros de uma curva de retenção (Gitirana Jr. et. al., 2015).	41
Figura 2.10 - Formatos típicos de curvas de retenção (Gitirana Jr. et. al., 2015).	42
Figura 3.1 - Zona sul da cidade do Rio de Janeiro, RJ.	44
Figura 3.2 - Casa de Retidos Padre Anchieta.	44
Figura 3.3 - Talude frontal do Campo experimental da Casa dos Padres Anchietas, RJ.	45
Figura 3.4 - Solo residual jovem.	46
Figura 3.5 - Solo residual de transição.	47

Figura 3.6 - Solo residual maduro.	47
Figura 3.7 - Esquema geral do equipamento proposto por Daylac (1994).	48
Figura 3.8 - Esquema Geral do equipamento.	49
Figura 3.9 - Secção transversal da câmara de ensaio.	51
Figura 3.10 - Painel de controle de pressões.	52
Figura 3.11 - Linhas de pressão do equipamento.	53
Figura 3.12 - Sistema de aplicação de força vertical.	54
Figura 3.13 - Bomba de Bolhas.	55
Figura 3.14 - Medidor Automático de Variação Volumétrica.	56
Figura 3.15 - Sistema de Aquisição de Dados (M16C).	57
Figura 3.16 - Extração das amostras do anel de moldagem.	60
Figura 3.17 - Instalação da amostra na câmara.	61
Figura 3.18 - Término da instalação da amostra na câmara de ensaio.	61
Figura 3.19 - Ajuste da câmara na prensa e fixação de parafusos de vedação.	62
Figura 4.1 - Granulometria das amostras.	65
Figura 4.2 - Ajuste da curva característica de retenção de umidade do Solo Residual Jovem.	71
Figura 4.3 - Ajuste da curva característica de retenção de umidade do Solo Residual de Transição.	72
Figura 4.4 - Ajuste da curva característica de retenção de umidade do Solo Residual Maduro.	72
Figura 4.5 - Compressibilidade do tubo.	74
Figura 4.6 - Compressibilidade Geral do Sistema (Cg).	75
Figura 4.7 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRJ_10kPa.	77
Figura 4.8 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRJ_40kPa.	77
Figura 4.9 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRJ_100kPa.	78
Figura 4.10 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRT_10kPa.	79
Figura 4.11 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRT_40kPa.	79
Figura 4.12 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRT_100kPa.	80
Figura 4.13 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRM_10kPa.	81
Figura 4.14 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRM_40kPa.	81
Figura 4.15 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRM_100kPa.	82

Figura 4.16 - Comparação de K_0 sob a influencia do grau de intemperismo sob sucção de 10kPa.	83
Figura 4.17 - Comparação de K_0 sob a influencia do grau de intemperismo sob sucção de 40kPa.	83
Figura 4.18 - Comparação de K_0 sob a influencia do grau de intemperismo sob sucção de 100kPa.	84
Figura 4.19 - Comparação de K_0 sob a influência da sucção sob mesmo grau de intemperismo (SRJ).	85
Figura 4.20 - Comparação de K_0 sob a influência da sucção sob mesmo grau de intemperismo (SRT).	86
Figura 4.21 - Comparação de K_0 sob a influência da sucção sob mesmo grau de intemperismo (SRM).	86
Figura 5.1 - Influência do grau de intemperismo no coeficiente de empuxo no repouso (K_0).	89
Figura 5.2 - Influência da sucção no coeficiente de empuxo no repouso (K_0).	90
Figura A.1 – Calibração da Célula de Carga.	99
Figura A.2 - Calibração do Transdutor de Pressão de água (U_w).	100
Figura A.3 - Calibração do Transduto de Pressão de Ar (U_a).	101
Figura A.4 - Calibração do Transdutor de Pressão Lateral.	102
Figura A.5 - Calibração do Transdutor de Deslocamento Vertical.	103
Figura A.6 - Calibração do Medidor Automático de Variação de Volume.	104
Figura A.7 - Saturação da Pedra Porosa de Alto Valor de Entrada de Ar.	105

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos do ângulo de atrito interno.	23
Tabela 2.2 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos de porosidade, plasticidade e densidade.	24
Tabela 2.3 - Correlações para o coeficiente de empuxo no repouso em termos da história de tensões.	25
Tabela 4.1 - Distribuição granulométrica dos solos estudados.	66
Tabela 4.2 - Limites de Consistência.	67
Tabela 4.3 - Índices Físicos.	67
Tabela 4.4 - Dados experimentais do Método do Papel Filtro.	70
Tabela 4.5 - Parâmetros de ajuste da curva de retenção de umidade do solo SRJ segundo a equação de Brooks & Corey (1964).	70
Tabela 4.6 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de umidade dos solos SRT e SRM segundo a equação de Durner (1994).	71
Tabela 4.7 - Compressibilidade do Tubo (Ct).	74
Tabela 4.8 - Compressibilidade Geral do Sistema (Cg).	75
Tabela 4.9 - Resultados do ensaio SRJ_10kPa.	76
Tabela 4.10 - Resultados do ensaio SRJ_40kPa.	77
Tabela 4.11 - Resultados do ensaio SRJ_100kPa.	78
Tabela 4.12 - Resultados do ensaio SRT_10kPa.	78
Tabela 4.13 - Resultados do ensaio SRT_40kPa.	79
Tabela 4.14 - Resultados do ensaio SRT_100kPa.	80
Tabela 4.15 - Resultados do ensaio SRM_10kPa.	80
Tabela 4.16 - Resultados do ensaio SRM_40kPa.	81
Tabela 4.17 - Resultado do ensaio SRM_100kPa.	82
Tabela 4.18 - Valores de K_0 em solos residuais obtidos em laboratório.	88
Tabela A.1 - Características da Pedra Porosa.	105

Lista de Símbolos

C'	Coesão efetiva do solo
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'	Ângulo de atrito interno efetivo
ϕ'_o	Ângulo de atrito interno do solo
G_s	Peso específico real dos grãos
I_p	Índice de plasticidade
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
K_{0R}	Coefficiente de empuxo no repouso no recarregamento
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
S_e	Grau de saturação efetivo
S_{res}	Grau de saturação residual
θ	Umidade volumétrica
θ_s	Umidade volumétrica de saturação
θ_R	Umidade volumétrica residual
w	Umidade gravimétrica
w_{campo}	Umidade gravimétrica de moldagem no campo

w_p	Umidade do papel filtro
ν	Coefficiente de Poisson
ν'_0	Coefficiente de Poisson inicial
ν'_w	Coefficiente de Poisson após intemperismo
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	Deformações totais nas direções x, y e z, respectivamente.
ε_a	Deformação axial
ε_{h0}	Deformação horizontal <i>in situ</i> inicial
ε_{hw}	Deformação horizontal <i>in situ</i> após intemperismo
σ	Tensão total
σ_t, σ_v	Tensão total horizontal e vertical, respectivamente.
σ'_h, σ'_v	Tensão efetiva horizontal e vertical, respectivamente.
$\sigma'_{h0}, \sigma'_{v0}$	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.
σ_c	Tensão confinante
σ_l	Tensão lateral medida
$\Delta\sigma_l$	Variação da tensão lateral medida devido à compressibilidade do sistema
σ_1	Resistência á 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	Sucção total
ψ_m	Sucção mátrica
ψ_{om}	Sucção osmótica
ψ_b	Sucção de entrada de ar

ψ_{om}	Sucção residual
u_a	Pressão de ar
u_w	Pressão de água
χ	Parâmetro de tensões efetivas
λ	Índice de distribuição de poros
w_i, α_i, n_i	Parâmetro de ajuste (Durner, 1994)

*“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão
uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe
faltasse uma gota.”*

Madre Tereza de Calcutá

1 Introdução

O comportamento de solos residuais desenvolvidos em clima tropical representa um desafio particular para a Geotecnia brasileira. Devido à sua formação *in situ*, os solos residuais são extremamente afetados pelos condicionantes do meio físico, desde os fatores geológicos e geotécnicos até outros, como clima, relevo e vegetação.

Compreender o comportamento mecânico de solos residuais exige que duas questões sejam levadas em consideração: a ocorrência de intemperismo, que modifica continuamente a estrutura e a história de tensões do solo e o fato de que este encontra-se, na maioria das vezes, em condição de não saturação.

Em muitos problemas geotécnicos, a determinação do estado inicial de tensões no solo é um importante parâmetro para a análise do comportamento tensão-deformação. Em geral, a tensão efetiva vertical é facilmente estimada. Enquanto que a determinação da tensão horizontal em solos vêm sendo um problema há muitos anos para a engenharia.

Devido à grande necessidade de prever o comportamento tensão-deformação de solos sob carregamento é necessário se determinar o estado de tensões *in situ* em que este se encontra (Vaughan e Kwan, 1984). Este estado natural do solo é usualmente expresso pelo coeficiente de empuxo em repouso (K_0).

Hamouche et. al. (1995) classifica os métodos utilizados para a determinação de K_0 em três categorias: métodos *in situ*; métodos de laboratório; e métodos de correlação.

Este trabalho tem como objetivo avaliar a influência do grau de intemperismo e do grau de saturação (sucção) no valor do coeficiente de empuxo no repouso em amostras de solo residual de Gnaisse a partir de ensaios executados em laboratório.

Para a execução dos ensaios, um equipamento para a determinação de K_0 em laboratório constituído por uma célula rígida, um sistema de aplicação e controle de sucção e um sistema de carregamento vertical baseado no proposto anteriormente por Daylac, em 1994, foi montado e adaptado no Laboratório de

Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. Foram analisadas três amostras de solo, classificadas como: solo residual jovem (SRJ); solo residual de transição (SRT); e solo residual maduro (SRM). Cada uma das amostras foi avaliada sob três níveis de sucção. Totalizando, desta forma, nove ensaios ao final do estudo.

O presente trabalho apresenta no Capítulo 2 uma revisão bibliográfica acerca do coeficiente de empuxo no repouso, de aspectos particulares do comportamento de solos residuais e não saturados e como estes podem influenciar o valor de K_0 .

No Capítulo 3 são apresentados os materiais utilizados, é detalhado o equipamento para a determinação de K_0 com sucção controlada e são apresentados os procedimentos e técnicas utilizados nos ensaios.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos e feitas as análises dos mesmos.

Por fim, o Capítulo 5 apresenta as conclusões decorrentes do presente estudo e sugestões para a continuidade do mesmo.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)

2.1.1 Definição

O termo coeficiente de empuxo no repouso (K_0) foi originalmente instituído por Donath (1891) como a razão entre as tensões totais horizontal e vertical atuantes em um solo decorrentes de um carregamento vertical sob condição de deformação lateral nula (Brooker e Ireland, 1965).

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.1)$$

Em 1958, Bishop adotou a abordagem mais específica em termos de tensões efetivas, assumindo o papel fundamental exercido pela poropressão no comportamento dos solos e, conseqüentemente, na determinação de K_0 (Bishop, 1958).

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.2)$$

Em ensaios experimentais para a determinação do coeficiente de empuxo em repouso em amostras de argila, Brooker e Ireland (1965) observaram, conforme a Figura 2.1, que a linearidade da curva tensão efetiva horizontal versus tensão efetiva vertical durante o primeiro carregamento possibilitava a determinação de um valor único de K_0 , independente do nível de tensões. Entretanto, notaram que o coeficiente de empuxo no repouso 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 (Brooker e Ireland, 1965). Desta forma, a definição do coeficiente de empuxo no repouso proposta por Bishop (1958) mostrou ser mais adequada ao comportamento de solos normalmente adensados.

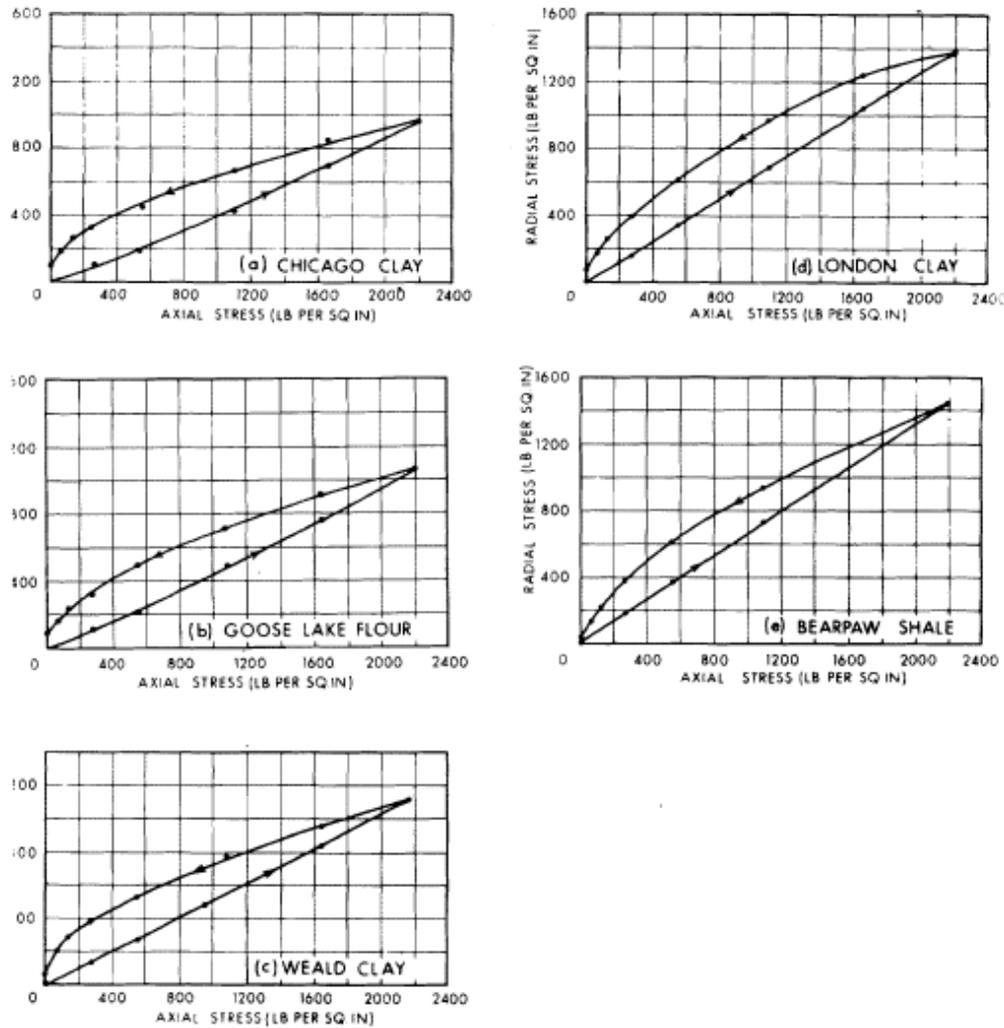


Figura 2.1 - Relação entre tensões verticais e radiais (Brooker e Ireland, 1965).

Andrawes e El-Sohby (1973) ressaltaram a necessidade de definir K_0 como a razão entre o acréscimo de tensão principal menor efetiva e o acréscimo de tensão principal maior efetiva com restrição das deformações na direção das tensões principais menores, englobando, assim, o comportamento de solos pré-adensados e anisotrópicos e recaindo para a equação de Bishop para solos normalmente adensados.

$$K_0 = \frac{\Delta\sigma'_h}{\Delta\sigma'_v} \quad (2.3)$$

O comportamento do solo *in situ* quando sujeito à variações de tensões e deformações depende do seu estado natural, usualmente expresso pelo coeficiente de empuxo no repouso (Terzaghi, 1943). A necessidade do conhecimento do valor de K_0 para fins de projeto envolvendo empuxos de terra, induziu o surgimento de muitos métodos para a determinação de tal parâmetro. Estes métodos foram

classificados por Hamouche et al. (1995) em três categorias: correlações empíricas, ensaios de laboratório e ensaios *in situ*.

Devido ao objetivo deste estudo, o enfoque principal foi dado ao método de determinação do coeficiente de empuxo no repouso a partir de ensaios executados em laboratório, somando-se uma breve revisão acerca das correlações empíricas existentes.

2.1.2 Correlações Empíricas

O coeficiente de empuxo no repouso depende de fatores como características do solo, origem geológica e história de tensões (Terzaghi, 1943). Diversas correlações empíricas surgiram na literatura a fim de relacionar o valor de K_0 a estes fatores.

A primeira correlação escrita para a determinação de K_0 foi elaborada por Terzaghi (1923) em termos de ângulo de atrito interno mobilizado (ϕ'_0). Entretanto, esta relação não se mostrou prática, tendo em vista que o valor do ângulo de atrito interno mobilizado não é um parâmetro facilmente avaliado (Mesri e Hayat, 1993).

$$K_0 = \frac{1 - \text{sen}\phi'_0}{1 + \text{sen}\phi'_0} \quad (2.4)$$

Uma das mais conhecidas e utilizadas correlações para a determinação de K_0 foi escrita por Jaky (1943) em termos de ângulo de atrito interno (ϕ'). Jaky analisou uma massa de solo granular com inclinação igual ao ângulo de repouso, e assumiu a igualdade deste com o ângulo de atrito interno da massa de solo. Esta hipótese assumida torna a relação obtida razoável estritamente em se tratando de solos sedimentares normalmente adensados ou granulares (Mesri e Hayat, 1993).

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \frac{1 + \frac{2}{3}\text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad (2.5)$$

Nos anos seguintes à equação lançada por Jaky (1943), muitas novas correlações em termos do ângulo efetivo de atrito interno (ϕ') surgiram e/ou foram modificadas. 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	Fonte
Jaky (1948)	$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$	Mesri e Hayat (1993)
Brooker e Ireland (1965)	$K_0 = 0,95 - \text{sen}\phi'$	Brooker e Ireland (1965)
Fraser (1957)	$K_0 = 0,9(1 - \text{sen}\phi')$	Santa Maria (2002)
Rowe (1957)	$K_0 = \tan^2\left(45^\circ - \frac{1,15(\phi' - 9^\circ)}{2}\right)$	Santa Maria (2002)
Hendron (1963)	$K_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \frac{\sqrt{5}}{8} - 3 \frac{\sqrt{5}}{8} \text{sen}\phi'}{1 + \frac{\sqrt{5}}{8} + 3 \frac{\sqrt{5}}{8} \text{sen}\phi'} \right]$	Aziz et al (2011)
Schmidt (1966)	$K_0 = 1 - 1,2\text{sen}\phi'$	Santa Maria (2002)
Saglamer (1975)	$K_0 = 0,97(1 - 0,94\text{sen}\phi)$	Fedorowicz (2014)
Matsuoka e Sakakibara (1987)	$K_0 = \frac{1}{1 + 2\text{sen}\phi}$	Aziz et al (2011)
Burland e Federico (1999)	$K_0 = \frac{1 - \text{sen}(0,64\phi)}{1 + \text{sen}(0,64\phi)}$	Fedorowicz (2014)
Aziz et al (2011)	$K_0 = \frac{(1 - \text{sen}^2\phi)}{(1 + \text{sen}^2\phi)}$	Aziz et al (2011)

Das propriedades do solo que interferem no valor do coeficiente de empuxo no repouso, a mais estudada, sem dúvida, é a relação com o ângulo efetivo de atrito interno. Entretanto, características como porosidade, densidade e plasticidade também exercem influência sobre o valor de K_0 (Andrawes e El-Sohby,1973). A Tabela 2.2 apresenta um resumo das principais correlações encontradas na literatura que levam em consideração índice de vazios, plasticidade e a densidade das amostras.

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

Autor (Ano)	Correlação	Fonte
Kenney (1959)	$K_0 = 0,19 + 0,233 \log I_p$	Fedorowicz (2014)
Brooker e Ireland (1965)	$K_0 = 0,4 + 0,007 I_p$ $0 \leq I_p \leq 30$ $K_0 = 0,68 + 0,001(I_p - 40)$ $40 < I_p \leq 80$	Brooker e Ireland (1965)
Alpan (1967)	$K_0 = 0,15 + 0,233 \log I_p$	Alpan (1967)
Kédzi (1975)	$K_0 = 0,04 + 0,75e$	Noivais Ferreira (1982)
Massarsch (1979)	$K_0 = 0,44 + 0,42 \frac{I_p}{100}$	Noivais Ferreira (1982)
Flavigny (1980)	$K_0 = 0,42 + 0,004 I_p$	Noivais Ferreira (1982)
Sherif M.A., Fang, Sherif R.I. (1984)	$K_0 = (1 - \text{sen}\phi) + 5,5 \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\text{mín})}} - 1 \right)$	Fedorowicz (2014)

O efeito da história de tensões foi inicialmente avaliado por Brooker e Ireland (1965). Como citado anteriormente, os autores observaram a existência da linearidade na curva tensão efetiva horizontal versus tensão efetiva vertical durante o primeiro carregamento e obtiveram valores superiores de K_0 durante o descarregamento. A mesma tendência foi identificada por Mayne e Kulhawy (1982) de acordo com a Figura 2.2.

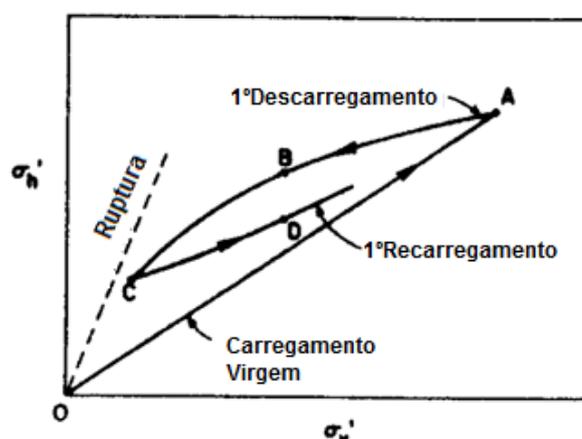


Figura 2.2 - História de tensões de um solo sob condições de deformação lateral nula (adaptado de Mayne e Kulhawy, 1982).

Szepesházi (1994) resumiu que este comportamento decorre, simplesmente, do fato de que o solo é um material de comportamento inelástico, não linear e anisotrópico.

A primeira correlação expressa em termos da história de tensão foi escrita por Schmidt, em 1966. Plotando valores conhecidos de K_0 e OCR de diversos materiais

em escalas logarítmicas, Schmidt (1966) encontrou uma relação razoavelmente linear e propôs a seguinte relação:

$$K_{0R} = K_0 OCR^a \quad (2.6)$$

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 sobre adensamento;

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

Para argilas, Schmidt (1966) obteve:

$$K_{0R} = [1 - \text{sen}(1,2\phi')] OCR^{\text{sen}(1,2\phi')} \quad (2.7)$$

Outros autores também avaliaram o valor do coeficiente de empuxo no repouso considerando o efeito do sobreadensamento. A Tabela 2.3 contém um resumo das correlações encontradas na literatura em função 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	Fonte
Sherif e Koch (1970)	$K_{0R} = \lambda + \alpha(OCR - 1)$	λ e α dependem das propriedades do solo	Santa Maria (2002)
Wroth (1972)	$K_{0R} = K_0 OCR + \frac{v'}{1-v'}(1 - OCR)$	Levemente sobreadensados	Santa Maria (2002)
Wroth (1975)	$3m = \left[\frac{1 - K_0}{1 + 2K_0} - \frac{1 - K_{0R}}{1 + 2K_{0R}} \right]$	Fortemente sobreadensados; $m=f(IP)$	Santa Maria (2002)
Schmertmann (1975)	$K_{0R} = (1 - \text{sen}\phi') OCR^m$	Areias; $M=0,42$	Novais Ferreira (1982)
Mayne e Kulhawy (1982)	$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') OCR^{\text{sen}\phi'}$	Para solos pré-adensados durante descarregamento	Mayne e Kulhawy (1982)

Devido à falta de correlações propostas para solos não saturados, nenhuma comparação dos dados obtidos neste trabalho poderá ser feita por este método. Esta parte da revisão bibliográfica tem valor unicamente de introduzir as variáveis que influenciam o coeficiente de empuxo no repouso.

2.1.3 Ensaio de Laboratório

A determinação de K_0 em laboratório requer um equipamento que permita a compressibilidade vertical da amostra de solo enquanto as deformações horizontais são completamente restringidas por fronteiras que não gerem tensões verticais cisalhantes (Bishop, 1958).

Ting et. Al. (1994) categoriza as técnicas de determinação de K_0 em laboratório em dois grupos distintos: ensaios edométricos (paredes rígidas) e triaxiais (parede flexível).

Os ensaios edométricos utilizam uma fronteira lateral rígida, de forma que a condição de deformação lateral nula requisitada seja alcançada. Entretanto, apresenta problema quanto ao atrito do solo com a parede rígida. A grande dificuldade das técnicas que utilizam o ensaio edométrico é a medição acurada da tensão horizontal, uma vez que o corpo-de-prova está confinado por paredes rígidas (Ting, 1994; Santa Maria, 2002).

Os ensaios triaxiais, por sua vez, utilizam fronteira lateral flexível, facilitando a medição das tensões laterais durante o ensaio e eliminando o problema do atrito. Em compensação, o máximo que se pode alcançar é uma deformação lateral média nula. Manter a condição de deformação lateral nula é o grande desafio na utilização desta técnica (Ting, 1994; Santa Maria, 2002).

(a) Ensaio Edométrico:

O ensaio edométrico para a determinação de K_0 é semelhante ao ensaio de adensamento convencional, entretanto sua célula requer sistemas que permitam a medição da tensão horizontal. Pela literatura técnica específica, há três principais tipos de células edométricas para a determinação de K_0 (Newlin, 1965 apud Santa Maria, 2002):

- **Anel confinante semirrígido:**

O anel padrão do ensaio edométrico é substituído por um anel de paredes delgadas que possibilitam a deformação circular. Esta deformação é determinada por um sistema de medição acoplado ao anel. O comportamento tensão lateral versus deformação circular pode ser alcançado através do módulo de elasticidade do anel, pela teoria de reservatórios de pressão constituídos por paredes delgadas ou através de uma equação de calibração do anel obtida previamente através da aplicação de tensões internas conhecidas e medição da deformação circular causada. A deformação lateral do anel durante o ensaio pode ser mensurada através de extensômetros de resistência elétricos.

Esta técnica é de fácil operação, entretanto apresenta as seguintes desvantagens: A ocorrência do atrito lateral entre o solo e o anel pode gerar aumento da tensão lateral. E, a necessidade de ocorrência de pequenas deformações para ativar o sistema de medição de deformação lateral, faz com que a condição de deformação lateral nula requerida deixe de ser atendida.

- **Anel confinante tipo nulo:**

Assim como na técnica anterior, é utilizado um anel de paredes delgadas no lugar do anel padrão utilizado nos ensaios edométricos. Contudo, neste modelo de equipamento há uma câmara anelar que envolve o anel confinante. Quando a tensão lateral aumenta devido ao carregamento vertical aplicado, as deformações laterais são registradas por extensômetros elétricos acoplados no anel. Introduce-se, então, uma contra-pressão na câmara anelar que seja suficiente para manter a leitura do extensômetro em seu valor inicial, garantindo a condição de deformação lateral nula. A tensão lateral total corresponde à contra-pressão necessária para manter esta condição.

Esta técnica representa um avanço em relação à anterior, tendo em vista que controla melhor a condição de deformação lateral nula. Entretanto, a câmara anelar é, normalmente, preenchida com líquido incompressível e qualquer variação de temperatura pode afetar o valor da tensão lateral obtido.

- **Arcos semi-rígidos:**

Para diminuir o atrito lateral com as paredes, o corpo-de-prova é confinado com uma série de arcos semi-rígidos de deformação calibrada e separados por

pequenos espaços anelares. É necessário o revestimento do corpo-de-prova por uma membrana flexível para que não ocorra saída do material pelos espaços anelares. Esta técnica permite a determinação da tensão lateral em vários pontos ao longo da altura da amostra, entretanto, são necessárias deformações laterais para que isso seja possível. Outra desvantagem é a pequena deformação vertical permitida, devido aos pequenos espaços entre os anéis.

(b) Ensaio Triaxiais:

O ensaio triaxial K_0 é semelhante ao ensaio triaxial convencional, entretanto requer adaptações que permitam manter as condições de deformação lateral nula. Pela literatura técnica específica, há três principais tipos de células triaxiais para a determinação de K_0 (Newlin, 1965 apud Santa Maria, 2002):

- **Triaxial do tipo nulo:**

O desafio desta técnica é manter a condição de deformação lateral nula. Isto é feito controlando a pressão da célula quando o corpo-de-prova é submetido ao carregamento em conjunto com a utilização de extensômetros mecânicos em contato com o corpo de prova.

A deformação lateral nula é alcançada no ponto onde está instalado o extensômetro, e, para que se estenda ao longo do corpo-de-prova é necessário garantir a uniformidade da poro-pressão em toda amostra. Para isto, é indicado a utilização de corpos-de-prova com relação entre altura e diâmetro maior ou igual a dois.

Na necessidade de se executar um carregamento axial constante, é necessário variar a tensão desviadora ao longo do ensaio, uma vez que a tensão confinante varia de acordo com a necessidade da manutenção da condição de deformação lateral nula registrada pelo extensômetro.

Ensaio de determinação do coeficiente de empuxo lateral no repouso em células triaxiais são muito versáteis, devido à possibilidade de controle independente das tensões axial, lateral e poro-pressão aplicadas. Entretanto, o controle da condição de deformação lateral nula é de grande complexidade.

- **Volume controlado:**

Ao adensar um corpo-de-prova de solo saturado em um equipamento triaxial, a variação de volume deste corresponde ao volume de água expelido (ΔV). Esta variação pode ser determinada a partir da utilização de uma bureta conectada ao sistema de drenagem da amostra. Por outro lado, para manter a condição de deformação lateral nula, a área da amostra deve ser constante, sendo toda a variação de volume o produto da deformação axial registrada por um LVDT pela área da secção transversal da amostra ($\Delta V = \Delta h \cdot A$). O procedimento consiste, então, em variar a tensão confinante de tal forma que o volume de água expelido seja igual ao produto da variação da altura do corpo-de-prova por sua secção transversal, e só pode ser utilizado caso o carregamento axial seja mantido constante.

Esta técnica garante uma deformação lateral média nula. Se o corpo-de-prova não permanecer cilíndrico durante o ensaio, haverá deformação lateral em vários pontos do mesmo.

- **Célula rígida:**

Uma célula extremamente rígida é utilizada para confinar a pressão do fluido que envolve o corpo-de-prova, que encontra-se isolado por uma membrana flexível. O pistão de carregamento possui o mesmo diâmetro da amostra ensaiada. Sendo assim, à medida em que o corpo-de-prova adensa, sua variação de volume é igual ao volume ocupado pelo avanço do pistão e a deformação lateral é nula. A pressão desenvolvida no fluido pode ser medida por transdutor de pressão e é igual a pressão lateral total que ocorre na amostra.

Esta técnica implica dificuldades quanto à rigidez da célula, incompressibilidade do fluido e garantia de vedação.

2.1.3.1

Histórico de ensaios de laboratório para a determinação de K_0

Ao longo dos anos, muitos autores desenvolveram diversos tipos de equipamentos para determinar o coeficiente de empuxo lateral na condição de deformação lateral nula, alguns dos quais são citados a seguir.

Em 1936, Gersvanoff utilizou uma célula rígida preenchida com líquido incompressível para medir a tensão lateral provocada pelo carregamento axial.

Garantida a estanqueidade da célula, os valores da tensão vertical provocada e da tensão lateral medida forneciam o valor do coeficiente de empuxo no repouso.

Bishop e Henkel (1957) utilizaram ensaios triaxiais drenados e não drenados na condição de deformação lateral nula para determinar valores de K_0 em solos sob diversas condições. Os testes consistiam basicamente em carregar as amostras verticalmente e aumentar manualmente a pressão na célula de forma a manter o indicador de deformação lateral constante. Em intervalos de tempo convenientes, eram tomadas as leituras da deformação axial, carregamento vertical, poropressão e variação de volume.

Hsu Chi-in (1958) desenvolveu um equipamento para a determinação de K_0 em que a tensão lateral desenvolvida pelo carregamento vertical correspondia à tensão hidrostática gerada em uma membrana flexível preenchida com fluido que envolvia o corpo-de-prova.

Em 1963, um amplo estudo executado pelo Hendron (1963) utilizou uma célula especialmente projetada para obter deformação lateral nula para determinar valores de K_0 em solos granulares arredondados e angulares. O equipamento consiste essencialmente em um anel de aço fino rodeado por um espaço anular preenchido com óleo pressurizado. À medida em que a carga vertical é aplicada a tensão no solo aumenta e tende a aumentar o diâmetro do anel de aço fino. As pequenas deformações do anel são indicadas por strain gauges que direcionam a necessidade de aumentar a pressão de óleo a fim de manter as deformações laterais nulas durante todo o ensaio. No momento em que os indicadores de deformação lateral permanecem equilibrados, não há deformação lateral e a tensão atuante no óleo é igual à tensão lateral desenvolvida pelo solo. A Figura 2.3 mostra um desenho esquemático do equipamento.

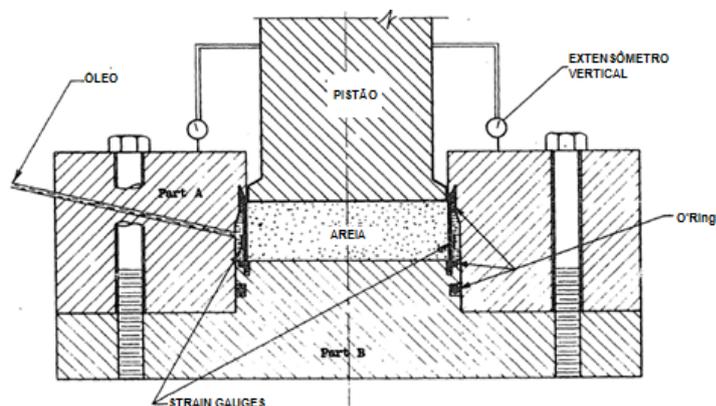


Figura 2.3 – Secção esquemática do equipamento desenvolvido por Hendron (1963).

Davis e Poulos (1963) e Lewin (1970) apud Santa Maria (2002) utilizaram o controle de volume em um ensaio triaxial para medir o coeficiente de empuxo no repouso. Ao manter o volume de fluido constante na célula, presumia-se que o diâmetro do corpo-de-prova permanecia inalterado.

Para determinar valores de K_0 em amostras de cinco solos coesivos já bastante estudados na literatura (Chicago Clay; Goose Lake Flour; Weald Clay; London Clay e Bearpaw Shale), Brooker e Ireland (1965) desenvolveram um equipamento semelhante ao utilizado por Hendron (1963) em solos granulares.

Al-Hussani (1981) executou ensaios triaxiais utilizando quatro diferentes formas para manter a condição de deformação lateral nula: sensor de deformação lateral com LVDT preso por grampo; cinto- K_0 instrumentado; sensor de deformação lateral de braços móveis e bureta (método indireto). Como conclusão obteve que a variação da técnica de controle de deformação lateral pouco influenciou os valores de K_0 .

Dyvik et. al. (1985) utilizaram uma célula edométrica desenvolvida pela Geotechniques International Inc. of Middleton para a determinação do coeficiente de empuxo lateral no repouso. O anel edométrico do equipamento continha uma câmara preenchida por água deaerada que era impedida de entrar em contato com a amostra de solo por uma parede fina de teflon. Um transdutor de pressão de alta sensibilidade era instalado na câmara para registrar o aumento da pressão na água causado pela transmissão dos esforços do corpo-de-prova para a membrana de teflon que pressurizava o fluido da câmara. A característica incompressível da água resultou na obtenção satisfatória da condição de deformação nula. Devido à sensibilidade do transdutor utilizado à variação de temperatura, um grande controle desta era necessário para garantir a qualidade dos valores de K_0 obtidos.

A célula- K_0 desenvolvida por Ting et al (1994) continha um tubo de acrílico de 4mm de espessura, envolvido por um anel de alumínio com parede de 10mm de espessura. O anel interno de acrílico diminuía o atrito com a amostra enquanto que o anel de alumínio dava à célula a rigidez lateral necessária. O equipamento contava com transdutores que mediam a tensão total no topo e na base da amostra e a poropressão à meia altura e na base do corpo-de-prova.

A fim de avaliar o coeficiente de empuxo no repouso em solos residuais não saturados, Daylac (1994) desenvolveu uma célula rígida que contava com sistemas

de controle de sucção, carregamento vertical e de variação de volume. O equipamento é a base deste estudo e será detalhado no Capítulo 3.

2.2 Solos Residuais

Os solos residuais são derivados dos processos de alteração e decomposição das rochas originárias sem que ocorra o transporte do material. Formando assim, perfis de intemperismo que variam do material superficial mais alterado, denominado solo residual maduro, até o material mais profundo e menos intemperizado, denominado solo residual jovem (Blight, 1997). Devido à sua formação *in situ*, estes solos não são compostos apenas granulares, mas também de agregados e cristais de minerais alterados, pontes estabelecidas por cimentos depositados, grumos de argilominerais e partículas de resistência variada (Ibañez, 2008).

O processo de formação dos solos residuais faz com que estes apresentem características únicas relacionadas com a composição da rocha originária e ao ambiente onde ocorreu seu desenvolvimento. Tratam-se de materiais relativamente frágeis e, em geral, fracamente cimentados. Em decorrência disto, os conceitos básicos da mecânica dos solos, fundamentados a partir do comportamento de solos sedimentares de zonas temperadas, são inapropriados para descrever o comportamento tensão-deformação-resistência de solos residuais tropicais (Vaughan, 1988).

Bressani (2004) explica que o comportamento mecânico dos solos tropicais é influenciado por diversos fatores genéticos e de estado. Dentre estes fatores, podem-se citar a rocha de origem, o grau de intemperismo, a deposição de óxidos, a micro-estrutura, a evolução pedológica e outros como índice de vazios, granulometria e história de tensões.

Segundo Camapum de Carvalho (2004), quanto maior o grau de intemperismo, menor a importância da origem do solo. Desse modo, em solos sedimentares a influência exercida pela história de tensões é maior do que a influência de sua estrutura originária. Em solos residuais, por outro lado, a influência da estrutura se faz maior perante a história de tensões. Vaughan e Kwan (1984) esclarecem que o estado de tensões presente na rocha antes de sua alteração influencia pouco o estado de tensões do solo residual, mesmo que jovem.

O grau de intemperismo afeta propriedades importantes da engenharia como a resistência ao cisalhamento, a compressibilidade, a permeabilidade e o coeficiente de empuxo lateral (Chandler, 1969). Apesar disso, poucos estudos têm sido feitos no sentido de relacionar o grau de intemperismo às propriedades do solo.

2.2.1 Influência do intemperismo no coeficiente K_0

Vaughan e Kwan (1984) desenvolveram uma teoria que relaciona tensões efetivas *in situ* ao grau de intemperismo em terrenos horizontais considerando que o processo de enfraquecimento envolve a diminuição do peso específico, da resistência e da rigidez.

Na análise, feita em termos de tensões efetivas, admite-se a rocha originária como sendo um sólido isotrópico elástico, de módulo de compressão E'_0 e coeficiente de Poisson ν'_0 . Após o processo de enfraquecimento, os parâmetros do material são alterados para E'_w e ν'_w . As tensões efetivas iniciais na rocha são assumidas como σ'_{v0} e σ'_{h0} . E, ao final da alteração, tornam-se σ'_{vw} e σ'_{hw} .

Assume-se que nenhuma deformação horizontal ocorrerá durante o enfraquecimento e que as tensões vertical e horizontal são tensões principais.

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

$$\varepsilon_{v0} = \frac{1}{E'_0} (\sigma'_{v0} - 2\nu'_0 \sigma'_{h0}) \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{h0} = \frac{1}{E'_0} (\sigma'_{h0} (1 - \nu'_0) - \nu'_0 \sigma'_{v0}) \quad (2.9)$$

Analogamente, ao final do processo de enfraquecimento, as deformações no elemento de rocha seriam dadas por:

$$\varepsilon_{vw} = \frac{1}{E'_w} (\sigma'_{vw} - 2\nu'_w \sigma'_{hw}) \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{hw} = \frac{1}{E'_w} (\sigma'_{hw} (1 - \nu'_w) - \nu'_w \sigma'_{vw}) \quad (2.11)$$

Desta forma, as tensões e deformações que acompanham o enfraquecimento não poderiam ser calculadas diretamente. Entretanto, invocando o princípio da

superposição, as tensões após o enfraquecimento são iguais às que teriam se desenvolvido caso um elemento enfraquecido tivesse sido carregado com a mesma tensão vertical e deformação horizontal.

O princípio da superposição dos efeitos considera que :

$$\varepsilon_{hw} = \varepsilon_{h0} \quad (2.12)$$

$$\sigma'_{vw} = \sigma'_{v0} \quad (2.13)$$

A partir destas considerações e das Equações (2.9), (2.11), (2.12) e (2.13), a tensão horizontal efetiva ao final do enfraquecimento (σ'_{hw}) é dada por:

$$\sigma'_{hw} = \frac{1}{1-\nu'_w} [\sigma'_{v0}(\nu'_w - \nu'_0 R) + \sigma'_{h0} R(1 - \nu'_0)] \quad (2.14)$$

Onde:

$$R = \frac{E'_w}{E'_0} \quad (2.15)$$

A partir da Figura 2.4, que mostra resultados calculados pela Equação (2.14), assumindo valores iniciais de K_0 para a rocha não alterada e diferentes valores de ν' , os autores concluíram que uma pequena perda de rigidez, da ordem de 10% da rigidez inicial da rocha mãe, induz valores muito pequenos de R e a tensão efetiva horizontal *in situ* se aproxima do limite dado por:

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K_0 = \frac{\nu'}{1-\nu'} \quad (2.16)$$

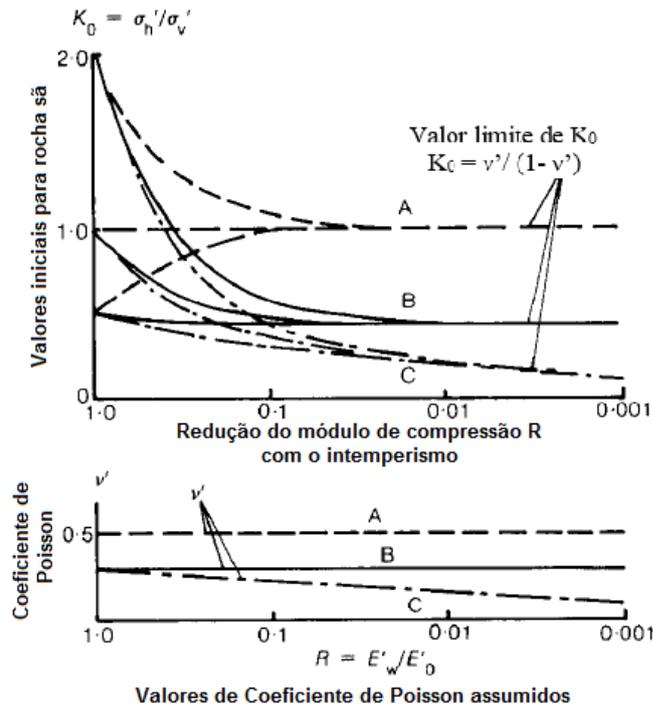


Figura 2.4 - Efeito da redução do módulo de compressão com o intemperismo no coeficiente K_0 , sob tensão vertical efetiva constante (Vaughan e Kwan, 1984).

A teoria indica, desta forma, que a influência da tensão inicial da rocha mãe desaparece bastante cedo no processo de intemperismo, e que o coeficiente K_0 decresce com a diminuição do coeficiente de Poisson causada pelo processo de alteração do solo.

2.3 Solos não saturados

A Mecânica dos Solos é historicamente centrada no estudo de solos saturados. A ocorrência generalizada de solos saturados em países desenvolvidos de clima temperado, a descoberta do princípio de tensões efetivas adequado para a análise de tensão-deformação e a crença comum de que a condição saturada representa o pior caso que pode ocorrer durante a vida de muitos projetos geotécnicos foram alguns dos motivos que instituíram esta característica. Entretanto, em determinadas condições, a saturação do solo pode nunca ser atingida (Alonso et. al., 1987).

A diversidade de solos parcialmente saturados é excessivamente ampla, incluindo: argilas expansivas altamente plásticas; lateritos e saprolitos residuais; depósitos aluviais, coluviais e eólicos; diferentes tipos de solos cimentados e solos compactados (Alonso et. al., 1987). Fredlund e Rahardjo (1993) subdividem o campo geral da mecânica dos solos de acordo com a Figura 2.5.

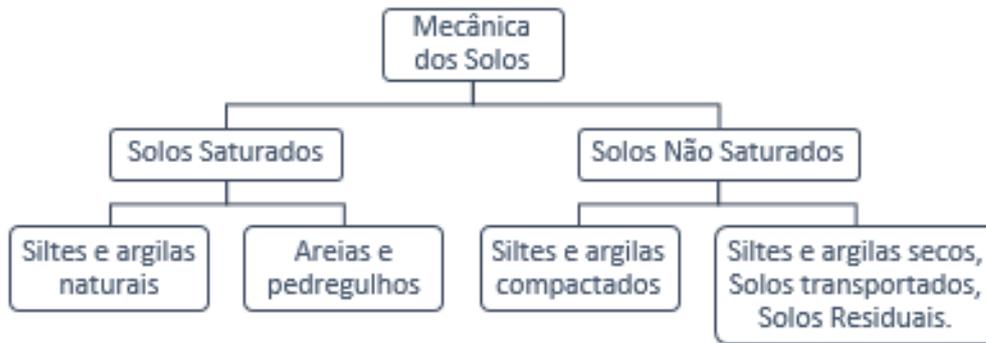


Figura 2.5 - Classificação da Mecânica dos Solos (Fradlund e Rahardjo, 1993).

A separação entre solos saturados e não saturados torna-se necessária devido a diferenças básicas na sua natureza e comportamento de engenharia. Um solo parcialmente saturado é comumente definido pela ocorrência de três fases: sólida, líquida e gasosa. A pressão da água nos poros de um solo não saturado é negativa e denominada sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Sucção é a pressão isotrópica da água intersticial decorrente de condições ambientais físicas e químicas. É comum dividir a sucção total (ψ_t) em dois componentes, o matricial (devido à capilaridade e forças de superfície, no caso de argilas) e o osmótico (devido à concentração de sais na água). A sucção total no solo é a soma da sucção mátrica (ψ_m) e osmótica (ψ_{om}) (Gitirana Jr. et al., 2015; Marinho, 1997).

$$\psi_t = \psi_m + \psi_{om} \quad (2.17)$$

Sucção mátrica é a pressão relativa negativa que se desenvolve na água devido efeitos de capilaridade e forças de adsorção. Em outras palavras, a sucção mátrica é dada pela diferença entre as pressões do ar (U_a) e da água (U_w) nos poros do solo.

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (2.18)$$

Variações na sucção osmótica são menos significativas do que variações da sucção matricial no que tange problemas que envolvem pequena amplitude de variação do teor de umidade. Em casos práticos que não envolvam contaminação

de solos e variações amplas de umidade, a sucção osmótica é frequentemente tratada como sendo de pequena relevância (Gitirana Jr. et al., 2015; Marinho, 1997).

A tensão efetiva é uma variável fundamental do estado de tensões do solo. Para solos saturados, Terzaghi (1943) definiu a tensão efetiva como a diferença entre a tensão total e a poro-pressão. Fisicamente, a tensão efetiva consiste na tensão que atua no esqueleto do solo (entre os grãos). Em solos não saturados, este significado físico se mantém (Lu e Likos, 2004). Entretanto, dois fatores adicionais devem ser considerados: a pressão de ar (u_a) e a sucção mátrica ($u_a - u_w$). Ampliando o conceito de tensões efetivas definido por Terzaghi, Bishop (1959) definiu que a tensão efetiva atuante em solos parcialmente saturados é dada por:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (2.19)$$

Onde a parcela $(\sigma - u_a)$ refere-se à tensão total líquida e $(u_a - u_w)$ à sucção matricial.

O parâmetro de tensões efetivas (χ) adicionado por Bishop varia entre 0 e 1 dependendo do tipo de solo e grau de saturação, onde $\chi = 0$ compreende um solo totalmente seco e $\chi = 1$ a condição de total saturação. No caso de solos saturados a Equação (2.19) recai para o princípio clássico de tensões efetivas definido por Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u_w$).

O parâmetro de tensões efetivas (χ) é de fundamental importância para a determinação de tensões efetivas em solos não saturados. A difícil determinação experimental de χ (principalmente em valores baixos de sucção) motiva a busca por uma relação capaz de estimar o parâmetro em função de outras variáveis.

Lu e Likos (2004) indicam graficamente (Figura 2.6) a forte dependência do parâmetro χ em relação ao grau de saturação.

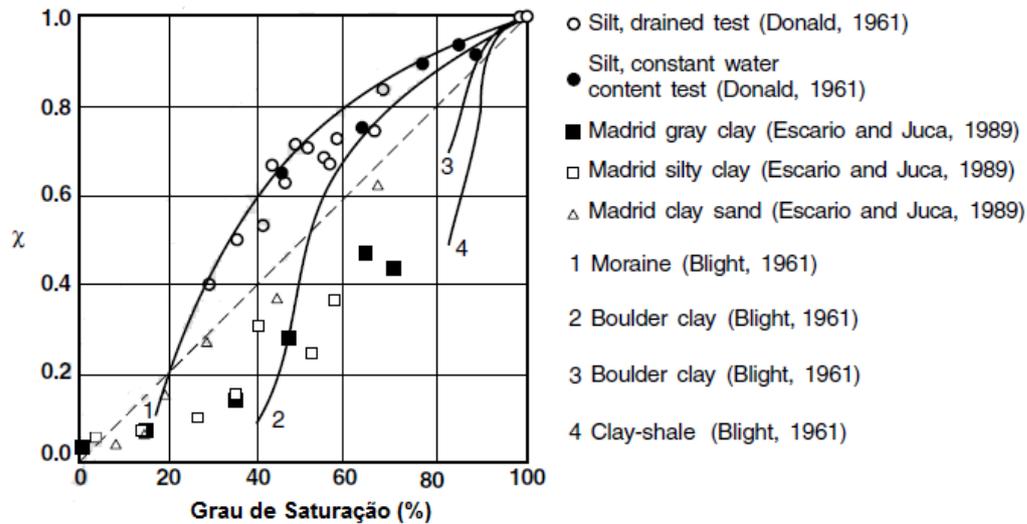


Figura 2.6 - Dependência de χ com o grau de saturação, dados experimentais.

Schrefler (1984) e Oberg & Sallfors (1997) apud Motta (2016), foram os primeiros a considerar o parâmetro χ como sendo equivalente ao grau de saturação. Jennings & Burland (1962), apud Motta (2016) consideram esta relação como uma das pioneiras e indica a presença de algumas limitações verificadas experimentalmente. Para estes autores, a equação é válida apenas para solos com considerável grau de saturação (cerca de 20% para areias, 50% para siltes e areias finas e 85% para argilas).

Khalili e Khabbaz (1998), propuseram uma nova abordagem do parâmetro χ em que este é relacionado com a razão da sucção pelo valor de pressão de entrada de ar (Equação 2.20).

$$\begin{cases} \chi = 1, S < S_e \\ \chi = \left(\frac{S}{S_e}\right)^r \end{cases} \quad (2.20)$$

Onde:

S = sucção matricial;

S_e = sucção no ponto de entrada de ar;

r = coeficiente de ajuste ao tipo de solo.

A Figura 2.7 mostra o ajuste de χ em relação ao grau de saturação e da razão de sucção.

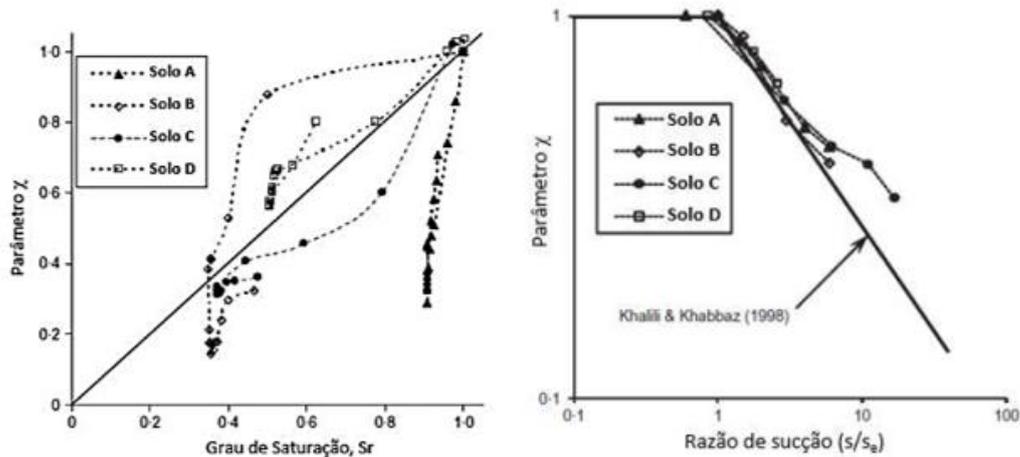


Figura 2.7 - (a) Variação de χ versus grau de saturação ; (b) Variação de χ versus razão de sucção (Khalili & Zargarbashi, 2010 apud Motta, 2016).

Khalili e Khabbaz (1998) obtiveram um coeficiente “r” médio igual a -0,55 e citam que, “r” pode variar de -0,4, em solos mais argilosos, a -0,65, em solos mais arenosos.

Motta (2016) utilizou a equação de tensões efetivas de Bishop escrita em termos de trajetória de tensões considerando o ensaio de compressão simples e chegou a:

$$\chi = \frac{\sigma_1 \left(\frac{1}{\sin \varphi'} - 1 \right) - 2C' \cot \varphi'}{2(u_a - u_w)} \quad (2.21)$$

Onde:

C' e φ' são parâmetros da envoltória de resistência para solos saturados;

$(u_a - u_w)$ é a sucção;

σ_1 é a resistência a compressão simples na sucção correspondente.

Motta (2016) obteve resultados de χ , obtidos de acordo com a Equação (2.21), dentro da faixa de variação da relação única estabelecida por Khalili e Khabbaz (1998) e um expoente “r” de ajuste de -0,64 (Figura 2.8).

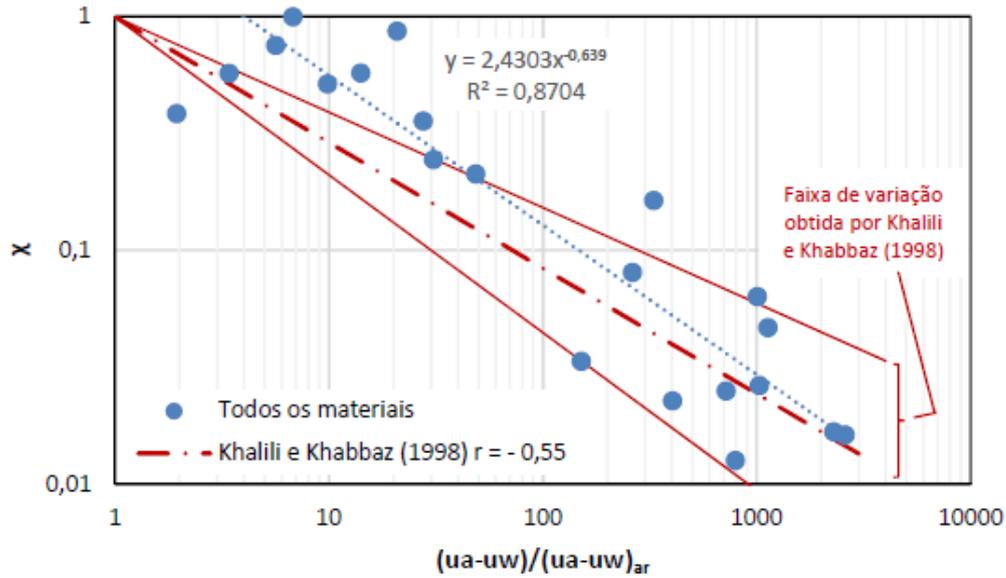


Figura 2.8 - Valores de χ versus sucção normalizada plotados em conjunto com faixa de variação obtida por Khalili e Khabbaz(1998) (Motta, 2016).

Para o cálculo da tensão efetiva nas amostras de solo não saturado estudadas no presente trabalho foi utilizada a Equação (2.19) de Bishop. O parâmetro foi determinado pelo método proposto por Khalili e Khabbaz (1998), tendo em vista a boa aproximação obtida por Motta (2016) em solos residuais não saturados.

2.3.1 Curva de retenção de umidade

A curva de retenção de umidade de um solo representa a forma com que este administra a presença de água em seu interior. Consiste na relação entre a quantidade de água presente no material e a energia necessária para remove-la (Gitirana Jr. et. al., 2015).

Tal propriedade é de grande importância para a compreensão da mecânica dos solos não saturados e consiste na relação entre a quantidade de água retida no solo (expressa em teor de umidade volumétrica, gravimétrica ou grau de saturação) com a sucção (Motta, 2016).

De modo geral, a curva de retenção pode ser dividida em três estágios (Figura 2.9) determinados por parâmetros com significados físicos relativamente bem definidos (Gitirana Jr. et. al., 2015).

O primeiro estágio, denominado zona saturada, corresponde ao intervalo de sucção para o qual o material se encontra completamente saturado e estende-se até

o valor de pressão de entrada de ar (ψ_b), que corresponde a máxima sucção que os maiores poros do solo podem suportar sem serem drenados.

O segundo estágio consiste na zona de dessaturação, onde ocorre a drenagem da água relativamente livre dos poros sob o aumento da sucção.

Ao atingir o valores de sucção e umidade residuais (ψ_{res} e S_{res} , respectivamente) inicia-se o terceiro estágio, denominado zona residual. Nesta fase, a continuidade da água nos vazios é reduzida, a drenagem da água exige valores de sucção expressivas e se dá predominantemente por processos de transferência de vapor.

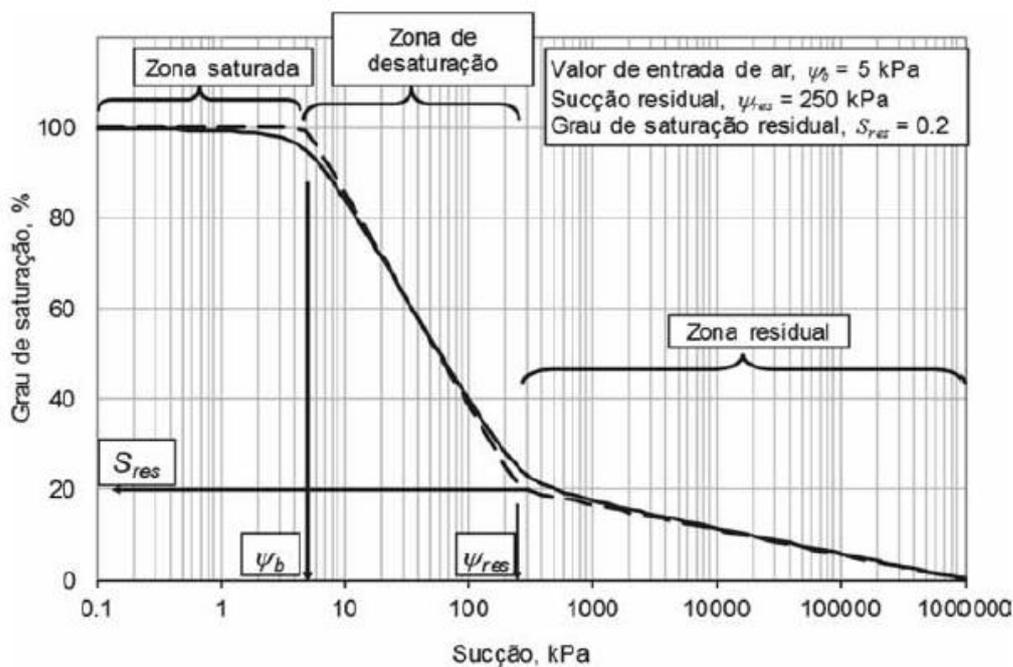


Figura 2.9 - Parâmetros de uma curva de retenção (Gitirana Jr. et. al., 2015).

Diferentes fatores físicos e eletroquímicos influenciam o formato da curva de retenção. Gitirana Jr. et. al. (2015) divide as curvas em dois grupos de acordo com o formato (Figura 2.10). O primeiro grupo compreende solos que apresentam curva unimodal, em que há apenas uma única fase de dessaturação. O segundo grupo, denominado bimodal, apresenta um comportamento comumente encontrado em solos tropicais brasileiros e consiste na ocorrência de duas fases de dessaturação. A curva bimodal apresenta dois valores de entrada de ar, correspondentes às famílias de poros de dimensões relativamente maiores e menores presentes no solo.

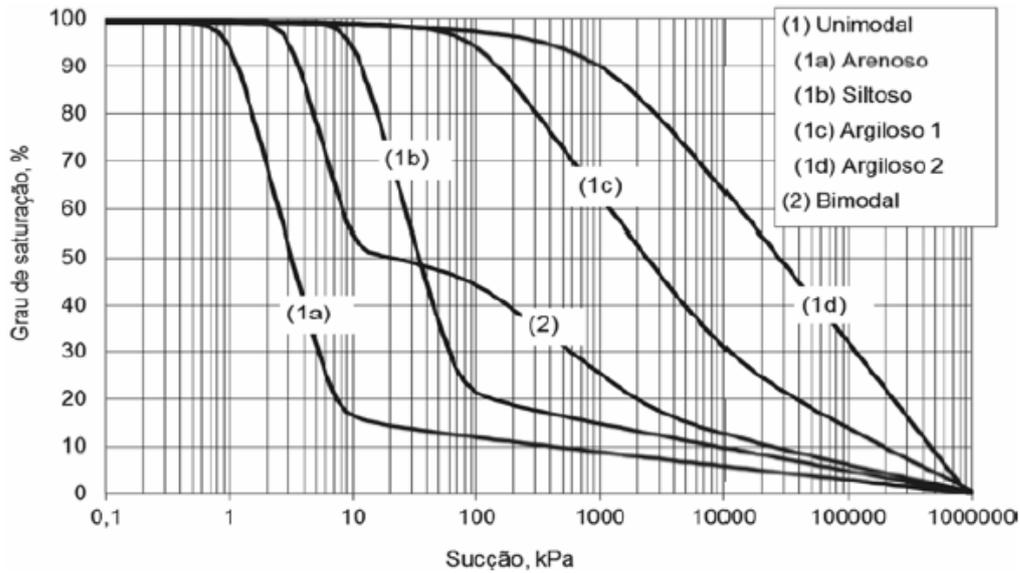


Figura 2.10 - Formatos típicos de curvas de retenção (Gitirana Jr. et. al., 2015).

2.3.2 Influência da sucção no coeficiente K_0

Extendendo as relações constitutivas de deformação definidas pela teoria da elasticidade à luz do conceito de tensão de sucção e da Equação (2.19) definida por Bishop, Lu e Likos (2004) descrevem que:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - u_a}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(1-2\nu)\chi(u_a - u_w)}{E} \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y - u_a}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(1-2\nu)\chi(u_a - u_w)}{E} \quad (2.23)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - u_a}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{(1-2\nu)\chi(u_a - u_w)}{E} \quad (2.24)$$

Considerando um semi-espaço de solo não saturado homogêneo e isotrópico sob deformação lateral nula, duas condições devem ser atendidas:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_h = 0 \quad (2.25)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_h \quad (2.26)$$

Impondo as duas condições chega-se à seguinte relação:

$$\frac{\sigma_h - u_a}{\sigma_v - u_a} = K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \frac{\chi(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.27)$$

A equação acima fornece um quadro teórico para avaliar a dependência do coeficiente de empuxo no repouso sobre o efeito da sucção matricial a partir da qual pode-se concluir que o aumento da sucção mátrica causa o decréscimo do coeficiente de empuxo lateral.

Além disso, Fredlund e Rahardjo (1993) definem o coeficiente de empuxo lateral em solos não saturados como:

$$K_0 = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.28)$$

A Equação (2.28) também sugere que quanto maior for a pressão de ar no solo, ou seja, quanto maior for a sucção, menor será o coeficiente de empuxo lateral.

3 Programa Experimental

3.1 Materiais Utilizados

O material de estudo dessa dissertação provém do talude localizado aos fundos da Casa de Retiro dos Padres Anchietas em São Conrado, Rio de Janeiro. A localização é detalhada pelas Figuras 3.1 e 3.2.

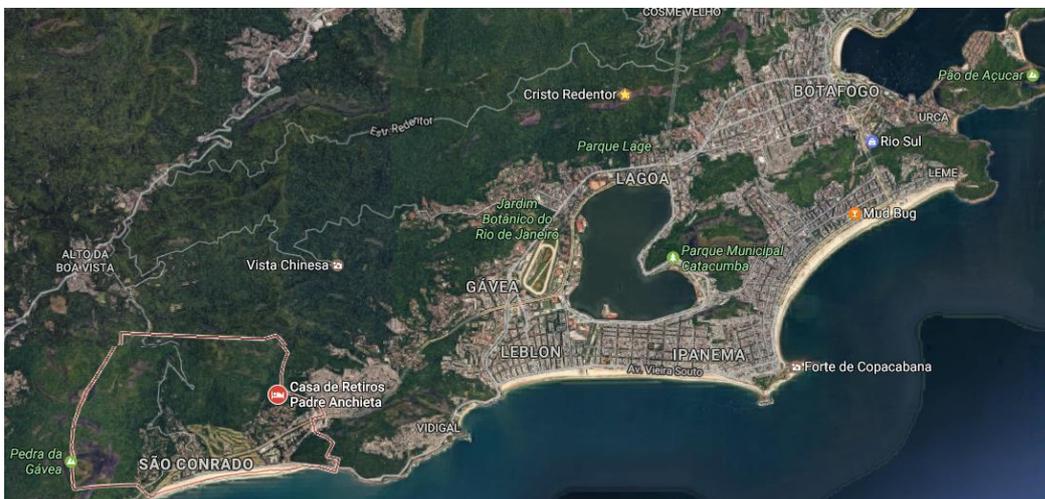


Figura 3.1 – São Conrado, localizado na zona sul da cidade do Rio de Janeiro.

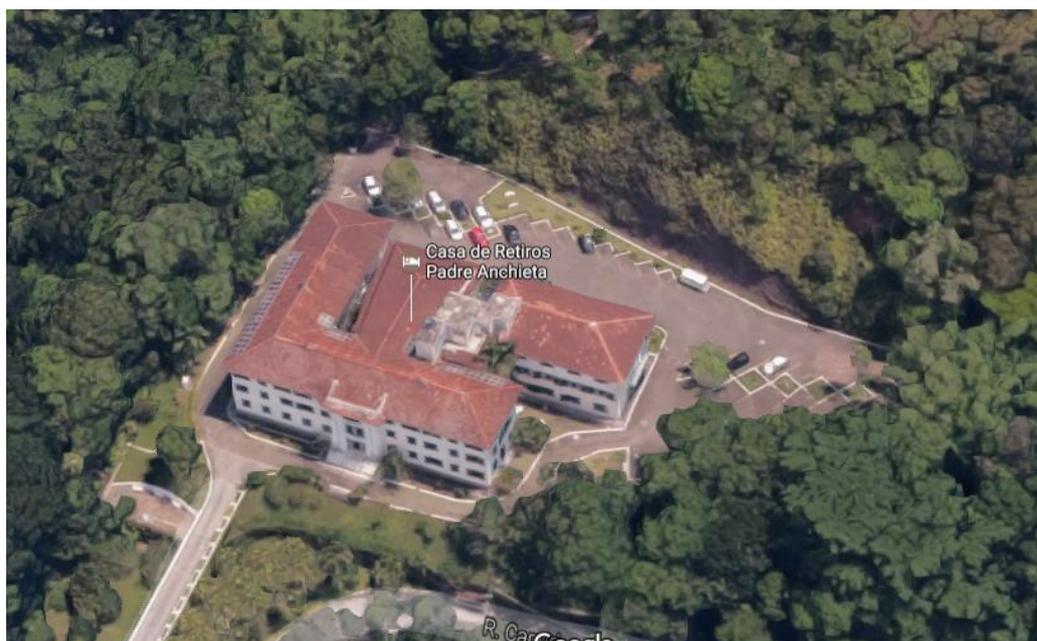


Figura 3.2 - Casa de Retidos Padre Anchieta.

Foram retiradas amostras de solo de três pontos distintos da região, sendo elas constituídas por solo residual com diferentes graus de intemperismo. O primeiro ponto de amostragem, localizado ao lado direito do talude da Figura 3.3, apresenta um solo residual jovem de gnaiss. Os outros dois pontos de amostragem situam-se à esquerda do talude da Figura 3.3 e apresentam solos residuais de transição e maduro, respectivamente.



Figura 3.3 - Talude frontal do Campo experimental da Casa dos Padres Anchieta, RJ.

A amostragem foi feita manualmente e com cuidado para a extração de blocos indeformados com aproximadamente 30 cm de aresta. Para a manutenção da umidade natural e proteção da estrutura do bloco durante o transporte, 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.

Os blocos indeformados dos solos residuais jovem, de transição e maduro podem ser observados nas Figuras 3.4, 3.5 e 3.6, respectivamente.



Figura 3.4 - Solo residual jovem.

Na Figura 3.4, é possível notar a herança da matriz da rocha originária na estrutura do solo, deixando evidente sua formação no local e seu, ainda baixo, grau de intemperismo.

A origem residual dos solos de transição e maduro foi notada devido à presença de feldspatos calcificados, uma indicação da alteração da rocha no local. O feldspato se altera formando argilominerais que são lixiviados, o que ocasiona a concentração de minerais máficos, causando a coloração mais escura.

A real classificação do grau de intemperismo das amostras demanda, além da caracterização física executada neste estudo, ensaios de caracterização química e mineralógica. Tais análises estão ainda em fase de execução em um estudo paralelo desenvolvido por Delcourt (2016).



Figura 3.5 - Solo residual de transição.



Figura 3.6 - Solo residual maduro.

A caracterização física das amostras de solo foi realizada no Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio utilizando solo amolgado retirado durante a amostragem. Os dados obtidos estão expressos no Capítulo 4 – Resultados e Discussões.

3.2 Equipamento

O equipamento utilizado neste estudo para a determinação do coeficiente de empuxo em repouso, K_0 , com controle de sucção consiste em um ensaio triaxial feito com o auxílio de uma célula rígida. O equipamento foi desenvolvido anteriormente por Daylac (1994) e teve de ser remontado e adaptado para o presente trabalho. O equipamento era originalmente composto por: uma câmara de ensaio, um sistema de aplicação e controle de pressões de água e ar, um sistema de aplicação de forças verticais do tipo prensa de adensamento, bomba de bolhas, transdutores de pressão de água e ar, um mini-transdutor de pressão lateral, um medidor automático de variação volumétrica, uma célula de carga, um extensômetro elétrico e um sistema de aquisição de dados conforme o esquema geral mostrado da Figura 3.7.

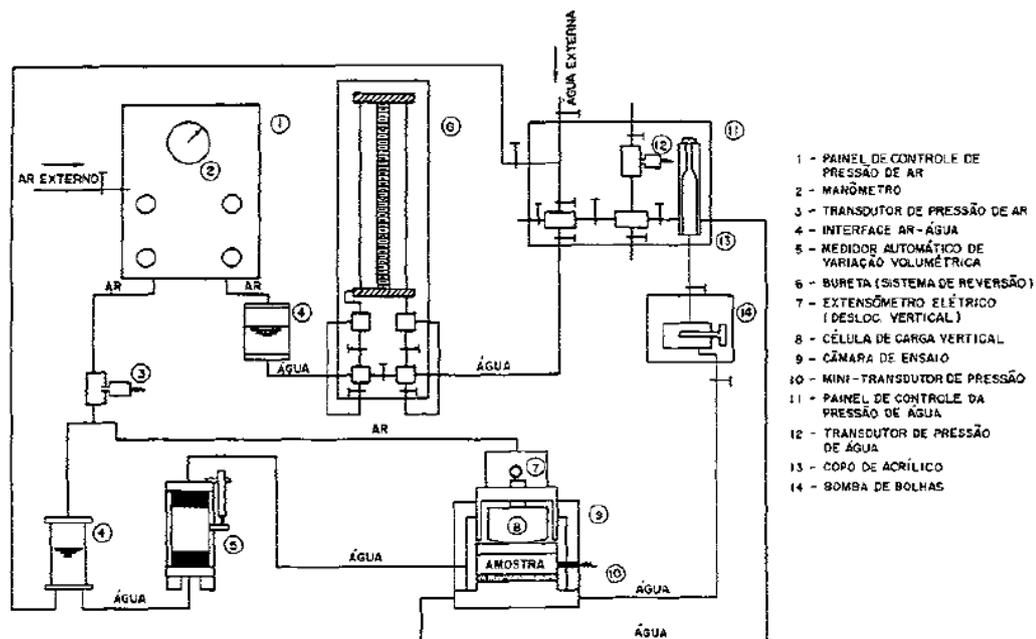
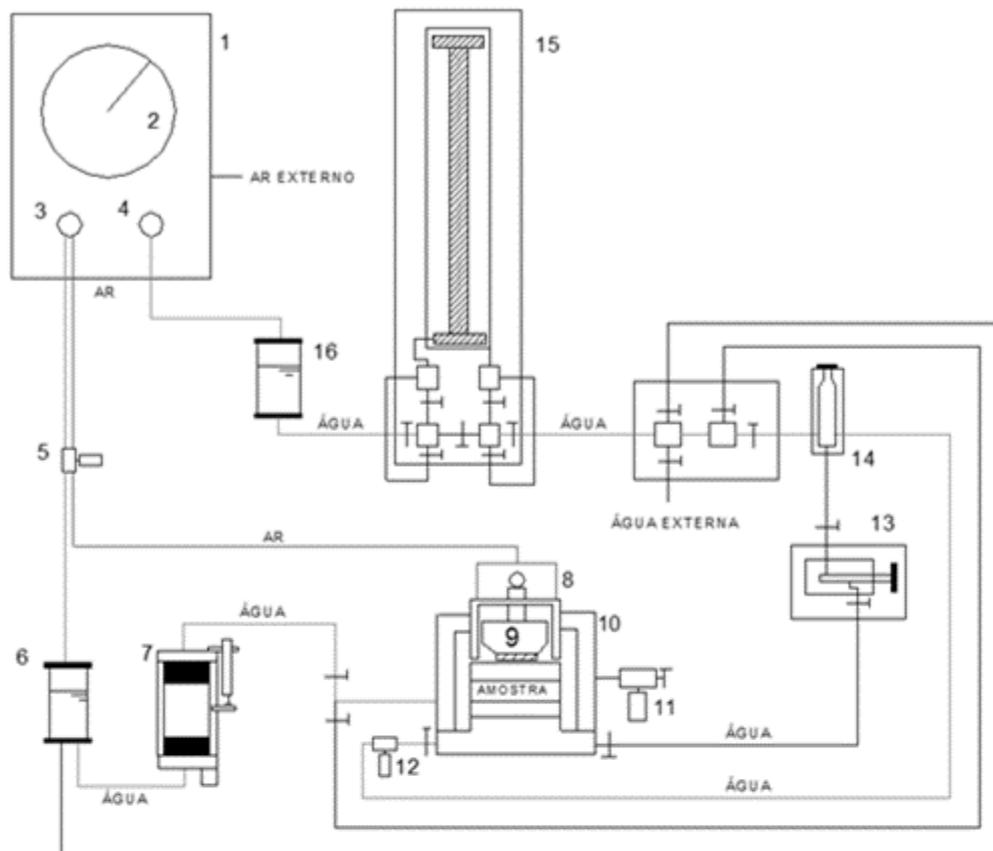


Figura 3.7 - Esquema geral do equipamento proposto por Daylac (1994).

Para a utilização deste equipamento na presente pesquisa o sistema descrito por Daylac (1994) teve de ser reconstruído no Laboratório de Mecânica dos Solos Não Saturados da PUC-Rio com algumas modificações como: alteração do sistema de carregamento vertical para uma prensa independente; instalação de válvula de entrada de água lateral para enchimento da câmara e instalação de transdutor de pressão lateral convencional no corpo da câmara. O esquema geral do equipamento

na configuração atual é apresentado na Figura 3.8 e será detalhado nos itens seguintes.



- 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 3.8 - Esquema Geral do equipamento.

3.2.1 Câmara de Ensaio

A câmara de ensaio é constituída por um topo e uma base construídos em duralumínio e ligados por quatro parafusos de forma a compor um único corpo rígido. O conjunto é dimensionado para suportar pressões da ordem de 1000 kPa com ampla segurança e foi testado até a pressão de ar de 800 kPa (Daylac, 1994).

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

1. No corpo da câmara estão instalados uma válvula de entrada de água e um transdutor de pressão que tem o objetivo de medir a tensão lateral desenvolvida durante o ensaio.
2. O pistão, que possui o mesmo diâmetro da amostra, para que as deformações verticais do solo sejam compensadas pela penetração, é instalado na parte superior do corpo da câmara. No interior do pistão, há uma célula de carga embutida previamente calibrada, que tem o objetivo de medir a força vertical transmitida à amostra durante o ensaio. Na parte superior, encontram-se a válvula de escape e dois canais de passagem do sistema de entrada de ar até o top cap.
3. O top cap de mesmo diâmetro que o pistão possui em sua parte inferior um rasgo concêntrico para a instalação de uma pedra porosa convencional de grãos grossos por onde é aplicada a pressão de ar.

A base da câmara, onde a amostra de solo é assente, possui um rasgo concêntrico que aloja um disco cerâmico de alto valor de entrada de ar (500kPa) colado pelas bordas. Entre o fundo da base e o disco cerâmico há uma câmara de água que é pressurizada durante o ensaio através de tubos plásticos ligados ao sistema de controle e aplicação de pressão de água na amostra.

A Figura 3.9 apresenta o detalhamento da secção transversal da câmara de ensaio.

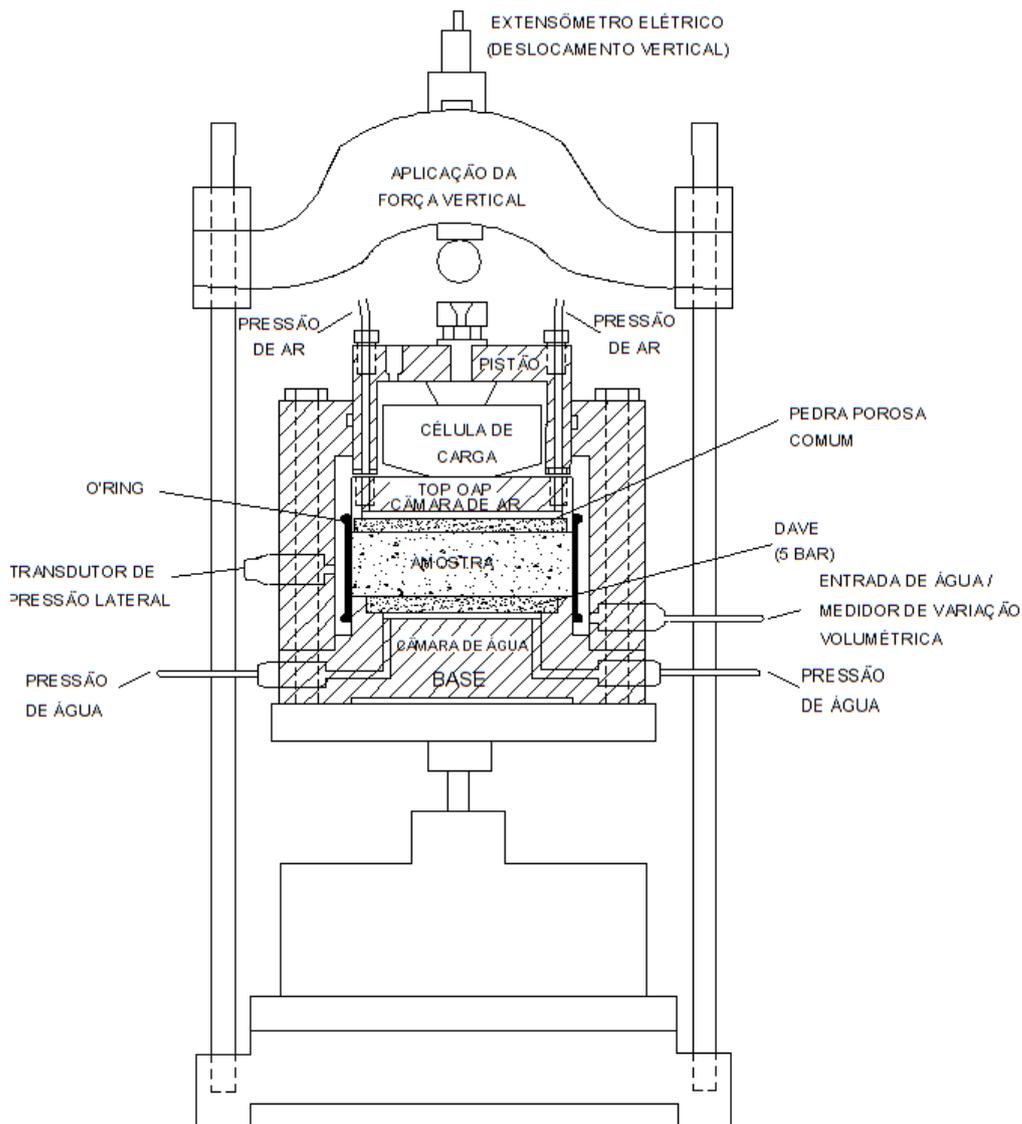


Figura 3.9 - Seção transversal da câmara de ensaio.

3.2.2 Sistema de Aplicação e Controle de Pressões de Água e Ar

Para a aplicação das pressões de ar e água (u_a e u_w), que impõem a sucção desejada na amostra, e da pressão confinante (σ_c) foi utilizado um sistema de ar comprimido.

Nesse sistema, o ar comprimido passa por um painel de controle constituído por um manômetro de capacidade máxima de 700 kPa e duas válvulas reguladoras de pressão (Figura 3.10). As pressões são controladas de forma grosseira pelo manômetro e medidas com maior precisão pelos transdutores de pressão instalados nas linhas de distribuição.



Figura 3.10 - Painel de controle de pressões.

Foram derivadas 3 linhas de distribuição à partir do painel de controle conforme a Figura 3.11: a primeira (em verde) para a aplicação da pressão de ar (u_a) no topo da amostra pelos canais existentes no top cap. A segunda (em laranja) para a aplicação de pressão de água (u_w) na base da amostra que passa por uma interface ar-água até a base da câmara. E a terceira (em azul), por onde é aplicada a pressão confinante (σ_c), que passa por uma segunda interface ar-água e um Medidor automático de Variação Volumétrica (MVV) até o corpo da câmara.



Figura 3.12 - Sistema de aplicação de força vertical.

3.2.4 Bomba de Bolhas

A Bomba de Bolhas (Figura 3.13) é o elemento responsável por eliminar as bolhas de ar e saturar o sistema de aplicação de pressão de água. É constituída por uma caixa de acrílico com uma câmara cilíndrica que aloja um pistão de ação manual. A câmara cilíndrica é ligada por meio de conexões à base da câmara de ensaio e a um copo de acrílico.

Ao movimentar o pistão, as bolhas de ar são empurradas da câmara cilíndrica para o copo de acrílico que está aberto para a atmosfera. Este procedimento de saturação deve ser realizado antes de cada ensaio para garantir a inexistência de ar na tubulação.

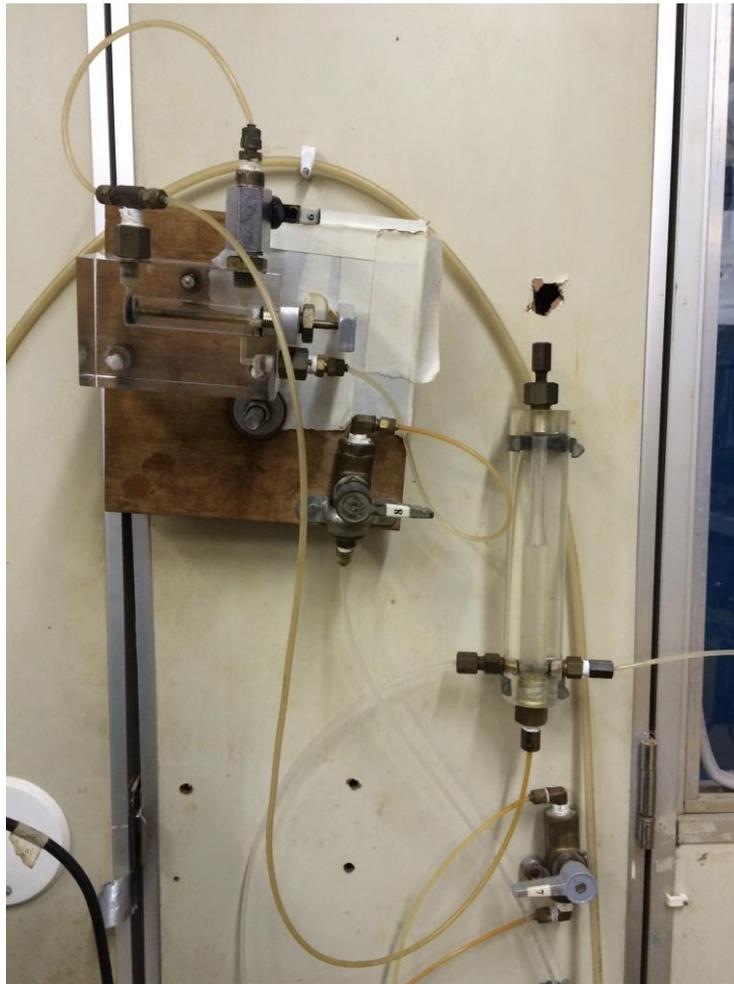


Figura 3.13 - Bomba de Bolhas.

3.2.5 Medidor Automático de Variação Volumétrica tipo PUC-Rio

Com a finalidade de determinar variação volumétrica do solo durante a aplicação da sucção foi utilizado um Medidor de Variação Volumétrico (Figura 3.14) modelo PUC-Rio desenvolvido por de Campos (1985 b).

Este equipamento consiste em duas câmaras de água formadas por um “bellofram” preso na parede cilíndrica que une todas as partes. As câmaras são separadas por um corpo sólido que funciona como um pistão e que movimenta o suporte onde é apoiado o transdutor de deslocamento axial. Este suporte passa pela parede externa cilíndrica através de uma ranhura e é preso à extremidade móvel do extensômetro. Sendo assim, quando as câmaras se enchem ou esvaziam, movimentam o suporte e, conseqüentemente, alteram as leituras do transdutor de deslocamento.

A câmara superior do MVV é conectada à entrada lateral do corpo da câmara de ensaio e a câmara inferior é conectada a interface ar-água do sistema de aplicação de pressão de tensão confinante (σ_c), como descrito anteriormente. Sendo assim, quando se aplica a tensão confinante a partir do painel de controle, a câmara inferior do MVV exerce pressão sobre a câmara superior e o pistão movimenta-se para cima. No decorrer do ensaio, qualquer deformação volumétrica do corpo-de-prova altera a pressão nas câmaras e o movimento do pistão, que é registrado pelo transdutor de deslocamento vertical.

A medida quantitativa da variação volumétrica é conhecida a partir da calibração prévia do MVV onde se mede o volume de água que entra ou sai das câmaras e a variação que este volume causa nas leituras do instrumento de medição.



Figura 3.14 - Medidor Automático de Variação Volumétrica.

3.2.6 Sistema de Aquisição de Dados

Todos os instrumentos elétricos utilizados no equipamento KCS foram ligados ao sistema de aquisição de dados Mentor M16C, o qual é equipado com um voltímetro digital ECB de 4 ½ dígitos e com até 16 cartões AF ϕ 3, cada um deles contendo uma fonte regulada contínua de tensão e um amplificador de instrumentação (Figura 3.15).

Os cartões AF ϕ 3 de 9 a 14 foram configurados para a operação dos seguintes instrumentos de medição elétricos, respectivamente: célula de carga vertical, 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 canais de 9 a 14 foram feitas no computador a partir do Software WinDaq Data Acquisition da DATAQ Instruments. A conversão das unidades de Volt em unidades de engenharia foi feita segundo a calibração prévia de cada instrumento.



Figura 3.15 - Sistema de Aquisição de Dados (M16C).

3.3 Procedimentos e Técnicas de Ensaio

O procedimento adotado nos ensaios para a determinação de K_0 em solos não saturados com sucção controlada descrito neste capítulo é baseado na metodologia utilizada por Daylac (1994). Foram executadas as seguintes etapas sequencialmente: operações pré-ensaio, preparação e instalação da amostra, enchimento da câmara e leituras iniciais dos instrumentos, aplicação do estado inicial de tensões, aplicação do carregamento vertical sob sucção constante e operações finais.

3.3.1 Operações Pré-ensaio

3.3.1.1 Calibração dos Instrumentos

Para a utilização de instrumentos de medição elétricos é necessária a calibração prévia destes para que se conheça a relação entre a medida de Volt dada pelo instrumento e a unidade de engenharia a que está submetido.

Os instrumentos utilizados estão descritos no Apêndice A, bem como suas curvas de calibração.

3.3.1.2 Verificação da Estanqueidade do Conjunto

Para garantir um correto funcionamento do equipamento e uma medição precisa dos instrumentos elétricos é necessário garantir a inexistência de vazamentos no conjunto. Para tanto, foi aplicada pressão em diversos trechos do sistema a fim de identificar eventuais pontos de vazamento e foi avaliada a estabilidade da pressão aplicada. Não sendo identificados vazamentos e mantendo-se a pressão, o trecho era considerado estanque.

Esta fase do estudo é crítica, tendo em vista que determinar os pontos de vazamento da célula rígida ou das tubulações consiste em um grande desafio. Problemas como defeitos em O'rings de vedação, ajuste errado dos parafusos durante a vedação da célula e até mesmo presença de material entre a base e o corpo

da câmara podem causar vazamentos mínimos, porém contantes, que acarretam erros nas medições.

3.3.1.3

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

A presença de ar nas tubulações de água acarreta erro de medição durante o ensaio e, por isso, tanto as tubulações quanto a pedra porosa de alto valor de pressão de entrada de ar e a câmara de pressão de água existente abaixo do disco cerâmico devem estar completamente saturadas.

Para a saturação das tubulações é necessário executar fluxo de água ao longo destas. A bomba de bolhas exerce papel fundamental para garantir a saturação do sistema, principalmente da câmara de pressão de água, onde é comum a presença de ar difuso que passa pelo disco cerâmico. Este procedimento de saturação deve ser executado imprescindivelmente antes de cada ensaio.

A pedra porosa de alto valor de pressão de entrada de ar utilizada é de 5 Bar (500 kPa). Ou seja, o ar só é capaz de entrar no disco cerâmico, dessaturando-o, quando a pressão de ar ultrapassa 500 kPa. Para a saturação da pedra porosa de alto valor de pressão de entrada de ar é realizado fluxo descendente ao longo desta. É importante ressaltar que não se deve executar fluxo ascendente, tendo em vista que a pedra é colada pelas laterais na base do equipamento e tal sentido de fluxo poderia causar trincas, danificando a pedra porosa. Para executar o fluxo descendente, enche-se o corpo da câmara com água e, a partir do top cap, impõe-se uma pressão de ar no interior da câmara que faz com que a água percole no disco cerâmico. A água segue então para a bureta, onde é medida a variação do volume em determinado tempo. A pedra porosa é considerada saturada quando o gráfico do volume de água pelo tempo aproxima-se de uma reta (vide Apêndice A). A partir deste procedimento determina-se também o coeficiente de permeabilidade da pedra saturada.

A garantia de saturação das as partes do equipamento é impossível de ser completamente garantida. Deve-se ter muita atenção para minimizar os efeitos da presença de ar na água utilizada, sendo o ideal a utilização de água destilada e deaerada.

3.3.2 Preparação e instalação da amostra

O solo ensaiado é um solo residual não-saturado, sendo assim, todos os cuidados para manter a amostra de solo indeformada devem ser tomados. O corpo de prova é talhado com o auxílio de um anel de aço inoxidável de parede fina e ponta biselada com diâmetro de 101,6mm e 30mm de altura e extraído como mostrado na Figura 3.16.



Figura 3.16 - Extração das amostras do anel de moldagem.

Depois de preparada a amostra, parte-se para a instalação na câmara de ensaio (Figura 3.17). Primeiramente é colocado um papel filtro saturado sobre a pedra porosa de alto valor de entrada de ar para evitar a colmatação dos poros. Em seguida instala-se a amostra sob o papel filtro saturado. Acima da amostra, é instalado o papel filtro seco, posiciona-se a membrana e posteriormente o top cap que contém a pedra porosa comum, também seca. Por fim, a membrana de látex é fixada na base e no top cap com o auxílio de o'rings (Figura 3.18).

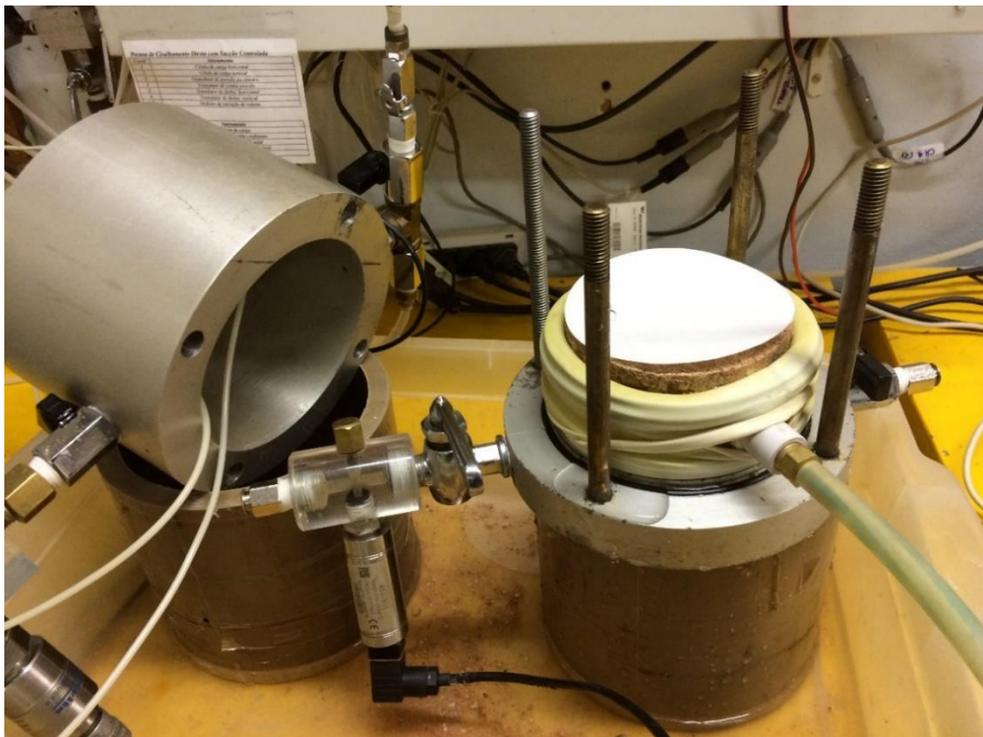


Figura 3.17 - Instalação da amostra na câmara.



Figura 3.18 - Término da instalação da amostra na câmara de ensaio.

3.3.3 Enchimento da câmara e leituras iniciais dos instrumentos

Com a amostra instalada, o corpo da câmara de ensaio, juntamente com o pistão, são instalados e levados à prensa para que haja o ajuste final e a fixação dos parafusos de vedação (Figura 3.19).

O preenchimento da câmara é feito à partir do fluxo de água da entrada lateral da câmara até que haja a saída pela válvula de escape no topo do pistão.

Terminados os ajustes são feitas as leituras iniciais dos instrumentos de medição.

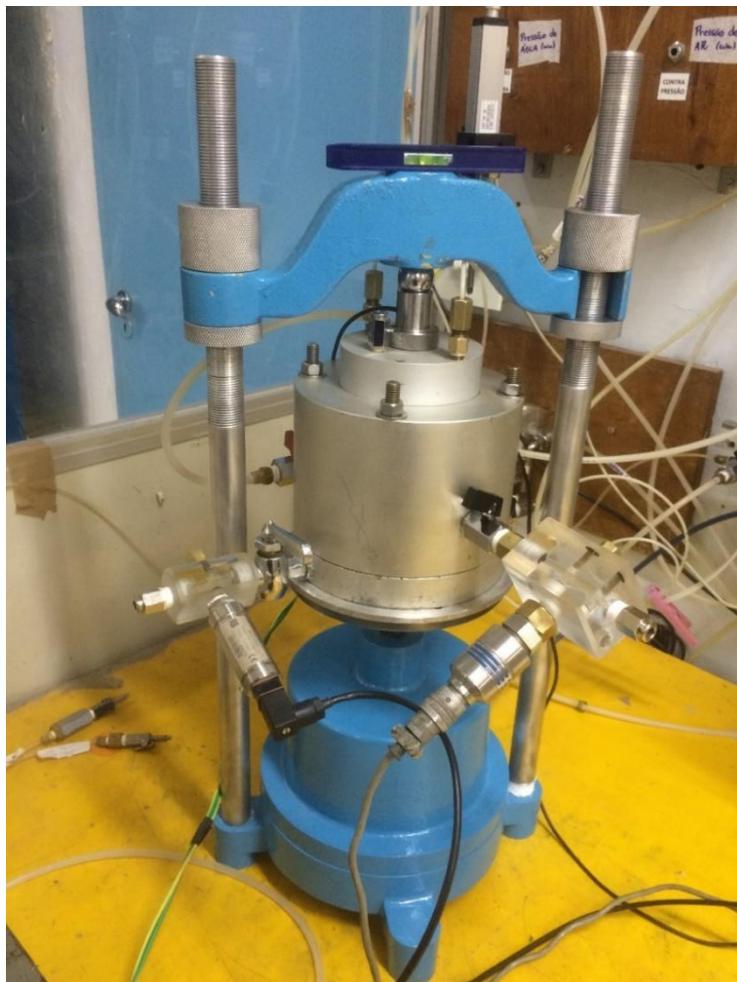


Figura 3.19 - Ajuste da câmara na prensa e fixação de parafusos de vedação.

3.3.4 Aplicação do Estado Inicial de Tensões

O ensaio para determinação de K_0 em solos não saturados é feito com sucção controlada. A sucção é a diferença entre as pressões de ar e água ($u_a - u_w$). Sob condições em que a pressão de ar é equivalente à pressão atmosférica (1 atm), a pressão de água para uma sucção maior do que 1kgf/cm² ficaria associada a um valor negativo da pressão de água. Como pressões negativas de água não são medidas corretamente pelos transdutores elétricos utilizados devido à cavitação do sistema de medição, é necessário fazer uso da técnica de translação de eixos desenvolvida por Hilf em 1956.

A técnica de translação de eixos consiste em aumentar igualmente a pressão de ar e a tensão total impedindo que haja perda de umidade da amostra, fazendo com que a pressão de água também seja aumentada por igual e mantendo, dessa forma, a sucção constante. Na prática, aplica-se uma pressão de ar acima da atmosférica que seja suficiente para que, com a aplicação de uma pressão de água positiva, obtenha-se o valor de sucção estipulado.

Para que a técnica seja válida, deve ser possível aumentar a pressão de ar e a tensão total igual e simultaneamente na amostra de forma a não produzir deformações. Devido à única linha de pressão criada para alimentar as entradas de ar no topo da amostra e de água na lateral da câmara no equipamento, este procedimento pode ser executado com relativa facilidade.

Antes da aplicação do estado inicial de tensões, são feitas as leituras iniciais da bureta, dos transdutores de pressão, do transdutor de deslocamento vertical e do medidor de variação volumétrico. São então, ajustadas as pressões para os valores desejados. A pressão de água é fixada, e as pressões de ar e confinante são aumentadas de forma igual e simultânea, mantendo a tensão isotrópica constante ($\sigma_c - u_a$). Deste modo, qualquer deformação sofrida pela amostra é unicamente causada pela variação da sucção mátrica ($u_a - u_w$).

Após atingir o valor de pressões estipulados, é necessário aguardar a estabilização da sucção imposta na amostra. O processo de estabilização pode ser lento dependendo dos valores aplicados. Durante este processo é permitido o fluxo de água na amostra. Se o valor de sucção imposto pelo sistema for maior do que o presente na amostra, ocorrerá a saída de água, ocasionando a secagem. Caso

contrário, a água entrará na amostra, provocando o umedecimento. A estabilização é atingida quando o fluxo de água e a deformação da amostra cessarem, ou seja, quando as leituras da bureta e do MVV permanecerem constantes.

3.3.5

Aplicação do Carregamento Vertical com Sucção Constante

Atingida a estabilização da sucção mátrica, inicia-se o carregamento vertical da amostra feito em estágios. Durante cada estágio de carregamento mede-se a tensão vertical aplicada, o deslocamento vertical e a tensão horizontal desenvolvidos e a variação de volume de água na amostra.

O tempo de duração de cada estágio de carregamento ou descarregamento é definido pela estabilização das leituras dos instrumentos. Segundo Daylac (1994), o tempo médio de duração de cada estágio de carregamento dura cerca de 1:30 horas e cada estágio de descarregamento, 1 hora.

3.3.6

Operações Finais

Ao término do ensaio, as tensões são descarregadas e retira-se o corpo de prova da câmara de ensaio. Afere-se o peso e as dimensões finais da amostra que é levada à estufa para a determinação da umidade final.

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

4 Resultados e Discussões

4.1 Ensaio de Caracterização Física

A caracterização física das amostras de solo foi realizada no Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio utilizando solo amolgado retirado durante a 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 retenção de água dos solos.

4.1.1 Granulometria

O ensaio de granulometria tem a função de determinar a fração das diferentes dimensões de grão que constituem o solo a fim de determinar suas características físicas e classificar o material. Os ensaios de análise granulométrica das amostras seguiram os procedimentos preconizados na NBR 7181/84 – Análise granulométrica. O gráfico da Figura 4.1 ilustra as curvas obtidas.

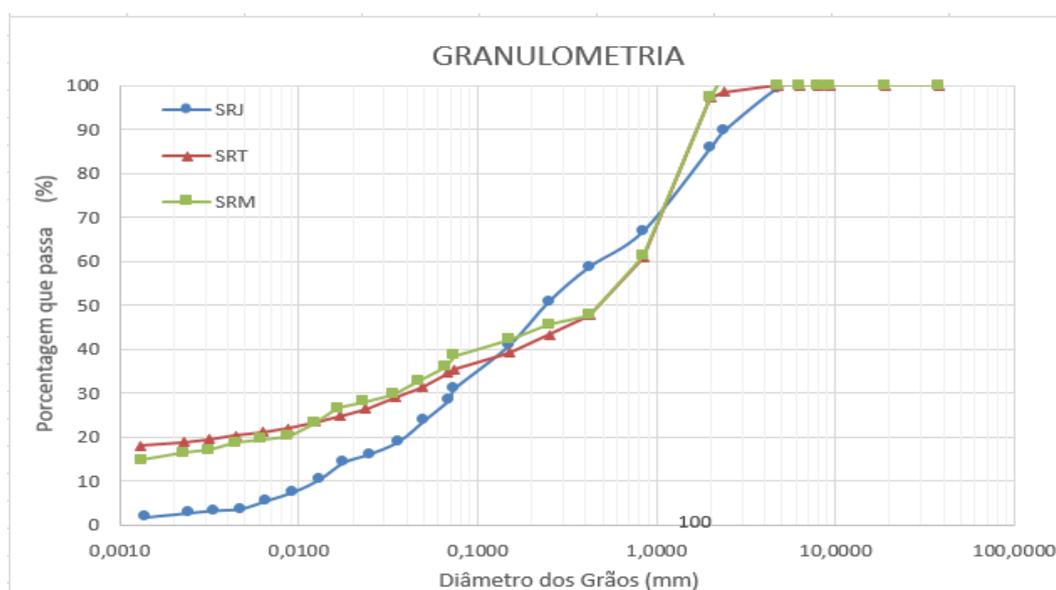


Figura 4.1 - Granulometria das amostras.

Tabela 4.1 - Distribuição granulométrica dos solos estudados.

Distribuição granulométrica (%)					
Solo	Pedregulho	Areia	%Finos		
			Silte	Argila	Total
SRJ	14,23	60,09	23,39	2,28	25,67
SRT	2,90	63,87	14,69	18,55	33,24
SEM	2,88	62,41	18,88	15,83	34,71

A Tabela 4.1 mostra a distribuição granulométrica dos solos estudados. Segundo a classificação da ABNT, as amostras SRJ e SRM são classificadas como areia siltosa. O predomínio da fração de areia e a pequena porcentagem de fração argílica na amostra SRJ mostra que este solo encontra-se pouco intemperizado. A amostra de solo SRT apresentou maior percentual de argila, e foi classificada como areia argilosa indicando um maior grau de intemperismo. Apesar disso, o percentual total de finos da amostra SRT é ligeiramente menor do que o do solo SRM, indicando que este, possivelmente, encontre-se menos intemperizado em relação ao outro.

4.1.2 Limites de Consistência

Os limites de consistência definidos por Atterberg constituem os teores de umidade em que um solo de granulação fina muda de comportamento. O Limite de plasticidade é definido pelo teor de umidade da mudança do estado semi-sólido para plástico e o limite de liquidez pelo teor de umidade da mudança do estado plástico para o líquido. A determinação destes parâmetros é fundamental para a classificação de solos finos, tendo em vista que o índice de plasticidade é utilizado na carta de plasticidade de Casagrande, base para o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). O índice de plasticidade é definido pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

Os limites de consistência dos materiais foram determinados conforme prescrito pelas normas brasileiras: NBR 6459/84 – Limite de Liquidez e NBR 7180/84 – Limite de Plasticidade.

Os resultados obtidos para os solos residuais de transição e maduro estão disponíveis na Tabela 4.2. Não foi possível determinar os limites de consistência

do solo residual jovem devido ao pequeno percentual de finos, sendo assim considerado um solo não plástico.

Tabela 4.2 - Limites de Consistência.

	LL	LP	IP	Descrição
SRT	58,11	31,24	26,87	Alta
SEM	55,46	38,64	16,82	Média

A partir das curvas granulométricas e dos limites de consistência, de acordo com o SUCS, o solo SRJ é classificado como areia siltosa (SM) e os solos SRT e SRM como areias argilosas (SC).

4.1.3 Índices Físicos

Os índices físicos constituem relações entre peso e volume das três fases que compõem os solos (sólidos, água e ar) e têm a função de representar as condições físicas do solo no estado em que ele se encontra.

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

Os valores de peso específico natural, peso específico seco, índice de vazios, porosidade e grau de saturação são resultado da média dos valores obtidos com a cravação de anéis rígidos nas amostras de solo indeformado.

A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos índices físicos obtidos para cada solo estudado.

Tabela 4.3 - Índices Físicos.

Amostra	W_{campo} (%)	G_s	γ_{nat} (KN/m³)	γ_d (KN/m³)	e	n (%)	S (%)
SRJ	23,4	2,63	15,8	12,8	1,02	50	62
SRT	23,4	2,65	16,4	13,4	0,94	48	63
SEM	22,9	2,66	15,9	12,9	1,03	51	61

4.1.4 Curvas Características de Retenção de água

As curvas características de retenção de umidade dos solos foram obtidas segundo as orientações do método do Papel Filtro (Marinho, 1994).

A metodologia escolhida consistiu em determinar apenas a curva de secagem do material, tendo em vista que não é objetivo do estudo avaliar eventuais efeitos de histerese.

Os corpos de prova indeformados moldados em anéis metálicos de 4,7 cm de diâmetro por 2,1 cm de altura foram, primeiramente, saturados por capilaridade e, posteriormente, secos ao ar até a massa arbitrada.

As amostras foram, então, postas em contato (topo e base) com papéis filtro do tipo Whatman N° 42, envoltas em papel filme do tipo PVC, papel alumínio e guardadas em uma caixa de isopor durante um período de 7 dias para a equalização da sucção matricial.

Ao final do período de estabilização, os papéis filtro foram pesados na balança de 0,0001 g de precisão em intervalos de tempo pré-determinados (10, 20, 30, 40, 50 e 60 segundos). Utilizando os valores obtidos e uma correlação exponencial, foi possível determinar a massa dos papéis filtro no tempo zero. O mesmo procedimento de pesagem dos papéis foi executado após a secagem destes em estufa de 110° C por um período de duas horas.

A partir da massa seca e úmida do papel filtro, foi determinada sua umidade. Utilizando este valor na Equação (4.1) proposta por Chandler et. al. (1992), foi obtida a sucção matricial em que o conjunto se estabilizou.

$$\begin{cases} w_p > 47\% ; \psi_m = 10^{[6,05-2,48*\log(w_p)]} \\ w_p \leq 47\% ; \psi_m = 10^{(4,84-0,0622*w_p)} \end{cases} \quad (4.1)$$

Onde:

w_p = umidade do papel filtro;

ψ_m = sucção matricial.

A umidade do solo ao final do estágio de estabilização também foi obtida e por relações de índices físicos foi possível determinar o grau de saturação e a umidade volumétrica dos corpos de prova.

A partir dos pontos de amostragem obtidos nos ensaios, foi feito o ajuste das curvas de retenção de umidade a partir do software SWRC Fit desenvolvido por Seki (2007). A partir do programa, foi possível identificar qual o melhor ajuste para a curva de cada solo estudado, tendo em vista que software executa diversos ajustes

existentes na literatura, sendo eles: Brooks & Corey, 1964; van Genuchten, 1980; Kosugi, 1996; Fredlund & Xing, 1994; Durner, 1994 e Seki, 2007 (Seki, 2007).

O solo residual jovem apresentou comportamento unimodal, ou seja, apresentou um único trecho de dessaturação e sua curva de retenção foi melhor ajustada segundo a Equação (4.2) proposta por Brooks & Corey (1964).

$$S_e = \begin{cases} \left(\frac{h}{h_b}\right)^{-\lambda} & (\psi > \psi_b) \\ 1 & (\psi \leq \psi_b) \end{cases} \quad (4.2)$$

Onde:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (4.3)$$

E:

S_e = teor de saturação efetivo;

θ_s = umidade volumétrica de saturação;

θ_r = umidade volumétrica residual;

ψ_b = pressão de entrada de ar;

ψ = sucção;

λ = índice de distribuição de poros.

Os solos residuais de transição e maduro apresentaram um comportamento diferenciado, denominado bimodal. O ajuste das curvas de retenção dos dois materiais seguiu a Equação (4.4) proposta por Durner (1994).

$$S_e = w_i \left[\frac{1}{1 + (\alpha_1 h)^{n_1}} \right]^{m_1} + (1 - w_i) \left[\frac{1}{1 + (\alpha_2 h)^{n_2}} \right]^{m_2} \quad (4.4)$$

Onde:

$$m_i = 1 - 1/n_i \quad (4.5)$$

E w_i , α_i e n_i são parâmetros de ajuste.

Os dados obtidos experimentalmente pelo método do Papel Filtro para os três solos estão dispostos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Dados experimentais do Método do Papel Filtro.

SRJ		SRT		SRM	
Umidade Volumétrica (%)	Sucção Matricial (kPa)	Umidade Volumétrica (%)	Sucção Matricial (kPa)	Umidade Volumétrica (%)	Sucção Matricial (kPa)
0,487	5,41	0,346	7,12	0,406	3,32
0,486	5,05	0,411	4,09	0,362	5,23
0,322	8,84	0,383	5,58	0,431	4,39
0,411	12,91	0,312	12,49	0,392	4,28
0,320	42,55	0,298	60,23	0,339	8,95
0,277	132,57	0,249	1522,08	0,316	27,29
0,212	303,1	0,221	2690,20	0,238	755,27
0,226	572,14	0,195	2585,07	0,214	1871,93
0,150	1295,03	0,181	4442,60	0,168	3900,35
0,077	2537,62	0,163	4326,42	0,133	5339,88
0,258	66,16	0,293	72,15	0,325	59,33
0,275	51,99	0,302	104,50	0,294	62,30

As Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam os parâmetros de ajuste fornecidos pelo software SWRC Fit para cada solo.

Tabela 4.5 - Parâmetros de ajuste da curva de retenção de umidade do solo SRJ segundo a equação de Brooks & Corey (1964).

	Parâmetros	SRJ
Software SWRC Fit	θ_r	4,2488 E-06
	θ_s	0,48143
	ψ_b	3,718
	λ	0,19074
	R^2	0,89858
Gráfico	ψ_b (kPa)	4,0
	ψ_{res} (kPa)	200

Tabela 4.6 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de umidade dos solos SRT e SRM segundo a equação de Durner (1994).

	Parâmetros	SRT	SRM
Software SWRC Fit	θ_r	0,11357	6,6871 E-06
	θ_s	0,43348	0,42734
	w_1	0,42256	0,26572
	α_1	0,17655	0,19037
	n_1	4,1622	3,9947
	α_2	5,9371 E-04	0,0017822
	n_2	2,1234	1,3344
	R^2	0,99008	0,97325
Gráfico	ψ_{b1} (kPa)	3,75	3,3
	ψ_{res1} (kPa)	11,0	9,25
	ψ_{b2} (kPa)	820	350
	ψ_{res2} (kPa)	5000	6000

Os gráficos das curvas características de retenção de umidade, bem como os ajustes obtidos, estão ilustrados nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4.

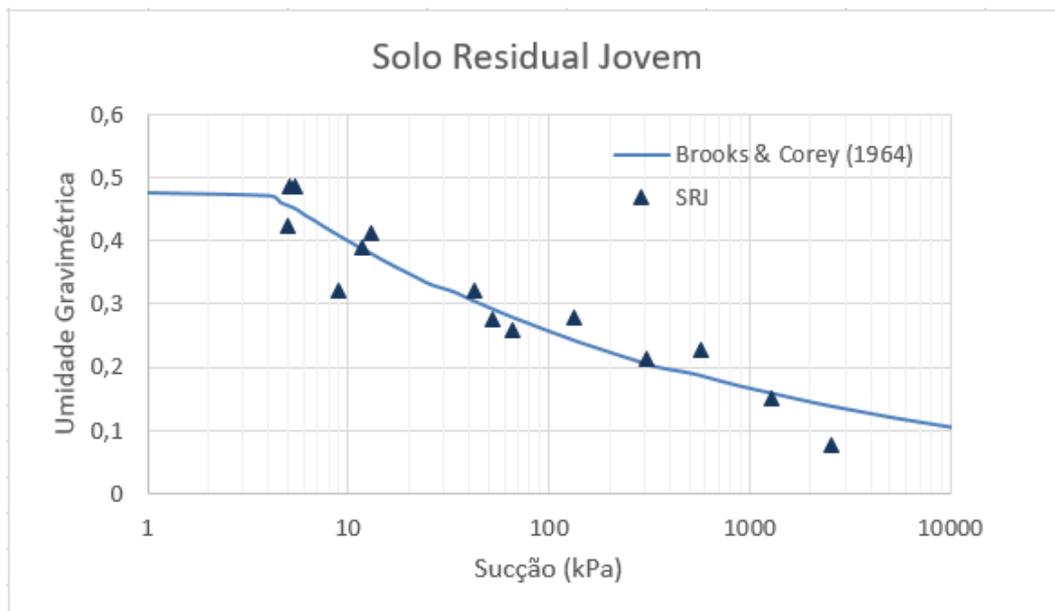


Figura 4.2 - Ajuste da curva característica de retenção de umidade do Solo Residual Jovem.

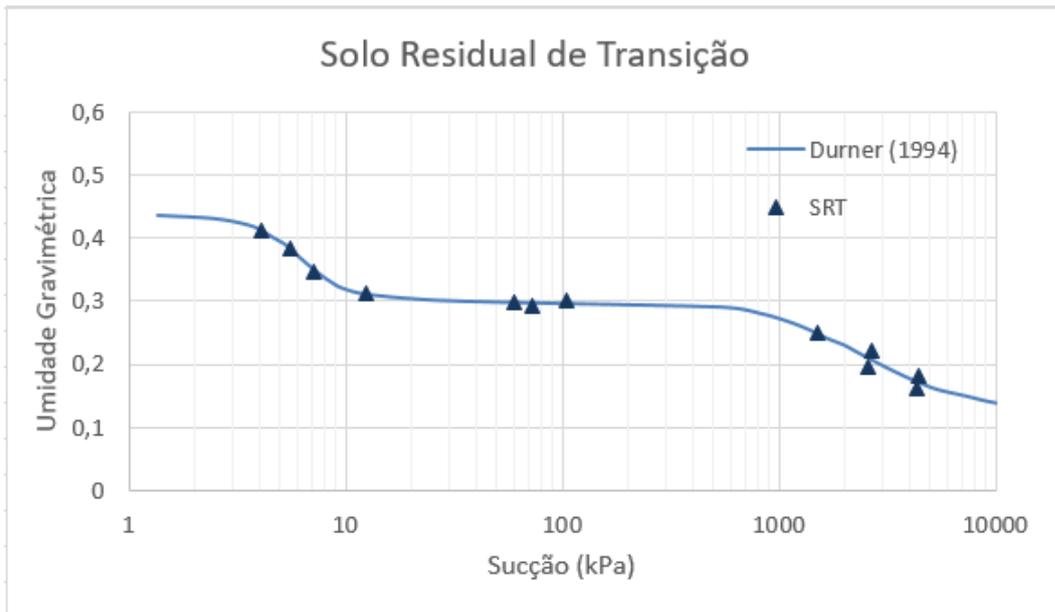


Figura 4.3 - Ajuste da curva característica de retenção de umidade do Solo Residual de Transição.

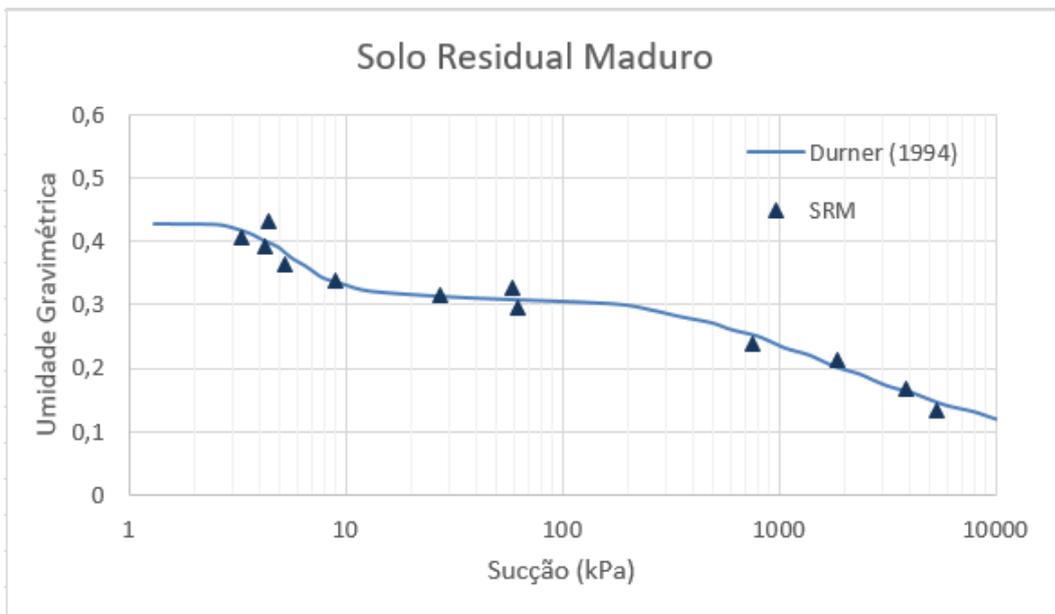


Figura 4.4 - Ajuste da curva característica de retenção de umidade do Solo Residual Maduro.

4.2 Ensaio de Calibração do Equipamento

Nesta etapa do programa foram feitos ensaios para a determinação da compressibilidade geral do sistema e da compressibilidade do tubo de água que liga o MVV à câmara de ensaio a fim de possibilitar a correção da pressão lateral desenvolvida em cada estágio de carga que se encontra afetada pela compressibilidade do sistema, conforme indicado por Daylac (1994).

Considerando que a compressibilidade no interior da câmara de ensaio é descrita por:

$$C_c = \frac{1}{V_c} \cdot \frac{\Delta V_c}{\Delta \sigma_l} \quad (4.6)$$

Tem-se que:

$$\Delta \sigma_l = \frac{\Delta V_c}{V_c \cdot C_g} \quad (4.7)$$

Onde:

$\Delta \sigma_l$ = 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 que:

$$\Delta V_c = \Delta V_g - \Delta V_t \quad (4.8)$$

e:

$$\Delta V_g = C_g \cdot V_g \cdot \sigma_l \quad (4.9)$$

$$\Delta V_t = C_t \cdot V_t \cdot \sigma_l \quad (4.10)$$

onde:

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);

σ_l = tensão lateral medida (kPa).

Considerando que a compressibilidade da câmara corresponde à compressibilidade geral do sistema diminuída da compressibilidade do tubo, tem-se que:

$$\Delta\sigma_l = \frac{\Delta V_c}{V_c \cdot C_c} = \frac{(\Delta V_g - \Delta V_t)}{(V_g - V_t) \cdot (C_g - C_t)} = \frac{(C_g V_g - C_t V_t) \cdot \sigma_l}{(V_g - V_t) \cdot (C_g - C_t)} \quad (4.11)$$

A compressibilidade do tubo foi determinada aplicando estágios de pressão no tubo que liga o MVV 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 MVV. Este procedimento foi repetido duas vezes e os dados dos ensaios estão plotados no gráfico da Figura 4.5.

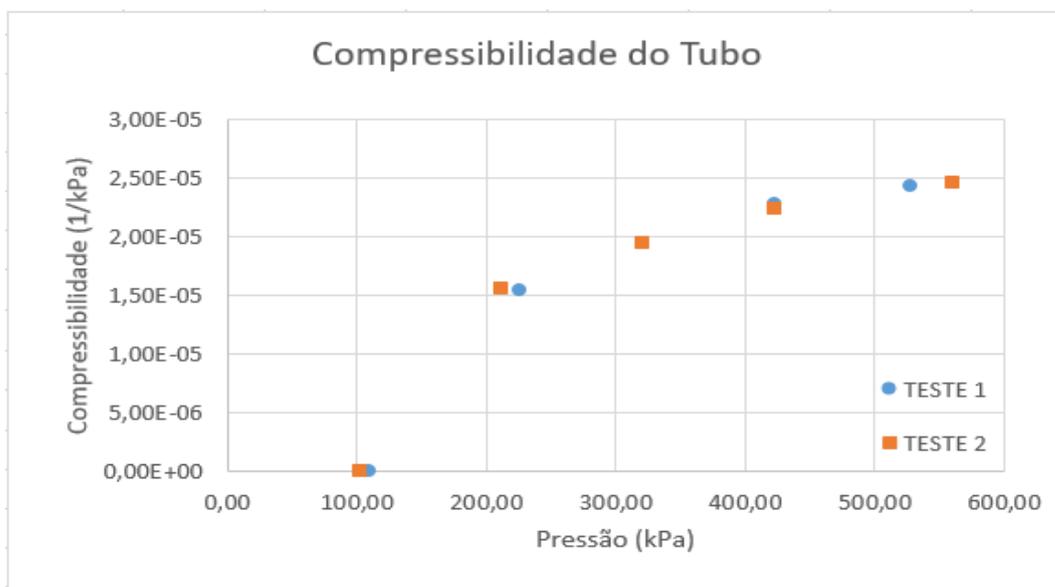


Figura 4.5 - Compressibilidade do tubo.

Seguindo a mesma metodologia aplicada por Daylac (1994), foram determinadas três faixa de valores de compressibilidade do tubo para a utilização na análise dos resultados. Os valores estão apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Compressibilidade do Tubo (Ct).

Pressão Lateral (kPa)	Ct (1/kPa)
0 - 100	0
100 - 200	$1,50 \times 10^{-5}$
> 200	$2,00 \times 10^{-5}$

Para a determinação da compressibilidade geral do sistema foi simulada uma situação de ensaio com a presença de um corpo rígido de mesma dimensão de uma amostra padrão. Foi seguida a mesma metodologia de execução dos ensaios para tornar os resultados o mais realistas possível. Com 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 MVV. O procedimento foi repetido três vezes para averiguação e os resultados obtidos podem ser observados na Figura 4.6.

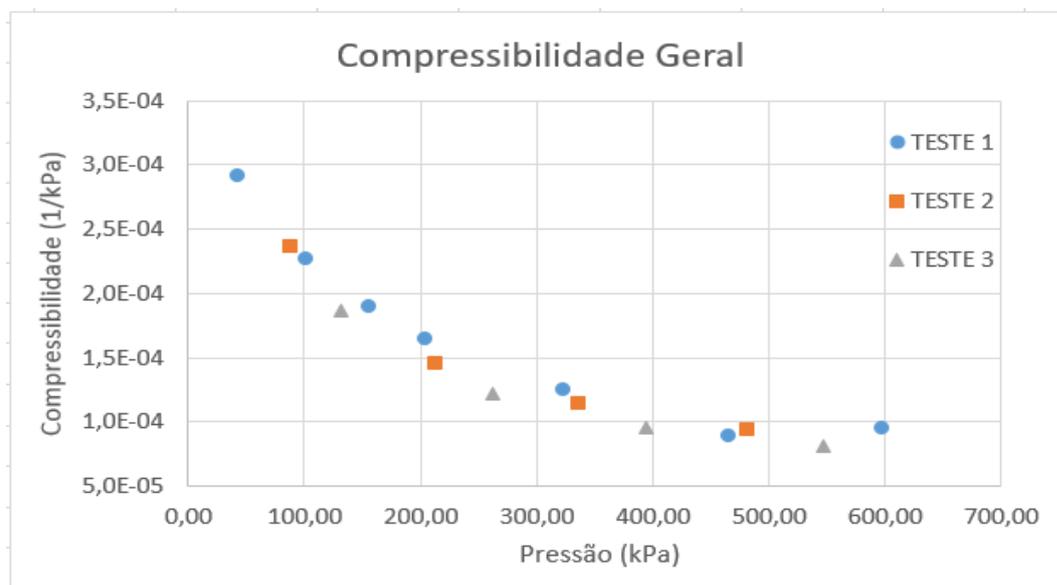


Figura 4.6 - Compressibilidade Geral do Sistema (Cg).

A partir dos dados obtidos foram estipuladas três faixas de valores para a análise dos resultados de acordo com a Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Compressibilidade Geral do Sistema (Cg).

Pressão Lateral (kPa)	Cg (1/kPa)
0 - 100	$3,00 \times 10^{-4}$
100 - 200	$2,00 \times 10^{-4}$
> 200	$1,00 \times 10^{-4}$

4.3

Ensaio de determinação de K_0

O ensaio para a determinação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) seguiu a metodologia executiva descrita anteriormente no Capítulo 3.

Foram executados ensaios com sucções de 10, 40 e 100 kPa em cada um dos três solos com diferentes graus de alteração com o intuito de avaliar tanto a influência da sucção quanto do grau de intemperismo no coeficiente de empuxo lateral.

As tensões totais medidas experimentalmente foram corrigidas devido à compressibilidade do sistema de acordo com o item 4.2.

Para a determinação das tensões efetivas, foi utilizada a equação descrita por Bishop para solos não saturados, onde é necessária a estimativa do valor do parâmetro χ . Este, por sua vez, foi determinado segundo o proposto por Khalili e Khabbaz (1998).

As Tabelas 4.9 a 4.17 apresentam os valores de tensão total vertical e horizontal obtidos experimentalmente e posteriormente corrigidos devido à compressibilidade do sistema, bem como as tensões efetivas verticais e horizontais e os valores finais do coeficiente de empuxo lateral para cada estágio de carregamento aplicado. As Figuras 4.7 a 4.15 apresentam os gráficos dos valores de K_0 em função da tensão efetiva vertical aplicada em cada fase de carregamento dos ensaios.

Tabela 4.9 - Resultados do ensaio SRJ_10kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados					
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
138	151	12	521,4	407,5	538,2	424,3	0,5412	394,2	280,4	0,76
138	151	12	791,2	524,1	852,4	585,2	0,5412	708,5	441,3	0,65
138	151	12	940,8	589,6	1026,9	675,8	0,5412	883,0	531,8	0,62
138	151	12	1309,0	771,7	1464,5	927,2	0,5412	1320,6	783,2	0,61
138	151	12	1046,4	691,6	1171,3	816,5	0,5412	1027,4	672,6	0,67
138	151	12	867,7	633,3	970,4	736,1	0,5412	826,5	592,2	0,74
138	151	12	619,7	524,1	680,8	585,2	0,5412	536,9	441,3	0,86

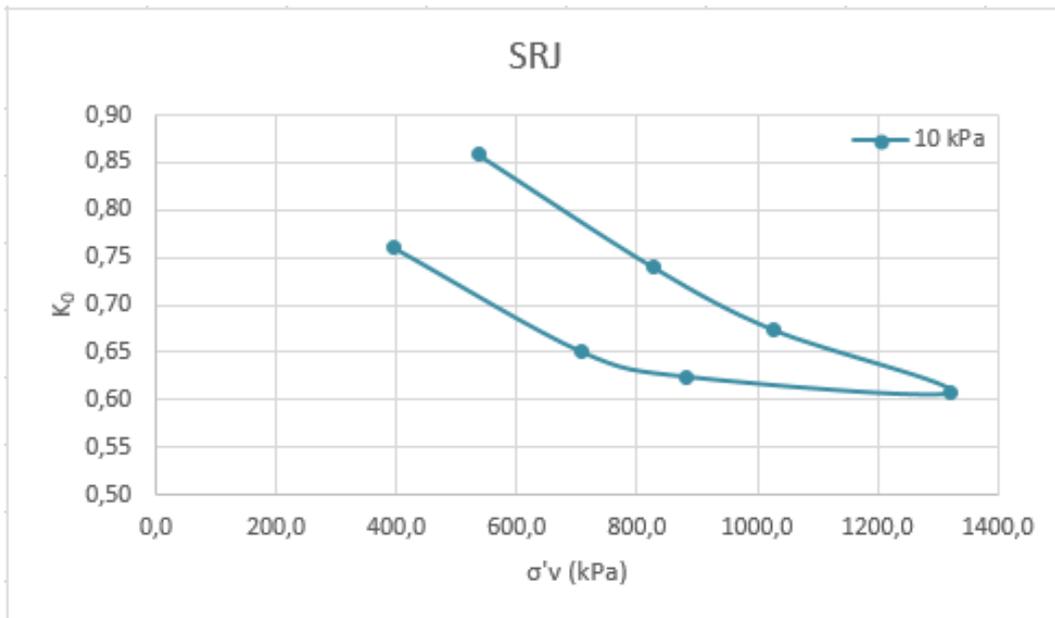


Figura 4.7 – Gráfico de K_0 x σ'_v do ensaio SRJ_10kPa.

Tabela 4.10 - Resultados do ensaio SRJ_40kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados						
U_w (kPa)	U_a (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	
112	152	40	379,3	269,1	467,2	357,1	0,2812	326,8	216,6	0,70	
112	152	40	660,2	385,7	792,4	518,0	0,2812	652,0	377,5	0,60	
112	152	40	1123,2	618,8	1344,3	839,8	0,2812	1203,8	699,3	0,59	
112	152	40	1590,0	844,5	1897,0	1151,5	0,2812	1756,5	1011,0	0,58	
112	152	40	1356,6	757,1	1630,3	1030,9	0,2812	1489,8	890,4	0,61	
112	152	40	1042,9	647,9	1275,0	880,0	0,2812	1134,5	739,5	0,66	
112	152	40	751,0	538,6	941,6	729,2	0,2812	801,1	588,7	0,75	

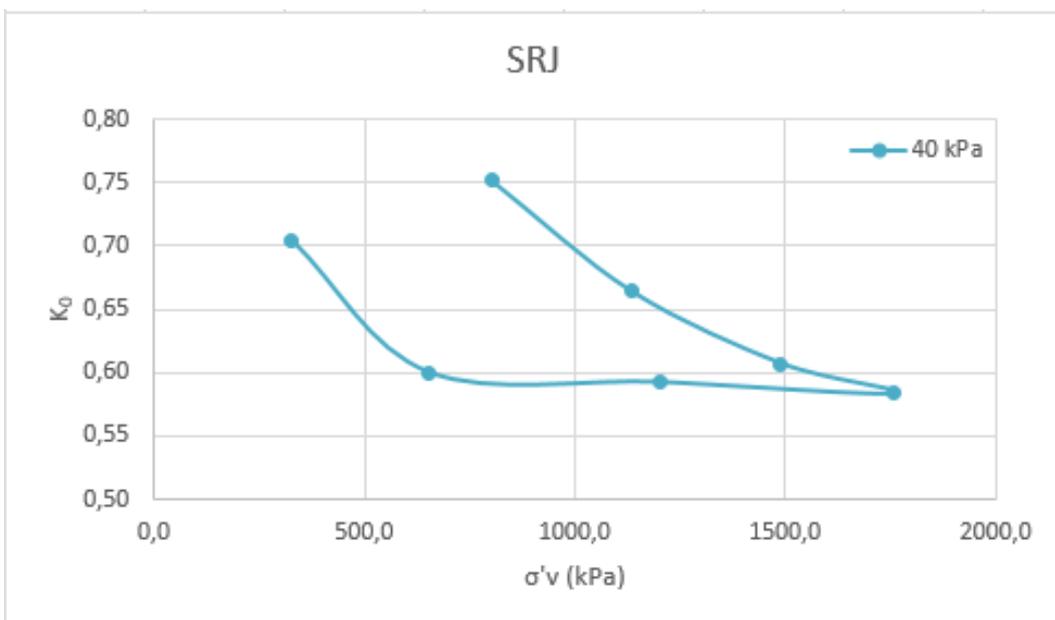


Figura 4.8 – Gráfico de K_0 x σ'_v do ensaio SRJ_40kPa.

Tabela 4.11 - Resultados do ensaio SRJ_100kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados					
U _w (kPa)	U _a (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
49	150	101	499,5	400,3	630,0	530,8	0,1694	496,8	397,6	0,84
49	150	101	773,0	509,5	945,2	681,7	0,1694	812,0	548,4	0,70
49	150	101	1221,6	728,0	1476,9	983,4	0,1694	1343,7	850,1	0,65
49	150	101	1597,1	917,4	1924,5	1244,8	0,1694	1791,3	1111,6	0,63
49	150	101	1334,5	830,0	1628,6	1124,1	0,1694	1495,4	990,9	0,68
49	150	101	980,6	713,4	1230,4	963,2	0,1694	1097,2	830,0	0,77
49	150	101	729,0	611,5	939,9	822,4	0,1694	806,7	689,2	0,88

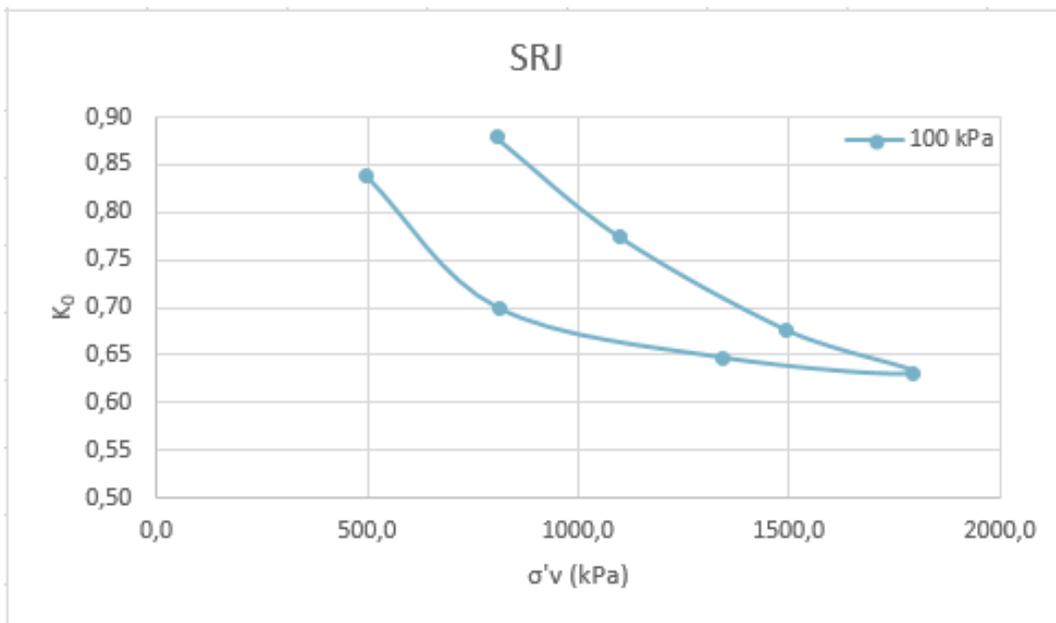
Figura 4.9 – Gráfico de K₀ x σ'_v do ensaio SRJ_100kPa.

Tabela 4.12 - Resultados do ensaio SRT_10kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados					
U _w (kPa)	U _a (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
139	150	11	386,6	283,7	392,7	289,8	0,5596	248,7	145,8	0,66
139	150	11	689,3	400,3	739,8	450,7	0,5596	595,8	306,7	0,55
139	150	11	1046,7	560,5	1158,2	671,9	0,5596	1014,2	528,0	0,54
139	150	11	1320,2	691,6	1481,6	853,0	0,5596	1337,6	709,0	0,54
139	150	11	1188,9	647,9	1333,6	792,6	0,5596	1189,6	648,6	0,56
139	150	11	845,9	553,2	954,6	661,9	0,5596	810,7	517,9	0,66
139	150	11	525,0	436,7	589,3	501,0	0,5596	445,3	357,0	0,84

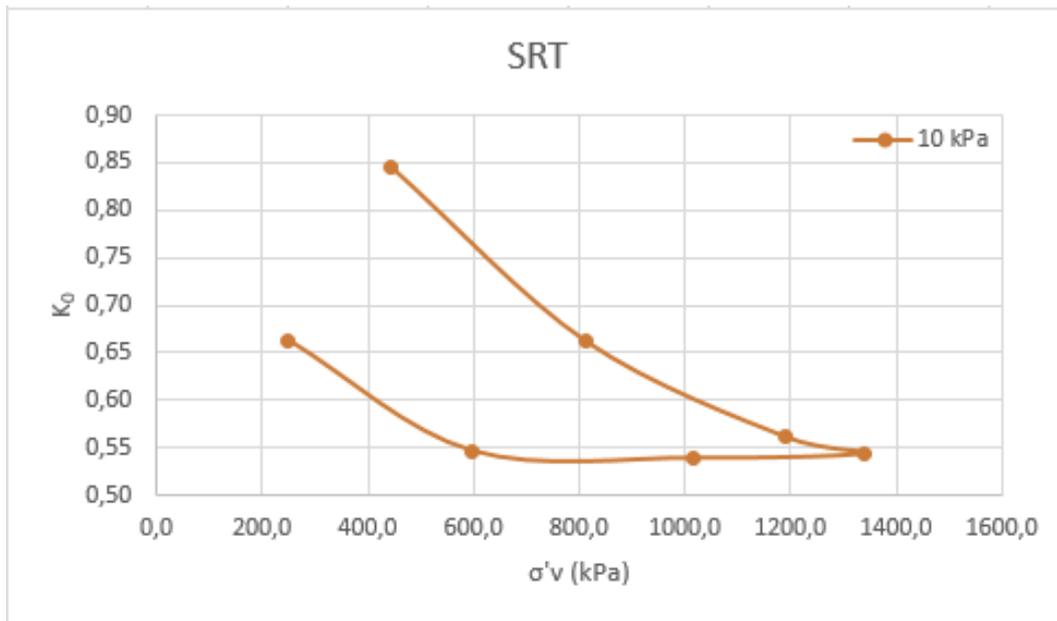


Figura 4.10 – Gráfico de K_0 x $\sigma'v$ do ensaio SRT_10kPa.

Tabela 4.13 - Resultados do ensaio SRT_40kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados					
U_w (kPa)	U_a (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
110	151	41	557,9	422,1	536,5	400,7	0,2685	396,5	260,8	0,67
110	151	41	802,1	545,9	827,9	571,7	0,2685	688,0	431,7	0,64
110	151	41	1491,2	931,9	1663,9	1104,7	0,2685	1524,0	964,7	0,64
110	151	41	1575,1	975,6	1764,5	1165,0	0,2685	1624,5	1025,1	0,63
110	151	41	1410,9	910,1	1575,4	1074,5	0,2685	1435,4	934,6	0,65
110	151	41	1108,2	800,8	1231,0	923,7	0,2685	1091,1	783,7	0,72
110	151	41	765,4	655,2	832,7	722,6	0,2685	692,8	582,6	0,85

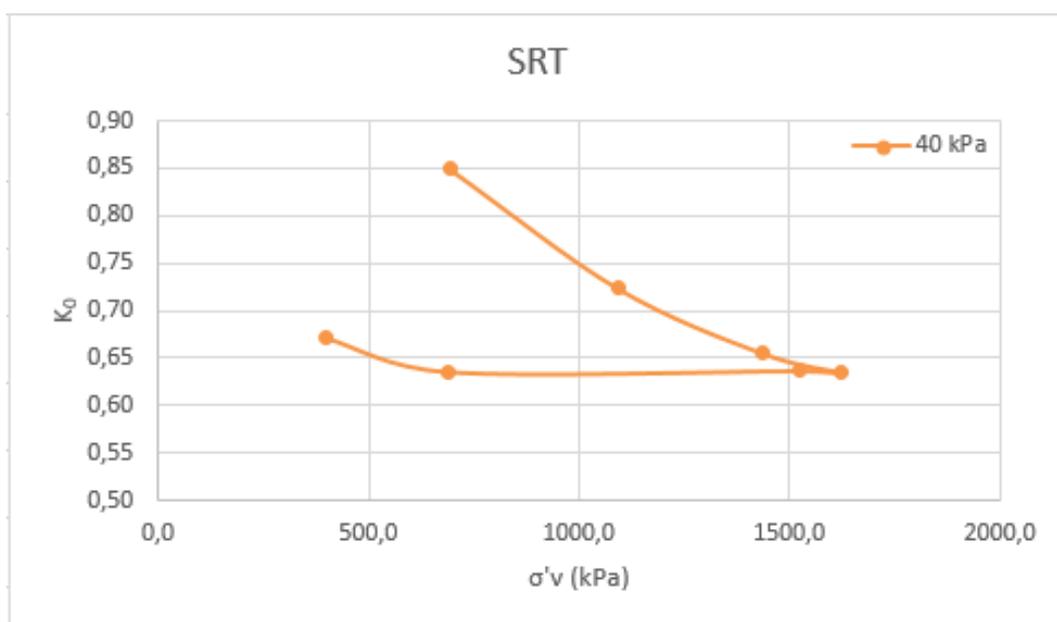


Figura 4.11 – Gráfico de K_0 x $\sigma'v$ do ensaio SRT_40kPa.

Tabela 4.14 - Resultados do ensaio SRT_100kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados					
U _w (kPa)	U _a (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
49	151	102	383,1	232,7	413,5	263,1	0,1628	279,0	128,6	0,56
49	151	102	627,5	327,4	693,9	393,8	0,1628	559,4	259,4	0,51
49	151	102	1035,9	509,5	1171,6	645,3	0,1628	1037,2	510,8	0,52
49	151	102	1360,4	669,7	1557,2	866,5	0,1628	1422,7	732,0	0,53
49	151	102	1119,6	626,0	1299,7	806,2	0,1628	1165,2	671,7	0,60
49	151	102	802,1	553,2	954,5	705,6	0,1628	820,1	571,1	0,73
49	151	102	583,2	487,7	710,7	615,1	0,1628	576,2	480,6	0,88

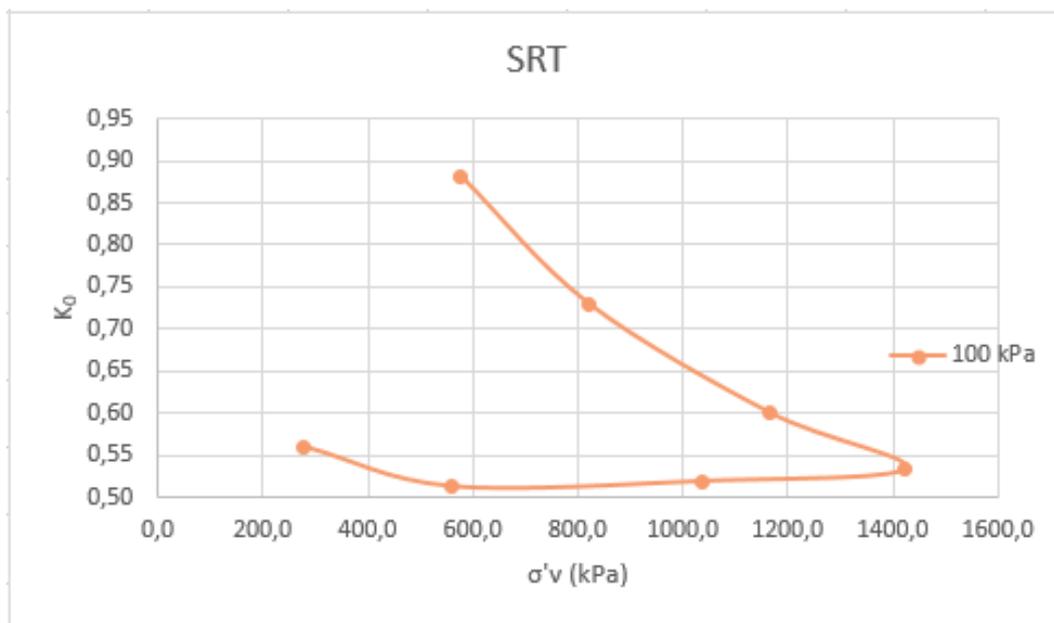
Figura 4.12 – Gráfico de $K_0 \times \sigma'_v$ do ensaio SRT_100kPa.

Tabela 4.15 - Resultados do ensaio SRM_10kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados					
U _w (kPa)	U _a (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
139	151	11	284,6	181,7	353,8	250,9	0,5046	208,9	106,0	0,64
139	151	11	580,0	298,3	693,6	411,9	0,5046	548,7	267,0	0,54
139	151	11	974,0	458,5	1148,5	633,1	0,5046	1003,6	488,2	0,51
139	151	11	1280,3	582,3	1502,0	804,1	0,5046	1357,1	659,2	0,51
139	151	11	1013,9	524,1	1213,5	723,6	0,5046	1068,6	578,7	0,57
139	151	11	714,7	465,8	892,1	643,2	0,5046	747,2	498,3	0,70
139	151	11	401,0	349,3	534,0	482,2	0,5046	389,1	337,4	0,94

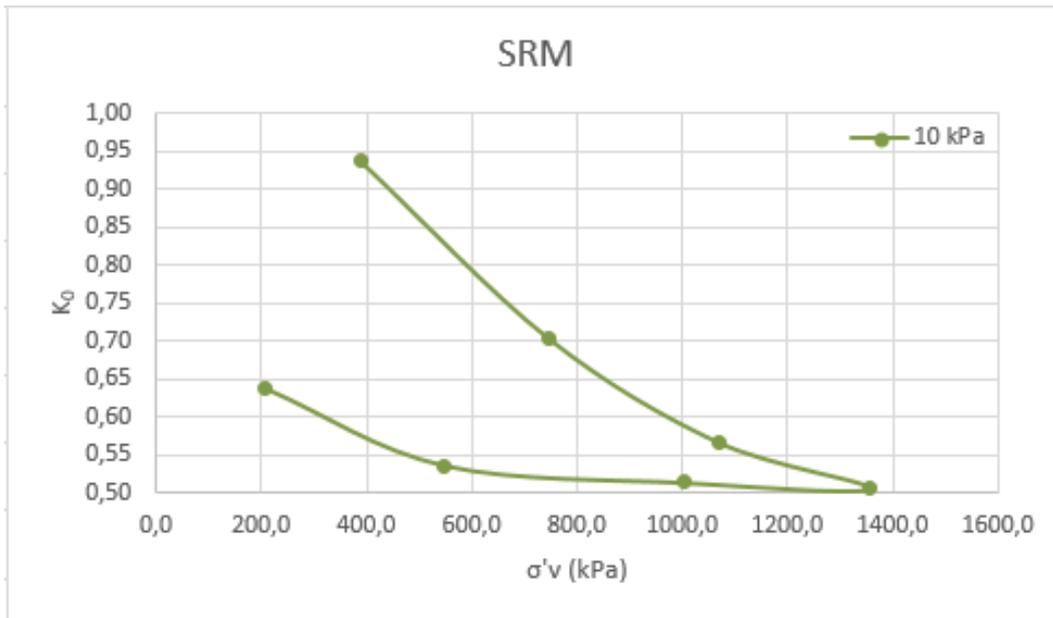


Figura 4.13 – Gráfico de K_0 x $\sigma'v$ do ensaio SRM_10kPa.

Tabela 4.16 - Resultados do ensaio SRM_40kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados						
U_w (kPa)	U_a (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	
111	151	39	357,5	232,7	417,0	292,2	0,2554	276,3	151,5	0,59	
111	151	39	569,0	327,4	664,6	423,0	0,2554	523,9	282,2	0,56	
111	151	39	1101,4	596,9	1299,5	795,1	0,2554	1158,8	654,3	0,58	
111	151	39	1484,4	742,6	1738,0	996,2	0,2554	1597,2	855,4	0,54	
111	151	39	1156,0	647,9	1373,6	865,5	0,2554	1232,9	724,7	0,60	
111	151	39	663,6	465,8	811,8	614,0	0,2554	671,1	473,3	0,72	

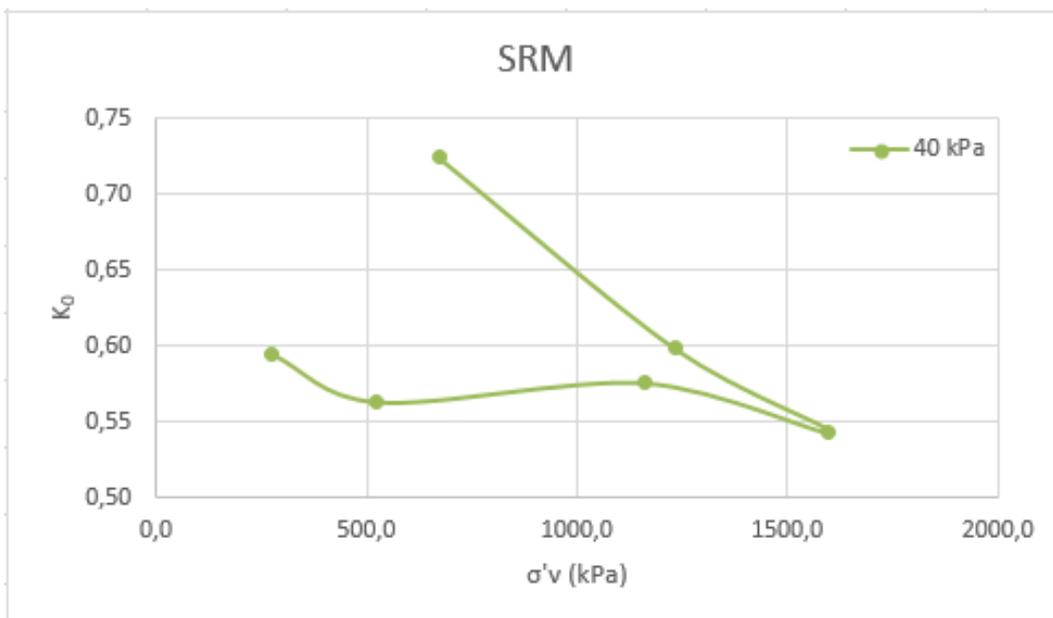
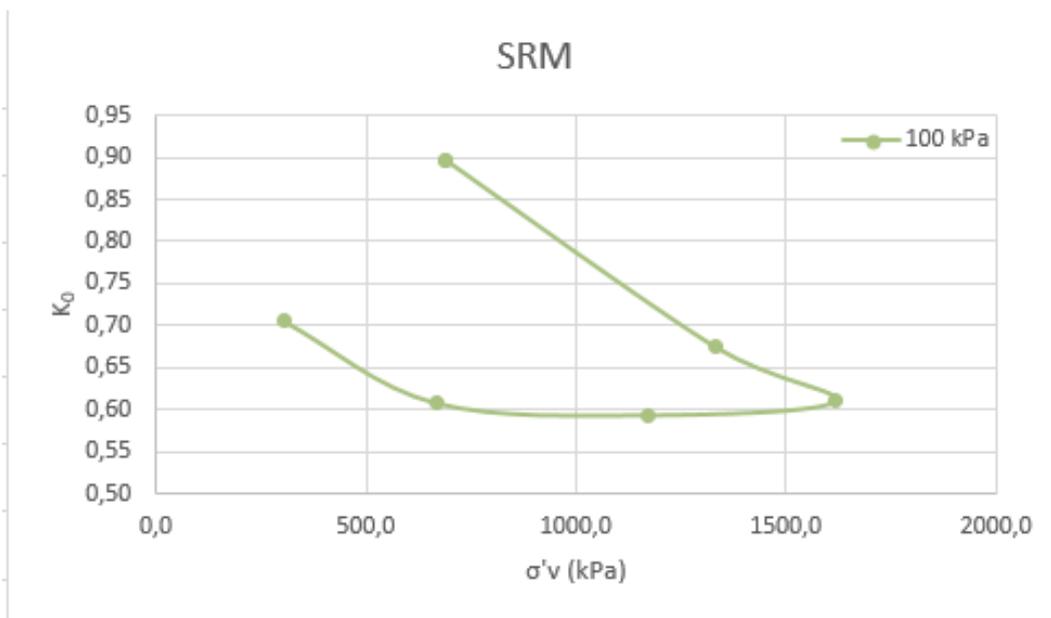


Figura 4.14 – Gráfico de K_0 x $\sigma'v$ do ensaio SRM_40kPa.

Tabela 4.17 - Resultado do ensaio SRM_100kPa.

Parâmetros Experimentais					Parâmetros Calculados					
U _w (kPa)	U _a (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
50	151	102	372,1	254,6	439,9	322,4	0,1519	303,8	186,3	0,71
50	151	102	682,1	393,0	802,5	513,4	0,1519	666,5	377,4	0,61
50	151	102	1108,7	604,2	1309,6	805,1	0,1519	1173,6	669,1	0,59
50	151	102	1473,2	815,4	1754,6	1096,7	0,1519	1618,5	960,7	0,61
50	151	102	1210,5	749,9	1466,9	1006,2	0,1519	1330,9	870,2	0,67
50	151	102	645,2	545,9	823,9	724,6	0,1519	687,8	588,6	0,90
50	151	102	645,2	545,9	823,9	724,6	0,1519	687,8	588,6	0,90

Figura 4.15 – Gráfico de K₀ x σ'_v do ensaio SRM_100kPa.

Em todos os ensaios executados os valores de K₀ diminuíram na fase de carregamento até um limite aproximadamente constante. Os valores de K₀ foram superiores na fase de descarregamento, assim como identificado por Brooker e Ireland (1965) e Mayne e Kilhaway (1982).

4.3.1 Influência do grau de intemperismo sob K₀

Como citado anteriormente, o coeficiente de empuxo no repouso decresce ao longo do processo de intemperismo. Sendo assim, era esperado que os resultados de K₀, obtidos sob mesmas condições de sucção, fossem maiores no solo residual jovem (SRJ), intermediários no solo residual de transição (SRT) e inferiores no solo residual maduro (SRM).

O resultado teórico esperado só foi constatado nos ensaios executados sob sucção imposta de 10 kPa, onde o solo se encontrava mais saturado e pode ser observado na Figura 4.16.

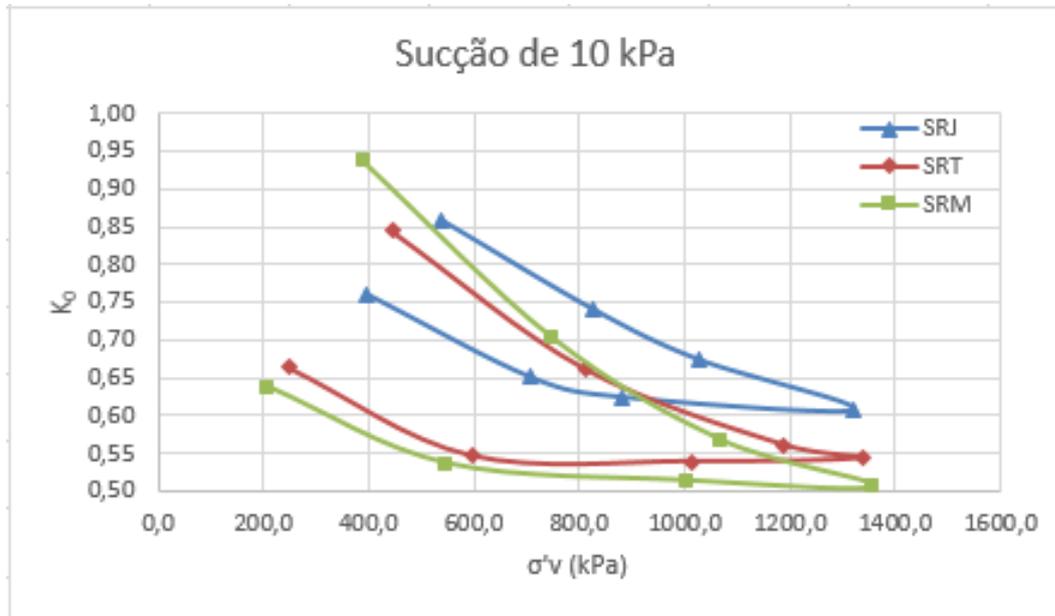


Figura 4.16 - Comparação de K_0 sob a influencia do grau de intemperismo sob sucção de 10kPa.

Os ensaios realizados sob sucção de 40 kPa (Figura 4.17) apresentaram um valor de K_0 do solo SRM inferior aos demais. Entretanto, diferentemente do que se esperaria, o valor de K_0 do solo SRT foi superior ao do solo SRJ.

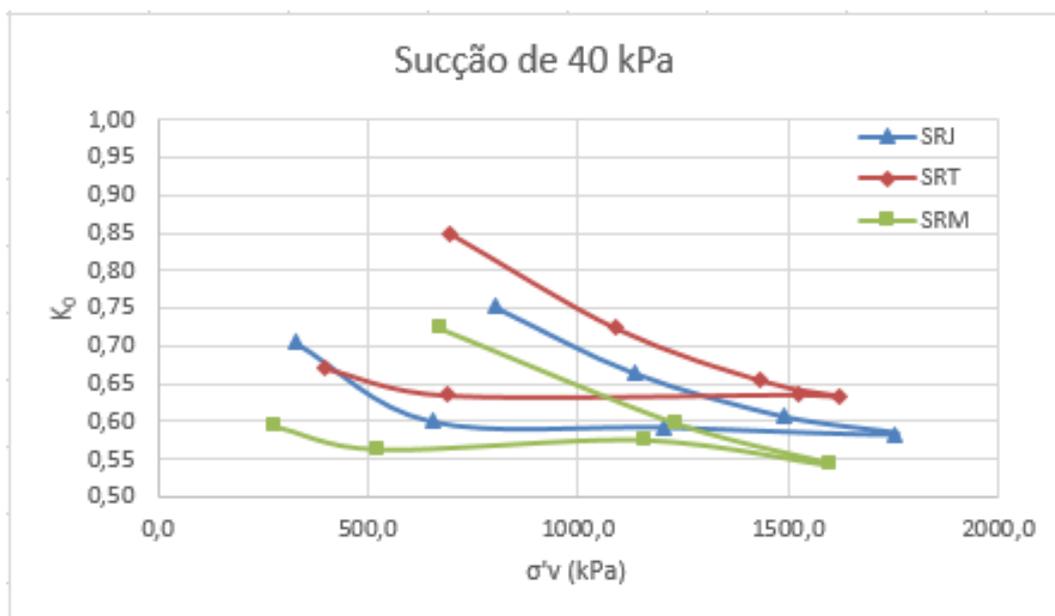


Figura 4.17 - Comparação de K_0 sob a influencia do grau de intemperismo sob sucção de 40kPa.

Nos ensaios realizados em condições mais secas, sob sucção de 100 kPa (Figura 4.18), o valor de K_0 do solo SRJ atendeu ao que se era esperado sendo superior ao dos demais solos. Entretanto, o valor de K_0 do solo SRM foi superior ao do solo SRT.

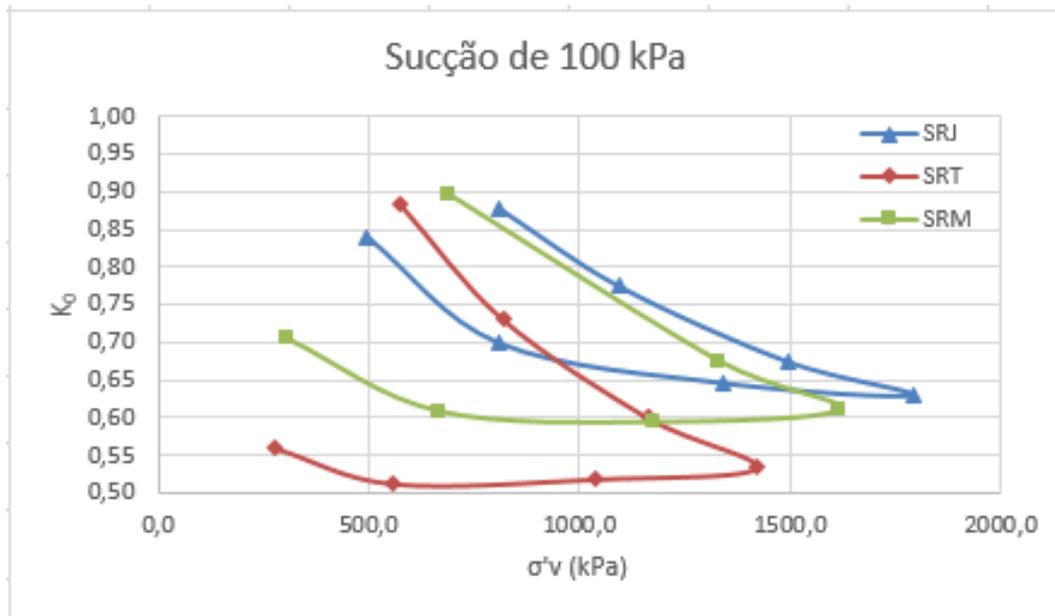


Figura 4.18 - Comparação de K_0 sob a influência do grau de intemperismo sob sucção de 100kPa.

As alterações da tendência esperada obtidas nos ensaios feitos com 40 e 100kPa de sucção podem ser justificadas pela heterogeneidade dos materiais estudados que apresentavam grande variabilidade de características como composição mineralógica e índice de vazios ao longo dos blocos indeformados amostrados.

4.3.2 Influência da sucção sob K_0

Em relação à influência do grau de saturação do solo, de acordo com o item 2.1.4.2, o aumento da sucção mátrica causa o decréscimo do coeficiente de empuxo lateral. Sendo assim, era esperado que em solos de mesmo grau de intemperismo, o valor de K_0 fosse superior nos ensaios realizados sob sucção de 10 kPa (condição mais saturada), intermediários nos ensaios sob sucção de 40 kPa e inferiores nos ensaios realizados sob sucção de 100 kPa (condição mais seca).

Os ensaios realizados no solo SRJ (Figura 4.19) apresentaram valores de K_0 sob sucção de 10kPa superiores aos encontrados nos ensaios sob 40kPa de sucção.

Entretanto, diferente do que se era esperado, o ensaio realizado sob sucção de 100kPa apresentou o maior valor de K_0 dentre todos os ensaios realizados neste solo. Esta alteração pode ser justificada pela heterogeneidade do solo residual jovem estudado, tendo em vista que durante a moldagem das amostras era perceptível a presença de zonas com concentrações de materiais como micas e feldspatos calcificados. Devido à esta diferença na amostragem, propriedades como índices de vazios e , conseqüentemente, grau de saturação e umidade variam de uma amostra pra outra e podem ter causado a variação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) de forma não esperada.

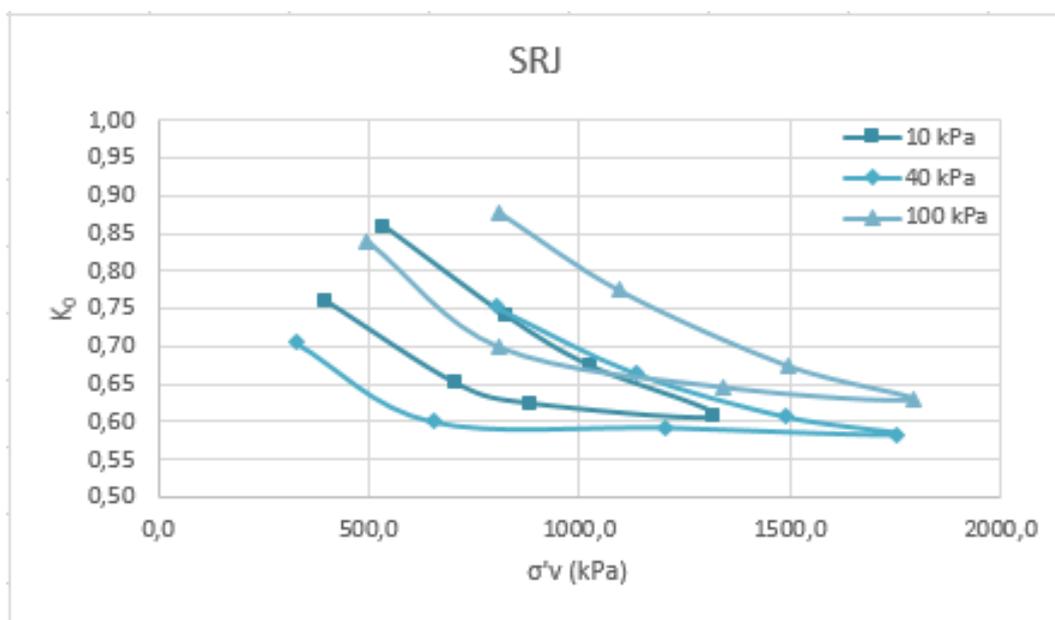


Figura 4.19 - Comparação de K_0 sob a influência da sucção sob mesmo grau de intemperismo (SRJ).

Nos ensaios realizados no solo SRT (Figura 4.20), os valores de K_0 sob sucção de 10kPa e 100kPa seguiram a tendência esperada. Por outro lado, o ensaio realizado sob sucção de 40kPa apresentou o maior valor de K_0 dentre todos os ensaios realizados neste solo.

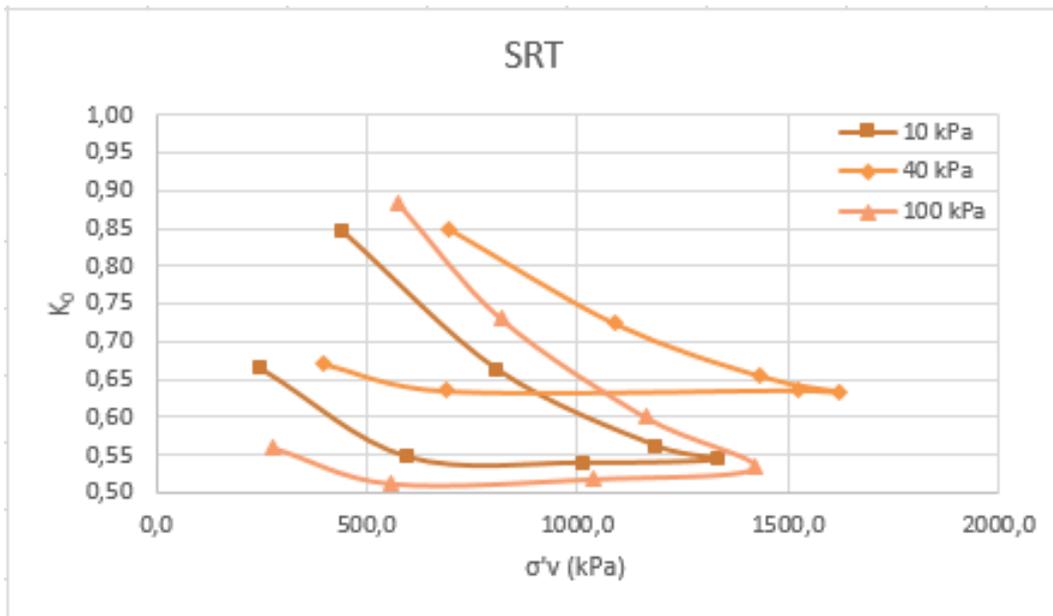


Figura 4.20 - Comparação de K_0 sob a influência da sucção sob mesmo grau de intemperismo (SRT).

Por fim, nos ensaios executados no solo SRM (Figura 4.21), apesar do valor de K_0 sob sucção de 40kPa se manter intermediário, a tendência esperada não foi constatada. O ensaio realizado sob sucção de 10kPa apresentou o menor valor de K_0 dentre todos os ensaios realizados, e o ensaio sob sucção de 100 kPa apresentou o maior valor de K_0 .

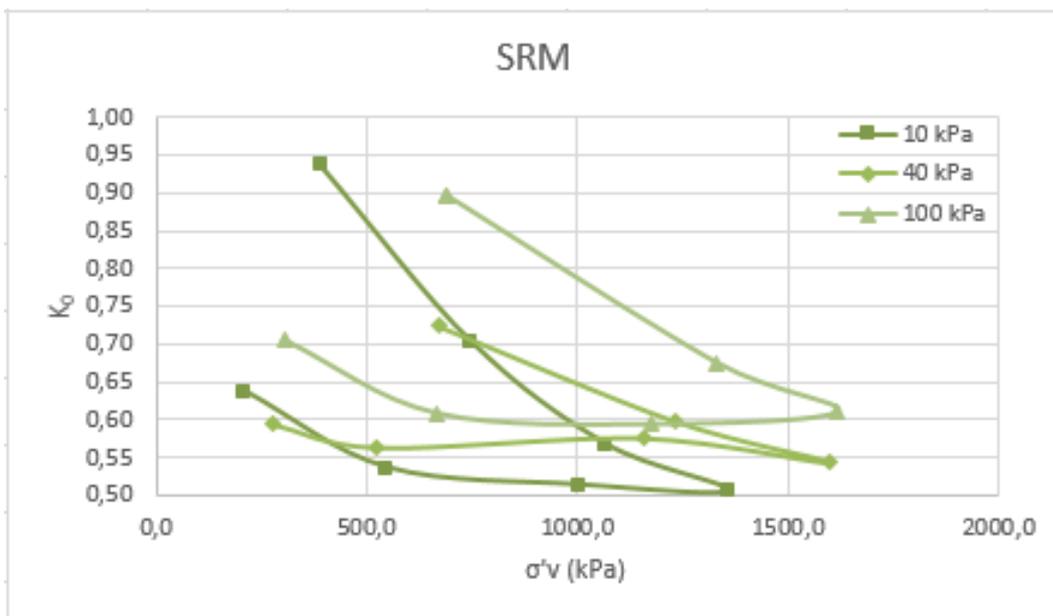


Figura 4.21 - Comparação de K_0 sob a influência da sucção sob mesmo grau de intemperismo (SRM).

As alterações das tendências esperadas obtidas nos ensaios realizados nos solos residual de transição e maduro são de difícil interpretação. O comportamento bimodal destes solos é um fator que torna o entendimento dos dados complexo. A presença de um patamar da curva de retenção de umidade mostra que a umidade no material mantém-se constante na medida em que há o aumento da sucção, sendo assim, diferentes amostras com o mesmo valor de umidade podem apresentar sucções bastante diferentes. Além disso, sob grandes valores de sucção impostas, a água no solo fica concentrada nos pequenos poros, causando o efeito de sucção anisotrópica. Mais ensaios sob as mesmas condições de sucção e sob sucções diferentes devem ser executados a fim de compreender melhor os fatores que possam ter causado as alterações inesperadas dos dados obtidos.

4.3.3 Considerações gerais

Ao realizar ensaios em solos residuais não saturados fatores como a heterogeneidade do material e a amostragem devem ser levados em consideração.

Durante a moldagem das amostras foi notada uma grande variabilidade das características dos solos estudados, como índices de vazios e massa específica dos grãos. Esta variabilidade é causada pela concentração localizada de materiais como quartzo e mica e pela presença de feldspatos calcificados. Devido à esta heterogeneidade, a representatividade dos materiais é um ponto crítico do estudo, sendo uma possível causa dos resultados que não atenderam às tendências esperadas.

Para uma avaliação mais representativa do comportamento dos solos estudados é necessário que mais ensaios sejam feitos para confirmar estatisticamente os resultados obtidos até o momento.

Apesar da falta de repetição dos ensaios, todos os valores de K_0 obtidos se apresentaram dentro de uma pequena faixa de variação, de 0,5 a 0,65. A título de comparação a Tabela 4.18 traz resultados de K_0 obtidos por outros autores em amostras de solo residual ensaiadas em laboratório.

Tabela 4.18 - Valores de K_0 em solos residuais obtidos em laboratório.

Autor/Ano	Tipo de Solo	K_0	Observações	Fonte
Costa (1975)	Residual Gnaissico Jovem do Campo Exp. I – PUC-Rio	0,23 – 0,56 0,5	Não Saturado S = 80 a 90%	Costa (1975)
Maccarini (1980)	Residual Gnaissico Jovem do Campo Exp. I – PUC-Rio	0,57 – 0,67 0,6	Saturado	Maccarini (1980)
Fonseca (1988)	Residual de Granito da Região do Porto - Portugal	0,35	Saturado	Daylac (1994)
Daylac (1994)	Residual Gnaissico Jovem do Campo Exp. II – PUC-Rio	0,22 – 0,24 0,22	Não Saturado S = 50 a 70%	Daylac (1994)
Presente Trabalho	Residual Jovem de Gnaisse Campo Exp. São Conrado	0,60 – 0,65	Não Saturado S = 50 a 80% $\psi_m = 10$ a 100kPa	-
Presente Trabalho	Residual de Transição de Gnaisse Campo Exp. São Conrado	0,54 – 0,64	Não Saturado S = 50 a 80% $\psi_m = 10$ a 100kPa	-
Presente Trabalho	Residual Marudo de Gnaisse Campo Exp. São Conrado	0,53 – 0,61	Não Saturado S = 50 a 80% $\psi_m = 10$ a 100kPa	-

Assim como Daylac (1994) constatou, os dados obtidos por Maccarini (1980) e Costa (1975) sugerem que o grau de saturação afeta de forma acentuada o valor de K_0 , bem como os dados obtidos por Maccarini (1980) e Fonseca (1988) mostram a influência do tipo de solo no coeficiente de empuxo.

Devido às diferenças de materiais e metodologias utilizadas a comparação com os estudos anteriores fica dificultada. Uma questão a se levar em consideração é a real classificação dos solos utilizados neste estudo. Apesar de serem aqui classificados como solos residuais jovem, maduro e de transição, tal constatação só pode ser feita realmente a partir de análises químicas e mineralógicas.

5 Conclusões e Sugestões

5.1 Conclusões

O equipamento desenvolvido por Daylac (1994) para a determinação de K_0 em laboratório com controle de sucção foi adaptado no presente estudo e apresentou desempenho satisfatório, tendo em vista que cumpriu com o objetivo de determinação do parâmetro K_0 . Como sugerido por Daylac (1994), foi implementado um sistema de aplicação de carregamento vertical independente e utilizada tensão confinante inicial superior a 100 kPa a fim de eliminar parte do ar não dissolvido na água e melhorar o desempenho do equipamento.

Apesar de alguns resultados pontuais, os ensaios realizados em solos residuais mostraram que o coeficiente de empuxo no repouso é afetado pelo grau de intemperismo como mostrado na Figura 5.1, onde os valores do coeficiente de empuxo no repouso variaram de 0,60 a 0,65 no solo residual jovem, de 0,54 a 0,64 no solo residual de transição e de 0,53 a 0,61 no solo residual maduro.

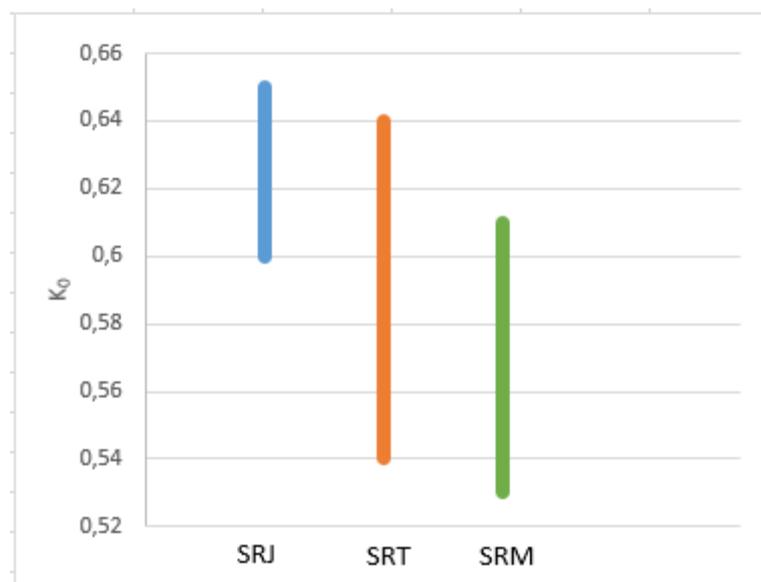


Figura 5.1 - Influência do grau de intemperismo no coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

O grau de saturação também afeta o coeficiente K_0 . Como discutido anteriormente, esta influência é de grande complexidade e exige mais informações para uma boa interpretação dos dados obtidos. Neste estudo, a influência da sucção no coeficiente de empuxo no repouso pode é resumida pela Figura 5.2.

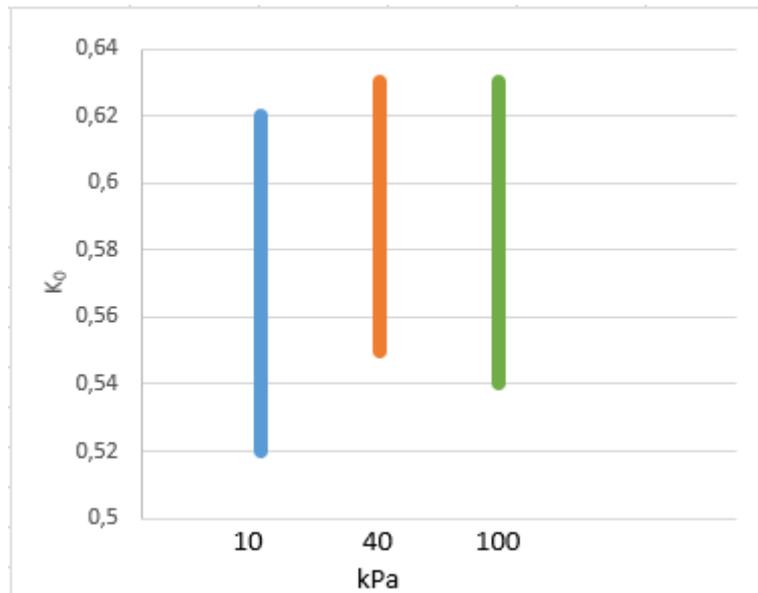


Figura 5.2 - Influência da sucção no coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

5.2 Recomendações

- Para uma melhor avaliação dos dados é necessário:
 - Maior repetição dos ensaios, tendo em vista a grande heterogeneidade dos solos residuais em questão;
 - Execução de ensaios em amostras saturadas;
 - Execução de ensaios em amostras impostas a maiores valores de sucção;
 - Análises químicas e mineralógicas para a confirmação da classificação adotada para os solos.

- Para um melhor desempenho do equipamento é sugerido:
 - Instalação de instrumentação interna de alta resolução capaz de detectar deformações laterais, visando eliminar a necessidade de correções decorrentes da compressibilidade do sistema;
 - Modificação na parte interna do pistão para que se proteja com eficácia o sistema elétrico da célula de carga embutida da ação da água.

6 Referências bibliográficas

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-6508**: Solo – Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984.

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

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-7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984c.

ALONSO, E., GENS, A. and HIGHT, D.W., **Special problems soils – General Report**, Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3, Dublin, 1987.

ALPAN, I., The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{or} , **Soil and Foundation**, vol.7, no.1, p.31-40, 1967.

ANDRAWES, K.Z. and EL-SOHBAY, M.A., **Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure K_0** , Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol. 99, No. SM7, p.527-539, 1973.

AL-HUSSANI, M., **Comparisson of Various Methods for Determining K_0** . American Society for Testing Materials, pp. 78-93, 1981.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. G. **The measurement of soil properties in triaxial test**. Edward Arnold, First Edition, 1957.

BISHOP, A.W. **Test requeriments for measuring the coefficient of earth pressure at rest**. Brussels Conf. 58 on earth pressure problems, Belgium

Group of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, p. 2- 14, Bruxelas, 1958.

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

BLIGHT, B. **Origin and formation of residual soils**. Mechanics of Residual Soil, p. 1-15, 1997.

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

BROOKER, E.W.; IRELAND, H.O. **Earth pressures at rest related to stress history**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. II, No.1, Canadá, 1965.

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

BURLAND, J. B.; FEDERICO, A. At-rest earth pressure coefficient K_0 (NC) from Cam Clay model. In: **Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Edited by SW Hong, MM Kim, GS Yang, SR Lee, SS Chung, CC Ihm, HT Kim, and JB Park. AA Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 1999. p. 15-18.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados**. 5o. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, v. 2, p 597-616, 2004.

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

COSTA, C.A.F.A. **Estudos de propriedades tensão-deformação-tempo de um solo residual de gnaiss**. Dissertação de Mestrado, DEC, PUC – Rio, Rio de Janeiro, 1975.

DELCOURT, R.T. **Comunicação pessoal**, 2016.

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.

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**, in 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.

AZIZ, El Sharif M.A.; TAHA, Yehia K.; EWEADA, Samy N. **Theoretical study of earth pressure at-rest for sandy soils**. Journal of Engineering Sciences, Assiut University, Vol.39, No. 1, p. 1-13, Janeiro de 2011.

FEDOROWICZ, L. e FEDOROWICZ, J. **Rola współczynnika parcia geostatycznego K_0 w analizach geotechnicznych i sposoby jego oceny**. Exercício científico Technical High School em Katowice, nr.6, s.35-54, 2014.

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

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.; 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. J., 31: 521-532, 1994.

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.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. **A curva de retenção de água de materiais porosos**. In: Camapum de Carvalho, J. et al. (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. ABMS, São Paulo, 2015, p. 205-229.

HAMOUCHE, K. K. et al. **In situ evaluation of K₀ in eastern Canada clays**. Canadian geotechnical journal, Vol. 32, No. 4, p. 677-688, 1995.

HANNA, A; GHALY, A. **Effects of and Overconsolidation on Uplift Capacity**. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 9, 1992.

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

HILF, J. W. **An investigation of pore-water pressures in compacted cohesive soils**. Ph.D. Thesis, Denver, Colorado, 1956.

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

IBAÑEZ, J.P.; DE CAMPOS, T.M.P. **Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais**. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

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 silos. **Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, vol.1, pp.103-107, 1948.

KÉDZI, A., **Pile Foundations-Foundation Engineering Handbook**. 1975. Kenney, T.C, Discussion of Geotechnical. Properties of Glacial Lake Clays by Wu, T.H., **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 85, No. SM3, 1959, p. 67-79.

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.

KOSUGI, K. **Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties**. Water Resour. Res. 32: 2697-2703, 1996.

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

MACCARINI, M., **Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto no solo residual gnáissico jovem do Campo Experimental I da PUC-Rio**. Dissertação de Mestrado, DEC, PUC – Rio, Rio de Janeiro, 1980.

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

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

MASSARSCH, K. R. Lateral earth pressure in normally consolidated clay. In: **Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Brighton, England. 1979. p. 245-249.

MATSUOKA, H., SAKAKIBARA, K., A constitutive Odel for sands and Clays Evaluating Principal Stress Rotation. **Soils and Foundation**, Vol. 27, No.4, 1987.

MAYNE, P.W.; KULHAWY, F.H., **K_0 -OCR Relationships in Soil**, ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT6, p. 851-872, 1982.

MESRI, G.; HAYAT, T.M., **The coefficient of earth pressure at rest**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, No. 4, p.647-666, 1993.

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

NOVAIS FERREIRA, H., **Acerca do coeficiente de impulso em repouso**, Geotecnia, No. 35, p.41-106, 1982.

ROWE, P.W., “ $C_e=0$ Hypothesis for normally loaded clays at equilibrium”, **Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, vol.1, 189-192, 1957.

SAGLAMER, A., “Soil parameters affecting coefficient of earth pressure at rest of cohesionless soils”, **Proceedings of the Istanbul Conference on**

Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, Turkey, vol.1, pp.9-16, 1975.

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.

SCHMERTMANN, John H. Measurement of insitu shear strength: Proc Conference on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, NC, 1–4 June 1975, V2, P57–138, disc P139–179. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon, 1975. p. 67.

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., FANG, Y.S., SHERIF, R.I, **K_A and K_0 Behind Rotating and Non-Yielding Walls**. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 110, No. CT1, 1984, p. 41-56.

SHERIF, M.A., KOCH, D.E., **Coefficient of earth pressure at rest as related to soil precompression ratio and liquid limit**. Highway Research Recrded No. 323, 1970, p. 39-48.

SZEPESHÁZI, R. **On the K_0 Factor**. Periodica Polytechnica Ser. Civil Eng., Vol. 38, No. 1, pp. 127-135, 1994.

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. **Theoretical Soil Mechanics**, John Wiley & Sons., New York, 1943.

TING, C.M.R.; SILLS, G.C.; and WIJEYESEKERA, D.C. **Development of K_0 in soft soils**. Géotechnique, v. 44, n. 1, p. 101-109, 1994.

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

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.

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

WROTH, C.P., 1972, "General theories of earth pressures and deformations, General Report", Session 1, **Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, vol.2, pp.33-52.

WROTH, C.P., 1975, "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.

Anexo – Calibração dos Instrumentos de Medição e Saturação da Pedra Porosa de Alto Valor de Entrada de Ar

Calibração da Célula de Carga

A célula de carga utilizada é da Wykeham Ferrance com capacidade máxima de 25KN.

A calibração foi obtida a partir do incremento de cargas conhecidas em um pendural de carga do equipamento de cisalhamento direto utilizado para o auxílio do procedimento e registro das leituras fornecidas pelo instrumento de medição.

O Figura A.1 apresenta a curva e a equação de calibração da célula de carga obtida a partir do ajuste linear.

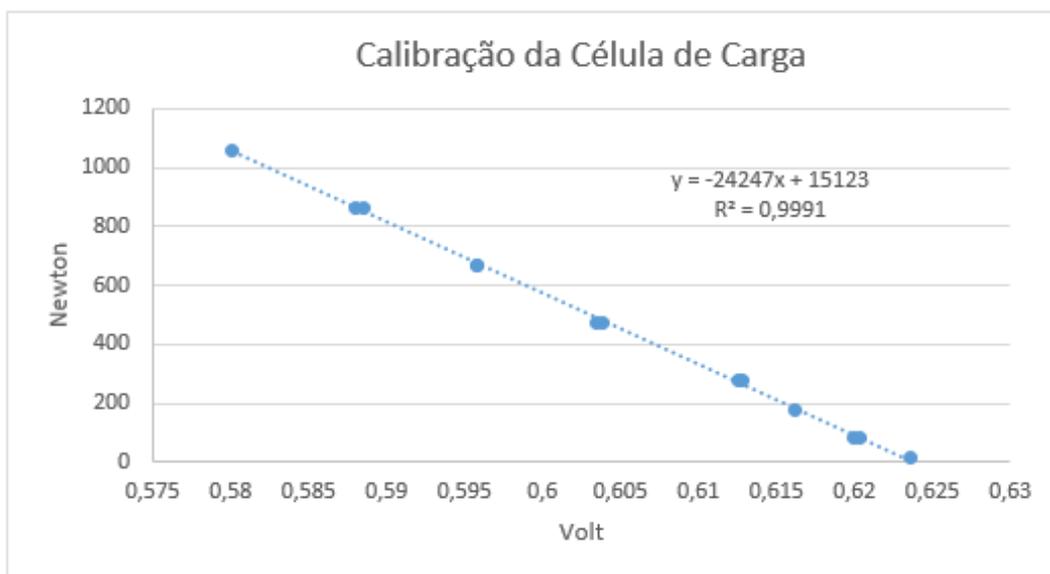


Figura A.1 – Calibração da Célula de Carga.

Calibração do Transdutor de Pressão de Água (Uw)

O transdutor de pressão de água utilizado é da RS Components com capacidade de 1000 kPa.

A calibração foi efetuada a partir da utilização de um sistema de aplicação de pressões conhecidas da marca Budenberg e registro das leituras obtidas pelo instrumento de medição.

A curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear obtida está disposta na Figura A.2.

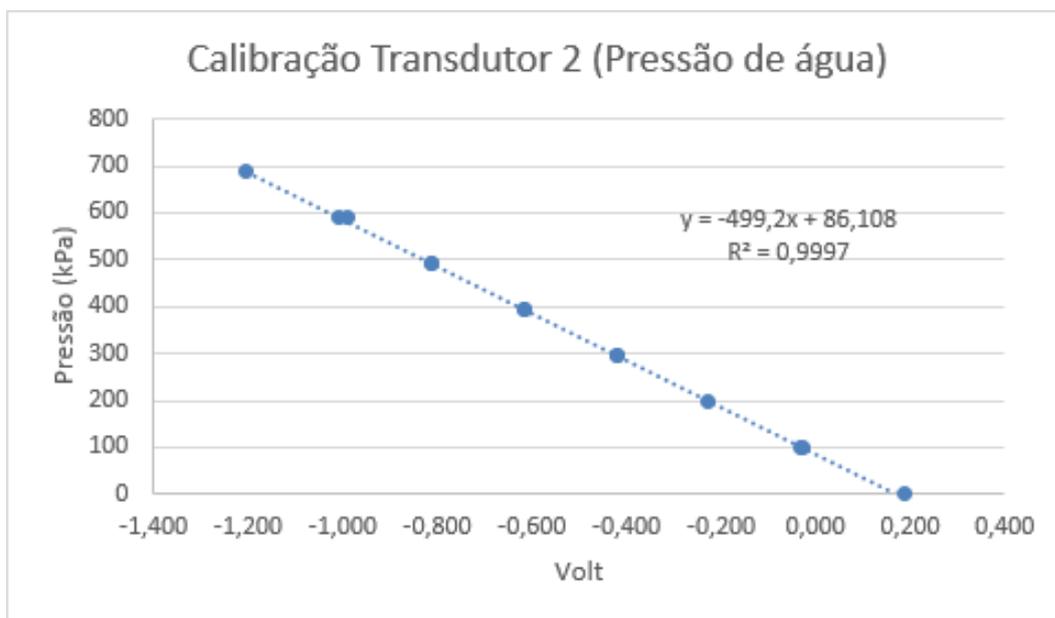


Figura A.2 - Calibração do Transdutor de Pressão de água (Uw).

Calibração do Transdutor de Pressão de Ar (Ua)

O transdutor de pressão de ar utilizado é da Controls Group com capacidade de 1700 kPa.

A calibração foi efetuada a partir da utilização de um sistema de aplicação de pressões conhecidas da marca Budenberg e registro das leituras obtidas pelo instrumento de medição.

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

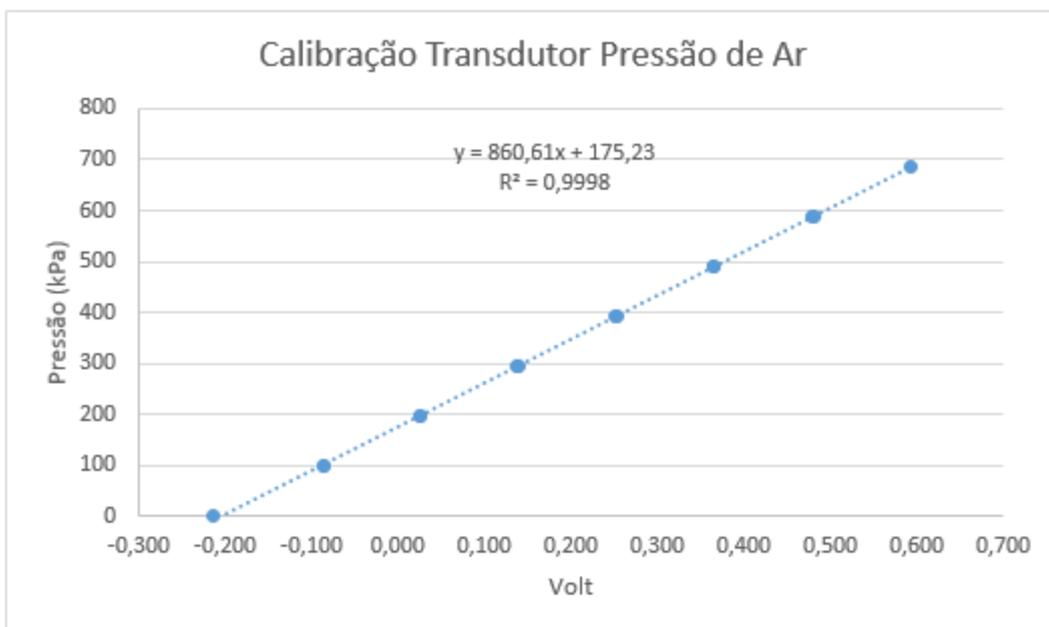


Figura A.3 - Calibração do Transduto de Pressão de Ar (Ua).

Calibração do Transdutor de Pressão Lateral (σ)

O transdutor de pressão lateral utilizado é da Schaevitz com capacidade de 500psi ($\approx 3400\text{kPa}$).

A calibração foi efetuada a partir da utilização de um sistema de aplicação de pressões conhecidas da marca Budenberg e registro das leituras obtidas pelo instrumento de medição.

A curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear obtida está disposta na Figura A.4.

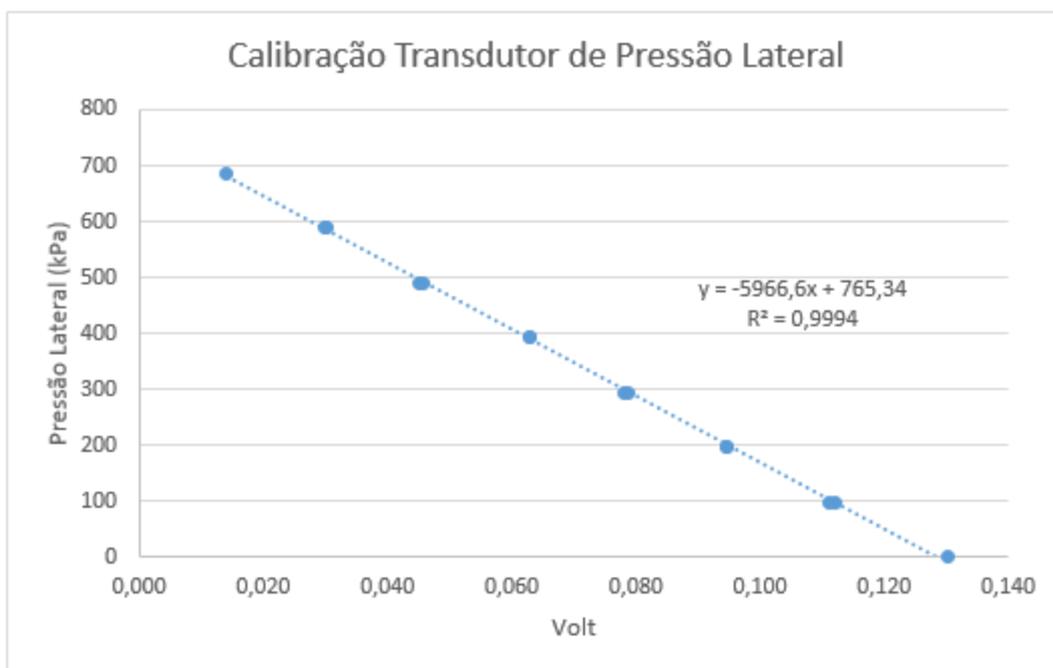


Figura A.4 - Calibração do Transdutor de Pressão Lateral.

Calibração do Extensômetro Elétrico

O extensômetro elétrico utilizado é um TR-50 da Novotechnik cursor de 50mm. A calibração foi feita aplicando deslocamentos conhecidos com o auxílio de um micrômetro e registro das leituras fornecidas pelo instrumento de medição.

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

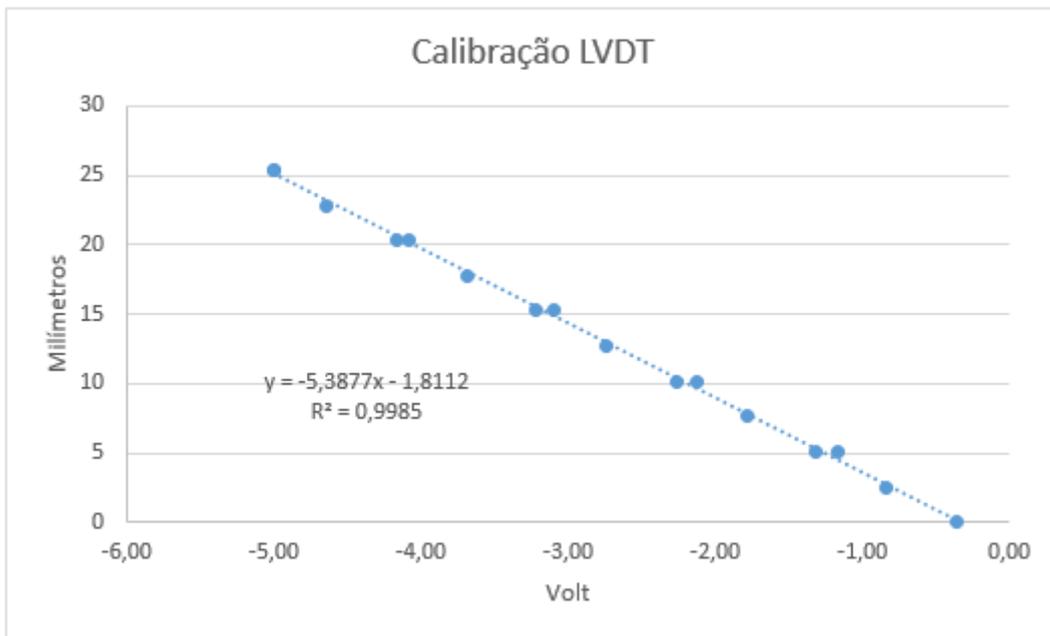


Figura A.5 - Calibração do Transdutor de Deslocamento Vertical.

Calibração do Medidor Automático de Variação Volumétrica

O extensômetro elétrico utilizado no pistão é da marca Gefran Sensori, modelo PY1 com cursor de 25mm. A calibração do medidor foi feita acrescentando e retirando volumes conhecidos de água com o auxílio de uma bureta graduada de 0,01cm³ de precisão.

A curva de calibração e a equação obtida pelo ajuste linear para o instrumento de medição está disposta na Figura A.6.

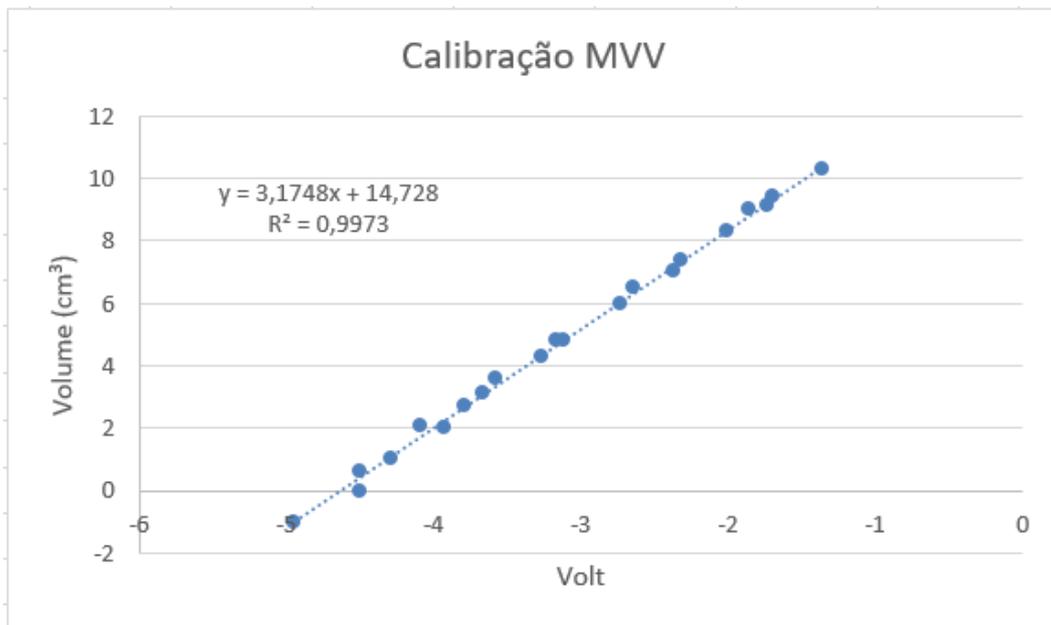


Figura A.6 - Calibração do Medidor Automático de Variação de Volume.

Saturação da Pedra Porosa de Alto valor de Entrada de Ar

O procedimento utilizado para a saturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar já foi descrito anteriormente no Capítulo 3 do presente trabalho.

A curva de saturação da pedra porosa esta disposta na Figura A.7 bem como as características da mesma na Tabela A.1.

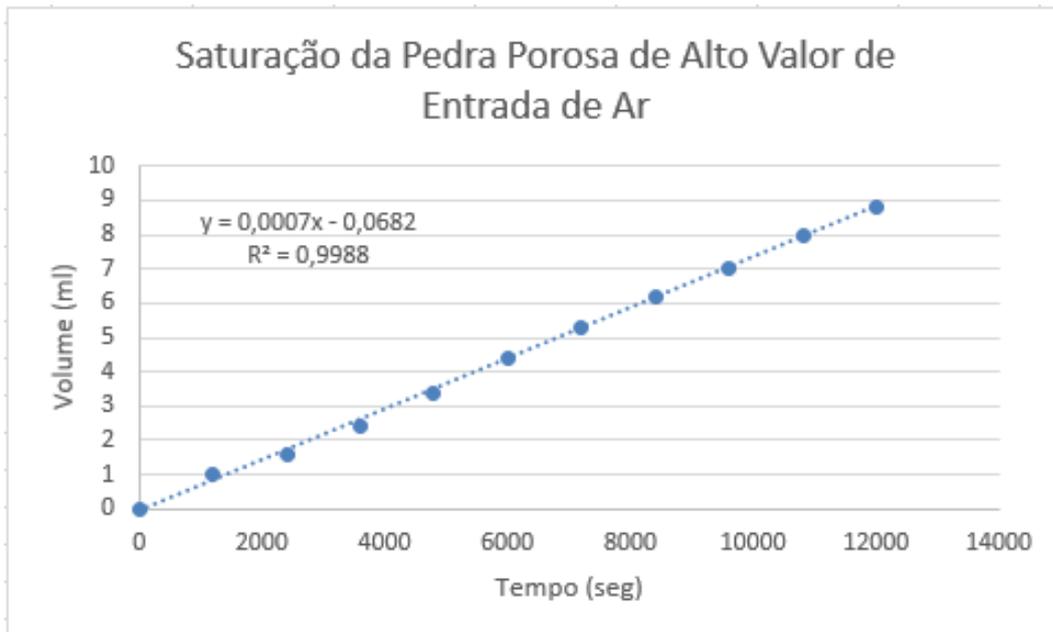


Figura A.7 - Saturação da Pedra Porosa de Alto Valor de Entrada de Ar.

Tabela A.1 - Características da Pedra Porosa.

Pedra Porosa (Bar)	Espessura (mm)	Diâmetro (mm)	Permeabilidade (cm/s)
5	7,60	88,90	$1,1 \times 10^{-8}$