



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades



Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

JÚLIA BOSSO DE MELLO

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA
BARRAGEM DE TERRA DA MARGEM ESQUERDA DE ITAIPU**

Bauru
2022

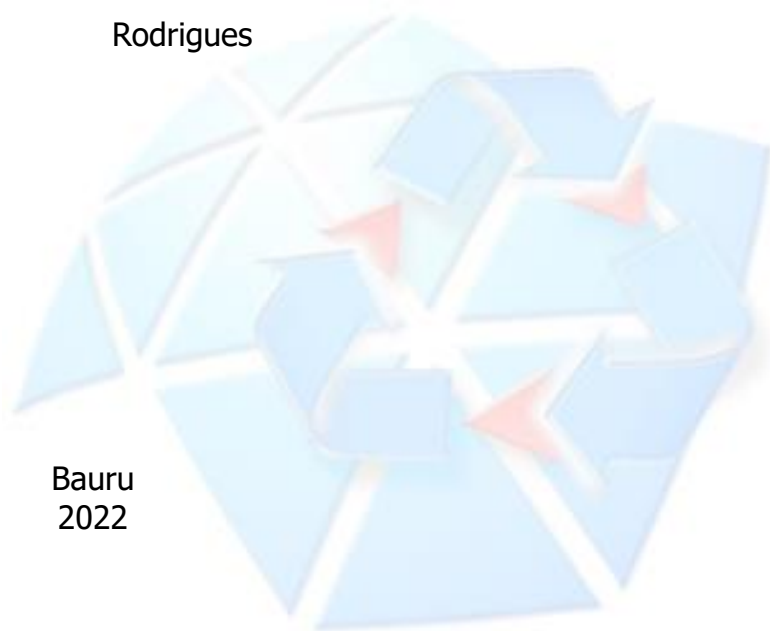


JÚLIA BOSSO DE MELLO

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA
BARRAGEM DE TERRA DA MARGEM ESQUERDA DE ITAIPU**

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

Orientador: Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues



Bauru
2022

M527e Mello, Júlia Bosso de
Estudo experimental de parâmetros geotécnicos da
barragem de terra da margem esquerda de Itaipu / Júlia
Bosso de Mello. -- Bauru, 2022
154 f. : tabs., fotos

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista
(Unesp), Faculdade de Engenharia, Bauru
Orientador: Roger Augusto Rodrigues

1. Barragem de terra. 2. Resistência ao cisalhamento. 3.
Compressibilidade. 4. Retração volumétrica. 5. Retenção
de água e fluxo. I. Título.

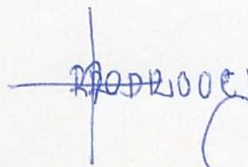
Sistema de geração automática de fichas catalográficas da Unesp. Biblioteca da
Faculdade de Engenharia, Bauru. Dados fornecidos pelo autor(a).

Essa ficha não pode ser modificada.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE JÚLIA BOSSO DE MELLO, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 06 dias do mês de maio do ano de 2022, às 14:30 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de JÚLIA BOSSO DE MELLO, intitulada **ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA BARRAGEM DE TERRA DA MARGEM ESQUERDA DE ITAIPU**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Profa. Dra. JOSIELE PATIAS (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura / Itaipu Binacional, Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP. Após a exposição pela mestrande e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, a discente recebeu o conceito final: aprovada. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES



PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DO TÍTULO

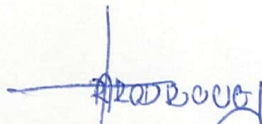
A COMISSÃO EXAMINADORA PROPÕE A ALTERAÇÃO DO TÍTULO DO TRABALHO DA ALUNA: **JÚLIA BOSSO DE MELLO**

DE: "ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA BARRAGEM DE TERRA DA MARGEM ESQUERDA DE ITAIPU"

PARA:

Estudo experimental de parâmetros geotécnicos da barragem de terra da margem esquerda de Itaipu

Bauru, 06 de maio de 2022.



Prof. Dr. Roger Augusto Rodrigues
Orientador(a)

À minha família, pela
confiança e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Neusa e Ademar, e meu irmão Lucas, que sempre me apoiaram e nunca me deixaram desistir dos meus sonhos.

Aos meus avós, Benedita e João, e minha tia Neide, pelas orações e por estarem presentes durante toda a minha trajetória.

Ao meu orientador Roger Augusto Rodrigues, pela confiança depositada ao viabilizar o desenvolvimento desta pesquisa em parceria com Itaipu Binacional.

À minha coorientadora Josiele Patias e ao meu supervisor Rodrigo de Lima Rodrigues, pela constante prontidão e auxílio com todas as informações necessárias.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UNESP-Bauru e a todos os meus professores que, de alguma forma, me inspiraram a chegar até aqui.

Ao professor Michael Maedo e ao aluno de doutorado Cauê Somensi, pela colaboração extremamente importante e empréstimo dos equipamentos para realização dos ensaios de retração volumétrica do solo.

Ao aluno de doutorado Jhaber Yacoub, pela realização dos ensaios de permeabilidade e pelo constante auxílio no laboratório.

Ao aluno de doutorado Jeferson Brito Fernandes, por toda a orientação para realização dos ensaios de compressão triaxial.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP-Bauru, Gustavo Pinheiro e Sérgio Gimenez, por todos os ensinamentos compartilhados durante a realização dos ensaios.

À Fundação Parque Tecnológico Itaipu – FPTI-BR, pela concessão da bolsa de mestrado. A todos aqueles que colaboraram, direta ou indiretamente, para a realização desta pesquisa.

Resumo

MELLO, J. B. Estudo experimental de parâmetros geotécnicos da barragem de terra da margem esquerda de Itaipu. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, 2022.

Itaipu Binacional, usina hidrelétrica localizada no Rio Paraná, entre Brasil e Paraguai, é composta por uma série de barragens, de concreto, enrocamento e terra. Desde 1984, quando o enchimento inicial de seu reservatório foi concluído, o nível de água apresentou pequenas variações. Contudo, períodos de seca têm feito com que o nível de água permaneça por mais tempo em menores cotas, submetendo o solo da fundação e da barragem a ciclos de secagem e umedecimento mais intensos. Desta forma, esta dissertação teve como objetivo estudar experimentalmente parâmetros geotécnicos dos solos da fundação e do maciço da barragem de terra da margem esquerda em condição saturada e não saturada. Para isso, ensaios de condutividade hidráulica e ensaios de compressão edométrica e triaxial foram realizados para atualização dos parâmetros geotécnicos de acordo com a Mecânica dos Solos Não Saturados, e ensaios de retenção de água e retração volumétrica do solo foram executados para determinação de parâmetros que possibilitem prever o comportamento da barragem dadas as variações do nível de água. Os resultados mostram que as curvas de retenção de água no solo possuem características típicas de argilas plásticas e que, tanto o solo natural quanto o solo compactado, apresentam elevada resistência ao cisalhamento. Também foi possível constatar a influência do aumento da sucção no comportamento mecânico do solo, tornando-o mais resistente e menos deformável. Por fim, destaca-se que a deformação por retração volumétrica do solo compactado durante a secagem foi superior à deformação por consolidação edométrica, demonstrando que o solo compactado apresenta maior suscetibilidade a variação de volume por efeitos de secagem do que por carregamentos externos, desde que existam condições propícias para tais ocorrências.

Palavras-chave: barragem de terra; resistência ao cisalhamento; compressibilidade; retração volumétrica; retenção de água e fluxo.

Abstract

MELLO, J. B. **Experimental study of geotechnical parameters of Itaipu left earth dam.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Bauru, 2022.

Itaipu Binacional is a hydroelectric plant located on the Paraná River, between Brazil and Paraguay, and consists of a series of dams, made of concrete, rockfill and earth. Since 1984, when the initial filling of its reservoir was completed, the water level presented small variations. However, dry periods have caused the water level to remain longer at lower heights, subjecting the foundation and the dam soil to more intense cycles of drying and wetting. This research aims to experimentally study geotechnical parameters of the foundation and massif soil of the left earth dam under saturated and unsaturated conditions. Hydraulic conductivity and eodometer and triaxial compression tests were conducted to update the geotechnical parameters according to the Unsaturated Soil Mechanics, and water retention curve and soil volumetric shrinkage tests were performed to determine parameters that allow predicting the behavior of the dam considering variations in the water level. The results indicate that the water retention curves have typical plastic clays characteristics and that both the natural and the compacted soils presented high shear strength. It was also possible to prove the influence of higher suctions on the mechanical behavior of the soil, increasing the strength shear and decreasing the volume change. Finally, the results highlight that the deformation by volumetric shrinkage of the compacted soil during drying conditions was higher than the deformation by oedometric consolidation, demonstrating that the compacted soil is more susceptible to volumetric change due to drying effects than to external loads applied, as long as there are favorable conditions to such occurrences.

Keywords: earth dam; shear strength; compressibility; volumetric shrinkage; water retention and flow.

Índice de Figuras

Figura 1.1: Vista geral das barragens de Itaipu (adaptado de ITAIPU BINACIONAL, 2009).....	16
Figura 3.1: Variação da pressão de água em um perfil de solo (RODRIGUES, 2007)	20
Figura 3.2: Esquema representativo das parcelas da sucção (HILLEL apud RODRIGUES, 2007).....	22
Figura 3.3: Curva de retenção unimodal (modificado de FEUERHARMEL, 2007)	24
Figura 3.4: Curva de retenção bimodal (modificado de FEUERHARMEL, 2007)	25
Figura 3.5: Esquema representativo da determinação da sucção matricial pela técnica do papel filtro (RODRIGUES, 2007).....	26
Figura 3.6: Esquema representativo da placa de sucção (LIBARDI, 1995).....	28
Figura 3.7: Esquema representativo de uma câmara de pressão (LIBARDI, 1995)	29
Figura 3.8: Câmara edométrica com controle de sucção (modificado de MACHADO, 1995).....	33
Figura 3.9: Curva típica de compressão edométrica (RODRIGUES, 2016).....	34
Figura 3.10: Formas de caracterização da ruptura no ensaio de compressão triaxial (VILAR, 2021)	35
Figura 3.11: Envoltória de resistência ao cisalhamento para solos não saturados (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)	37
Figura 3.12: Resultados típicos de envoltórias de resistência (HO e FREDLUND, 1982). 37	
Figura 3.13: Influência da sucção na resistência ao cisalhamento (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)	38
Figura 3.14: Influência da tensão normal líquida na resistência ao cisalhamento (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)	38
Figura 3.15: Correlação entre a envoltória de Mohr-Coulomb e a envoltória às trajetórias de tensão (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)	39
Figura 3.16: Superfícies de ruptura de Roscoe e Hvorslev no espaço p - q - e (modificado de IBÁÑEZ, 2003)	40
Figura 3.17: Resultados de ensaio de compressão triaxial (a) plano p - q ; (b) plano p - e ; (c) plano $\ln(p)$ - e (modificado de IBÁÑEZ, 2003)	41

Figura 3.18: Compressão elástica (a) Superfície de fluência; (b) Curva carga-descarga do ensaio edométrico (GOMES, 2009)	42
Figura 3.19: Compressão plástica (a) Superfície de fluência; (b) Curva de carga-descarga do ensaio edométrico (GOMES, 2009)	42
Figura 3.20: Curvas de plastificação no espaço $p-q-s$ (ALONSO; GENS; JOSA, 1990) ...	43
Figura 3.21: Curvas de compressão para solos saturados e não saturados (ALONSO; GENS; JOSA, 1990).....	45
Figura 3.22: Câmara de compressão triaxial modificada para ensaios em solo não saturado (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)	45
Figura 3.23: Condições do ensaio de compressão triaxial consolidado drenado (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)	46
Figura 3.24: Barragem de terra da margem esquerda de Itaipu (ITAIPU BINACIONAL) 53	
Figura 3.25: Seções transversais da barragem de terra da margem esquerda de Itaipu (ITAIPU BINACIONAL, 2009).....	54
Figura 3.26: Localização da área de empréstimo Pomba Quê (IECO e ELC, 1982)	55
Figura 3.27: Perfil típico de solo na região da barragem de Itaipu (THÁ, 2007).....	59
Figura 4.1: Fluxograma do programa experimental	62
Figura 4.2: Representação do local da coleta de amostras deformadas com a projeção da área de empréstimo Pomba-Quê (CEASB, 2021)	63
Figura 4.3: Local da coleta das amostras deformadas (CEASB, 2021)	64
Figura 4.4: Coleta de amostras deformadas (CEASB, 2021)	64
Figura 4.5: Local da coleta das amostras indeformadas (CEASB, 2021)	65
Figura 4.6: Coleta de amostras indeformadas (CEASB, 2021).....	66
Figura 4.7: Equipamento utilizado na compactação estática dos corpos de prova para curva de retenção de água no solo.....	67
Figura 4.8: Esquema representativo dos procedimentos do ensaio de papel filtro.....	68
Figura 4.9: Materiais utilizados no ensaio de papel filtro	68
Figura 4.10: Esquema representativo dos procedimentos do ensaio de placa de sucção	71
Figura 4.11: Equipamentos utilizados no ensaio de placa de sucção	71
Figura 4.12: Moldagem dos corpos de prova de amostra indeformada para ensaio de permeabilidade.....	73
Figura 4.13: Tri-flex 2, equipamento utilizado no ensaio de permeabilidade	74
Figura 4.14: Montagem do corpo de prova na câmara de ensaio de permeabilidade.....	74
Figura 4.15: Materiais utilizados na montagem do ensaio de permeabilidade.....	75

Figura 4.16: Moldagem do corpo de prova de amostra indeformada para ensaio de compressão edométrica.....	77
Figura 4.17: Montagem do ensaio de compressão edométrica convencional	78
Figura 4.18: Prensa edométrica utilizada no ensaio convencional.....	78
Figura 4.19: Montagem do ensaio de compressão edométrica com controle de sucção	80
Figura 4.20: Prensa edométrica utilizada no ensaio com controle de sucção.....	80
Figura 4.21: Equipamento utilizado na compactação dinâmica dos corpos de prova para ensaio de compressão triaxial	81
Figura 4.22: Obtenção da densidade aparente das camadas de solo do corpo de prova pelo método da parafina	82
Figura 4.23: Equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial convencional.....	83
Figura 4.24: Esquema de funcionamento do equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial convencional (modificado de FERNANDES, 2016)	83
Figura 4.25: Montagem do corpo de prova na câmara triaxial utilizada em ensaios de compressão triaxial convencional.....	84
Figura 4.26: Materiais utilizados na montagem do ensaio de compressão triaxial	85
Figura 4.27: Equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial com controle de sucção	87
Figura 4.28: Esquema de funcionamento do equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial com controle de sucção (modificado de FERNANDES, 2016)	87
Figura 4.29: Saturação dos corpos de prova por capilaridade e imposição da sucção na câmara de Richards.....	88
Figura 4.30: Montagem do corpo de prova na câmara triaxial utilizada em ensaios de compressão triaxial com controle de sucção	89
Figura 4.31: Técnica de perfilometria a laser (MITAL <i>et. al</i> , 2019).....	90
Figura 4.32: Layout do ensaio de retração volumétrica do solo.....	91
Figura 4.33: Imagem real e após o processamento pelo algoritmo do ensaio de retração volumétrica	92
Figura 5.1: Curva granulométrica do solo	93
Figura 5.2: Curva de compactação Proctor Normal do solo.....	94
Figura 5.3: Pontos experimentais para obtenção da curva de retenção de água no solo	96
Figura 5.4: Curvas de retenção de água no solo ajustada pelo modelo de van Genuchten (1980)	97

Figura 5.5: Comparação entre as curvas de retenção de água para o solo compactado e indeformado.....	98
Figura 5.6: Variação da condutividade hidráulica média de acordo com a tensão confinante aplicada.....	100
Figura 5.7: Função condutividade hidráulica do solo não saturado	101
Figura 5.8: Curvas de compressão edométrica.....	103
Figura 5.9: Curvas edométricas normalizadas para o índice de vazios inicial do solo	104
Figura 5.10: Curvas de adensamento dos ensaios de compressão triaxial CD convencionais	106
Figura 5.11: Curvas de adensamento dos ensaios de compressão triaxial CU convencionais	107
Figura 5.12: Curvas tensão-deformação e deformações volumétricas dos ensaios de compressão triaxial CD convencionais	108
Figura 5.13: Corpos de prova típicos após os ensaios de compressão triaxial CD convencionais	108
Figura 5.14: Curvas tensão-deformação e deformações volumétricas dos ensaios de compressão triaxial CU convencionais	109
Figura 5.15: Corpos de prova típicos após os ensaios de compressão triaxial CU convencionais	109
Figura 5.16: Envoltórias de resistência dos ensaios de compressão triaxial CD convencionais	111
Figura 5.17: Envoltórias de resistência dos ensaios de compressão triaxial CU convencionais	112
Figura 5.18: Curvas de adensamento dos ensaios de compressão triaxial CD com controle de sucção ($s = 200$ kPa).....	113
Figura 5.19: Curvas tensão-deformação e deformações volumétricas dos ensaios de compressão triaxial CD com controle de sucção ($s = 200$ kPa)	114
Figura 5.20: Corpos de prova típicos após os ensaios de compressão triaxial com controle de sucção ($s = 200$ kPa).....	115
Figura 5.21: Envoltórias de resistência dos ensaios de compressão triaxial com controle de sucção ($s = 200$ kPa).....	116
Figura 5.22: Superfície limite de estado (plano $p'-q$) do solo na condição saturada	117
Figura 5.23: Superfície limite de estado (plano $(p-u_a)-q$) do solo na condição não saturada ($s = 200$ kPa).....	118

Figura 5.24: Superfícies limite de estado (plano $(p-u_a)-q$) do solo saturado e não saturado, nas condições compactada e indeformada.....	119
Figura 5.25: Variação de parâmetros dos corpos de prova ao longo do ensaio de retração volumétrica	120
Figura 5.26: Variação da quantidade de água e variação volumétrica em função da sucção para o solo compactado	121
Figura 5.27: Variação da quantidade de água e variação volumétrica em função da sucção para o solo indeformado	122
Figura 5.28: Deformação volumétrica em função da umidade e grau de saturação no solo compactado	123
Figura 5.29: Deformação volumétrica em função da umidade e grau de saturação no solo indeformado.....	124

Índice de Tabelas

Tabela 3.1: Resumo dos parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM).....	44
Tabela 3.2: Coeficientes de segurança mínimos para barragens de terra (ELETROBRAS, 2003).....	51
Tabela 3.3: Caracterização da argila do maciço compactado (IECO e ELC, 1992)	55
Tabela 3.4: Parâmetros de compressibilidade do maciço compactado (IECO e ELC, 1982)	56
Tabela 3.5: Parâmetros de resistência do maciço compactado (IECO e ELC, 1982)	57
Tabela 3.6: Valores de condutividade hidráulica do maciço compactado obtidos pelo ensaio de permeabilidade de carga variável (IECO e ELC, 1982).....	57
Tabela 3.7: Valores médios de condutividade hidráulica do maciço compactado obtidos do ensaio de compressão triaxial (IECO e ELC, 1982).....	58
Tabela 3.8: Caracterização dos solos de fundação (IECO e ELC, 1992).....	59
Tabela 3.9: Parâmetros de compressibilidade dos solos de fundação (IECO e ELC, 1992).....	60
Tabela 3.10: Parâmetros de resistência dos solos de fundação (IECO e ELC, 1992).....	60
Tabela 3.11: Valores de condutividade hidráulica da fundação obtidos pelo ensaio de permeabilidade de carga variável (IECO e ELC, 1977).....	61
Tabela 3.12: Valores de condutividade hidráulica da fundação obtidos do ensaio de compressão triaxial (IECO e ELC, 1977).....	61
Tabela 5.1: Parâmetros de caracterização e compactação do solo	94
Tabela 5.2: Média e coeficiente de variação dos índices físicos para ensaios de retenção de água no solo.....	95
Tabela 5.3: Parâmetros de ajuste do modelo de van Genuchten (1980).....	98
Tabela 5.4: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de permeabilidade	99
Tabela 5.5: Valores médios de condutividade hidráulica de acordo com a tensão confinante	99
Tabela 5.6: Características dos ensaios e índices físicos dos corpos de prova na moldagem e após o ensaio de compressão edométrica	102
Tabela 5.7: Tensões de pré-adensamento (σ_{ad}), índices de compressão (C_c) e índices de recompressão (C_r) dos ensaios de compressão edométrica	103

Tabela 5.8: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial convencionais	106
Tabela 5.9: Parâmetros efetivos de resistência e R^2 dos ensaios de compressão triaxial convencionais	111
Tabela 5.10: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial com controle de sucção ($s = 200$ kPa).....	113
Tabela 5.11: Parâmetros efetivos de resistência e R^2 dos ensaios de compressão triaxial com controle de sucção ($s = 200$ kPa)	116
Tabela 5.12: Parâmetros de estado crítico do solo na condição saturada.....	117
Tabela 5.13: Parâmetros de estado crítico do solo na condição não saturada ($s=200$ kPa)	118
Tabela 5.14: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de retração.....	119

Lista de Símbolos

m : massa de solo

v : volume de solo

ρ : massa específica

ρ_s : massa específica dos sólidos

ρ_d : massa específica seca do solo

$\rho_{d,máx}$: massa específica seca máxima do solo

w : umidade do solo

$w_{ót}$: umidade ótima do solo

w_p : umidade do papel filtro

w_r : umidade residual do solo

w_s : umidade de saturação do solo

α, n, m : parâmetros de ajuste de van Genuchten

e : índice de vazios do solo

S_r : grau de saturação do solo

g : aceleração da gravidade

R^2 : coeficiente de determinação

B : parâmetro de Skempton

ε_v : deformação volumétrica

ε_a : deformação axial

ψ : sucção matricial

u_a : pressão de ar

u_w : pressão neutra

P_{atm} : pressão atmosférica

h : potencial hidráulico

γ_w : peso específico da água

v : velocidade da água

k : condutividade hidráulica

$k_{méd}$: condutividade hidráulica média do solo

i : gradiente hidráulico

s : sucção no solo

σ_{ad} : tensão de pré-adensamento do solo

C_c : índice de compressão do solo

C_r : índice de recompressão do solo

C_s : índice de descompressão do solo

τ : resistência ao cisalhamento do solo

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

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: tensão desviatória

$(\sigma - u_a)$: tensão normal líquida do solo

$(u_a - u_w)$: sucção matricial do solo

p : tensão média

q : tensão desviatória

c' : coesão efetiva do solo

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo do solo

ϕ^b : ângulo que descreve o aumento da coesão com a sucção

X : parâmetro dependente do grau de saturação do solo

M : projeção da linha de estados críticos

k : constante que descreve o aumento da coesão com a sucção

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

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

ρ_0 *: tensão de pré-adensamento isotrópica do solo saturado

ρ^c : tensão de referência para $\nu = N(s)$

r : parâmetro de máxima rigidez do solo para o modelo BBM

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

Sumário

RESUMO.....	1
ABSTRACT	2
ÍNDICE DE FIGURAS	3
ÍNDICE DE TABELAS.....	8
LISTA DE SÍMBOLOS.....	10
SUMÁRIO.....	13
1 INTRODUÇÃO	16
2 OBJETIVOS.....	18
2.1 OBJETIVO GERAL	18
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
3.1 SOLOS NÃO SATURADOS	19
3.1.1 Aspectos gerais.....	20
3.1.2 Sucção no solo.....	21
3.1.3 Retenção de água no solo.....	22
3.1.3.1 Curva de retenção unimodal.....	23
3.1.3.2 Curva de retenção bimodal.....	25
3.1.4 Técnicas para medida, imposição e controle da sucção	26
3.1.4.1 Papel filtro	26
3.1.4.2 Placa de sucção.....	27
3.1.4.3 Câmara de pressão	28
3.1.5 Retração volumétrica do solo.....	29
3.1.6 Permeabilidade do solo.....	31
3.1.7 Compressibilidade do solo	32
3.1.7.1 Ensaio de compressão edométrica com controle de sucção	33
3.1.8 Resistência ao cisalhamento do solo	35
3.1.8.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	36
3.1.8.2 Estados críticos.....	40
3.1.8.3 Ensaio de compressão triaxial com controle de sucção	45

3.2	PROJETO E SEGURANÇA DE BARRAGENS DE TERRA.....	47
3.2.1	<i>Barragem de terra</i>	47
3.2.2	<i>Análise de fluxo em barragens</i>	47
3.2.3	<i>Análise de recalque em barragens</i>	49
3.2.4	<i>Análise de estabilidade em barragens</i>	50
3.3	BARRAGEM DE TERRA DA MARGEM ESQUERDA DE ITAIPU	52
3.3.1	<i>Características geométricas</i>	53
3.3.2	<i>Características geotécnicas</i>	54
3.3.2.1	Maciço compactado.....	54
3.3.2.2	Fundação	58
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	62
4.1	COLETA DE AMOSTRAS DE SOLO	63
4.1.1	<i>Coleta de amostras deformadas</i>	63
4.1.2	<i>Coleta de amostras indeformadas</i>	64
4.2	CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	66
4.3	RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO.....	66
4.3.1	<i>Corpos de prova</i>	66
4.3.2	<i>Papel filtro</i>	67
4.3.2.1	Trajectoria de secagem.....	69
4.3.2.2	Trajectoria de umedecimento	70
4.3.3	<i>Placa de sucção</i>	70
4.3.4	<i>Ajuste das curvas</i>	72
4.4	PERMEABILIDADE	72
4.4.1	<i>Corpos de prova</i>	72
4.4.2	<i>Equipamento</i>	73
4.4.3	<i>Montagem</i>	74
4.4.4	<i>Percolação de água inicial</i>	75
4.4.5	<i>Saturação por contrapressão</i>	75
4.4.6	<i>Medida da condutividade hidráulica</i>	76
4.5	COMPRESSÃO EDOMÉTRICA	76
4.5.1	<i>Corpos de prova</i>	76
4.5.2	<i>Ensaio convencionais</i>	77
4.5.2.1	Ensaio com controle de sucção	79
4.6	COMPRESSÃO TRIAXIAL	80
4.6.1	<i>Corpos de prova</i>	81
4.6.2	<i>Ensaio convencionais</i>	82
4.6.2.1	Equipamento.....	82
4.6.2.2	Montagem.....	84

4.6.2.3	Saturação por contrapressão	85
4.6.2.4	Adensamento	85
4.6.2.5	Cisalhamento	86
4.6.3	<i>Ensaio com controle de sucção</i>	86
4.6.3.1	Equipamento	86
4.6.3.2	Imposição da sucção	88
4.6.3.3	Montagem	88
4.6.3.4	Adensamento	89
4.6.3.5	Cisalhamento	89
4.7	RETRAÇÃO VOLUMÉTRICA DO SOLO	89
4.7.1	<i>Corpos de prova</i>	90
4.7.2	<i>Montagem</i>	90
4.7.3	<i>Processamento das imagens</i>	91
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	93
5.1	CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	93
5.2	RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	95
5.2.1	<i>Pontos experimentais</i>	95
5.2.2	<i>Ajuste das curvas</i>	96
5.3	PERMEABILIDADE	99
5.4	COMPRESSÃO EDOMÉTRICA	102
5.5	COMPRESSÃO TRIAXIAL	105
5.5.1	<i>Ensaio convencionais</i>	105
5.5.2	<i>Ensaio com controle de sucção</i>	112
5.5.3	<i>Estado crítico</i>	116
5.6	RETRAÇÃO VOLUMÉTRICA DO SOLO	119
6	CONCLUSÕES	126
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128
8	ANEXOS	138

1 INTRODUÇÃO

Itaipu Binacional é uma usina hidrelétrica localizada no Rio Paraná, entre as cidades de Foz do Iguaçu, no Brasil (margem esquerda), e Hernandárias, no Paraguai (margem direita). O empreendimento, construído e mantido pelos dois países, conforme Tratado de Itaipu (1973), consiste em uma série de barragens de diversos tipos, como representado na Figura 1.1.

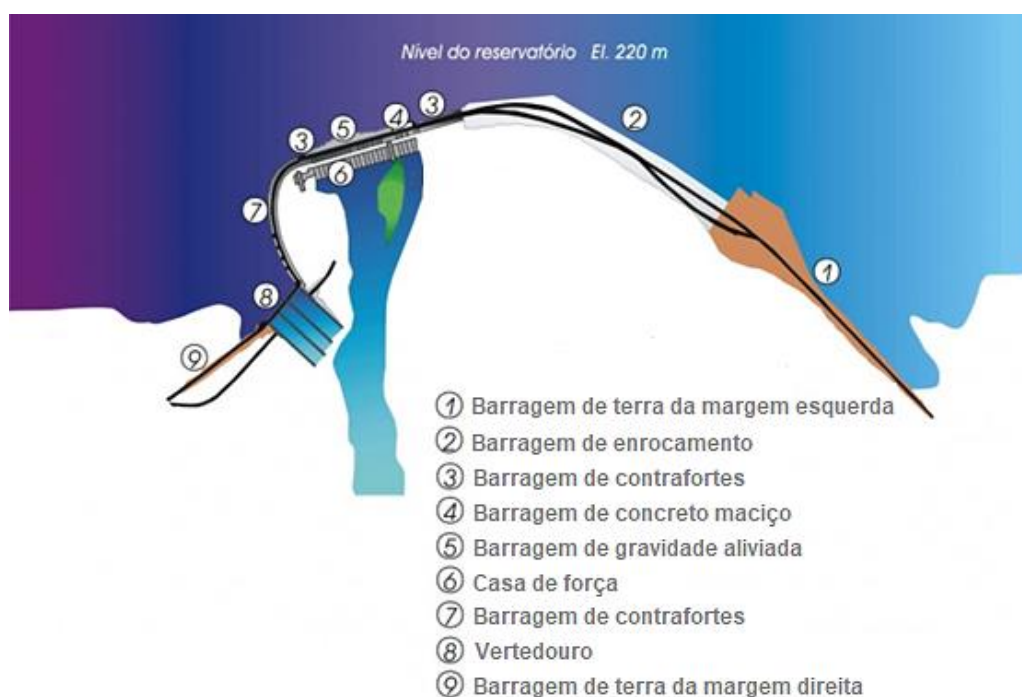


Figura 1.1: Vista geral das barragens de Itaipu (adaptado de ITAIPU BINACIONAL, 2009)

O barramento, que possui, ao total, 7919 m de extensão e altura máxima de 196 m, inicia-se com a barragem de terra da margem direita (9), seguida pelo vertedouro (8), que possui 14 comportas e capacidade máxima de 62200 m³/s. A barragem continua em uma estrutura de concreto do tipo contraforte (7) até o leito do rio. A partir desse ponto, tem início

a barragem principal, composta por seis blocos de concreto de contraforte (3) e blocos de concreto de gravidade aliviada (5), onde estão localizados 16 dos 20 condutos forçados. Os outros 4 estão na barragem de concreto maciço (4), construída no canal de desvio utilizado durante a construção da barragem principal. Por fim, existe mais um trecho de barragens de contraforte (3), seguido pela barragem de enrocamento (2) e, finalmente, a barragem de terra da margem esquerda (1), que faz o fechamento da estrutura na ombreira esquerda.

Desde 1984, ano em que o enchimento inicial do reservatório foi finalizado, foram registradas variações médias de 1,5 m em seu nível, permanecendo entre as cotas 219,00 m e 220,50 m. Contudo, durante o período de seca ocorrido de 2012 a 2015, essa variação aumentou para 4,0 m e a cota mais baixa chegou no nível 216,50 m.

Essa situação, que tem se repetido ao longo dos últimos anos, faz com que o nível de água do reservatório permaneça por mais tempo em menores cotas, deixando o talude de montante da barragem de terra da margem esquerda e o solo de fundação mais expostos a variações de umidade.

Comportamentos geotécnicos envolvendo resistência ao cisalhamento, deformabilidade, fluxo e retenção de água de maciços de terra em condição saturada e não saturada só podem ser melhor compreendidos quando analisados sob a ótica da Mecânica dos Solos Não Saturados, em que aspectos como a pressão positiva e negativa na água intersticial do solo e as tensões atuantes são analisadas de maneira adequada.

Dessa forma, na dissertação, técnicas experimentais avançadas de laboratório foram utilizadas para atualização dos parâmetros geotécnicos da barragem de acordo com os conceitos da Mecânica dos Solos Não Saturados, visto que na época da construção da barragem os laboratórios de pesquisa do Brasil ainda não dispunham dessas técnicas para utilização em ensaios experimentais. Vale ressaltar que os parâmetros obtidos podem ser utilizados em modelos constitutivos mecânicos baseados na teoria de plasticidade e hidráulicos desenvolvidos para previsão do comportamento da barragem frente às variações do nível de água do reservatório.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral da dissertação é estudar parâmetros geotécnicos dos solos da fundação e do maciço da barragem de terra da margem esquerda de Itaipu por meio de ensaios experimentais de laboratório.

2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos da dissertação são:

- Atualizar os parâmetros geotécnicos da barragem de acordo com a Mecânica dos Solos Não Saturados, através de ensaios de condutividade hidráulica e ensaios de compressão edométrica e triaxial, utilizando o critério de ruptura de Mohr Coulomb e a condição de estado crítico, em amostras compactadas e indeformadas;
- Determinar parâmetros geotécnicos para previsão do comportamento da barragem frente às variações do nível de água do reservatório, através de ensaios de retenção de água e retração volumétrica do solo, em amostras compactadas e indeformadas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, será abordada a revisão bibliográfica, que está dividida nos seguintes temas: Solos Não Saturados, que traz uma breve revisão sobre o tema; Projeto e Segurança de Barragens de Terra, que trata das análises comumente realizadas em projetos de barragens, como análises de fluxo, de recalque e de estabilidade, já que a pesquisa busca possibilitar a atualização dessas análises considerando técnicas atuais, dados de instrumentação e comportamentos observados ao longo do período de operação; e Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu, que resume as principais características geométricas e geotécnicas da fundação e do maciço da barragem.

3.1 Solos Não Saturados

As teorias e formulações mais comuns na Mecânica dos Solos foram desenvolvidas para solos saturados ou totalmente secos, não traduzindo o comportamento dos extensos perfis de solos não saturados encontrados em países tropicais como o Brasil (FREDLUND, 1995).

Apenas no final da década de 50 o crescimento no número de obras geotécnicas envolvendo a condição de não saturação, como aterros, barragens, estabilização de taludes e fundações, despertou o interesse dos pesquisadores pelo estudo desses solos.

Inicialmente, o objetivo era desenvolver uma expressão capaz de descrever a tensão efetiva dos solos não saturados. No entanto, após algumas pesquisas, constatou-se a inaplicabilidade desse princípio, sendo uma das causas a dependência das variações volumétricas da trajetória de tensões (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A partir disso, surgiram diversos modelos constitutivos e ajustes matemáticos com o intuito de permitir análises mais confiáveis do comportamento desses solos, já que sua resistência mecânica e deformabilidade dependem não apenas das características intrínsecas do material, mas também da quantidade de água disponível entre as partículas. Exemplos

são: as superfícies de estado (FREDLUND, 1979; LLORET e ALONSO, 1980, 1985), os modelos elásticos (COLEMAN, 1962; FREDLUND, 1979) e os modelos elastoplásticos (ALONSO *et al.*, 1990; WHEELER e SIVAKUMAR, 1995; CUI e DELAGE, 1996; GALLIPOLI *et al.*, 2003, dentre outros. Nos últimos anos, modelos elastoplásticos têm sido desenvolvidos, contribuindo para o contínuo desenvolvimento da Mecânica dos Solos Não Saturados (RODRIGUES, 2007).

3.1.1 Aspectos gerais

Comumente, os espaços entre as partículas de solo são preenchidos por certa quantidade de água e de ar. Quando todos os poros estão ocupados por água, diz-se que o solo está saturado. Em regiões de clima árido e semiárido, que têm como principal característica a baixa umidade nos horizontes superficiais, e em regiões tropicais, as quais são marcadas por ciclos de umedecimento e secagem do solo, muitas vezes, nos horizontes mais superficiais, os vazios do solo não estão totalmente preenchidos por água e isto ocorre até as proximidades do nível freático. Nessa situação, em que a água está presente apenas nos poros menores, o solo é denominado não saturado (MARINHO, 1997).

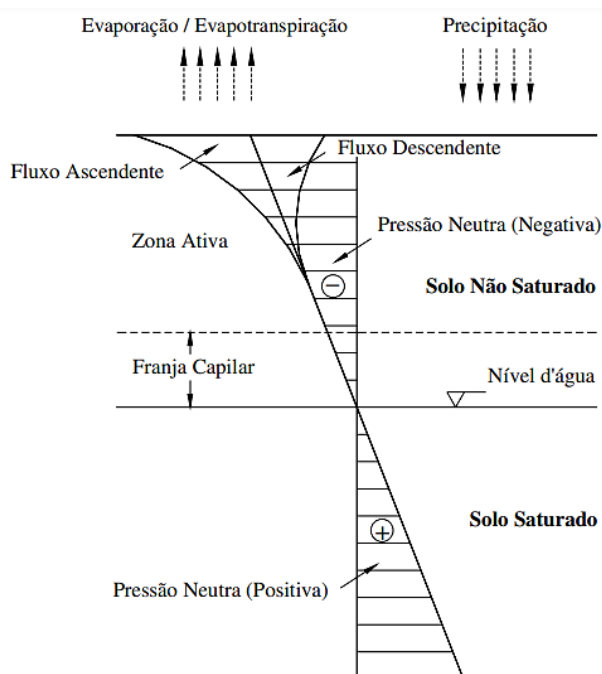


Figura 3.1: Variação da pressão de água em um perfil de solo (RODRIGUES, 2007)

A Figura 3.1 mostra a variação da pressão de água em alguns desses solos. A região que se encontra acima do nível d'água pode ser subdividida em duas: a imediatamente acima,

chamada de franja ou zona capilar, a qual permanece saturada ainda que as pressões sejam negativas, e a acima da franja capilar, chamada zona ativa, onde o grau de saturação do solo tenderá a se equilibrar na condição hidrostática, quando o fluxo da superfície do terreno for zero. Assim, se houver um aumento no teor de umidade, a pressão aumenta; se houver uma diminuição, a pressão diminui (FREDLUND, 1995; RODRIGUES, 2007).

3.1.2 *Sucção no solo*

Se a água contida em um sistema dependesse apenas das forças gravitacionais, o nível freático determinaria um limite físico para a presença de água no solo. Assim, o solo estaria saturado em qualquer ponto abaixo e seco em qualquer ponto acima do nível freático, o que não ocorre na prática devido ao efeito da sucção, principal parâmetro da Mecânica dos Solos Não Saturados.

A sucção pode ser definida como a pressão isotrópica da água intersticial, fruto de condições físico-químicas, que faz com que o sistema água-solo absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais, aumentando ou reduzindo o grau de saturação. Em outras palavras, pode-se definir sucção como a avidez que um meio poroso não saturado tem pela água. Na prática, a sucção provoca o aumento da pressão de contato entre as partículas, portanto, quanto mais seco o solo, maior sua resistência ao cisalhamento (MARINHO, 1997).

Do ponto de vista da Termodinâmica, a sucção total equivale à energia livre da água intersticial e é resultado das forças capilares, de adsorção e da concentração de solutos, sendo dependente da mineralogia, massa específica, distribuição dos poros e do conteúdo de água do solo. Assim, pode-se dizer que a sucção total é a soma de duas parcelas, sucção matricial e sucção osmótica, como representado na Figura 3.2.

A sucção matricial corresponde à pressão negativa que se instaura na água do solo devido às forças capilares e de adsorção. Essa componente está intimamente ligada à estrutura do solo e representa a afinidade por água manifestada pelo mesmo na ausência de gradiente de concentração de sais. Já a sucção osmótica representa a pressão que deve ser aplicada à uma solução para que seu solvente adquira o mesmo potencial químico do solvente puro à mesma temperatura. Portanto, provém da quantidade de sais dissolvidos na água que ocupa o interstício da matriz sólida do solo (GOMES, 2007).

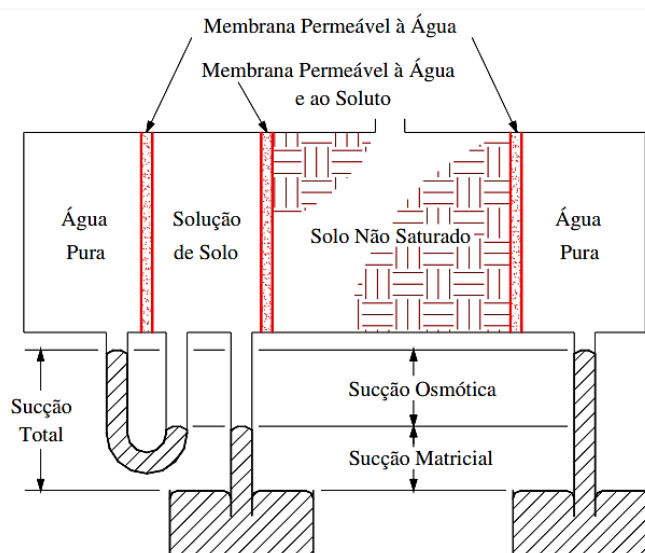


Figura 3.2: Esquema representativo das parcelas da sucção (HILLEL apud RODRIGUES, 2007)

A fonte mais importante a interferir no comportamento mecânico dos solos não saturados é a sucção matricial, já que, por exemplo, sua diminuição pode causar colapso e expansão, comprometendo a vida útil das obras de engenharia. Além disso, a sucção matricial é de grande interesse por ser uma variável fortemente influenciada pelas variações de parâmetros ambientais, como temperatura, pluviometria, umidade relativa do ar, entre outros (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987; FREDLUND, 1995).

3.1.3 *Retenção de água no solo*

A principal forma de relacionar a sucção com os índices físicos do solo é através da curva de retenção de água no solo, a qual fornece informações importantes sobre a distribuição de tamanhos de poros e a quantidade de água contidas nos mesmos. Entretanto, é importante ressaltar que não se trata de um parâmetro intrínseco do solo, já que a curva sofre influência de determinados fatores, como o histórico de tensões a que o solo foi submetido (FREDLUND e PHAM, 2006; FEUERHARMEL, 2007).

Não existe uma maneira padronizada de se representar a curva, que pode apresentar a umidade gravimétrica, a umidade volumétrica ou o grau de saturação, tanto na abscissa quanto na ordenada, em escala linear. Já a sucção pode ser apresentada como sucção total ou matricial, em escala linear ou logarítmica.

A forma da curva de retenção depende da trajetória típica do ensaio, que pode ser de secagem ou umedecimento. Na secagem, a amostra é previamente saturada por capilaridade e submetida a potenciais matriciais crescentes, provocando a redução de umidade do solo.

Já no umedecimento, ocorre o processo inverso, a amostra seca é submetida a potenciais matriciais decrescentes, gerando aumento de umidade do solo.

A curva pode ser utilizada em diversas aplicações, como na caracterização dos solos quanto à retenção de água, em cálculos associados ao fluxo e armazenamento de água em solos, na previsão da condutividade hidráulica não saturada e até mesmo da resistência ao cisalhamento. Para esses propósitos, comumente necessita-se de uma equação matemática para representar a curva de retenção de água no solo. Alguns dos autores que propuseram equações são: Gardner (1958), Brooks e Corey (1964), Farrel e Larson (1972), van Genuchten (1980), Willians *et al.* (1983), McKee e Bumb (1984), McKee e Bumb (1987), Fredlund e Xing (1994), Öberg e Sällfors (1997), Gitirana e Fredlund (2004). Recentemente, têm surgido modelos baseados em teorias alternativas, tais como a teoria fractal e a tomografia computadorizada (FEUERHARMEL, 2007; GEORGETTI, 2010).

3.1.3.1 *Curva de retenção unimodal*

A curva de retenção unimodal pode ser dividida em três zonas: zona de efeito limite (ou zona saturada), zona de transição (ou zona de dessaturação) e zona residual, delimitadas pela umidade de saturação, pelo valor de sucção de entrada de ar e pela umidade residual. A Figura 3.3 apresenta um exemplo de curvas de retenção unimodais.

A zona de efeito limite representa o trecho da curva entre a umidade de saturação, que corresponde ao grau de saturação de 100%, e o valor de entrada de ar (VEA), definido como a sucção necessária para o esvaziamento do maior poro do solo. Nesta zona, a umidade é praticamente constante e o princípio das tensões efetivas de Terzaghi é válido, uma vez que o solo se encontra saturado por capilaridade. A zona de transição compreende desde o valor de entrada de ar até a umidade residual. Neste estágio, à medida que a sucção aumenta, o grau de saturação diminui, e a variação da quantidade de água no solo é significativa. Por fim, a zona residual representa o intervalo de sucção em que uma grande variação de sucção provoca uma pequena alteração no grau de saturação, já que a água está fortemente aderida à matriz do solo. Nesta zona, os poros do solo são ocupados principalmente pelo ar e a fase líquida torna-se descontínua. Apesar disso, mesmo para valores muito altos de sucção, dificilmente a umidade atinge o zero absoluto (FREDLUND e XING, 1994; VANAPALLI; FREDLUND; PUFAHL, 1999; FREDLUND, 2002; FEUERHARMEL, 2007).

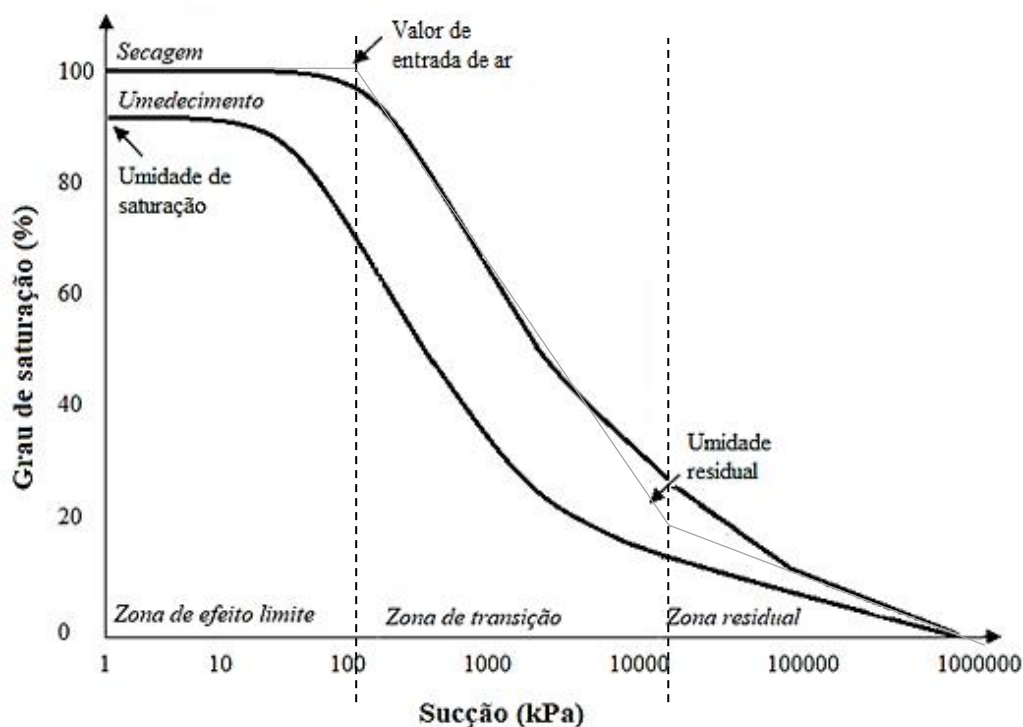


Figura 3.3: Curva de retenção unimodal (modificado de FEUERHARMEL, 2007)

A classificação granulométrica do solo influencia o valor de entrada de ar e a inclinação da curva. Essa inclinação refere-se ao trecho entre a sucção de entrada de ar e a sucção residual, definida por Marinho (1994) como capacidade de sucção. Os solos arenosos tendem a apresentar baixa capacidade de retenção devido aos grandes poros interconectados presentes em sua estrutura. Assim, a entrada de ar ocorre para pequenos valores de sucção e, em seguida, a dessaturação ocorre de maneira rápida. Já os solos argilosos apresentam uma maior capacidade de retenção de água e, quanto maior a plasticidade, maiores serão os valores de entrada de ar e de sucção residual. Além disso, dessaturam de forma mais lenta, indicando que possuem poros com diferentes diâmetros (OLIVEIRA, 2004).

Nota-se ainda que, para uma mesma sucção, a curva de secagem apresenta umidades mais elevadas em relação à curva de umedecimento. Isso se deve ao fenômeno de histerese, que pode ser causado devido a variações no diâmetro dos poros e no ângulo de molhamento – ângulo que a superfície da água forma ao entrar em contato com as partículas sólidas do solo –, ao aprisionamento de ar nos vazios e às estruturas dos solos sujeitas à contração ou expansão nas fases de secagem ou umedecimento (HILLEL, 1971).

3.1.3.2 Curva de retenção bimodal

A maior parte das curvas de retenção de água no solo apresenta formato similar à curva da Figura 3.3. Contudo, esse tipo de curva pode não representar o comportamento de solos de origem residual ou sedimentar encontrados em regiões de clima tropical e subtropical.

Para esses materiais, que apresentam macroestrutura e microestrutura bem definidas, são utilizadas curvas de retenção bimodais (Figura 3.4), que possuem como principais características a existência de dois valores de entrada de ar e a presença de um patamar intermediário. Para esse tipo de curva, três zonas são propostas: zona de dessaturação dos macroporos, zona intermediária e zona de dessaturação dos microporos.

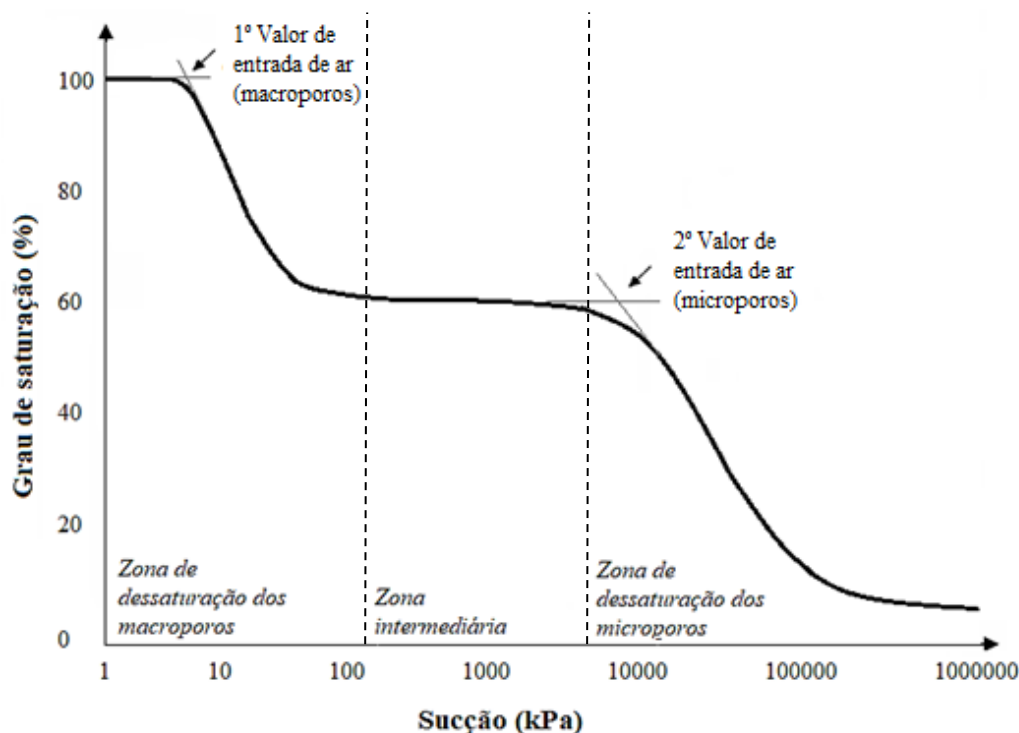


Figura 3.4: Curva de retenção bimodal (modificado de FEUERHARMEL, 2007)

A zona de dessaturação dos macroporos começa em um valor de sucção próximo de zero, onde os macroporos e os microporos se encontram saturados. O solo permanece saturado até atingir o primeiro valor de entrada de ar, que representa o ponto em que o ar começa a penetrar nos macroporos do solo. Em seguida, ocorre a dessaturação da macroestrutura e o grau de saturação reduz com o aumento da sucção. Na zona intermediária, o grau de saturação permanece praticamente constante com o aumento da sucção. Esse estágio termina quando a sucção atinge a capacidade de retenção de água dos microporos. A

zona de dessaturação dos microporos tem início em uma sucção próxima ao segundo valor de entrada de ar, o qual representa o momento em que o ar começa a penetrar nos microporos. Após esse valor, observa-se uma contínua redução do grau de saturação com o aumento da sucção, até que se atinja a condição residual. Dessa forma, simplificada, pode-se afirmar que a dessaturação é controlada pelos macroporos, para baixos valores de sucção, e pelos microporos, para sucções mais elevadas (FEUERHARMEL, 2007; VIVIAN, 2008).

3.1.4 *Técnicas para medida, imposição e controle da sucção*

A sucção pode ser determinada através de métodos diretos ou indiretos. Nos métodos diretos não são necessárias correlações entre a sucção e outros parâmetros do solo. Já nos métodos indiretos, a sucção é obtida através de sua relação com propriedades de outros materiais.

Os métodos mais utilizados para medida de sucção são o papel filtro, a placa de sucção e a câmara de pressão. Esse último, que tem como base a técnica de translação de eixos, também é utilizado para imposição e controle da sucção.

3.1.4.1 *Papel filtro*

A técnica do papel filtro representa um método indireto de obtenção da sucção do solo. Seu princípio consiste em provocar transferência de água de uma amostra de solo úmido para um material poroso que possua capacidade de adsorvê-la, o papel filtro, até que se atinja o equilíbrio de potencial. Assim, conhecendo-se a relação entre a sucção e a umidade desse material, através de sua curva de calibração, pode-se também obter essa relação para o solo.

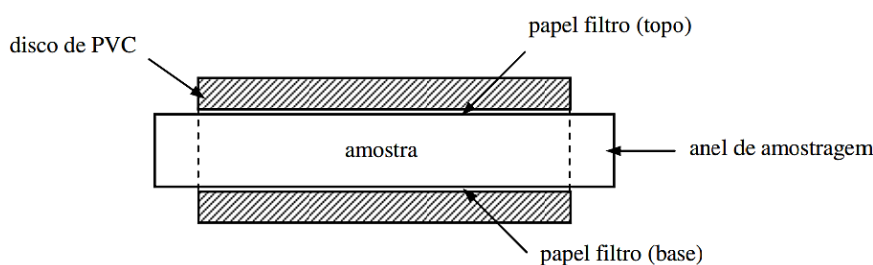


Figura 3.5: Esquema representativo da determinação da sucção matricial pela técnica do papel filtro (RODRIGUES, 2007)

Vale ressaltar que a transferência de água pode ocorrer de duas formas: quando o papel filtro entra em contato direto com o solo, determina-se a sucção matricial (Figura 3.5); quando não há contato direto, mas apenas troca de vapor d'água entre o solo e o papel filtro, determina-se a sucção total (VIVIAN, 2008).

Como principais vantagens, pode-se citar a simplicidade, o baixo custo, a possibilidade de medir um grande intervalo de sucção e a versatilidade do método, que pode ser utilizado tanto no laboratório, quanto em campo. Entretanto, são necessários alguns cuidados durante a execução do ensaio, já que a precisão dos resultados depende da precisão com que foi determinada a curva de calibração. Alguns dos aspectos que influenciam na confiabilidade da medida são: tempo de equilíbrio, variação da temperatura ambiente, contato entre papel filtro e amostra, manuseio e exposição ao ambiente (VILAR, 2003; BICALHO *et al.*, 2007).

O tempo é um fator importante, pois deve ser suficiente para que o equilíbrio seja estabelecido. Em geral, considera-se um período mínimo de sete dias. A flutuação de temperatura durante o período de equilíbrio aumenta a variabilidade dos resultados, sendo imprescindível que os gradientes de temperatura sejam minimizados. Além disso, irregularidades superficiais ou descontinuidades na face da amostra em relação ao papel filtro também podem alterar de forma significativa a precisão das aferições. Por fim, o tempo de manuseio para que o papel filtro seja removido do ambiente de equilíbrio deve ser o mais rápido possível, evitando-se alteração significativa de umidade (BULUT; LYTTON; WRAY, 2001; LEONG; HE; RAHARDJO, 2002; GOMES, 2007).

3.1.4.2 Placa de sucção

A técnica da placa de sucção consiste em um método direto de determinação da sucção, baseado no princípio dos vasos comunicantes. O equipamento utilizado é composto por uma placa porosa de alta pressão de entrada de ar e um tubo flexível, através do qual são impostos gradientes de altura pela redução ou elevação do nível d'água de um reservatório acoplado (Figura 3.6). A sucção matricial corresponde ao próprio gradiente hidráulico, portanto, variações de nível de 10 cm equivalem a variações de sucção de 1 kPa.

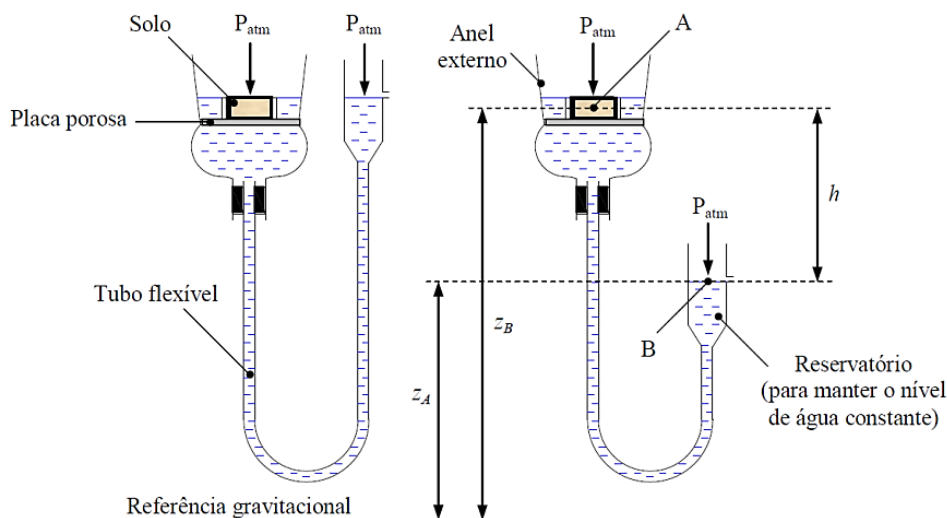


Figura 3.6: Esquema representativo da placa de sucção (LIBARDI, 1995)

O fato de o gradiente ser imposto por uma altura h de coluna d'água representa uma limitação do ensaio, não permitindo a imposição de sucções elevadas. Além disso, existe a possibilidade de ocorrência de cavitação no sistema. Por outro lado, um aspecto vantajoso está na simplicidade da técnica, que não necessita de compressores de ar ou câmaras herméticas, e na ausência de problemas quanto à estabilização dos valores de poro pressão aferidos (GOMES, 2007).

3.1.4.3 Câmara de pressão

A câmara de pressão consiste em um método de medida e imposição de sucção em solos não saturados através da técnica de translação de eixos. Anteriormente, as medidas de sucção no solo se limitavam a valores inferiores a 1 atm, já que para valores maiores havia o risco de que a água sofresse cavitação. Hilf (1956), por meio da técnica de translação de eixos, possibilitou a extensão dessa faixa de medidas de sucção.

O método consiste na mudança do referencial de pressão através de incrementos de pressão no ar. Assim, o referencial deixa de ser a pressão atmosférica (P_{atm}) e passa a ser a pressão atmosférica acrescida de um incremento de pressão ($P_{atm} + P$). Ao aumentar artificialmente a pressão de ar (u_a), admite-se que ocorrerá um igual aumento da pressão neutra (u_w), mantendo-se a sucção ($u_a - u_w$) constante e elevando-se a pressão na água até valores mensuráveis, o que garante maior precisão das medidas realizadas. Assim, obtém-se a sucção matricial (ψ) através da Equação ((3.1).

$$\psi = u_a - u_w = (P_{atm} + P) - P_{atm} \quad (3.1)$$

O equipamento, capaz de suportar altas pressões, consiste de uma câmara, hermeticamente fechada, conectada a uma tubulação de ar pressurizado e a um reservatório de água deaerada (Figura 3.7). O corpo de prova é disposto sobre uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar, que permite o fluxo de água, mas não o de ar. Em seguida, impõe-se pressão de ar na parte interna do equipamento, permitindo troca de água entre ambos.

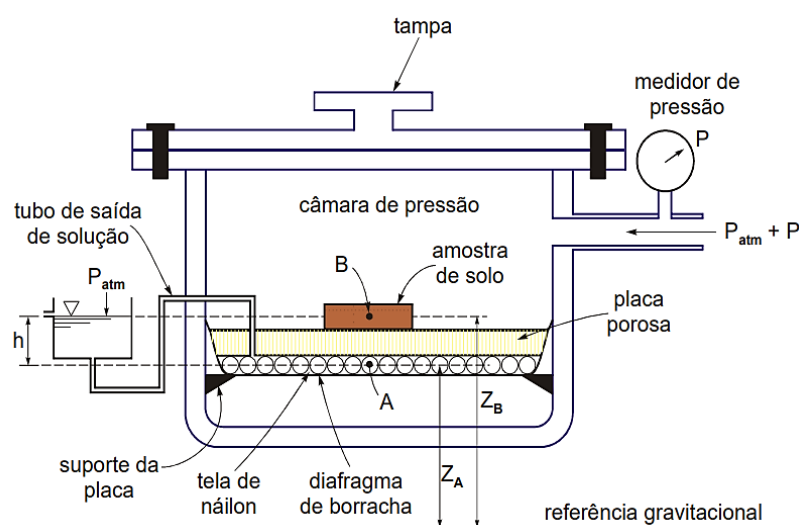


Figura 3.7: Esquema representativo de uma câmara de pressão (LIBARDI, 1995)

Como aspectos positivos dessa técnica, vale ressaltar a possibilidade de se medir ou controlar a sucção e a de se incorporar diversos tipos de equipamentos de ensaio, como câmaras triaxiais, células edométricas, caixas de cisalhamento direto, entre outros. Entretanto, trata-se de um ensaio demorado, já que as determinações são realizadas em função do lento equilíbrio do potencial da água na amostra de solo, e nem sempre se consegue o contato ideal entre a amostra e a pedra porosa. Além disso, existe o risco de se obterem valores superestimados de sucção para amostras com grau de saturação superior a 80% ou devido à difusão de ar através da pedra porosa (OLIVEIRA, 2004; GOMES, 2007; NASCIMENTO, 2009).

3.1.5 **Retração volumétrica do solo**

O fenômeno da instabilidade volumétrica de solos devido à mudança no teor de água é complexo e influenciado por diversos fatores, como o tipo de solo, condicionantes

climáticos e estados de tensão. Solos com retração apresentam mudanças de volume acentuadas pela diminuição do teor de umidade. Assim, ao secar, o solo diminui de volume e retrai, podendo surgir trincas devido a tensões internas em planos de fraqueza pré-existentes na porção de solo.

A relação entre o conteúdo de água no solo e a tensão com que a água está retida no mesmo pode ser avaliada através da curva de retenção de água no solo. Entretanto, esse método tem sido corriqueiramente aplicado para diversos tipos de solos sem que haja uma averiguação do processo de retração em função da sucção durante o ensaio. No caso de solos retráteis, a relação entre volume de água retido em relação ao volume de solo torna-se infiel à realidade, já que o método não leva em conta a redução do volume durante a secagem.

A consolidação induzida pela secagem no solo pode ser definida como a retração volumétrica por tensões interpartículas (ou tensão de sucção) durante a secagem sob condições de tensão externa nula e apresenta um comportamento semelhante ao obtido tradicionalmente para solos saturados. Correlações entre o índice de compressão do solo devido à sucção e às características de retenção de água e entre o índice de compressão do solo devido à sucção e às propriedades físicas dos solos auxiliam na elucidação do problema (DONG; LU; FOX, 2020).

A consolidação é um processo fundamental da Mecânica dos Solos e foi descrito por Terzaghi (1943) como uma diminuição da umidade de um solo saturado sem substituição da água pelo ar. Mais comumente, a consolidação ocorre quando o solo é submetido a um aumento na tensão aplicada. No primeiro instante do carregamento, a tensão aplicada é transferida quase inteiramente para a água contida nos poros do solo, aumentando a pressão na água intersticial do solo. Com o tempo, a drenagem da água dos poros produz uma transferência gradual da tensão aplicada ao esqueleto do solo, acarretando na dissipação do excesso de pressão na água e na redução de volume do solo.

A interação entre as três fases dos solos não saturados gera uma maior complexidade ao comportamento relacionado à variação de volume desses solos. Uma tensão aplicada instantaneamente é parcialmente transferida para a água (praticamente incompressível), para o ar (altamente compressível) e para o esqueleto do solo, causando um recalque instantâneo e aumento da tensão efetiva. Por outro lado, a deformação do esqueleto do solo pode ser resistida pela rigidez do solo devido aos efeitos da capilaridade e adsorção através da tensão de sucção. O efeito capilar é decorrente da tensão superficial na interface curva ar-água e a adsorção é proveniente de interações físico-químicas, como as forças elétricas de dupla camada de Van der Waals. Neste caso, todas as forças físico-químicas e capilares nos

contatos de partículas de solo ou próximo deles são definidas como tensão de sucção, que corresponde à tensão efetiva devido a mudanças no conteúdo de água do solo (LU e LIKOS, 2006).

Algumas pesquisas foram conduzidas com o objetivo de estudar os fatores que influenciam a retração bem como de se estabelecer metodologias para quantificá-la, podendo-se citar Albrecht e Benson (2001) e Ferreira e Ferreira (2009). Outras focaram na elaboração de metodologias para obtenção da curva de retenção de água no solo considerando o fenômeno da retração, como Silva (2019), Li, Zhang e Li (2019) e Mishra, Scheuermann e Bhuyan (2021).

Ensaio de retração volumétrica de solos durante a secagem foram realizados por Dong e Lu (2017). Os materiais foram secos em estufa, pulverizados e depois saturados com água deionizada usando vácuo. Os corpos de prova foram colocados em recipientes plásticos com diâmetro inicial de 7,6 cm e altura inicial de 1,7 cm. A superfície de apoio dos corpos de prova foi lubrificada com uma fina camada de graxa para eliminar quaisquer restrições de atrito, adesão ou deformação. Os corpos de prova foram então colocados em uma câmara de umidade controlada e foram secos por evaporação lenta durante um período de 2 a 3 semanas, garantindo uma distribuição uniforme da umidade do solo dentro do corpo de prova para evitar fissuras. Durante a secagem, as alterações no diâmetro dos corpos de prova foram registradas usando uma câmera digital e analisadas por processamento de imagem, e as alterações na espessura dos corpos de prova foram medidas.

Hajjat *et al.* (2020) estudaram os efeitos da secagem e da interface solo-base no comportamento de um solo expansivo. Para isso, foram realizados testes em que o processo de secagem ocorria de forma restrita e livre, dependendo da textura da base da placa. A configuração adotada para o ensaio compreendia uma câmera digital posicionada diretamente acima do corpo de prova para captar as trincas superficiais no solo durante o processo de secagem. Posteriormente, as imagens foram processadas e os resultados revelaram que as trincas se desenvolveram apenas no teste em que a restrição foi imposta.

3.1.6 Permeabilidade do solo

A permeabilidade do solo é uma propriedade que representa a facilidade com que a água nele se movimenta. Para os solos saturados, descreve a funcionalidade de seu sistema poroso, sendo dependente da estrutura e da textura do solo.

Experimentalmente, a medida da condutividade hidráulica, também conhecida tradicionalmente como coeficiente de permeabilidade, dos solos saturados pode ser obtida através de um ensaio que impõe fluxo sobre um corpo de prova contido em um permeâmetro, de parede rígida ou flexível. A principal diferença entre os dois tipos é a forma de confinamento e a saturação das amostras de solo.

Diversos autores têm utilizado o equipamento Triflex-2, um tipo de permeâmetro de parede flexível, para estudar a condutividade hidráulica de materiais de baixa permeabilidade devido à sua elevada precisão e possibilidade de aplicação de tensões de confinamento simulando as condições de campo, podendo-se citar Mateo, Vanapalli e Warith (2009), Zanon (2014) e Costa (2019).

Nos solos não saturados, existe a necessidade de se definir uma função condutividade hidráulica que relaciona o conteúdo de umidade do solo com a permeabilidade. Usualmente, apresenta-se em função da sucção, conforme Equação (3.2). Sua determinação pode ser realizada através de métodos diretos, envolvendo ensaios de permeabilidade desenvolvidos em laboratório ou em campo, ou de métodos indiretos, utilizando o coeficiente de permeabilidade saturada e a curva de retenção de água no solo. Esse último tem sido mais utilizado devido às dificuldades relativas à demanda de tempo e à necessidade de equipamentos especiais para realização dos ensaios (FREDLUND; XING; HUANG, 1994; VAN GENUCHTEN, 1980; FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

$$K(s) = k \cdot \sqrt{\left(\frac{w - w_r}{w_s - w_r}\right) \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{w - w_r}{w_s - w_r}\right)^{\frac{1}{m}} \right]^m \right\}^2} \quad (3.2)$$

Em que k é a condutividade hidráulica do solo saturado; w é a umidade do solo; w_r , w_s são, respectivamente, a umidade residual e a umidade de saturação do solo e m é um parâmetro do ajuste de van Genuchten (1980) para a curva de retenção de água no solo.

3.1.7 **Compressibilidade do solo**

A compressibilidade do solo pode ser definida como a diminuição do seu volume sob a ação de cargas aplicadas. Considerando-se o solo um sistema composto de partículas sólidas e espaços vazios, os quais podem estar parcialmente ou totalmente preenchidos por água, as deformações podem ser atribuídas a três causas principais: compressão das partículas sólidas, da água existente nos vazios do solo ou dos espaços vazios do solo. Para

os níveis de tensões usualmente aplicados na engenharia, pode-se desprezar as deformações ocorridas nos dois primeiros casos. Assim, calculam-se as deformações volumétricas do solo a partir da variação do índice de vazios, que ocorre em função da variação das tensões efetivas.

Ressalta-se ainda que a compressibilidade varia de acordo com o tipo de solo. Em solos não coesivos, como areias e pedregulhos, que possuem alta permeabilidade, as variações volumétricas ocorrerão rapidamente. Já em solos coesivos, como as argilas, a saída de água é lenta devido à baixa permeabilidade. Dessa forma, as variações volumétricas, que dependem do tempo até que se atinja um novo estado de equilíbrio sob as cargas aplicadas, constituem o processo de adensamento e são responsáveis pelos recalques que estão sujeitas as estruturas apoiadas sobre esses solos (VILAR, 2003; MARANGON, 2018).

3.1.7.1 Ensaio de compressão edométrica com controle de sucção

Escario e Saez (1973) desenvolveram uma câmara edométrica que permite a imposição e o controle da sucção do solo através da técnica de translação de eixos, de maneira análoga à câmara de pressão. Um modelo do equipamento foi construído por Machado (1995), conforme Figura 3.8.

No ensaio, o corpo de prova, lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado, é colocado em contato, na base, com uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar e, no topo, com uma pedra porosa comum. A sucção é controlada de acordo com a pressão de ar dentro da câmara.

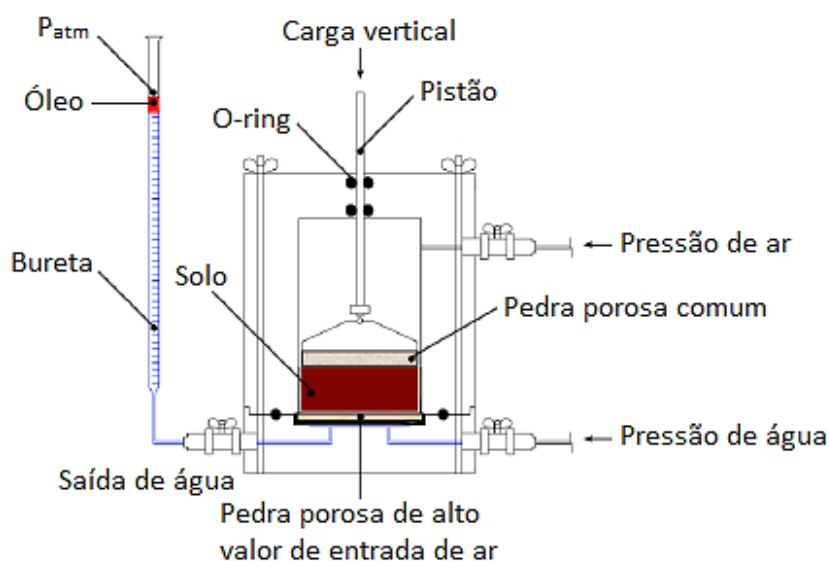


Figura 3.8: Câmara edométrica com controle de sucção (modificado de MACHADO, 1995)

Comumente, os resultados do ensaio são apresentados em um gráfico contendo as variações volumétricas em termos de índice de vazios, nas ordenadas, e as tensões verticais, na abscissa, como representado na Figura 3.9. A curva de compressão confinada abrange um extenso intervalo de tensões e, portanto, retrata diversas situações de carregamento em um único ensaio.

O primeiro trecho, cuja inclinação corresponde ao índice de recompressão (C_r), representa a recompressão do solo, que ocorre até que se atinja a tensão de pré-adensamento (σ_{ad}), equivalente à máxima tensão já experimentada pelo solo. Ultrapassado esse valor característico de tensão, o solo começa a comprimir-se ao longo da reta virgem, trecho marcado por deformações bem pronunciadas. A partir da inclinação dessa reta, obtém-se o índice de compressão (C_c), conforme Equação (3.3), muito útil para o cálculo de recalques. Por fim, o último trecho corresponde à etapa final de descompressão, caracterizada pelo índice de descompressão (C_s), quando o solo é descarregado gradativamente e pode experimentar pequenas expansões.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i}} \quad (3.3)$$

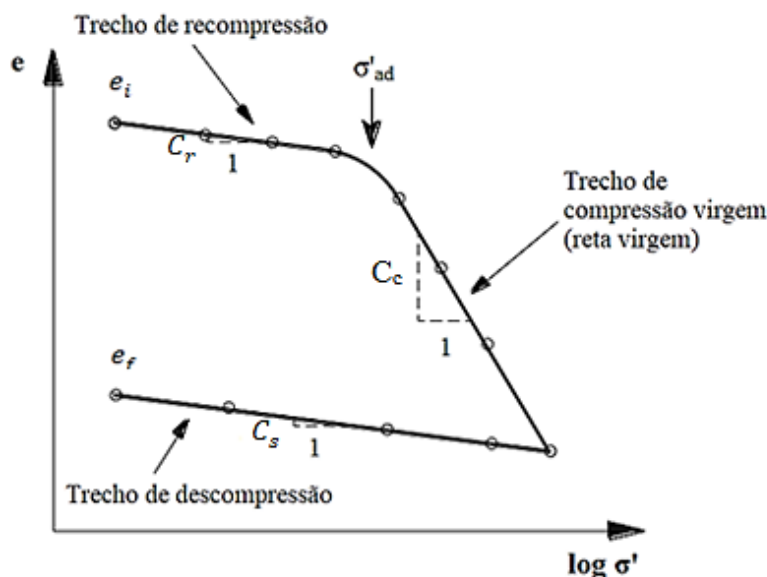


Figura 3.9: Curva típica de compressão edométrica (RODRIGUES, 2016)

Diversos autores têm utilizado os ensaios edométricos para estudar o comportamento geotécnico da variação de volume de solos não saturados, como Cerato, Miller e Hajjat

(2009), Farulla, Ferrari e Romero (2010), Benatti (2011), Vilar e Rodrigues (2011) e Pinyol e Alonso (2018).

Destaca-se a pesquisa de Farulla, Ferrari e Romero (2010), que estudaram a deformabilidade em função da variação de sucção de uma argila compactada utilizada como barreira de proteção em barragens de terra. Os ensaios, realizados em câmaras edométricas com controle de sucção, empregando-se a técnica de transição de eixos, permitiram avaliar o comportamento das deformações apresentadas pelo solo.

3.1.8 Resistência ao cisalhamento do solo

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como a tensão cisalhante atuante no plano de ruptura no instante da ruptura. Existem diversas formas de se caracterizar a ruptura (Figura 3.10), sendo as duas principais definidas pelo critério de ruptura de Mohr Coulomb, que se baseia na tensão de pico, e pela condição de estado crítico, que considera a variação volumétrica. Dessa forma, a resistência ao cisalhamento pode ser analisada sob diversas abordagens e as análises podem ser realizadas de forma paralela, já que levam em conta diferentes parâmetros e formulações.

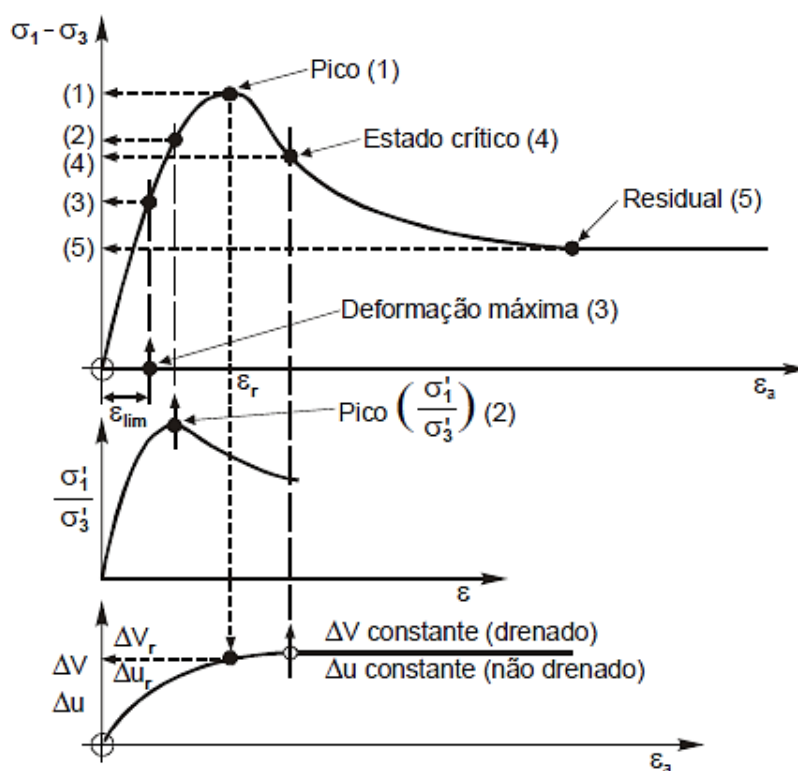


Figura 3.10: Formas de caracterização da ruptura no ensaio de compressão triaxial (VILAR, 2021)

3.1.8.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados pode ser descrita por meio do conceito de tensões efetivas ou das variáveis de estado de tensão. Bishop (1959) propôs uma equação de resistência ao cisalhamento, conforme Equação (3.4), com base no conceito de tensão efetiva. Contudo, essa abordagem tem sido discutida desde a sua proposição devido a limitações na compreensão do comportamento dos solos não saturados, além da dificuldade de se determinar o parâmetro X .

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + X \cdot (u_a - u_w)] \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (3.4)$$

Em que τ é a resistência ao cisalhamento do solo não saturado; c' é a coesão efetiva; $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida; X é um parâmetro dependente do grau de saturação do solo, variando entre 0 e 1; $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial e ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo.

Fredlund, Morgerstern e Widger (1978) apresentaram uma abordagem levando-se em conta o conceito de variáveis de estado de tensão, conforme Equação (3.5), segundo a qual a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado é composta de uma parcela de coesão efetiva e contribuições independentes da tensão normal líquida e da sucção matricial.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w) \cdot \operatorname{tg} \phi^b \quad (3.5)$$

Além do ângulo de atrito efetivo ϕ' , que está associado com a contribuição da tensão normal líquida à resistência ao cisalhamento, introduz-se na equação o ângulo ϕ^b , relacionado com a contribuição da sucção matricial à resistência ao cisalhamento.

A envoltória, construída através de uma extensão do critério de Mohr-Coulomb utilizado para solos saturados, pode ser plotada tridimensionalmente, como na Figura 3.11, tendo como abscissas as duas variáveis de estado de tensão e como ordenada a tensão cisalhante. Resultados típicos para as envoltórias de resistência estão apresentados na Figura 3.12.

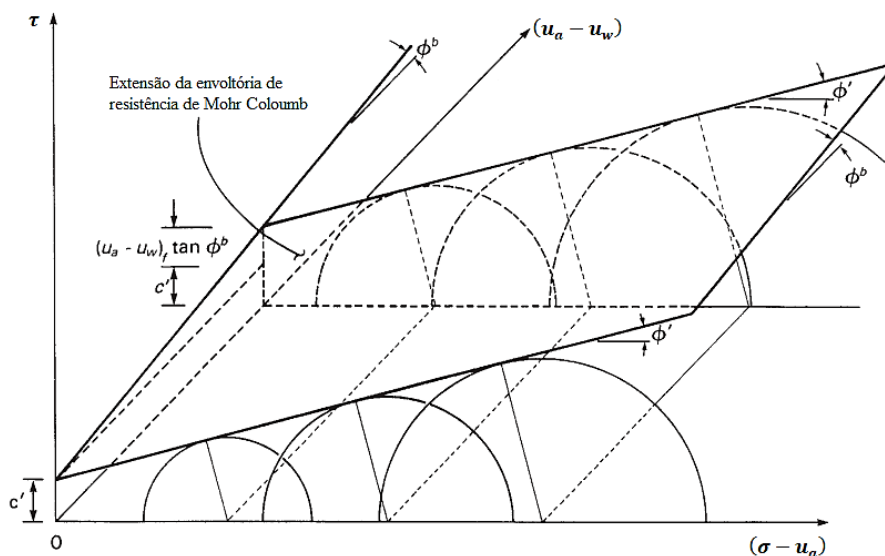


Figura 3.11: Envolvória de resistência ao cisalhamento para solos não saturados (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

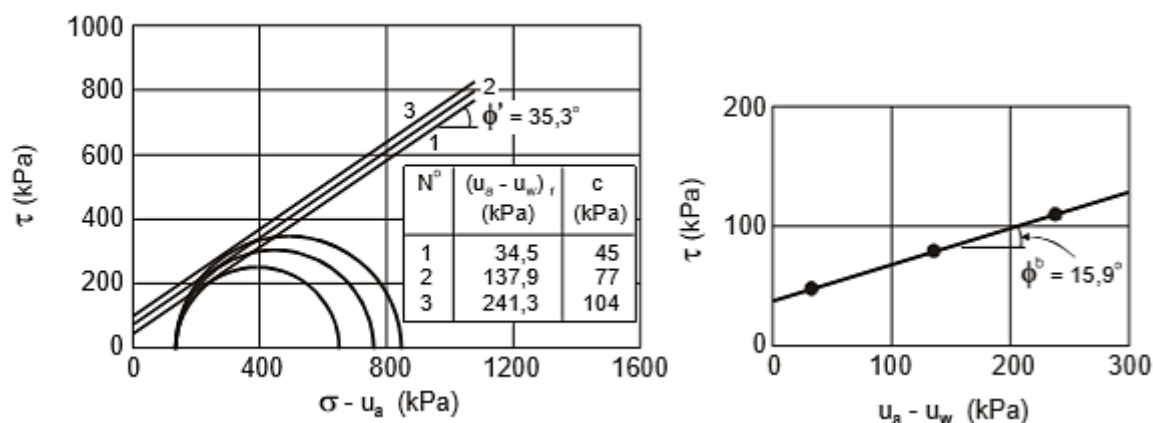


Figura 3.12: Resultados típicos de envoltórias de resistência (HO e FREDLUND, 1982)

Ho e Fredlund (1982) propuseram que o termo de sucção matricial da Equação (3.5) fosse considerado como contribuinte para a coesão do solo, como explicitado na Equação (3.6), possibilitando a aplicação de conceitos convencionais de resistência ao cisalhamento de solos saturados a problemas práticos que envolvam solos não saturados.

$$c = c' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (3.6)$$

Dessa forma, a tensão cisalhante para solos não saturados pode ser obtida através da Equação (3.7). Nota-se que, para sucção nula, a equação se torna equivalente à utilizada para solos saturados.

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' \quad (3.7)$$

A Figura 3.13 ilustra o aumento da resistência ao cisalhamento do solo não saturado devido ao acréscimo de sucção matricial. Vale destacar que, conforme a sucção diminui, a envoltória não saturada gradualmente se aproxima da envoltória saturada. Analogamente, a Figura 3.14 permite avaliar o ganho de resistência ao cisalhamento devido ao aumento da tensão normal líquida.

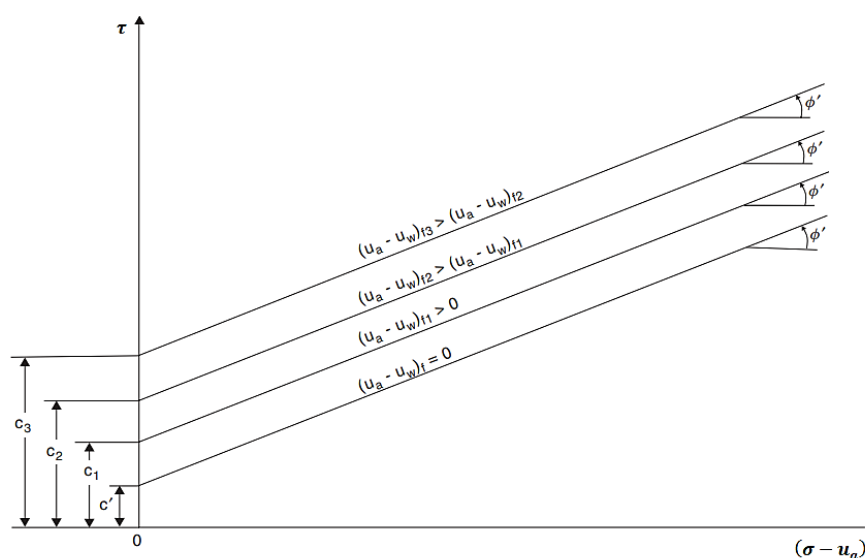


Figura 3.13: Influência da sucção na resistência ao cisalhamento (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

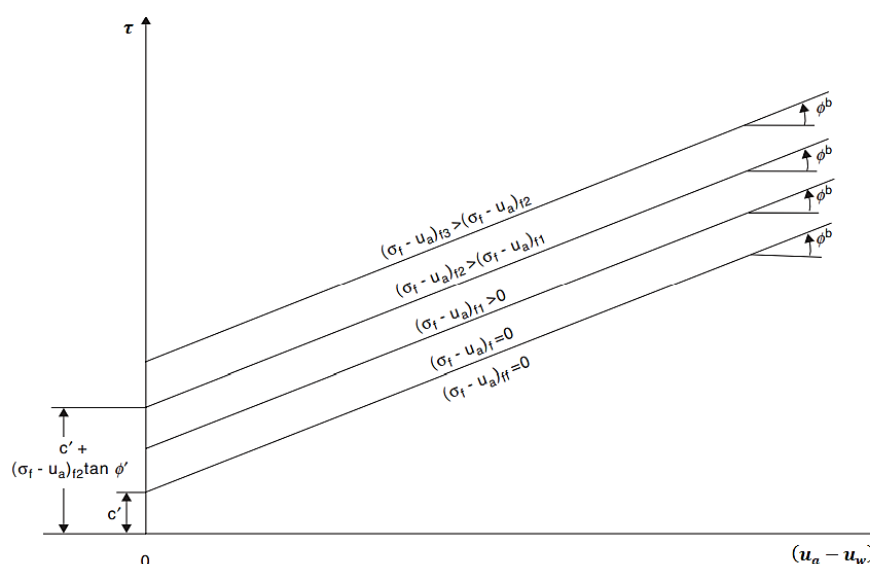


Figura 3.14: Influência da tensão normal líquida na resistência ao cisalhamento (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

Quando se deseja representar as diferentes variações dos estados de tensão em um único diagrama, o círculo de Mohr pode se tornar inadequado. Nesse caso, para acompanhar a evolução das tensões geradas por um carregamento/descarregamento, sugere-se que essas sejam representadas no plano $s'x t$.

$$s' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \quad (3.8)$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.9)$$

Traçadas as trajetórias de tensões de uma série de ensaios, pode-se determinar a envoltória de resistência, expressa pela Equação (3.10), a seguir.

$$t = a' + s' \cdot tg\alpha' \quad (3.10)$$

Os coeficientes dessa reta, a' e α' , podem ser correlacionados com os coeficientes da envoltória de resistência no plano $\tau \times \sigma$, como representado na Figura 3.15, por meio das Equações (3.11) e (3.12).

$$\text{sen}\phi' = tg\alpha' \quad (3.11)$$

$$c' = \frac{a'}{\cos\phi'} \quad (3.12)$$

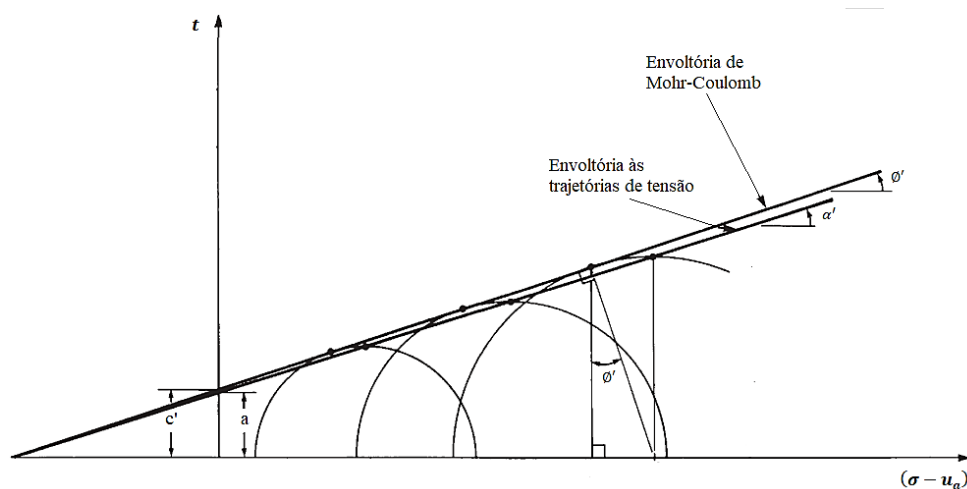


Figura 3.15: Correlação entre a envoltória de Mohr-Coulomb e a envoltória às trajetórias de tensão
(modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

3.1.8.2 Estados críticos

Pode-se dizer que um solo atinge sua condição de estado crítico quando o cisalhamento pode continuar ocorrendo sem que haja variações de volume ou de seu estado efetivo de tensões (LODI, 1998; LEROUEIL e HIGHT, 2002).

O conceito de estado crítico pode ser melhor compreendido ao se construir a superfície de estado crítico no espaço p - q - e , como representado na Figura 3.16, em que p corresponde à tensão média, q à tensão desviatória e e ao índice de vazios, definidos nas Equações (3.13) e (3.14). Segundo Potts e Zdravkovic (1999), a tensão média representa o confinamento (compressão) e a tensão desviatória o cisalhamento da amostra (comportamento cisalhante do material).

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.13)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.14)$$

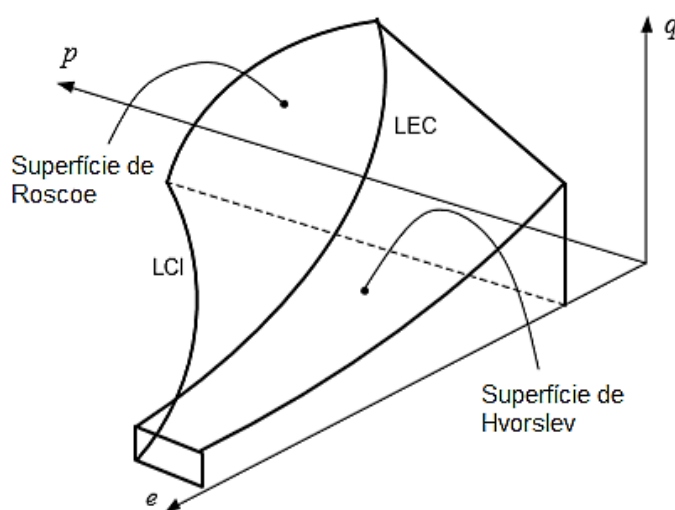


Figura 3.16: Superfícies de ruptura de Roscoe e Hvorslev no espaço p - q - e (modificado de IBAÑEZ, 2003)

Essa representação permite observar que duas outras superfícies, a de Roscoe e a de Hvorslev, interceptam-se para formar a linha de estado crítico (LEC). Além disso, permite uma visualização da superfície sob o ponto de vista da mecânica dos solos clássica, na qual o comportamento dos solos é comumente representado no plano p - q , no caso de ensaios triaxiais, ou no plano q - e para resultados de ensaios de adensamento (IBAÑEZ, 2003).

No plano p - q (Figura 3.17 a), os estados de tensão últimos Q_i situam-se, aproximadamente, sobre uma linha reta de inclinação M , denominada Linha de Estados

Críticos (LEC). Outra forma de se obter o parâmetro M é através do ângulo de atrito interno do material, como na Equação (3.15).

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen}\phi}{3 - \text{sen}\phi} \quad (3.15)$$

Já no plano p - e (Figura 3.17 b), os pontos Q_i se situam sobre uma curva similar à curva de consolidação isotrópica (LCI), sendo ambas paralelas ao serem representadas em um gráfico $\ln(p)$ - e (Figura 3.17 c).

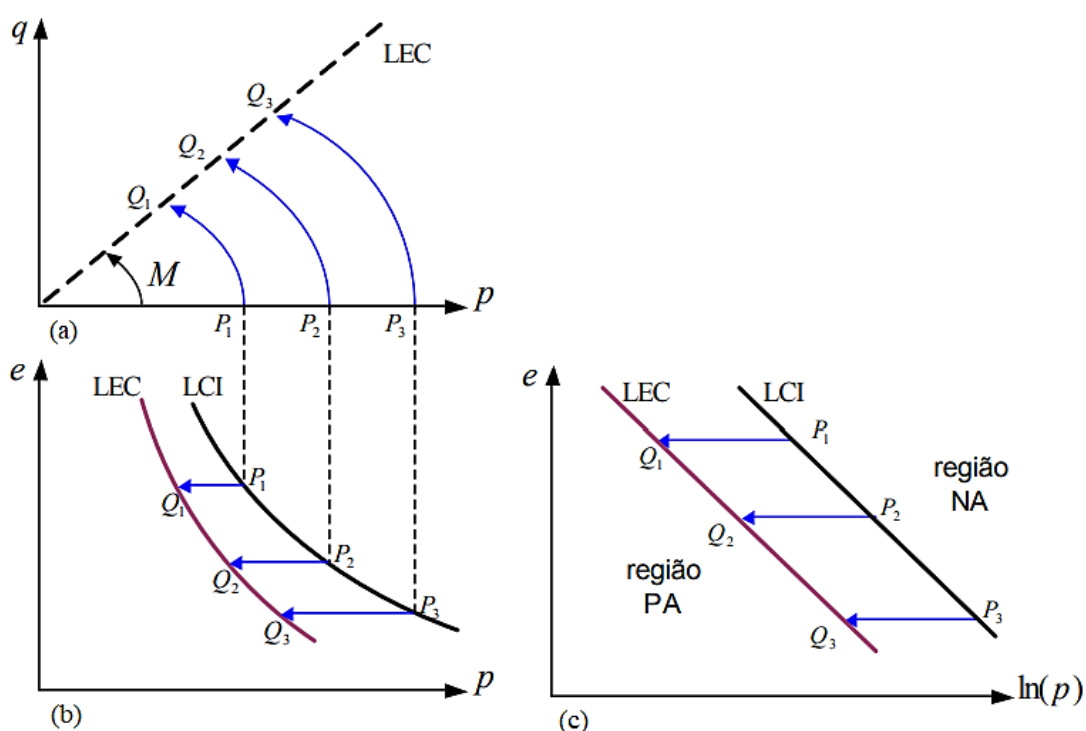


Figura 3.17: Resultados de ensaio de compressão triaxial (a) plano p - q ; (b) plano p - e ; (c) plano $\ln(p)$ - e (modificado de IBAÑEZ, 2003)

Ao ser carregado, o material segue a trajetória da linha de descompressão (LD), desenvolvendo deformações elásticas. Nessa situação, o estado de tensões ainda está no interior da superfície de fluência, porém a trajetória segue na direção da fronteira (limite elástico), como representado na Figura 3.18.

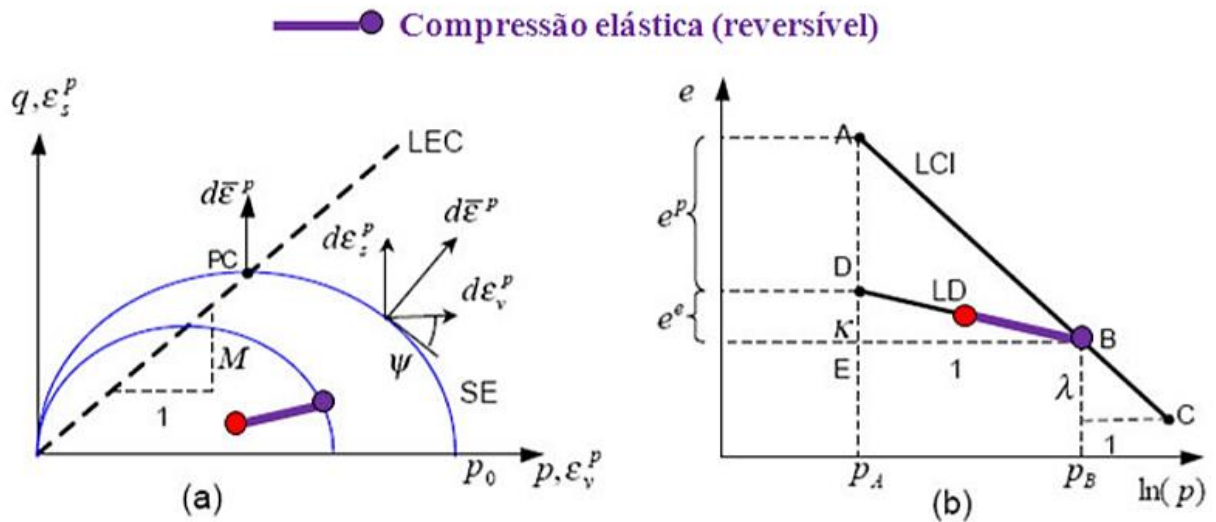


Figura 3.18: Compressão elástica (a) Superfície de fluência; (b) Curva carga-descarga do ensaio edométrico (GOMES, 2009)

Ao exceder o limite elástico do material, segue-se uma trajetória ao longo da linha de adensamento isotrópico (LCI) e a variação volumétrica passa a ser plástica, ou irreversível. O material sob compressão sofre compactação e suas propriedades de resistência aumentam, caracterizando o endurecimento isotrópico. Esse processo, representado na Figura 3.19, implica na expansão isotrópica da superfície de fluência definida pelo aumento da tensão de pré-adensamento devido ao histórico de tensões.

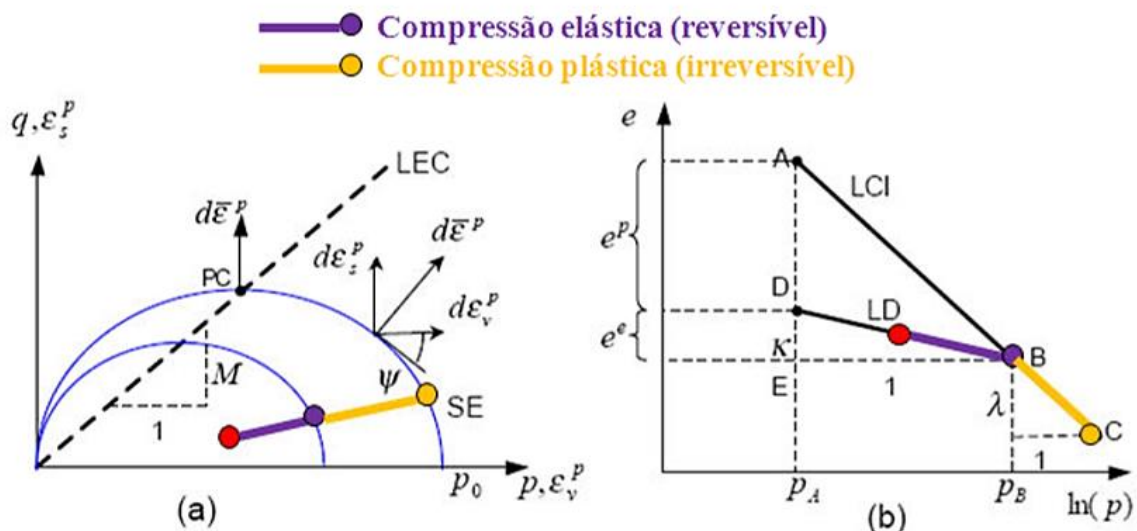


Figura 3.19: Compressão plástica (a) Superfície de fluência; (b) Curva de carga-descarga do ensaio edométrico (GOMES, 2009)

Na Figura 3.20, no eixo p - s , identifica-se uma curva denominada LC (*loading-collapse*), a qual descreve a variação das tensões de pré-adensamento do solo com a sucção. A curva em questão define a fronteira entre o domínio elástico, à sua esquerda, e o plástico, à sua direita. Dessa forma, sua extrapolação no plano p - s causa deformações irreversíveis.

A variação de volume específico provocada pela variação da sucção depende do histórico de sucção do solo. Para elevados valores de sucção, o solo pode deformar irreversivelmente. Nesse caso, outra curva, denominada SI (*suction increase*), demarca a fronteira entre o limite elástico, abaixo da curva, e o plástico, acima da curva. Novamente, sua extrapolação gera deformações irreversíveis. Josa *et al.* (1987), em estudos experimentais, demonstraram que as curvas LC e SI são interdependentes.

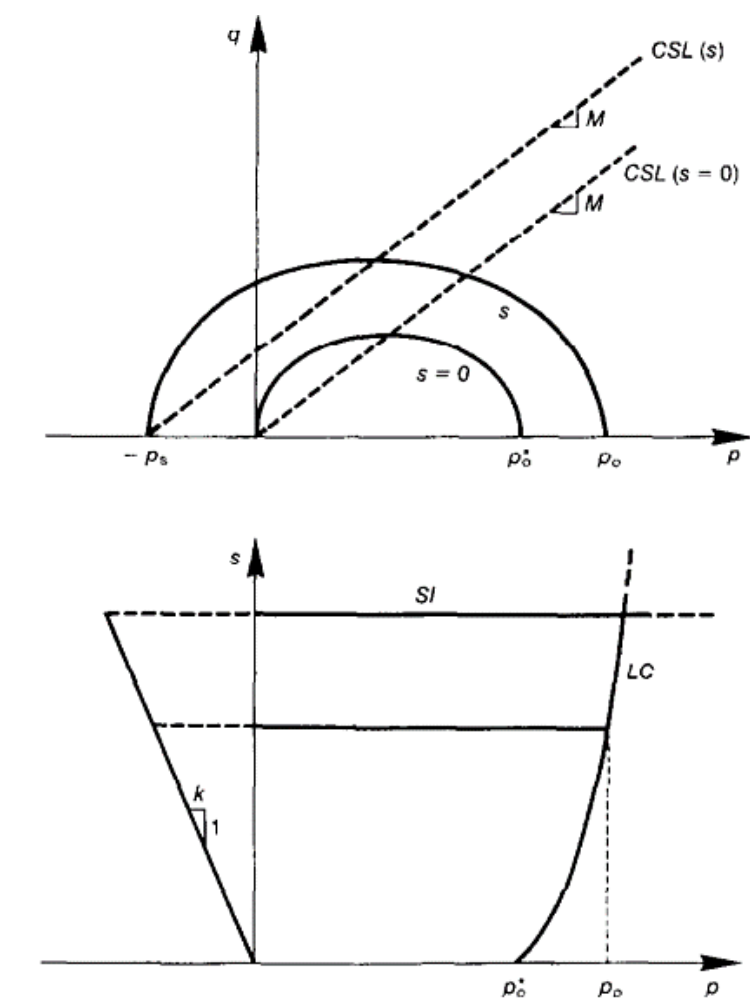


Figura 3.20: Curvas de plastificação no espaço p - q - s (ALONSO; GENS; JOSA, 1990)

O Modelo Básico de Barcelona (BBM), proposto por Alonso, Gens e Josa (1990), é um modelo constitutivo mecânico desenvolvido com base na teoria do estado crítico. Trata-

se de uma extensão do modelo *Cam-Clay* modificado em que a tensão líquida e a sucção são tratadas como variáveis de estado independentes, com a vantagem de se analisar a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento de maneira acoplada e também de se reproduzir fenômenos como colapso e expansão sob diferentes trajetórias de tensão e sucção.

O modelo contempla oito parâmetros (Tabela 3.1): M , inclinação da linha de estado crítico; k , parâmetro que descreve a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção; κ , inclinação da reta elástica de carregamento-descarregamento isotrópico; $\lambda(0)$, inclinação da reta de compressão virgem isotrópica do solo saturado; p_0^* , tensão líquida de pré-consolidação isotrópica do solo na condição saturada; p^c , tensão de referência; r , parâmetro que controla a compressibilidade do solo; e β , parâmetro que controla a taxa de mudança de $\lambda(s)$ com a sucção.

Tabela 3.1: Resumo dos parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM)

Equação	Equações e relações entre parâmetros	Solo
	$\rho_s = k \cdot s$	M
	$\frac{\rho_0}{\rho^c} = \left(\frac{p_0^*}{\rho^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}}$	k κ
$q^2 = M^2(p + \rho_s)(\rho_0 - \rho)$		$\lambda(0)$ p_0^*
	$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)e^{-\beta s} + r]$	p^c r β

Sua base teórica consiste na realização de dois ensaios em corpos de prova idênticos, sendo o primeiro saturado e o segundo não saturado sob sucção constante (Figura 3.21). O corpo de prova saturado é carregado e deforma sob regime elástico até a tensão p_0^* (ponto 3) e, após, sob regime elastoplástico (reta virgem). Já o não saturado com sucção constante é carregado e deforma sob regime elástico até a tensão p_0 (ponto 1) e, a partir deste ponto, procede-se o descarregamento à sucção constante até a tensão p_0^* (ponto 2). Ao realizar o umedecimento mantendo-se a tensão constante, ocorre expansão até o ponto 3.

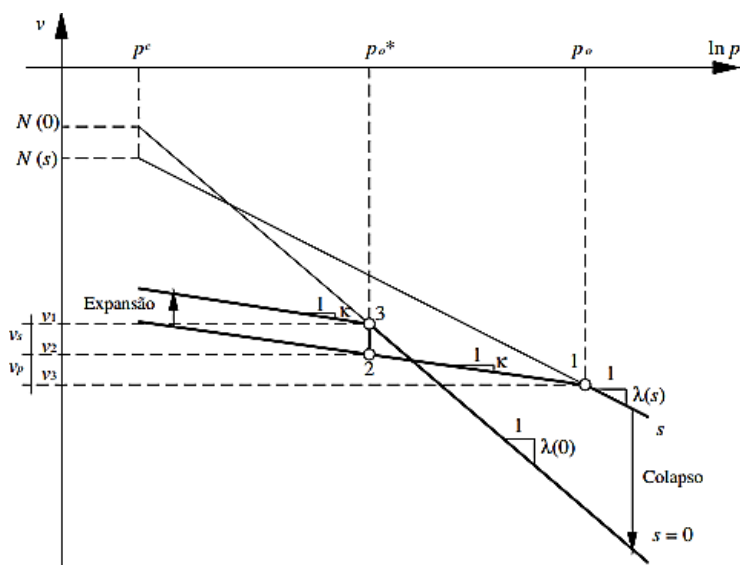


Figura 3.21: Curvas de compressão para solos saturados e não saturados (ALONSO; GENS; JOSA, 1990)

3.1.8.3 Ensaio de compressão triaxial com controle de sucção

Dentre as técnicas de determinação experimental da resistência ao cisalhamento de solos não saturados, a compressão triaxial pode ser destacada como a mais utilizada. O ensaio pode ser dividido em duas etapas: confinamento e ruptura. Na primeira, ocorre aplicação da tensão confinante, sendo que o solo pode ou não ser adensado. Na segunda, aplica-se o carregamento axial até que ocorra ruptura do solo, sendo que a drenagem de água e ar dos poros pode ou não ser permitida. A Figura 3.22 representa a câmara de compressão triaxial modificada, com a presença da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar.

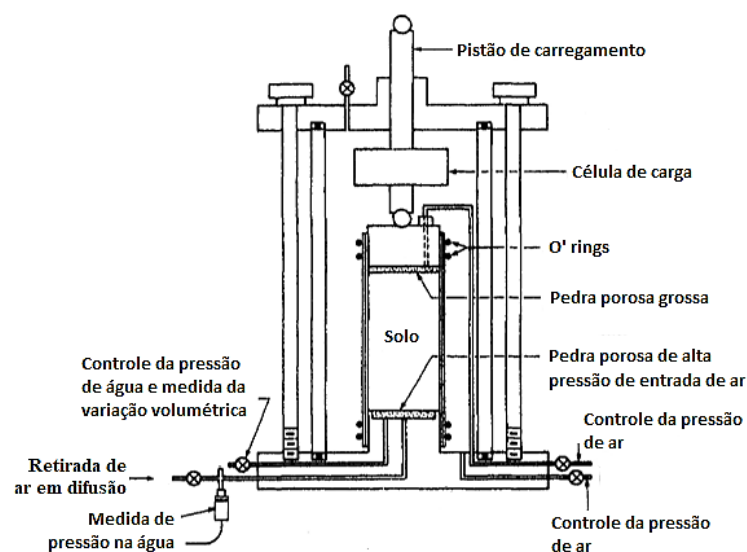


Figura 3.22: Câmara de compressão triaxial modificada para ensaios em solo não saturado (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

Ensaio consolidado drenado (CD): Nesse tipo de ensaio, o solo é adensado e, posteriormente, cisalhado sob condições drenadas tanto para a pressão de ar quanto para a pressão de água. Na etapa de confinamento, o corpo de prova é consolidado em um estado de tensão representativo do que será encontrado no campo, sob uma tensão de confinamento (σ_3), enquanto a pressão de ar (u_a) e a pressão de água (u_w) são controladas. Ao final do processo, a amostra possui tensão normal líquida de ($\sigma_3 - u_a$) e sucção matricial igual a ($u_a - u_w$). Durante a etapa de ruptura, o corpo de prova é solicitado a compressão na direção axial por meio da aplicação de uma tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$), que deve ser aplicada lentamente a fim de impedir o desenvolvimento de excesso de poropressão. Enquanto isso, as válvulas de drenagem de ar e água permanecem abertas e ambas as pressões são controladas e mantidas constantes. Assim, a tensão normal líquida e a sucção matricial permanecem constantes, enquanto somente a tensão desviatória continua aumentando até que a tensão principal maior ($\sigma_1 - u_a$) atinja um valor de falha, na ruptura. A Figura 3.23 mostra um esquema resumido das condições de ensaio.

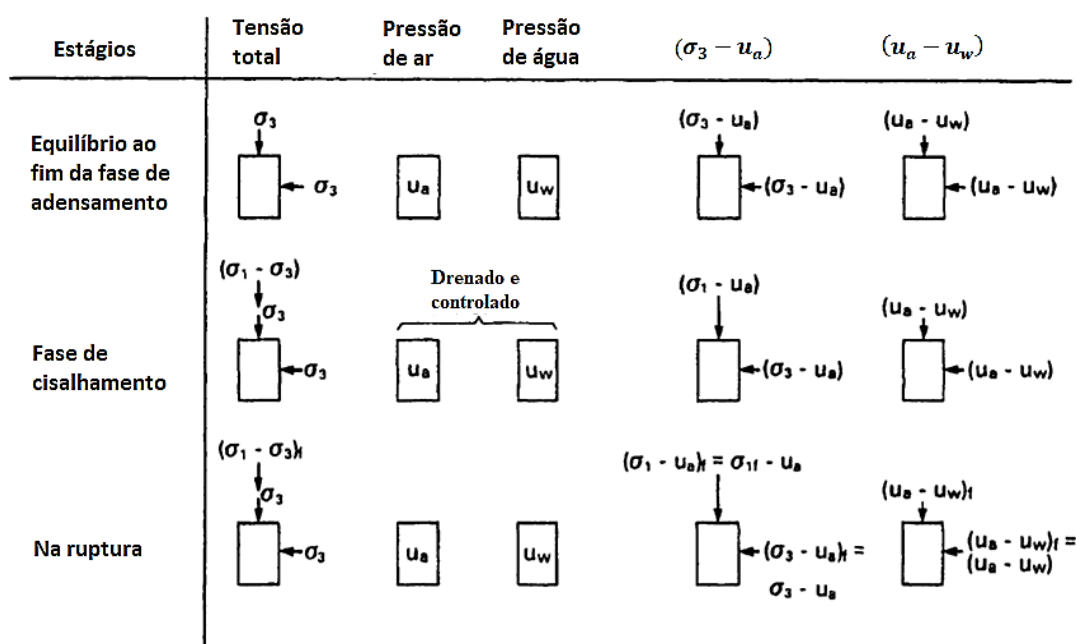


Figura 3.23: Condições do ensaio de compressão triaxial consolidado drenado (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

Ensaio de compressão triaxial com controle de sucção têm sido realizados para obtenção de parâmetros mecânicos de resistência por diversos autores, como Oliveira (2004), Georgetti (2010) e Fernandes (2016). Kühn (2014) conduziu um estudo para analisar o comportamento mecânico de uma argila compactada não saturada submetida a altas

sucções. Foram realizados ensaios de compressão triaxial CD com controle de sucção, além de ensaios para determinação da curva de retenção de água no solo. A pesquisa destacou a importância da relação entre a resistência ao cisalhamento e a água armazenada nos microporos, geralmente presente em agregados de argila.

3.2 Projeto e Segurança de Barragens de Terra

3.2.1 *Barragem de terra*

As barragens podem ser definidas como elementos estruturais construídos na direção transversal ao escoamento de um curso d'água, com o objetivo de acumular água por meio de um reservatório artificial. Podem ser classificadas de acordo com o tipo de material empregado em sua construção, sendo os mais comuns concreto, terra e enrocamento.

Denomina-se barragem de terra, tipo mais comumente utilizado, qualquer barragem construída apenas de materiais escavados – ou seja, sem materiais artificiais –, com mínimo de processamento, usualmente obtidos nas proximidades ou no próprio local da barragem. Sua construção consiste na compactação desses materiais, dispostos em camadas de espessura variável. Uma de suas principais vantagens está em sua versatilidade, já que se comporta bem em praticamente todos os tipos de fundação, desde rochas compactas até terrenos construídos de materiais inconsolidados (MARANGON, 2004; CARVALHO, 2011).

3.2.2 *Análise de fluxo em barragens*

A percolação de fluidos representa um fator de grande importância para a segurança de barragens, já que pode levar à ruptura da estrutura devido a duas principais causas: o carreamento de materiais para fora do maciço, gerando erosão e o fenômeno conhecido como erosão interna, ou uma percolação descontrolada que sature o maciço com poropressões excessivas, como por exemplo quando a barragem não possui um sistema de drenagem adequado.

Assim sendo, existem duas premissas relacionadas ao fluxo que devem ser consideradas no projeto: estabelecer uma forma de dificultar a infiltração de água pelo maciço compactado e pela fundação e utilizar métodos para controle do fluxo e direcionamento da água para fora do maciço sem causar danos à estrutura. Além disso,

definir os melhores materiais e a geometria mais adequada, tanto do maciço quanto dos elementos que compõem a estrutura da barragem, também são fatores primordiais.

Com relação à primeira premissa, podem ser utilizadas técnicas para diminuir o gradiente hidráulico, como trincheiras, cortinas de injeção e tapetes impermeáveis a montante. Quanto à segunda, as técnicas mais comuns envolvem a instalação de filtros chaminé, poços de alívio, drenos longitudinais, tapetes drenantes, entre outros.

O fluxo que ocorre em um maciço está diretamente relacionado à sua permeabilidade, sendo esse fator determinante na velocidade de infiltração dos fluidos, cujo comportamento é regido pela equação de Bernoulli, conforme Equação (3.16).

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} \quad (3.16)$$

Em que h é o potencial hidráulico; u_w é a pressão na água; γ_w é o peso específico da água; z é a elevação do ponto em relação a um nível de referência; v é a velocidade da água e g é a aceleração da gravidade.

Sabendo-se que a velocidade da água nos meios porosos é muito pequena, pode-se desprezar o último termo da equação, que pode ser reescrita conforme Equação (3.17).

$$h = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \quad (3.17)$$

A Lei de Darcy define que a vazão em um solo pode ser obtida por meio do produto entre a velocidade e a área de uma seção. A velocidade, por sua vez, pode ser escrita em função do gradiente hidráulico e da permeabilidade do material, resultando na Equação (3.18).

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (3.18)$$

Em que Q é a vazão que passa por uma área de extensão A ; k é o coeficiente de permeabilidade e i é o gradiente hidráulico.

O gradiente hidráulico entre dois pontos é definido pela relação entre a diferença de carga hidrostática entre os pontos e a distância entre eles, conforme Equação (3.19).

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (3.19)$$

Por fim, se existe um fluxo estabelecido em um solo saturado, sem variação do volume de vazios, sabe-se que a quantidade de água que chega na face de um elemento de solo deve ser a mesma que sai por outra face do elemento em um determinado tempo. Essa condição pode ser expressa através da Equação (3.20).

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.20)$$

Em que u , v e w são componentes de velocidade.

Como no caso das barragens a análise é feita em duas dimensões, aplicando-se a Lei de Darcy, obtém-se a Equação (3.21).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) = 0 \quad (3.21)$$

Na maioria dos casos, as condições de contorno são conhecidas. Entretanto, no corpo da barragem ocorre um fluxo não confinado, em que não se conhece a linha de fluxo que define a superfície de água infiltrada, tornando-se necessário utilizar uma solução gráfica baseada na rede de fluxo ou alguma solução numérica aproximada (CASAGRANDE, 1937; COSTA, 2012).

3.2.3 *Análise de recalque em barragens*

A deformabilidade dos solos está intimamente ligada à compressibilidade desse material. Nos solos moles, como argilas, areias argilosas e siltes argilosos, as características de compressibilidade se manifestam de maneira mais evidente. O resultado dessas deformações é representado pelo recalque, uniforme ou diferencial, das estruturas que se encontram sobre os solos.

Durante a fase de construção e enchimento do reservatório, as barragens estão sujeitas a recalques de vários centímetros, os quais podem ser causados por dois principais fatores: adensamento do maciço compactado e da fundação ou deslocamento provocado por

cisalhamento. O último tipo constitui os casos mais críticos, já que os deslocamentos tendem a aumentar se o carregamento for mantido ou aumentado.

O ensaio de adensamento, que fornece parâmetros de compressibilidade, deve ser realizado em todas as variações de textura do solo, já que as heterogeneidades verificadas tanto na horizontal como na vertical são as principais causas dos recalques diferenciais, embora também possam ocorrer devido a desigualdades nas tensões aplicadas pela obra.

Para o cálculo de recalques por adensamento, utiliza-se a teoria unidimensional do adensamento, desenvolvida por Terzaghi e apresentada na Equação (3.22).

$$c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t} \quad (3.22)$$

O coeficiente de adensamento (c_v) está relacionado à velocidade de adensamento e, por meio dele, estima-se o tempo que o recalque levará para acontecer. Entretanto, existe certa dificuldade em se obter um valor preciso para esse parâmetro, sendo os dois métodos mais utilizados o de Casagrande e o de Taylor.

Segundo a teoria do adensamento, que assume uma relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva, no momento em que o excesso de poropressão é dissipado, constata-se o fim do adensamento. Entretanto, na prática, alguns solos continuam deformando. Essa compressão secundária é atribuída à suscetibilidade do solo a fluência devido à manutenção da carga aplicada e ao rearranjo lento das partículas na busca por uma estrutura estável. A determinação do coeficiente de compressão secundária (c_α) é realizada plotando-se, para cada estágio de carga, a variação do índice de vazios em função do logaritmo do tempo (MITCHELL e SOGA, 2005; COSTA, 2012).

3.2.4 *Análise de estabilidade em barragens*

Em um terreno de superfície inclinada, são gerados esforços tangenciais que tendem a mover o solo para as regiões mais baixas. Esse movimento, denominado escorregamento de talude, pode ser provocado por duas condições: aumento de forças atuantes ou diminuição da resistência ao cisalhamento do solo. Assim, a análise de estabilidade de um talude é realizada através da determinação de um fator de segurança (FS), definido pela relação entre essas duas condições.

Para o cálculo do fator de segurança referente à estabilidade de taludes, define-se uma superfície potencial de escorregamento e utilizam-se os métodos de equilíbrio limite bidimensionais, os quais se diferenciam pelas suposições adotadas na representação do problema. Os mais comumente utilizados são Bishop Simplificado, Spencer, Janbu e Morgenstern e Price. O método de Fellenius deve ser evitado, já que conduz a valores de coeficientes de segurança subestimados. Os valores obtidos devem ser comparados com coeficientes de segurança mínimos, como os sugeridos pela Eletrobras (Tabela 3.2), que estabelece seus próprios coeficientes de segurança com base nos adotados pelo U. S. Corps of Engineers.

Tabela 3.2: Coeficientes de segurança mínimos para barragens de terra (ELETROBRAS, 2003)

Condição	FS_{mín}	Observação
Final de construção	1,3	Taludes de montante e jusante
Operação estável	1,5	Talude de jusante
Rebaixamento rápido	1,1 a 1,3	Mínimo: solos dilatantes; máximo: solos retráteis
Análise sísmica	1,0	Taludes de montante e jusante

As análises devem ser processadas para as etapas de construção e funcionamento da barragem, incluindo desde casos de rebaixamento rápido do reservatório até níveis compatíveis com sua operação. Além disso, mesmo em zonas assísmicas, deve-se considerar a ocorrência de sismos, induzidos pelo enchimento do reservatório da própria barragem.

Normalmente, a etapa de final de construção costuma ser crítica, principalmente para a seção de fechamento da barragem. Nesse momento, devido ao adensamento do terreno, desenvolvem-se pressões neutras que não são totalmente dissipadas por conta da velocidade de construção em um curto período de tempo.

Após o término da construção e enchimento do reservatório, admite-se que a barragem e a fundação já sofreram adensamento, gerado pela construção do aterro, e que a rede de fluxo já se estabeleceu, com base no nível máximo do reservatório. Nessas circunstâncias, a situação mais crítica ocorre no talude de jusante, já que o de montante é beneficiado pela pressão hidrostática que o reservatório exerce sobre o talude.

Já nos casos de rebaixamento rápido, quando não há tempo para dissipação das pressões neutras desenvolvidas com a percolação de água, a situação crítica ocorre no talude de montante devido à ausência da pressão hidrostática sobre o mesmo, enquanto internamente as pressões neutras se mantêm elevadas.

Por fim, vale ressaltar que os três casos devem ser considerados para que a estrutura seja bem dimensionada e atenda ao critério de estabilidade em todas as situações. Contudo, sendo a condição de operação dominante, as duas outras, preferencialmente, não devem resultar em modificações na seção da barragem (CRUZ, 1996; GAIOTO, 2003; DUNCAN; WRIGHT; BRANDON, 2014).

3.3 Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu

A Barragem de Terra da Margem Esquerda (BTME) de Itaipu realiza a ligação entre a barragem de enrocamento e o terreno natural na ombreira esquerda, finalizando o conjunto de estruturas que constituem a Usina Hidrelétrica de Itaipu.

A construção do trecho de transição entre a BTME e a barragem de enrocamento começou em janeiro de 1979, seguido do trecho da BTME com altura entre 10 e 30 m, em outubro de 1979, e finalmente, o trecho com altura inferior a 10 m, em outubro de 1980. As obras do maciço compactado foram concluídas em junho de 1982. A Figura 3.24 mostra a BTME durante período de construção e atualmente (IECO e ELC, 1995).



(a) Durante a construção



(b) Atualmente

Figura 3.24: Barragem de terra da margem esquerda de Itaipu (ITAIPU BINACIONAL)

3.3.1 *Características geométricas*

A BTME, com comprimento total de 1989,33 m, tem início na estaca 122+47,17 m, na divisa com a barragem de enrocamento, onde possui altura máxima de 32 m acima da cota do terreno, e término na estaca 142+36,50 m, na ombreira esquerda, onde encontra o terreno na cota 225 m.

Com a finalidade de otimizar o projeto, a barragem foi dividida em dois trechos, conforme ilustrado na Figura 3.25. O primeiro deles, compreendido da estaca 128+80,00 m até a 142+36,50 m, possui altura menor que 10 m, 1357 m de extensão e seção transversal com taludes uniformes constituídos de argila plástica compactada e inclinação de 1 V: 3 H em ambas as faces. O segundo trecho, situado entre as estacas 122+47,17 m e 127+30,00 m, possui altura variando de 10 a 30 m, 483 m de comprimento e seção central homogênea de argila plástica compactada, com taludes a montante e a jusante de 1 V: 3,5 H da crista até meia altura e de 1 V: 2 H até a fundação, com bermas estabilizadoras suaves. Entre estes trechos existe uma transição, localizada entre as estacas 127+30,00 m e 128+80,00 m, com 150 m de comprimento.

A drenagem interna da barragem é realizada por um filtro chaminé que, no trecho inferior a 10 m, conecta-se a um tapete horizontal, ambos compostos de rocha britada. Na saída dos filtros, há um sistema de canaletas para coletar as águas de percolação – as quais também recebem água proveniente do sistema de poços de alívio, instalado no pé de jusante

da barragem. Já no trecho com altura superior a 10 m, o filtro conecta-se a um tapete drenante suspenso (ITAIPU BINACIONAL, 2009).

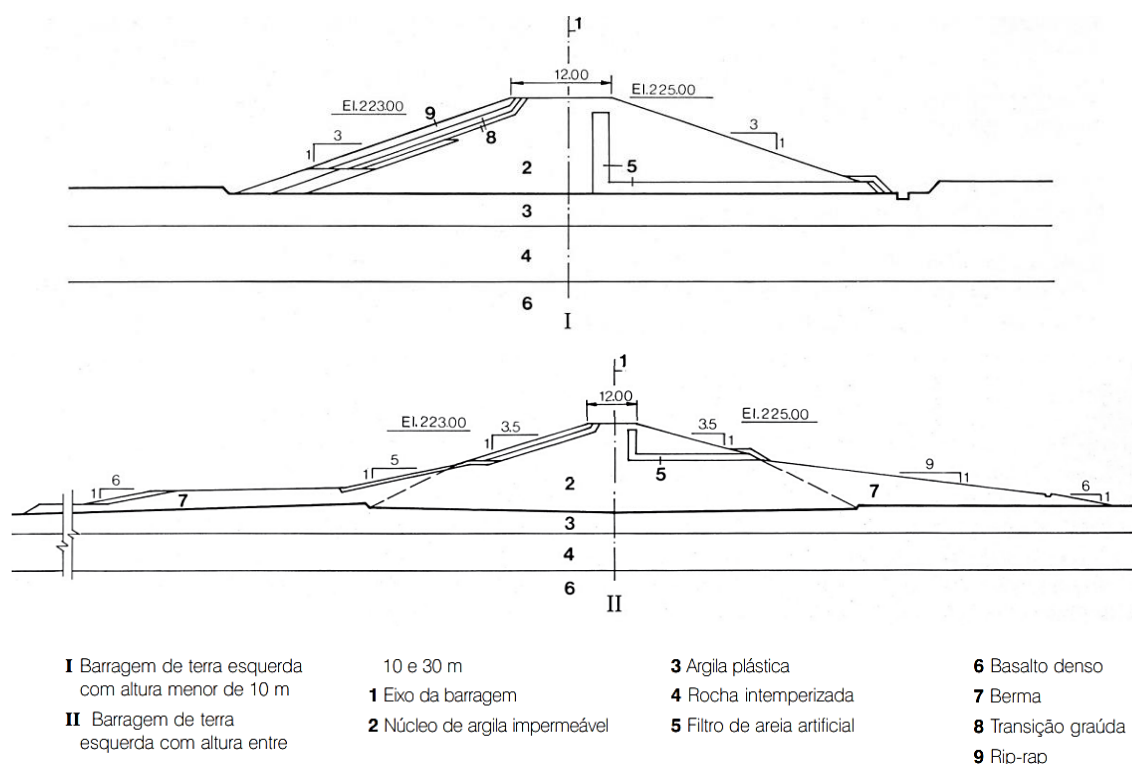


Figura 3.25: Seções transversais da barragem de terra da margem esquerda de Itaipu (ITAIPU BINACIONAL, 2009)

3.3.2 Características geotécnicas

3.3.2.1 Maciço compactado

O maciço compactado foi construído utilizando-se argila plástica da área de empréstimo Pomba-Quê, que se encontrava próxima à BTME, como é possível observar na Figura 3.26. A argila plástica é um solo coluvionar e residual de basalto do tipo CH, de acordo com a Classificação Unificada.

Os valores do desvio de umidade e do grau de compactação especificados no projeto em relação ao Proctor Normal foram, respectivamente, 2% abaixo a 2% acima da umidade ótima e $GC > 95\%$. Pelo método Hilf, os valores eram de 3% abaixo a 1% acima da umidade ótima e $GC > 97\%$. No controle de compactação em campo, admitiu-se até 15% dos valores de umidade ótima entre 1% e 2% úmido e grau de compactação de 95% a 97% (IECO e ELC, 1982).

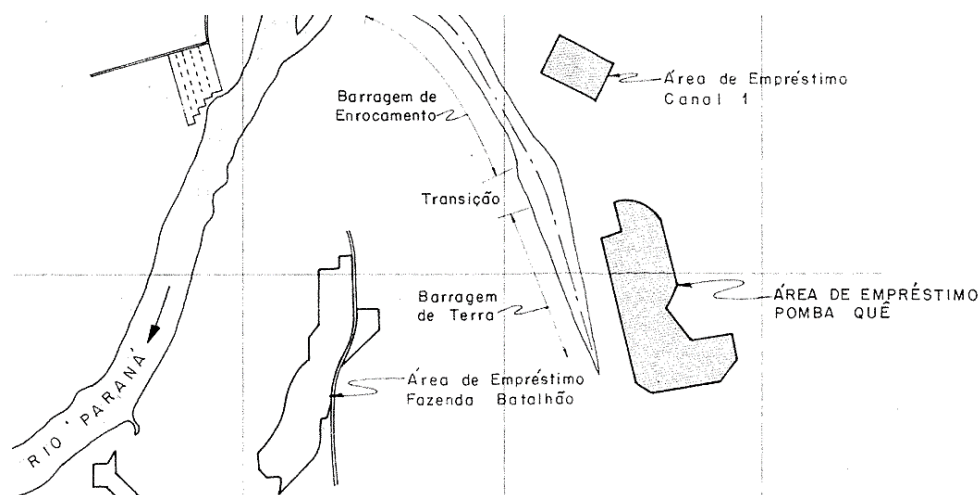


Figura 3.26: Localização da área de empréstimo Pomba Quê (IECO e ELC, 1982)

Considerando-se todos os ensaios de compactação durante o período de observação, a média global do grau de compactação foi de 99,63% e desvio de umidade de 0,38% abaixo da umidade ótima. A média de espessura da camada compactada foi de 10,2 cm.

Durante a construção do maciço compactado foram coletados blocos indeformados com cerca de 30 cm de aresta em poços superficiais. O material obtido da talhagem do bloco e do acerto de suas superfícies laterais foi utilizado para os ensaios de caracterização e compactação Proctor Normal, resumidos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Caracterização da argila do maciço compactado (IECO e ELC, 1992)

Fração de argila (%)	79
Massa específica dos sólidos (g/cm³)	2,82
Massa específica do solo natural (g/cm³)	1,90
Índice de vazios	0,90
LL (%)	59
IP (%)	33
Massa específica seca máxima (g/cm³)	1,50
Umidade ótima (%)	29,3

Para a execução dos ensaios de adensamento unidimensional foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 11,26 cm de diâmetro e 3,81 cm de altura. O ensaio foi realizado com a amostra inundada desde o início, em estágios de carregamento de 24 h e descarregamento de 2 h. Os resultados estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Parâmetros de compressibilidade do maciço compactado (IECO e ELC, 1982)

	Mínimo	Máximo
Coeficiente de adensamento¹ (cm²/s)	$9,5 \cdot 10^{-4}$	$8,6 \cdot 10^{-3}$
Tensão de pré-adensamento (kPa)	140	700
Índice de compressão	0,12	0,20
Índice de recompressão	0,02	

¹obtido para o intervalo de tensões aplicado nos ensaios edométricos

Foram realizados ensaios de compressão triaxial de diferentes tipos: consolidado e drenado (CD), consolidado e não-drenado sem saturação (CU), consolidado e não-drenado saturado (CUsat) e não-consolidado e não-drenado (UU).

Os corpos de prova possuíam diâmetro de 3,6 cm e altura de 8,0 cm ou diâmetro de 3,8 cm e altura de 7,6 cm. Já as tensões confinantes foram de 100, 300 e 600 kPa para os ensaios UU, CU e CD e de 100, 200 e 400 para o ensaio CUsat. Os ensaios com deformação controlada ocorreram na velocidade de 0,03 mm/min nos ensaios UU, CU e CUsat e de 0,0007 ou 0,0008 mm/min no ensaio CD.

Com base nos ensaios UU, o estudo de resistência do solo em tensões totais indicou que, para uma dada tensão confinante, a resistência é função, basicamente, da umidade da amostra, sendo minimamente influenciada pelo peso específico aparente. Esses resultados são utilizados no cálculo de estabilidade dos taludes na condição de fim de construção – não-consolidado e não-drenado devido à velocidade de aplicação das cargas.

Os valores do ensaio CUsat são representativos para simulação de estabilidade em casos de rebaixamento rápido, quando não há tempo para drenagem e dissipação das poropressões. Já os valores obtidos no ensaio CD são utilizados para o cálculo de estabilidade à longo prazo.

Para cada tipo de ensaio, os pares $s'-t$ correspondentes ao momento da ruptura das trajetórias de tensões efetivas foram correlacionados estatisticamente por meio de regressão linear, permitindo calcular os valores de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito interno efetivo (Φ') apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Parâmetros de resistência do maciço compactado (IECO e ELC, 1982)

Tipo de ensaio	c' (kPa)	Φ' (°)
UU	82	25,5
CU	52	27,4
CUsat	36	29,3
CD	54	27,4

Para determinação da condutividade hidráulica horizontal e vertical do solo, ou seja, dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical, foram realizados três tipos de ensaios: permeabilidade de carga variável com permeâmetro convencional de parede rígida, compressão triaxial e adensamento.

Para o ensaio realizado no permeâmetro convencional, foram moldados corpos de prova cilíndricos com 10,2 cm de diâmetro e de altura. O ensaio foi realizado em duas direções, considerando-se anisotropia em relação à permeabilidade. Embora tenham ocorrido diferenças excepcionais entre os valores de condutividade hidráulica nas duas direções, em geral, a medida horizontal apresentou valores três vezes maiores que a vertical, como evidenciado na

Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Valores de condutividade hidráulica do maciço compactado obtidos pelo ensaio de permeabilidade de carga variável (IECO e ELC, 1982)

	Mínima	Máxima	Média
Cond. hidráulica vertical (m/s)	$2,4 \cdot 10^{-10}$	$5,3 \cdot 10^{-9}$	$1,3 \cdot 10^{-9}$
Cond. hidráulica horizontal (m/s)	$4,7 \cdot 10^{-10}$	$3,4 \cdot 10^{-8}$	$3,4 \cdot 10^{-9}$

Para determinação da permeabilidade no ensaio de compressão triaxial a amostra era saturada por contrapressão e adensada isotropicamente a diferentes pressões. A condutividade hidráulica era determinada ao final de cada estágio de adensamento, sendo o ensaio executado com carga constante. Os valores para cada estágio de confinamento nas duas direções estão apresentados na Tabela 3.7. Observa-se uma tendência de diminuição, seguida de estabilização dos valores de condutividade hidráulica com o adensamento. Essa tendência ocorreu de maneira mais acentuada na direção horizontal.

Tabela 3.7: Valores médios de condutividade hidráulica do maciço compactado obtidos do ensaio de compressão triaxial (IECO e ELC, 1982)

	50 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Cond. hidráulica vertical (m/s)	$3,2 \cdot 10^{-10}$	$1,7 \cdot 10^{-10}$	$1,4 \cdot 10^{-10}$	$1,0 \cdot 10^{-10}$
Cond. hidráulica horizontal (m/s)	$8,3 \cdot 10^{-10}$	$3,3 \cdot 10^{-10}$	$2,3 \cdot 10^{-10}$	$1,7 \cdot 10^{-10}$

Dos ensaios de adensamento, obtiveram-se valores de condutividade hidráulica vertical que foram tratados estatisticamente. O valor médio variou de $2,0 \cdot 10^{-9}$ m/s, na pressão de 320 kPa, a $1,0 \cdot 10^{-10}$ m/s, na pressão de 1000 kPa. Novamente, observa-se a tendência de diminuição da permeabilidade com o adensamento (IECO e ELC, 1982; IECO e ELC, 1992).

3.3.2.2 Fundação

A barragem de Itaipu localiza-se sobre os derrames basálticos da Bacia do Paraná, da Formação Serra Geral, originados no Período Jurássico. Os derrames são essencialmente horizontais, com espessura variando entre 20 e 60 m. Entre eles, ocorrem camadas de brechas, com espessura de 1 a 30 m, heterogêneas, usualmente menos resistentes e mais deformáveis que o basalto.

Na camada superficial do terreno, que possui espessura média de 16 m, existe um solo residual originado do intemperismo sobre os derrames basálticos, composto por três camadas: argila vermelha, silte argiloso amarelo e solo saprolítico. A argila vermelha é o horizonte superior do solo residual e possui espessura média de 7 m. Logo abaixo, pode ou não existir uma camada de silte argiloso amarelo, com espessura média de 3 m, que constitui a transição entre a argila vermelha e o solo saprolítico, fato que explica sua constituição ser uma mescla de ambos os materiais. O solo saprolítico, ou basalto decomposto, corresponde ao horizonte inferior do solo residual, com espessura média de 6 m e difícil caracterização, já que pode apresentar desde matacões até argila.

Abaixo do solo residual, encontra-se uma camada de basalto alterado, geralmente com espessura menor que 0,5 m. Por último, há um maciço rochoso de basalto que possui ótimas características geotécnicas e se comporta de forma excelente como material de fundação.

O perfil típico de solo encontra-se representado na Figura 3.27. Contudo, para fins geotécnicos, o perfil foi simplificado em dois horizontes: argila e saprolito. A Tabela 3.8 apresenta os resultados de caracterização desses dois solos (IECO e ELC, 1992; ITAIPU BINACIONAL, 2006).



Figura 3.27: Perfil típico de solo na região da barragem de Itaipu (THÁ, 2007)

Tabela 3.8: Caracterização dos solos de fundação (IECO e ELC, 1992)

	Argila	Saprolito
Fração de argila (%)	68	42
Massa específica dos sólidos (g/cm³)	2,95	3,03
Massa específica do solo natural (g/cm³)	1,54	1,76
Índice de vazios	1,489	1,621
Umidade natural (%)	28	46
LL (%)	63	73
IP (%)	38	27

Os ensaios de caracterização, bem como os de adensamento, compressão triaxial e permeabilidade, foram realizados utilizando-se amostras indeformadas, retiradas a cada

metro de profundidade de poços que se aprofundavam até atingir o lençol freático ou o material não escavável.

Os ensaios de adensamento foram executados em anel fixo de 11,52 cm de diâmetro e 3,82 cm de altura, com incrementos de carga a cada 24 h e descarregamento em 2 h. As tensões de pré-adensamento, determinadas pelo método de Pacheco e Silva, e os índices de compressão obtidos estão apresentados na Tabela 3.9. Dos resultados, pode-se concluir que os materiais da fundação são muito compressíveis e ainda que há predominância de recalques imediatos.

Tabela 3.9: Parâmetros de compressibilidade dos solos de fundação (IECO e ELC, 1992)

	Argila	Saprolito
Tensão de pré-adensamento (kPa)	181	840
Índice de compressão	0,58	0,75

Foram realizados ensaios de compressão triaxial de diferentes tipos: consolidado e drenado (CD), consolidado e não-drenado sem saturação (CU) e não-consolidado e não-drenado (UU).

Os corpos de prova cilíndricos foram moldados com diâmetro de 2" e altura de 12 cm ou diâmetro de 4" e altura de 20 cm. As pressões confinantes foram de 50, 100, 200, 400 e 600 kPa para os ensaios rápidos e 100, 300 e 600 kPa para os ensaios lentos. A Tabela 3.10 resume os parâmetros de resistência obtidos para os dois principais horizontes da fundação.

Tabela 3.10: Parâmetros de resistência dos solos de fundação (IECO e ELC, 1992)

Tipo de ensaio	Argila		Saprolito	
	c' (kPa)	Φ' (°)	c' (kPa)	Φ' (°)
UU	20	24	10	31
CU	10	23	20	25
CD	0	25	20	25

Para determinação das permeabilidades horizontal e vertical do solo, foram realizados três tipos de ensaios: permeabilidade de carga variável com permeâmetro convencional de parede rígida, compressão triaxial e adensamento.

Os ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga variável foram realizados com corpos de prova cilíndricos de 9 cm de diâmetro e 11 cm de altura, moldados nas

direções horizontal e vertical da amostra. Como os valores obtidos foram próximos, o solo foi considerado isotrópico, conforme Tabela 3.11. Vale ressaltar que a estrutura porosa da camada de saprolito reflete em sua permeabilidade, tornando-a um dreno natural, por onde passa a percolação preferencial da barragem.

Tabela 3.11: Valores de condutividade hidráulica da fundação obtidos pelo ensaio de permeabilidade de carga variável (IECO e ELC, 1977)

Cond. hidráulica (m/s)	Argila			Saprolito		
	Mínima	Máxima	Média	Mínima	Máxima	Média
	$8,0 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$4,4 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$5,0 \cdot 10^{-5}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$

No ensaio de compressão triaxial, a condutividade hidráulica de ambos os solos mostrou uma relação inversamente proporcional à tensão aplicada (Tabela 3.12). O mesmo comportamento pode ser observado nos ensaios de adensamento (CESP, 1976; IECO e ELC, 1977, 1992).

Tabela 3.12: Valores de condutividade hidráulica da fundação obtidos do ensaio de compressão triaxial (IECO e ELC, 1977)

Cond. hidráulica (m/s)	Argila		Saprolito	
	200 kPa	300 kPa	200 kPa	300 kPa
	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$7,8 \cdot 10^{-8}$	$1,9 \cdot 10^{-7}$	$3,4 \cdot 10^{-8}$

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão abordados os materiais e métodos utilizados no programa experimental, que pode ser dividido em: caracterização e compactação do solo, ensaios hidráulicos e ensaios mecânicos, conforme Figura 4.1.

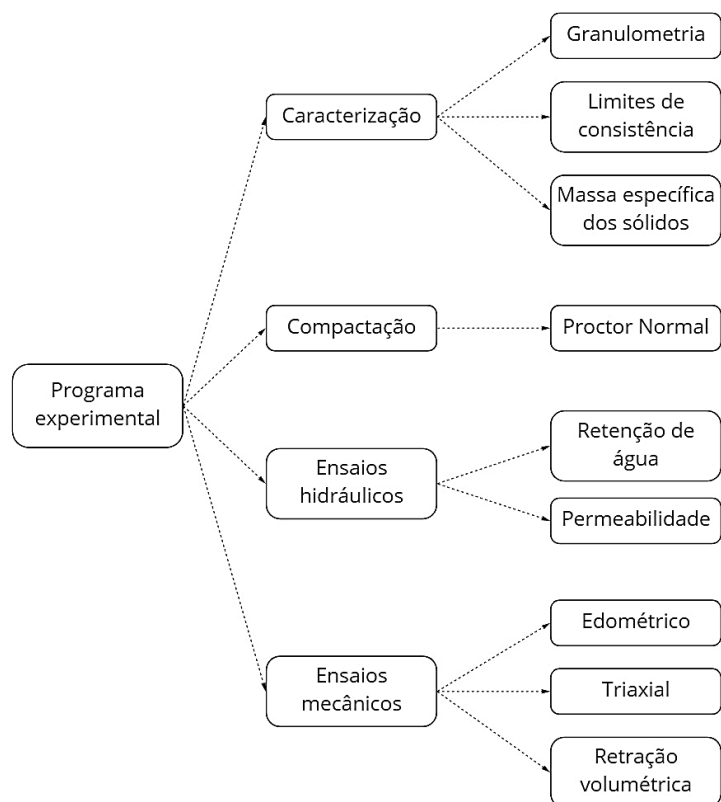


Figura 4.1: Fluxograma do programa experimental

4.1 Coleta de amostras de solo

Foram coletadas amostras de solo à montante BTME e próximo à área de empréstimo “Pomba-Quê”, conforme representado na Figura 4.2. Vale ressaltar que as amostras não foram coletadas exatamente no local da área de empréstimo pois estudos prévios demonstraram que a superfície possui um material heterogêneo que poderia não ser representativo da barragem.

As coletas, realizadas de forma conjunta pelo Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens (Ceasb) e por Itaipu Binacional, ocorreram em dois momentos. A primeira, em dezembro de 2020, para retirada de amostras deformadas representativas do maciço compactado, e a segunda, em agosto de 2021, para extração de um bloco indeformado representativo da argila vermelha de fundação da barragem.

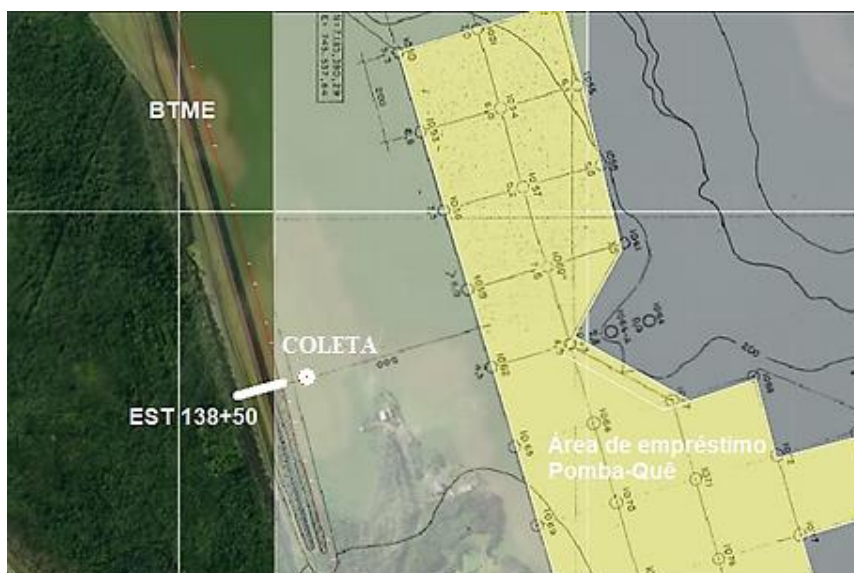


Figura 4.2: Representação do local da coleta de amostras deformadas com a projeção da área de empréstimo Pomba-Quê (CEASB, 2021)

4.1.1 Coleta de amostras deformadas

A coleta de amostras deformadas ocorreu na direção da Estaca 138+50, à montante e a 40 m de distância da BTME, no local indicado na Figura 4.3. Inicialmente, removeu-se uma camada superficial de solo de cerca de 5 cm. Em seguida, a coleta do material foi realizada a uma profundidade de 10 a 20 cm. Foram utilizadas pás e enxadas para a extração das amostras e sacos plásticos para o armazenamento (Figura 4.4). Em geral, verificou-se um material bastante argiloso, homogêneo e com coloração predominantemente marrom.



Figura 4.3: Local da coleta das amostras deformadas (CEASB, 2021)



Figura 4.4: Coleta de amostras deformadas (CEASB, 2021)

4.1.2 ***Coleta de amostras indeformadas***

A coleta de amostras indeformadas ocorreu na mesma região, à montante da BTME e próximo à Estaca 138+50, onde existe uma pequena praia entre o reservatório e o talude da barragem, conforme Figura 4.5.

Inicialmente, foi removida uma camada superficial de solo de cerca de 10 cm. Em seguida, foram demarcados os limites do topo do bloco e iniciou-se a escavação lateral e

talhagem da amostra, que foi envolta por parafina, tecido e parafina. Após a extração, a amostra, com dimensões aproximadas de 30 x 30 x 30 cm, foi armazenada em caixa de madeira e protegida com pó de serragem na base, laterais e topo para realização do transporte até o laboratório. Na sequência, a amostra foi mantida em câmara úmida para evitar a troca de umidade com o ambiente.



Figura 4.5: Local da coleta das amostras indeformadas (CEASB, 2021)



(a) Escavação lateral ao bloco



(b) Aplicação da primeira camada de parafina



(c) Remoção do bloco

(d) Bloco final

Figura 4.6: Coleta de amostras indeformadas (CEASB, 2021)

4.2 Caracterização e compactação

A caracterização consistiu nos seguintes ensaios:

- Análise granulométrica (NBR 7181/84);
- Massa específica dos sólidos (NBR 6508/84);
- Limites de consistência: Limite de liquidez (NBR 6459/84) e Limite de Plasticidade (NBR 7180/84).

Para a compactação, foi realizado o ensaio de Proctor Normal (NBR 7182/2016).

4.3 Retenção de água no solo

Com o objetivo de caracterizar o solo com relação à retenção de água, foram realizados ensaios utilizando as técnicas de placa de sucção e papel filtro, sendo o primeiro utilizado para sucções de até 15 kPa e o segundo desde a saturação até sucções mais elevadas. Com base nos resultados experimentais obtidos, foram ajustadas curvas segundo o modelo proposto por van Genuchten (1980).

4.3.1 *Corpos de prova*

Os ensaios foram realizados com solo natural e solo compactado e, em ambos os casos, foram utilizados anéis de PVC de 53 mm de diâmetro e 10 mm de altura. Os corpos de prova indeformados foram moldados do bloco indeformado por meio da cravação dos

anéis de PVC e talhagem do solo. Após a moldagem de cada corpo de prova, determinou-se a umidade do solo através do método da estufa.

Para os corpos de prova com solo compactado, com base na curva de compactação obtida do ensaio de Proctor Normal, e nos valores de grau de compactação e desvio de umidade obtidos do controle de campo na época da construção da barragem, definiu-se grau de compactação de 98% e teor de umidade igual a 26,8%, que representa $w_{ót} - 1\%$.

Assim, a partir da aferição da umidade natural da amostra, calculou-se o volume de água que deveria ser acrescentado no solo para se atingir a umidade de interesse e a massa de solo requerida nos anéis para se obter o grau de compactação alvo. Na moldagem, o solo foi compactado de forma estática, utilizando uma prensa CBR (Figura 4.7), com o auxílio de um molde de compactação construído especialmente para a dimensão dos anéis. A cada três corpos de prova, determinou-se a umidade do solo através do método da estufa.



Figura 4.7: Equipamento utilizado na compactação estática dos corpos de prova para curva de retenção de água no solo

4.3.2 **Papel filtro**

O ensaio de papel filtro foi realizado pelas trajetórias de secagem e umedecimento, conforme esquematizado na Figura 4.8, e a configuração adotada resultou em medidas de sucção matricial do solo, já que promoveu o contato direto entre o corpo de prova e o papel filtro, permitindo a transferência de água.

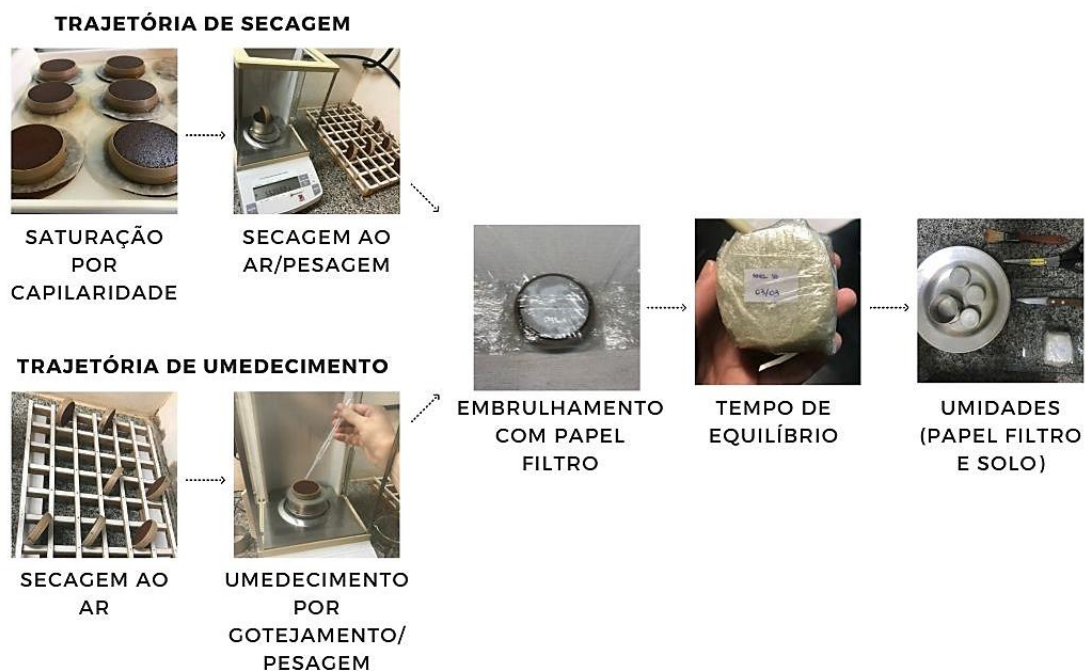


Figura 4.8: Esquema representativo dos procedimentos do ensaio de papel filtro

Na Figura 4.9 estão apresentados os principais materiais utilizados no ensaio: 1) pipeta com pera de sucção, 2) pipeta Pasteur, 3) papel Whatman nº42, 4) luvas, 5) saco plástico com lacre, 6) pinça, 7) pincel, 8) estilete, 9) cápsulas metálicas, 10) anel de PVC, 11) disco de PVC, 12) fita adesiva, 13) espátula, 14) tesoura, 15) pano, 16) papel filme de PVC, 17) caixa de isopor, 18) suporte.

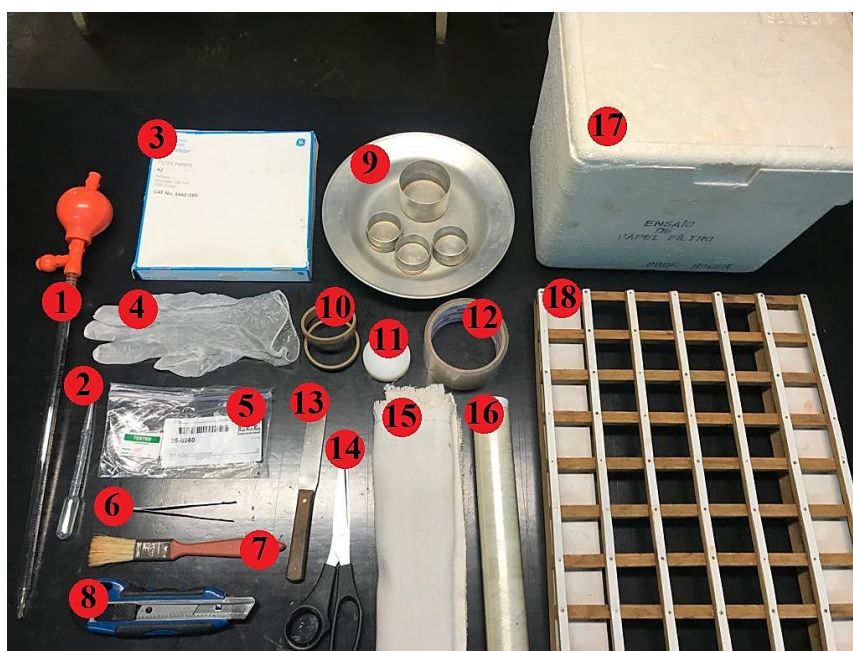


Figura 4.9: Materiais utilizados no ensaio de papel filtro

4.3.2.1 Trajetória de secagem

Após a moldagem, os corpos de prova foram saturados por capilaridade, ou seja, posicionados sobre pedras porosas com papel filtro em uma bandeja com lâmina de água daerada e deionizada, até que atingissem o equilíbrio. O processo levou cerca de 48 horas.

Em seguida, um corpo de prova foi utilizado para o cálculo da umidade de saturação. Dividindo-se esse valor de umidade pelo número de anéis moldados, obteve-se uma variação de umidade. A primeira umidade pré-estabelecida foi determinada subtraindo-se essa variação da umidade de saturação, e assim sucessivamente. Através de cálculos envolvendo índices físicos, calcularam-se as massas correspondentes às umidades pré-estabelecidas.

Os corpos de prova foram deixados secando ao ar em um suporte e, uma vez atingida a massa desejada, a qual era verificada em balança com precisão de 0,0001 g, eram embrulhados e deixados em repouso até o equilíbrio.

Para o embrulhamento, o papel filtro *Whatman* nº 42 foi cortado em diâmetros ligeiramente menores que os dos anéis de PVC e colocado em contato com o corpo de prova, na base e no topo. Para facilitar a identificação, foi realizado um corte no papel filtro posicionado no topo do anel. Durante todo esse processo, o papel filtro foi manuseado com o auxílio de luvas e pinça. Em seguida, discos de PVC foram colocados sobre o papel filtro para garantir o contato com o solo e o conjunto foi embrulhado em papel filme de PVC.

Os corpos de prova foram identificados e depositados em uma caixa de isopor para minimizar interferências decorrentes de mudanças de temperatura e umidade do ambiente. O tempo de equilíbrio entre o papel filtro e o corpo de prova variou dependendo da umidade do solo. Para umidades próximas à de saturação, o tempo foi de 7 dias, enquanto para as menores umidades, foi de 15 dias.

Após atingir o tempo necessário, os corpos de prova foram desembulhados e, rapidamente, aferiram-se as massas do papel filtro da base e do topo. Para umidades elevadas, partículas de solo ficavam retidas no papel filtro, sendo necessário retirá-las com o auxílio de um pincel. Em seguida, com o auxílio de cápsulas metálicas e da estufa, foram calculadas as umidades, tanto do papel filtro, quanto do solo. Por fim, a sucção do solo pôde ser calculada pelas equações de Chandler *et al.* (1992), obtendo-se pares ordenados de umidade e sucção do solo para cada corpo de prova.

$$s = 10^{6,05-2,48 \log(wp)}, \quad wp \geq 47\% \quad (4.1)$$

$$s = 10^{4,48-0,0622wp}, \quad wp < 47\% \quad (4.2)$$

Em que s é a sucção do solo e wp é a umidade do papel filtro.

4.3.2.2 *Trajectoria de umedecimento*

Após a moldagem, os corpos de prova foram secos ao ar até que suas massas estivessem praticamente constantes. Esse processo levou cerca de 10 dias.

Em seguida, um corpo de prova foi utilizado para o cálculo da umidade de secagem ao ar, isto é, umidade higroscópica. Novamente, foram pré-estabelecidas umidades alvo. A diferença entre a umidade de saturação e a umidade de secagem dividida pelo número de anéis moldados correspondeu à variação de umidade que foi sendo acrescentada. Portanto, a primeira umidade foi determinada somando-se a variação de umidade à umidade de secagem, e assim sucessivamente, até atingir a umidade de saturação.

Através de cálculos envolvendo índices físicos, calcularam-se as massas correspondentes às umidades pré-estabelecidas. Os corpos de prova foram umedecidos por gotejamento utilizando-se as pipetas e, assim que atingiam a massa desejada, eram embrulhados e depositados em uma caixa de isopor até o equilíbrio.

O processo de embrulhar os corpos de prova ocorreu da mesma forma como descrito para a trajetória de secagem. Com relação ao tempo de equilíbrio, para umidades próximas à de saturação, o tempo foi de 10 dias, enquanto para as menores umidades, foi de 20 dias.

Mais uma vez, de forma análoga à trajetória de secagem, obtiveram-se os valores de umidade do papel filtro e do solo, possibilitando o cálculo da sucção do solo pelas equações de Chandler *et al.* (1992).

4.3.3 **Placa de sucção**

O equipamento utilizado no ensaio é uma adaptação do funil descrito por Libardi (1995). Cada um dos dois funis, o esquerdo e o direito, é composto por uma câmara com placa porosa de 100 kPa de entrada de ar, ligada a um tubo com registros através de uma mangueira flexível. O primeiro registro do lado esquerdo fica situado a 10 cm abaixo da altura média de um corpo de prova colocado sobre a placa porosa e os próximos estão espaçados em 20 cm cada, permitindo a imposição de sucções ímpares de 1 kPa até 15 kPa. Já o primeiro registro do lado direito fica situado 20 cm abaixo da altura média de um corpo de prova e os próximos estão espaçados em 20 cm cada, possibilitando a imposição de sucções pares de 2 kPa até 14 kPa. Essa técnica possibilita apenas a obtenção de pontos da trajetória de secagem. Os procedimentos e os equipamentos do ensaio estão representados na Figura 4.10 e Figura 4.11, respectivamente.



Figura 4.10: Esquema representativo dos procedimentos do ensaio de placa de sucção

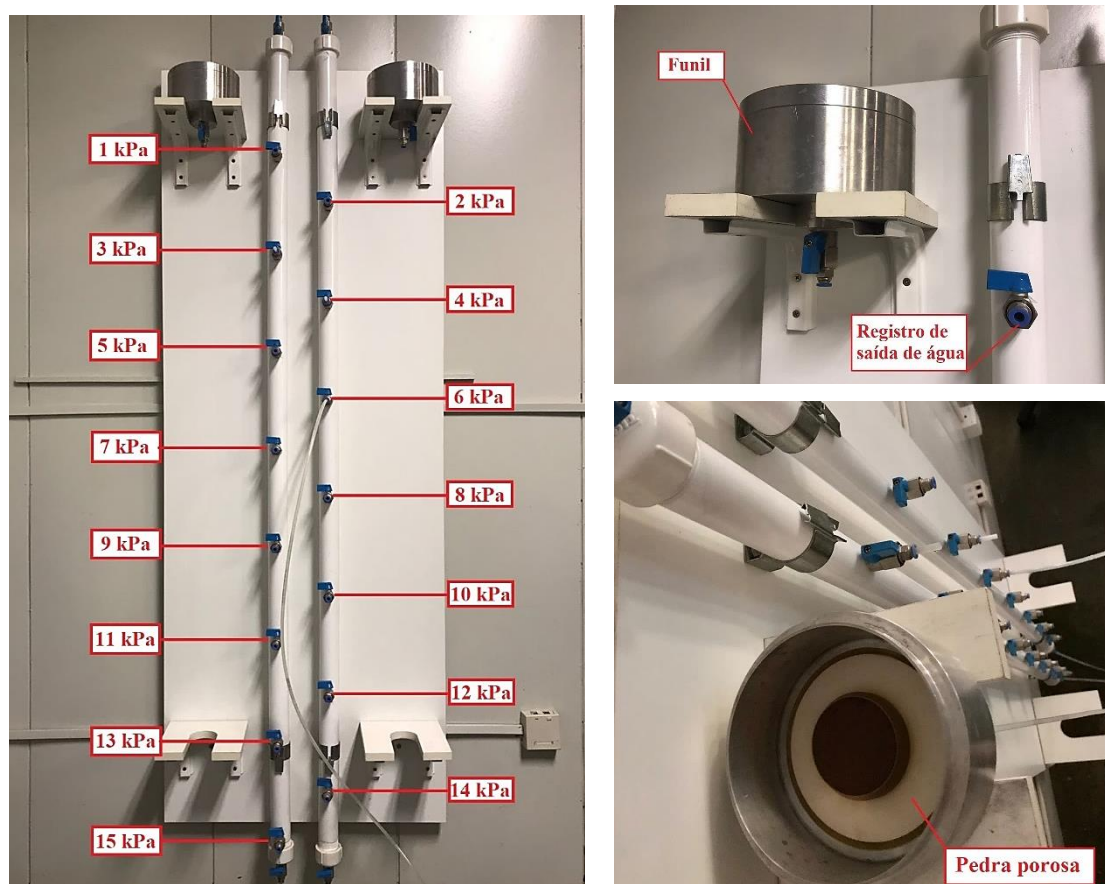


Figura 4.11: Equipamentos utilizados no ensaio de placa de sucção

Após a moldagem, os corpos de prova foram saturados por capilaridade, da mesma forma como descrito para a trajetória de secagem do ensaio de papel filtro, e as placas porosas foram saturadas por imersão com água daerada e deionizada. Além disso, as mangueiras e o tubo foram preenchidos com água de forma contínua para evitar a formação de bolhas de ar.

Em seguida, o corpo de prova foi colocado na câmara, sobre a placa porosa, e a sucção de interesse foi imposta abrindo-se o registro na cota correspondente. Nesse ensaio, foram utilizadas sucções de 1 e 3 kPa. Dado o equilíbrio do sistema, representado pelo

momento em que cessou a expulsão de água pelo registro, que variou de três a cinco dias, o corpo de prova foi dividido em cápsulas para determinação da umidade em estufa.

4.3.4 *Ajuste das curvas*

Utilizando-se os pares ordenados de umidade e sucção, obtidos pelas técnicas de papel filtro e placa de sucção, foi realizado o ajuste das curvas de retenção de água no solo através da equação proposta por van Genuchten (1980), que considera curvas unimodais. A partir da análise dos dados, verificou-se que o solo possui comportamento bimodal, sendo necessário dois ajustes para cada curva.

O modelo proposto por van Genuchten pode ser expresso pela Equação (4.3), que considera a umidade residual (w_r), a umidade de saturação (w_s), e os parâmetros de curvatura (α , n e m). O parâmetro α não altera a forma da curva, mas sua posição em direção a regiões de maiores ou menores valores de sucção. O parâmetro n controla a inclinação da curva e está relacionado com a distribuição granulométrica; assim, quanto mais uniforme o solo, maior o valor de n . Por fim, o parâmetro m controla a inflexão da parte inferior da curva e o patamar mínimo da mesma.

$$w_{ajuste} = w_r + \frac{w_s - w_r}{[1 + (\alpha \cdot s^n)^m]} \quad (4.3)$$

4.4 Permeabilidade

Para estudo da permeabilidade do solo, foram realizados ensaios em permeâmetro de parede flexível com as seguintes tensões (isotrópicas) de confinamento: 0, 50, 100, 200 e 300 kPa. Esses valores de pressão foram determinados com base no cálculo das tensões geostáticas médias que atuam na barragem.

4.4.1 *Corpos de prova*

Foram moldados corpos de prova com dimensões médias de 7 cm de diâmetro e 10 cm de altura, utilizando-se solo natural e solo compactado.

O corpo de prova compactado foi moldado utilizando-se a amostra deformada de solo, que teve sua umidade corrigida para 26,8%. Para se obter compactação de 98%,

moldou-se um corpo de prova utilizado no ensaio de compactação Proctor Normal, o qual, em seguida, foi talhado para se obter as dimensões desejadas.

Já o corpo de prova indeformado foi moldado a partir do bloco de solo indeformado, como mostrado na Figura 4.12. Inicialmente, retirou-se uma porção de solo de formato paralelepípedo com dimensões um pouco maiores que as desejadas para o corpo de prova. Em seguida, a base e o topo foram nivelados e, com auxílio de um torno, o paralelepípedo foi talhado até que se atingisse o diâmetro desejado. Por fim, o corpo de prova foi medido, e teve sua massa e umidade determinadas.



Figura 4.12: Moldagem dos corpos de prova de amostra indeformada para ensaio de permeabilidade

4.4.2 **Equipamento**

O ensaio foi realizado utilizando-se o equipamento Tri-flex 2 da Soil Test – ELE (Figura 4.13), um tipo de permeâmetro de parede flexível que permite simular as condições de campo, constituído pelos seguintes itens: câmaras de ensaio, painéis e reguladores de pressão, buretas com interface ar-água, transdutores de pressão, variadores de volume, reservatório, mangueiras e sistema de aquisição de dados.

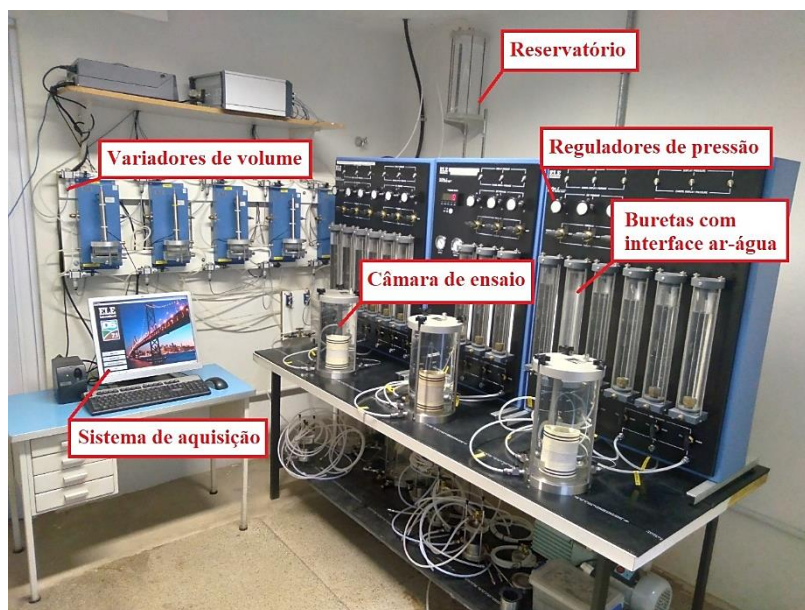


Figura 4.13: Tri-flex 2, equipamento utilizado no ensaio de permeabilidade

4.4.3 Montagem

Posicionou-se o corpo de prova sobre o pedestal na base da câmara de ensaio, em contato com papel filtro, na base e no topo, e entre pedras porosas. Em seguida, o corpo de prova foi envolvido por uma membrana de látex presa através de *o-rings* e foram conectadas as mangueiras de entrada e saída de água no topo do cabeçote. Por fim, a câmara foi fechada e preenchida com água daerada e deionizada e as mangueiras dos sistemas de pressão foram conectadas. A Figura 4.14 ilustra o processo de montagem do ensaio.

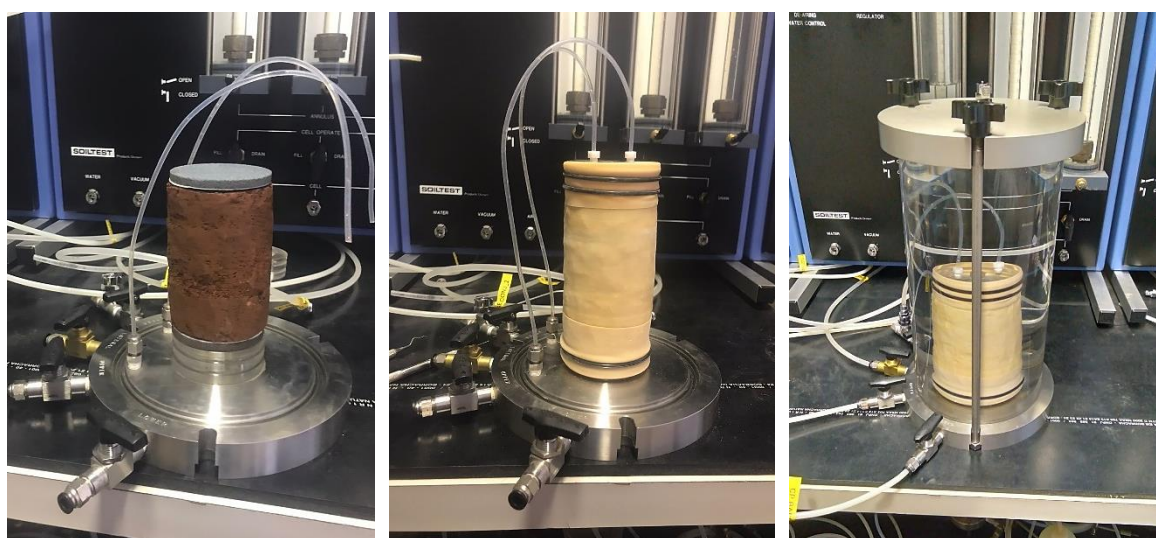


Figura 4.14: Montagem do corpo de prova na câmara de ensaio de permeabilidade

Na Figura 4.15 estão apresentados os principais materiais utilizados no ensaio: 1) parte superior da câmara de ensaio, 2) base da câmara de ensaio, 3) cabeçote com encaixe das mangueiras de topo, 4) papel filtro, 5) pedras porosas, 6) encamisador para colocação dos *o-rings*, 7) *o-rings*, 8) membrana de látex, 9) bomba de vácuo manual, 10) encamisador para colocação da membrana.

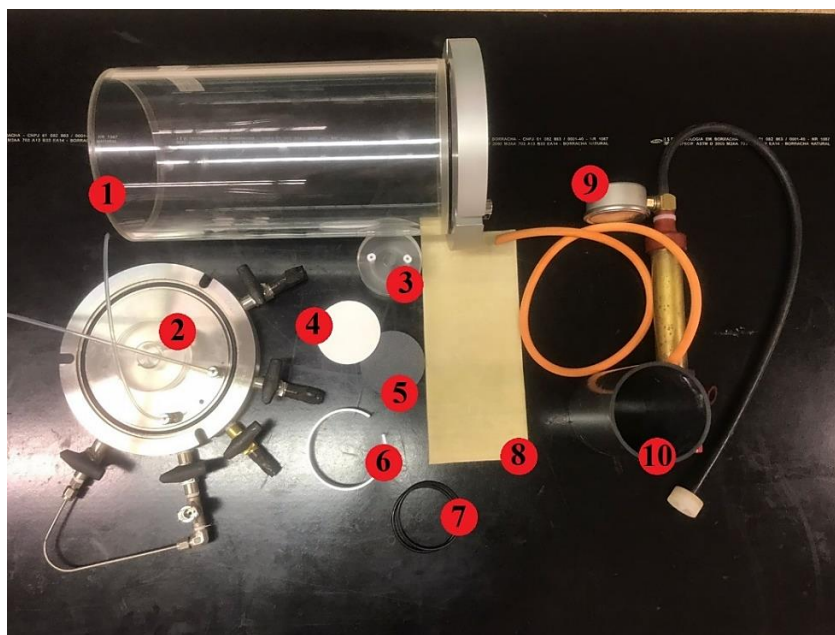


Figura 4.15: Materiais utilizados na montagem do ensaio de permeabilidade

4.4.4 *Percolação de água inicial*

Por se tratar de um solo argiloso de baixa permeabilidade, realizou-se uma etapa inicial de percolação de água da base para o topo do corpo de prova com o objetivo de retirar o ar e preencher os vazios do solo com água. Para isso, aplicou-se uma contrapressão de 20 kPa, mantendo-se uma tensão efetiva de 5 kPa, por cerca de 5 dias.

4.4.5 *Saturação por contrapressão*

O procedimento consiste em elevar a contrapressão de forma incremental, mantendo-se uma tensão efetiva constante. Nesse caso, foram aplicados incrementos de pressão confinante de 50 kPa, mantendo-se uma tensão efetiva de 10 kPa. Ao final de cada incremento, após a estabilização das pressões, verificava-se o parâmetro B (Skempton, 1954), conforme Equação (4.4), utilizado para determinar de forma indireta o grau de

saturação do solo durante o processo de saturação por contrapressão. Considerou-se o solo saturado quando $B \geq 0,85$.

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_c} \quad (4.4)$$

Em que Δu_w representa a variação da poropressão e $\Delta \sigma_c$ o incremento de tensão confinante.

4.4.6 Medida da condutividade hidráulica

Para obtenção da permeabilidade sem confinamento, conhecida a pressão na base do corpo de prova ao final do processo de saturação, aplicou-se a pressão no topo para obtenção do gradiente hidráulico de interesse. Nesse caso, foi adotado $i = 20$, o menor gradiente possível devido a limitações de precisão do equipamento, visando simular as condições da barragem. Em seguida, permitiu-se o fluxo e mediu-se a variação de volume no tempo para o cálculo da condutividade hidráulica.

Para as medidas com confinamento, após a saturação, elevou-se a diferença entre a pressão confinante e a contrapressão enquanto permitia-se a drenagem do corpo de prova, impondo-se a tensão confinante efetiva alvo. Esse processo ocorria até que não houvesse mais variação volumétrica. Em seguida, realizava-se o mesmo procedimento descrito anteriormente para obtenção do gradiente hidráulico e cálculo da condutividade hidráulica.

4.5 Compressão edométrica

Para obtenção dos parâmetros de compressibilidade do solo foram realizados ensaios de compressão edométrica convencionais, saturado e na umidade de moldagem, e ensaios com controle de sucção.

4.5.1 Corpos de prova

Foram realizados ensaios com solo natural e solo compactado. Para que não houvesse deslocamento lateral durante o ensaio, os corpos de prova foram moldados utilizando-se anéis edométricos rígidos, com dimensões aproximadas de 75 mm de diâmetro e 19 mm de altura para os ensaios convencionais e 69 mm de diâmetro e 25 mm de altura para os ensaios com controle de sucção.

O corpo de prova compactado foi moldado a partir da amostra deformada de solo, que teve sua umidade corrigida para atingir a mesma condição definida anteriormente, $w = 26,8\%$. Para se atingir o grau de compactação alvo de 98%, calculou-se a massa de solo úmido necessária em função da massa específica seca e do volume do anel edométrico. Na moldagem, o solo foi compactado de forma estática, utilizando a prensa CBR, mostrada anteriormente na Figura 4.7. Já o corpo de prova moldado de amostra indeformada foi talhado através da cravação do anel metálico no bloco indeformado, conforme Figura 4.16



Figura 4.16: Moldagem do corpo de prova de amostra indeformada para ensaio de compressão edométrica

4.5.2 ***Ensaaios convencionais***

Para montagem, o corpo de prova foi posicionado na câmara edométrica entre duas pedras porosas comuns, garantindo a drenagem topo-base. Sobre esse conjunto foi posicionado um cabeçote, o qual tem como objetivo distribuir uniformemente as tensões provenientes do pistão da prensa edométrica. Em seguida, a câmara foi fechada e colocada sobre a prensa e um extensômetro foi posicionado para obtenção das medidas de deformação axial do corpo de prova durante o ensaio. O processo de montagem e a prensa edométrica utilizada no ensaio estão apresentados na Figura 4.17 e Figura 4.18.

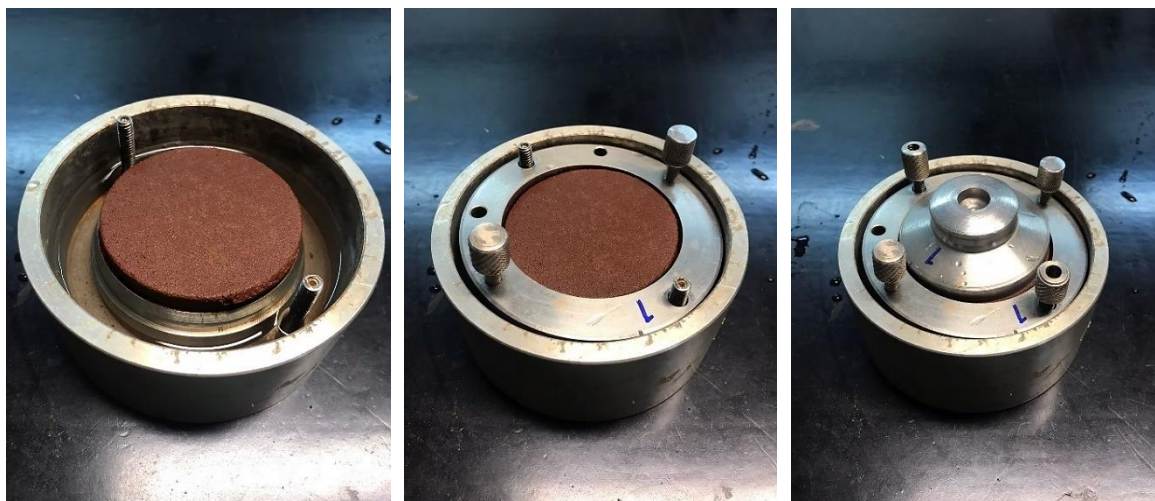


Figura 4.17: Montagem do ensaio de compressão edométrica convencional

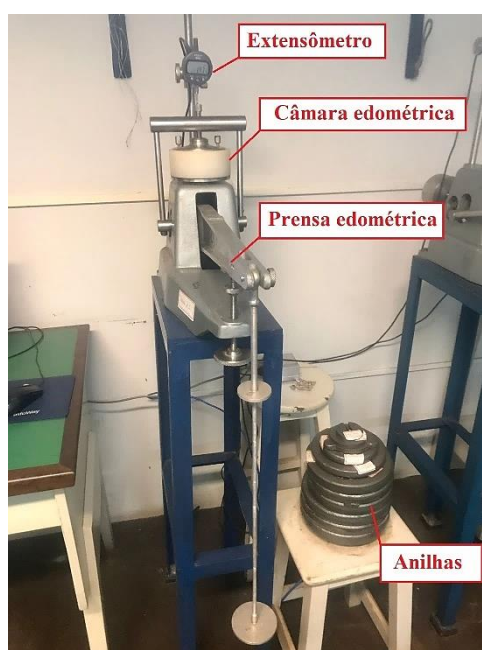


Figura 4.18: Prensa edométrica utilizada no ensaio convencional

Nos ensaios saturados, os corpos de prova foram então saturados na própria câmara edométrica, com água daerada e deionizada, por cerca de 4 dias. Já para os ensaios na umidade de moldagem, foram colocados algodões umedecidos sobre a câmara para reduzir a perda de umidade e, logo em seguida, o ensaio teve início.

Os carregamentos ocorreram através da colocação de anilhas de ferro de massa conhecida na alavanca do sistema, com as tensões aplicadas sendo dobradas a cada 24 horas, até um limite de 800 kPa. Depois disso, o descarregamento era iniciado com a retirada das anilhas.

4.5.2.1 Ensaios com controle de sucção

Para os ensaios com controle de sucção, após a moldagem, os corpos de prova foram saturados por capilaridade e o pré-equilíbrio da sucção foi executado utilizando-se a câmara de pressão de Richards.

A placa de pressão utilizada, que possui valor de pressão de entrada de ar de 500 kPa, foi saturada por imersão e posicionada no interior da câmara de pressão. Os corpos de prova saturados foram depositados sobre a superfície da placa de pressão e a câmara foi fechada. Por fim, aplicou-se uma pressão de ar de 200 kPa, a qual foi escolhida por se tratar de um material argiloso e com capacidade de retenção elevada, considerando as condições de campo e por ser um valor de sucção possível de ser imposto através da técnica de translação de eixos. O equilíbrio da sucção foi verificado pelo cessar do fluxo de água na bureta conectada à saída da câmara.

Antes da montagem do ensaio, ainda foram realizados procedimentos para saturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar da câmara edométrica. Inicialmente, com os registros de entrada e saída simultaneamente abertos para evitar ascensão de água na pedra porosa, conectou-se uma mangueira no edômetro e percolou-se água por cerca de 1 minuto. Em seguida, percolou-se água daerada e deionizada nos edômetros fechados e sob pressão de ar. Para isso, o edômetro foi colocado sobre a prensa e a saída de água foi conectada a uma bureta graduada. A partir do controle da vazão de água que saía do sistema, foi possível calcular a condutividade hidráulica da pedra porosa – quando essa se tornava constante em função do tempo, considerava-se o sistema saturado.

Para montagem do ensaio, representada na Figura 4.19, o corpo de prova foi posicionado na câmara, sobre a pedra porosa de alto valor de entrada e ar e sob uma pedra porosa comum. Um cabeçote para distribuição das cargas foi colocado sobre o conjunto. Por fim, a câmara edométrica modificada, que permitia a imposição e controle da sucção durante a realização do ensaio, foi fechada e posicionada na prensa edométrica (Figura 4.20), com a bureta graduada conectada à saída de água e o sistema de ar comprimido ligado à entrada de ar do edômetro.

Ao aplicar-se ar comprimido dentro da câmara para imposição da sucção, a pressão interna gerada tendia a impulsionar o pistão para fora do edômetro, na direção contrária à força. Assim, antes da abertura dos registros, foi necessária a correção desse empuxo através da aplicação de uma certa carga prévia contrária para equilibrar o sistema.

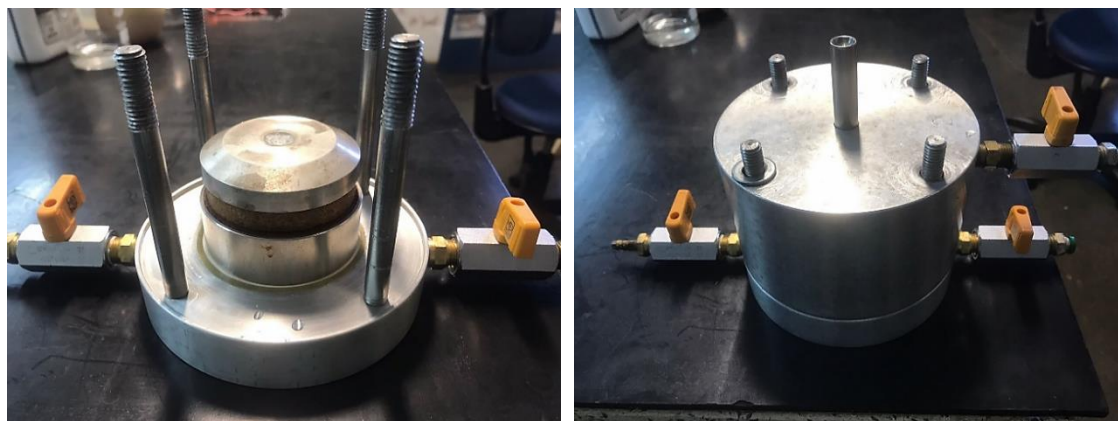


Figura 4.19: Montagem do ensaio de compressão edométrica com controle de sucção

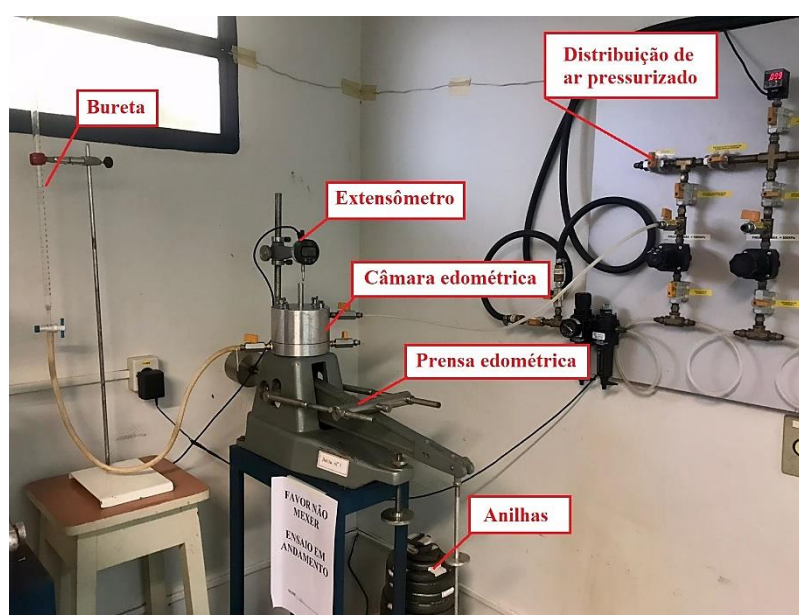


Figura 4.20: Prensa edométrica utilizada no ensaio com controle de sucção

4.6 Compressão triaxial

Para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo CD (consolidado e drenado) e CU (consolidado e não drenado), utilizando-se equipamento convencional para solos saturados, e equipamento com controle de sucção para solos não saturados. As tensões confinantes definidas foram de 100, 200 e 300 kPa para o solo saturado e 50, 100 e 200 kPa para o solo não saturado, devido a limitações do equipamento. Esses valores de tensão foram definidos com base no cálculo das tensões geostáticas médias que atuam na barragem.

4.6.1 ***Corpos de prova***

Foram moldados corpos de prova com dimensões médias de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, utilizando-se solo natural e solo compactado.

Os corpos de prova de amostra indeformada foram moldados de forma análoga ao descrito em 4.4.1. Já os corpos de prova compactados foram moldados utilizando-se a amostra deformada de solo, que teve sua umidade corrigida para as mesmas condições definidas anteriormente, ou seja, 26,8%. Para se atingir o grau de compactação de 98%, calculou-se a massa de solo úmido necessária em função da massa específica seca alvo e do volume do molde cilíndrico.

A compactação foi realizada de forma dinâmica e em três camadas, utilizando-se o equipamento do ensaio mini-MCV (Figura 4.21). A altura do cilindro foi dividida em três e demarcada no soquete para permitir o controle da espessura das camadas de compactação. Dessa forma, o número de golpes atribuídos em cada camada era variável.



Figura 4.21: Equipamento utilizado na compactação dinâmica dos corpos de prova para ensaio de compressão triaxial

Para garantir que não houvesse variação significativa no grau de compactação entre as camadas, determinou-se a densidade aparente da camada do topo, do meio e da base de um corpo de prova através do método da parafina (Figura 4.22). Para isso, o corpo de prova foi dividido em três amostras – e o procedimento descrito a seguir foi repetido para cada uma delas.

Inicialmente, determinou-se a massa da amostra. Na sequência, a mesma foi totalmente recoberta com parafina fundida e verificou-se a massa do conjunto ao ar. Por fim, a amostra foi colocada em um béquer preenchido com água para obtenção da massa submersa do conjunto.

Com base nos valores de massa obtidos, temperatura da água e densidade específica da parafina, foi possível calcular a densidade aparente, o que permitiu a obtenção do grau de compactação das amostras, que variou de 97,0% a 99,8%. O erro relativo máximo foi igual a 3%, sendo considerado aceitável para as condições de controle em laboratório.



Figura 4.22: Obtenção da densidade aparente das camadas de solo do corpo de prova pelo método da parafina

4.6.2 ***Ensaios convencionais***

4.6.2.1 *Equipamento*

O equipamento utilizado no ensaio convencional (Figura 4.23), composto dos seguintes itens: prensa Tritech – Wykeham Farrance, câmara triaxial, reservatório, atuadores hidráulicos, mangueiras, pistão, célula de carga submersa, variador de volume, transdutor de deslocamento, eletroválvulas e transdutores de pressão, possui um software para controle e comunicação entre os dispositivos. Sua interface possui um módulo independente destinado ao controle da prensa, atuadores, medidor de variação de volume e eletroválvulas e também módulos com rotinas específicas para execução de ensaios convencionais CD, CU e UU.

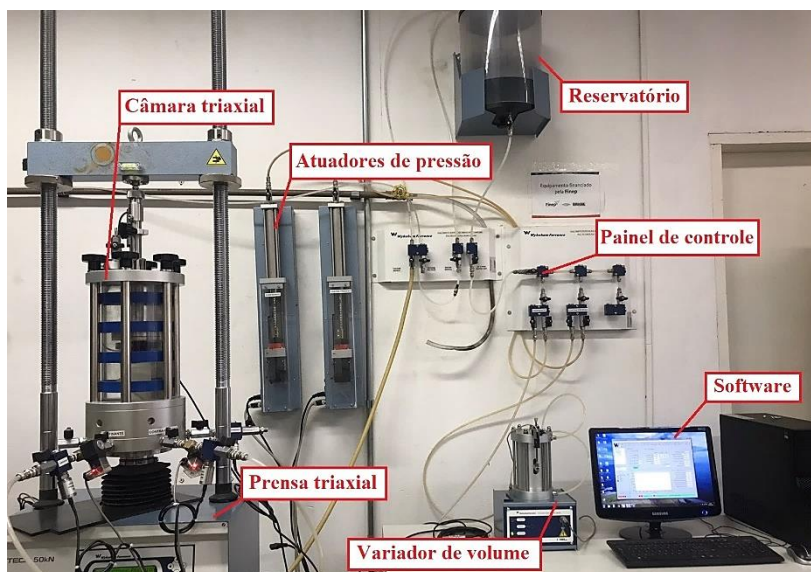


Figura 4.23: Equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial convencional

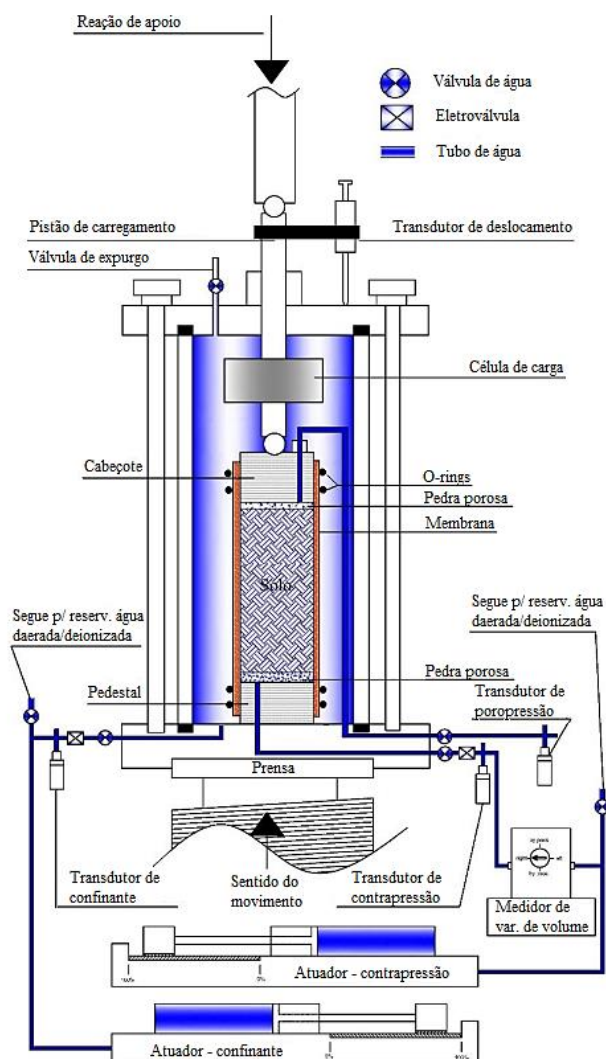


Figura 4.24: Esquema de funcionamento do equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial convencional (modificado de FERNANDES, 2016)

A prensa é utilizada na aplicação da força axial ao topo dos corpos de prova por meio de um pistão, enquanto a base da câmara desloca-se para cima. Já a pressão confinante e a contrapressão são aplicadas através dos atuadores. O transdutor de deslocamento mede o deslocamento relativo entre a câmara e o pistão, enquanto os transdutores de pressão medem a pressão confinante, contrapressão e poropressão. Um esquema de funcionamento do equipamento está representado na Figura 4.24.

4.6.2.2 Montagem

O corpo de prova foi posicionado sobre o pedestal na base da câmara triaxial, entre pedras porosas, as quais têm a função de uniformizar o fluxo de água que atravessa o mesmo, e envolvido por uma membrana de látex presa através de *o-rings*. Em seguida, conectou-se a mangueira para drenagem de água da base para o topo do corpo de prova no cabeçote e a câmara foi fechada, colocada sobre a prensa e preenchida com água daerada e deionizada. Por fim, as mangueiras dos sistemas de pressão foram conectadas ligando os atuadores à câmara triaxial. A Figura 4.25 ilustra o processo de montagem do ensaio.

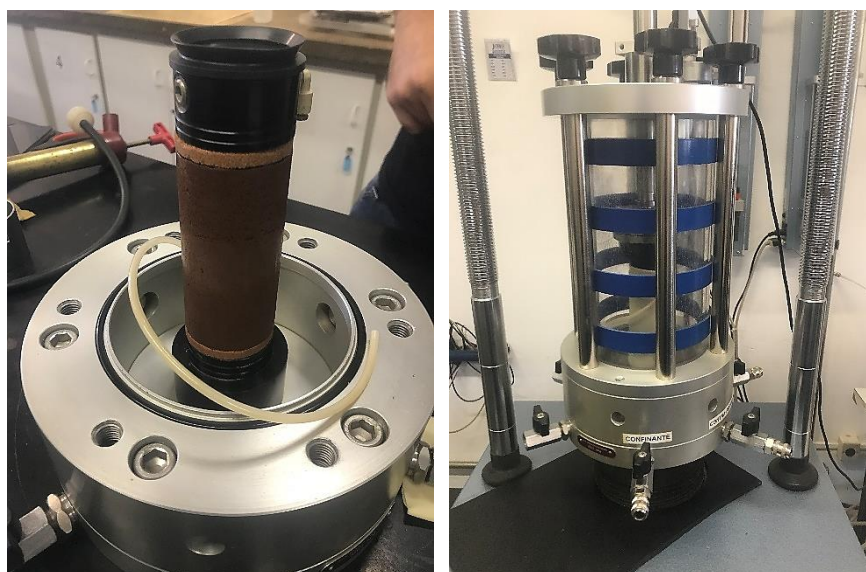


Figura 4.25: Montagem do corpo de prova na câmara triaxial utilizada em ensaios de compressão triaxial convencional

Na Figura 4.26 estão apresentados os principais materiais utilizados no ensaio: 1) parte superior da câmara triaxial, 2) base da câmara triaxial, 3) cabeçote com encaixe da mangueira de drenagem, 4) pedras porosas, 5) encamisador para colocação dos *o-rings*, 6)

membrana de látex, 7) *o-rings*, 8) bomba de vácuo manual, 9) encamisador para colocação da membrana.

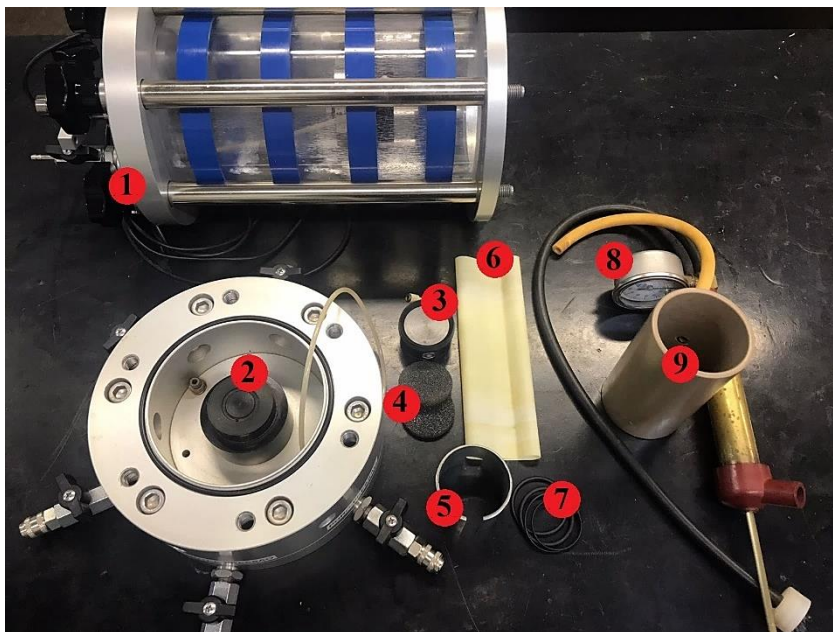


Figura 4.26: Materiais utilizados na montagem do ensaio de compressão triaxial

4.6.2.3 Saturação por contrapressão

A saturação dos corpos de prova foi realizada por contrapressão. Foram aplicados incrementos de pressão confinante de 50 kPa, mantendo-se uma tensão efetiva de 10 kPa. Ao final de cada incremento, após a estabilização das pressões, verificava-se o parâmetro B (Equação (4.4)). Considerou-se o solo saturado quando $B \geq 0,85$.

4.6.2.4 Adensamento

Após a saturação, a tensão confinante efetiva foi imposta ao solo elevando-se a diferença entre a pressão confinante e a contrapressão, enquanto permitia-se a drenagem do corpo de prova. Esse processo ocorria até que não houvesse mais variação volumétrica. Por fim, determinava-se a área corrigida do corpo de prova por meio da Equação (4.5).

$$A_f = (1 - \varepsilon_{v,ad}) \cdot A_i \quad (4.5)$$

Em que A_i e A_f representam, respectivamente, a área inicial e final do corpo de prova durante o processo de adensamento e $\varepsilon_{v,ad}$ a deformação volumétrica ao final do adensamento.

4.6.2.5 *Cisalhamento*

Concluído o adensamento, iniciava-se a fase de cisalhamento do corpo de prova. Foram realizados ensaios drenados e não drenados. Nos ensaios CD, a drenagem era permitida e a velocidade de deformação axial era de 0,004 mm/min – suficientemente baixa para evitar o excesso de poropressão. Já nos ensaios CU, a drenagem não era permitida e a velocidade era de 0,03 mm/min.

Para a escolha, levou-se em conta as velocidades utilizadas nos ensaios de compressão triaxial realizados na época da construção da barragem e as limitações da prensa utilizada. No caso do ensaio CD, também foram realizados testes prévios visando definir uma velocidade que não gerasse excesso de poropressão,

A determinação da tensão desviadora foi realizada com base na correção da área do cilindro em cada instante do ensaio pela Equação (4.6).

$$A_c = \frac{(1 - \varepsilon_{v,i})}{(1 - \varepsilon_{a,i})} \cdot A_i \quad (4.6)$$

Em que A_c representa a área corrigida; A_i a área inicial do corpo de prova; $\varepsilon_{v,i}$ a deformação volumétrica e $\varepsilon_{a,i}$ a deformação axial dos corpos de prova.

4.6.3 ***Ensaaios com controle de sucção***

4.6.3.1 *Equipamento*

O equipamento utilizado no ensaio com controle de sucção constitui-se dos seguintes itens: prensa Digital Tritest – ELE, câmara triaxial adaptada com pedra porosa de pressão de entrada de ar de 500 kPa, atuador hidráulico, painel para distribuição de ar pressurizado, mangueiras, pistão, célula de carga, variador de volume, transdutor de deslocamento e transdutores de pressão.

Nesse equipamento, o controle da pressão confinante é realizado pelo atuador hidráulico e o controle da pressão de ar no solo é feito manualmente, por meio do regulador de pressão de ar. Os comandos necessários para funcionamento da prensa, medidor de variação de volume e válvulas da câmara também são realizados de forma manual e existe um software para aquisição de dados. O equipamento e um esquema de seu funcionamento estão representados nas Figura 4.27 e Figura 4.28, respectivamente.

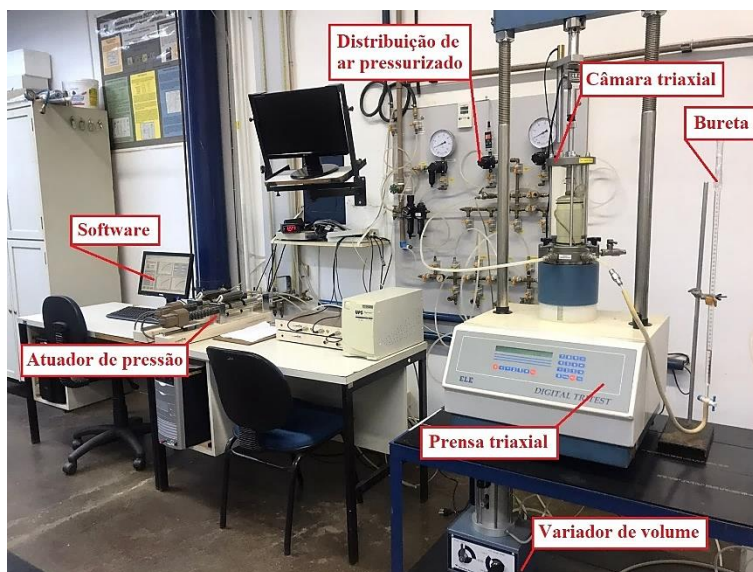


Figura 4.27: Equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial com controle de sucção

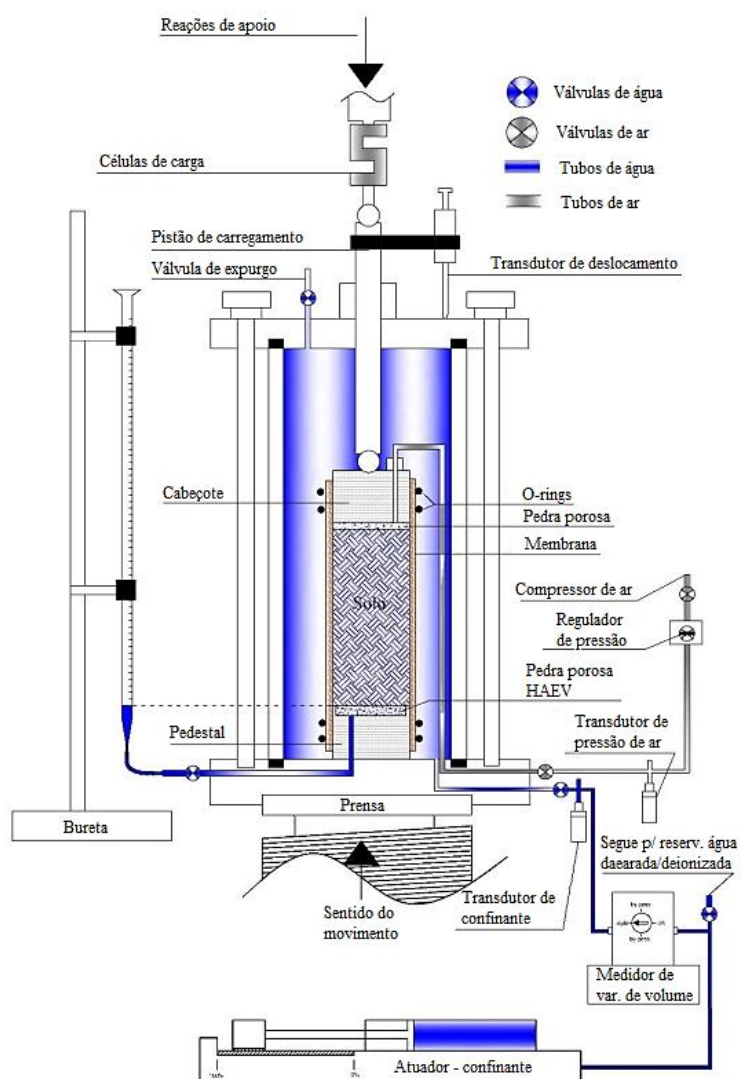


Figura 4.28: Esquema de funcionamento do equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial com controle de sucção (modificado de FERNANDES, 2016)

4.6.3.2 *Imposição da sucção*

Após a moldagem, os corpos de prova foram saturados por capilaridade e o pré-equilíbrio da sucção foi executado através da técnica de translação de eixos, utilizando-se a câmara de pressão de Richards, da mesma forma como descrito no item 4.5.2.1. Os procedimentos de saturação e imposição da sucção encontram-se representados na Figura 4.29.



Figura 4.29: Saturação dos corpos de prova por capilaridade e imposição da sucção na câmara de Richards

4.6.3.3 *Montagem*

Após o equilíbrio da sucção, despressurizou-se a câmara de Richards e, rapidamente, retirou-se um corpo de prova. A montagem, representada na Figura 4.30, ocorreu da mesma forma que no ensaio convencional, com adição de um procedimento inicial para saturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar e de uma etapa final de conexão da mangueira da bureta à válvula da câmara triaxial. Por meio da bureta conectada à placa porosa, verificaram-se medidas de variação de volume de água no corpo de prova.



Figura 4.30: Montagem do corpo de prova na câmara triaxial utilizada em ensaios de compressão triaxial com controle de sucção

4.6.3.4 Adensamento

Após a montagem do sistema, a sucção foi reestabelecida elevando-se a pressão de ar no corpo de prova. Em seguida, aplicou-se a pressão confinante ao solo. Qualquer excesso de pressão na água ou no ar foi dissipado pela placa porosa e controlado através do nível da bureta. O processo de adensamento ocorria até que não houvesse mais variação volumétrica. Por fim, determinava-se a área corrigida do corpo de prova da mesma forma como no ensaio convencional, por meio da Equação (4.5).

4.6.3.5 Cisalhamento

Encerrada a etapa de adensamento, iniciava-se o cisalhamento do corpo de prova. Foram realizados ensaios drenados a uma velocidade de deformação axial de 0,004 mm/min – suficientemente baixa para evitar a geração de excesso de poropressão. A determinação da tensão desviadora foi realizada da mesma forma como no ensaio convencional, por meio da área corrigida do corpo de prova, conforme Equação (4.6).

4.7 Retração volumétrica do solo

Para caracterização da retração do solo, desenvolveu-se uma metodologia experimental para obtenção da variação volumétrica de corpos de prova submetidos ao processo de secagem.

4.7.1 **Corpos de prova**

Foram moldados corpos de prova compactado e indeformado, utilizando-se o mesmo molde metálico do ensaio de compressão edométrica convencional, com dimensões aproximadas de 75 mm de diâmetro e 19 mm de altura, de forma análoga ao descrito no item 4.5.1. Após a moldagem, os corpos de prova foram extraídos dos anéis, já que o confinamento alteraria as condições desejadas para o ensaio, e saturados por capilaridade.

4.7.2 **Montagem**

A montagem do ensaio foi baseada na técnica de perfilometria a laser (Figura 4.31), que permite medir o perfil de um objeto alvo. Um emissor do tipo laser line projeta uma linha de laser em toda a superfície de um objeto que passa por sua área de inspeção. Na sequência, imagens são capturadas a partir de uma câmera instalada com um ângulo pré-determinado com relação ao laser. Devido à geometria do objeto, a linha do laser irá deformar. Por esse motivo, é importante determinar a localização dos pontos na linha capturada pelas imagens. Com base nessa informação e no ângulo entre o laser e a câmera, os pontos no espaço correspondentes aos pontos na linha formada pelo laser na imagem podem ser determinados por triangulação, permitindo obter a medida do perfil (TIAN *et al.*, 2013; BIJMAN, 2017).

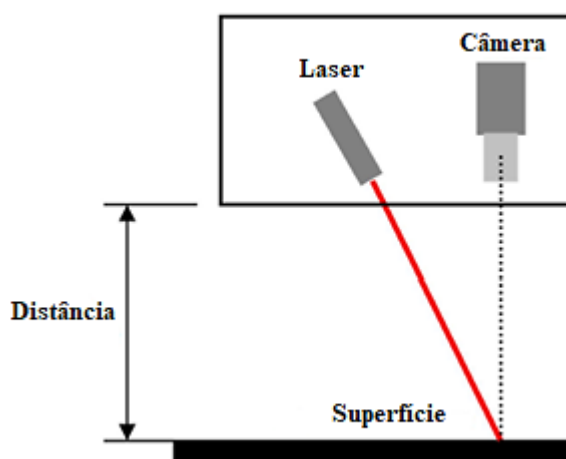


Figura 4.31: Técnica de perfilometria a laser (MITAL *et. al*, 2019)

Dessa forma, após a moldagem, o corpo de prova (objeto alvo) foi apoiado sobre uma bandeja metálica lisa para eliminar quaisquer restrições de atrito, adesão ou deformação –

garantindo que o solo estivesse sob nenhuma condição de tensão total e, portanto, que a tensão de sucção fosse a única responsável pela retração volumétrica do solo – e colocado sobre uma balança com precisão de 0,0001 g, conectada a um computador que realizava a aquisição de dados de massa a cada segundo. Um emissor do tipo laser line foi posicionado para criar uma linha iluminada passando pela altura e diâmetro do corpo de prova. Simultaneamente, foram instaladas duas câmeras fotográficas de alta resolução, posicionadas a 45° de cada um dos lados do laser, que capturavam imagens a cada hora. O layout descrito está representado na Figura 4.32. O ensaio foi interrompido quando as massas dos corpos de prova tenderam a estabilizar, o que ocorreu após 10 dias.

A precisão do método, que pode ser obtida através da razão entre a variação da medida em unidade de comprimento e a variação da medida em pixels, foi de 25 e 60 microns para o solo na condição natural e compactada, respectivamente.

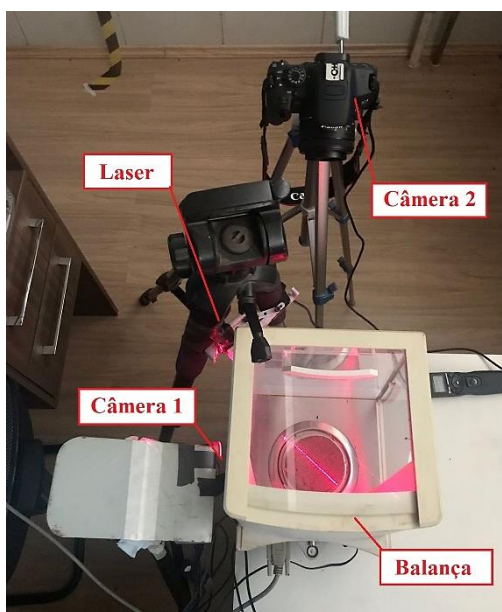
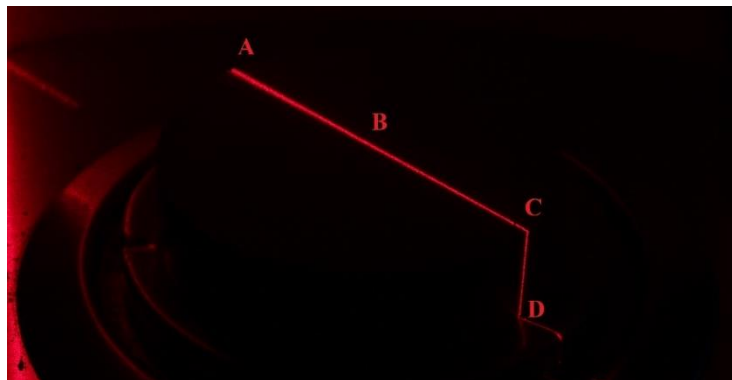


Figura 4.32: Layout do ensaio de retração volumétrica do solo

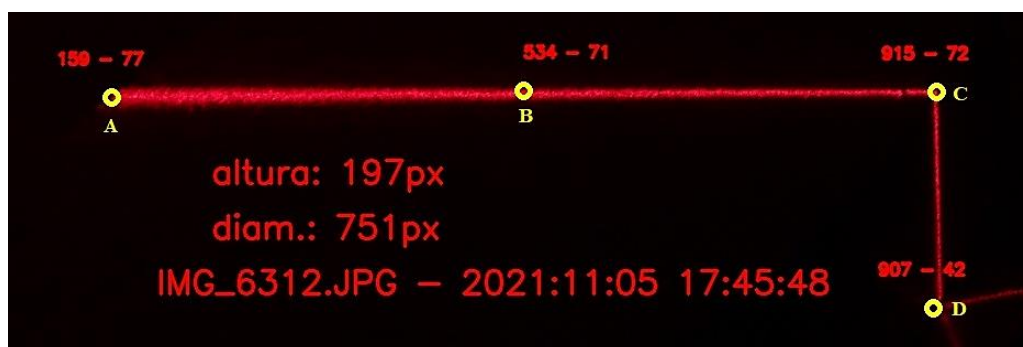
4.7.3 *Processamento das imagens*

As imagens obtidas ao longo dos ensaios serviram de entrada para um algoritmo de processamento de imagens, o qual permitiu a correção de perspectiva e o rastreamento dos pixels da linha formada pelo laser, resultando em medidas de altura e diâmetro do corpo de prova ao longo do tempo.

A Figura 4.33 apresenta um exemplo desse processo. A partir da diferença na quantidade de pixels obtidos nos pontos B e D, obtém-se a altura do corpo de prova e da diferença entre A e C, o valor do diâmetro.



(a) Imagem real



(b) Imagem processada pelo algoritmo

Figura 4.33: Imagem real e após o processamento pelo algoritmo do ensaio de retração volumétrica

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Caracterização e compactação

A Figura 5.1 apresenta a curva granulométrica do solo em estudo, que foi classificado quanto à sua textura como uma argila pouco siltosa roxa escura.

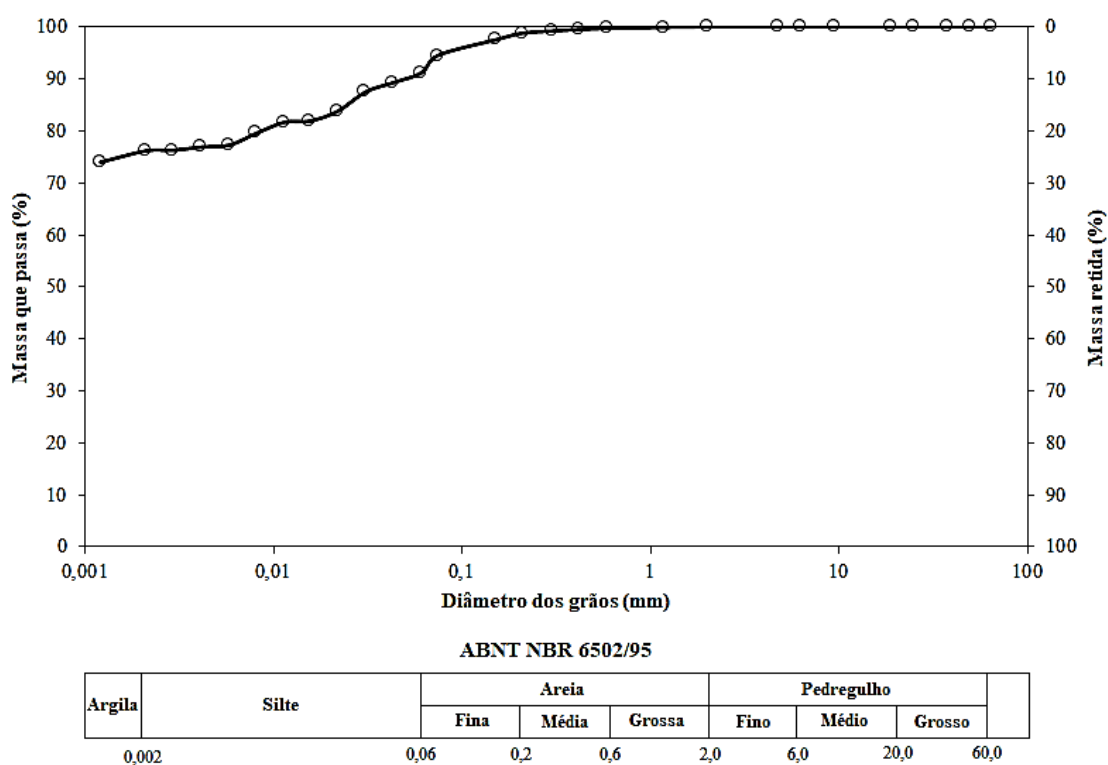


Figura 5.1: Curva granulométrica do solo

Do ensaio de compactação na energia Proctor Normal, obteve-se a curva de compactação e determinou-se as curvas correspondentes aos graus de saturação de 80%, 90% e 100%, representadas na Figura 5.2.

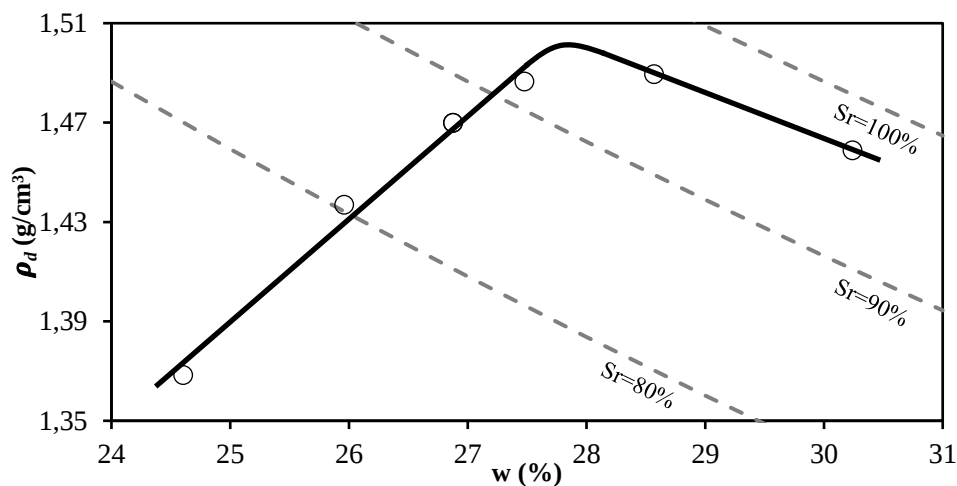


Figura 5.2: Curva de compactação Proctor Normal do solo

Um resumo dos parâmetros de caracterização e compactação do solo em estudo está apresentado na Tabela 5.1. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), o solo pode ser classificado como CH – argila de alta compressibilidade.

Tabela 5.1: Parâmetros de caracterização e compactação do solo

Argila ($\% < 2\mu$)	76,2
Silte (%)	15,0
Areia grossa (%)	7,6
Areia média (%)	0,9
Areia fina (%)	0,3
Massa específica dos sólidos, ρ_s (g/cm³)	2,68
LL (%)	67
IP (%)	36
Umidade ótima, $w_{ót}$ (%)	27,8
Massa específica seca máxima, $\rho_{d,máx}$ (g/cm³)	1,50

Para os ensaios de estudo dos comportamentos hidráulico e mecânico, foram utilizados corpos de prova compactados com teor de umidade médio de 26,8% e corpos de prova talhados a partir de bloco de amostra indeformada.

5.2 Retenção de água no solo

5.2.1 Pontos experimentais

Foram moldados 46 corpos de prova compactados e 32 indeformados. Os índices físicos após a moldagem estão apresentados no Anexo I e Anexo II e a média e o coeficiente de variação dos índices físicos na Tabela 5.2. Conforme esperado, observa-se que as amostras indeformadas apresentaram maiores coeficientes de variação do que as compactadas, nas quais um nível mínimo de padronização pôde ser mantido.

Tabela 5.2: Média e coeficiente de variação dos índices físicos para ensaios de retenção de água no solo

Solo	Tipo	Média				Coeficiente de variação			
		ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	e	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	e
Compactado	PF-S	1,863	1,476	26,2	0,818	1,4	1,3	0,8	2,8
	PF-U	1,858	1,471	26,3	0,824	0,2	0,3	1,3	0,7
	PS	1,903	1,502	26,6	0,788	4,0	3,8	0,8	8,4
Indeformado	PF-S	1,747	1,334	31,0	1,014	4,0	4,5	4,7	8,8
	PF-U	1,781	1,366	30,4	0,967	3,7	4,5	4,2	9,0
	PS	1,820	1,397	30,3	0,922	4,6	4,8	1,1	10,1

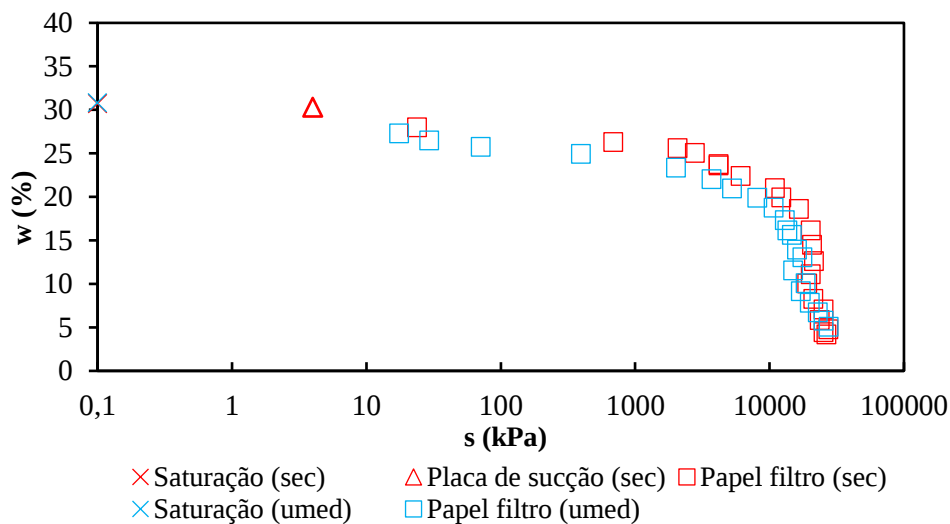
O tipo de ensaio diz respeito às características do ensaio, em que: PF=papel filtro; PS=placa de sucção; S=trajetória de secagem; U=trajetória de umedecimento.

Na Figura 5.3, estão apresentados os pontos experimentais para obtenção da curva de retenção de água no solo. Para a trajetória de secagem, foram utilizadas as técnicas da placa de sucção e do papel filtro e a umidade de saturação foi obtida de forma teórica. Para a trajetória de umedecimento, utilizou-se apenas a técnica do papel filtro e a umidade de saturação foi obtida experimentalmente, saturando-se o corpo de prova por capilaridade e determinando-se sua umidade pelo método da estufa.

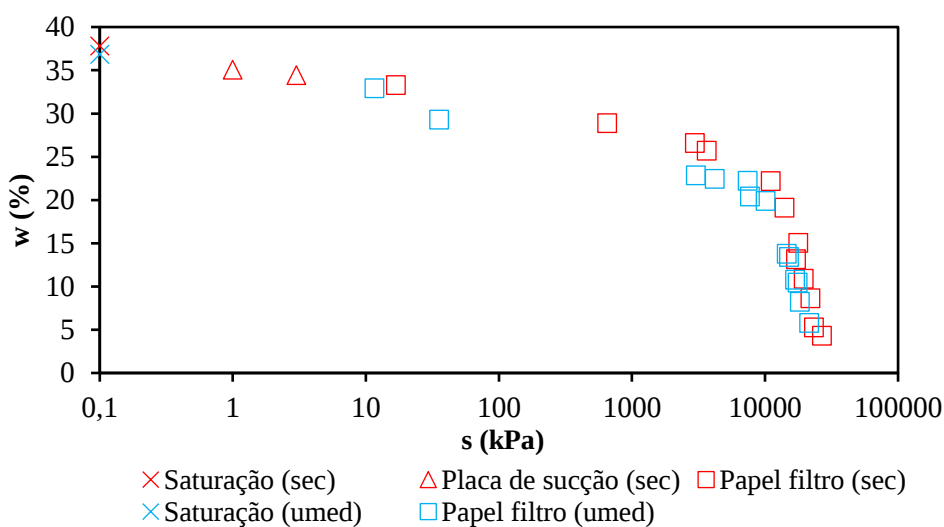
Com relação às técnicas utilizadas, para umidades próximas à de saturação, os pontos foram obtidos por meio da placa de sucção, já que a técnica do papel filtro apresenta limitações para sucções mais baixas devido à dificuldade de se controlar a umidade de embrulhamento do conjunto composto pelo solo e papel filtro.

O método do papel filtro permitiu obter pares de umidade e sucção para um amplo trecho da curva. Contudo, para umidades elevadas, gerou alguns resultados insatisfatórios devido à retenção de partículas de solo pelo papel, o que dificultou a determinação de sua

umidade de forma precisa. Além disso, houve uma lacuna no intervalo que corresponde à dessaturação dos macroporos, onde uma pequena variação de umidade gera grande variação de sucção.



(a) Solo compactado



(b) Solo indeformado

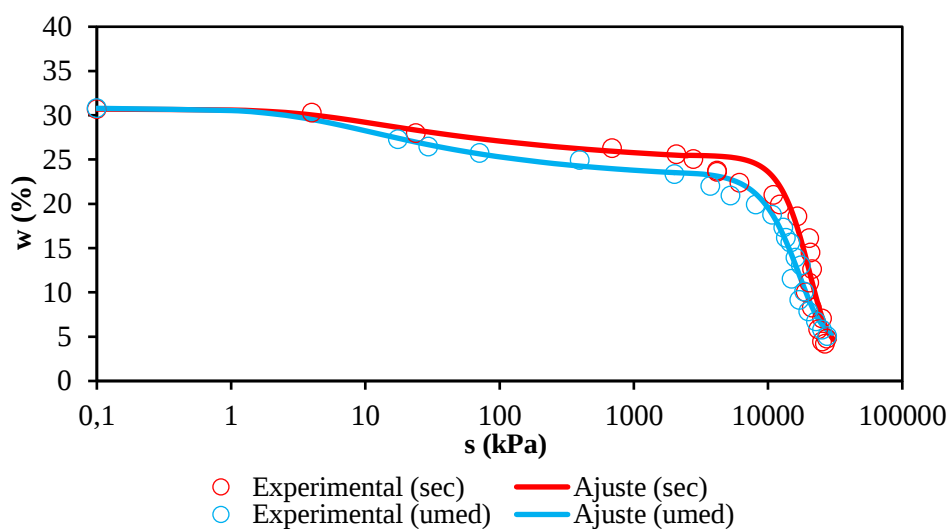
Figura 5.3: Pontos experimentais para obtenção da curva de retenção de água no solo

5.2.2 Ajuste das curvas

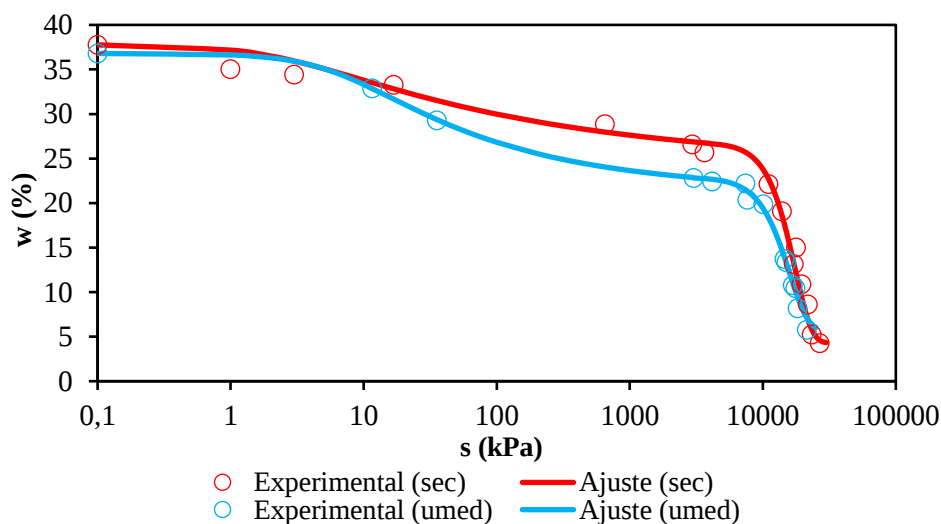
Os pontos experimentais e as curvas de retenção de água no solo ajustadas pelo modelo de van Genuchten (1980) são mostrados na Figura 5.4. A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros de ajuste do modelo. Observa-se que ambas as curvas modeladas se ajustaram bem aos dados experimentais, apresentando coeficientes de determinação (R^2) acima de

0,95. Portanto, pode-se afirmar que o modelo de van Genuchten (1980) é representativo do solo em questão quanto à retenção de água.

As curvas possuem características típicas de argilas plásticas – alto valor de pressão de entrada de ar e dessaturação suave no trecho inicial da curva. A dessaturação, de fato, só ocorre para sucções acima de 10 MPa, demonstrando a alta capacidade de retenção de água do solo. Nesse trecho, praticamente vertical, observam-se grandes variações de umidade com o aumento da sucção.



(a) Solo compactado



(b) Solo indeformado

Figura 5.4: Curvas de retenção de água no solo ajustada pelo modelo de van Genuchten (1980)

Tabela 5.3: Parâmetros de ajuste do modelo de van Genuchten (1980)

Solo	Trajectoria	Trecho	w_s (%)	w_r (%)	α	m	n	R^2
Compactado	Secagem	1	30,7	24,0	0,25	0,15	1,6	0,955
		2	25,5	4,2	1,0E-05	185	3,3	
	Umedecimento	1	30,8	22,5	0,25	0,24	1,4	0,977
		2	23,6	5,1	1,3E-05	50	2,6	
Indeformado	Secagem	1	37,8	24,3	0,4	0,18	1,3	0,990
		2	26,8	4,3	1,7E-05	70	3,5	
	Umedecimento	1	36,8	21,4	0,15	0,24	1,6	0,996
		2	22,9	5,8	0,9E-05	500	3,2	

Sobrepondo-se as curvas (Figura 5.5), é possível comparar o comportamento do solo nas condições compactada e indeformada. A compactação diminui a quantidade de poros, resultando em uma menor quantidade de água necessária para saturar o solo. Isso pode ser confirmado pelos menores valores de umidade de saturação obtidos para o solo compactado. Além disso, nota-se uma maior diferença entre as curvas do trecho inicial até a dessaturação, momento em que praticamente se sobrepõem. O comportamento bimodal das curvas ocorre devido à presença de macro e microporos no solo.

Por fim, vale ressaltar a ocorrência de histerese, tanto para o solo compactado, quanto para o indeformado, resultando em maiores valores de umidade e sucção para a trajetória de secagem do que para a trajetória de umedecimento, conforme esperado.

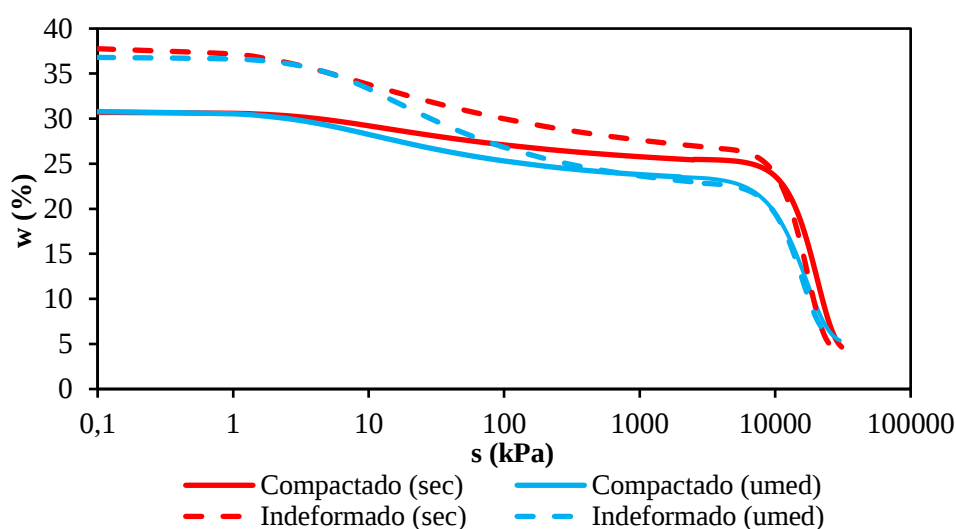


Figura 5.5: Comparação entre as curvas de retenção de água para o solo compactado e indeformado

5.3 Permeabilidade

Moldaram-se dois corpos de prova, um compactado e um indeformado. A Tabela 5.4 resume os índices físicos dos corpos de prova moldados para o ensaio de permeabilidade.

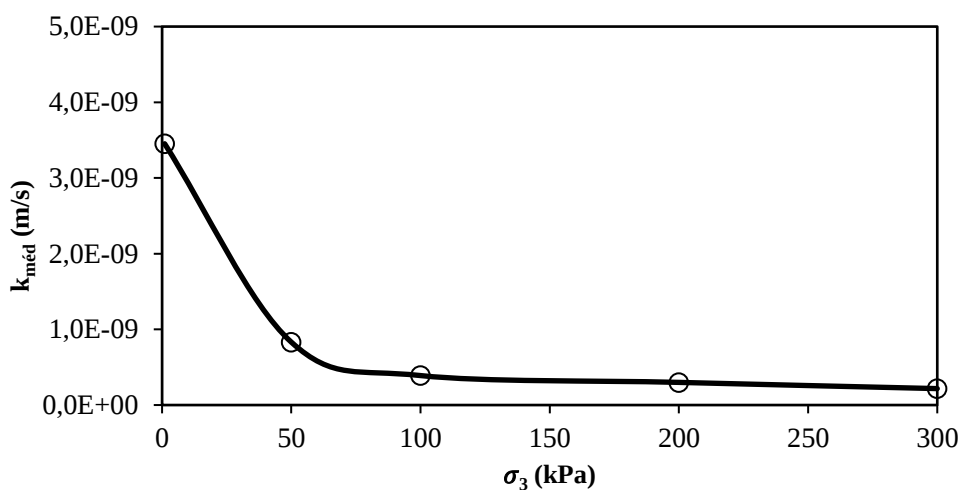
Tabela 5.4: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de permeabilidade

Solo	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	e
Compactado	1,900	1,517	25,3	0,769
Indeformado	1,628	1,278	27,4	1,101

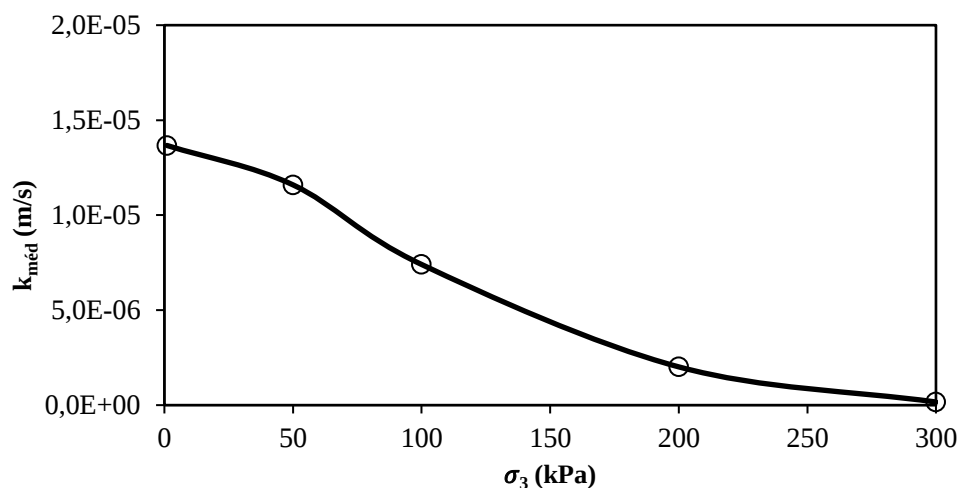
Os valores de cada determinação da condutividade hidráulica do solo, de acordo com o confinamento aplicado, estão apresentados no Anexo III e Anexo IV. Já os valores médios estão expostos na Tabela 5.5. A variação desses valores para o solo compactado e indeformado está apresentada na Figura 5.6.

Tabela 5.5: Valores médios de condutividade hidráulica de acordo com a tensão confinante

	Solo	0 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Cond. hidráulica (m/s)	Compactado	3,5E-09	8,3E-10	3,9E-10	3,0E-10	2,2E-10
	Indeformado	1,4E-05	1,2E-05	7,4E-06	2,0E-06	1,7E-06



(a) Solo compactado



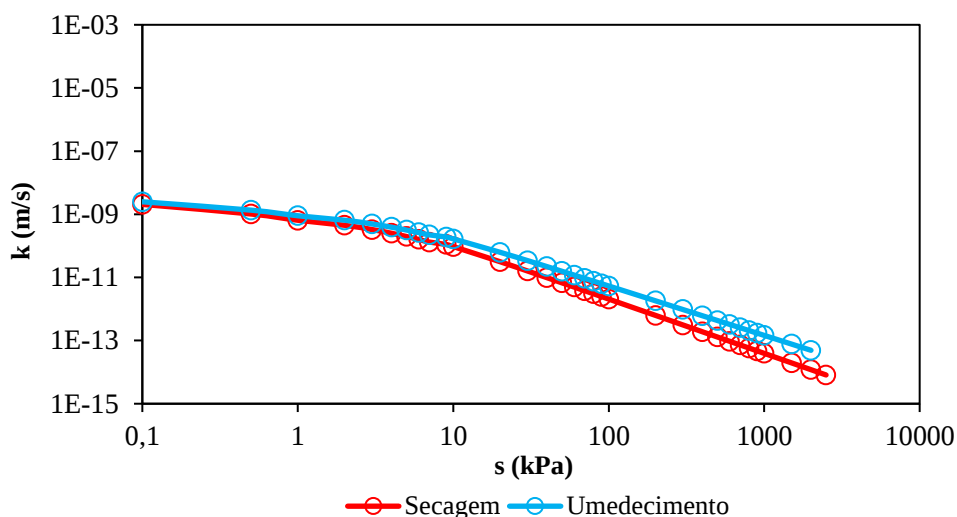
(b) Solo indeformado

Figura 5.6: Variação da condutividade hidráulica média de acordo com a tensão confinante aplicada

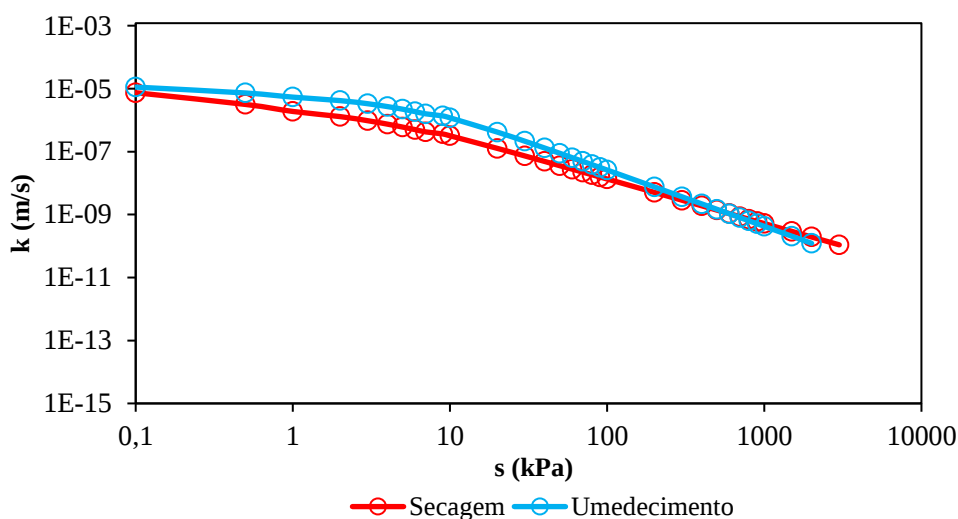
A partir dos resultados apresentados, observa-se que a condutividade hidráulica do solo compactado é significativamente menor do que a do solo indeformado. Este fato ocorre porque a compactação reduz o índice de vazios do solo, dificultando a passagem de água. Além disso, a Tabela 5.5 evidencia que o aumento do confinamento também reduz a condutividade hidráulica e, conseqüentemente, a permeabilidade do solo, já que uma elevação na tensão confinante efetiva provoca uma redução nos vazios do solo.

Comparando-se com os valores de condutividade hidráulica obtidos em ensaios de compressão triaxial realizados na época da construção da barragem (Tabela 3.7 para o maciço compactado e Tabela 3.12 para a argila de fundação), nota-se que a tendência das curvas e a ordem de grandeza dos valores foram mantidos.

Com base nos valores de condutividade hidráulica sem confinamento ($\sigma_3 = 0$ kPa) e nos parâmetros dos ajustes das curvas de retenção de água no solo proposto por van Genuchten (1980), foi possível obter a função condutividade hidráulica do solo não saturado para as amostras compactada e indeformada, conforme Figura 5.7.



(a) Solo compactado



(b) Solo indeformado

Figura 5.7: Função condutividade hidráulica do solo não saturado

As curvas correspondem aos ajustes da trajetória de secagem e umedecimento do solo. Observa-se que existe uma diferença, mais significativa para o solo indeformado, entre os valores de condutividade hidráulica obtidos para cada trajetória, mas mantém-se o mesmo comportamento de redução acentuada e tendência de estabilização.

Comparando-se a Figura 5.7 com as curvas de retenção (Figura 5.5), observa-se que a condutividade hidráulica dos solos variou significativamente até aproximadamente 2 MPa de sucção, fato que não ocorre com as umidades até este valor de sucção. Isso demonstra que parte do maciço da barragem pode estar suscetível à grande variabilidade da condutividade hidráulica durante os ciclos de umedecimento e secagem provocados pela variação do nível de água do reservatório da barragem.

É importante destacar que, embora as curvas de retenção tenham sido determinadas sob uma ampla faixa de sucção (de 0 a 20 MPa, aproximadamente), valores de condutividade hidráulica para sucções superiores a 2 MPa não foram estimados devido aos baixos valores já obtidos para sucções inferiores, sobretudo para o solo compactado. Para sucções muito elevadas, o concomitante fluxo de água e ar decorrente das fases líquida e gasosa do meio poroso deixa de ocorrer. A água, neste caso, em pequena quantidade, torna-se imóvel e a permeabilidade ao ar torna-se preponderante (VAN GENUCHTEN, 1980).

5.4 Compressão edométrica

As características dos ensaios e os índices físicos dos corpos de prova na moldagem e após o ensaio estão apresentados na Tabela 5.6. Foram realizados 6 ensaios, dos quais 3 utilizando-se corpos de prova compactados e 3 indeformados.

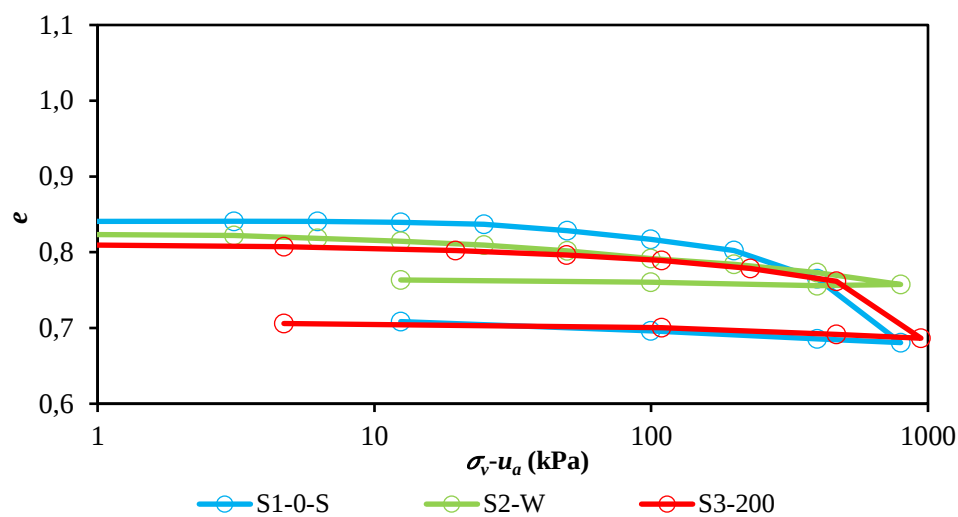
Tabela 5.6: Características dos ensaios e índices físicos dos corpos de prova na moldagem e após o ensaio de compressão edométrica

Solo	Tipo	Moldagem				Após ensaio			
		ρ_d (g/cm ³)	w (%)	Sr (%)	e	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	Sr (%)	e
Compactado	S1-0-S	1,459	26,8	85,5	0,840	1,562	28,6	100,0	0,715
	S2-W	1,464	26,7	85,9	0,833	1,612	19,4	68,1	0,765
	S3-200	1,473	26,5	86,5	0,822	1,363	26,7	100,0	0,706
Indeformado	S4-0-S	1,289	32,7	81,2	1,082	1,490	33,0	100,0	0,791
	S5-W	1,345	32,1	86,6	0,995	1,403	26,4	100,0	0,656
	S6-200	1,329	32,5	85,6	1,019	1,332	27,5	90,1	0,820

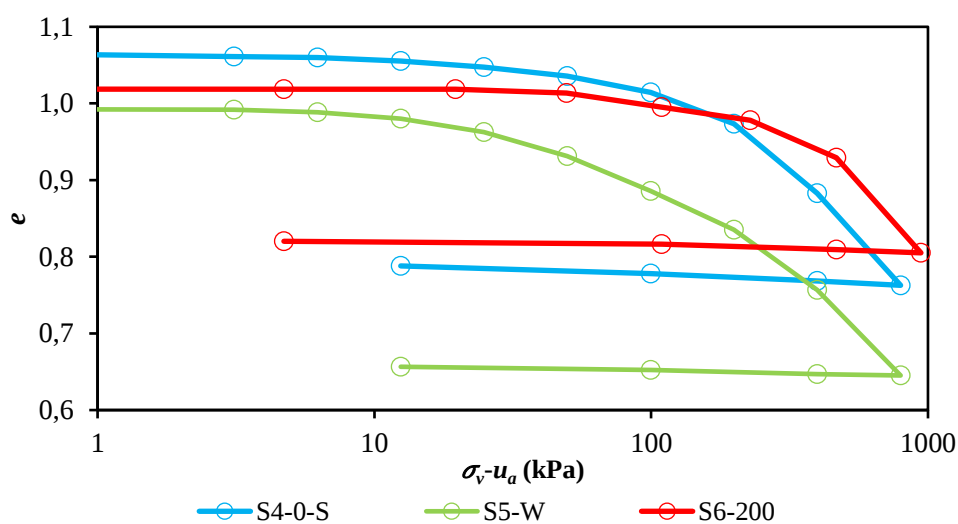
O tipo de ensaio diz respeito às características do ensaio, em que: 0=ensaio saturado; 200=ensaio com sucção de 200 kPa; S=ensaio com saturação inicial; W=ensaio na umidade de moldagem.

Vale destacar que a deformação volumétrica provocada pelo carregamento-descarregamento aplicado foi de 6,6% e 13,5%, respectivamente, para os solos compactado (S1-0-S) e natural (S4-0-S) em condição saturada.

A Figura 5.8 apresenta as curvas de compressão edométrica para o solo compactado e indeformado e a Figura 5.9 mostra as curvas normalizadas para o índice de vazios inicial do solo para comparação dos resultados obtidos. Na sequência, a Tabela 5.7 resume as tensões de pré-adensamento e os índices de compressão e de recompressão obtidos para os ensaios.



(a) Solo compactado



(b) Solo indeformado

Figura 5.8: Curvas de compressão edométrica

Tabela 5.7: Tensões de pré-adensamento (σ_{ad}), índices de compressão (Cc) e índices de recompressão (Cr) dos ensaios de compressão edométrica

Solo	Tipo	σ_{ad} (kPa)	Cr	Cc
Compactado	S1-0-S	290	0,004	0,227
	S2-W	-	0,046	-
	S3-200	400	0,005	0,216
Indeformado	S4-0-S	190	0,015	0,391
	S5-W	100	0,027	0,283
	S6-200	380	0,011	0,411

Em geral, é possível observar que a condição não saturada faz com que as deformações causadas pelos carregamentos aplicados ao solo sejam menores. Em outras palavras, a sucção torna o solo mais rígido. Esse comportamento, porém, não foi identificado no solo compactado (Figura 5.8 (a)), já que as deformações sofridas pelos solos saturado e não saturado foram da mesma ordem de grandeza.

Os corpos de prova ensaiados com umidade de compactação (S2-W e S5-W) mostraram comportamentos distintos aos demais corpos de prova. O ensaio S2-W apresentou redução de umidade de 26,7% para 19,4%, conforme indicado na Tabela 5.6. A umidade de 19,4% corresponde a um valor de sucção de aproximadamente 10 MPa (Figura 5.4 (a)), que provavelmente tornou o corpo de prova pouco deformável para a faixa de tensões aplicada, impossibilitando a determinação da tensão de pré-adensamento e do índice de compressão do solo (Tabela 5.8). Já o ensaio S5-W, realizado com amostra indeformada, apresentou maiores deformações volumétricas que o solo saturado (S4-0-S), o que é um resultado incomum, já que a condição saturada é a mais crítica. No entanto, destaca-se que tanto o ensaio S2-W, quanto o ensaio S5-W, foram realizados sem controle de sucção, o que limita uma análise mais aprofundada dos comportamentos observados.

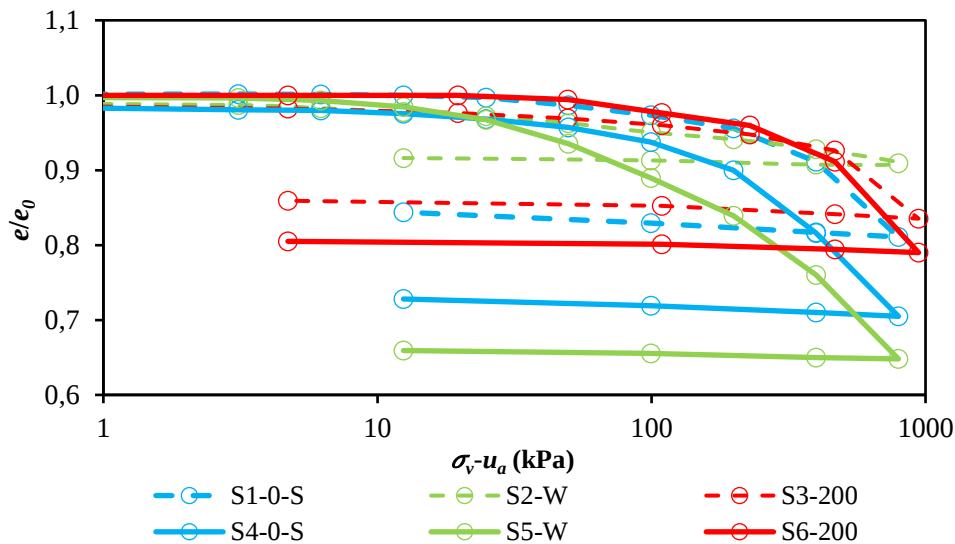


Figura 5.9: Curvas edométricas normalizadas para o índice de vazios inicial do solo

A Figura 5.9 evidencia que o solo compactado é menos compressível que o solo indeformado e que, de maneira geral, as deformações provocadas no solo foram pequenas. Por fim, os valores de tensão de pré-adensamento e índice de compressão obtidos estão

condizentes com os resultados dos ensaios realizados na época da construção da barragem (Tabela 3.4 para o maciço compactado e Tabela 3.9 para a argila de fundação).

Para verificar o comportamento do solo em relação à colapsibilidade, as curvas dos ensaios saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 200$ kPa) do solo compactado (S1-0-S e S3-200) e do solo natural (S4-0-S e S6-200) foram comparadas e analisadas. O critério de Vargas (1978) foi levado em consideração para estimativa do potencial de colapso adaptado ao caso do ensaio edométrico duplo com sucção constante. Segundo o critério, solos que apresentam deformações ($\Delta e/(1+e_i)$) acima de 2% em uma determinada tensão de interesse podem ser considerados colapsíveis.

Comparando-se os resultados dos ensaios edométricos do solo compactado, verifica-se que, em nenhuma tensão aplicada no ensaio, o potencial de colapso foi superior a 2%, o que descarta a possibilidade do solo compactado ser colapsível. Já os resultados dos ensaios edométricos do solo natural apresentam comportamento similar ao solo compactado para tensões inferiores à 400 kPa. Para as tensões de 400 e 800 kPa, os potenciais de colapso são pouco superiores à 2%. Apesar deste indicativo, é importante destacar dois aspectos: (1) no campo, as tensões atuantes no maciço do solo natural são bem inferiores à 400 kPa; (2) o solo natural fica quase sempre submerso e, portanto, saturado, indicando que colapsos recentes por inundação não podem ocorrer, pois o solo já foi anteriormente saturado.

Portanto, as duas condições (compactado e natural) analisadas não apresentam características peculiares típicas dos solos colapsíveis, que sofrem deformações volumétricas significativas com o umedecimento sob carga constante.

5.5 Compressão triaxial

5.5.1 *Ensaio convencional*

Os índices físicos dos corpos de prova após a moldagem e as características dos ensaios de compressão triaxial convencionais, isto é, ensaios saturados, estão apresentados na Tabela 5.8. Foram moldados 6 corpos de prova compactados e 6 corpos de prova de amostra indeformada, resultando em quatro envoltórias de resistência.

Tabela 5.8: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial convencionais

Solo	Tipo	σ_3 (kPa)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	e
Compactado ($w_{\text{médio}} = 26,8\%$)	CDsat	100	1,874	1,483	26,4	0,809
		200	1,840	1,453	26,7	0,847
		300	1,834	1,453	26,2	0,846
	CU _{sat}	100	1,840	1,461	26,0	0,837
		200	1,836	1,450	26,7	0,851
		300	1,857	1,472	26,1	0,823
Indeformado	CDsat	100	1,612	1,239	30,1	1,166
		200	1,518	1,143	32,8	1,347
		300	1,642	1,266	29,7	1,120
	CU _{sat}	100	1,624	1,231	31,9	1,179
		200	1,549	1,223	26,7	1,194
		300	1,572	1,208	30,1	1,220

As Figura 5.10 e Figura 5.11 apresentam as curvas de variação de volume ao longo do tempo durante o processo de adensamento para os ensaios CD e CU, respectivamente.

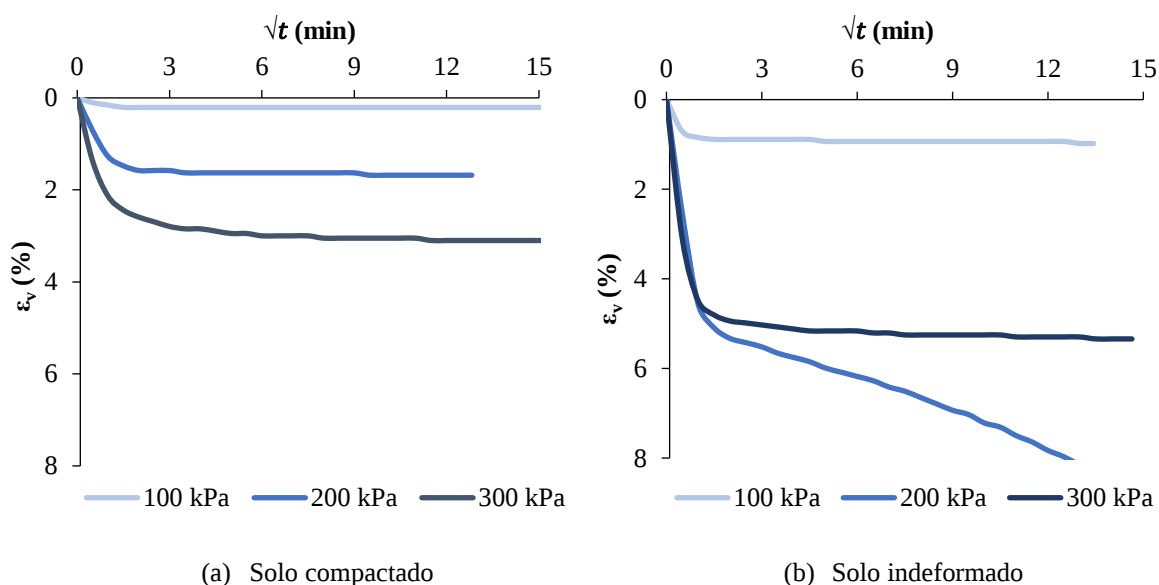


Figura 5.10: Curvas de adensamento dos ensaios de compressão triaxial CD convencionais

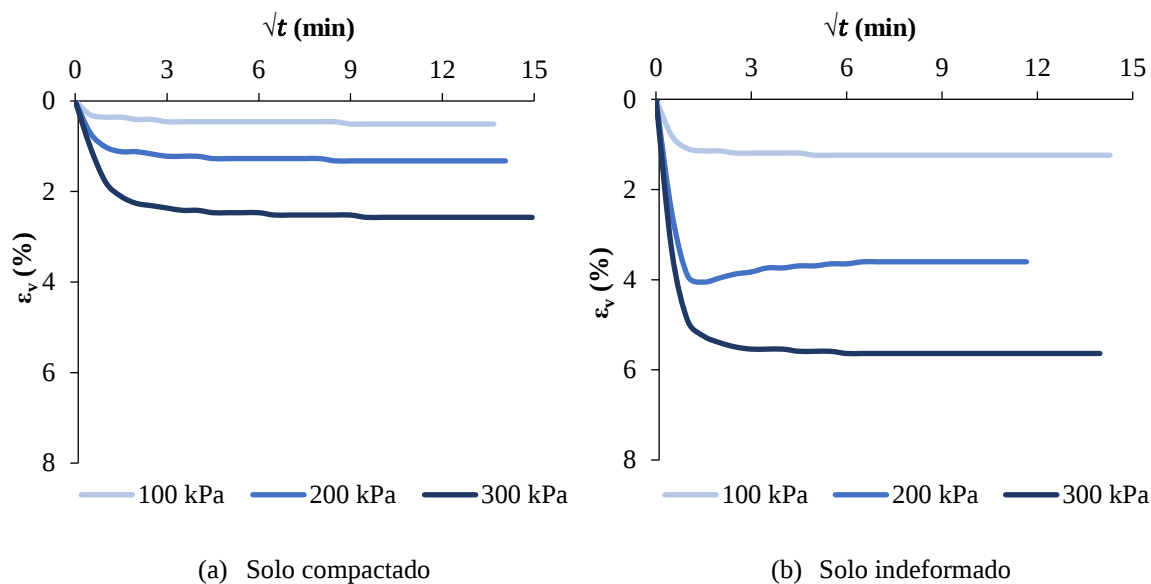


Figura 5.11: Curvas de adensamento dos ensaios de compressão triaxial CU convencionais

Observa-se uma tendência de grande variação volumétrica durante os primeiros 3 minutos, seguida de estabilização gradual. Além disso, comparando-se as duas compacidades, é possível notar que o solo compactado atingiu deformações volumétricas máximas de 3%, enquanto para o solo indeformado esse valor chegou a 8%. Isso se deve ao fato de que o solo compactado possui menor índice de vazios do que o solo indeformado.

De maneira geral, as deformações foram maiores para tensões de confinamento mais elevadas, com exceção do ensaio CD com tensão de confinamento de 200 kPa para o solo indeformado. É possível que a amostra de solo utilizada era heterogênea e não representativa do solo em questão, o que pode ter causado o comportamento anômalo.

Com relação à etapa de cisalhamento, as Figura 5.12 e Figura 5.14 apresentam as curvas tensão-deformação e as deformações volumétricas durante o cisalhamento para os ensaios CD e CU, respectivamente. Das curvas tensão-deformação, observa-se que, para todas as situações, a resistência do solo aumenta com a elevação da tensão confinante. Além disso, os valores de resistência ao cisalhamento foram maiores e as deformações volumétricas menores no solo compactado, quando comparado ao indeformado.

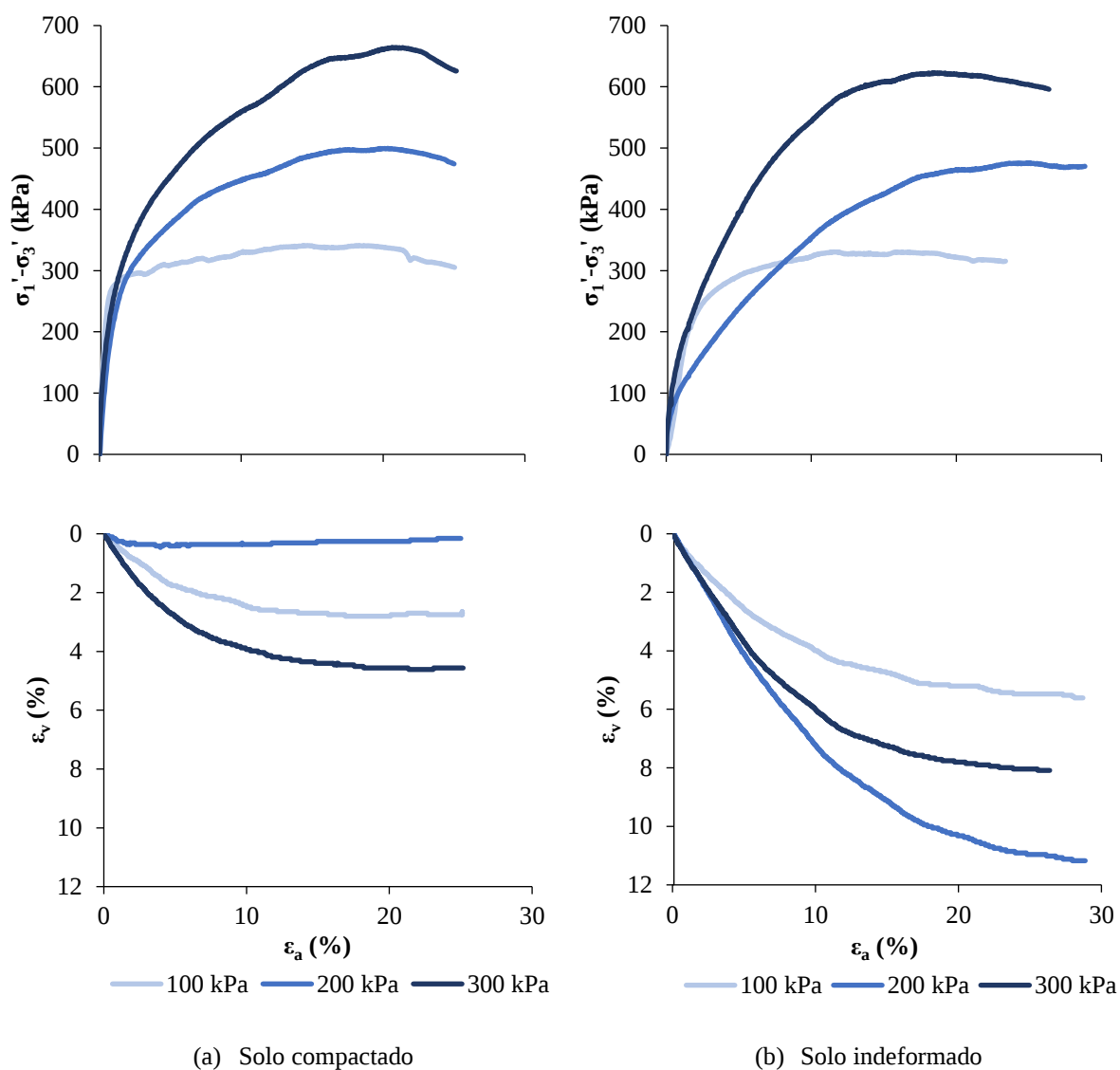


Figura 5.12: Curvas tensão-deformação e deformações volumétricas dos ensaios de compressão triaxial CD convencionais

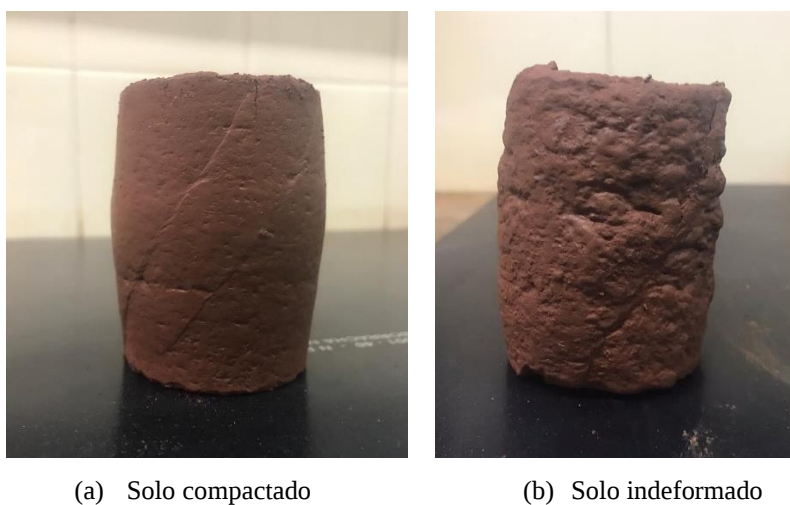


Figura 5.13: Corpos de prova típicos após os ensaios de compressão triaxial CD convencionais

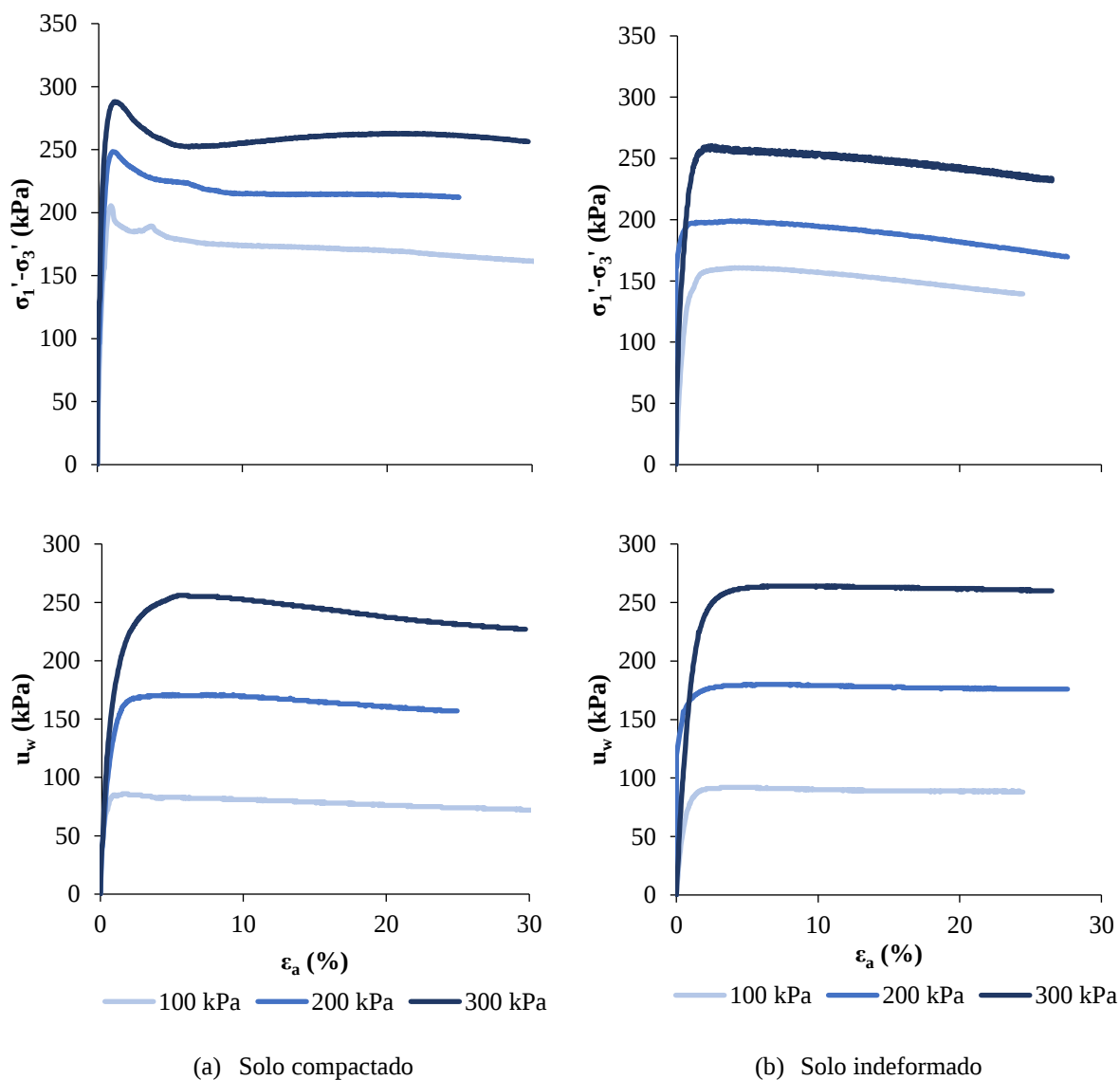


Figura 5.14: Curvas tensão-deformação e deformações volumétricas dos ensaios de compressão triaxial CU convencionais

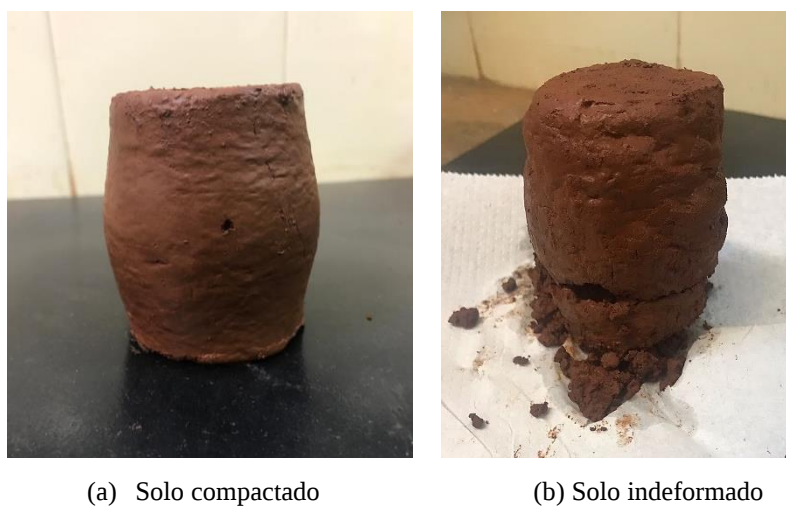


Figura 5.15: Corpos de prova típicos após os ensaios de compressão triaxial CU convencionais

Do ensaio CD, nota-se que o solo apresentou ruptura plástica e deformação axial aproximada de 20% na tensão máxima para ambos os solos. Foi possível observar a demarcação do plano de ruptura, mais acentuada no corpo de prova compactado (Figura 5.13 (a)), mas em nenhum corpo de prova ocorreu separação das partes.

Com relação à deformação volumétrica no cisalhamento, esperava-se que o aumento das deformações acompanhasse o aumento da tensão confinante. O comportamento atípico da curva referente à tensão de confinamento de 200 kPa para o solo compactado pode ser explicado por um problema na aquisição de dados provenientes do variador de volume durante esse ensaio.

Também foi observado, mais uma vez, um comportamento atípico no ensaio com solo indeformado e tensão de confinamento de 200 kPa. A curva tensão-deformação não acompanhou a tendência apresentada pelas outras curvas, sendo necessárias maiores deformações axiais para se atingir o pico de resistência. Além disso, as tensões geradas tenderam a maiores deformações, conforme mostra a curva de deformação volumétrica durante o cisalhamento.

Já no ensaio CU, identifica-se uma ruptura frágil, mais acentuada no solo compactado. É possível observar também picos de resistência para baixas deformações axiais, cerca de 2%, seguidos por um ligeiro decréscimo na tensão com a evolução do cisalhamento. No entanto, não foi possível notar a formação de um plano de ruptura bem definido, apenas o “embarrigamento” do corpo de prova com solo compactado (Figura 5.15 (a) e a desestruturação da base do corpo de prova do solo indeformado (Figura 5.15 (b))). Com relação à poropressão de água, o aumento das medidas acompanhou a elevação da tensão confinante, conforme esperado.

A resistência ao cisalhamento do solo foi avaliada através da tensão de pico e da condição de estado crítico. Inicialmente, considerou-se a tensão desviadora máxima atingida nos ensaios de compressão triaxial como critério de ruptura. Esses valores foram utilizados para construção das trajetórias de tensão $s' \times t$, a partir das quais, por regressão linear, foi possível obter os parâmetros das envoltórias de resistência ao cisalhamento (Tabela 5.9) dos ensaios CD e CU, representadas nas Figura 5.16 e Figura 5.17, respectivamente.

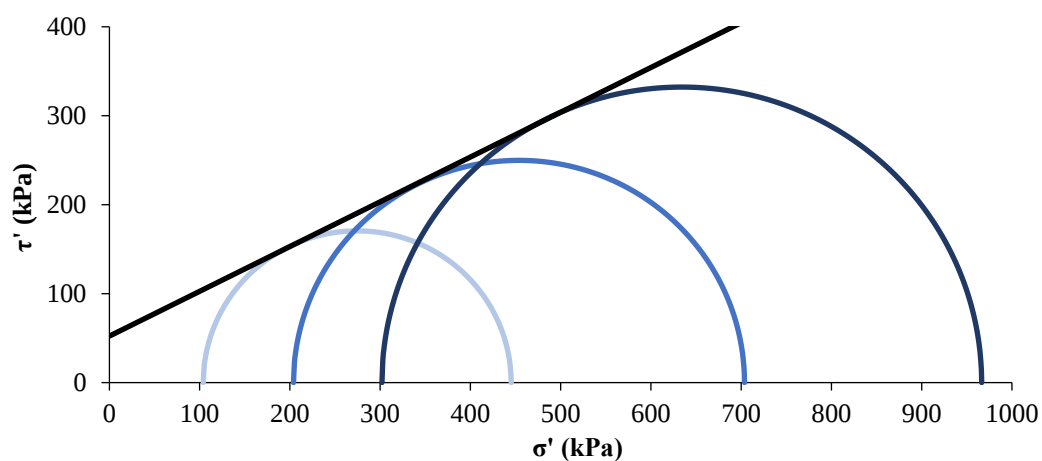
Observa-se que todas as amostras compactadas apresentaram valores máximos de resistência superiores aos correspondentes nas amostras indeformadas, comprovando que a compactação tornou o corpo de prova mais resistente.

Por fim, ao se comparar os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo com os obtidos na época da construção da barragem (Tabela 3.5 para o maciço compactado e

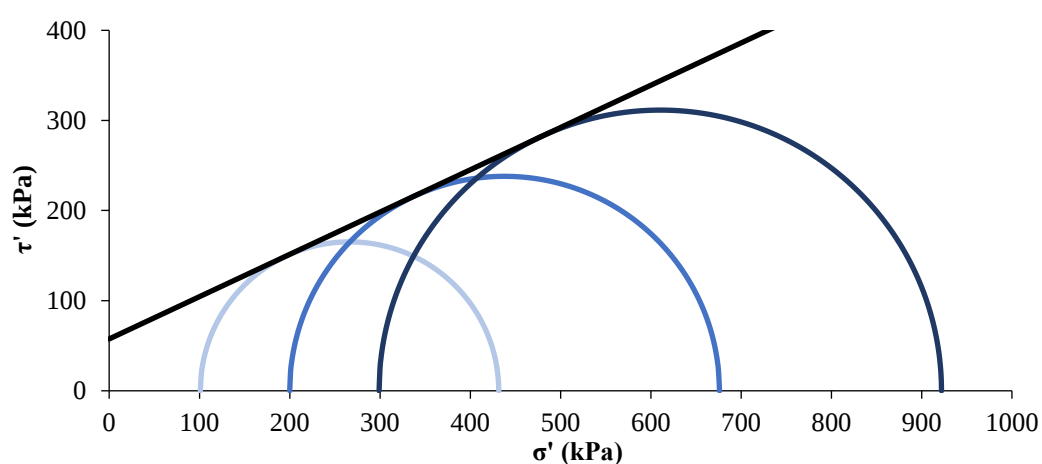
Tabela 3.10 para a argila de fundação), a principal diferença observada foi na parcela de coesão do solo representativo da argila de fundação. Entretanto, os valores estão consistentes e de acordo com o esperado.

Tabela 5.9: Parâmetros efetivos de resistência e R^2 dos ensaios de compressão triaxial convencionais

Solo	Tipo	c' (kPa)	ϕ' (°)	R^2
Compactado	CDsat	52,3	26,7	0,99
	CUsat	70,2	17,9	0,99
Indeformado	CDsat	57,5	25,1	1,00
	CUsat	37,9	32,1	0,99

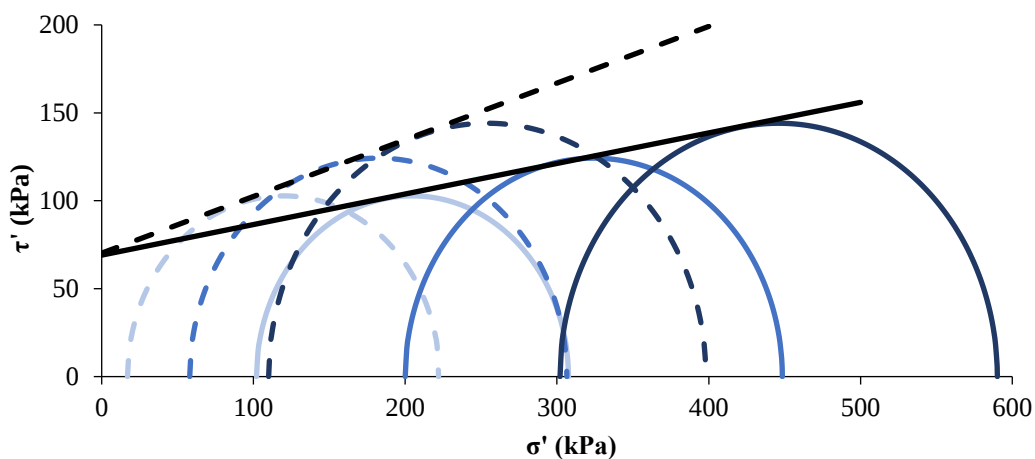


(a) Solo compactado

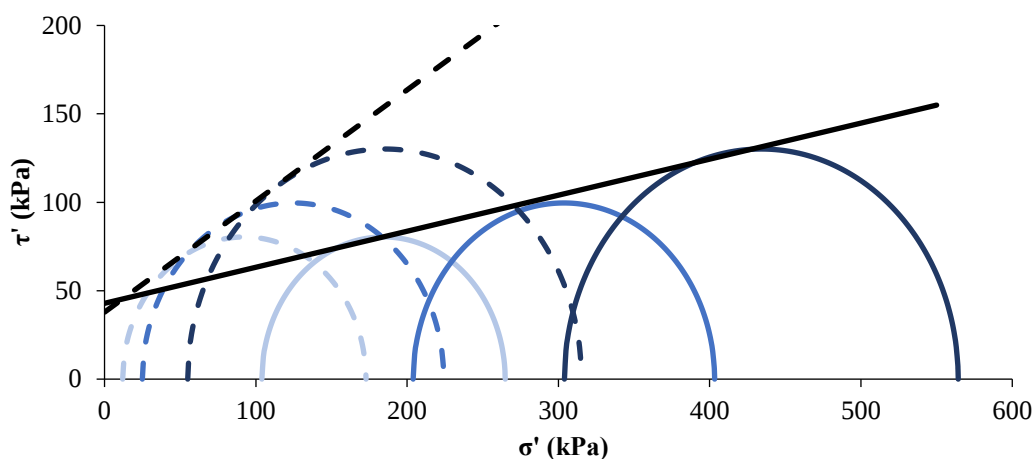


(b) Solo indeformado

Figura 5.16: Envolvórias de resistência dos ensaios de compressão triaxial CD convencionais



(a) Solo compactado



(b) Solo indeformado

Figura 5.17: Envolvórias de resistência dos ensaios de compressão triaxial CU convencionais

5.5.2 Ensaios com controle de sucção

A Tabela 5.10 apresenta as características dos ensaios de compressão triaxial não saturados, realizados com sucção de 200 kPa, e os índices físicos dos corpos de prova. Foram moldados 3 corpos de prova compactados e 3 corpos de prova de amostra indeformada, resultando em duas envoltórias de resistência.

As curvas de variação volumétrica durante o processo de adensamento para o solo compactado e indeformado estão apresentadas na Figura 5.18.

Tabela 5.10: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial com controle de sucção
($s = 200$ kPa)

Solo	Tipo	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	GC (%)
Compactado	CDnsat	100	1,854	1,461	26,9	97,4
		200	1,902	1,500	26,5	100,0
		300	1,869	1,466	27,5	97,7
Indeformado	CDnsat	100	1,634	1,227	33,2	81,8
		200	1,615	1,237	30,6	82,5
		300	1,643	1,273	29,1	84,9

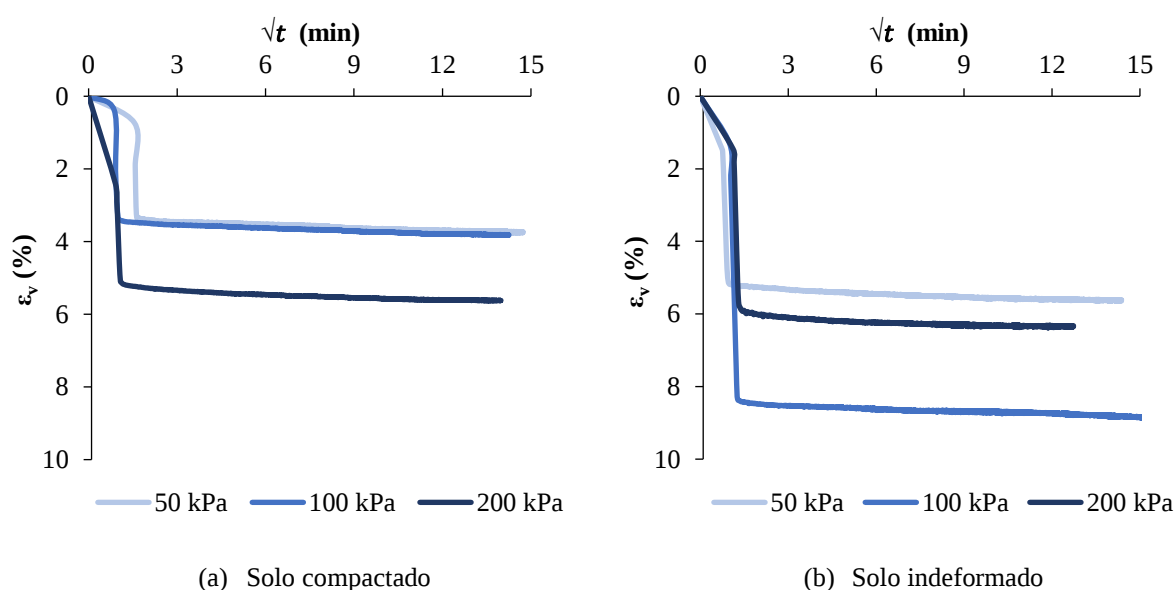


Figura 5.18: Curvas de adensamento dos ensaios de compressão triaxial CD com controle de sucção ($s = 200$ kPa)

Em ambos os ensaios, a maior variação volumétrica ocorreu nos 3 primeiros minutos, da mesma forma como observado para o solo saturado. Contudo, devido à presença de sucção, observa-se uma variação mais brusca nos ensaios com solo não saturado.

Para o solo compactado, as deformações atingidas para as tensões confinantes de 50 e 100 kPa foram praticamente iguais e menores do que as obtidas para a tensão confinante de 200 kPa. Já no solo indeformado, as maiores deformações ocorreram para a tensão confinante de 100 kPa, e não para a de 200 kPa. Isso pode ter ocorrido devido à uma possível heterogeneidade da amostra.

O solo compactado atingiu deformações volumétricas máximas de, aproximadamente, 5%, enquanto o solo indeformado atingiu valores de 8%. Dessa forma, manteve-se a tendência de maiores deformações para o solo indeformado.

Com relação à etapa de cisalhamento, a Figura 5.19 apresenta as curvas tensão-deformação e as deformações volumétricas no cisalhamento. Das curvas tensão-deformação, nota-se que a resistência do solo aumenta com a elevação da tensão confinante, conforme esperado. Comparando-se as duas compacidades, mais uma vez, a resistência do solo compactado superou a do solo indeformado.

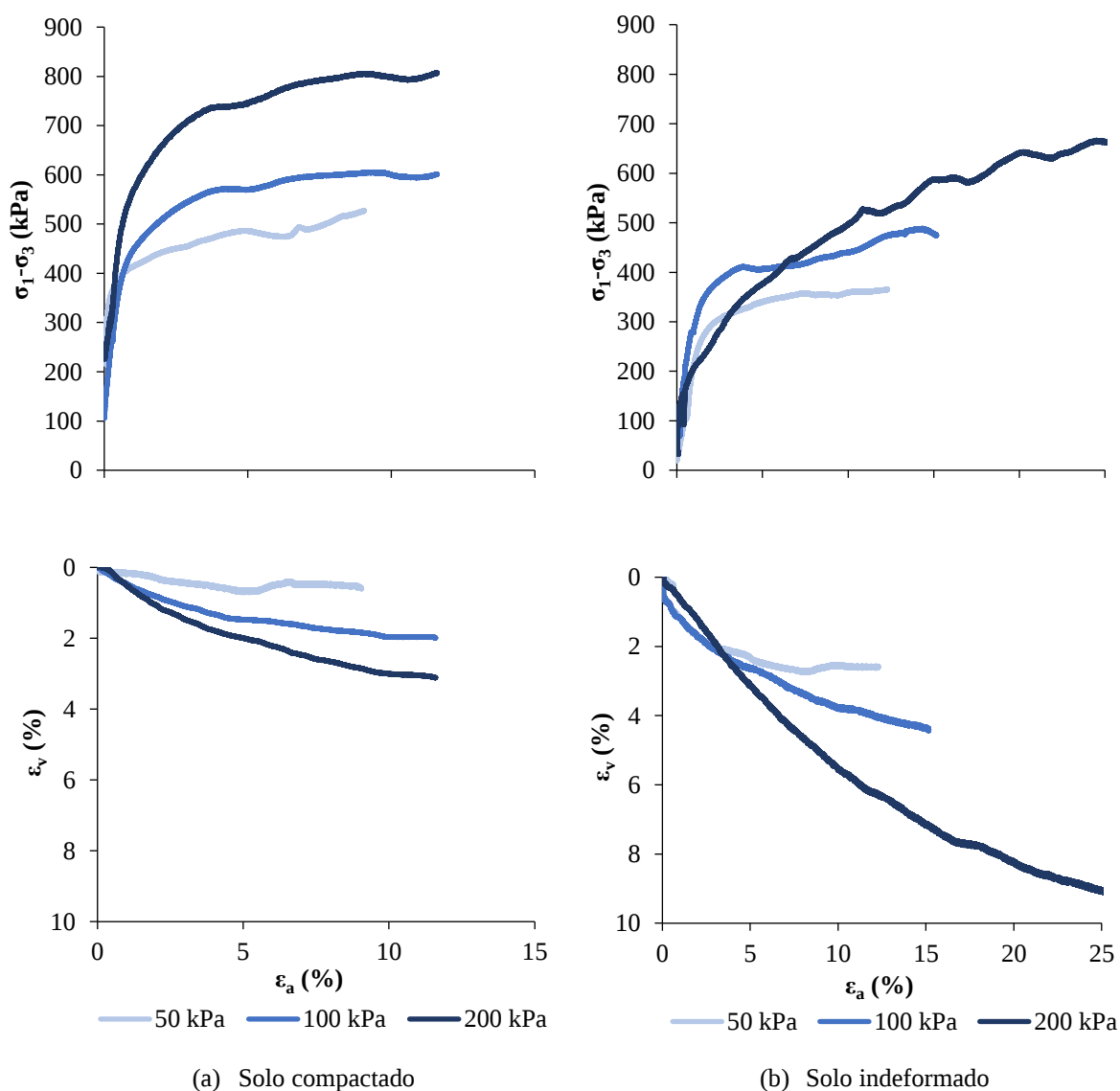


Figura 5.19: Curvas tensão-deformação e deformações volumétricas dos ensaios de compressão triaxial CD com controle de sucção ($s = 200$ kPa)

O solo apresentou ruptura plástica e deformação axial de, aproximadamente, 10% para o solo compactado e 15% para o indeformado. É possível observar um comportamento atípico do solo indeformado com confinante de 200 kPa (Figura 5.19 (b)). A partir da curva tensão-deformação, identifica-se uma tendência de ganho de resistência menos acentuado para baixas deformações axiais. Nesse caso, a resistência máxima foi atingida com uma deformação de cerca de 25%.

Em ambos os corpos de prova, houve a formação de um plano de ruptura evidente e a separação das partes durante o cisalhamento, conforme evidenciado na Figura 5.20.

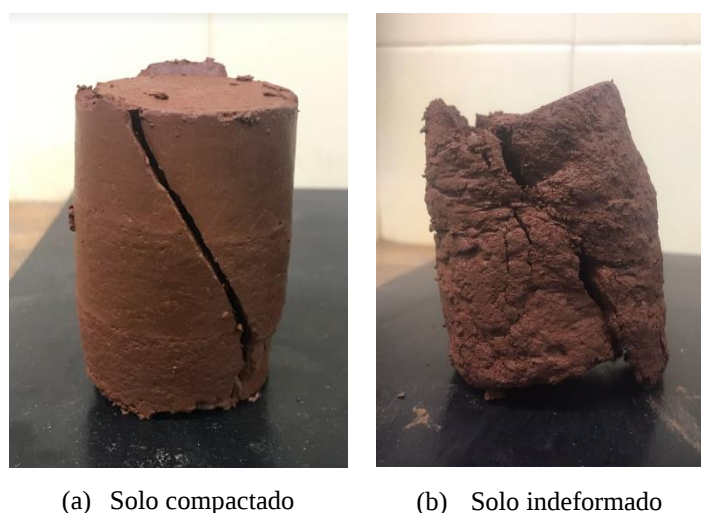


Figura 5.20: Corpos de prova típicos após os ensaios de compressão triaxial com controle de sucção ($s = 200$ kPa)

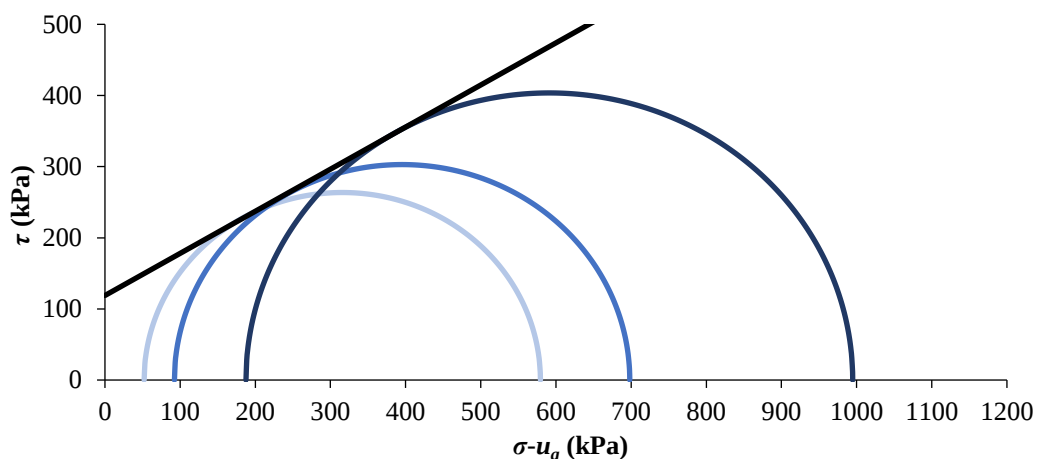
A resistência do solo foi avaliada através da tensão de pico e da condição de estado crítico. Primeiramente, considerou-se como critério de ruptura a máxima tensão desviadora atingida nos ensaios. Os valores de resistência foram utilizados na obtenção dos parâmetros das envoltórias de resistência ao cisalhamento (Tabela 5.11) dos solos compactado e indeformado, representadas na Figura 5.21.

Novamente, comprova-se que a compactação do solo eleva sua resistência ao cisalhamento. Além disso, ao se comparar os valores de resistência obtidos para o solo não saturado com aqueles obtidos para o solo saturado, nota-se que a sucção também é um fator importante para o ganho de resistência.

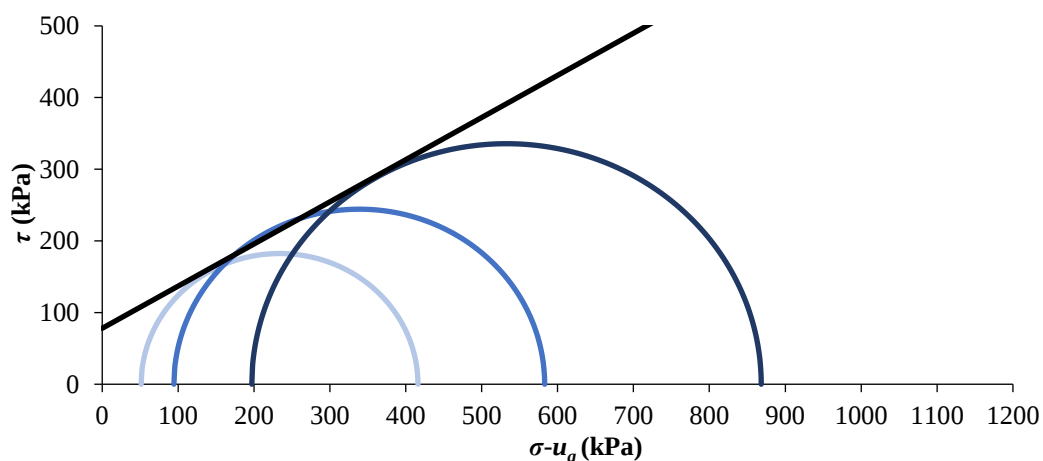
Por fim, ressalta-se que as envoltórias de resistência obtidas para o solo compactado e indeformado possuem ângulo de atrito praticamente igual. A compactação influenciou apenas na parcela de contribuição da coesão à resistência ao cisalhamento.

Tabela 5.11: Parâmetros efetivos de resistência e R^2 dos ensaios de compressão triaxial com controle de sucção ($s = 200$ kPa)

Solo	Tipo	c' (kPa)	ϕ' (°)	R^2
Compactado	CDnsat	118,9	30,6	0,99
Indeformado	CDnsat	78,3	30,4	0,99



(a) Solo compactado



(b) Solo indeformado

Figura 5.21: Envolvórias de resistência dos ensaios de compressão triaxial com controle de sucção ($s = 200$ kPa)

5.5.3 Estado crítico

Na sequência, a resistência ao cisalhamento foi avaliada segundo a condição de estado crítico. A Figura 5.22 apresenta a superfície limite de estado completa segundo a teoria de estado crítico. A interpretação combinada dos resultados dos ensaios de compressão triaxial e edométricos permitiu a definição da superfície de Roscoe, que constitui a projeção

de uma superfície limite de estado, e da superfície de Hvorslev, correspondente aos solos sobreadensados, e que também constitui a projeção de outra superfície limite de estado. A linha traçada pela origem ($\sigma'_3 = 0$) com inclinação 3:1 ($q/p' = 3$) estabelece que o solo não resiste a tensões de tração, ou seja, a tensão principal menor não pode ser menor que zero. A Tabela 5.12 mostra um resumo dos parâmetros de estado crítico para o solo compactado e natural na condição saturada.

Os resultados dos ensaios experimentais demonstram que o solo estudado apresenta elevada resistência ao cisalhamento, porém, comportamento de solo levemente sobreadensado, já que, de forma semelhante aos solos normalmente adensados, apresentou reduções de volume. As amostras fortemente sobreadensadas tendem a apresentar aumentos de volume durante o cisalhamento, o que não aconteceu com o solo estudado.

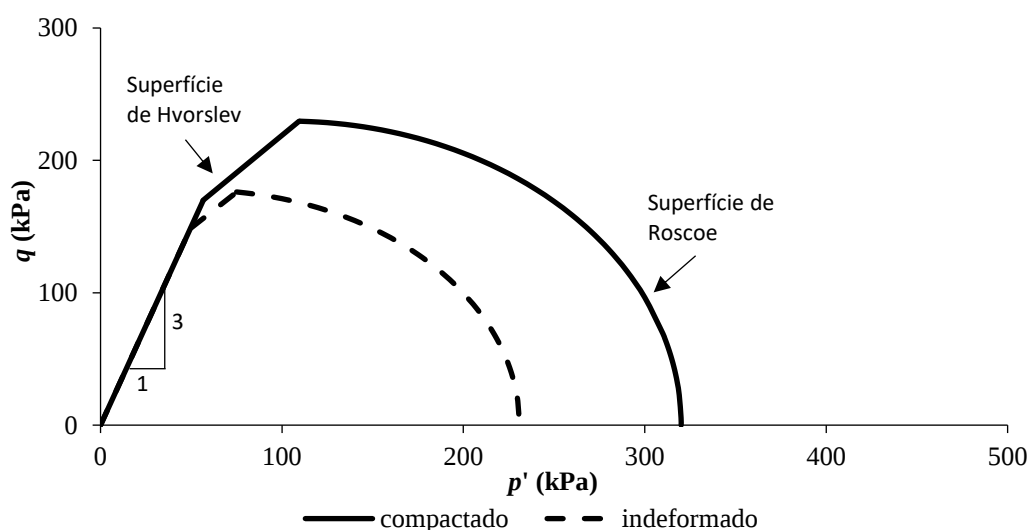


Figura 5.22: Superfície limite de estado (plano p' - q) do solo na condição saturada

Tabela 5.12: Parâmetros de estado crítico do solo na condição saturada

Solo	λ	κ	M	p_o (kPa)
Compactado	0,0987	0,0017	1,06	320
Indeformado	0,1700	0,0065	0,99	231

A interpretação combinada dos resultados dos ensaios de compressão triaxial e edométricos com sucção controlada de 200 kPa permitiu a definição da superfície limite de estado para o solo não saturado, de forma semelhante à apresentada para o solo saturado. A Figura 5.23 apresenta a superfície limite de estado completa segundo a teoria de estado crítico para o solo na condição não saturada. A diferença entre a condição saturada e não

saturada está no fato de que a sucção promove um aumento da tensão de pré-adensamento (p_o) e da resistência ao cisalhamento do solo, o que reflete em um aumento ou expansão da superfície limite de estado em relação à condição saturada, como pode ser visto na Figura 5.23. Por fim, a Tabela 5.13 mostra um resumo dos parâmetros de estado crítico para o solo natural e compactado na condição não saturada ($s = 200$ kPa).

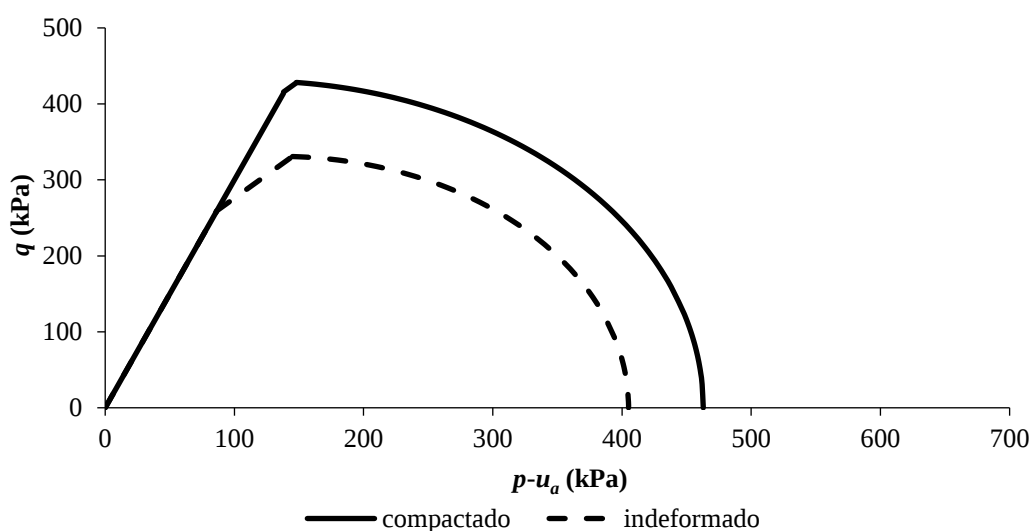


Figura 5.23: Superfície limite de estado (plano $(p-u_a)$ - q) do solo na condição não saturada ($s = 200$ kPa)

Tabela 5.13: Parâmetros de estado crítico do solo na condição não saturada ($s=200$ kPa)

Solo	λ	κ	M	p_o (kPa)
Compactado	0,0939	0,0022	1,23	463
Indeformado	0,1787	0,0048	1,22	405

A Figura 5.24 apresenta um resumo das superfícies limite de estado do solo saturado ($s = 0$ kPa) e não saturado ($s = 200$ kPa), nas condições compactada e indeformada. Os resultados das superfícies de plastificação sobrepostas evidenciam a influência da sucção no comportamento do solo, ampliando o domínio elástico do solo (área abaixo de cada superfície limite de estado ou curva de plastificação), tanto para o solo compactado quanto para o solo natural.

As superfícies representadas na Figura 5.24, as tensões isotrópicas de pré-adensamento (p_o) dos solos (Tabela 5.12 e Tabela 5.13) e o estado de tensão do trecho da barragem analisado demonstram que os solos estão em uma condição onde apenas deformações elásticas são esperadas sob carregamento externo e peso próprio do maciço.

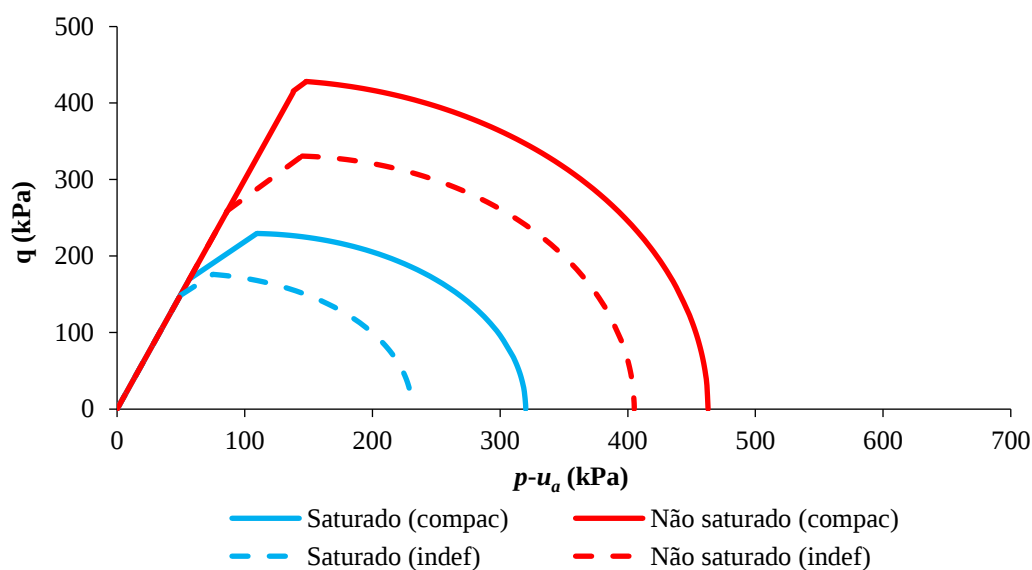


Figura 5.24: Superfícies limite de estado (plano $(p-u_a)$ - q) do solo saturado e não saturado, nas condições compactada e indeformada

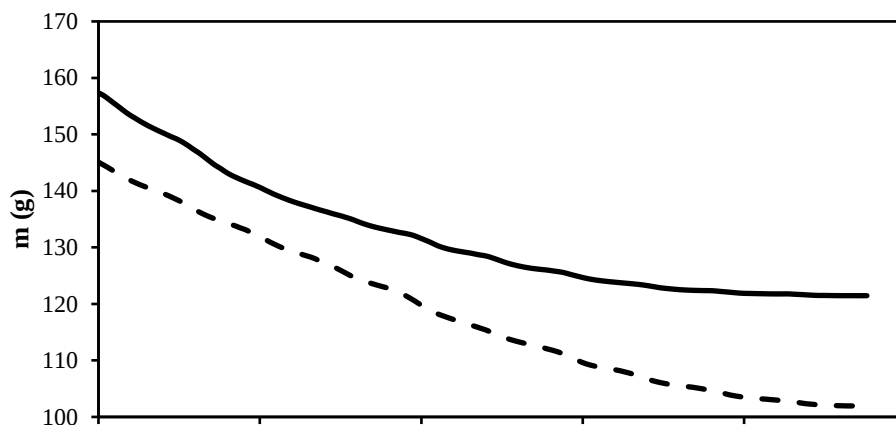
5.6 Retração volumétrica do solo

Para os ensaios de retração volumétrica induzida por secagem sob condições de tensão externa nula foram utilizados dois corpos de prova, um deles compactado e o outro talhado a partir de amostra indeformada. Os índices físicos dos corpos de prova após a moldagem são mostrados na Tabela 5.14.

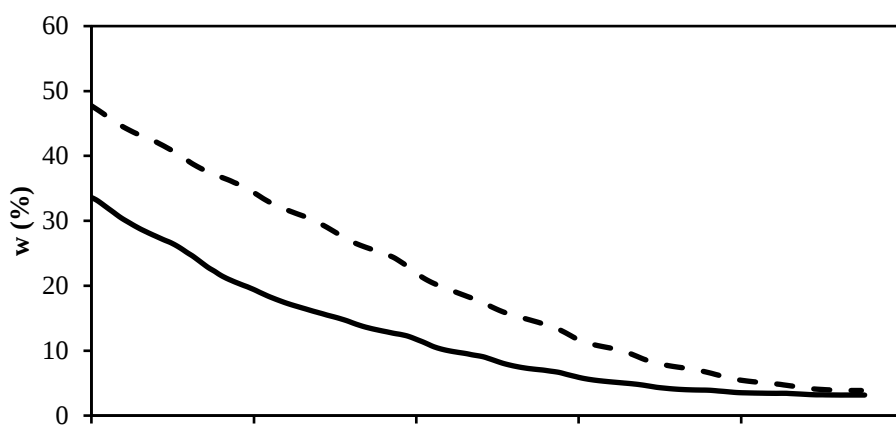
Tabela 5.14: Índices físicos dos corpos de prova para ensaios de retração

Solo	Moldagem				Após ensaio			
	ρ_d (g/cm^3)	w (%)	Sr (%)	e	ρ_d (g/cm^3)	w (%)	Sr (%)	e
Compactado	1,423	26,4	100	0,885	1,591	3,2	12,4	0,691
Indeformado	1,195	29,6	100	1,245	1,220	3,9	8,7	1,170

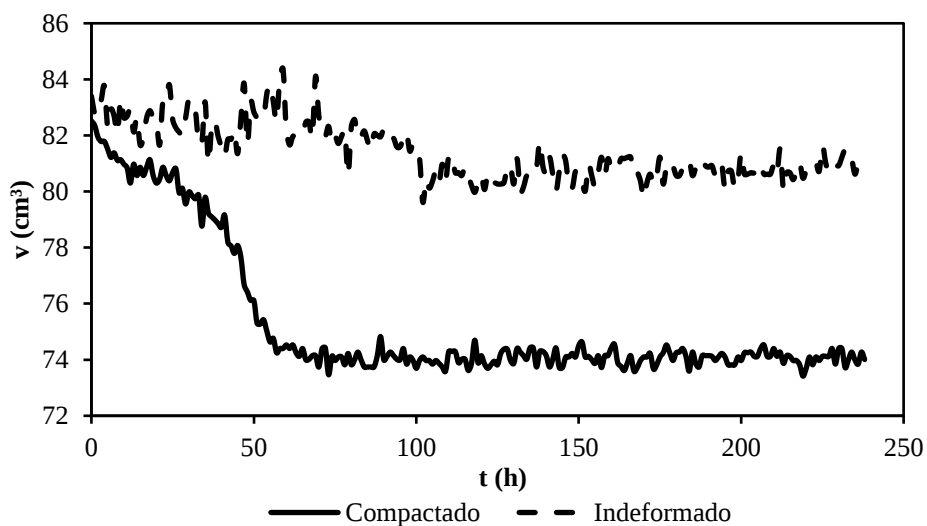
Abaixo, está apresentada a variação da massa total (Figura 5.25 (a)), da umidade gravimétrica (Figura 5.25 (b)) e do volume total (Figura 5.25 (c)) dos corpos de prova ao longo do tempo durante o ensaio.



(a) Variação da massa total dos corpos de prova



(b) Variação da umidade gravimétrica dos corpos de prova



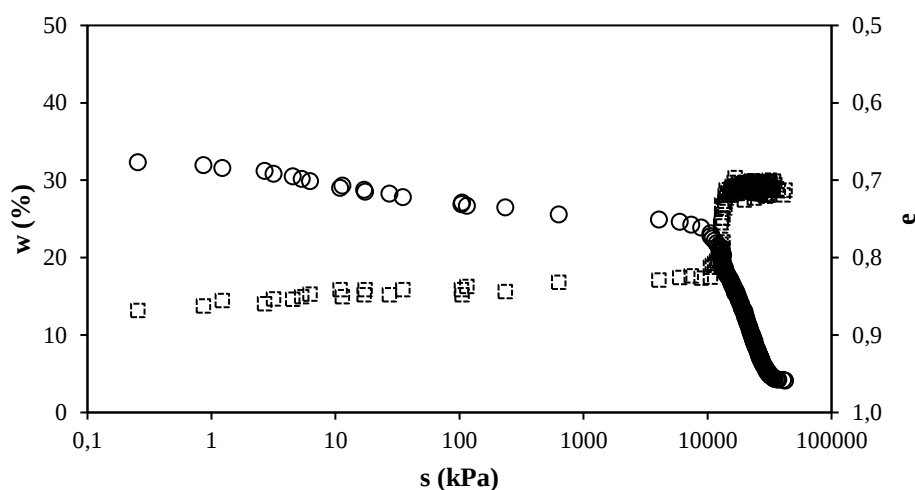
(c) Variação do volume total dos corpos de prova

Figura 5.25: Variação de parâmetros dos corpos de prova ao longo do ensaio de retração volumétrica

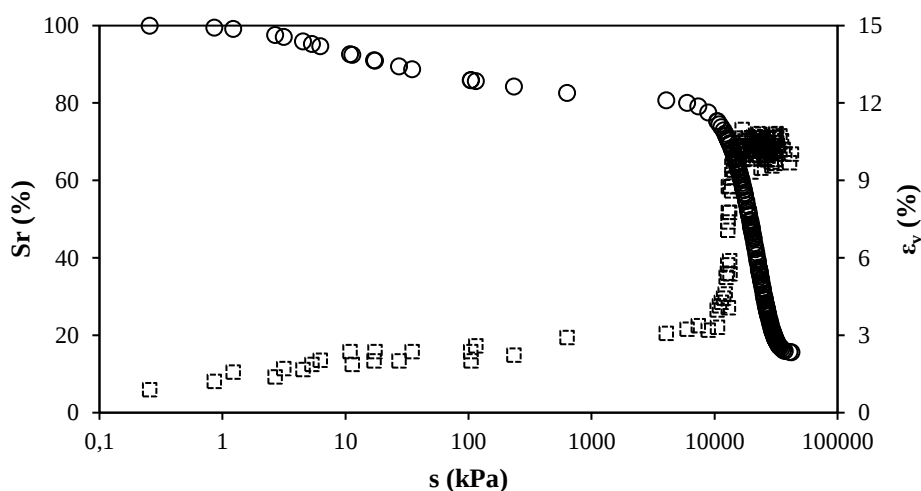
Com relação à massa e à umidade, observa-se uma mesma tendência de queda seguida de estabilização, tanto para o corpo de prova compactado, quanto para o

indeformado. Vale destacar que as assíntotas horizontais podem ser mais facilmente observadas no ensaio com corpo de prova compactado.

Sobre a variação de volume, com base em testes iniciais realizados, esperava-se uma maior variação logo no início do ensaio. Esse comportamento pôde ser observado no corpo de prova compactado, que sofreu grande variação volumétrica durante as primeiras 50 horas de ensaio e depois manteve seu volume praticamente estável. Já no corpo de prova de amostra indeformada, houve uma variação gradual e menos acentuada ao longo das primeiras 100 horas.

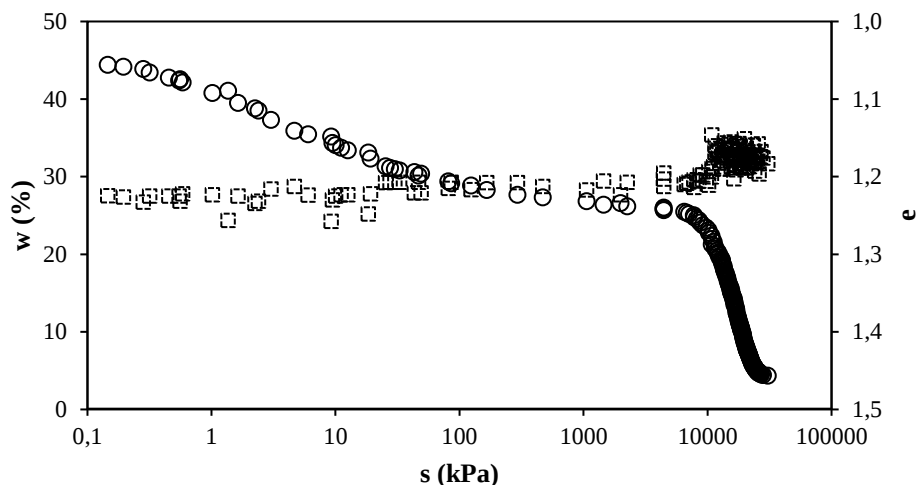


(a) Variação da umidade e do índice de vazios x Sucção do solo

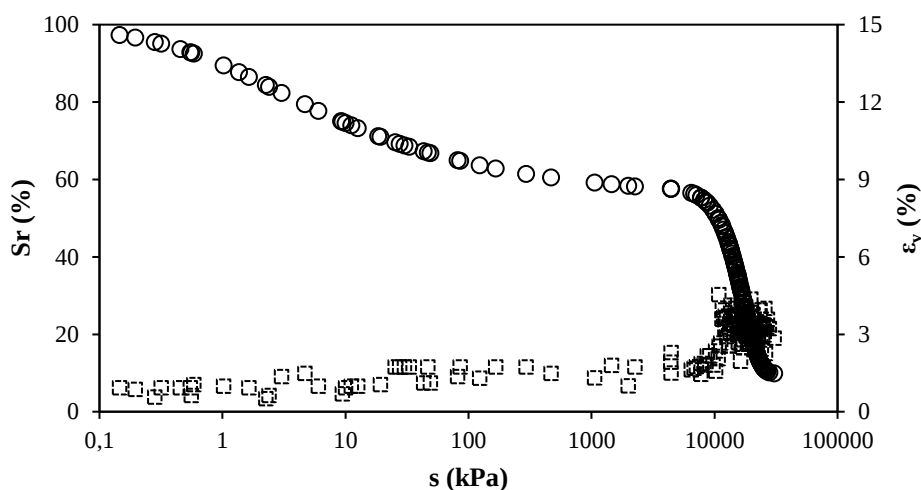


(b) Variação do grau de saturação e deformação volumétrica x Sucção do solo

Figura 5.26: Variação da quantidade de água e variação volumétrica em função da sucção para o solo compactado



(a) Variação da umidade e do índice de vazios x Sucção do solo

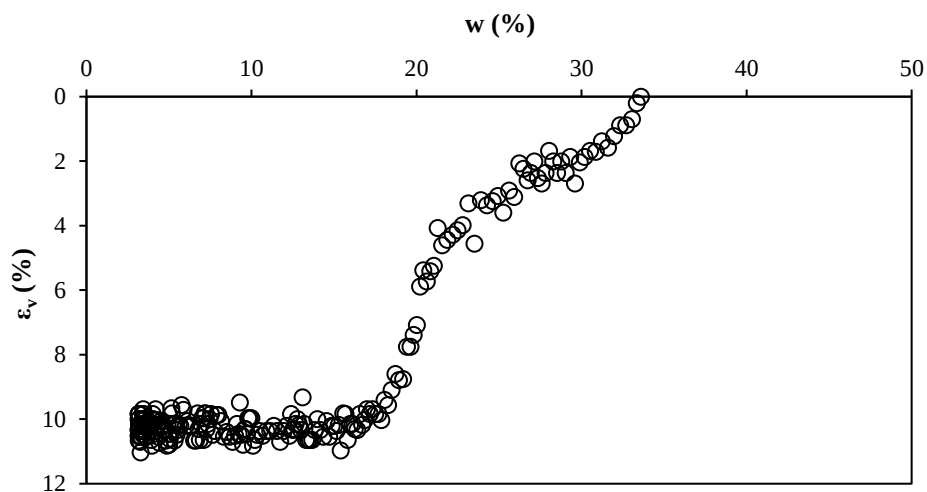


(b) Variação do grau de saturação e deformação volumétrica x Sucção do solo

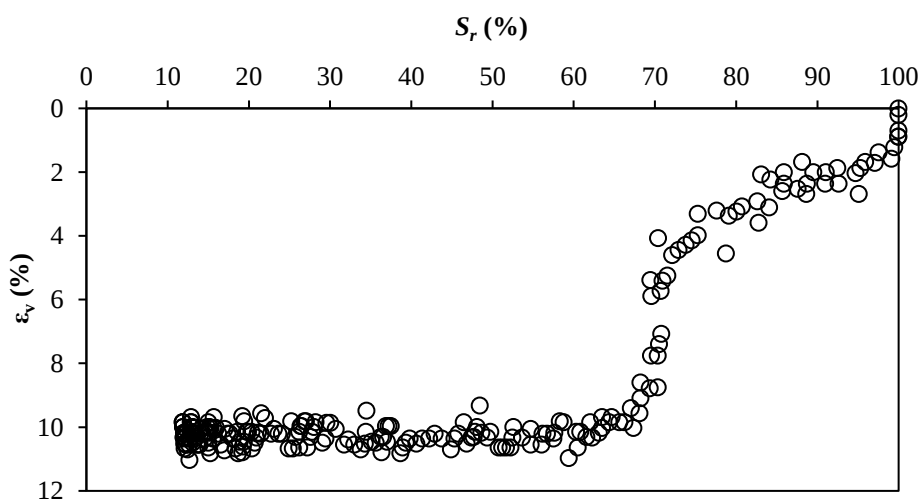
Figura 5.27: Variação da quantidade de água e variação volumétrica em função da sucção para o solo indeformado

As Figura 5.26 (a) e Figura 5.27 (a) apresentam a variação de umidade e do índice de vazios dos corpos de prova de acordo com a sucção. Já a Figura 5.26 (b) e Figura 5.27 (b) mostram a variação do grau de saturação e deformação volumétrica em função da sucção do solo. Fica evidente, tanto no corpo de prova compactado, quanto no corpo de prova indeformado, que a variação volumétrica na retração ocorre de maneira mais acentuada no trecho de dessaturação da curva de retenção de água no solo, ou seja, para sucções a partir de 10 MPa. No entanto, vale destacar que a deformação volumétrica do corpo de prova compactado foi de 3,3% durante uma perda de saturação de apenas 20%, isto é, de $S_r = 100$

para $S_r = 80\%$, no processo de secagem. Isso significa que, mesmo para pequenas mudanças de saturação, deformações volumétricas significativas podem ocorrer.

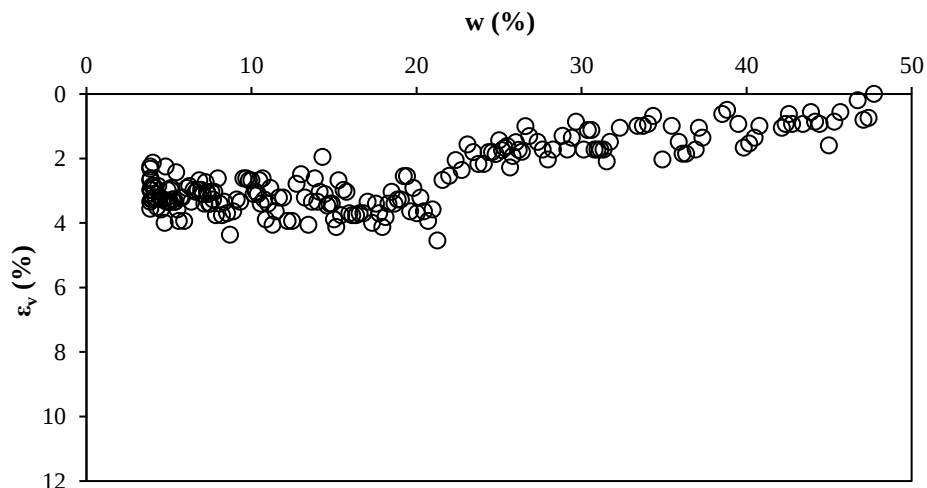


(a) Deformação volumétrica x Umidade do solo

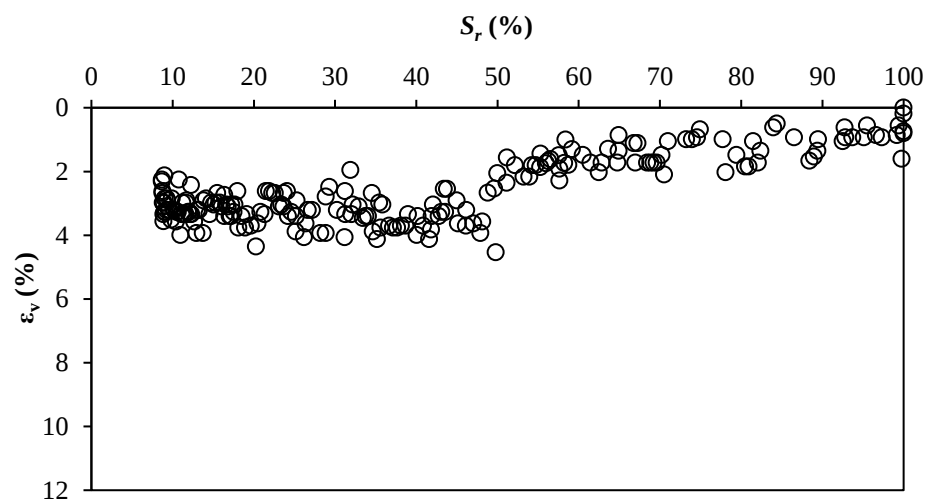


(b) Deformação volumétrica x Grau de saturação do solo

Figura 5.28: Deformação volumétrica em função da umidade e grau de saturação no solo compactado



(a) Deformação volumétrica x Umidade do solo



(b) Deformação volumétrica x Grau de saturação do solo

Figura 5.29: Deformação volumétrica em função da umidade e grau de saturação no solo indeformado

Nas Figura 5.28 e Figura 5.29 são apresentados resultados da deformação volumétrica em função da umidade e do grau de saturação, respectivamente, para o solo compactado e indeformado. O solo compactado experimentou redução de volume total de aproximadamente 10,3%, que corresponde a uma variação de índice de vazios de 0,885 a 0,691. O solo sofre 15% de retração volumétrica antes da entrada de ar na matriz do solo, isto é, em condição saturada e, portanto, 85% após o ponto de entrada de ar, ou seja, em condição não saturada.

O solo natural apresenta tendência de comportamento semelhante ao solo compactado, porém, a deformação por retração volumétrica é apenas da ordem de 3,3%.

Vale destacar que a deformação volumétrica apresentada pelo solo durante a secagem ocorre devido à tensão efetiva ativa (definida por Dong, Lu e Fox, 2020), a qual está relacionada à tensão de sucção ou tensão interpartículas decorrente da condição não saturada pela interação solo-água, ou seja, da água dos poros do solo em equilíbrio com a umidade do ar.

Se nenhuma carga externa for aplicada ao solo sob condição não saturada, como no caso do ensaio realizado, a tensão de sucção é a única tensão efetiva que causa mudanças na rigidez e deformação do solo. No caso de consolidação induzida por secagem, a tensão e a deformação ocorrerão simultaneamente em uma nova condição de tensão de sucção.

De maneira semelhante ao processo de consolidação saturada, no qual a tensão externa é sustentada inicialmente pela água dos poros, seguida pela transição gradual da pressão da água dos poros para o esqueleto deformável do solo, o processo de consolidação induzida por secagem reduz gradualmente o potencial hídrico à medida que a água do solo se difunde com a evaporação.

Os mecanismos de transferência de tensão na consolidação saturada e transferência de energia na consolidação induzida por secagem diferem entre si, mas são semelhantes no processo de difusão de água. O tempo de consolidação induzido por secagem depende do equilíbrio de fases entre a água dos poros e o vapor de água através de processos de evaporação/condensação, que são governados pela difusividade da água do solo e pelas condições ambientais, como no caso dos ensaios realizados, em que os corpos de prova foram deixados secando ao ar.

6 CONCLUSÕES

Nesta dissertação foram realizados ensaios de laboratório para estudo de parâmetros geotécnicos da fundação e do maciço da barragem de terra da margem esquerda de Itaipu. Com base nos resultados obtidos, as seguintes conclusões são apresentadas.

As curvas de retenção de água no solo possuem características típicas de argilas plásticas: alto valor de pressão de entrada de ar e dessaturação atenuada no trecho inicial da curva, demonstrando a alta capacidade de retenção de água. As curvas de retenção apresentam histerese. Comparando-se o comportamento do solo nas condições compactada e indeformada, nota-se que a compactação resulta em uma menor quantidade de água necessária para saturar o solo.

Com relação à permeabilidade, conclui-se que os valores obtidos para o solo compactado são significativamente menores que os obtidos para o solo indeformado e que o aumento do confinamento reduz a condutividade hidráulica e, conseqüentemente, a permeabilidade do solo. Em concordância com as curvas de retenção, verificou-se que a condutividade hidráulica dos solos varia significativamente com a sucção, demonstrando que parte do maciço da barragem pode estar suscetível à grande variabilidade de condutividade hidráulica durante os ciclos de umedecimento e secagem provocados pela variação do nível de água do reservatório da barragem.

O solo estudado apresenta elevada resistência ao cisalhamento, considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, porém, comportamento de solo levemente sobreadensado quando analisado na condição de estado crítico. Ao se comparar os valores de resistência obtidos para o solo não saturado com aqueles obtidos para o solo saturado, nota-se que a sucção é uma variável importante para o ganho de resistência. Ressalta-se ainda que a compactação influenciou apenas na parcela de contribuição da coesão à resistência ao cisalhamento, já que o ângulo de atrito das envoltórias para o solo compactado e indeformado é praticamente igual.

No que se refere aos resultados dos ensaios de retração, o comportamento de deformação por retração volumétrica do solo não saturado causado pela tensão efetiva ativa (tensão de sucção) durante a secagem foi destacado e distinto do comportamento de deformação por consolidação tradicional, em que a tensão efetiva passiva é transferida de cargas externas para o esqueleto de solo saturado.

A deformação por retração volumétrica do solo indeformado foi de 3,3%, enquanto que a deformação volumétrica do solo indeformado por compressão edométrica em condição saturada foi de 13,5% para uma faixa ampla de tensão vertical (até 800 kPa). Contudo, este solo comumente permanece em condição saturada na região estudada. Além disso, o solo indeformado tem históricos geológico e climatológico extensos e histórico antrópico devido à construção da barragem.

No tocante às deformações volumétricas do solo compactado, a parcela de retração foi de 10,3% e a parcela por compressão edométrica na condição saturada foi de 6,6%, apresentando comportamento diferente do solo indeformado, no qual a parcela de deformação por retração foi inferior à parcela por compressão edométrica. Esta constatação implica no fato de que o solo compactado está mais suscetível à variação volumétrica por efeito da variação do nível de água do reservatório do que por carregamentos externos.

Vale destacar que o solo compactado em laboratório não tem os mesmos históricos de tensão e de sucção do solo indeformado, nem o mesmo histórico de sucção do solo compactado no corpo da barragem, que está exposto à sazonalidade e condições de operação da barragem desde 1984. Porém, para todos os efeitos, os resultados apresentados pelo solo compactado nesta dissertação são considerados representativos para previsão de comportamento, análise e prevenção de problemas decorrentes de variações hidrometeorológicas que podem afetar a barragem estudada.

Por fim, cumpre ressaltar que o solo compactado não apresenta comportamento de solo colapsível, que sofre deformações volumétricas com o umedecimento do solo sob carga constante. Ao contrário, o solo compactado mostrou-se sensível à secagem, apresentando deformações por retração volumétrica relevantes.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBRECHT, B. A.; BENSON, C. H. **Effect of desiccation on compacted natural clay.** Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering, v. 127, n. 1, p. 67-75, 2001.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. **A constitutive model for partially saturated soil.** Géotechnique, v. 40, n. 3, p. 405-430, 1990.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. **Special problem soils: general report (section 5).** In: European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Dublin. Proceedings... v. 3, p. 1087-1146, 1987.

BENATTI, J. C. B. *et al.* **Collapsibility study for tropical soil profile using oedometric tests with controlled suction.** In: International Conference on Unsaturated Soils, 5, Barcelona. Proceedings... v. 1, p. 193-198, 2011.

BICALHO, K. V. *et al.* **The use of filter paper method for matric suction measurement of na unsaturated compacted silty sand.** In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6, Salvador. Anais... p. 215-219, 2007.

BIJMAN, A. L. **A low cost 3D laser-line scanner for facial acquisition.** Thesis – Electrical Engineering (BSC) Programme, University of Twente, Enschede, 2017.

BISHOP, A. **The principle of effective stress.** Geotechnique, v. 14, n. 1, p. 64-68, 1959.

BULUT, R.; LYTTON, R. L.; WRAY, W. K. **Soil suction measurements by filter paper**. In: Geo-Institute Shallow Foundation and Soil Properties, Houston. Proceedings... p. 243-261, 2001.

CARVALHO, D. **Barragens: Uma introdução para graduandos**. Apostila da disciplina Barragens – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Campinas, 2011.

CASAGRANDE, A. **Seepage through dams**. Journal of the New England Water Works Association, v. LI, n. 2, p. 131-172, 1937.

CENTRAIS ELÉTRICAS DE SÃO PAULO S.A. (CESP). **Ensaio geotécnicos sobre amostras indeformadas da fundação da barragem de terra – margem esquerda e dos aterros experimentais e sobre amostras deformadas das áreas de empréstimo “Dois Irmãos” e da “Escavação da fundação da barragem de enrocamento” – Usina de Itaipu – Estado do Paraná**. Arquivo interno de Itaipu, SAT 2063.50.0253.P., 1976.

CENTRO DE ESTUDOS AVANÇADOS EM SEGURANÇA DE BARRAGENS (CEASB). **Relatório técnico de coleta de amostras deformadas representativas do maciço compactado – BTME**. Foz do Iguaçu, 2020.

CERATO, A. B.; MILLER, G. A.; HAJJAT, J. A. **Influence of clod-size and structure on wetting-induced volume change of compacted soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, n. 11, p. 1620-1628, 2009.

CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. **Sample disturbance in London Clay**. Geotechnique, v. 42, n. 4, p. 577-585, 1992.

COSTA, W. W. M. L. **Estudo da permeabilidade em solos utilizados em camada de base de aterro sanitário no semiárido paraibano**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Campina Grande, 2019.

COSTA, W. D. **Geologia de barragens**. São Paulo: Oficina de Textos, 521 p., 2012.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto.** São Paulo: Oficina de Textos, 648 p., 1996.

DONG, Y.; LU, N. **Measurement of suction stress characteristic curve under drying and wetting conditions.** Geotechnical Testing Journal, v. 40, n. 1, p. 107–121, 2017.

DONG, Y.; LU, N.; FOX, P. J. **Drying-Induced Consolidation in Soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 146, n. 9, 04020092, 2020.

DUNCAN, J. M., WRIGHT S. G.; BRANDON, T. L. **Soil strength and slope stability.** John Wiley & Sons, 336 p., 2014.

ELETROBRAS (Brasil). **Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas.** Rio de Janeiro, 2003.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. **Measurement of the properties of expansive and collapsible soils, under controlled suction.** In: International Conference on Expansive Soils, 3, Haifa. Proceedings... p. 195-200, 1973.

FARULLA, C. A.; FERRARI, A.; ROMERO, E. **Volume change behaviour of a compacted scaly clay during cyclic suction changes.** Canadian Geotechnical Journal, v. 47, p. 688-703, 2010.

FERNANDES, J. B. **Resistência e deformabilidade de um solo não saturado a partir de ensaios triaxiais.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP), Bauru, 2016.

FERREIRA, S. R. M.; FERREIRA, M. G. V. X. **Mudanças de volume devido à variação do teor de água em um vertissolo no semiárido de Pernambuco.** Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 33, n. 4, p. 779-791, 2009.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral.** Tese

(Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007.

FREDLUND, D. G. **Use of soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics.** In: International Conference on Unsaturated Soils, 3, Recife. Proceedings ... v. 3., p 887-902, 2002.

FREDLUND, D. G. **The scope of unsaturated soil mechanics: An overview.** In: International Conference on Unsaturated Soils, Paris. Proceedings... v. 3., p. 1155-77, 1995.

FREDLUND, D. G.; PHAM, H. Q. **A volume-mass constitutive model for unsaturated soils in terms of two independent stress state variables.** In: International Conference on Unsaturated Soils, 4, Arizona. Proceedings... v. 1., p. 105-136, 2006.

FREDLUND, D. G.; XING, A. **Equations for the soil-water characteristic curve.** Canadian Geotechnical Journal, v. 31, n. 4, p. 521–532, 1994.

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

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. **Predicting the permeability functions for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve.** Canadian Geotechnical Journal, v. 31, n. 4, p. 533–546, 1994.

FREDLUND, D. G.; MORGERSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. **The shear strength of unsaturated soils.** Canadian Geotechnical Journal, v. 15, n. 3, p. 313-321, 1978.

GAIOTO, N. **Introdução ao projeto de barragens de terra e de enrocamento.** São Carlos: Edusp, 126 p., 2003.

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

GOMES, I. F. **Implementação em elementos finitos das equações de pressão e saturação para simulação de fluxo bifásico em reservatórios de petróleo deformáveis.** Tese (Doutorado) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Recife, 2009.

GOMES, J. E. S. **Estudo sobre os fatores que influenciam a acurácia do método do papel filtro.** Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 2007.

HAJJAT, J. *et al.* **Effects of drying and soil-base interface on the behavior of an expansive soil mixture.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 38, n. 5, p. 4637-4649, 2020.

HILF, J. W. **An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils.** PhD. Thesis – Department of Civil Engineering, University of Colorado, Denver, 1956.

HILLEL, D. **Soil Water – Physical principles and processes.** New York: Academic Press, 413 p., 1971.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. **Strain rates for unsaturated soil shear strength testing.** In: Southeast Asian Geotechnical Conference, 7, Hong Kong. Proceedings ... p.787-803, 1982.

IBAÑEZ, J. P. **Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 2003.

INTERNATIONAL ENGINEERING COMPANY (IECO) & ENERCONSULT ENGENHARIA LTDA (ELC). **Relatório do histórico de desempenho das estruturas e suas fundações.** Arquivo interno de Itaipu, SAT 4006.50.0024.P., 1995.

INTERNATIONAL ENGINEERING COMPANY (IECO) & ENERCONSULT ENGENHARIA LTDA (ELC). **Aprovechamiento hidroelectrico de Itaipu - Presa de tierra de la margen izquierda - Informe geotecnico final - Sintesis de los parametros**

geotécnicos y análisis de estabilidad del macizo. Arquivo interno de Itaipu, SAT 4280.50.8007.E., 1992.

INTERNATIONAL ENGINEERING COMPANY (IECO) & ENERCONSULT ENGENHARIA LTDA (ELC). **Barragem de terra e de transição - M.E. - Maciço de argila plástica - Relatório final.** Arquivo interno de Itaipu, SAT 2061.50.1757.P., 1982.

INTERNATIONAL ENGINEERING COMPANY (IECO) & ENERCONSULT ENGENHARIA LTDA (ELC). **Aprovechamiento hidroeléctrico de Itaipu – Presa de tierra margen izquierda y transición con la presa de enrocado – Informe final del proyecto.** Arquivo interno de Itaipu, SAT 4280.50.8003-E-R0, 1977.

ITAIPU BINACIONAL. **Itaipu – Usina Hidrelétrica – Aspectos de engenharia.** Foz do Iguaçu, 2009.

ITAIPU BINACIONAL. **Presa de Tierra Margen Izquierda.** Arquivo interno de Itaipu, SAT 1972-DDF-19510-E-R0, 2006.

JOSA, A.; ALONSO, E. E.; LLORET, A.; GENS, A. **Stress-strain behavior of partially saturated soil.** In: European Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, 9, Dublin. Proceedings... p. 561-564, 1987.

KÜHN, V. O. **Resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado considerando altas sucções.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás (UFG), Goiânia, 2014.

LEONG, E. C.; HE, L.; RAHARDJO, H. **Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements.** Geotechnical Testing Journal, v. 25, n. 3, p. 321-332, 2002.

LEROUÉIL, S.; HIGHT, D. W. **Behaviour and properties of natural soils and soft rocks.** In: Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. p. 29-254, 2002.

LI, L.; ZHANG, X.; LI, P. **Evaluating a new method for simultaneous measurement of soil water retention and shrinkage curves.** Acta Geotechnica, v. 14, p. 1021-1035, 2019.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo.** Piracicaba: Edusp. 352 p., 1995.

LODI, P. C. **Aplicação do modelo Cam Clay Modificado a um solo arenoso.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1998.

LU, N.; W. J. LIKOS. **Suction stress characteristic curve for unsaturated soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental. Engineering, v. 132, n. 2, p. 131–142, 2006.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated soil mechanics.** New York: Wiley, 556 p., 2004.

MACHADO, S. L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1995.

MARANGON, M. **Capítulo 3: Compressibilidade e Adensamento do Solo.** Apostila da disciplina Mecânica dos Solos II – Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), Juiz de Fora, 2018.

MARANGON, M. **Capítulo 5: Barragens de Terra e Enrocamento.** Apostila da disciplina Geotecnia de Fundações e Obras de Terra – Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), Juiz de Fora, 2004.

MARINHO, F. A. M. **Medição da sucção em solos.** In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 3, Rio de Janeiro. Anais... v. 2., p. 373-398, 1997.

MATEO, J.; VANAPALLI, S. K.; WARITH, M. **A methodology for evaluation of the performance of soil liners using the mechanics of saturated and unsaturated soils.** In: Canadian Geotechnical Conference, 62, Canada. Proceedings... p. 1149-1156, 2009.

MITAL, G. *et al.* **Application of laser profilometry to evaluation of the surface of the workpiece machined by abrasive waterjet technology.** Applied Science, v. 9, n. 10: 2134, 2019.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behaviour.** John Wiley & Sons, 592 p., 2005.

MISHRA, P. N.; SCHEUERMANN, A.; BHUYAN, M. H. **A unified approach for establishing soil water retention and volume change behaviour of soft soils.** Geotechnical Testing Journal, v. 44, n. 5, p. 1-21, 2021.

NASCIMENTO, P. dos S. **Análise do uso da curva de retenção de água no solo determinada por diferentes métodos e planilha para manejo da irrigação.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Ciências Agrárias, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB), Cruz das Almas, 2009.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado.** Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 2004.

PINYOL, N. M.; ALONSO, E. E. **Design, construction, monitoring and modelling of Albagés Earth Dam: a case history.** International Journal of Civil Engineering, v. 17, p. 501-513, 2018.

RODRIGUES, R. L. **Comportamento da Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu durante período de operação.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 2017.

RODRIGUES, R.A. **Capítulo 7: Compressibilidade e Adensamento.** Apostila da disciplina Mecânica dos Solos – Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP), Bauru, 2016.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençól freático**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2007.

SILVA, L. **Retração do solo e relação com as propriedades físico-hídricas de latossolos e nitossolos do sul do Brasil**. Tese (Doutorado) – Curso de Pós Graduação em Ciência do Solo, Universidade do Estado de Santa Catarina (UDESC), Lages, 2019.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: Wiley, 510 p., 1943.

THÁ, P. C. **Estudo das condições de fluxo pela Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 2007.

TIAN, Q. *et al.* **An experimental evaluation method for the performance of a laser line scanning system with multiple sensors**. Optics and Lasers in Engineering, v. 52, p. 241-249, 2014.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERING. **Instrumentation of embankment dams and levees**. Engineer Manual, 1995.

VAN GENUCHTEN, M. T. **A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Science Society of America Journal, v. 44, p. 892-898, 1980.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. **The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till**. Géotechnique, v. 49, n. 2, p. 143-159, 1999.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil. v. 2, 509 p., 1978.

VILAR, O. M. **Fundamentos da Mecânica dos Solos Não Saturados**. São Carlos, 620 p., 2021.

VILAR, O. M. **Mecânica dos Solos, vol. 1 e 2.** Apostila da disciplina Mecânica dos Solos – Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2003.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. **Collapse behavior of a soil in a brazilian region affected by a rising water table.** Canadian Geotechnical Journal, v. 48, n. 2, p.226-233, 2011.

VIVIAN, J. B. **Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2008.

ZANON, T. V. B. **Avaliação da contaminação de um solo laterítico por lixiviado de aterro sanitário através de ensaios de laboratório e análise de dados de campo.** Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 2014.

8 ANEXOS

Anexo I – Índices físicos dos corpos de prova compactados para ensaios de retenção de água no solo

Anexo II – Índices físicos dos corpos de prova de amostra indeformada para ensaios de retenção de água no solo

Anexo III – Condutividade hidráulica dos corpos de prova compactados de acordo com a tensão confinante

Anexo IV – Condutividade hidráulica dos corpos de prova de amostra indeformada de acordo com a tensão confinante

Anexo I – Índices físicos dos corpos de prova compactados para ensaios de retenção de água no solo

Tipo	Ensaio	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	e
PF-S	1	1,8562	1,4706	26,22	0,8244
	2	1,8566	1,4709	26,22	0,8241
	3	1,8573	1,4715	26,22	0,8233
	4	1,8561	1,4705	26,22	0,8245
	5	1,8575	1,4716	26,22	0,8232
	6	1,8564	1,4680	26,46	0,8277
	7	1,8580	1,4692	26,46	0,8261
	8	1,8572	1,4686	26,46	0,8269
	9	1,8573	1,4686	26,46	0,8269
	10	1,9740	1,5609	26,46	0,7188
	11	1,8575	1,4688	26,46	0,8266
	12	1,8537	1,4719	25,94	0,8229
	13	1,8585	1,4757	25,94	0,8181
	14	1,8574	1,4748	25,94	0,8192
	15	1,8573	1,4748	25,94	0,8193
	16	1,8593	1,4763	25,94	0,8173
	17	1,8586	1,4713	26,33	0,8236
	18	1,8588	1,4714	26,33	0,8235
	19	1,8598	1,4722	26,33	0,8225
	20	1,8585	1,4711	26,33	0,8238
	21	1,8588	1,4714	26,33	0,8235
	22	1,8562	1,4706	26,22	0,8244
PF-U	1	1,8566	1,4673	26,53	0,8286
	2	1,8582	1,4685	26,53	0,8270
	3	1,8587	1,4678	26,64	0,8279
	4	1,8572	1,4665	26,64	0,8295
	5	1,8533	1,4635	26,64	0,8332
	6	1,8581	1,4673	26,64	0,8286
	7	1,8583	1,4674	26,64	0,8284
	8	1,8492	1,4641	26,30	0,8325

	9	1,8592	1,4720	26,30	0,8226
	10	1,8512	1,4657	26,30	0,8305
	11	1,8605	1,4731	26,30	0,8213
	12	1,8611	1,4736	26,30	0,8207
	13	1,8610	1,4737	26,28	0,8206
	14	1,8607	1,4735	26,28	0,8209
	15	1,8597	1,4727	26,28	0,8218
	16	1,8601	1,4730	26,28	0,8215
	17	1,8606	1,4734	26,28	0,8210
	18	1,8545	1,4762	25,63	0,8175
	19	1,8575	1,4785	25,63	0,8146
	20	1,8577	1,4787	25,63	0,8144
	21	1,8576	1,4786	25,63	0,8145
	22	1,8566	1,4673	26,53	0,8286
PS	1	1,8535	1,4649	26,53	0,8316
	2	1,8943	1,4971	26,53	0,7922

Anexo II – Índices físicos dos corpos de prova de amostra indeformada para ensaios de retenção de água no solo

Tipo	Ensaio	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	e
PF-S	1	1,8102	1,3861	30,60	0,9357
	2	1,7713	1,3462	31,58	0,9930
	3	1,8124	1,3932	30,09	0,9258
	4	1,7420	1,3453	29,49	0,9944
	5	1,9038	1,4779	28,83	0,8155
	6	1,7398	1,3154	32,26	1,0397
	7	1,7624	1,3450	31,04	0,9948
	8	1,7464	1,3353	30,78	1,0093
	9	1,7117	1,2807	33,66	1,0950
	10	1,7303	1,2972	33,38	1,0683
	11	1,7924	1,3626	31,54	0,9690
	12	1,5995	1,2140	31,75	1,2101
	13	1,6883	1,2885	31,03	1,0823
	14	1,7162	1,3311	28,93	1,0156
	15	1,6799	1,2978	29,45	1,0674
PF-U	1	1,7469	1,3264	31,70	1,0227
	2	1,8035	1,3776	30,92	0,9475
	3	1,7900	1,3604	31,58	0,9722
	4	1,7150	1,3051	31,41	1,0558
	5	1,8978	1,4801	28,22	0,8127
	6	1,8528	1,4122	31,20	0,8999
	7	1,7370	1,3233	31,26	1,0276
	8	1,7532	1,3431	30,53	0,9976
	9	1,7604	1,3399	31,38	1,0024
	10	1,6967	1,2918	31,35	1,0770
	11	1,6583	1,2625	31,35	1,1251
	12	1,8437	1,4308	28,86	0,8752
	13	1,8463	1,4360	28,57	0,8684
	14	1,7881	1,3869	28,92	0,9345
	15	1,8267	1,4171	28,90	0,8933

PS	1	1,8793	1,4450	30,06	0,8568
	2	1,7614	1,3496	30,52	0,9880

Anexo III – Condutividade hidráulica dos corpos de prova compactados de acordo com a tensão confinante

Determinação	Condutividade hidráulica (m/s)				
	0 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
1	4,21E-09	8,54E-10	3,98E-10	2,71E-10	2,19E-10
2	3,89E-09	8,54E-10	3,83E-10	3,05E-10	2,11E-10
3	3,85E-09	7,82E-10	3,89E-10	2,85E-10	1,93E-10
4	3,74E-09	8,11E-10	3,76E-10	3,05E-10	2,12E-10
5	3,68E-09	7,87E-10	3,93E-10	2,61E-10	2,11E-10
6	3,55E-09	8,71E-10	3,93E-10	3,30E-10	1,93E-10
7	3,52E-09	8,71E-10	3,84E-10	3,16E-10	2,57E-10
8	3,28E-09	8,63E-10	3,85E-10	3,05E-10	1,93E-10
9	3,33E-09	8,40E-10	4,05E-10	3,14E-10	2,32E-10
10	3,33E-09	8,21E-10	3,98E-10	2,71E-10	2,25E-10
11	3,21E-09	8,45E-10			2,21E-10
12	3,09E-09	8,48E-10			2,17E-10
13	3,05E-09	8,32E-10			2,14E-10
14	3,01E-09	8,18E-10			2,12E-10
15	3,05E-09	8,05E-10			2,11E-10
16		8,01E-10			2,09E-10
17					2,34E-10
18					2,17E-10
19					2,28E-10
20					2,24E-10
21					2,22E-10
22					2,20E-10
23					2,19E-10
24					2,17E-10
25					2,16E-10
26					2,15E-10

Anexo IV – Condutividade hidráulica dos corpos de prova de amostra indeformada de acordo com a tensão confinante

Determinação	Condutividade hidráulica (m/s)				
	0 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
1	1,67E-05	1,22E-05	7,42E-06	2,48E-06	2,07E-07
2	1,60E-05	1,18E-05	7,82E-06	2,48E-06	2,05E-07
3	1,54E-05	1,15E-05	7,69E-06	2,48E-06	2,04E-07
4	1,50E-05	1,12E-05	7,51E-06	2,46E-06	2,01E-07
5	1,46E-05	1,11E-05	7,34E-06	2,41E-06	1,99E-07
6	1,44E-05	1,10E-05	7,19E-06	2,36E-06	1,97E-07
7	1,42E-05	1,10E-05	7,10E-06	2,33E-06	1,94E-07
8	1,40E-05	1,09E-05	7,04E-06	2,29E-06	1,92E-07
9	1,38E-05	1,10E-05	7,01E-06	2,25E-06	1,91E-07
10	1,36E-05	1,10E-05	6,95E-06	2,22E-06	1,90E-07
11	1,35E-05	1,10E-05	6,92E-06	2,19E-06	1,87E-07
12	1,33E-05	1,10E-05	6,91E-06	2,16E-06	1,86E-07
13	1,30E-05	1,11E-05	6,91E-06	2,14E-06	1,84E-07
14	1,28E-05	1,11E-05	6,92E-06	2,12E-06	1,84E-07
15	1,28E-05	1,21E-05	6,93E-06	2,09E-06	1,76E-07
16	1,28E-05	1,26E-05	6,95E-06	2,08E-06	1,59E-07
17	1,27E-05	1,27E-05	6,96E-06	2,06E-06	1,65E-07
18	1,28E-05	1,27E-05	6,97E-06	2,04E-06	1,59E-07
19	1,28E-05	1,27E-05	6,97E-06	2,03E-06	1,55E-07
20	1,51E-05	1,27E-05	6,98E-06	2,02E-06	1,59E-07
21	1,55E-05	1,26E-05	8,56E-06	2,00E-06	1,56E-07
22	1,52E-05	1,26E-05	8,91E-06	1,99E-06	1,54E-07
23	1,49E-05	1,26E-05	8,91E-06	1,98E-06	1,55E-07
24	1,47E-05	1,25E-05	8,91E-06	1,97E-06	1,54E-07
25	1,45E-05	1,25E-05	8,91E-06	1,96E-06	1,54E-07
26	1,16E-05	1,24E-05	8,91E-06	1,96E-06	1,53E-07
27	1,27E-05	1,22E-05	8,87E-06	1,95E-06	1,52E-07
28	1,29E-05	1,17E-05	8,83E-06	1,94E-06	1,51E-07

29	1,29E-05	1,18E-05	8,78E-06	1,94E-06	1,52E-07
30	1,30E-05	1,16E-05	8,74E-06	1,93E-06	1,51E-07
31	1,31E-05	1,14E-05	8,69E-06	1,92E-06	1,50E-07
32	1,32E-05	1,12E-05	8,65E-06	1,92E-06	1,50E-07
33	1,32E-05	1,11E-05	8,61E-06	1,92E-06	1,50E-07
34	1,32E-05	1,11E-05	8,56E-06	1,91E-06	1,49E-07
35	1,32E-05	1,10E-05	8,51E-06	1,91E-06	1,49E-07
36	1,45E-05	1,10E-05	8,43E-06	1,90E-06	1,48E-07
37	1,47E-05	1,10E-05	8,31E-06	1,90E-06	1,48E-07
38	1,45E-05	1,11E-05	8,16E-06	1,89E-06	1,48E-07
39	1,44E-05	1,11E-05	7,96E-06	1,89E-06	1,48E-07
40	1,43E-05	1,11E-05	7,88E-06	1,89E-06	1,47E-07
41	1,42E-05	1,11E-05	7,92E-06	1,89E-06	1,46E-07
42	1,41E-05	1,37E-05	7,67E-06	1,88E-06	1,46E-07
43	1,40E-05	1,33E-05	7,44E-06	1,88E-06	1,45E-07
44	1,40E-05	1,31E-05	7,24E-06	1,88E-06	1,45E-07
45	1,39E-05	1,30E-05	7,04E-06	1,88E-06	1,45E-07
46	1,38E-05	1,30E-05	6,88E-06	1,88E-06	1,44E-07
47	1,37E-05	1,29E-05	6,75E-06	1,88E-06	1,44E-07
48	1,34E-05	1,28E-05	6,66E-06	1,88E-06	1,44E-07
49	1,13E-05	1,28E-05	6,60E-06	1,88E-06	1,44E-07
50	1,23E-05	1,27E-05	6,55E-06	1,88E-06	1,43E-07
51	1,23E-05	1,27E-05	6,51E-06	1,88E-06	1,43E-07
52	1,24E-05	1,26E-05	6,47E-06	1,88E-06	1,43E-07
53	1,24E-05	1,25E-05	6,45E-06	1,88E-06	1,43E-07
54	1,25E-05	9,89E-06	6,43E-06	1,88E-06	1,43E-07
55	1,25E-05	1,05E-05	6,43E-06	1,88E-06	1,42E-07
56	1,26E-05	1,04E-05	6,44E-06	1,88E-06	1,42E-07
57	1,27E-05	1,02E-05	6,44E-06	1,88E-06	1,42E-07
58	1,28E-05	1,00E-05	6,44E-06	1,88E-06	1,42E-07
59	1,28E-05	9,98E-06	6,44E-06	1,88E-06	1,42E-07
60	1,28E-05	9,93E-06	6,44E-06	1,88E-06	1,42E-07
61	1,29E-05	9,89E-06	6,44E-06	1,88E-06	1,42E-07
62	1,47E-05	9,88E-06	6,44E-06	1,88E-06	1,42E-07

63	1,47E-05	9,92E-06	6,43E-06	1,88E-06	1,42E-07
64	1,45E-05	9,96E-06	6,42E-06	1,88E-06	1,41E-07
65	1,43E-05	9,98E-06	9,00E-06	1,88E-06	1,41E-07
66	1,43E-05	9,99E-06	8,87E-06	1,88E-06	1,41E-07
67	1,41E-05	1,00E-05	8,68E-06	1,88E-06	1,41E-07
68	1,40E-05	1,00E-05	8,55E-06	1,88E-06	1,41E-07
69	1,40E-05	9,98E-06	8,45E-06	1,88E-06	1,41E-07
70	1,39E-05	1,28E-05	8,40E-06	1,88E-06	1,40E-07
71	1,38E-05	1,26E-05	8,36E-06	1,88E-06	1,40E-07
72	1,38E-05	1,25E-05	8,30E-06	1,88E-06	1,40E-07
73	1,36E-05	1,24E-05	8,24E-06	1,88E-06	1,40E-07
74	1,29E-05	1,24E-05	8,18E-06	1,88E-06	1,40E-07
75		1,23E-05	8,12E-06	1,88E-06	1,40E-07
76		1,22E-05	8,09E-06	1,88E-06	1,40E-07
77		1,21E-05	8,04E-06	1,88E-06	1,40E-07
78		1,21E-05	7,99E-06	1,88E-06	1,40E-07
79		1,20E-05	7,95E-06	1,88E-06	1,40E-07
80		1,19E-05	7,90E-06	2,50E-06	1,39E-07
81		1,18E-05	7,86E-06	2,52E-06	1,39E-07
82		1,17E-05	7,79E-06	2,48E-06	1,39E-07
83		1,14E-05	7,72E-06	2,46E-06	1,39E-07
84			7,60E-06	2,43E-06	1,39E-07
85			7,21E-06	2,41E-06	1,39E-07
86			7,49E-06	2,40E-06	1,39E-07
87			7,33E-06	2,39E-06	1,39E-07
88			7,16E-06	2,38E-06	1,39E-07
89			7,01E-06	2,37E-06	1,39E-07
90			6,84E-06	2,36E-06	1,39E-07
91			6,72E-06	2,35E-06	1,39E-07
92			6,63E-06	2,34E-06	1,39E-07
93			6,57E-06	2,33E-06	1,38E-07
94			6,55E-06	2,32E-06	1,39E-07
95			6,50E-06	2,31E-06	1,39E-07
96			6,47E-06	2,29E-06	1,38E-07

97	6,44E-06	2,29E-06	1,38E-07
98	6,44E-06	2,27E-06	1,38E-07
99	6,44E-06	2,27E-06	1,38E-07
100	6,45E-06	2,26E-06	1,38E-07
101	6,45E-06	2,25E-06	1,38E-07
102	6,47E-06	2,24E-06	1,38E-07
103	6,47E-06	2,23E-06	1,38E-07
104	6,48E-06	2,21E-06	1,38E-07
105	6,48E-06	2,20E-06	1,38E-07
106	6,48E-06	2,18E-06	1,38E-07
107	6,48E-06	2,16E-06	1,38E-07
108	6,48E-06	2,09E-06	1,38E-07
109		2,37E-06	1,38E-07
110		2,32E-06	1,38E-07
111		2,25E-06	1,38E-07
112		2,18E-06	1,38E-07
113		2,11E-06	1,38E-07
114		2,05E-06	1,38E-07
115		2,00E-06	1,38E-07
116		1,95E-06	1,38E-07
117		1,91E-06	1,38E-07
118		1,88E-06	1,38E-07
119		1,85E-06	1,38E-07
120		1,83E-06	1,38E-07
121		1,80E-06	1,38E-07
122		1,79E-06	1,38E-07
123		1,77E-06	1,37E-07
124		1,76E-06	1,37E-07
125		1,75E-06	1,37E-07
126		1,74E-06	1,38E-07
127		1,73E-06	1,99E-07
128		1,72E-06	2,02E-07
129		1,71E-06	2,00E-07

130	1,71E-06	2,02E-07
131	1,71E-06	1,98E-07
132	1,70E-06	1,98E-07
133	1,70E-06	1,97E-07
134	1,70E-06	1,97E-07
135	1,70E-06	1,95E-07
136	1,70E-06	1,96E-07
137	1,69E-06	1,95E-07
138	1,69E-06	1,94E-07
139	1,69E-06	1,93E-07
140	1,69E-06	1,93E-07
141	1,69E-06	1,93E-07
142	1,69E-06	1,92E-07
143	1,69E-06	1,91E-07
144	1,69E-06	1,92E-07
145	1,69E-06	1,92E-07
146	2,01E-06	1,91E-07
147	2,16E-06	1,91E-07
148	2,17E-06	1,90E-07
149	2,16E-06	1,90E-07
150	2,15E-06	1,89E-07
151	2,14E-06	1,89E-07
152	2,13E-06	1,89E-07
153	2,12E-06	1,88E-07
154	2,11E-06	1,88E-07
155	2,11E-06	1,88E-07
156	2,10E-06	1,88E-07
157	2,10E-06	1,87E-07
158	2,09E-06	1,87E-07
159	2,08E-06	1,87E-07
160	2,07E-06	1,87E-07
161	2,06E-06	1,87E-07
162	2,06E-06	1,86E-07

163	2,05E-06	1,86E-07
164	2,04E-06	1,86E-07
165	2,04E-06	1,86E-07
166	2,03E-06	1,86E-07
167	2,02E-06	1,85E-07
168	2,01E-06	1,86E-07
169	2,01E-06	1,85E-07
170	2,00E-06	1,85E-07
171	1,99E-06	1,85E-07
172	1,99E-06	1,85E-07
173	1,98E-06	1,85E-07
174	1,96E-06	1,84E-07
175	1,95E-06	1,84E-07
176	1,93E-06	1,84E-07
177	1,91E-06	1,83E-07
178	1,89E-06	1,83E-07
179	1,87E-06	1,83E-07
180	1,85E-06	1,83E-07
181	1,83E-06	1,83E-07
182		1,83E-07
183		1,82E-07
184		1,82E-07
185		1,82E-07
186		1,81E-07
187		1,81E-07
188		1,81E-07
189		1,81E-07
190		1,80E-07
191		1,80E-07
192		1,80E-07
193		1,80E-07
194		1,79E-07
195		1,79E-07

196	1,79E-07
197	1,79E-07
198	1,79E-07
199	1,78E-07
200	1,78E-07
201	1,78E-07
202	1,77E-07
203	1,77E-07
204	1,77E-07
205	1,77E-07
206	1,77E-07
207	1,76E-07
208	1,76E-07
209	1,76E-07
210	1,76E-07
211	1,75E-07
212	1,75E-07
213	1,75E-07
214	1,75E-07
215	1,75E-07
216	1,75E-07
217	1,74E-07
218	1,74E-07
219	1,74E-07
220	1,74E-07
221	1,74E-07
222	1,73E-07
223	1,73E-07
224	1,73E-07
225	1,73E-07
226	1,73E-07
227	1,72E-07
228	1,72E-07

229	1,72E-07
230	1,72E-07
231	1,72E-07
232	1,71E-07
233	1,71E-07
234	1,71E-07
235	1,71E-07
236	1,71E-07
237	1,71E-07
238	1,70E-07
239	1,70E-07
240	1,70E-07
241	1,69E-07
242	1,69E-07
243	1,69E-07
244	1,69E-07
245	1,69E-07
246	1,68E-07
247	1,68E-07
248	1,68E-07
249	1,68E-07
250	1,67E-07
251	1,67E-07
252	1,66E-07
253	1,66E-07
254	1,66E-07
255	1,66E-07
256	1,65E-07
257	1,65E-07
258	1,65E-07
259	1,64E-07
260	1,64E-07
261	1,64E-07

262	1,63E-07
263	1,63E-07
264	1,62E-07
265	1,62E-07
266	1,62E-07
267	1,62E-07
268	1,61E-07
269	1,61E-07
270	1,60E-07
271	1,60E-07
272	1,60E-07
273	1,59E-07