

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE ACOPLADA ENTRE CONSISTÊNCIA E
RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE UM REJEITO FINO
DE MINÉRIO DE FERRO**

AUTOR: DANIEL CLAUDINO RAMOS PENNA

ORIENTADOR: Prof. Waldyr Lopes de Oliveira Filho, PhD.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, agosto de 2007.

P412a Penna, Daniel Claudino Ramos.
 Análise acoplada entre consistência e resistência não drenada de um rejeito fino de minério de ferro [manuscrito] / Daniel Claudino Ramos Penna. - 2007.

 xvii, 135f. : il., color. graf.; tabs.

 Orientador: Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho.

 Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

 Área de concentração: Geotecnia.

 1. Minérios de ferro - Resistência a drenagem - Teses. 2. Minérios de ferro - Resíduos - Teses. 3. Minérios de ferro - Análise - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título

CDU: 622.341

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

**ANÁLISE ACOPLADA ENTRE CONSISTÊNCIA E RESISTÊNCIA NÃO
DRENADA DE UM REJEITO FINO DE MINÉRIO DE FERRO**

AUTOR: DANIEL CLAUDINO RAMOS PENNA

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 31 de agosto de 2007, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Cláudio Henrique de Carvalho Silva (UFMG)



Prof. Dr. Paulo Roberto Costa Cella (BVP)

*Dedico esta dissertação ao meu pai Jorge,
minha mãe Ângela e meu irmão Léo,
pelo apoio, incentivo e amor.*

Agradecimentos

Inúmeras foram as pessoas que participaram de forma direta ou indireta, contribuindo e apoiando a elaboração desta dissertação. Gostaria, então de expressar meus agradecimentos.

A Deus, por iluminar meu caminho nesse grande desafio.

À minha família, especialmente ao meu pai Jorge e minha mãe Ângela pelo apoio, suporte e esforços dedicados durante essa empreitada. Ao meu irmão Léo pelo companheirismo e amizade. A meus avós pelo carinho e ensinamentos durante todos esses anos. Aos tios, tias e primos. Em especial aos meus primos Bruno e Tuzão.

À Marcela pelo amor e compreensão.

Ao meu orientador Prof. Waldyr pela amizade, ensinamentos e por ter sido a pessoa que fez despertar em mim o interesse e o gosto pela Geotecnia.

Aos Prof. Cláudio Henrique e Paulo Sérgio da UFV pelo empréstimo de equipamentos (consolidômetro e vane) que foram de fundamental importância para a realização deste trabalho.

Aos amigos que estão do meu lado há tantos anos, em especial à Fefel, Juninho e Pintin. Ao designer industrial/produtos Francisco Emmanuel pela representação gráfica do consolidômetro.

Aos colegas de mestrado, especialmente ao Gustavo e Rafael por estarem sempre dispostos a ajudar quando precisei.

À Dariene pela valiosa contribuição nos ensaios de laboratório e campo.

Ao Edmar pelo suporte dado no laboratório.

Ao Anderson pela disponibilização de artigos importantes para este trabalho.

À Samarco Mineração S.A. pelo fornecimento das amostras de rejeito e apoio durante a realização da pesquisa. Ao engenheiro Francisco Almeida pela disponibilidade e atenção.

Ao CNPq pelo financiamento da pesquisa e a Capes pela bolsa de mestrado.

Os depósitos de lamas (rejeitos finos) normalmente apresentam características geotécnicas desfavoráveis em virtude da elevada compressibilidade e da reduzida resistência ao cisalhamento, sendo essas características mais pronunciadas quando os processos físicos de adensamento e ressecamento ainda não ocorreram ou estão em estágios iniciais. Desta forma, a construção de qualquer estrutura sobre os depósitos de lamas tais como: diques, acessos, coberturas, dentre outras se apresentam como um grande desafio.

Dentro deste contexto, esta pesquisa busca desenvolver uma metodologia para a previsão da evolução dos perfis de resistência não drenada dentro de um depósito de lamas, sendo necessário para isso, a obtenção de uma relação constitutiva entre o índice de vazios e resistência não drenada. Essa relação foi obtida para a lama proveniente da planta de beneficiamento da Unidade de Germano da Samarco Mineração S.A., através de ensaios de laboratório e monitoramento/ensaios de campo.

Trabalhos anteriores focaram os estudos nas propriedades dessa lama no que diz respeito a sua compressibilidade, adensamento e ressecamento para aplicações voltadas a estocagem da mesma (Botelho, 2001; Silva, 2003 & Almeida 2004). A modelagem destes processos físicos foi proposta por Almeida (2004) e analisada em um estudo de caso por Lima (2006). Sendo assim, essa pesquisa vem complementar e fechar os trabalhos anteriores, analisando as características de resistência desse material.

A metodologia desenvolvida mostrou grande potencialidade para a determinação da relação entre índice de vazios e resistência não drenada. Essa relação obtida foi usada de forma associada com o algoritmo numérico CONDES (Yao & Znidarcic, 1997), permitindo a previsão de perfis de resistência não drenada de depósitos de lama em função do manejo adotado.

As análises mostraram que o manejo adotado afeta grandemente as características de resistência dos depósitos, bem como a estabilidade de estruturas construídas sobre os mesmos, destacando-se aí as coberturas comumente utilizadas na reabilitação de depósitos de lamas.

The slurry impoundments (fine coarse tailings) usually show disadvantageous geotechnical features due to high compressibility and low shear strength, with these features greater when physical process of consolidation and desiccation don't happen yet or when these process are in initial stages. This way, the construction of any structure on slurry impoundments like: dikes, accesses, covers and others presents a big challenge.

In this context, this research examine to development a methodology to anticipate the evolution of undrained shear strength profiles on a slurry deposit, being necessary for that, to obtain the a constitutive relation between void ratio and undrained shear strength. This relation was obtained for the slurry produced at the milling facility of Germano/Samarco Mineração S.A, trough laboratory tests and field monitoring/tests.

Previous researches focus in the compressibility properties of this slurry and apply the results in consolidation and desiccation analyses (Botelho, 2001; Silva, 2003 & Almeida 2004). The modeling of these physical processes was proposed by Almeida (2004) and analyzed in a study case by Lima (2006). Thus, this research analyzes the undrained shear strength of this material and completes the other studies.

The methodology development showed a big potentiality to establish the relation between void ratio and undrained shear strength. This relation was used together with the computer code called CONDES (Yao & Znidarcic, 1997) to anticipate the deposit's undrained shear strength profile according to management used.

The analyses showed that the management has big influence in the strength features of the deposits and in the stability of the structures built on it. A common structure build are the covers used in the rehabilitation of tailings impoundments.

	página
Lista de tabelas.....	xi
Lista de figuras.....	xii
Lista de símbolos.....	xvii

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações iniciais.....	1
1.2 – Objetivo.....	3
1.3 – Escopo do trabalho.....	3

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Resistência ao cisalhamento dos solos.....	5
2.2 – Obtenção da resistência não drenada.....	6
2.2.1 – Ensaio de laboratório.....	6
2.2.2 – Ensaio de campo.....	9
2.2.2.1 – Ensaio de palheta.....	9
2.3 – Relações entre consistência e resistência não drenada dos solos.....	12
2.4 – Ganho de resistência em virtude da sucção.....	15
2.4 – Métodos de disposição de rejeitos.....	16
2.5 – Estruturas construídas sobre depósitos de lamas.....	19
2.5.1 – Reabilitação de depósitos de lamas.....	20
2.5.2 – Estudo de caso: cobertura sobre um depósito de urânio.....	22

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – Ensaio de laboratório.....	26
3.1.1 – Caracterização da lama.....	27
3.1.2 – Ensaio de contração livre.....	28
3.1.3 – Ensaio de adensamento induzido por percolação.....	31

3.1.4 – Consolidômetro de lama.....	35
3.1.4.1 – Projeto e componentes do consolidômetro.....	35
3.1.4.2 – Ensaio no consolidômetro de lama.....	39
3.1.4.3 – Ensaio no consolidômetro sem medida de poropressão.....	40
3.1.4.4 – Ensaio no consolidômetro com medida de poropressão.....	44
3.1.5 – Ensaio para a determinação da resistência não drenada.....	45
3.1.5.1 – Ensaio de palheta.....	45
3.1.5.2 – Descrição do equipamento palheta.....	46
3.1.5.3 – Procedimentos do ensaio.....	47
3.1.5.4 – Influência da velocidade de rotação da palheta e da submersão da amostra na resistência não drenada.....	49
3.1.5.5 – Ensaio do tipo UU.....	51
3.2 – Monitoramento e ensaios de campo.....	53
3.2.1 – Lançamento da lama no tanque.....	54
3.2.2 – Recalque da camada de lama.....	58
3.2.3 – Monitoramento da poropressão.....	60
3.2.3.1 – Poropressão positiva.....	60
3.2.3.2 – Poropressão negativa (sucção).....	67
3.2.4 – Amostragem.....	70
3.2.5 – Determinação dos perfis de resistência não drenada.....	73

CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 – Resultados obtidos com o consolidômetro de lama.....	76
4.2 – Evolução dos perfis de índice de vazios e resistência não drenada da camada de lama depositada no tanque.....	81
4.3 – Compressibilidade da lama.....	84
4.4 – Tensão efetiva <i>versus</i> resistência não drenada.....	88
4.5 – Relação entre índice de vazios e resistência não drenada.....	91
4.6 – Influência da velocidade de rotação da palheta na resistência não drenada.....	95
4.7 – Resistência não drenada das amostras inundadas.....	97
4.8 – Resistência não drenada da lama para os ensaios triaxiais do tipo UU.....	99
4.9 – Conclusões parciais.....	102

CAPÍTULO 5 – APLICAÇÃO DOS RESULTADOS: ESTRUTURAS

CONSTRUÍDAS SOBRE UM DEPÓSITO DE LAMAS

5.1 – Disposição convencional.....	104
5.1.1 – Estabilidade de uma estrutura construída sobre o depósito.....	109
5.2 – Método de disposição subaéreo.....	112
5.2.1 – Estabilidade da estrutura construída sobre o depósito.....	115
5.3 – Pré-carregamento do depósito de lama.....	117
5.3.1 – Estabilidade da estrutura construída sobre o depósito.....	120

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 – Considerações finais.....	123
6.2 – Conclusões.....	123
6.2.1 – Ensaio de laboratório/equipamentos.....	124
6.2.2 – Ensaio de campo/equipamentos.....	125
6.2.3 – Relações obtidas.....	125
6.2.4 – Aplicações práticas e simulações.....	126
6.3 – Sugestão para pesquisas futuras.....	127

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Lista de tabelas

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Métodos mais comuns na determinação da resistência não drenada em laboratório (Modificado - Lambe & Whitman, 1979).....	7
Tabela 2.2 – Aplicabilidade de ensaios de campo em obras sobre solos moles (adaptado de Jamiolkowski et. al, 1985).....	9
Tabela 2.3 – Características geotécnicas do rejeito de urânio.....	22

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Características geotécnicas da lama.....	28
Tabela 3.2 – Parâmetros de entrada e saída do programa SICTA.....	33
Tabela 3.3 – Informações referentes aos ensaios no consolidômetro de lama.....	40

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Resistência não drenada: ensaios de palheta e UU.....	101
--	-----

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 – Parâmetros de entrada para as simulações de adensamento e ressecamento.....	105
--	-----

Lista de figuras

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Trajetória de tensões da formação e amostragem de um solo argiloso normalmente adensado (Holtz & Kovacs, 1981).....	7
Figura 2.2 – Perfil de teor de umidade e resistência não drenada (Modificado - Konrad & Ayad, 1997).....	11
Figura 2.3 – Relação entre índice de vazios “interclay” e resistência não drenada obtida através de ensaios de cone (Yang et al., 2006).....	13
Figura 2.4 – Relação entre teor de umidade e resistência não drenada (Brendan, 2005).....	14
Figura 2.5 – Aumento da tensão efetiva em virtude do ressecamento (Robertson & Wels, 1996).....	15
Figura 2.6 – Relação esquemática entre resistência não drenada, densidade da lama, métodos construtivos e operacionais (Modificado-ICOLD 2002).....	17
Figura 2.7 – Variação dos perfis de teor de sólidos para o método convencional e alternativo de disposição de lamas (Modificado - Robinsky 2000).....	19
Figura 2.8 – Sistema de cobertura para resíduos segundo a legislação europeia (1999/31/EC).....	21
Figura 2.9 – Mecanismos de ruptura durante a reabilitação de depósitos de lama. (Modificado - Robertson & Wels, 1996).....	23
Figura 2.10 – Detalhe dos mecanismos de ruptura: afundamento e cisalhamento. (Modificado - Jakubick et al, 2003).....	24
Figura 2.11 – Perfis de índice de vazios e poropressão no depósito de urânio (Robertson & Wels, 1996).....	24

Figura 2.12 – Perfis de resistência não drenada do depósito (Robertson & Wels, 1996).....	25
---	----

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Curva granulométrica da lama.....	27
Figura 3.2 – (a) lama após a sedimentação e adensamento e (b) amostra após a retirada do colarinho e da água sobrenadante.....	30
Figura 3.3 – (a) fase intermediária do ensaio com variação de massa, altura e diâmetro e (b) condição final da amostra de lama.....	30
Figura 3.4 – Curva de contração livre da lama.....	31
Figura 3.5 – Poropressão gerada na base durante o ensaio de adensamento induzido por percolação.....	32
Figura 3.6 – Poropressão gerada na base durante o ensaio de permeabilidade.....	33
Figura 3.7 – Curva de compressibilidade da lama.....	34
Figura 3.8 – Curva de permeabilidade da lama.....	35
Figura 3.9 – Corte do consolidômetro. Todas as dimensões do equipamento em mm....	37
Figura 3.10 – Componentes do consolidômetro de lama.....	38
Figura 3.11 – Sequência de montagem do consolidômetro.....	39
Figura 3.12 – (a) Início da colocação da lama no consolidômetro e (b) condição da lama após sedimentação e adensamento por peso próprio.....	41
Figura 3.13 – (a) condição da lama depois de retirada a água sobrenadante, (b) colocação do papel filtro e do geotêxtil.....	42
Figura 3.14 - (a) introdução do pistão na camisa e (b) fixação da tampa.....	42
Figura 3.15 – Ensaio no consolidômetro de lama.....	43
Figura 3.16 - (a) consolidômetro após ser girado e (b) amostra sem o geotêxtil e papel filtro.	44
Figura 3.17 - (a) início da extrusão da amostra e (b) amostra totalmente extrudada.....	44
Figura 3.18 – O equipamento palheta.....	46
Figura 3.19 – Detalhe da escala (leitura) da resistência não drenada.....	47
Figura 3.20 - (a) penetração da palheta e (b) aplicação do torque.....	48
Figura 3.21 – Condição final da amostra.....	49

Figura 3.22 – (a) amostra utilizada na pesquisa da influência da velocidade e (b) amostra de lama submersa.....	50
Figura 3.23 – (a) ensaio de palheta na amostra submersa e (b) amostra retirada para determinação do índice de vazios.....	51
Figura 3.24 – Condição final da amostra fabricada para a realização de ensaios UU.....	52
Figura 3.25 – Ensaio triaxial do tipo UU.....	53
Figura 3.26 – Fase inicial de enchimento do tanque.....	54
Figura 3.27 – Condição final da camada de lama.....	55
Figura 3.28 – Variação da altura da camada de lama com o tempo.....	56
Figura 3.29 – Variação da poropressão na base.....	57
Figura 3.30 – Altura <i>versus</i> carga de pressão.....	57
Figura 3.31 – Condição da camada após a drenagem da água sobrenadante.....	59
Figura 3.32 – Recalque da camada de lama.....	59
Figura 3.33 - Levelogger LT, modelo M10.....	61
Figura 3.34 – Conjunto utilizado no monitoramento da poropressão.....	62
Figura 3.35 – Resultados típicos do Levelogger.....	63
Figura 3.36 – Carga de pressão e carga total no dia 4.....	64
Figura 3.37 – Carga de pressão e carga total no dia 5.....	65
Figura 3.38 – Carga de pressão e carga total no dia 10.....	65
Figura 3.39 – Carga de pressão e carga total no dia 16.....	66
Figura 3.40 – Carga de pressão e carga total no dia 82.....	66
Figura 3.41 – Tensiômetro do tipo Jet Fill.....	67
Figura 3.42– (a) realização do pré-furo e (b) tensiômetro devidamente instalado.....	69
Figura 3.43 – Evolução da sucção com o tempo.....	69
Figura 3.44 – Amostrador do tipo caneco.....	70
Figura 3.45 – Amostrador do tipo pistão.....	71
Figura 3.46 – Amostragem com o amostrador do tipo caneco.....	72
Figura 3.47– (a) início da penetração na lama, (b) penetração total do amostrador na lama, (c) amostra coletada e (d) extrusão da amostra.....	73
Figura 3.48 – Obtenção do perfil de resistência através do ensaio de palheta.....	74

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Variação do índice de vazios no tempo para tensão de 55kPa.....	77
Figura 4.2 – Volume de água drenado no topo e base ao longo do ensaio.....	78
Figura 4.3 – Variação do índice de vazios no tempo para tensão de 220kPa.....	79
Figura 4.4 - Volume de água drenado no topo ao longo do ensaio.....	80
Figura 4.5 – Evolução da poropressão ao longo do ensaio.....	81
Figura 4.6 – Evolução dos perfis de índice de vazios da camada de lama.....	82
Figura 4.7 – Evolução dos perfis de resistência não drenada da lama deposita no tanque.....	83
Figura 4.8 – Resultados de compressibilidade da lama.....	86
Figura 4.9 – Compressibilidade da lama ressecada em campo.....	88
Figura 4.10 – Relação entre nível de tensão e resistência não drenada para a lama adensada.....	89
Figura 4.11 – Relação entre tensão efetiva e resistência não drenada para a lama submetida ao ressecamento.....	90
Figura 4.12 – Comparação dos resultados de Skempton (1957), de campo e laboratório.....	90
Figura 4.13 – Resultado global da resistência não drenada <i>versus</i> índice de vazios.....	92
Figura 4.14 – Relação entre resistência não drenada e índice de vazios da lama.....	93
Figura 4.15 – Resistência não drenada <i>versus</i> índice de vazios para a lama ressecada..	94
Figura 4.16 – Variação dos resultados obtidos em campo com a curva de laboratório..	94
Figura 4.17 – Comparação entre as curvas de campo e laboratório.....	95
Figura 4.18 – Influência da velocidade de rotação da palheta na resistência não drenada da lama.....	96
Figura 4.19 – Relação entre a resistência não drenada da lama antes e após a inundação em água.....	97
Figura 4.20 – Índice de vazios antes e após a inundação da lama em água.....	98
Figura 4.21 – Relação entre resistência não drenada e índice de vazios para a amostra de lama antes e após a imersão em água.....	99
Figura 4.22 – Curva tensão <i>versus</i> deformação para tensão confinante nula.....	100
Figura 4.23 - Curva tensão <i>versus</i> deformação para tensão confinante igual a 100 kPa.....	100

Figura 4.24 - Curva tensão <i>versus</i> deformação para tensão confinante igual a 200 kPa.....	101
---	-----

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Recalque da camada de lama.....	106
Figura 5.2 – Perfis de índice de vazios.....	107
Figura 5.3 - Perfis de resistência não drenada.....	108
Figura 5.4 – Cálculo da estabilidade da cobertura no Ano 9,4.....	109
Figura 5.5 – Cálculo da estabilidade da cobertura no Ano 9,9.....	110
Figura 5.6 – Variação do FS no tempo.....	111
Figura 5.7 – Variação da altura da camada de lama no tempo num ciclo de enchimento e espera.....	113
Figura 5.8 – Perfis de índice de vazios.....	113
Figura 5.9 – Perfis de resistência não drenada.....	114
Figura 5.10 – Estabilidade da cobertura sobre o depósito de lama.....	116
Figura 5.11 – Variação da altura do depósito no tempo.....	118
Figura 5.12 – Perfis de índice de vazios.....	119
Figura 5.13 – Perfis de resistência não drenada.....	119
Figura 5.14 – Estabilidade da cobertura sobre o depósito de lama no Ano 10,2.....	120
Figura 5.15 – Variação do fator de segurança no tempo.....	121

Lista de símbolos

A_{amostra} – área da amostra no consolidômetro de lama
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
 $A_{\text{pistão}}$ – área do pistão
 a, b – parâmetros da relação constitutiva entre índice de vazios e resistência não drenada
 a, b, c e d – parâmetros da “cracking function”
 A, B e Z – parâmetros da relação constitutiva de compressibilidade para contração unidimensional
 C e D – parâmetros da relação constitutiva de permeabilidade
 c – fração argila
 c' – intercepto de coesão
 C_c – índice de compressão
 c_h – coeficiente de adensamento horizontal
 CK_0UC – consolidado na linha k_0 – compressão não drenada
 CK_0UE – consolidado na linha k_0 – extensão não drenada
CNC – compressão não confinada
CU – adensado não drenado
 c_v – coeficiente de adensamento vertical
 D – diâmetro da palheta
 e – índice de vazios
 e_o – índice de vazios inicial
 e_{oo} – índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula
 e_f – índice de vazios final após carregamento
 e_{\min} – índice de vazios mínimo
 e_{sub} – índice de vazios da amostra submersa
 e_τ – índice de vazios na linha do estado crítico para $p' = 1$
 E_u – módulo de deformabilidade não drenado
 \exp – neperiano
FS – fator de segurança

G – módulo cisalhante
 G_s – densidade real dos grãos
 HCT – ensaio de adensamento hidráulico induzido por percolação
 ICOLD – International Congress on Large Dams
 IL – índice de liquidez
 IP – índice de plasticidade
 k – condutividade hidráulica
 k_0 – coeficiente de empuxo em repouso
 LC – limite de contração
 LL – limite de liquidez
 LP – limite de plasticidade
 M – constante friccional
 MB – Método Brasileiro
 NBR – Norma Brasileira
 m_v – coeficiente de variação volumétrica
 n – expoente empírico do SHANSEP
 p' – média das tensões efetivas principais
 P – teor de sólidos
 q – velocidade de fluxo/ensaio HCT
 RSA – razão de sobreadensamento
 SHANSEP – Stress History and Normalized Soil Engineering Properties
 SICTA - Seepage Induced Consolidation Test Analysis
 S_u – resistência não drenada
 $S_{u(sub)}$ – resistência não drenada da amostra inundada
 S_u/σ'_{vo} – relação de resistência
 T – torque
 TTD – Thickened Tailings Disposal
 u – poropressão
 UU – não adensado não drenado
 V_{final} – volume final da amostra
 $V_{inicial}$ – volume inicial da amostra
 w – teor de umidade

w_{inicial} – teor de umidade inicial
 z – profundidade
 γ – peso específico
 ε – deformação
 λ – índice de compressão
 μ – fator de correção para o ensaio de palheta
 ρ_s – massa específica dos sólidos
 ρ_w – massa específica da água
 σ – tensão total aplicada sobre a amostra
 σ_{ar} – pressão de ar aplicada sobre o pistão
 σ'_v – tensão vertical efetiva
 σ'_{vo} – tensão vertical efetiva de campo
 σ'_{vm} – tensão de pré-adensamento
 φ' – ângulo de atrito efetivo

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações iniciais.

Durante os processos de beneficiamento de minérios tem-se a geração de uma grande quantidade de rejeitos. As características desses materiais, se finos ou grosseiros, dependem, em um primeiro momento, do tipo de material lavrado e da tecnologia empregada no processo, e em um segundo momento do método de disposição adotado. De um modo geral, os rejeitos são dispostos hidraulicamente em estruturas de contenção (barragens de rejeito) sob a forma de uma polpa com reduzido teor de sólidos no caso de lamas (rejeitos finos).

Ao ser lançada, essa lama apresenta comportamento típico de um fluido, possuindo, portanto, resistência ao cisalhamento nula. Entretanto, à medida que os processos de sedimentação e adensamento por peso próprio e por percolação passam a ocorrer no depósito, há uma redução do índice de vazios da lama, modificando as propriedades físicas, hidráulicas e de resistência da mesma. A depender do manejo adotado, além dos processos de sedimentação e adensamento, pode ocorrer no depósito o fenômeno de ressecamento, que promove uma redução adicional do índice de vazios. Esse ressecamento é vantajoso não só em termos de estocagem, mas também em vistas a uma rápida reabilitação do depósito (Robinsky, 2000).

A disposição desses materiais foi bastante estudada por diferentes autores, podendo-se citar Abu-Hejheh & Znidarcic (1995), Ávila & Soares (1995), Mello et. al (1995), Silva (2003), Almeida (2004), Oliveira Filho & van Zyl (2006). Entretanto, o objetivo principal desses estudos era a estocagem, ou seja, a variação do índice de vazios (teor de sólidos) ao longo dos processos de disposição da lama, não havendo

preocupação na determinação/previsão dos perfis de resistência do depósito, durante e após a fase de operação.

Os parâmetros de resistência são fundamentais nas análises de estabilidade de estruturas, temporárias ou não, que venham a ser construídas sobre o depósito de lamas. Dentro dessas estruturas, destacam-se os sistemas de coberturas que normalmente são construídos na reabilitação dos depósitos de lama (Williams et. al, 1997). No caso, a resistência não drenada é utilizada na determinação do fator de segurança dessas estruturas, em virtude da reduzida condutividade hidráulica desses materiais.

Os problemas e dificuldades encontradas na construção de estruturas sobre depósitos de lama são relativamente semelhantes às encontradas na construção de aterros sobre solos moles naturais. Inúmeras vezes fazem-se necessário a ocupação e a construção de estruturas sobre esses solos que são materiais que apresentam características geotécnicas pouco adequadas para servirem de fundação para estas estruturas, em virtude da baixa capacidade de suporte, da reduzida permeabilidade e da elevada compressibilidade (Formigheri, 2000). Neste caso, não há como interferir nas características geotécnicas durante a formação desses solos moles (herança de processos geomorfológicos), diferentemente do que ocorre nos depósitos de rejeito.

Por ser um depósito fabricado, as características geotécnicas do mesmo, incluindo aí a resistência não drenada, dependem do método de disposição e do manejo adotado, ou seja, há a possibilidade de se interferir nas propriedades físicas e geomecânicas do depósito durante o seu período de formação, que corresponde à fase de lançamento de rejeito na barragem (fase de operação). Essa possibilidade de interferência nas características do depósito deve ser levada em conta, principalmente no que tange a maximização da vida útil do depósito e a rápida reabilitação do mesmo.

Dentro deste contexto, busca-se desenvolver uma metodologia capaz de prever a variação da resistência não drenada, durante e após a formação de um depósito de rejeito, servindo assim, de suporte para análises preliminares da estabilidade de estruturas construídas sobre esse depósito, além de possibilitar um planejamento mais racional da reabilitação da área degradada, com a previsão de quando e como a mesma será realizada.

1.2 – Objetivo.

Este trabalho estuda o comportamento do rejeito fino de minério de ferro (lama) proveniente da planta de beneficiamento da Unidade de Germano da Samarco Mineração S.A. O principal objetivo dessa pesquisa é obter uma relação entre o índice de vazios da lama, que é um parâmetro físico, e sua resistência não drenada, que é um parâmetro mecânico.

De modo a obter essa relação, foi desenvolvido um equipamento para produzir amostras de diferentes índices de vazios (consolidômetro de lama) e uma metodologia para a realização dos ensaios de resistência em laboratório. Além dos estudos em laboratório, foi realizado um monitoramento de uma camada de lama em uma área teste para a determinação e comparação entre os resultados de campo e laboratório.

Trabalhos anteriores focaram os estudos nas propriedades dessa lama no que diz respeito a sua compressibilidade, adensamento e ressecamento para aplicações voltadas a estocagem da mesma (Botelho, 2001; Silva, 2003 & Almeida 2004). A modelagem destes processos físicos foi proposta por Almeida (2004) e analisada em um estudo de caso por Lima (2006). Desta forma, esse trabalho completa os estudos anteriores sobre o comportamento de engenharia dos rejeitos finos, analisando agora, os aspectos da sua resistência não drenada, que é grandemente afetada pela variação da consistência (índice de vazios), sendo os resultados aplicados em análises de estabilidade de estruturas construídas sobre o depósito de lamas.

1.3 – Escopo do trabalho.

O trabalho está organizado em seis capítulos, sendo o primeiro capítulo introdutório no qual se tem as considerações iniciais, os objetivos da pesquisa e, por último, a organização da dissertação.

O segundo capítulo compreende uma revisão bibliográfica sobre os principais assuntos envolvidos na pesquisa. Dentre os assuntos destacam-se as dificuldades encontradas na definição da resistência não drenada dos solos e os principais fatores que afetam a mesma. Além disso, são mostradas algumas relações entre consistência (teor de umidade, índice de vazios, etc.) e resistência não drenada dos solos. Este capítulo é

completado com a apresentação da influência dos métodos de disposição e do manejo adotado nas características de densidade e resistência de depósitos, em vistas à reabilitação do mesmo.

O terceiro capítulo descreve os equipamentos utilizados na pesquisa, bem como as metodologias e técnicas experimentais adotadas na realização dos ensaios de laboratório e no monitoramento de campo. A maior ênfase neste capítulo é dada ao consolidômetro de lama e ao desenvolvimento da metodologia para a realização dos ensaios com este equipamento.

No quarto capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados em laboratório e em campo, bem como as curvas que relacionam o índice de vazios com a resistência não drenada para ambos os casos. Além disso, tem-se uma comparação e interpretação dos principais fatores que influenciam nos valores da resistência não drenada da lama estudada.

No quinto capítulo foi simulada a formação de depósitos de lama construídos através do método convencional e do método subaéreo. A partir dos resultados das simulações foi feita uma previsão dos perfis de resistência não drenada dos depósitos, que serviram de parâmetros de entrada no cálculo da estabilidade de uma cobertura (reabilitação da área) sobre os mesmos.

Finalmente, o sexto capítulo apresenta as conclusões gerais deste trabalho e algumas sugestões e recomendações para as próximas pesquisas. Essa dissertação é encerrada com a lista de referências bibliográficas.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta os estudos relacionados aos principais assuntos envolvidos na elaboração da pesquisa. Dentre os assuntos destacam-se os ensaios utilizados na determinação da resistência não drenada dos solos, bem como as dificuldades associadas à definição da mesma em projeto.

Além disso, são mostradas algumas relações entre índices físicos (teor de umidade, índice de liquidez, índice de vazios, etc.) de diferentes tipos de solos e a resistência não drenada.

Tem-se que a resistência não drenada dos depósitos de rejeito está diretamente relacionada ao tipo e características granulométricas do rejeito, bem como ao manejo e os métodos de disposição adotados. Desta forma, de acordo com o manejo adotado, pode-se ter um depósito com características de resistência e capacidade de suporte favorável à construção de estruturas sobre o mesmo. Dentre essas estruturas, destacam-se as coberturas utilizadas na reabilitação dos depósitos de lama, sendo apresentado, na parte final do capítulo, um estudo de caso da reabilitação de um depósito de urânio.

2.1 – Resistência ao cisalhamento dos solos.

A resistência ao cisalhamento dos solos pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento na qual o solo pode suportar sem sofrer ruptura. Esta resistência é de fundamental importância em diversos problemas da engenharia geotécnica. Entretanto, a obtenção dos parâmetros de resistência não é trivial e os mesmos não são intrínsecos do solo. Assim, uma série de fatores influencia na resistência do solo, tais como: tensão efetiva, índice de vazios, teor de umidade, história de tensões, trajetória de tensões, tipo

de ensaio, composição química, etc. Além dos fatores citados acima, é de fundamental importância o conhecimento das condições de drenagem que o solo irá apresentar ao ser solicitado. Em se tratando de solos finos que apresentam uma condutividade hidráulica reduzida, e conseqüentemente, a drenagem e a dissipação de poropressão ocorrem de forma lenta, o estudo do comportamento do solo em termos de sua resistência não drenada se faz necessário.

2.2 – Obtenção da resistência não drenada.

Pinto (2002) destaca que a resistência não drenada de uma argila é função do seu índice de vazios, que por sua vez depende da tensão vertical efetiva e das tensões efetivas que já atuaram sobre ela. Um dos principais aspectos a se considerar é que não existe um único valor de resistência não drenada de uma argila (Bello & Coutinho, 2006). A definição do valor da resistência não drenada de projeto, do tipo de ensaio realizado para sua determinação e da adoção ou não de fatores de correção é de fundamental importância para o sucesso de um projeto (Pinto, 1992). Atualmente, há diversos métodos e ensaios (laboratório ou campo) para a obtenção da resistência não drenada. Almeida (1996) aponta as principais vantagens e desvantagens na utilização de ensaios de campo e laboratório para a caracterização de depósitos de argilas moles.

2.2.1 – Ensaios de laboratório.

Em laboratório, os ensaios mais utilizados para a determinação da resistência não drenada dos solos são os ensaios de compressão triaxial do tipo UU (não adensado, não drenado), CNC (compressão não confinada) e CU (adensado, não drenado). Lambe & Whitman (1979) mostram uma comparação entre os principais métodos para a determinação da resistência não drenada em laboratório, conforme pode ser visto na Tabela 2.1.

Cehn & Kulhawy (1993) apresentam uma comparação da resistência não drenada obtida para ensaios CNC (compressão não confinada), UU e CU. Têm-se as maiores resistências não drenadas encontradas nos ensaios CU e as menores para os

ensaios CNC, sendo que as resistências obtidas nos ensaios UU estão mais próximas das resistências obtidas nos ensaios CU que as obtidas nos ensaios CNC.

Tabela 2.1 – Métodos mais comuns na determinação da resistência não drenada em laboratório (Modificado - Lambe & Whitman, 1979).

Método	Comentário
CNC	Subestima a resistência não drenada em função do decréscimo da tensão efetiva provocado pela perturbação da amostra.
UU	Mais representativo valor da resistência em função da compensação de erros.
CU	Superestima a resistência em função da diminuição do teor de umidade provocado pelo adensamento.

A realização destes ensaios requer operações de amostragem, o que provoca perturbações e mudanças no estado de tensões da amostra, afetando assim, a resistência do solo. A Figura 2.1 mostra de forma simplificada a variação do estado de tensões durante a formação de um solo sedimentar (linha k_0) e a trajetória de tensões ocorrida pela amostragem desse solo, na qual o solo passa de um estado anisotrópico de tensões para um estado isotrópico. Oliveira (2002) realizou um estudo sobre os efeitos provocados pela amostragem nas características geotécnicas (compressibilidade e resistência) de argilas moles utilizando diferentes tipos de amostradores.

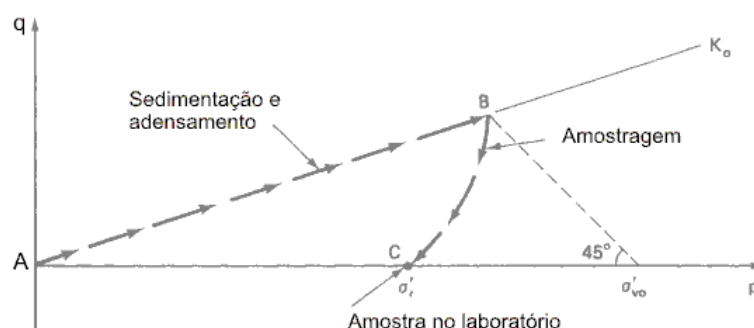


Figura 2.1 – Trajetória de tensões da formação e amostragem de um solo argiloso normalmente adensado (Holtz & Kovacs, 1981).

De modo a minimizar os efeitos provocados pelo amolgamento do solo durante o processo de amostragem Ladd & Foot (1974) desenvolveram a técnica conhecida como SHANSEP (“Stress History and Normalized Soil Engineering Properties”) para a estimativa da resistência não drenada *in situ* de depósitos de argilas. Essa técnica leva em consideração a história de tensões e a trajetória de tensões na caracterização da resistência e na previsão do comportamento do solo em campo, o que não ocorre nas análises clássicas. A Equação 2.1 é utilizada para descrever a resistência não drenada (S_u) de um solo segundo uma trajetória de tensões.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{na} * (RSA)^n \quad (2.1)$$

sendo S_u/σ'_{vo} o parâmetro normalizado para tensões de adensamento do corpo de prova (σ'_{vo}) superiores a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), RSA a razão de sobreadensamento e o expoente n é da ordem de $0,8 \pm 0,1$ de acordo com Ladd (1991).

A técnica SHANSEP envolve alguns passos básicos: determinação do histórico de tensões no campo, realização de ensaios CK_0UC , CK_0UE e de cisalhamento simples para corpos de prova normalmente adensados e para corpos de prova sobreadensados em laboratório com diferentes razões de sobreadensamento (RSA). Em seguida, deve-se expressar os resultados em termos de parâmetros normalizados (S_u/σ'_{vo}) e usar as relações obtidas e o histórico de tensões para determinar a variação *in situ* de S_u com a profundidade.

O SHANSEP é o único método racional disponível para estimar as propriedades de tensão-deformação e o aumento da resistência de um solo em virtude do adensamento baseados em resultados de laboratório. Entretanto, essa técnica apesar de ser uma ferramenta poderosa apresenta alguns problemas e limitações. Destaca-se a necessidade de um conhecimento adequado da história de tensões do depósito, bem como a determinação precisa da tensão de pré-adensamento do solo (Ladd, 1971).

2.2.2 – Ensaios de campo.

Schnaid (2000) apresenta os principais ensaios de campo (SPT, CPT, pressiômetro, palheta e dilatômetro) disponíveis comercialmente no Brasil para a determinação das características geotécnicas e investigação do subsolo. Almeida (1996) apresenta a potencialidade dos ensaios de campo na determinação dos diferentes parâmetros geotécnicos do solo, conforme pode ser visto pela Tabela 2.2. As letras A, B, e C denotam alta, moderada e limitada aplicabilidade, respectivamente. Em se tratando de resistência não drenada, tem-se com alta aplicabilidade os ensaios de palheta e pressiômetro autocravante, sendo o ensaio de palheta o tradicionalmente mais empregado para a determinação da resistência não drenada de depósitos de argila.

Tabela 2.2 – Aplicabilidade de ensaios de campo em obras sobre solos moles
(adaptado de Jamiolkowski et. al, 1985).

Ensaio	Tipo de solo	Perfil	S_u	Poro-pressão	RSA	G, E_u	m_v, C_c	c_v, c_h	k	Curva (σ - ϵ)
CPT	B	A	B	-	C	B	C	-	-	-
Piezocone	A	A	B	A	A	B	B	A	A	B
Dilatômetro	B	B	B	-	B	B	C	-	-	-
Palheta	B	C	A	-	-	-	-	-	-	-
SPT	B	B	C	-	-	-	C	-	-	-
Pressiômetro autocravante	B	B	A	A	A	A	A	A	B	A

2.2.2.1 – Ensaios de palheta.

A determinação do perfil de resistência não drenada de depósitos de argila é feita através da inserção da palheta em uma profundidade pré-definida e na rotação constante de 6° por minuto da mesma, sendo medido o torque (T) em função da rotação durante o

ensaio. Os procedimentos referentes à execução e interpretação dos resultados são encontrados na norma ABNT: MB 3122.

As hipóteses de condições não drenadas, solo isotrópico, distribuição uniforme de tensões ao longo das superfícies de ruptura horizontais e verticais são adotadas na determinação da resistência não drenada com a Equação 2.2, sendo a mesma utilizada para palhetas com relação altura (H) *versus* diâmetro (D) igual a 2.

$$S_u = \frac{0,86 * T}{\pi * D^3} \quad (2.2)$$

Schnaid (2000) aponta a anisotropia, o efeito da inserção da palheta no solo (amolçamento), o efeito do tempo transcorrido entre a inserção e o início da rotação da palheta e a velocidade de rotação da palheta como os principais fatores que influenciam os resultados obtidos pelo ensaio. Sandroni (1993) discute a utilização de resultados de ensaios de palheta na determinação da resistência não drenada das argilas e critica a utilização desses ensaios em projetos de aterros sobre solos moles.

Biscontin & Pestana (1999) realizaram um estudo para a avaliação do efeito da velocidade de rotação da palheta na resistência não drenada de um solo. As velocidades de rotação variaram de 2°/min até 3000°/min, sendo que elevadas velocidades de rotação levaram a valores de resistência não drenada de até 65% maiores em relação aos ensaios com velocidades de rotação padrão.

Segundo Ladd (1971) este ensaio deve ser tratado como sendo um índice de resistência em virtude do estado de tensão imposto durante a realização do ensaio de palheta, que é incomum a qualquer mecanismo de ruptura encontrado na prática (no campo), havendo assim, a necessidade de uma calibração da resistência obtida no ensaio de palheta.

Diversos autores têm constatado a tendência do ensaio de palheta superestimar a resistência mobilizada na ruptura no subsolo de aterro e fundação, e têm sugerido fatores de correção para serem aplicados aos valores de resistência não drenada obtidos com estes ensaios (Bello & Coutinho, 2006).

Bjerrum (1973) analisando a ruptura de aterros verificou que ao se adotar os valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio de palheta, os FS desses aterros

rompidos eram maiores que 1, sendo tanto maior quanto maior o IP do solo, havendo a necessidade de adoção de um fator de correção (μ).

Ladd (1971) destaca que a relação entre a resistência não drenada obtida no ensaio UU e no ensaio de palheta varia bastante, apesar de que normalmente, a maior resistência não drenada ocorre para o ensaio de palheta.

Eden & Law (1980) realizaram um estudo de modo a avaliar a variação da resistência não drenada em função do tipo de ensaio. Neste caso, os maiores valores de resistência não drenada foram encontrados para os ensaios pressiométricos e os menores valores para os ensaios de palheta, sendo a resistência não drenada obtida com ensaios do tipo CU ficando em uma faixa intermediária.

Konrad & Ayad (1997) monitoraram o ressecamento de uma camada de argila e obtiveram perfis resistência não drenada através de ensaios de palheta, UU e CU. A Figura 2.2 mostra os perfis de teor de umidade e de resistência não drenada da camada de argila. Neste caso, observa-se que a resistência não drenada obtida pelo ensaio UU apresenta maiores valores que a obtida pelos ensaios de palheta.

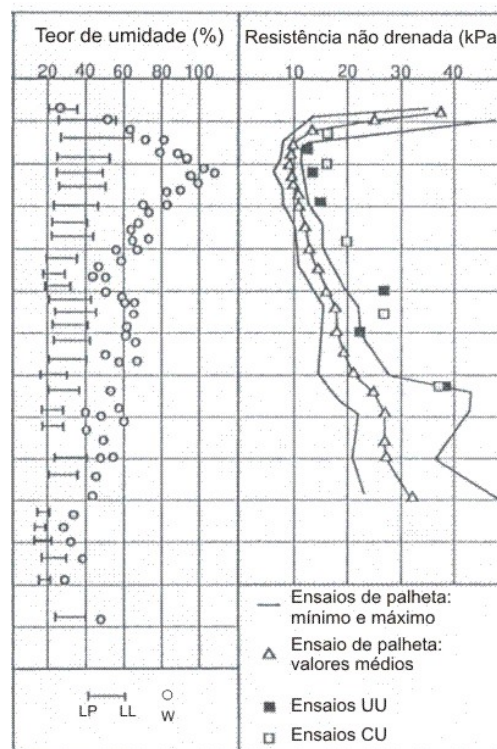


Figura 2.2 – Perfil de teor de umidade e resistência não drenada (Modificado - Konrad & Ayad, 1997).

Além dos ensaios de laboratório e campo é possível obter a resistência não drenada dos solos a partir de correlações. Uma correlação muito divulgada foi obtida por Skempton (1957) na qual se tem a relação s_u/σ'_{v0} em função do índice de plasticidade (IP) do material, onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva. Essa correlação refere-se principalmente a resistências obtidas através de ensaios de palheta para argilas normalmente adensadas. Pinto (1992) salienta a importância da correlação para comparar resultados de ensaios, não devendo ser empregada para estimar resistência para projeto. A Equação 2.3 mostra a correlação obtida por Skempton (1957).

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = 0,11 + 0,0037 * IP \quad (2.3)$$

2.3 – Relações entre consistência e resistência não drenada dos solos.

O teor de umidade (w), o índice de vazios (e), o índice de liquidez (IL), dentre outros índices podem ser utilizados para representar a consistência dos solos. Esses índices que indicam propriedades físicas dos solos podem ser utilizados na previsão e/ou determinação de propriedades mecânicas.

Yang et al. (2006) realizaram uma ampla campanha de investigação para a determinação de correlações entre índices físicos (teor de umidade, IP, IL, índice de vazios “interclay”, etc.) de sedimentos na região de Storegga na Noruega, e propriedades mecânicas de compressibilidade e resistência não drenada. Com relação à resistência não drenada, os melhores ajustes foram conseguidos com equações de regressão do tipo $y = a * \exp^{(bx)}$ e $y = a * (x)^b$, sendo a e b parâmetros do material e exp neperiano. A Figura 2.3 mostra a variação da resistência não drenada obtida por ensaios de cone em função do índice de vazios “interclay”, que é a relação entre o índice de vazios e a fração de argila do solo (e/c).

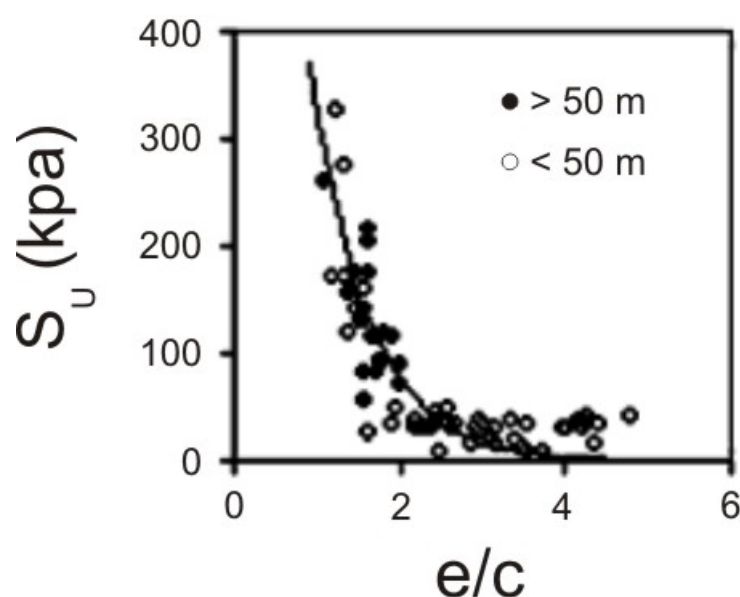


Figura 2.3 – Relação entre índice de vazios “interclay” e resistência não drenada obtida através de ensaios de cone (Yang et al., 2006).

Yilmaz (2000) coletou blocos de amostras indeformadas de solos argilosos em profundidades variando de 2 a 4 m. As amostras coletadas foram submetidas a ensaios triaxiais de compressão, sendo também determinados os índices de liquidez desses solos. A Equação 2.4 representa a relação entre resistência não drenada e índice de liquidez (IL) para os solos estudados.

$$S_u = \exp^{(0,026-1,21*IL)} \quad (2.4)$$

O’Kelly (2006) estudando as características geotécnicas do lodo proveniente da secagem de esgotos domésticos encontrou uma relação exponencial para a resistência não drenada e o teor de umidade do lodo, conforme apresentado na Figura 2.4. Sharma & Bora (2003) e Krizek (2004) também determinaram uma relação entre a resistência não drenada e o teor de umidade para diferentes tipos de solo. Neste caso, os autores encontraram uma relação linear ao serem plotados os resultados em uma escala log-log.

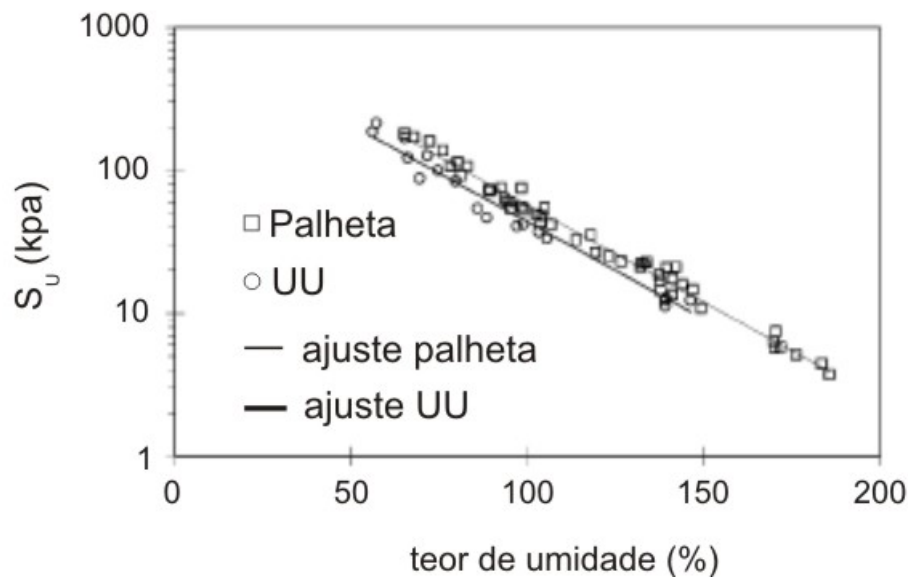


Figura 2.4 – Relação entre teor de umidade e resistência não drenada O’Kelly (2006).

No contexto da pesquisa, o maior interesse é obter uma função em que a resistência não drenada seja relacionada com o índice de vazios, já que durante as simulações numéricas, os arquivos gerados pelo CONDES (Yao & Znidarcic, 1997) são referentes à variação dos perfis de índice de vazios no tempo. Uma relação desse tipo foi determinada por Znidarcic et al. (1992) para “Speswhite China Clay”. A Equação 2.5 descreve a relação entre índice de vazios e resistência não drenada.

$$e = 1,945 - 0,435 \log(S_u) \quad (2.5)$$

A mecânica dos solos do estado crítico também relaciona a resistência não drenada do solo e seu índice de vazios (Wood, 1990). A relação é apresentada na Equação 2.6.

$$S_u = \frac{M}{2} * \exp\left(\frac{e_r - e_o}{\lambda}\right) \quad (2.6)$$

sendo M a constante friccional do estado crítico que depende do ângulo de atrito, λ o índice de compressão, e_r o índice de vazios na linha do estado crítico quando $p' = 1$ e e_o

o índice de vazios inicial. Como os três primeiros parâmetros são constantes do solo, a resistência não drenada fica sendo função do índice de vazios do solo.

2.5– Ganho de resistência em virtude da sucção.

Os depósitos de rejeitos, quando formados por métodos convencionais de disposição, apresentam uma reduzida resistência não drenada, principalmente próxima à superfície. Nesse método construtivo contribuem para a formação do depósito os processos físicos de sedimentação e adensamento. Caso a superfície do depósito fique exposta às condições atmosféricas, o ressecamento pode se desenvolver no depósito, observando-se uma gradual diminuição do índice de vazios e um aumento na resistência desses rejeitos (Oliveira Filho & van Zyl, 2006).

Desta forma, a utilização de um manejo que permitisse o ressecamento desses rejeitos (Norman e Raforth, 1998) seria extremamente interessante na reabilitação desses depósitos. A Figura 2.5 mostra esquematicamente o aumento da tensão efetiva devido ao ressecamento das camadas superficiais do depósito.

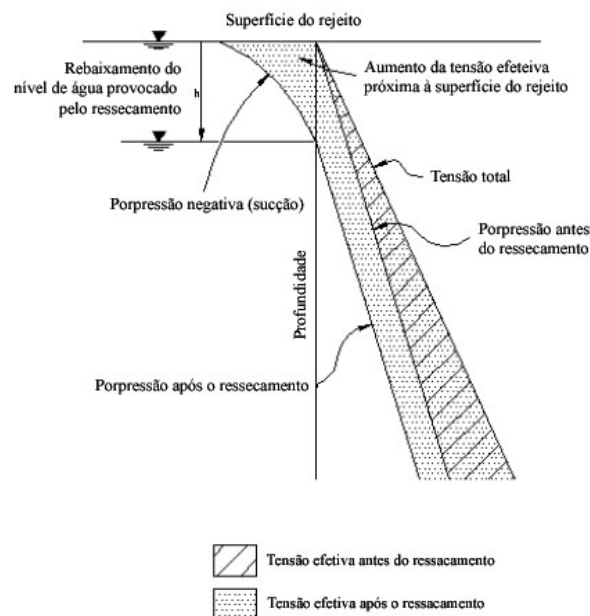


Figura 2.5 – Aumento da tensão efetiva em virtude do ressecamento (Robertson & Wels, 1996).

Esse ressecamento promove o surgimento de sucção (poropressão negativa), com a conseqüente diminuição do índice de vazios e aumento da resistência. Sendo assim, a utilização da contribuição da sucção na resistência de um solo não saturado é extremamente atrativa, pois contribui para o aumento da estabilidade de estruturas geotécnicas (Rassam & Williams, 1999).

Vanapalli et al. (1999) mostraram a contribuição da sucção na resistência de um solo compactado sob condições de carregamento não drenadas.

2.6 – Métodos de disposição de rejeitos.

Os rejeitos finos (lamas) são materiais em geral plásticos, altamente compressíveis e constituídos predominantemente por siltes e argilas. Os depósitos convencionais formados por esses materiais apresentam comportamento semelhante a depósitos naturais de solos moles, de modo que os conhecimentos de engenharia sobre solos moles, potencialmente, podem ser utilizados para explicar o comportamento e os fenômenos experimentados pelos depósitos de rejeitos finos (Lima, 2006). Destaca-se como principal diferença entre os solos moles e os depósitos de lama o período de formação dos mesmos. No caso dos depósitos de rejeitos, a sua formação ocorre em poucos anos, enquanto nos depósitos naturais os sedimentos que deram origem aos mesmos foram depositados no período correspondente ao quaternário (10 mil anos atrás). Massad (2003) apresenta as características de formação das argilas moles quaternárias, destacando que o conhecimento relacionado à formação das mesmas (meio, processo e local de deposição) ajuda a compreender algumas propriedades desses depósitos.

As propriedades geomecânicas do depósito fabricado de rejeitos finos vão depender não só das características do material, bem como do método de disposição utilizado. A Figura 2.6 apresenta as diferentes densidades que a lama pode apresentar dependendo do método de disposição adotado. Além disso, tem-se uma representação esquemática da relação entre a resistência não drenada da lama e sua consistência, mostrando que a resistência não drenada é uma função crescente com a densidade da lama, ou de outra forma, decrescente com o índice de vazios ICOLD (2002). Sendo, que

Vargas (1978) define como consistência a maior ou menor dureza na qual a argila é encontrada na natureza.

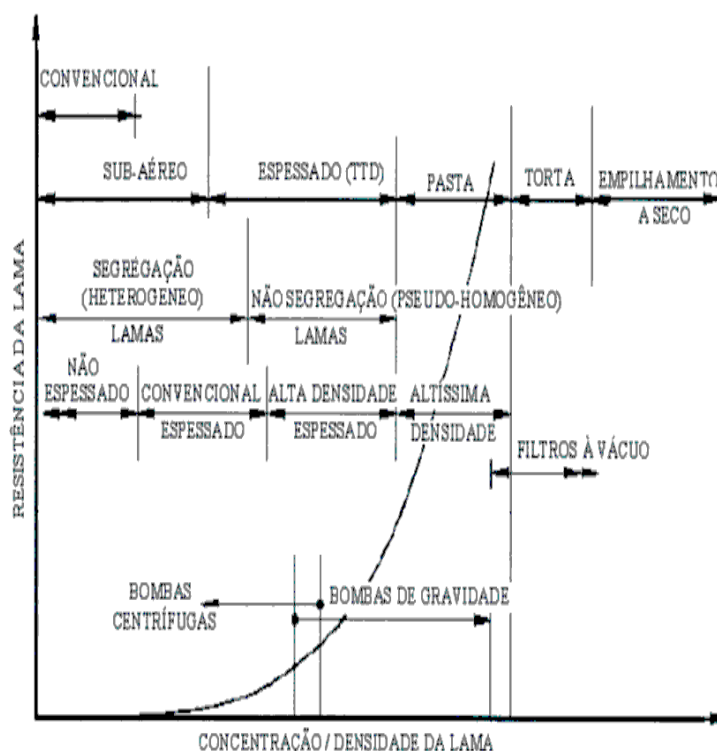


Figura 2.6 – Relação esquemática entre resistência não drenada, densidade da lama, métodos construtivos e operacionais (Modificado-ICOLD 2002).

Percebe-se que a resistência não drenada depende diretamente do método de disposição utilizado, sendo que essa resistência é significativa quando se utiliza um método de disposição alternativo, tais como: espessado (TTD), pasta, torta e empilhamento a seco. Os métodos alternativos são descritos de forma detalhada por Lima (2006). Esses métodos apresentam grandes vantagens com relação ao método de disposição convencional, entretanto somente nos últimos anos que os métodos alternativos de disposição passaram a ganhar maior aceitação e a serem mais utilizados pelas empresas mineradoras (Norman & Raforth, 1998).

Quando se utiliza o método de disposição convencional, os rejeitos são descartados na sua forma natural (lama fluida e de baixa densidade) e continuamente, o que requer a construção de estruturas como diques ou barragens para a contenção desses materiais. Vale ressaltar que essas estruturas de contenção geralmente conferem

confinamento não só de lama depositada, mas também de grande volume de água. Desta forma, rupturas dessas estruturas são geralmente catastróficas com a liberação de grandes volumes (Robinsky, 2000).

Já os métodos alternativos buscam aumentar a consistência dos rejeitos a serem lançados no depósito. A idéia básica desses novos métodos é promover um espessamento da lama, sendo que esse espessamento pode ser realizado tanto na planta de beneficiamento quanto no próprio local de deposição do rejeito. Essa densificação da lama maximiza a capacidade de armazenamento, estabiliza a estrutura, e permite que o local de disposição seja reabilitado e possa ser usado para outros fins, com o aumento da resistência não drenada e a redução do tempo de adensamento (Abu-Hejeleh & Znidarcic, 1995). Dentre os métodos alternativos destaca-se o método subaéreo que é uma técnica na qual o rejeito é depositado em finas camadas, permitindo-se o seu adensamento e drenagem antes do lançamento da camada seguinte (Ulrich et al, 2000). Esse método compreende ciclos de enchimento (lançamento de lama no depósito) e espera (sem lançamento de material).

Robinsky (2000) destaca as vantagens da utilização de um método de disposição que permita o ressecamento da lama até ser atingido o limite de contração do material depositado. A adoção desse manejo (procedimento) resulta em um depósito bastante homogêneo e de elevada densidade, o que não ocorre quando é utilizado um método de disposição convencional. A Figura 2.7 apresenta os perfis típicos de teor de sólidos para uma disposição convencional e para uma disposição na qual se permite o ressecamento.

Observa-se que quando descartados convencionalmente, o teor de sólidos aumenta com a profundidade, sendo o perfil típico de um adensamento por peso próprio, no qual nas camadas superiores tem-se um reduzido teor de sólidos. Entretanto, ao se permitir o ressecamento de finas camadas de lama (ciclos de enchimento e espera) tem-se um perfil de teor de sólidos elevado e relativamente uniforme como mostrado na figura a seguir (aproximadamente 80% ao longo de todo depósito).

O índice de vazios relaciona-se com o teor de sólidos através da Equação 2.7, onde G_s é a densidade real dos grãos.

$$e = G_s * \left(\frac{1 - P}{P} \right) \quad (2.7)$$

Percebe-se, portanto, que quanto maior o teor de sólidos, menor o índice de vazios, e conseqüentemente maior será a resistência não drenada. No caso de uma disposição convencional tem-se reduzidos valores de resistência não drenada nas camadas mais superficiais do depósito, sendo que essa resistência aumenta com a profundidade. Já no caso, de um ressecamento da lama (método alternativo) tem-se uma maior resistência não drenada, sendo que a mesma é praticamente homogênea ao longo de todo o depósito, o que é extremamente vantajoso no caso de estruturas que venham a ser construídas sobre o depósito de lamas.

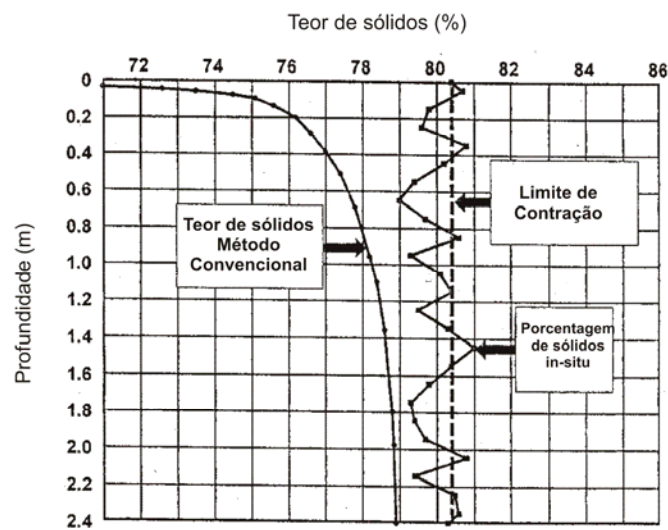


Figura 2.7 – Variação dos perfis de teor de sólidos para o método convencional e alternativo de disposição de lamas (Modificado - Robinsky 2000).

2.7 – Estruturas construídas sobre depósitos de lamas.

As dificuldades encontradas na construção de estruturas sobre um depósito de rejeitos são similares às encontradas na construção de aterros sobre solos moles naturais. Segundo Almeida (1996) os aterros sobre solos moles, embora extensivamente estudados na mecânica dos solos tradicional, ainda causam algumas vezes surpresas aos projetistas, tanto no que diz respeito a rupturas como a recalques inesperados. Desta

forma, esse tipo de obra requer cuidados quanto à definição dos parâmetros geotécnicos, tipo de análise e sequência construtiva (Formigheri, 2003).

Em virtude da baixa capacidade de suporte e da elevada compressibilidade desses depósitos, há necessidade muitas vezes da adoção de técnicas que permitam a melhoria das características geotécnicas (resistência e deformabilidade) dos mesmos. A construção em etapas e a sobrecarga temporária são alternativas de tratamento de solos moles (Massad, 2003). A construção em etapas consiste em construir um aterro em partes, permitindo o adensamento do depósito e o aumento da sua resistência, podendo-se elevar a altura do aterro progressivamente. Já a sobrecarga temporária (pré-compressão) consiste em aplicar no solo mole um carregamento maior do que aquele que atuará durante a vida útil da obra, promovendo uma antecipação dos recalques e ganho de resistência do depósito. Além desses dois tratamentos descritos podem-se utilizar outras técnicas para o tratamento de solos moles tais como a instalação de drenos verticais para a aceleração dos recalques (adensamento), elementos de reforço, estacas de distribuição, dentre outras.

O projeto e a execução de estruturas, temporárias ou não, sobre um depósito de rejeitos finos apresentam um elevado grau de complexidade, necessitando muitas vezes da adoção de algumas das técnicas mencionadas acima. Dentre essas estruturas pode-se citar: diques, acessos, aterros e coberturas. Tem-se como procedimento usual adotado na reabilitação de um depósito de rejeitos a colocação de uma cobertura sobre o depósito (Williams et al. 1997) ou através da formação de um lago permanente (Jakubick et al. 2003).

A colocação de um sistema de cobertura sobre um depósito formado pelo método convencional de disposição de lamas apresenta-se como um grande desafio devido à baixa resistência final do depósito, às dificuldades relacionadas ao tráfego de equipamentos e aos elevados recalques, antes e durante a colocação da cobertura (Robertson & Wels, 1996).

2.7.1 – Reabilitação de depósitos de lamas.

Os sistemas de cobertura utilizados na reabilitação de um depósito de rejeitos funcionam como uma interface entre a atmosfera, a biosfera e a geosfera (Wilson et al.

2003). Essa cobertura deve apresentar algumas características de modo a cumprir os objetivos e exigências desejadas pelos órgãos ambientais e empresas mineradoras. Wels & Kane (2003) destacam os objetivos a serem atingidos pelo sistema de cobertura:

- controle de emissão de poeira e erosão.
- controle da quantidade de oxigênio em contato com o rejeito, quando há a possibilidade da formação de drenagem ácida.
- minimização e controle da quantidade de água que infiltra no depósito de rejeitos.
- criação de um meio que apresente características favoráveis ao crescimento e desenvolvimento de uma vegetação sustentável.

A espessura da camada de cobertura, bem como quais objetivos devem ser alcançados depende do tipo de rejeito e dos riscos ao ambiente e à sociedade que o mesmo oferece, bem como das legislações ambientais vigentes em cada país ou região. A Figura 2.8 apresenta as camadas e espessuras recomendadas pela legislação europeia para a cobertura de resíduos (Council Directive 1999/31/EC).

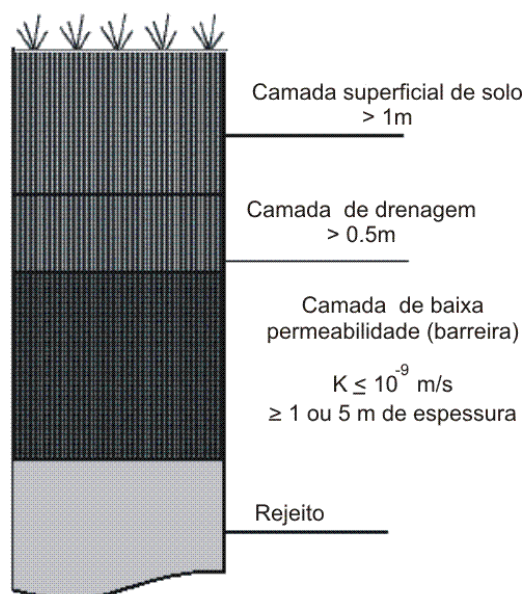


Figura 2.8 – Sistema de cobertura para resíduos segundo a legislação europeia (1999/31/EC).

O sistema de cobertura é composto por três camadas: uma primeira camada superficial de solo, no qual serve de base para o crescimento de vegetação, uma camada

de drenagem para o escoamento da água que infiltra, e finalmente uma camada de baixa permeabilidade que serve como barreira, limitando a infiltração de água para a camada de rejeito. Essa camada de baixa permeabilidade deve apresentar uma espessura mínima de 1m para resíduos não perigosos e uma espessura mínima de 5m para resíduos perigosos. Desta forma, de acordo com as recomendações européias, um sistema de cobertura deve apresentar uma espessura mínima de 2,5m para um rejeito não perigoso.

2.7.2 – Estudo de caso: cobertura sobre um depósito de urânio.

Robertson & Wels (1996) desenvolveram um sistema de cobertura para um reservatório de rejeitos de urânio localizado na Alemanha. Os parâmetros geotécnicos deste rejeito não são favoráveis à colocação da cobertura, pois se trata de um material fino, apresentando baixa resistência ao cisalhamento, reduzida condutividade hidráulica e elevada compressibilidade, conforme pode ser observado na Tabela 2.3. Desta forma, a execução da cobertura sobre o depósito é dificultada, em virtude das possíveis rupturas que podem ocorrer no depósito advindas da colocação da cobertura e do tráfego de equipamentos.

Tabela 2.3 – Características geotécnicas do rejeito de urânio.

Características geotécnicas		
Granulometria	d ₁₀ (mm)	<<0,001
	d ₆₀ (mm)	0,005
	d ₉₀ (mm)	0,03
Limites de Consistência	LL (%)	53
	LP (%)	21
Índice de plasticidade (%)		32
Coeficiente de adensamento (m ² /s)		(1 a 4) x 10 ⁻⁷
Condutividade hidráulica (m/s)		1,0 x 10 ⁻⁹

Edil & Aidylek (2001), Robertson & Wels (1996) e Jakubick et al. (2003) destacam os problemas advindos da colocação de uma cobertura sobre um depósito de

rejeitos e os possíveis mecanismos de ruptura. Têm-se dois mecanismos principais de ruptura durante a reabilitação de um depósito de lamas: um dos mecanismos refere-se à ruptura nas bordas do aterro (cobertura) e o outro está relacionado à baixa capacidade de suporte do depósito, com o conseqüente afundamento da cobertura e do equipamento. As Figuras 2.9 e 2.10 mostram esses mecanismos de ruptura.

De modo a se evitar rupturas durante e após a colocação da cobertura, bem como avaliar os recalques sofridos pela mesma deve-se ter informações a respeito da compressibilidade e da resistência do depósito. A Figura 2.11 mostra a variação do índice de vazios com a profundidade em dois diferentes pontos do depósito de rejeito de urânio, sendo que em um dos casos a base do depósito é considerada como sendo impermeável e no outro permeável. Além do perfil de índice de vazios, simulado e observado em campo, tem-se também a simulação dos perfis de poropressão e de excesso de poropressão. Essas curvas sugerem tratar-se de um material bastante compressível próximo à superfície, ainda pouco adensado com grande excesso de poropressão ainda não dissipado.

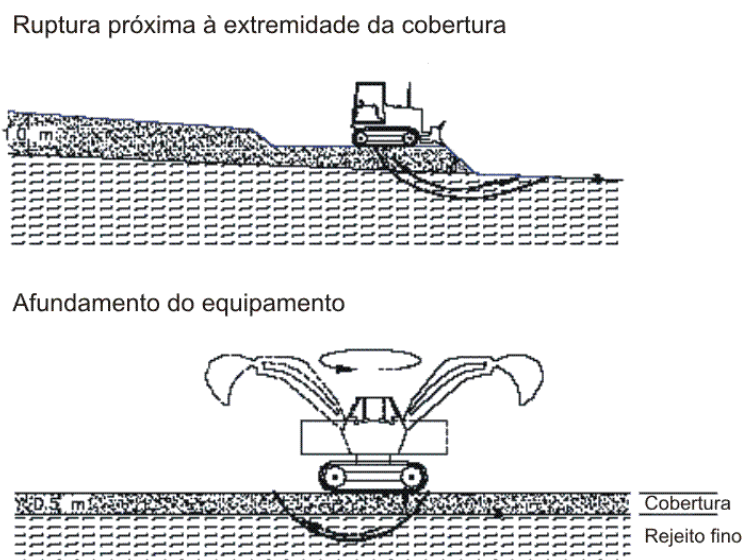


Figura 2.9 – Mecanismos de ruptura durante a reabilitação de depósitos de lama.

(Modificado - Robertson & Wels, 1996).


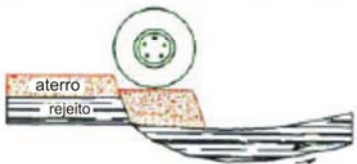
Mecanismo de Ruptura	Capacidade de Carga	Borda do Aterro
Afundamento / Cisalhamento		

Figura 2.10 – Detalhe dos mecanismos de ruptura: afundamento e cisalhamento.

(Modificado - Jakubick et. al, 2003).

Esse excesso de poropressão leva o depósito a reduzidos valores de resistência não drenada, conforme pode ser observado pela Figura 2.12. Os valores de resistência não drenada são crescentes com a profundidade e foram obtidos através de ensaios de palheta. Analisando-se os resultados referentes à HW11 (Figura 2.11) percebe-se que os elevados índices de vazios resultam em uma reduzida resistência não drenada que é inferior a 15 Pa até a profundidade de 12m.

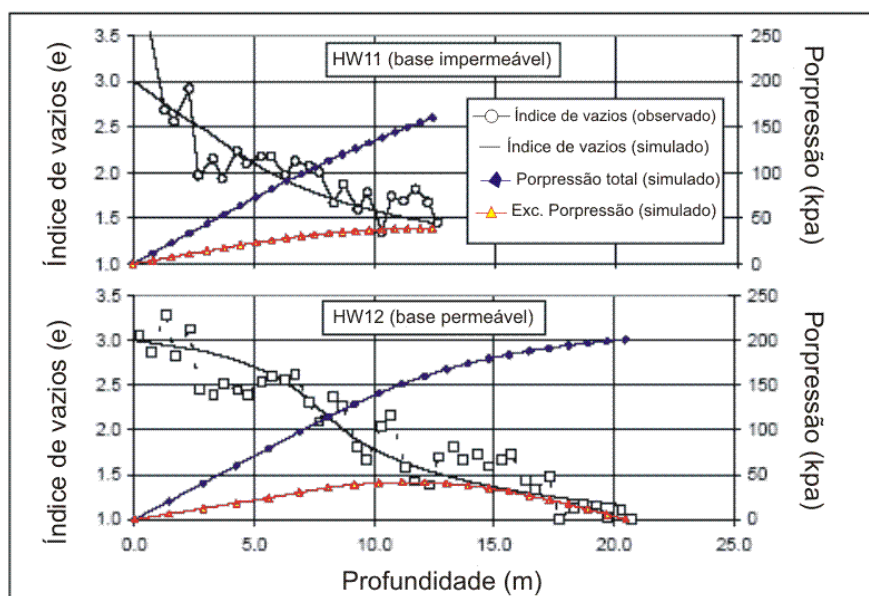


Figura 2.11 – Perfis de índice de vazios e poropressão no depósito de urânio (Robertson & Wels, 1996).

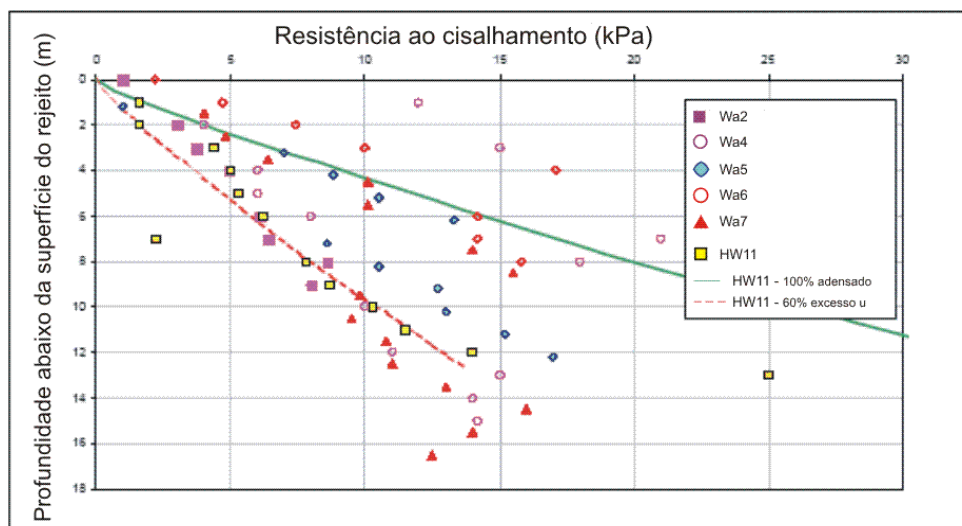


Figura 2.12 – Perfis de resistência não drenada do depósito (Robertson & Wels, 1996).

Esses resultados obtidos indicam que neste ponto do depósito tem-se ainda, um excesso de poropressão em torno de 60%, conforme indicado pela simulação HW11 – 60% excesso u . Uma outra simulação do perfil de resistência não drenada foi feita para o caso em que o excesso de poropressão é nulo, ou seja, o material apresenta-se totalmente adensado (simulação HW 11 – 100% adensado). Observa-se que a dissipação da poropressão levará a um aumento considerável da resistência não drenada, sendo a mesma superior a 30 kPa na profundidade de 12 m.

A partir desses perfis foi possível calcular a estabilidade da cobertura sobre o depósito de urânio que pode ser vista de forma detalhada em Robertson & Wels (1996).

Percebe-se a necessidade e a importância do conhecimento das características de resistência e compressibilidade dos depósitos de lamas no projeto e na execução de estruturas sobre os mesmos, sendo essas características amplamente afetadas pelo método de disposição e manejo adotado. Desta forma, nos próximos capítulos serão apresentadas as metodologias utilizadas para a determinação dos parâmetros de compressibilidade e resistência de um rejeito fino de minério de ferro (lama), bem como os resultados obtidos. Os resultados são aplicados no cálculo da estabilidade de estruturas sobre depósitos de lama.

MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta as características geotécnicas da lama estudada e uma descrição dos diversos equipamentos e metodologias utilizados nas etapas de campo e de laboratório da pesquisa. Dentre os equipamentos, é dado destaque ao consolidômetro de lama desenvolvido e a metodologia adotada para a obtenção da relação entre índice de vazios e resistência não drenada. Além disso, os resultados do monitoramento de campo do ganho de resistência por ressecamento de uma camada de lama depositada num tanque também são mostrados.

3.1 – Ensaios de laboratório.

A lama utilizada na pesquisa foi coletada na descarga do espessador de lama da planta de concentração da Unidade de Germano da Samarco Mineração S.A, em Mariana-MG. O volume de lama coletado foi de aproximadamente 2,4 m³, o que correspondeu a um total de 48 tambores, dos quais 43 foram utilizados no monitoramento e ensaios de campo e 5 em ensaios de laboratório.

A lama da pesquisa já foi objeto de trabalhos anteriores, tendo várias de suas propriedades geotécnicas sido determinadas (Botelho, 2001; Silva, 2003; e Almeida, 2004). Assim os resultados da caracterização apresentados a seguir servem para situar o lote recebido frente às propriedades já conhecidas e nesse sentido o assunto é tratado de forma mais sucinta. Um detalhamento sobre a obtenção da resistência não drenada, no entanto, é feito no trabalho envolvendo os ensaios utilizando o consolidômetro.

3.1.1 – Caracterização da lama.

A caracterização da lama foi feita a partir de material coletado em 3 tambores selecionados para os ensaios de laboratório e a partir de uma amostra coletada no campo (tanque). Os equipamentos e procedimentos utilizados na determinação da textura, densidade real dos grãos e limites de liquidez e plasticidade seguiram a NBR7181/84, NBR6508/84, NBR6459/84 e NBR7180/84 respectivamente.

Os resultados referentes à caracterização da lama indicaram haver pouca ou nenhuma variação entre si das propriedades das amostras ensaiadas (amostras dos tambores e amostra do tanque). A Figura 3.1 mostra a curva granulométrica típica do material e a Tabela 3.1 apresenta um resumo com as características geotécnicas da lama, sendo que os valores apresentados correspondem à média dos valores obtidos para as amostras dos tambores e para a amostra de campo.

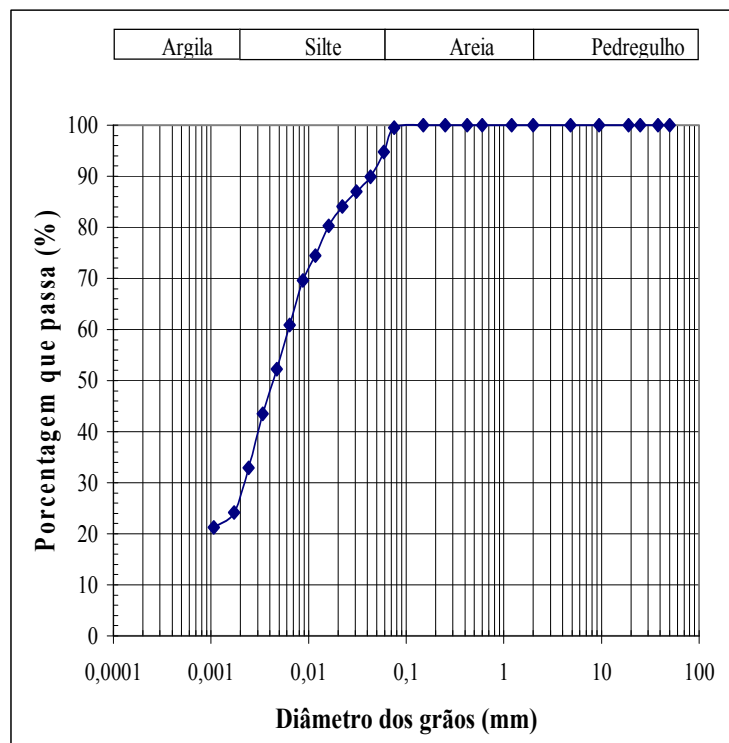


Figura 3.1 - Curva granulométrica da lama.

Tabela 3.1 - Características geotécnicas da lama.

Caracterização da lama		
Análise granulométrica	Pedregulho (%)	0
	Areia (%)	4
	Silte (%)	66
	Argila (%)	30
Limites de Consistência	LL (%)	25
	LP (%)	16
Índice de plasticidade (%)		9
Densidade real dos grãos		3,91
Teor de sólidos (%)		29,5

Um outro parâmetro obtido foi o teor de sólidos inicial da lama, que é a relação entre a massa seca e a massa total do material. O teor de sólidos inicial da polpa também é apresentado na Tabela 3.1, sendo o valor referente à média de 10 tambores (5 de laboratório e 5 de campo).

Observa-se pelos resultados obtidos (Figura 3.1 e Tabela 3.1) que se trata de um material fino, no qual a polpa apresenta um reduzido teor de sólidos inicial. Além disso, a elevada densidade real dos grãos indica uma grande concentração de partículas de ferro na lama.

3.1.2 - Ensaio de contração livre.

Uma outra importante característica geotécnica da lama obtida foi o limite de contração, que pode ser definido como sendo o máximo teor de umidade a partir do qual uma redução dessa umidade não proporciona uma redução no volume total de um solo, ou seja, é o teor de umidade correspondente à desaturação do solo. O ensaio de contração livre (“free shrinkage test”) foi desenvolvido por Abu-Hejeleh (1993) para determinar a curva de contração de solos finos moles.

O equipamento utilizado para a determinação do limite de contração era constituído de uma base de nylon, um cilindro de acrílico removível com 11,5 cm de

diâmetro e 6,2 cm de altura e um anel de acrílico também removível (colarinho) de mesmo diâmetro do cilindro e altura de 2,9 cm.

A primeira etapa do ensaio consistiu em untar com vaselina a parede e a base do equipamento, de modo a diminuir a adesão entre a amostra e o equipamento e permitir a contração livre. Em seguida, a lama foi homogeneizada por alguns minutos e uma camada inicial de 6,3 cm de lama foi depositada no equipamento. Após a colocação da lama no equipamento foi permitida a sua sedimentação e adensamento, conforme mostrada na Figura 3.2(a). A água sobrenadante proveniente daqueles processos físicos foi retirada com uma seringa de modo a acelerar o início do processo de ressecamento. A Figura 3.2(b) mostra a condição da amostra após a retirada da água sobrenadante.

A partir da disposição da camada de lama passou-se a efetuar medidas diárias da massa da amostra através de uma balança de alta precisão, da altura da amostra através de um extensômetro com precisão de décimo de milímetro e do diâmetro da amostra através de um paquímetro. Com os dados acima era possível calcular o volume total e a massa da amostra. Vale ressaltar que o diâmetro da amostra na fase inicial era igual ao diâmetro do cilindro de acrílico, sendo necessária a realização de medidas do diâmetro somente após o 10º dia de ensaio, quando se observou a separação da amostra da parede do cilindro.

Até o 17º dia eram observadas variações de massa e volume da amostra (redução de altura e diâmetro). A Figura 3.3(a) indica a fase do ensaio no qual ocorriam estas variações. Entretanto, do 17º dia em diante passou-se a observar pouca ou nenhuma variação no volume total da amostra, apesar de haver variação de massa (perda de água). No 28º dia o ensaio foi encerrado e a amostra foi colocada em uma estufa para a determinação da massa seca. A condição final da lama é apresentada na Figura 3.3(b).

Após a determinação da massa seca e com os dados obtidos durante o ensaio (massa e volume da amostra) foi possível calcular a variação do teor de umidade e do volume da amostra, obtendo-se a curva de contração livre da lama que é mostrada na Figura 3.4.

Através da Figura 3.4 se observa que o limite de contração (LC) da lama é da ordem de 29%, que corresponde a um índice de vazios de 1,13. Assim, esta lama quando submetida ao processo de ressecamento deixará sua condição de saturação quando atingir um teor de umidade em torno de 29%, ou seja, a partir deste ponto a

diminuição do teor de umidade não será acompanhada de uma diminuição do volume total (índice de vazios constante e da ordem de 1,13).



(a)

(b)

Figura 3.2 – (a) lama após a sedimentação e adensamento e (b) amostra após a retirada do colarinho e da água sobrenadante.



(a)

(b)

Figura 3.3 – (a) fase intermediária do ensaio com variação de massa, altura e diâmetro e (b) condição final da amostra de lama.

Vale ressaltar que o valor obtido para o limite de contração é superior aos valores encontrados para os limites de plasticidade e liquidez, o que não possui sentido físico. Esta diferença pode ser explicada pelos diferentes procedimentos adotados para a determinação do limite de contração para o ensaio padrão (normalizado) e para o ensaio de contração livre. Entretanto, o limite de contração obtido através do ensaio de contração livre é mais representativo das condições de ressecamento que a lama é

submetida em depósito de rejeitos, sendo assim, o limite de contração será adotado como sendo igual a 29% em análises que porventura este parâmetro seja requerido.

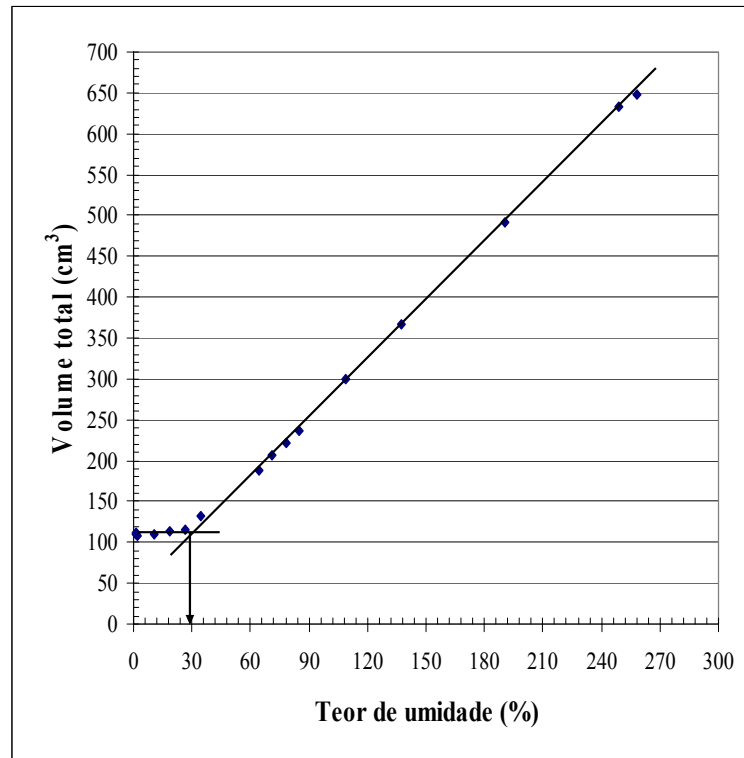


Figura 3.4 – Curva de contração livre da lama.

Almeida (2004) obteve resultados semelhantes para esta lama, não só para o limite de contração, bem como para as demais características geotécnicas apresentadas na Tabela 3.1.

3.1.3 – Ensaio de adensamento induzido por percolação.

As análises numéricas dos processos de adensamento e ressecamento de um depósito de lamas requerem relações constitutivas de compressibilidade e permeabilidade do material. Dada a elevada compressibilidade dessas lamas, os ensaios mais adequados para o estudo de grandes deformações são necessários (Botelho, 2001). Desta forma, foi realizado um ensaio de adensamento induzido por percolação com bomba de fluxo para a determinação dos parâmetros citados acima. Os resultados obtidos no ensaio foram utilizados na simulação da formação de depósitos de lama

apresentados no capítulo 5, onde também serão mostradas aplicações da relação constitutiva S_u x e na previsão da resistência não drenada desses depósitos.

Os equipamentos e procedimentos utilizados foram os mesmos adotados por Botelho (2001) e Almeida (2004). Desta forma, não serão apresentados os procedimentos utilizados para a realização do ensaio HCT nesta pesquisa, sendo mostrados apenas os resultados obtidos no ensaio. As Figuras 3.5 e 3.6 mostram a poropressão gerada na base da amostra de lama em função do tempo, durante o ensaio de adensamento induzido por percolação e durante o ensaio de permeabilidade saturada, respectivamente.

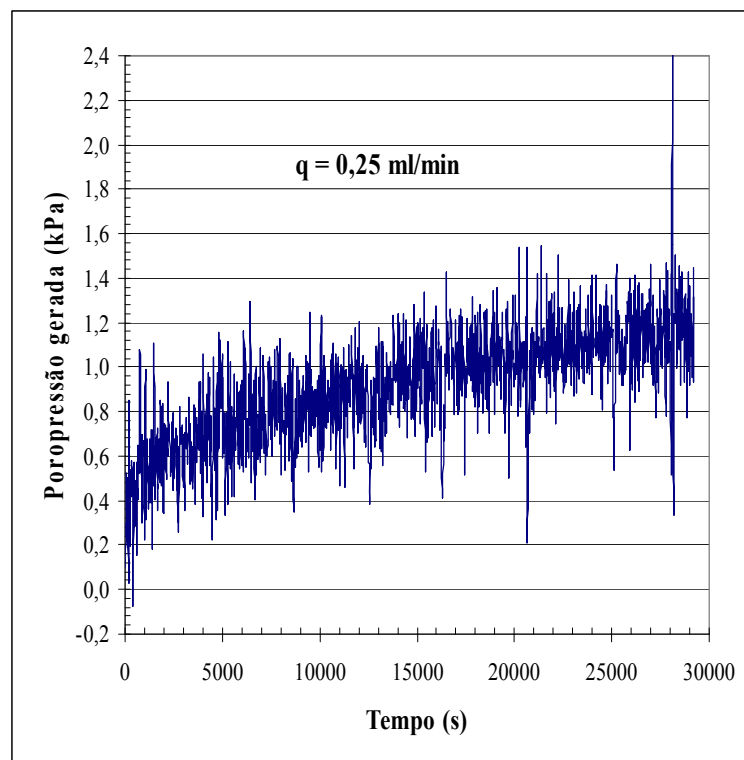


Figura 3.5 – Poropressão gerada na base durante o ensaio de adensamento induzido por percolação.

Através dos resultados obtidos no ensaio HCT foi possível obter os parâmetros constitutivos de compressibilidade e permeabilidade utilizando o programa SICTA (“Seepage Induced Consolidation Test Analysis”) desenvolvido por Abu-Hejleh & Znidarcic (1992). Os dados de entrada e os parâmetros obtidos de compressibilidade (A, B e Z) e permeabilidade (C e D) são mostrados na Tabela 3.2.

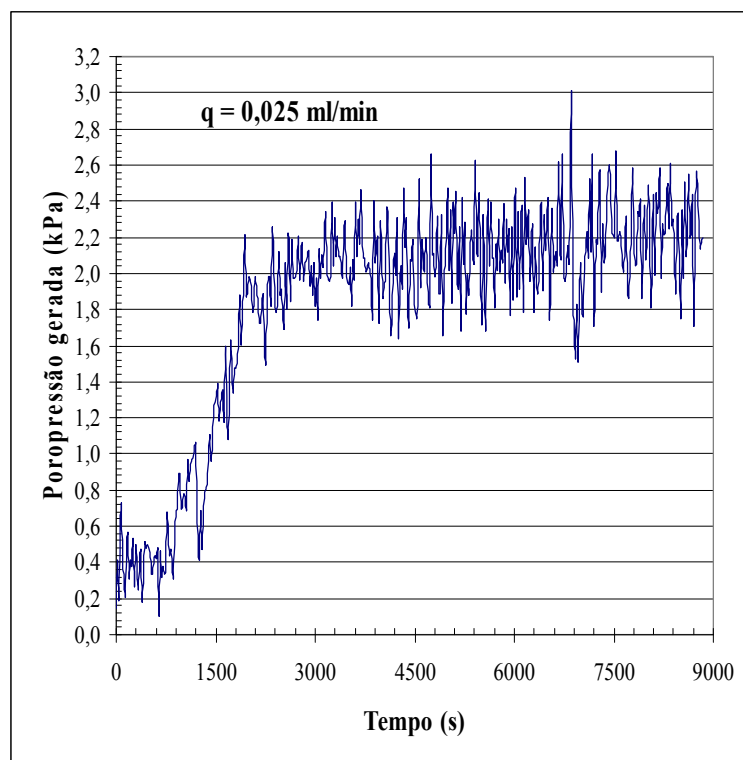


Figura 3.6 – Poropressão gerada na base durante o ensaio de permeabilidade.

Tabela 3.2 – Parâmetros de entrada e saída do programa SICTA.

Dados de entrada		Dados de saída	
Peso específico da água (kN/m^3)	9,81	Parâmetros de compressibilidade	
Peso específico das partículas sólidas (kN/m^3)	38,36		
Altura inicial de lama (cm)	8,677		
Índice de vazios para tensão efetiva nula (e_{00})	6,13	A (kPa^{-1})	3,1943
Tensão efetiva no topo (kPa)	0	B	-0,1984
Velocidade darciniana (m/s)	6,73E-07	Z (kPa)	0,0374
Altura de lama após adensamento (cm)	6,031	Parâmetros de permeabilidade	
Tensão efetiva na base (kPa)	1,15		
Índice de vazios após carregamento (e_f)	1,47		
Tensão efetiva no carregamento (kPa)	50	D	4,0305
Condutividade hidráulica (m/s)	1,12E-08	C (m/s)	2,37E-09

As relações de compressibilidade e permeabilidade adotadas por Liu e Znidarcic (1991) e utilizadas no programa SICTA são do tipo:

$$e = A * (\sigma'_v + Z)^B \quad (3.1)$$

$$k = C e^D \quad (3.2)$$

onde e é o índice de vazios, σ'_v é a tensão efetiva vertical e A , B , Z , C e D são os coeficientes empíricos obtidos do ensaio HCT. Assim, através das relações acima se obteve a curva de compressibilidade e permeabilidade da lama que são mostradas nas Figuras 3.7 e 3.8, respectivamente.

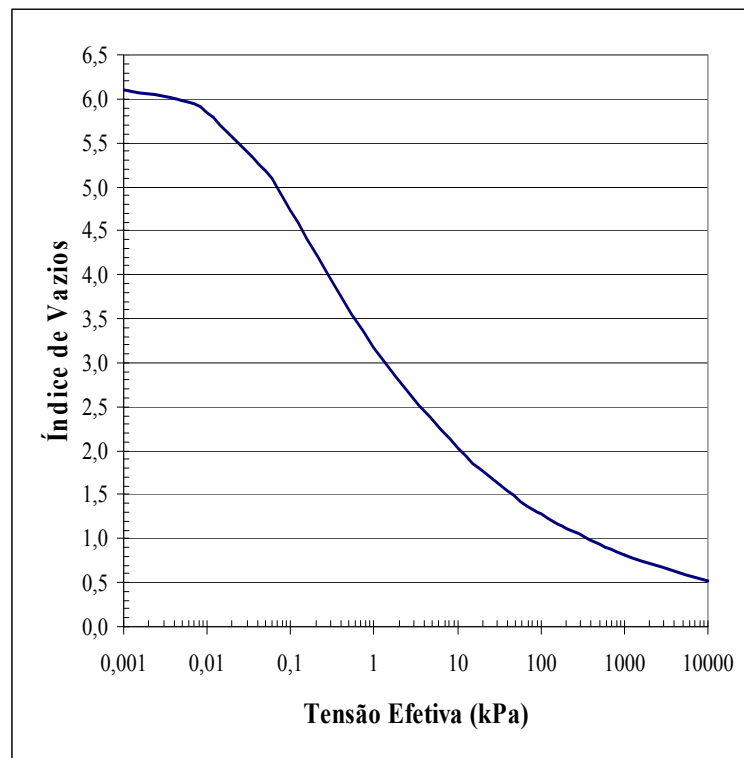


Figura 3.7 – Curva de compressibilidade da lama.

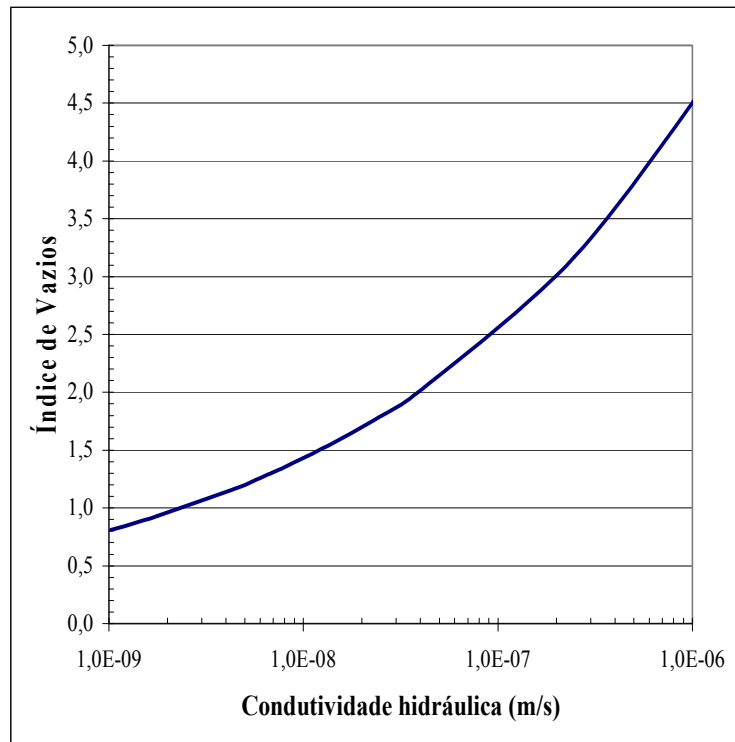


Figura 3.8 – Curva de permeabilidade da lama.

3.1.4 – Consolidômetro de lama.

Um dos pontos primordiais na realização desta pesquisa foi o desenvolvimento de um equipamento capaz de “fabricar” amostras com diferentes índices de vazios. Desta forma, foi montado um consolidômetro de lama, no qual diferentes amostras de lama (“bolos”) eram formadas e suas resistências não drenadas, posteriormente obtidas.

Este item apresenta uma descrição detalhada do consolidômetro de lama desenvolvido, bem como a metodologia e as técnicas experimentais utilizadas na realização dos ensaios com o mesmo.

3.1.4.1 – Projeto e componentes do consolidômetro.

O consolidômetro de lama desenvolvido é um pistão pneumático, sendo suas características e componentes similares ao consolidômetro de lama desenvolvido na Universidade Federal de Viçosa (UFV). Os seus componentes são basicamente: tubo no qual a lama é depositada (camisa do pistão), base e topo do equipamento, 2 anéis

externos que faceiam o tubo nos quais são parafusadas a base e a tampa, o pistão e os anéis de vedação. Os componentes do consolidômetro citados acima foram feitos com aço 1020, com exceção do pistão que foi feito de alumínio.

Os anéis faceando o tubo, a base e a tampa do equipamento foram fabricados a partir de tarugos que foram trabalhados até chegarem às dimensões de projeto. Já a camisa do pistão foi feita em uma calandra (máquina utilizada para curvar chapas) a partir de uma chapa com 14 mm de espessura. A utilização deste procedimento foi necessária em vista da não comercialização de tubos com as dimensões de projeto.

Com relação ao pistão, a sua fabricação também foi feita a partir de um tarugo, porém de alumínio, como citado acima. Optou-se pela utilização de alumínio para a sua fabricação, já que o mesmo apresenta uma boa resistência mecânica e é um material que possui uma massa específica bem inferior ao do aço. Sendo assim, a utilização de alumínio mostrou-se mais vantajosa para o manuseamento do pistão durante as etapas de preparação dos ensaios (pistão relativamente leve), apesar do custo mais elevado do alumínio em relação ao aço. A Figura 3.9 mostra as principais dimensões do equipamento, a Figura 3.10 apresenta todos os componentes do consolidômetro e a Figura 3.11 a seqüência de montagem do mesmo.

Com relação ao sistema de vedação do equipamento foi utilizado um anel de vedação na base e outro na tampa do equipamento. Além disso, dois anéis de vedação foram utilizados na guia do pistão e outros dois foram colocados no pistão.

Completa o equipamento uma estrutura em aço que serve como suporte para o consolidômetro de lama durante a realização dos ensaios. Além disso, essa estrutura é dotada de um mecanismo que permite a rotação do consolidômetro em torno do seu próprio eixo, permitindo o posicionamento adequado do equipamento para a realização dos procedimentos de extrusão da amostra.

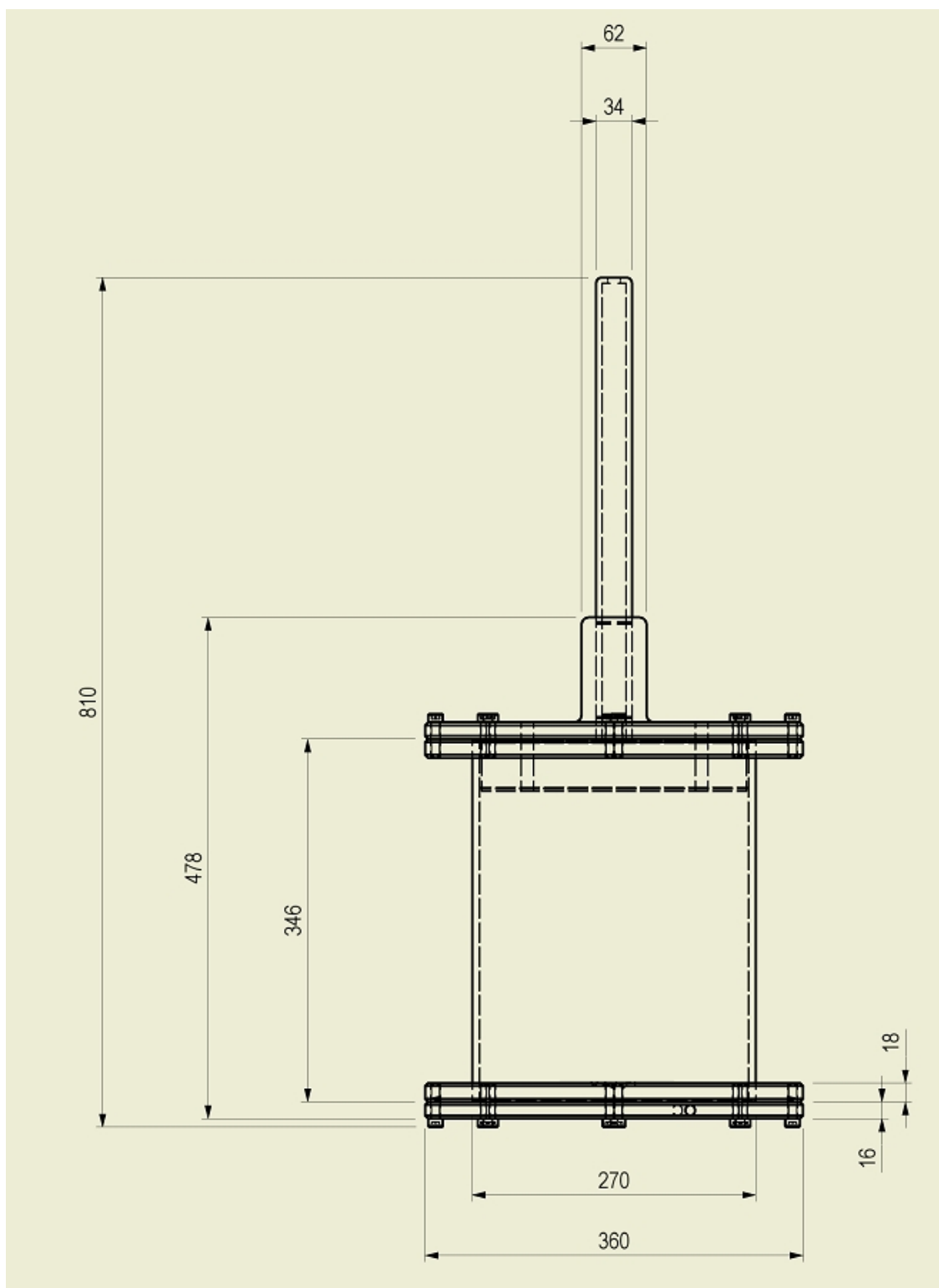


Figura 3.9 – Corte do consolidômetro. Todas as dimensões do equipamento em mm.

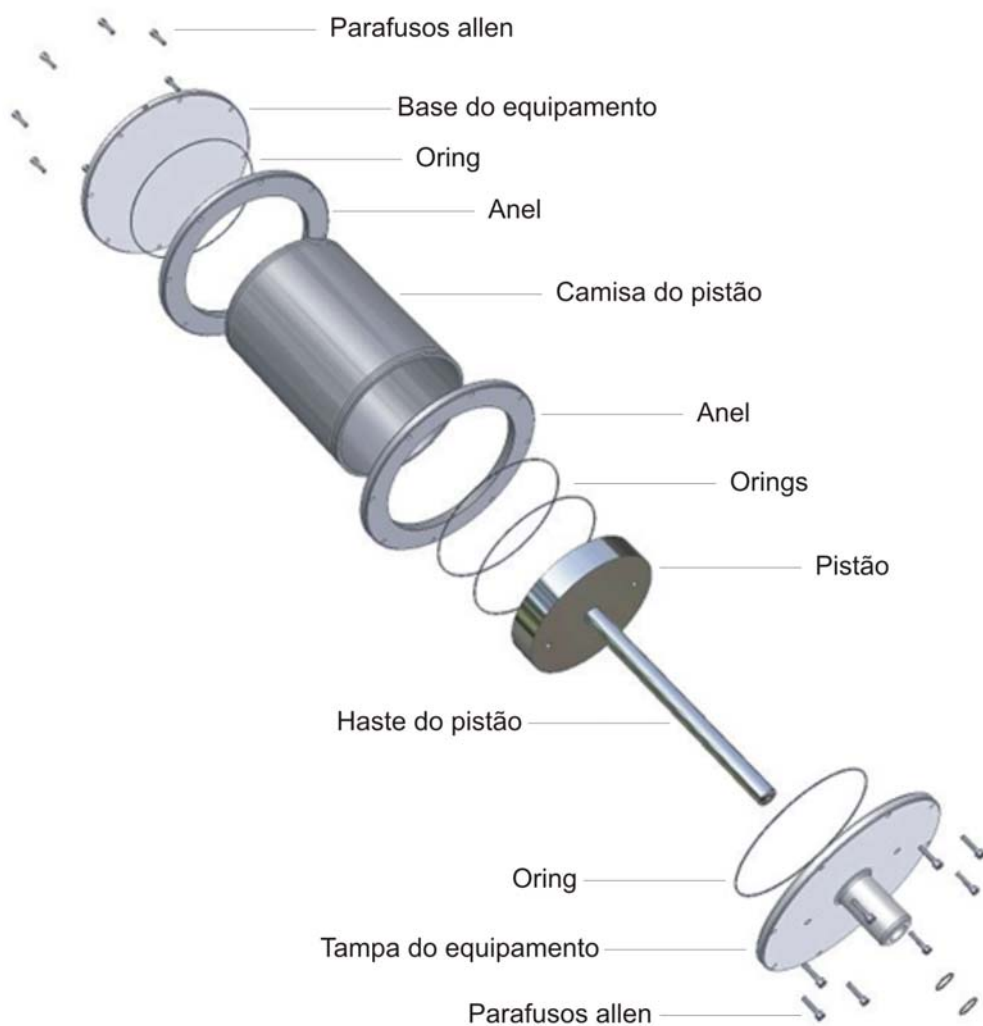


Figura 3.10 – Componentes do consolidômetro de lama.

Vale ressaltar, que após a fabricação e montagem do equipamento, a camisa do pistão (tubo) foi submetida a um processo de cromagem. Este processo consistiu em submeter o tubo a uma série de banhos em cromo, e em um posterior polimento da parte interna do tubo. Após a realização da cromagem e do polimento, o interior do tubo ficou com uma película de cromo da ordem de $2\mu\text{m}$. A cromagem foi realizada de modo a proteger o interior do tubo de uma possível oxidação e de desgastes mecânicos do aço, em função da movimentação do pistão ao longo da camisa, já que qualquer folga (falha) entre a camisa e o pistão é suficiente para prejudicar o bom funcionamento de um equipamento pneumático.

Após a montagem e realização de diversos testes para verificação do funcionamento adequado do consolidômetro, uma série de ensaios foram realizados de modo a se produzir amostras com diferentes índices de vazios. A descrição da metodologia utilizada nos ensaios com o consolidômetro é mostrada no próximo item.

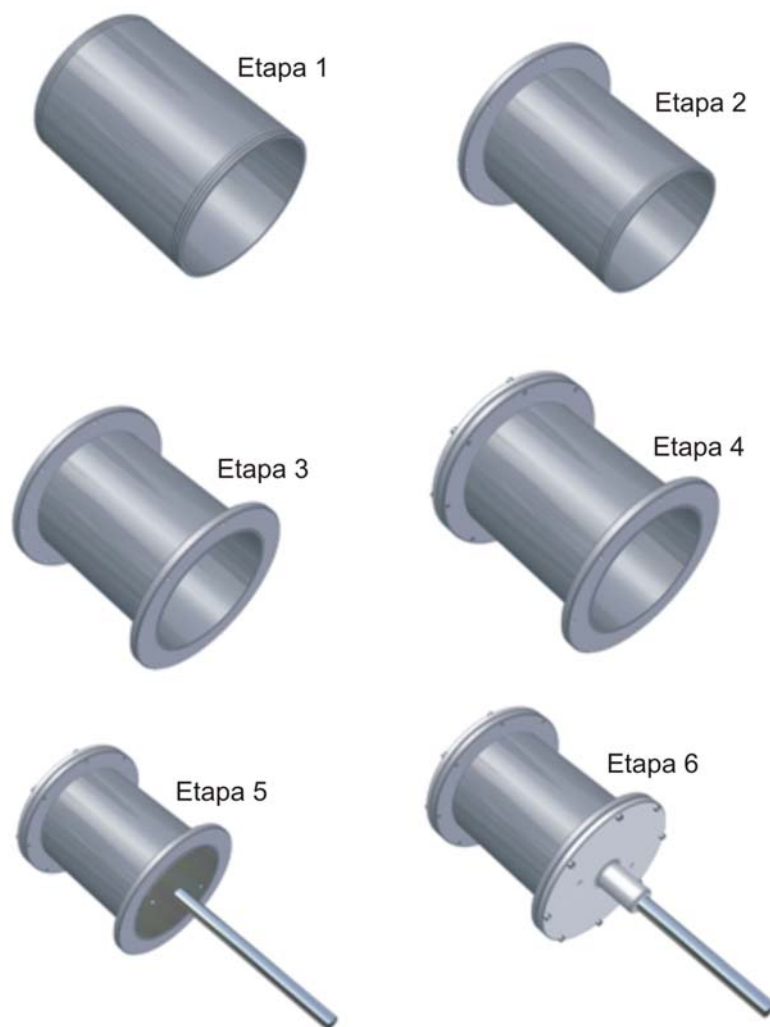


Figura 3.11 – Seqüência de montagem do consolidômetro.

3.1.4.2 – Ensaios no consolidômetro de lama.

Basicamente duas metodologias foram utilizadas na realização dos ensaios com o consolidômetro de lama, uma sem medição de poropressão, com drenagem no topo e na base da amostra; e outra com medição de poropressão, sendo a drenagem permitida

apenas pelo topo da amostra. A Tabela 3.3 apresenta um resumo com as informações referentes aos ensaios realizados no consolidômetro, tais como número de ensaios, tipo de drenagem, tensões aplicadas, etc.

Tabela 3.3 – Informações referentes aos ensaios no consolidômetro de lama.

Ensaio no consolidômetro				
Número de ensaios	Tensões utilizadas (kPa)	Tipo de drenagem	Monitoramento da poropressão	Resistência não drenada
8	30, 40, 55, 80, 115, 205, 290 e 410	Topo e base	Não	Palheta
6	50, 110, 155, 220, 280 e 355	Topo	Sim	Palheta
1	390	Topo e base	Não	Palheta e UU

3.1.4.3 – Ensaio no consolidômetro sem medida de poropressão.

A primeira etapa do ensaio consistia em passar uma camada de vaselina nas paredes do tubo, de modo a diminuir o atrito entre a lama e o equipamento. Em seguida, era colocada na base do equipamento uma manta de geotêxtil com diâmetro semelhante ao do tubo, e sobre essa manta um papel filtro também de mesmo diâmetro.

Antes da colocação da lama no consolidômetro, a mesma era homogeneizada manualmente com um misturador por alguns minutos dentro do tambor onde era armazenada, já que o material encontrava-se sedimentado. Completada a homogeneização, a lama era então cuidadosamente vertida no equipamento. A Figura 3.12(a) mostra o início do lançamento da lama no consolidômetro. A lama era então depositada até atingir uma altura inicial que variou entre 20 e 25 cm. A altura inicial de lama necessária para a realização do ensaio era estimada através do teor de sólidos da polpa, da tensão axial que seria aplicada sobre a amostra e da curva de compressibilidade da lama obtida no ensaio HCT (Figura 3.7). Este procedimento foi utilizado, de modo a se obter uma altura final de lama, que permitisse o cisalhamento lateral e de topo e base da amostra com uma mini-palheta (ver adiante). Após ser

atingida a altura inicial necessária, a lama era deixada em repouso por um período de aproximadamente 48 horas, no qual ocorriam os processos de sedimentação e adensamento por peso próprio, conforme mostrado na figura 3.12(b).



Figura 3.12 – (a) Início da colocação da lama no consolidômetro e (b) condição da lama após sedimentação e adensamento por peso próprio.

A água sobrenadante proveniente da sedimentação e do adensamento era sifonada e o material retido nas paredes do consolidômetro era cuidadosamente retirado, promovendo assim, a limpeza das paredes do equipamento. Terminada a limpeza, colocava-se um papel filtro no topo da amostra e sobre o papel filtro uma manta de geotêxtil. A 3.13(a) e (b) ilustram as etapas citadas acima.

As paredes limpas do consolidômetro e o pistão recebiam uma camada de vaselina para diminuir o atrito entre os mesmos, e em seguida o pistão era colocado no tubo, sendo promovida a sua descida manual por alguns centímetros. Posteriormente era conectada a linha de drenagem de topo (pistão/tampa) e a tampa era afixada no anel faceando o tubo. As Figuras 3.14(a) e (b) mostram a colocação do pistão e da tampa no consolidômetro. Com o sistema todo vedado, era aplicado cerca de 10kPa de pressão no pistão, promovendo lentamente a descida do mesmo até encostar no topo da amostra de lama. Assim que o pistão atingia o topo da amostra, aplicava-se a pressão desejada que era medida por um manômetro instalado na tampa do equipamento, dando início ao ensaio.

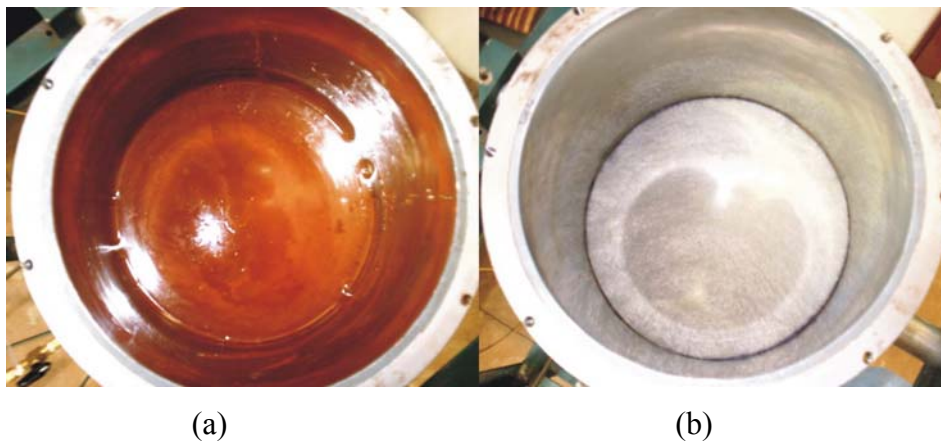


Figura 3.13 – (a) condição da lama depois de retirada a água sobrenadante, (b) colocação do papel filtro e do geotêxtil.

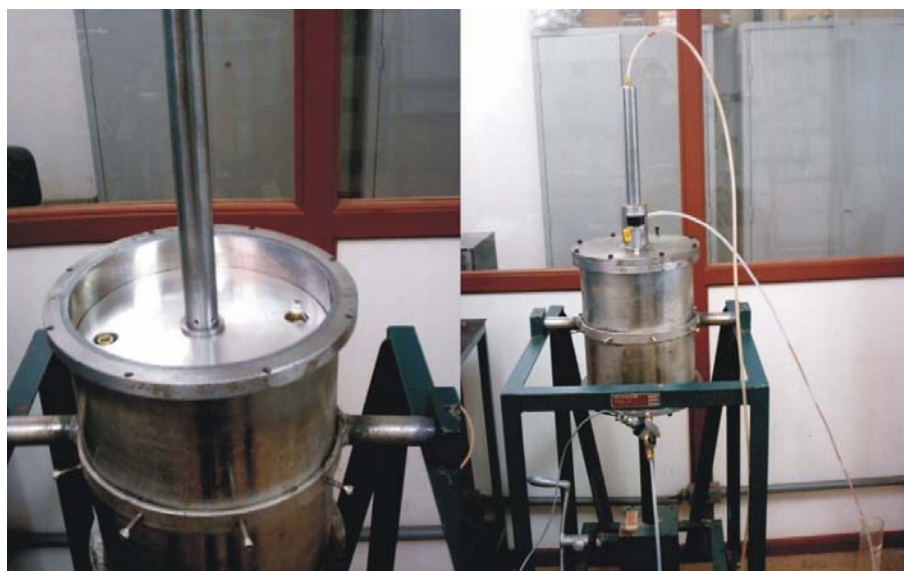


Figura 3.14 - (a) introdução do pistão na camisa e (b) fixação da tampa.

A partir do início do ensaio a variação da altura da amostra com o tempo e dados referentes às vazões de saída de água no topo e na base da amostra de lama passaram a ser monitorados. A altura da amostra era determinada em função da posição da haste do pistão em relação à guia do pistão. As vazões eram obtidas a partir do volume de água coletada em 2 provetas de 1000ml, sendo que uma proveta coletava a água proveniente da descarga da base e a outra da descarga do topo. O ensaio em andamento é mostrado na Figura 3.15.

Os ensaios eram encerrados quando a saída d'água da amostra cessava, ou seja, quando a vazão e a variação de altura da amostra eram nulas ou praticamente nulas. Atingida a condição de equilíbrio a pressão aplicada na amostra era aliviada e fazia-se a preparação para a extrusão do bolo.



Figura 3.15 – Ensaio no consolidômetro de lama.

Inicialmente desconectavam-se todas as linhas (aplicação de pressão e drenagem), e retirava-se a tampa do equipamento. Em seguida girava-se o equipamento em 180°, e a base do equipamento era então retirada, bem como o geotêxtil e papel filtro, conforme apresentado nas Figuras 3.16(a) e (b). Através de um sistema de extração de amostra presente na base da estrutura de suporte do consolidômetro, semelhante ao utilizado nos ensaios de compactação, era possível efetuar a extrusão da amostra. Esse sistema foi desenvolvido pela Universidade Federal de Viçosa e gentilmente cedido para a realização desta pesquisa. As Figuras 3.17(a) e (b) mostram a extrusão da amostra do consolidômetro. Após a amostra de lama ser extrudada, ensaios com uma mini-palheta eram realizados para a determinação da resistência não drenada. Além disso, era feita a determinação do teor de umidade do bolo, para posterior obtenção do seu índice de vazios. A determinação da resistência não drenada e do índice de vazios será descrita no item 3.1.5.3.

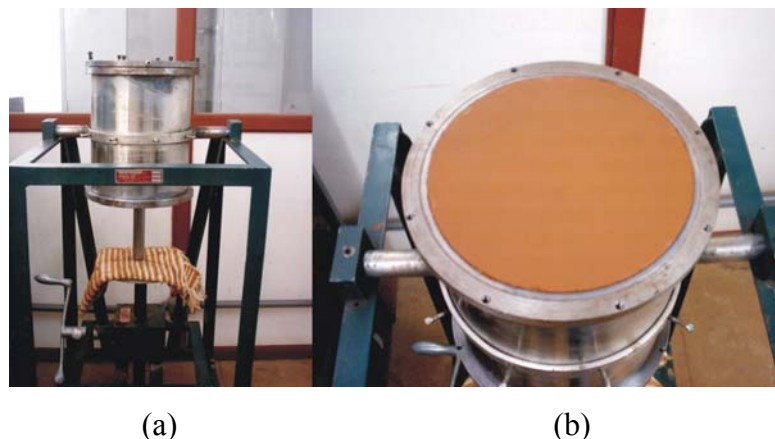


Figura 3.16 - (a) consolidômetro após ser girado e (b) amostra sem o geotêxtil e papel filtro.

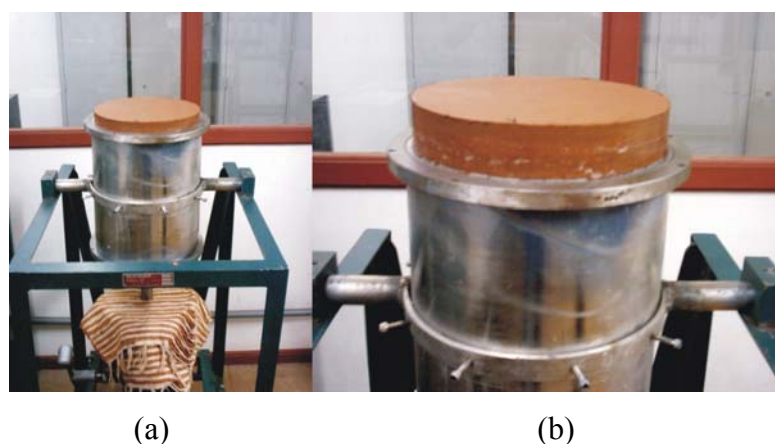


Figura 3.17 - (a) início da extrusão da amostra e (b) amostra totalmente extrudada.

3.1.4.4 – Ensaio no consolidômetro com medição da poropressão.

Os procedimentos adotados nos ensaios no consolidômetro com medição de poropressão na base são idênticos aos procedimentos descritos no item anterior (3.1.4.3). Basicamente, a principal diferença está no fato da drenagem ocorrer apenas pelo topo da amostra, sendo monitorada a variação da poropressão na base durante o ensaio.

A poropressão na base era medida por um transdutor diferencial de pressão fabricado pela Valydine Engineering Corporation, modelo DP-15 e o diafragma utilizado media diferenças de pressão até 50 psi (345 kPa).

Vale ressaltar que antes do lançamento da lama no consolidômetro era feita a saturação das linhas que estavam ligadas ao transdutor diferencial de pressão, bem como a saturação do mesmo. No transdutor chegavam duas linhas, uma vinda de um reservatório de água e a outra da base do consolidômetro. Esta montagem permitia a medição da diferença de pressão entre o reservatório (pressão atmosférica) e a base do consolidômetro. Os dados de poropressão eram registrados por um sistema automático de aquisição de dados, o que permitia um monitoramento contínuo da variação da poropressão durante todo o ensaio. Botelho (2001) apresenta de forma detalhada o transdutor diferencial de pressão e o sistema de aquisição de dados.

Os ensaios com medição de poropressão eram encerrados quando o excesso de poropressão gerado na amostra devido ao carregamento aplicado era totalmente dissipado. Posteriormente, ensaios de palheta eram realizados para a determinação da resistência não drenada e o índice de vazios do bolo também era obtido.

3.1.5 – Ensaios para determinação da resistência não drenada.

A resistência não drenada foi obtida utilizando dois ensaios diferentes: o ensaio de palheta e o ensaio de compressão triaxial não adensado, não drenado (UU). Os ensaios triaxiais do tipo UU foram realizados apenas em uma amostra, com o objetivo de avaliar a diferença entre os resultados obtidos com os dois ensaios. A seguir são apresentados os equipamentos utilizados, além da metodologia adotada na determinação da resistência não drenada da lama.

3.1.5.1 – Ensaios de palheta

Os ensaios de palheta foram utilizados na determinação da resistência não drenada das diversas amostras fabricadas. Optou-se pela utilização da palheta para a determinação da resistência não drenada em função da qualidade dos resultados, simplicidade e rapidez dos ensaios, além do equipamento poder ser facilmente utilizado

tanto no laboratório quanto no campo. Os itens a seguir apresentam a descrição do equipamento palheta e a metodologia utilizada nos ensaios.

3.1.5.2 – Descrição do equipamento palheta

O equipamento palheta utilizado para a determinação da resistência não drenada da lama foi o Pocket Vane Tester T174, fabricado pela empresa neozelandesa Groundtest Equipment Ltd. A Figura 3.18 mostra o equipamento que se constitui de um corpo cilíndrico, hastes de extensão e três palhetas. No interior do corpo cilíndrico existe um torquímetro formado por uma mola em aço inoxidável que sofre um deslocamento proporcional ao torque aplicado. Além da mola, os demais componentes do equipamento também são fabricados em aço inoxidável, garantindo um desempenho satisfatório em locais que apresentem condições ambientais severas.



Figura 3.18 – O equipamento palheta.

O equipamento permite a determinação da resistência não drenada para uma faixa de valores que varia de 0 a 240 kPa, sendo que a precisão das medidas pode ser de 0,5, 1,0 ou 2,0 kPa, dependendo da palheta utilizada. Há três palhetas disponíveis para a

determinação da resistência com relação diâmetro *versus* altura: 16 x 32 mm (pequena), 20 x 40 mm (média) e 25,4 x 50,8 mm (grande).

No momento da realização do ensaio, um torque é aplicado ao equipamento, fazendo com que a parte superior do cilindro gire, criando um deslocamento angular relativo entre as duas partes do cilindro (superior e inferior) que é proporcional ao torque aplicado. A resistência não drenada é obtida diretamente na escala do equipamento, sendo o valor lido multiplicado por um fator igual a 2 para a palheta pequena e dividido por 2 para a palheta grande. No caso da palheta média não há necessidade de aplicação de fatores de correção (resistência não drenada é o próprio valor lido na escala). A Figura 3.19 mostra a medida da resistência não drenada utilizando o equipamento palheta. Destaca-se que o valor da resistência não drenada refere-se à resistência de pico (a medida na escala trava no maior valor).



Figura 3.19 – Detalhe da escala (leitura) da resistência não drenada.

3.1.5.3 – Procedimentos do ensaio.

Nas amostras extrudadas do consolidômetro eram realizados ensaios de palheta para a determinação da resistência não drenada da lama. Para cada amostra obtida do ensaio no consolidômetro sem medição de poropressão (drenagem no topo e na base) foram realizados 5 ensaios de palheta.

O ensaio consistiu em penetrar cuidadosamente a palheta na amostra e girar lentamente o equipamento (corpo cilíndrico e palheta) em sentido horário até a ruptura da lama, como mostrado nas Figuras 3.20(a) e (b). A velocidade angular usada no

ensaio seguiu as recomendações do fabricante, em vista da inexistência de normas para este ensaio, sendo que a ruptura se dava para um intervalo de 5 a 10 segundos.



Figura 3.20 - (a) penetração da palheta e (b) aplicação do torque.

No local que era realizado o ensaio, coletava-se depois certa quantidade de material para a determinação do teor de umidade e índice de vazios da lama. Esse procedimento era repetido em outros quatro pontos da amostra, suficientemente distantes entre si para evitar interferência nos resultados. Sendo assim, para cada amostra tinha-se ao final cinco pares de valores de resistência não drenada e índice de vazios. Como a quantidade de material coletada era pequena (pouco representativa), foi obtido adicionalmente um perfil de teor de umidade da amostra para a determinação do índice de vazios médio da amostra no ensaio. Isto serviu também para verificar o grau de homogeneidade da amostra fabricada, ou seja, se não havia um gradiente de índice de vazios entre o topo e a base da amostra de lama. Para isso, tomava-se uma quantidade de material do bolo em uma região ainda intacta e dividia-se esse material na sua espessura (altura) em 5 partes iguais, obtendo para cada trecho (altura) da amostra um valor de índice de vazios correspondente. Os perfis de índice de vazios determinados mostraram que as amostras fabricadas eram homogêneas, havendo pouca ou nenhuma variação desses índices entre cada trecho medido. A média obtida nos 5 trechos era tomada como sendo o índice de vazios representativo da amostra de lama. A Figura 3.21 mostra a condição final da amostra após a realização dos 5 ensaios e a coleta de material para a determinação do teor de umidade.

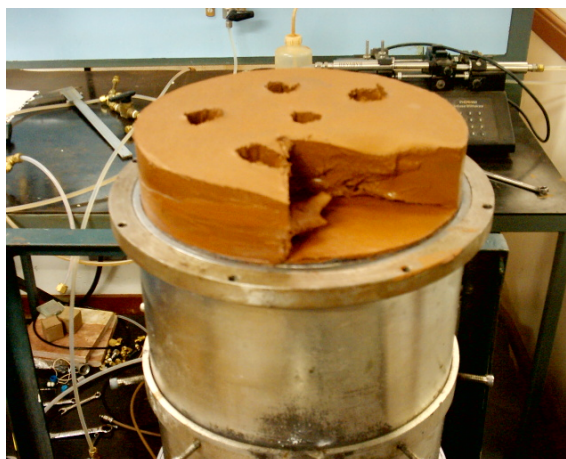


Figura 3.21 – Condição final da amostra.

Ao todo foram fabricadas 8 amostras com diferentes pressões, sendo determinada para cada amostra o índice de vazios e a resistência não drenada, obtendo-se assim, uma relação experimental entre o índice de vazios e resistência não drenada da lama, como será mostrado no capítulo 4.

3.1.5.4 – Influência da velocidade de rotação da palheta e da submersão da amostra na resistência não drenada.

Na série de amostras obtidas com drenagem apenas pelo topo, foi pesquisada a influência da velocidade de rotação das palhetas e o efeito da submersão das amostras. As amostras foram divididas em metades e em cada porção foi feito um daqueles estudos.

Ao todo foram realizados seis ensaios de palheta em cada amostra para o estudo da velocidade, sendo dois ensaios com velocidade normal de rotação da palheta (ruptura de 5 a 10 segundos), dois ensaios com velocidade lenta de rotação (ruptura acima de 2 minutos) e dois ensaios com velocidade rápida de rotação (ruptura inferior a 1 segundo). Excetuando-se a velocidade de rotação da palheta e o fato da amostra utilizada para a determinação do perfil de índice de vazios ser coletada da mesma região na qual foram realizados os ensaios de palheta, os demais procedimentos são idênticos aos citados no

item 3.1.4.3 e 3.1.5.3. A Figura 3.22(a) ilustra a amostra de lama após a realização dos ensaios e coleta de material para a determinação do perfil de índice de vazios.

A outra metade da amostra ainda intacta era então transferida para uma placa de vidro, tomando-se o cuidado para que a amostra sofresse o mínimo de perturbação possível. Em seguida, a amostra de lama era colocada em um recipiente com água conforme mostrado na Figura 3.22 (b).

Os ensaios de palheta para a determinação da resistência não drenada da amostra de lama submersa eram feitos em 3 momentos: 1,16 e 24 horas após a imersão em água. Vale ressaltar que neste caso era utilizada a velocidade de rotação recomendada pelo fabricante, ou seja, a amostra de lama era levada à ruptura para um tempo entre 5 e 10 segundos.

Posteriormente à realização do último ensaio de resistência, 24 horas após a imersão, a amostra era retirada para a determinação do índice de vazios submerso. Para isso, coletava-se uma quantidade representativa de material no centro da amostra, evitando assim que a água acumulada nas bordas, no topo e na base da amostra, não interferisse no valor real do teor de umidade da lama. A Figura 3.23 (a) mostra o ensaio de palheta na amostra submersa e a 3.23(b) o material retirado para a determinação do teor de umidade da lama.



Figura 3.22 – (a) amostra utilizada na pesquisa da influência da velocidade e
(b) amostra de lama submersa.



(a)

(b)

Figura 3.23 – (a) ensaio de palheta na amostra submersa e (b) amostra retirada para determinação do índice de vazios.

Os resultados obtidos nos ensaios de laboratório permitiram determinar a relação entre S_u versus e . Além disso, foram avaliados os efeitos causados pela inundação da lama no índice de vazios e na resistência não drenada da mesma, bem como a influência da velocidade de rotação da palheta na resistência não drenada do material. Esses resultados serão mostrados no capítulo 4.

3.1.5.5 – Ensaio do tipo UU.

A resistência não drenada é função do tipo de ensaio realizado para a sua determinação (Pinto, 1992), sendo assim, foi fabricada uma amostra para comparar a resistência não drenada obtida através do ensaio de palheta com a obtida no ensaio de compressão triaxial do tipo UU. Para isso, foi fabricada uma amostra na tensão de 390 kPa da qual foi separada parte do material para moldagem de três corpos de prova para a realização dos ensaios UU, e com o restante foram realizados cinco ensaios de palheta.

Os procedimentos adotados no ensaio com o consolidômetro de lama foram os mesmos apresentados no item 3.1.4.3, com exceção do fato da lama ter sido lançada no consolidômetro em duas etapas. Inicialmente foi lançada uma camada de lama com 34 cm de altura, e após a sedimentação e adensamento da mesma a água sobrenadante foi sifonada. Em seguida, foi colocada mais quantidade de lama no equipamento, deixando-

a sedimentar e adensar novamente, sendo retirada a água sobrenadante 48 horas após o segundo lançamento. Este procedimento foi adotado já que a altura final de lama após a aplicação da carga teria que apresentar uma altura mínima de 7cm. Desta forma, a quantidade de lama necessária para a realização do ensaio foi bastante elevada, o que exigiu um lançamento em duas etapas. A Figura 3.24 mostra a condição final da amostra.



Figura 3.24 – Condição final da amostra fabricada para a realização de ensaios UU.

Da amostra fabricada foram moldados 3 corpos de prova com diâmetro de 3,6cm e realizados ensaios com tensões de confinamento de 0, 100 e 200 kPa. A velocidade adotada nos ensaios foi de 1,6mm/min, que correspondia a 2% da altura das amostras. A Figura 3.25 apresenta o momento da realização do ensaio UU.



Figura 3.25 – Ensaio triaxial do tipo UU.

Com relação à determinação do índice de vazios, foi coletado material na altura média da amostra do consolidômetro, além da determinação do teor de umidade dos próprios corpos de prova ensaiados.

3.2 – Monitoramento e ensaios de campo.

O monitoramento e ensaios de campo foram realizados em um tanque de 2m² de área, cujo comprimento, largura e altura apresentavam as dimensões de 2,0 x 1,0 x 1,45 m respectivamente. Este tanque surgiu da adaptação de um longo canal existente no campus da Universidade Federal de Ouro Preto, através da construção de uma parede em blocos de concreto de 1,0 m de comprimento e 1,60m de altura. Desta forma, foi possível a determinação da relação índice de vazios *versus* resistência não drenada da lama também para o caso de campo onde a lama ficava submetida a um processo de ressecamento (ver capítulo 4).

A relação acima foi obtida através de amostragens e ensaios de palheta para a camada de lama depositada no tanque. Além disso, foi feito um monitoramento dos processos físicos de sedimentação, adensamento e ressecamento ocorridos para esta camada, sendo monitorada a altura da camada e a evolução dos perfis de poropressão (positiva e negativa) ao longo do tempo. As medições das poropressões positivas foram

realizadas por um equipamento denominado Levellogger, enquanto para as poropressões negativas foi utilizado um tensiômetro do tipo Jet Fill.

3.2.1 – Lançamento da lama no tanque.

A lama presente nos 43 tambores destinados aos estudos de campo apresentava-se sedimentada e adensada, sendo necessária a homogeneização do material antes do seu lançamento no tanque. Para isso, misturava-se a lama no próprio tambor com o auxílio de hastes de madeira, e em seguida vertia-se todo o material (inclusive o material retido nas paredes e no fundo do tambor) para um outro recipiente. A lama então presente no recipiente era novamente misturada por alguns minutos, e em seguida lançada no tanque. A Figura 3.26 mostra a fase inicial de lançamento da lama no tanque.



Figura 3.26 – Fase inicial de enchimento do tanque.

A operação de homogeneização e lançamento da lama no tanque demandou um período de tempo de aproximadamente 8 horas, sendo que a altura final da camada de lama após o lançamento foi de 1,10m, o que correspondeu a uma taxa de enchimento média de 13,8cm/h. A Figura 3.27 mostra a condição final da camada ao término do lançamento e a Figura 3.28 a variação da altura da camada de lama com o tempo.

O enchimento foi feito em dois estágios: na primeira etapa, até 5,5 horas após o início do lançamento, com uma taxa de enchimento de aproximadamente 11cm/h, e numa segunda etapa, de 5,5 horas até o término do lançamento, com uma taxa de enchimento de 21,8cm/h.



Figura 3.27 – Condição final da camada de lama.

Um outro parâmetro monitorado durante a fase enchimento foi a variação da poropressão na base do tanque em função do tempo. A coleta de dados referentes à poropressão foi feita através de um equipamento denominado Levelogger que é descrito de forma detalhada no item 3.2.3.1. O equipamento foi programado para coletar dados a cada 5 segundos, sendo que a poropressão foi medida durante um período de aproximadamente 24 horas, conforme mostrado na Figura 3.29. Pode-se observar que a poropressão máxima de 1,3 mca (13 kPa) é atingida logo após o final do lançamento da lama no tanque, que se deu para um tempo de aproximadamente 8 horas. A partir desse momento o excesso de poropressão passa a ser dissipado a uma taxa relativamente elevada, atingindo um valor de aproximadamente 1,1 mca (11 kPa) 24 horas após o início do lançamento.

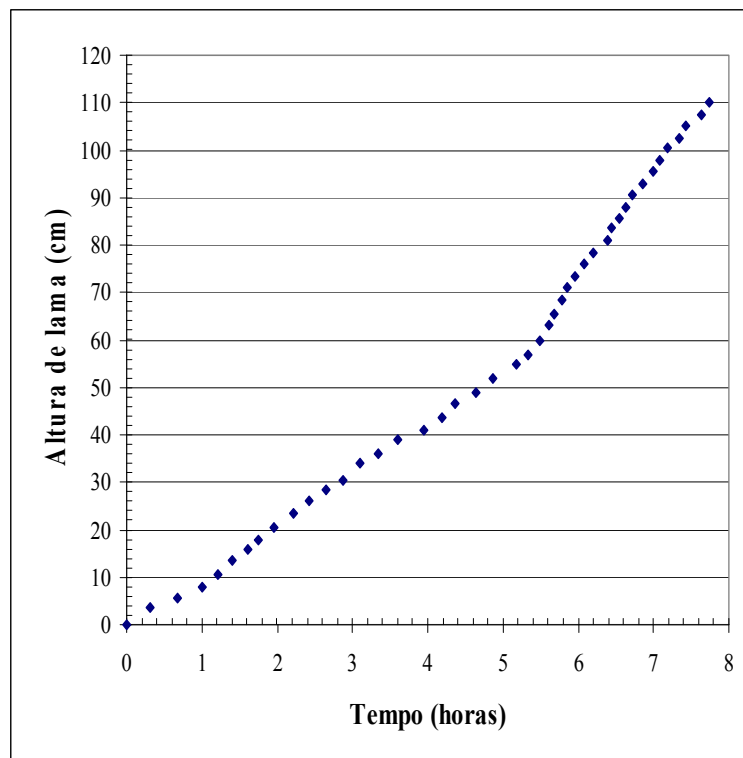


Figura 3.28 – Variação da altura da camada de lama com o tempo.

Os dados da altura da camada e da poropressão na base em função do tempo permitiram obter a relação entre a altura da camada de lama e a poropressão na base, como mostra a Figura 3.30.

A relação entre a poropressão na base e a altura máxima da camada de lama é de 1,2, mostrando que a formação da camada num período de 8 horas resultou em um excesso de poropressão de aproximadamente 20 kPa, que passou a ser dissipado logo após o término do lançamento (Figura 3.29). É importante notar que para uma altura de cerca de 65 cm, a taxa de enchimento teve um aumento considerável (Figura 3.28), registrado pelo aumento da poropressão numa taxa também maior. Entretanto, a relação carga/altura, vista na Figura 3.30, manteve-se constante, mostrando que o excesso de poropressão gerado dependeu apenas da altura de lama da camada em formação.

A partir da formação da camada de lama no tanque, que foi tomado como sendo o dia 0, passou-se a monitorar a evolução da altura da camada, da poropressão, do índice de vazios e da resistência não drenada. Os equipamentos e procedimentos utilizados na determinação dos parâmetros acima são apresentados nos itens a seguir.

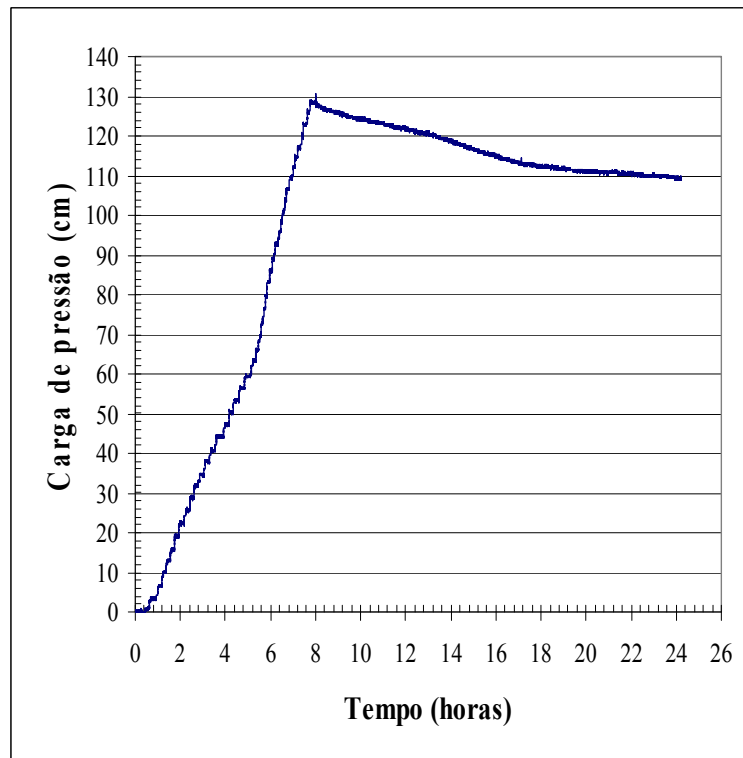


Figura 3.29 – Variação da poropressão na base.

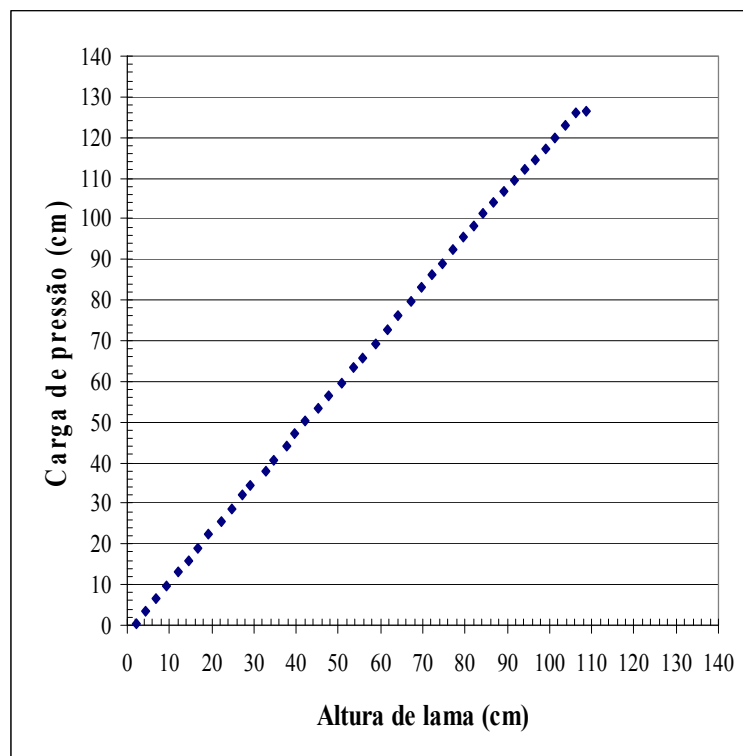


Figura 3.30 – Altura *versus* carga de pressão.

3.2.2 – Recalque da camada de lama.

Ao término do lançamento da lama no tanque, processos de sedimentação e adensamento por peso próprio passam a ocorrer no depósito, provocando uma diminuição da altura inicial da camada. As medidas da altura da camada foram feitas com uma trena, tomando-se a distância vertical entre a superfície da camada de lama e o topo da parede do tanque, e por diferença entre a altura total da parede (1,45m) e a altura medida, era obtida a altura da camada. As medições da altura da camada foram realizadas durante um longo período de tempo, sendo feitas leituras quase diárias da mesma, principalmente durante as etapas de sedimentação e adensamento, nas quais se observou um elevado recalque em um curto período de tempo. Já durante a fase de ressecamento, os recalques ocorriam de forma mais lenta, sendo realizadas medições da altura da camada em intervalos de tempo maiores. De modo a acelerar o início do ressecamento da camada, foi instalado um ladrão na parede do tanque para drenagem da água sobrenadante. A Figura 3.31 mostra a camada de lama após a drenagem da água.

A variação da altura da camada à medida que os processos de sedimentação, adensamento e ressecamento ocorriam é mostrado na Figura 3.32. Percebe-se que a camada de lama apresentou uma altura de 40 cm ao final dos processos de sedimentação e adensamento, que ocorreu aproximadamente 12 dias após o lançamento da lama no tanque, gerando uma redução de 64% da altura inicial da camada. No dia 24 foi realizado o esvaziamento do tanque. Após o esvaziamento do tanque, ainda restou uma pequena lâmina d'água sobre a camada de lama, sendo que esta água sobrenadante evaporou-se totalmente aproximadamente no dia 45. A partir daí ocorreu o ressecamento da camada provocando um recalque de 14 cm, correspondendo a uma redução adicional de 35% da camada já adensada.

O recalque total da camada foi de 84 cm, mostrando haver uma redução extremamente elevada da altura da camada em função dos processos físicos ocorridos no depósito. Vale ressaltar que o confinamento da camada pelas paredes do tanque, fez com que o ressecamento da lama ocorresse de forma relativamente lenta, devido ao baixo tempo de insolação e a reduzida ação dos ventos no topo da camada, aumentando consideravelmente o tempo necessário ao ressecamento da camada.



Figura 3.31 – Condição da camada após a drenagem da água sobrenadante.

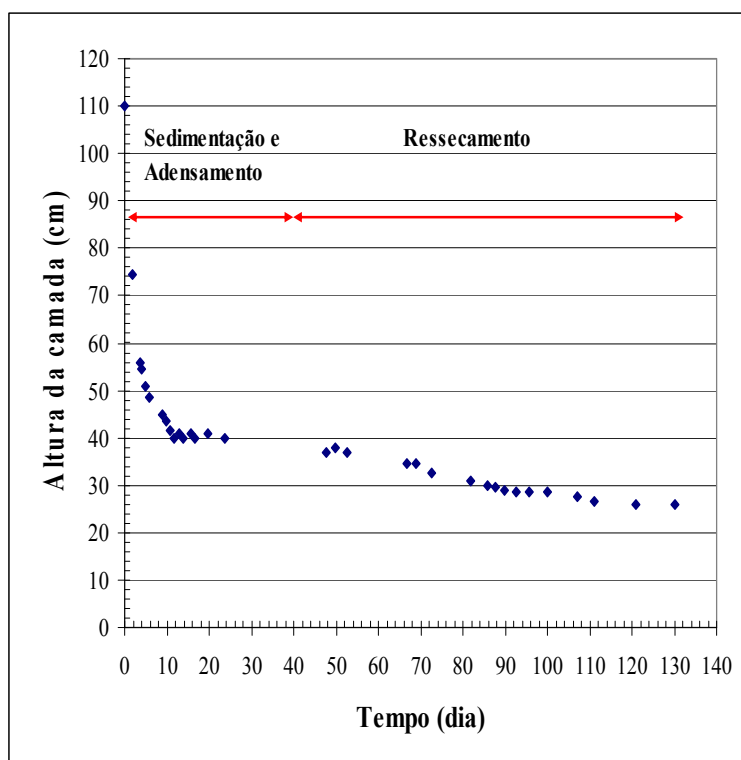


Figura 3.32 – Recalque da camada de lama.

3.2.3 – Monitoramento da poropressão.

Os processos físicos ocorridos no depósito provocaram mudanças no perfil de poropressão da camada ao longo do tempo. Em um primeiro momento, durante a sedimentação, adensamento e na fase inicial do ressecamento, a poropressão era positiva e medida com o Levellogger. Entretanto, durante as fases mais avançadas do ressecamento, a poropressão passou a ser negativa (sucção) e as medidas realizadas com um tensiômetro do tipo Jet Fill. Nos itens a seguir, apresentam-se os equipamentos e a metodologia utilizada no monitoramento da poropressão, além dos resultados obtidos.

3.2.3.1 – Poropressão positiva.

A poropressão na lama foi obtida com um equipamento denominado Levellogger LT, modelo M10, que é uma sonda piezométrica usualmente utilizada no monitoramento de nível de líquidos em tanques, poços, rios, lagos, etc. Entretanto, a utilização da sonda foi feita com sucesso por Oliveira Filho (2002) no monitoramento de um rejeito fino em processo de adensamento.

O equipamento apresenta um transdutor de pressão, um sensor de temperatura, bateria e coletor de dados (datalogger) em um invólucro de aço inoxidável com diâmetro de 22 mm e comprimento de 125 mm. O modelo utilizado possui um nível de flutuação máximo de 9m, resolução de 0,3cm e acurácia de 0,1%. A Figura 3.33 mostra o Levellogger utilizado.

A programação e descarregamento dos dados coletados são feitos com um computador pessoal e interface ótica entre os dispositivos, utilizando um programa específico do próprio equipamento. Este programa fornece informações referentes à carga da bateria, intervalo de tempo utilizado no registro dos dados, hora do início da coleta de dados, etc. Após a programação e coleta de dados, os mesmos são descarregados utilizando o próprio programa, que permite a exportação dos valores registrados para bancos de dados e planilhas. Além disso, o programa permite a visualização das leituras em tempo real.



Figura 3.33 - Levellogger LT, modelo M10.

O Levellogger foi utilizado diversas vezes na obtenção do perfil de poropressão na camada de lama. Além do monitoramento da poropressão na base da camada durante a fase de enchimento (item 3.2.1), foram realizadas medidas de poropressão nos dias 4, 5, 10, e 16, obtendo os perfis de piezometria durante a fase de adensamento. Um último perfil de piezometria foi obtido no dia 82, de modo a verificar a diminuição da poropressão em função do ressecamento da camada, além da necessidade ou não da instalação do tensiômetro na medição das poropressões negativas.

Antes da penetração da sonda na lama, a mesma era programada de modo a registrar leituras de pressão a cada 5 segundos, e o equipamento era envolvido por um papel filtro. A utilização do papel filtro se fez necessária, pois o fabricante não recomenda a utilização do equipamento em locais com elevada quantidade de partículas sólidas em suspensão, o que poderia provocar o bloqueio da célula interna de pressão da sonda. Além disso, as leituras de pressão realizadas na lama sem o papel filtro, apresentavam sempre valores mais elevados que a poropressão real na lama. Desta forma, o papel filtro foi utilizado para proteger o transdutor do equipamento e permitir leituras corretas de pressão na lama, já que o mesmo foi desenvolvido para ser utilizado em água.

Com o papel filtro devidamente preso e envolto ao equipamento, o mesmo era colocado em uma luva, que tinha a função de prender a sonda e servia também como um adaptador para as hastes de extensão. A Figura 3.34 mostra todo o conjunto (sonda envolta ao papel filtro, luva e hastes) antes do início da medição da poropressão.



Figura 3.34 – Conjunto utilizado no monitoramento da poropressão.

Após a montagem do conjunto, a sonda era penetrada lentamente até a profundidade desejada e medidas de pressão eram realizadas por um período de aproximadamente 20 minutos. Este período de tempo mostrou ser suficiente para a dissipação do excesso de poropressão gerado devido à penetração da sonda na lama. Com o equilíbrio alcançado, a sonda era penetrada novamente e registros de poropressão eram feitos em um ponto mais profundo. De um modo geral, foram coletados dados de poropressão a cada 10 cm de profundidade. Vale ressaltar, que em função do adensamento da camada, têm-se medidas de poropressão em pontos na água sobrenadante e na lama. A Figura 3.35 apresenta um resultado típico de pressão obtido pelo Levelogger no dia 5. Cada patamar é uma profundidade na qual foi realizada a medida da poropressão, sendo essa profundidade representada na figura por z . Além disso, tem-se representada a profundidade do topo da camada de lama ($z = 54$ cm, que corresponde a uma altura de lama de 51 cm) e a altura da camada de água que corresponde a 105cm.

Da figura é possível perceber a diferença entre as medidas de poropressão realizadas na água e na lama. Os dados coletados na água são praticamente constantes e a não há excesso de poropressão ao penetrar a sonda como pode ser percebido nos três primeiros patamares. Já os dados coletados na lama apresentam uma maior dispersão,

havendo um excesso de poropressão que é dissipado com o tempo. Os cinco últimos patamares são referentes a medidas de pressão na lama.

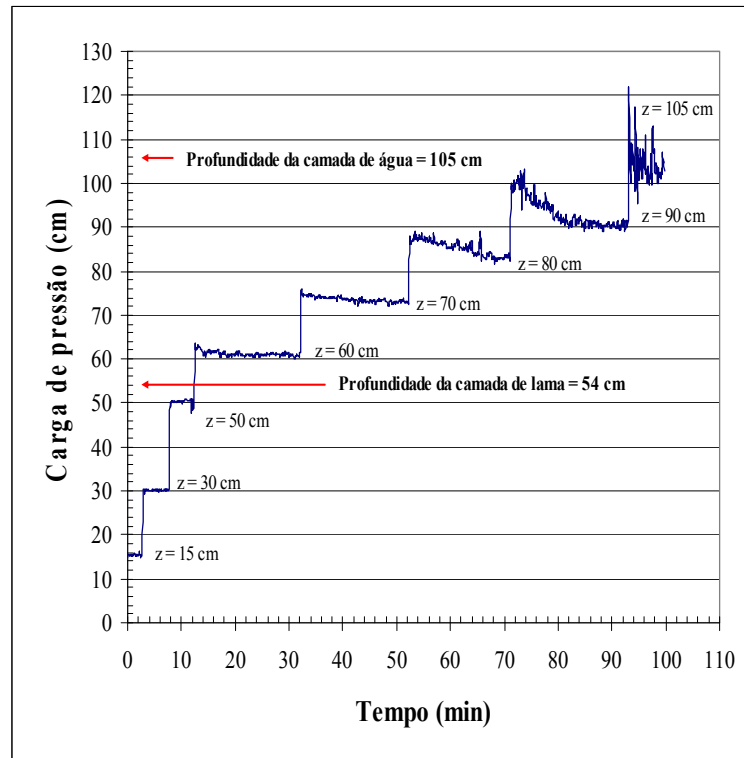


Figura 3.35 – Resultados típicos do Levellogger para o dia 5.

Através das medidas de poropressão em diferentes alturas foi possível obter o perfil de carga de pressão e de carga total da camada de lama conforme mostrado nas Figuras 3.36 a 3.40, sendo que as setas azuis indicam o nível da lama.

Pode-se observar que no dia 4 existia um excesso de poropressão no terço inferior da camada, enquanto no topo e na base da camada a poropressão era praticamente igual a hidrostática. O excesso de poropressão no centro da camada era bem menor no dia 5, com uma distribuição de carga total quase constante na vertical e igual a 105 cm. Este perfil parecia indicar um estado de equilíbrio das poropressões, com a dissipação de quase todo excesso da mesma e uma distribuição hidrostática de pressão. Entretanto, os perfis obtidos nos dias 10 e 16 apresentaram um comportamento bastante diferente em relação ao perfil do dia 5, conforme mostrado nas Figuras 3.38 e 3.39. Pode-se observar a existência de uma perda de carga total ao longo da camada de lama, com um perfil de carga de pressão não hidrostático. Este comportamento pode ser

explicado por um provável fluxo pela base do tanque, em função de alguma trinca na base ou em virtude de falhas de construção no contato entre a base do tanque e a parede construída em blocos de concreto.

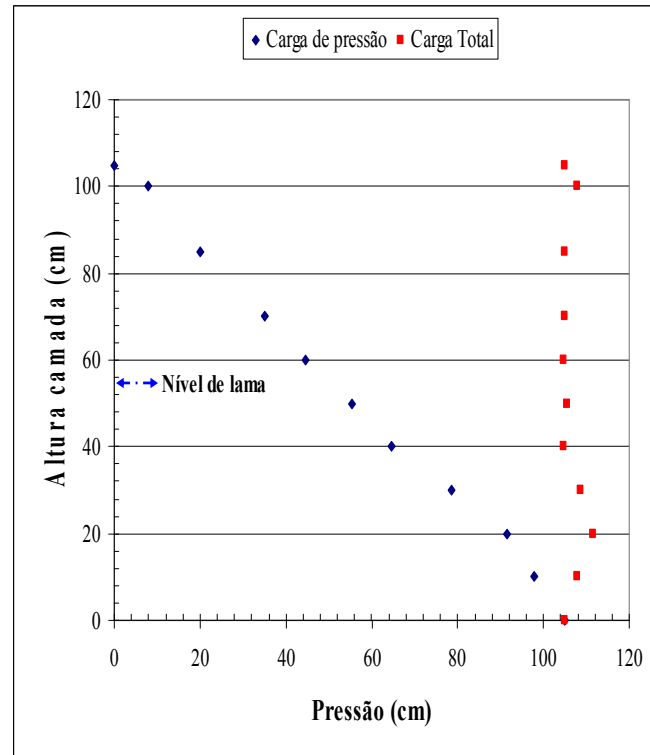


Figura 3.36 – Carga de pressão e carga total no dia 4.

Os perfis obtidos para os dias 10 e 16 apresentam resultados bastante semelhantes, indicando que o estado de equilíbrio possa ter sido alcançado para algum dia entre o período da realização dos dois perfis (entre o dia 10 e 16). Este período de tempo é coincidente com o fim dos recalques da camada, ou seja, é o mesmo período do final do adensamento que ocorreu aproximadamente no dia 12, mostrando haver coerência entre o recalque da camada e a dissipação do excesso de poropressão.

Um último perfil com o Levellogger foi realizado no dia 82, com a camada submetida aos efeitos provocados pelo ressecamento. A Figura 3.40 mostra este perfil. Observa-se poropressões praticamente nulas nos primeiros 15 cm da camada, e valores bastante reduzidos em pontos mais profundos, indicando o nível d'água rebaixado na altura aproximada de 20 cm.

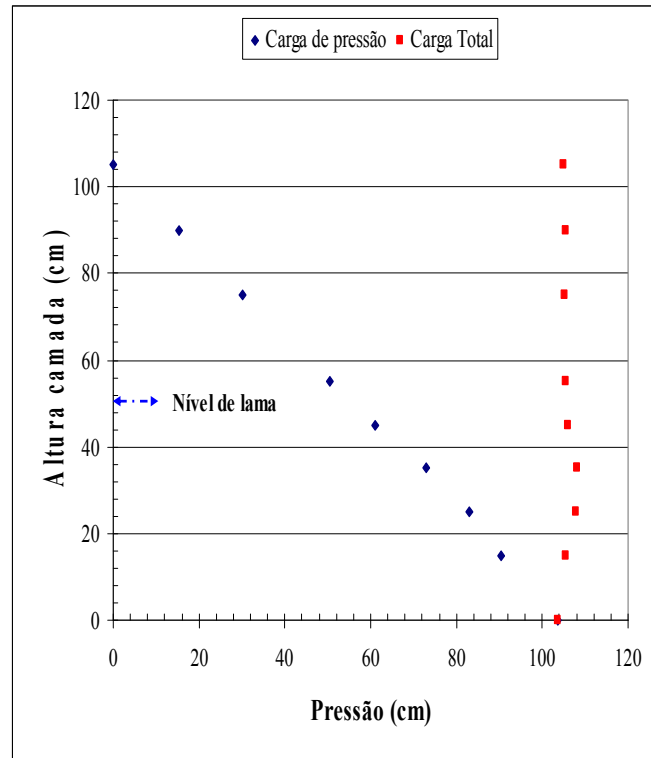


Figura 3.37 – Carga de pressão e carga total no dia 5.

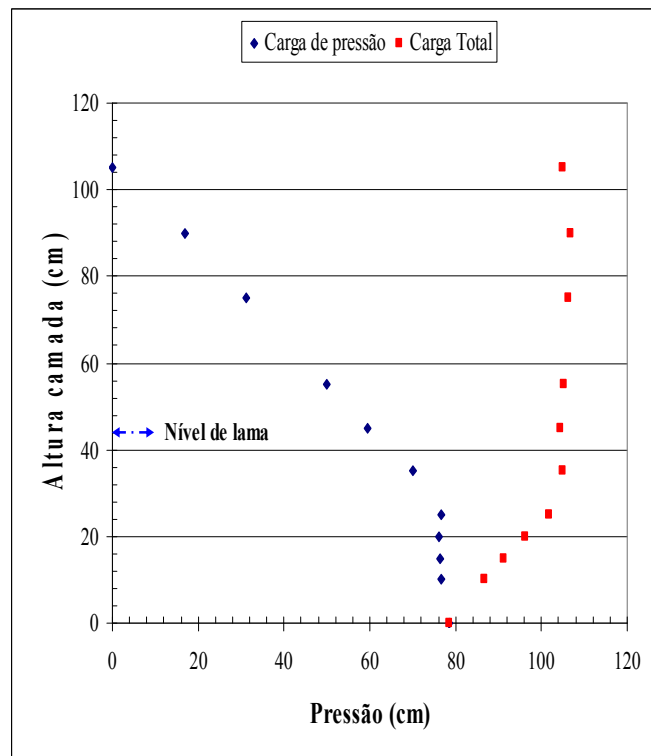


Figura 3.38 – Carga de pressão e carga total no dia 10.

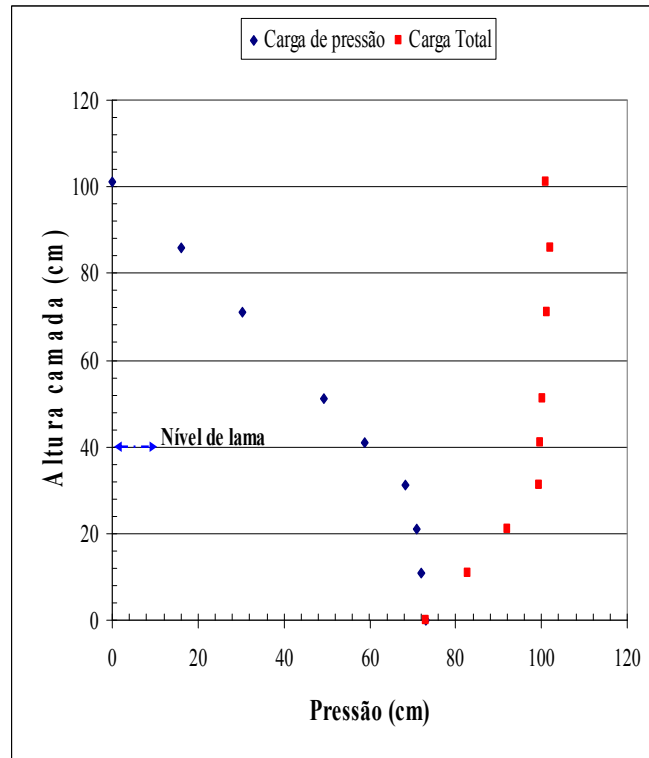


Figura 3.39 – Carga de pressão e carga total no dia 16.

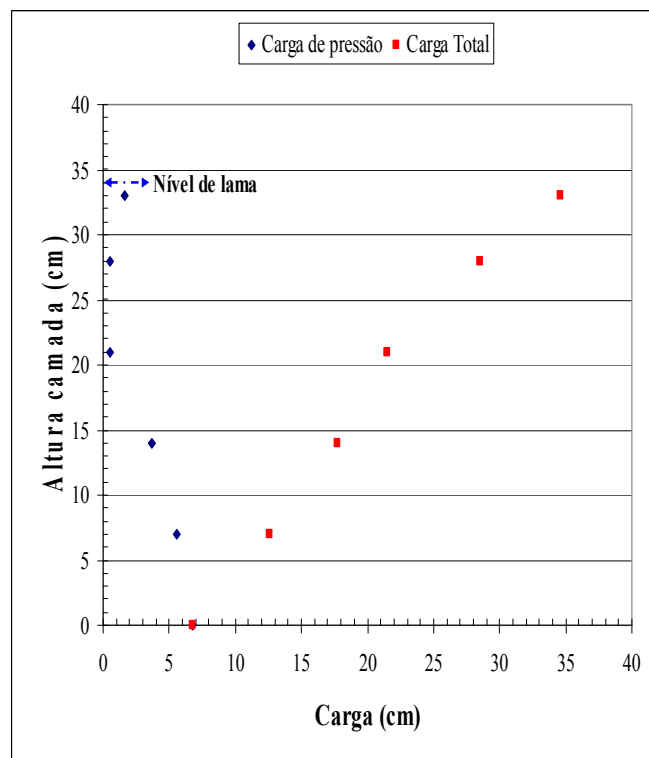


Figura 3.40 – Carga de pressão e carga total no dia 82 (ainda usando o levellogger).

Vale ressaltar que esta sonda não é capaz de medir poropressões negativas, havendo assim, a possibilidade da ocorrência de sucção nas camadas mais superficiais no dia 82. Em vista do perfil encontrado, as medidas de poropressão passaram a ser feitas com um tensiômetro do tipo Jet Fill.

3.2.3.2 – Poropressão negativa (sucção)

A camada de lama submetida às condições atmosféricas passou a apresentar poropressões negativas ao invés de positiva, em função do desenvolvimento dos processos de ressecamento. Desta forma, o monitoramento da poropressão na lama passou a ser realizado através de um tensiômetro, que é um instrumento que mede a poropressão (relativa), via absorção capilar, registrada por um sistema de medida. As medidas de sucção foram realizadas com um tensiômetro do tipo Jet Fill fabricado pela empresa SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. que é mostrado esquematicamente na Figura 3.41.



Figura 3.41 – Tensiômetro do tipo Jet Fill.

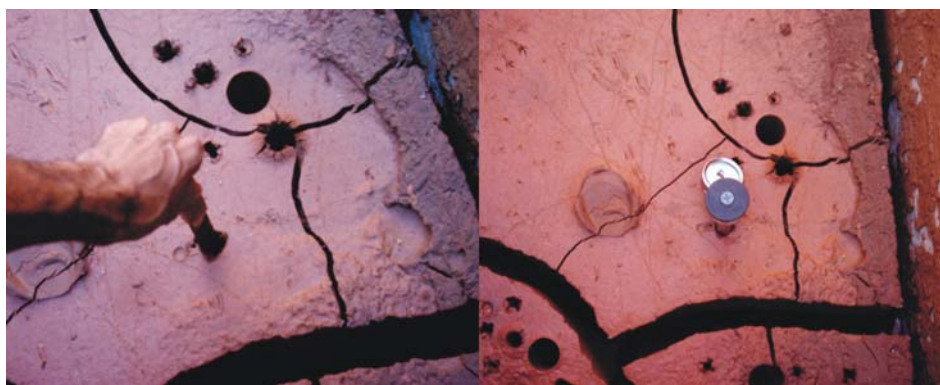
Este equipamento é composto basicamente por uma pedra porosa com alta pressão de entrada de ar na base, um tubo de plástico ligado a um sistema de medição de pressão (manômetro de vácuo com escala de 0 a 100kPa) e um reservatório de água localizado na parte superior do equipamento. Além disso, no reservatório de água existe um dispositivo que permite injetar água sob pressão (mecanismo “jet fill”) no sistema.

Antes da instalação do tensiômetro na lama, a pedra porosa e o tubo de plástico eram conectados e preenchidos com água deaerada, sendo promovida a saturação da pedra porosa através da percolação de água por algumas horas. Completada a saturação, o reservatório de água era acoplado ao tubo de plástico e preenchido com água até $\frac{3}{4}$ da altura. Em seguida, o botão de acionamento de mecanismo Jet Fill era pressionado durante alguns minutos para a remoção do ar do sistema.

Após a saturação e a retirada do ar do sistema, o tensiômetro era então penetrado na lama até a marcação da profundidade indicada no equipamento que era de 15 cm. Vale ressaltar que este equipamento é desenvolvido para a medição da sucção em uma profundidade pré-estabelecida. Sendo assim, não foi possível a obtenção de um perfil de sucção da camada de lama, já que os demais tensiômetros disponíveis apresentavam profundidades de instalação de 30, 45, 60 e 90 cm que eram superiores a altura da camada de lama no período de ocorrência de poropressões negativas.

Esse procedimento de instalação foi adotado enquanto a lama estava numa consistência mole, não havendo dúvidas ou indícios de problemas de contato da pedra porosa com o material circundante. À medida que a lama ficou mais densa, a penetração do tensiômetro gerava trincas e foi necessário realizar um pré-furo de diâmetro ligeiramente menor que o diâmetro da pedra porosa para garantir o contato da mesma com a lama. A Figura 3.42 (a) e (b) mostra a realização do pré-furo e o tensiômetro instalado.

Inicialmente, a água no tensiômetro apresentava pressão igual a atmosférica e a água na lama encontrava-se abaixo da pressão atmosférica. Quando instalado, havia um fluxo da água presente no tensiômetro para a lama até ser atingido a situação de equilíbrio, que ocorria quando o fluxo de água cessava. Esse fluxo de água do tensiômetro para a lama provocava uma sucção no equipamento que era medido através do manômetro. A Figura 3.43 apresenta a evolução da sucção com o tempo na camada de lama.



(a)

(b)

Figura 3.42 – (a) realização do pré-furo e (b) tensiômetro devidamente instalado.

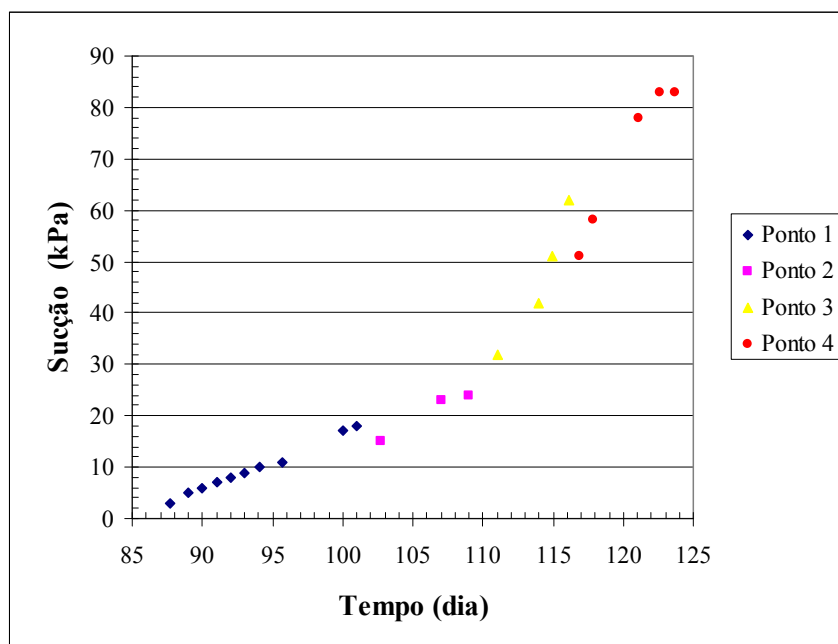


Figura 3.43 – Evolução da sucção com o tempo.

As medidas de sucção foram realizadas durante um período de 38 dias em quatro pontos distintos do tanque, sendo que cada cor representa um diferente ponto no tanque. As mudanças nos locais de monitoramento de sucção eram efetuadas de modo que a sucção medida estivesse na mesma região em que eram realizadas as amostragens e perfis de resistência (ver adiante). Observa-se que nos primeiros dias o incremento na sucção foi em torno de 1 kPa por dia e a partir do dia 110 a sucção aumentou consideravelmente em um curto espaço de tempo. A máxima sucção registrada foi de

83kPa e ocorreu aproximadamente para o dia 120. Vale lembrar, que valores de sucção superiores ao registrado no dia 120 devem ter ocorrido na camada de lama, entretanto não foi possível o registro em vista da ocorrência do fenômeno de cavitação.

3.2.4 – Amostragem.

A obtenção de amostras representativas (indeformadas) para a determinação em laboratório do teor de umidade, peso específico e índice de vazios da lama foi feita através de amostrador do tipo caneco e amostrador do tipo pistão, que foram construídos especialmente para esta pesquisa e são apresentados nas Figuras 3.44 e 3.45. Estes equipamentos foram baseados em projetos anteriores. Silva (2003) apresenta de forma detalhada estes equipamentos.



Figura 3.44 – Amostrador do tipo caneco.

O amostrador do tipo caneco foi construído em aço inoxidável e apresenta 4,6 cm de diâmetro, 15 cm de altura, espessura de parede de 1,5mm, haste de extensão e tampa que permite a abertura e fechamento do caneco através da haste ligada à tampa. Este amostrador foi utilizado quando a lama ainda apresentava uma consistência fluida.



Figura 3.45 – Amostrador do tipo pistão.

A técnica de amostragem consistiu em descer o caneco com a tampa fechada até a cota que seria feita a amostragem, e em seguida abrir a tampa, permitindo que a lama fosse coletada pelo mesmo. Posteriormente, a tampa era fechada e o caneco retirado do local da amostragem, como pode ser visto na Figura 3.46. O material coletado era então levado ao laboratório e dados referentes ao peso específico, teor de umidade e índice de vazios puderam ser obtidos. A campanha de amostragem com o caneco foi realizada no dia 45, alguns dias após a drenagem da água sobrenadante, ou seja, quando todo adensamento havia ocorrido e processos de ressecamento ainda não havia começado (presença de uma pequena lâmina de água no topo da camada). As amostras de lama foram coletadas nas seguintes alturas: 15, 20, 25, 30, 35 e 40cm.

Vale ressaltar que o principal objetivo das amostragens era a determinação do índice de vazios para posterior relação com a resistência não drenada. Em vista da resistência praticamente nula na camada antes da fase de ressecamento, a amostragem com o caneco foi realizada uma única vez.

As amostragens com o amostrador do tipo pistão foram realizadas quando a lama apresentava consistência média. Este amostrador também foi construído em aço inoxidável e apresenta um tubo externo de 4,6 cm de diâmetro, 30cm de altura e

espessura de parede de 1,5mm. Além disso, possui um pistão interno de 2 cm de altura, sendo que o tubo e o pistão são conectados a dois conjuntos de hastes independentes.



Figura 3.46 – Amostragem com o amostrador do tipo caneco.

O processo de amostragem consistiu em posicionar o amostrador na profundidade desejada (topo da camada), mantendo-se sem movimentação relativa entre a haste do pistão e do tubo amostrador. Em seguida, mantendo-se fixa a haste do pistão, empurrava-se a haste do amostrador até a penetração total da amostra. A seguir o conjunto amostrador e pistão eram içados juntos de forma rápida.

A última etapa consistia na extrusão do material coletado do amostrador, através do deslocamento da haste do pistão em relação ao tubo amostrador. A amostra extrudada era repartida em amostras menores com aproximadamente 5 cm de comprimento. Estas amostras eram então colocadas em sacos plásticos e em seguida levadas ao laboratório para determinação do peso específico médio e do teor de umidade médio correspondente a cada trecho da camada de lama. Em virtude da grande variação do peso específico e do teor de umidade no topo da camada, as amostras obtidas nesta região eram coletadas com um menor comprimento (cerca de 2 cm) de modo a detectar esta variação. De um modo geral, a amostra total era subdivida em 6

amostras menores. As Figuras 3.47 (a), (b), (c) e (d) apresentam as etapas da amostragem.

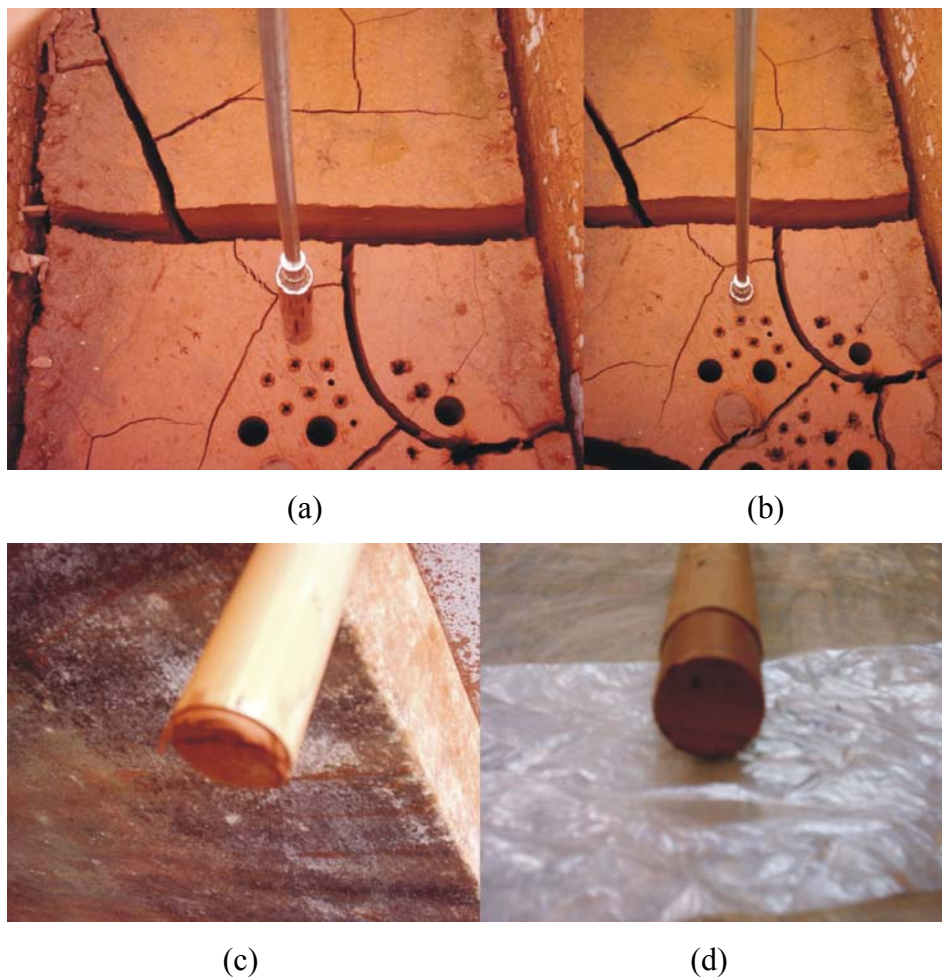


Figura 3.47 – (a) início da penetração na lama, (b) penetração total do amostrador na lama, (c) amostra coletada e (d) extrusão da amostra.

As campanhas de amostragem com o amostrador do tipo pistão ocorreram em 10 oportunidades em diferentes etapas do ressecamento. A recuperação das amostras foi bastante satisfatória, com um valor médio de 80%.

3.2.5 – Determinação dos perfis de resistência não drenada.

Os perfis de resistência foram obtidos com o equipamento palheta já descrito no item 3.1.5.2. Basicamente, a diferença na obtenção da resistência não drenada entre a

lama no tanque e as amostras obtidas no consolidômetro foi a utilização das hastes de extensão. O procedimento adotado consistiu em penetrar a palheta cuidadosamente até a profundidade desejada e girar o equipamento (corpo cilíndrico, hastes e palheta) em sentido horário com a velocidade angular recomendada até a ruptura da lama.

Em cada campanha de ensaios eram realizados três perfis de resistência. O valor da resistência não drenada em função da profundidade era obtido através da média dos três perfis, sendo que para cada perfil eram realizados de 4 a 5 ensaios, de modo que os ensaios eram feitos nas mesmas profundidades para os três perfis. A Figura 3.48 mostra o ensaio de palheta.

Vale ressaltar que era deixado um espaçamento de cerca de 4 cm de profundidade entre um ensaio e outro, de modo que a região já ensaiada não viesse a interferir no resultado do novo ensaio. Além disso, a fim de avaliar o efeito da resistência mobilizada apenas nas hastes, eram realizadas medidas da resistência não drenada a cada 5 cm de profundidade sem a utilização da palheta, ou seja, o ensaio acontecia somente com o corpo cilíndrico e as hastes de extensão. Esse procedimento passou a ser adotado apenas nas fases mais avançadas do ressecamento (maior contato entre as hastes e a lama), sendo o valor da resistência não drenada corrigido do valor mobilizado pelas hastes. De um modo geral, a correção nos valores da resistência não drenada variou de 1 a 4 Kpa, sendo 1 nas camadas superficiais e 4 na base da camada.



Figura 3.48 – Obtenção do perfil de resistência através do ensaio de palheta.

Os três perfis de resistência apresentaram resultados bastante semelhantes, principalmente nas fases iniciais do ressecamento no qual a lama apresentava baixos valores de resistência não drenada. Entretanto, à medida que a resistência não drenada aumentava a dispersão dos resultados passou a ser um pouco maior em virtude da utilização da palheta menor, porém, mesmo neste caso, os resultados mostraram ser bastante consistentes.

Através dos dados obtidos nas amostragens e nos perfis de resistência foi possível obter a relação entre a variação da resistência não drenada em função do índice de vazios para uma camada de lama submetida ao ressecamento. Esta relação obtida em campo, além da determinada em laboratório com o consolidômetro é mostrada no capítulo 4.

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Na parte inicial deste capítulo são apresentadas as curvas típicas obtidas dos ensaios com o consolidômetro e a evolução dos perfis de índices de vazios e resistência não drenada da lama depositada no tanque. Os ensaios de laboratório e o monitoramento de campo permitiram relacionar a tensão efetiva com o índice de vazios da lama. Desta forma, foi possível comparar os resultados de compressibilidade obtidos no consolidômetro e da lama ressecada em campo com a curva encontrada no ensaio HCT. Além disso, a relação entre tensão efetiva e resistência não drenada, e a avaliação da influência na resistência não drenada da velocidade de rotação da palheta e da inundação da lama em água são mostradas.

A determinação da curva que relaciona índice de vazios e resistência não drenada também é feita neste capítulo, que é concluído com uma comparação entre os resultados de resistência não drenada obtidos através dos ensaios UU e palheta.

4.1 – Resultados obtidos com o consolidômetro de lama.

Durante a realização dos ensaios no consolidômetro de lama a variação do volume de água retirado da amostra era monitorada e por consequência o índice de vazios era determinado. Além disso, quando a drenagem era feita somente pelo topo, tinha-se também o acompanhamento da variação da poropressão na base.

As Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 mostram os resultados típicos encontrados nos ensaios com o consolidômetro de lama, sendo que os resultados são referentes ao ensaio no qual

foi aplicada uma tensão de 55kPa sobre o pistão e foi permitida a drenagem no topo e na base.

A Figura 4.1 mostra a variação do índice de vazios no tempo. Observa-se que o índice de vazios inicial da amostra é de aproximadamente 5,3. Esse índice de vazios corresponde ao índice de vazios médio da amostra de lama após a sedimentação e adensamento por peso próprio. A partir da aplicação da carga, na fase inicial do ensaio, tem-se uma redução bastante rápida no índice de vazios da lama a uma taxa constante, sendo que essa redução passa a acontecer de forma mais lenta à medida que o índice de vazios diminui até atingir um índice de vazios mínimo e constante de 1,5. A partir desse ponto, a tensão de 55kPa aplicada não é capaz de provocar nenhuma redução no índice de vazios, independente do tempo considerado.

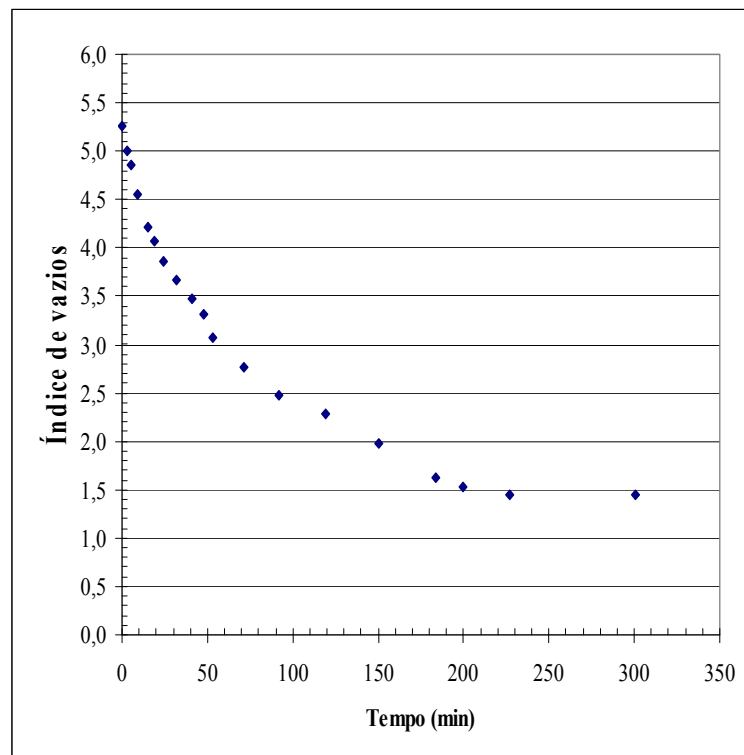


Figura 4.1 – Variação do índice de vazios no tempo para tensão de 55kPa.

Essa variação do índice de vazios ocorre em função da saída da água dos vazios da lama, sendo que o volume de água drenado no topo e na base da amostra em função do tempo é apresentado na Figura 4.2.

Observa-se que inicialmente há uma grande drenagem de água, tanto no topo quanto na base da amostra, ou seja, a vazão de água é bastante alta nessa etapa inicial, com uma vazão média total nos primeiros 10 minutos de 45ml/min. À medida que se prossegue o ensaio, tem-se uma diminuição gradativa da vazão até a mesma tornar-se nula, não havendo portanto mais drenagem de água da amostra. O final da drenagem é caracterizado no tempo de 230 minutos, que é justamente o mesmo período de tempo em que o índice de vazios não apresenta mais alterações (Figura 4.1), mostrando que toda diminuição no índice de vazios da amostra é causada pela saída da água dos seus vazios. Vale ressaltar que a determinação do índice de vazios foi feita de forma independente do volume de água drenado, sendo utilizada a Equação 4.3 para a obtenção do mesmo.

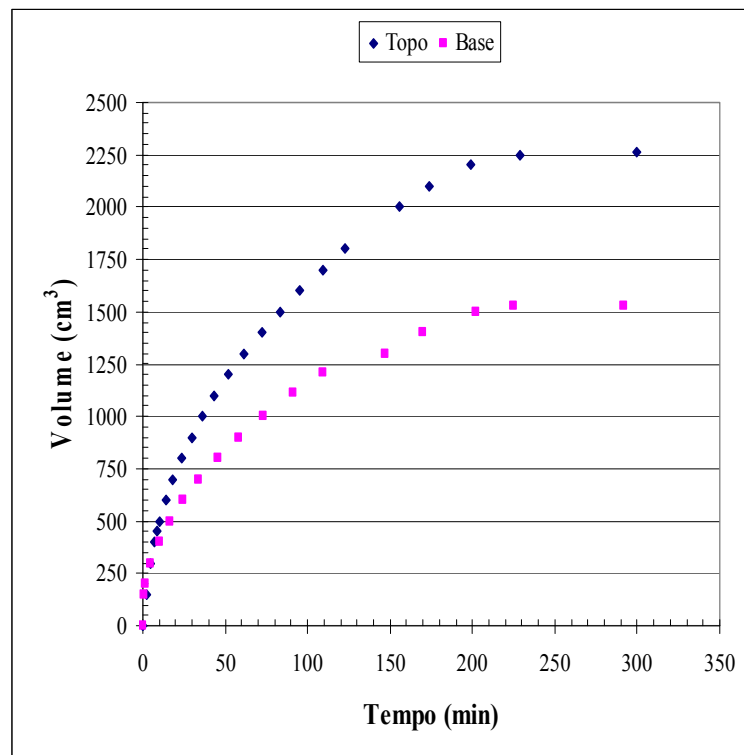


Figura 4.2 – Volume de água drenado no topo e base ao longo do ensaio.

Além dos dados referentes à variação do índice de vazios e do volume de água drenada com o tempo, os ensaios realizados no consolidômetro com drenagem apenas no topo, forneceram também dados relativos à evolução da poropressão na base da amostra. As Figuras 4.3, 4.4 e 4.5 mostram as curvas típicas para um ensaio em que a

drenagem ocorreu apenas pelo topo e a carga aplicada no pistão foi de 220kPa. Os resultados da variação do índice de vazios e do volume no tempo apresentam características e comportamento similares aos resultados mostrados anteriormente (Figuras 4.1 e 4.2), exceto pelo fato de que toda drenagem da água ocorre pelo topo da amostra.

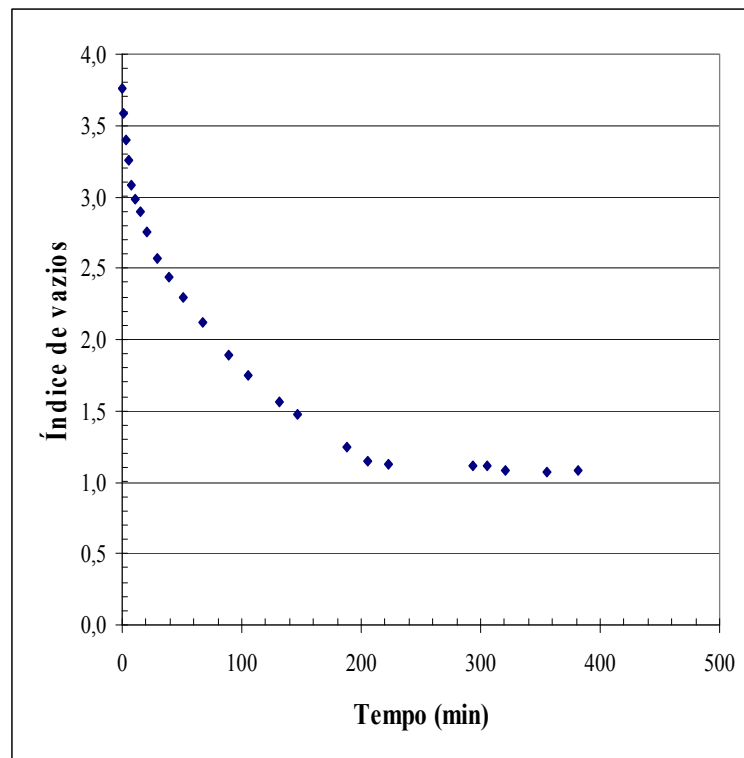


Figura 4.3 – Variação do índice de vazios no tempo para tensão de 220kPa.

Os resultados da variação da poropressão na base ao longo do ensaio são mostrados na Figura 4.5. Observam-se 4 fases bastante distintas: na primeira fase até o tempo de 60 minutos a poropressão na base é nula, correspondendo ao período anterior à aplicação da carga sobre o pistão. Logo após a descida do pistão e aplicação da carga sobre a amostra tem-se um aumento imediato da poropressão para aproximadamente 215kPa. Esse valor permanece praticamente constante até o tempo de 200 minutos, correspondendo à segunda fase da curva. Durante essa fase, é possível perceber que o início da dissipação do excesso da poropressão não é imediato, já que a poropressão começa a ser dissipada, em um primeiro momento, nas regiões próximas à drenagem (topo).

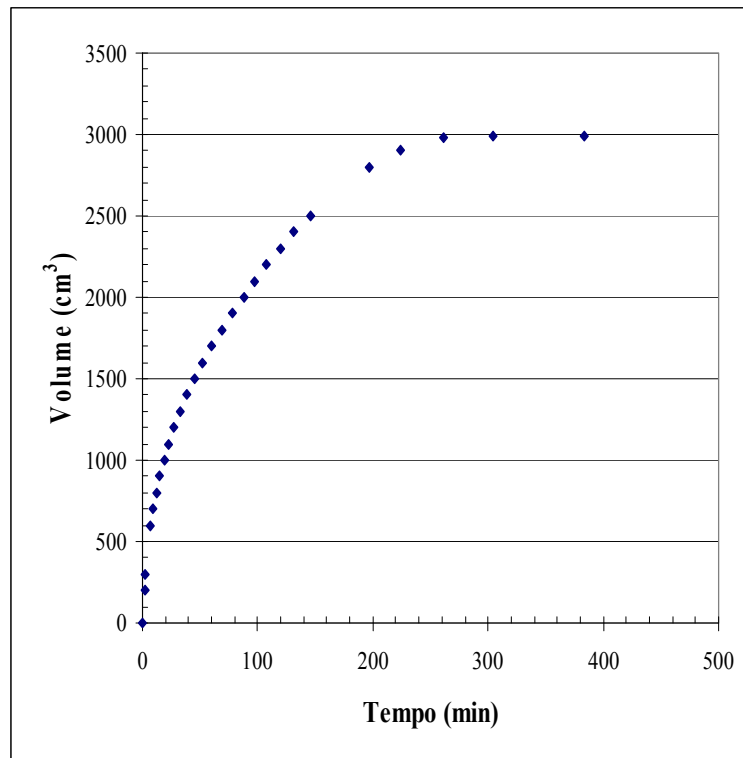


Figura 4.4 - Volume de água drenado no topo ao longo do ensaio.

A fase 3 corresponde ao período entre 300 e 400 minutos, em que a poropressão na base passa a diminuir com o tempo (dissipação do excesso de poropressão) em função da saída da água dos vazios da lama. Por último, tem-se a fase 4 em que a poropressão está praticamente toda dissipada e apresenta novamente um valor constante e aproximadamente igual a 5 kPa, mostrando que apenas uma pequena parcela da tensão aplicada não foi transferida para o esqueleto do solo. Entretanto, este valor representa apenas 2% da tensão total aplicada, sendo praticamente desprezível.

Pode-se observar pela evolução da poropressão ao longo do ensaio, que inicialmente toda a carga aplicada foi suportada pela água o que gerou um aumento de poropressão de valor igual à tensão aplicada na amostra. Entretanto, à medida que se desenvolvia a drenagem da água e ocorria a dissipação do excesso de poropressão, a carga suportada pela água era lentamente transferida para o esqueleto do solo. Sendo que ao término do ensaio, o excesso de poropressão era nulo e a tensão efetiva era igual a tensão aplicada sobre a amostra.

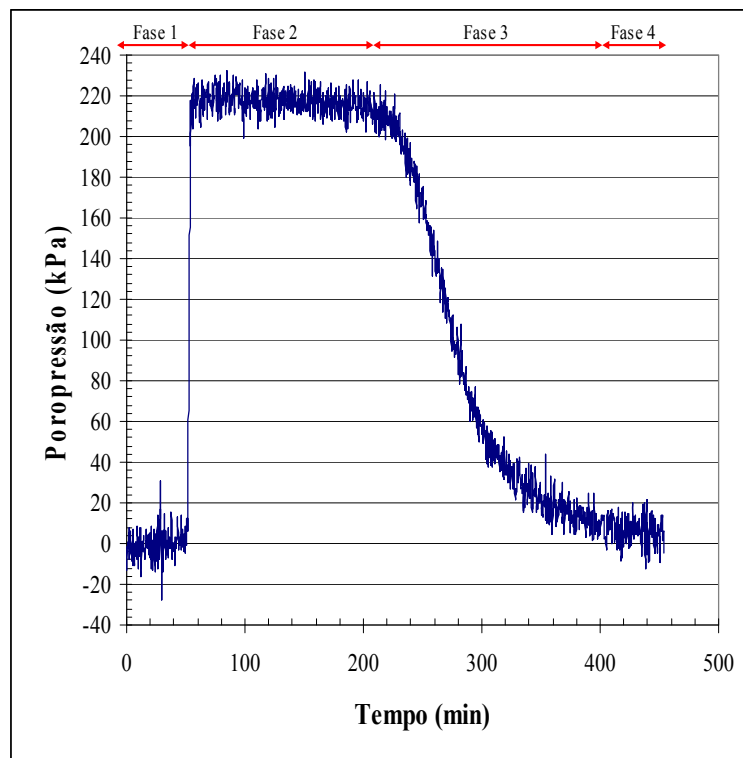


Figura 4.5 – Evolução da poropressão ao longo do ensaio.

4.2 – Evolução dos perfis de índice de vazios e resistência não drenada da camada de lama depositada no tanque.

Os processos de adensamento e ressecamento da lama depositada no tanque provocaram uma densificação gradativa do material, reduzindo os vazios do mesmo. Essa redução dos vazios promoveu um aumento da resistência não drenada do depósito à medida que estes processos evoluíam ao longo do tempo.

O perfil de índice de vazios ao final do adensamento, bem como a evolução dos perfis de índice de vazios da camada de lama submetida ao ressecamento é apresentado na Figura 4.6. Vale lembrar que os índices de vazios correspondem a um valor médio para um trecho (espessura) da camada de aproximadamente 5 cm, conforme já descrito no item 3.2.4.

O perfil do dia 45 representa as condições finais da camada de lama após o adensamento e início do ressecamento. Observa-se uma diminuição do índice de vazios com a profundidade, típico de um processo de adensamento por peso próprio. A partir do dia 45 o depósito fica submetido aos processos de ressecamento.

No dia 86 com a camada já sujeita ao ressecamento, o índice de vazios próximo ao topo da camada é um pouco menor que o índice de vazios na base da camada. Percebe-se que o efeito do ressecamento no topo da camada é superior ao efeito provocado por peso próprio na base da camada (perfil do dia 86). Essa tendência se estende por todo o perfil com o desenvolvimento do ressecamento, como pode ser observado pelo perfil do dia 96.

Os perfis do dia 96 ao dia 115 são praticamente uniformes ao longo das camadas mais profundas, sendo que essa uniformidade não prevalece nas camadas mais superficiais, em virtude dos efeitos mais pronunciados do ressecamento serem experimentados nas camadas de topo. Entretanto, percebe-se que quanto mais avançado o estágio de ressecamento maior a tendência de uniformidade ao longo de todo perfil, inclusive para as camadas mais superficiais.

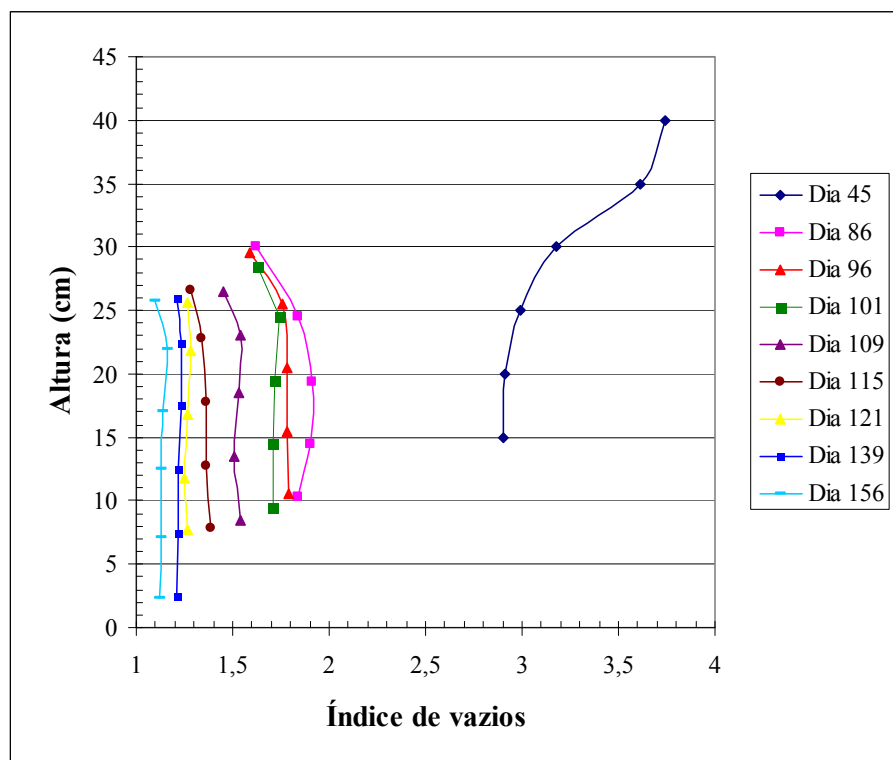


Figura 4.6 – Evolução dos perfis de índice de vazios da camada de lama.

A partir do dia 121 essa uniformidade ao longo de toda camada pode ser observada, sendo os perfis de índice de vazios praticamente verticais. Esse comportamento pode ser explicado em virtude da alta sucção nas camadas superficiais,

dificultando a retirada da água dos vazios nessas camadas. Entretanto, as camadas mais profundas estão submetidas a níveis de sucção mais baixos, o que facilita a retirada da água dos vazios nessas camadas pelas paredes laterais trincadas, acarretando assim, em um perfil de índice de vazios praticamente constante ao longo de toda a camada.

Vale lembrar que a taxa em que a água é retirada da lama diminui com o aumento da sucção, sendo que ao ser atingido o limite de contração, essa retirada de água não provoca nenhuma redução adicional no índice de vazios. Esse estágio é representado pelo perfil do dia 156, no qual a lama está em uma condição próxima ao início da desaturação. Ressalta-se que não foi possível confrontar o valor obtido do índice de vazios mínimo da lama ($e_{\min} = 1,13$) em laboratório com o e_{\min} de campo, já que do dia 159 em diante não foi possível a realização de novas amostragens.

Essa grande redução no índice de vazios (Figura 4.6) ocorrida no depósito promoveu um elevado ganho de resistência não drenada do material como pode ser observado na Figura 4.7.

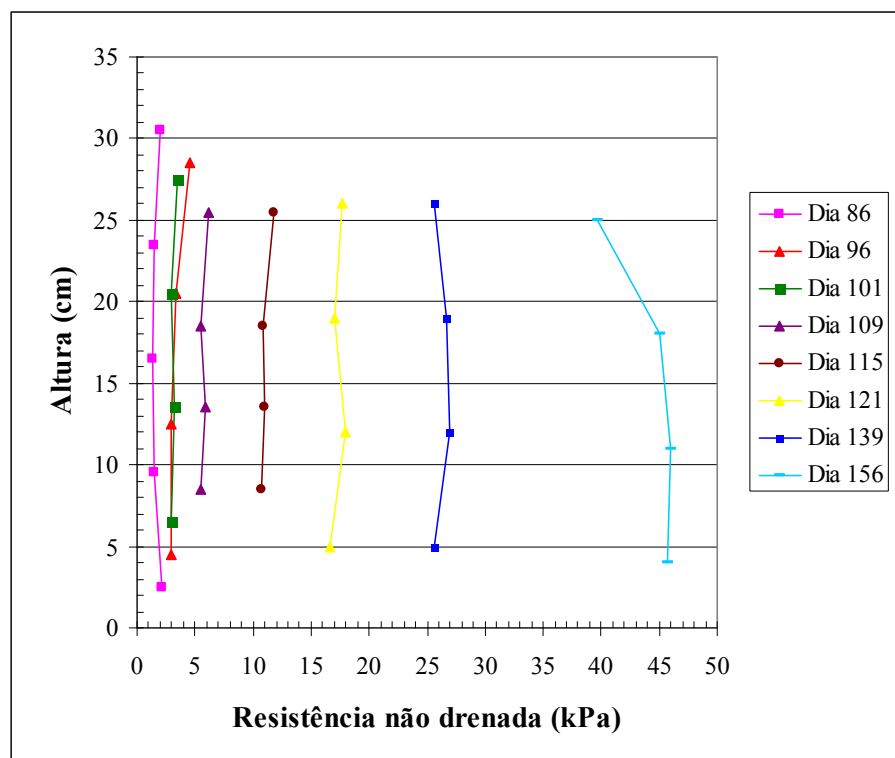


Figura 4.7 - Evolução dos perfis de resistência não drenada da lama deposita no tanque.

Observa-se que o perfil de resistência não drenada para o dia 45 não foi apresentado, em vista da resistência nula ao longo de todo o depósito, o que sugere que todo ganho de resistência do material ocorreu em virtude do ressecamento da camada.

O perfil de resistência do dia 86 indica valores ligeiramente maiores de resistência não drenada no topo e na base da camada, que podem ser relacionados aos menores índices de vazios obtidos nessas regiões (Figura 4.6). A partir do dia 96 até o dia 115, as maiores resistências são obtidas no topo da camada (menores índices de vazios), já que o ressecamento foi mais efetivo nas camadas superficiais durante esse período.

Excetuando-se a resistência não drenada obtida no topo da camada para o dia 156, os perfis de resistência dos dias 121, 139 e 156 apresentam em acordo com os perfis de índice de vazios encontrados, já que a resistência não drenada é praticamente constante ao longo de toda a camada.

Vale lembrar que o monitoramento dos perfis de índice de vazios foi interrompido no dia 156, pois a partir desse dia a lama apresentava resistência tal que impossibilitava a cravação do amostrador na lama. Sendo assim, a determinação dos perfis de resistência não drenada também foi encerrada no mesmo dia, apesar da resistência não drenada no depósito continuar ainda aumentando.

4.3 – Compressibilidade da lama.

A curva de compressibilidade da lama foi obtida através do ensaio HCT, com bomba de fluxo (Figura 3.7). Entretanto, os resultados obtidos do monitoramento de campo e dos ensaios no consolidômetro também permitiram relacionar a variação da tensão efetiva com o índice de vazios da lama. Sabe-se que o aumento da tensão efetiva produz uma diminuição no índice de vazios que no caso da lama estudada deve-se a três causas distintas. Em um primeiro caso, a drenagem da água dos vazios da lama saturada (e conseqüente diminuição do índice de vazios) aconteceu de forma mecânica, com a aplicação de carga sobre a amostra nos ensaios realizados com o consolidômetro. Em um segundo caso, no tanque, a diminuição do índice de vazios da lama ocorreu inicialmente em função dos processos físicos de sedimentação e adensamento por peso próprio, e finalmente, após a remoção da água sobrenadante do tanque, a redução

adicional de vazios aconteceu por conta do ressecamento provocado pela evaporação da água dos vazios da lama.

Sendo assim, a relação entre índice de vazios e tensão efetiva obtida por métodos distintos pode ser comparada com a curva de compressibilidade determinada no ensaio HCT.

Com relação aos ensaios no consolidômetro de lama, tem-se que a tensão atuando sobre a amostra é obtida através da multiplicação da tensão aplicada (pressão de ar) no pistão por um fator igual a 0,982. Esse fator de correção é necessário em vista da diferença entre as áreas de aplicação da pressão e da amostra. A determinação do fator de correção foi obtida através da Equação 4.1.

$$\sigma = \sigma_{ar} * \left(\frac{A_{amostra} - A_{pistão}}{A_{amostra}} \right) \quad (4.1)$$

Vale ressaltar que a utilização do fator de correção pouco altera os valores da tensão, principalmente nos casos em que são utilizados reduzidos valores de pressão de ar. Entretanto, a correção foi feita para todas as tensões, sendo que os resultados apresentados são referentes à tensão corrigida.

Quanto aos índices de vazios nos ensaios com o consolidômetro, os mesmos foram determinados de duas maneiras distintas utilizando-se as Equações 4.2 e 4.3.

$$e = G_s * w \quad (4.2)$$

e

$$e = \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} * w_{inicial} \right) + 1 \right] * \left(\frac{V_{final}}{V_{inicial}} \right) - 1 \quad (4.3)$$

Quando o índice de vazios era determinado pela Equação 4.2, o valor obtido era referente ao índice de vazios da amostra de lama após a descompressão, sendo que o teor de umidade utilizado no cálculo do índice de vazios correspondia à média dos 5 trechos da amostra, conforme explicado no item 3.1.5.3. Entretanto, a utilização da Equação 4.3 permitia a determinação do índice de vazios da lama antes da retirada da

carga atuando sobre a amostra (descompressão). Os parâmetros necessários para o cálculo do índice de vazios antes da descompressão eram: o volume inicial, o volume final da amostra, que era função da altura da haste do pistão, o teor de umidade inicial da lama e massa específica dos sólidos e da água.

A Figura 4.8 mostra a comparação entre a curva de compressibilidade determinada no ensaio HCT e os resultados obtidos no consolidômetro de lama utilizando os dois diferentes métodos de cálculo do índice de vazios.

Percebe-se que ambos os resultados se ajustam de forma quase que perfeita à curva do ensaio HCT. Porém, os índices de vazios determinados antes da descompressão da amostra apresentam um ajuste ainda melhor, já que ao ser retirada a carga da amostra tem-se uma dilatação do material, sendo portanto, recomendável a utilização da Equação 4.3 para a determinação dos índices de vazios da lama, no caso de um estudo de compressibilidade. Vale ressaltar que para o cálculo do índice de vazios antes da descompressão, a compressibilidade do geotêxtil não foi considerada (geotêxtil incompressível). Essa hipótese simplificadora pouco altera os resultados em função da elevada compressibilidade da lama em relação à do geotêxtil.

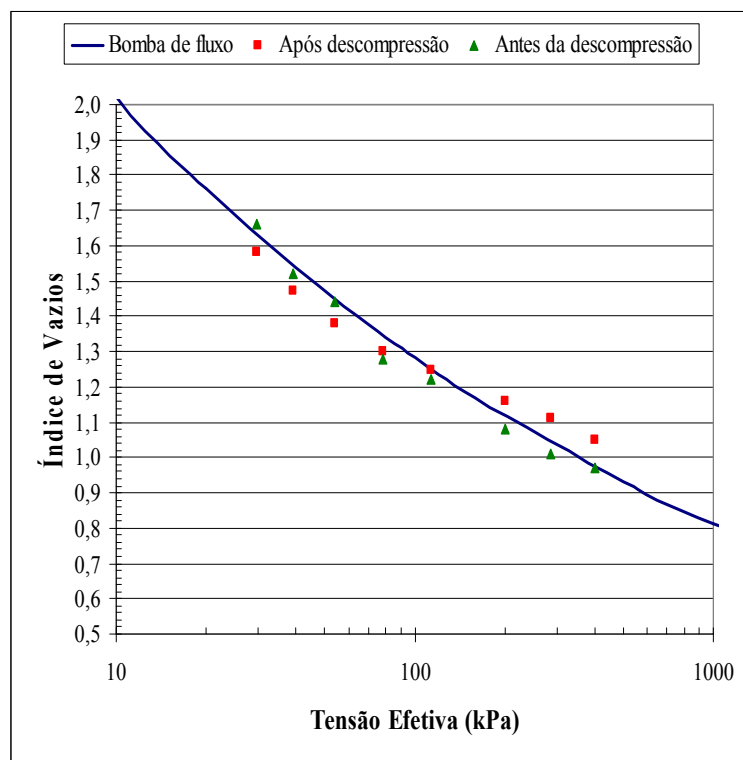


Figura 4.8 – Resultados de compressibilidade da lama.

Esses resultados além de darem suporte e validar os resultados obtidos no ensaio HCT com bomba de fluxo, mostram a grande potencialidade do consolidômetro na determinação das propriedades de compressibilidade de lamas.

Além dos resultados de compressibilidade obtidos no consolidômetro, o monitoramento de campo possibilitou avaliar a diminuição do índice de vazios da lama depositada no tanque. Neste caso, a diminuição do índice de vazios foi provocada em função do desenvolvimento de poropressões negativas no depósito de lama ressecada.

A tensão efetiva era basicamente função do nível de sucção na profundidade de instalação do tensiômetro (15cm) e do peso próprio da camada de lama. A Equação 4.4 foi utilizada na determinação da tensão efetiva a 15 cm de profundidade do depósito.

$$\sigma' = 0,15 * \gamma - u \quad (4.4)$$

Já o índice de vazios da lama foi determinado através da Equação 4.2, sendo o teor de umidade correspondente às amostras coletadas a 15cm de profundidade. A Figura 4.9 mostra a relação entre a tensão efetiva e o índice de vazios para a lama submetida ao ressecamento.

Observa-se que neste caso, os resultados obtidos também foram bastante satisfatórios, entretanto o ajuste dos pontos com a curva determinada no ensaio HCT não apresenta a qualidade dos mesmos obtidos no consolidômetro. Essa diferença pode ser explicada em função das perturbações inerente aos processos de amostragem, que sempre acontecem, por mais cuidadosos que sejam os procedimentos adotados ou também porque a relação entre índice de vazios versus tensão efetiva não é completamente adequada quando se tem sucção (Oliveira-Filho & van Zyl, 2006).

Os resultados dos ensaios em campo e no consolidômetro mostraram relações diferenciadas entre tensão efetiva e índice de vazios. No próximo item essa mesma avaliação é feita, entretanto a tensão efetiva é relacionada com a resistência não drenada, sendo avaliadas as diferenças entre a resistência não drenada da lama adensada no consolidômetro e da lama submetida ao ressecamento em campo.

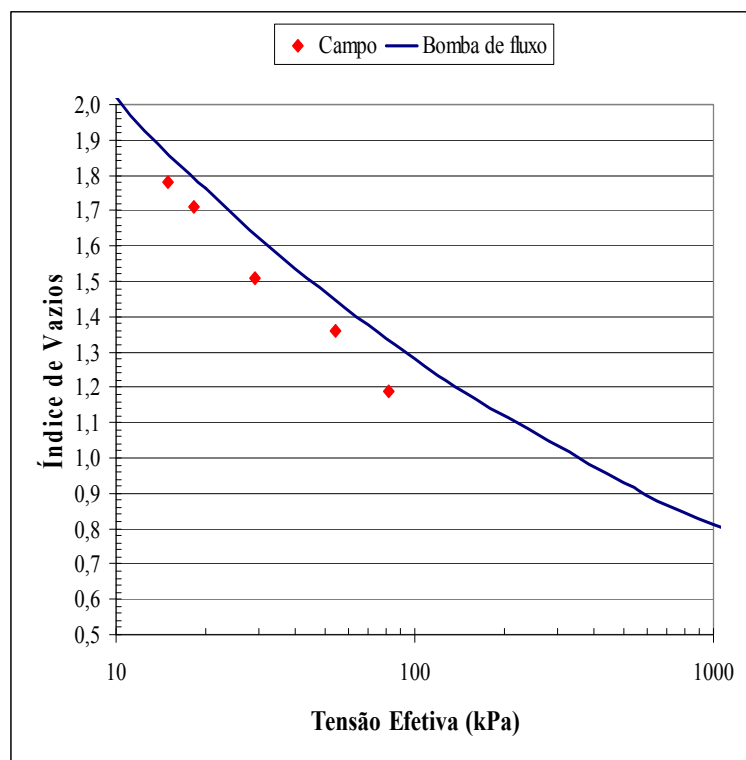


Figura 4.9 – Compressibilidade da lama ressecada em campo.

4.4 – Tensão efetiva *versus* resistência não drenada.

Os resultados obtidos através dos ensaios de palheta em campo e laboratório permitiram relacionar resistência não drenada e tensão efetiva para a lama depositada no tanque e para as amostras fabricadas no consolidômetro. No caso de laboratório a tensão efetiva era função tensão aplicada sobre o pistão (Equação 4.1), e para a lama ressecada a tensão efetiva dependia do nível de sucção na lama e do peso próprio da camada (Equação 4.4).

A Figura 4.10 mostra a variação da resistência não drenada das amostras obtidas no consolidômetro em função da tensão aplicada, para os ensaios com drenagem no topo e base. Observa-se que quanto maior o nível de tensão maior é a resistência não drenada da lama, sendo que a relação s_u/σ' é linear e igual a 0,140.

A relação entre resistência não drenada e tensão efetiva para a lama submetida ao ressecamento no tanque apresenta comportamento similar ao obtido em laboratório, conforme mostrado na Figura 4.11. Porém, no caso de campo o valor da a relação s_u/σ' é de 0,225. Esse valor é bastante superior ao encontrado em laboratório, sendo que para

o mesmo nível de tensão, a resistência da lama submetida ao ressecamento é 60% maior que as amostras adensadas em laboratório. A resistência não drenada mais elevada da lama no caso de campo pode ser explicada pela sucção gerada em virtude do ressecamento, provocando um incremento na resistência não drenada do material.

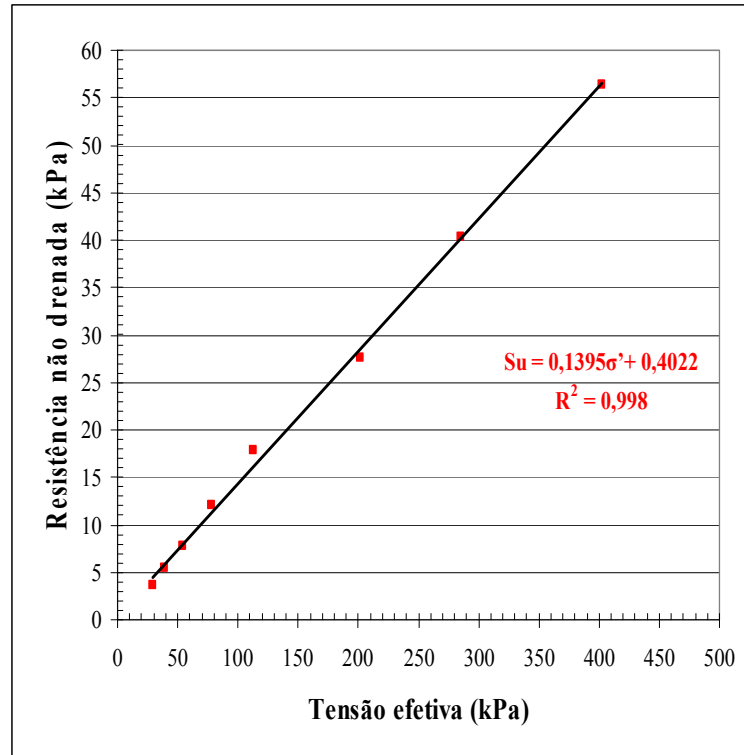


Figura 4.10 – Relação entre nível de tensão e resistência não drenada para a lama adensada.

Através das relações obtidas acima é possível determinar o perfil de resistência não drenada de um depósito de lama, desde que se tenham dados referentes à variação da tensão efetiva ao longo do depósito. É interessante observar que os resultados do consolidômetro podem ser comparados com correlações empíricas como a de Skempton (1957) apresentada no item 2.2.2.1.

A Equação 2.3 quando aplicada à lama dessa pesquisa com IP de 9%, resulta em uma relação s_u/σ' igual a 0,143, que é um valor praticamente idêntico ao obtido nos ensaios de resistência nas amostras fabricadas no consolidômetro. A Figura 4.12 mostra uma comparação entre a curva obtida por Skempton (1957) e os resultados de campo e laboratório.

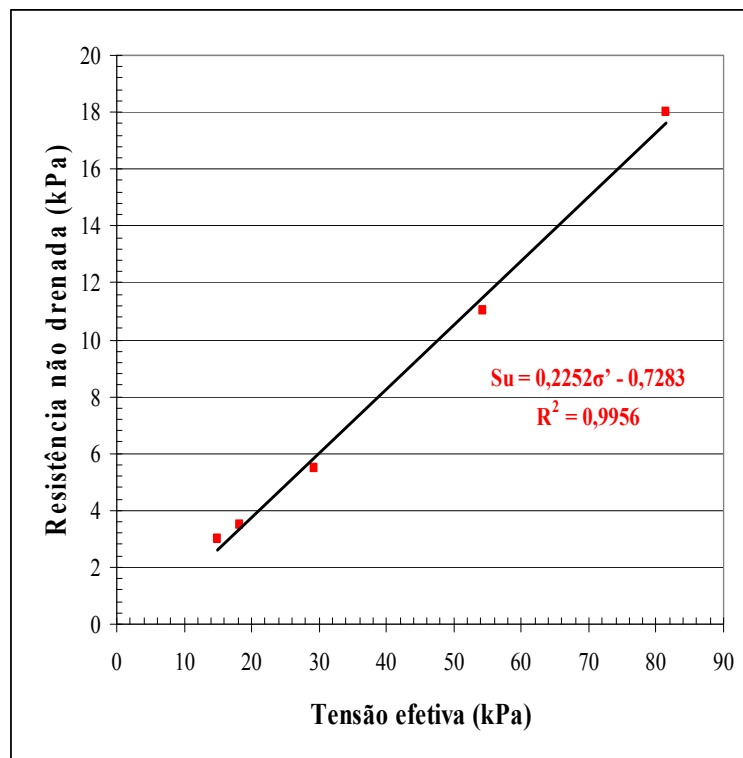


Figura 4.11 – Relação entre tensão efetiva e resistência não drenada para a lama submetida ao ressecamento.

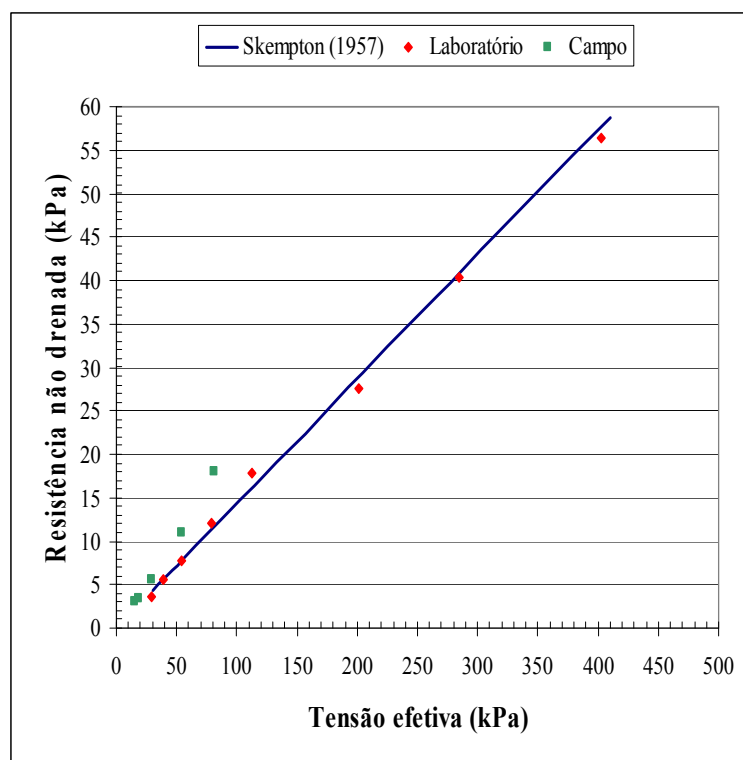


Figura 4.12 – Comparação dos resultados de Skempton (1957), de campo e laboratório.

Observa-se um ajuste quase perfeito dos resultados de resistência não drenada obtidos em laboratório com a correlação determinada por Skempton (1957). Já no caso dos resultados da lama ressecada, a correlação de Skempton (1957) não se aplicou, em virtude da presença de sucção no depósito de lama, o que garante uma resistência adicional ao material.

4.5 – Relação entre índice de vazios e resistência não drenada.

A relação entre a resistência não drenada e índice de vazios da lama, principal objetivo da pesquisa, é apresentado neste item. Basicamente são mostradas as relações obtidas para as amostras fabricadas no consolidômetro e para a camada de lama depositada no tanque.

As relações obtidas no laboratório são apresentadas de duas maneiras diferentes. Na primeira delas a curva foi determinada a partir dos 40 pares de valores de resistência não drenada e índice de vazios, sendo que o índice de vazios foi determinado para cada ponto no qual se realizou o ensaio de palheta, conforme descrito no item 3.1.5.3. Essa representação permite avaliar de forma global todos os resultados obtidos, verificando assim a consistência e a dispersão dos valores encontrados entre os ensaios realizados, conforme mostrado na Figura 4.13.

Cada conjunto de 5 pontos na figura acima representa uma amostra fabricada no consolidômetro de lama com uma determinada tensão. Analisando-se separadamente cada conjunto de pontos, observa-se que os valores de resistência não drenada obtidos no ensaio de palheta são bastante semelhantes, principalmente para reduzidos valores de resistência, conforme pode ser visto pelos primeiros conjuntos de pontos. À medida que a resistência não drenada aumenta, passa a ocorrer uma maior dispersão nos valores da resistência não drenada, como observado nos últimos três conjuntos de pontos. Essa maior dispersão ocorre em função da menor precisão da palheta média e pequena que foram utilizadas nesses ensaios, além do ensaio palheta ser mais recomendado para a determinação da resistência não drenada de materiais que apresentem uma consistência mole e média.

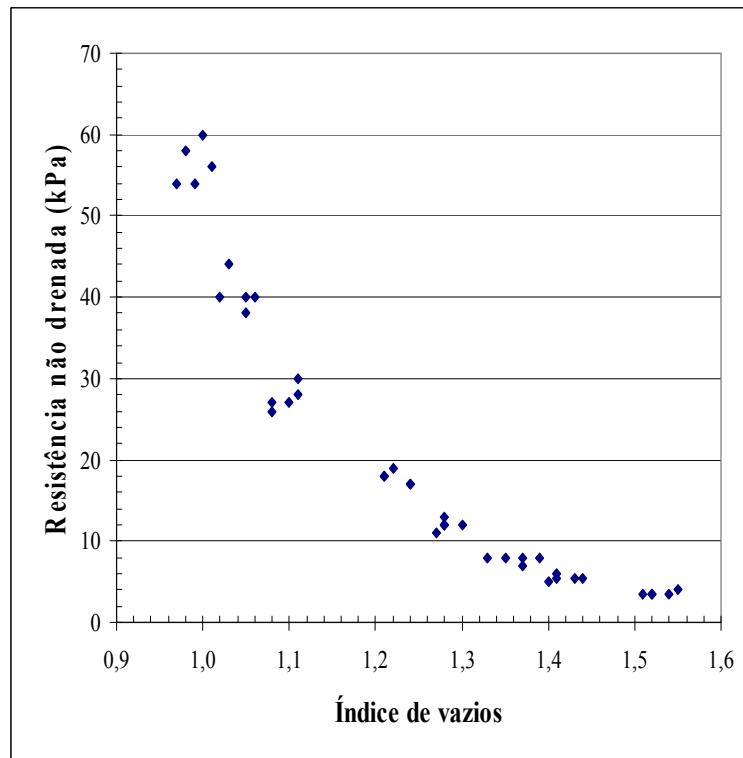


Figura 4.13 – Resultado global da resistência não drenada *versus* índice de vazios.

Com relação ao índice de vazios, em virtude da pouca quantidade de material utilizado para a determinação do mesmo, tem-se uma relativa dispersão nos resultados. Sendo assim, a curva mais representativa da relação entre índice de vazios e resistência não drenada é representada pela Figura 4.14. Neste caso, o índice de vazios é obtido de uma amostra representativa do bolo (item 3.1.5.3) e a resistência não drenada é tomada como sendo a média dos cinco ensaios de palheta realizados para cada bolo.

Observa-se que a relação entre resistência não drenada e índice de vazios da lama se ajusta bem a uma relação do tipo exponencial. A Equação 4.5 a seguir representa essa relação.

$$s_u = 13633 * \exp^{-5,3115 * e} \quad (4.5)$$

onde exp significa neperiano. Através da equação percebe-se que quanto menor o índice de vazios maior a resistência não drenada, sendo que para a faixa de índice de vazios elevados, uma grande redução no índice de vazios acarretará em um pequeno aumento

de resistência não drenada. Já para índice de vazios menores, qualquer redução no índice de vazios promoverá um ganho significativo de resistência não drenada.

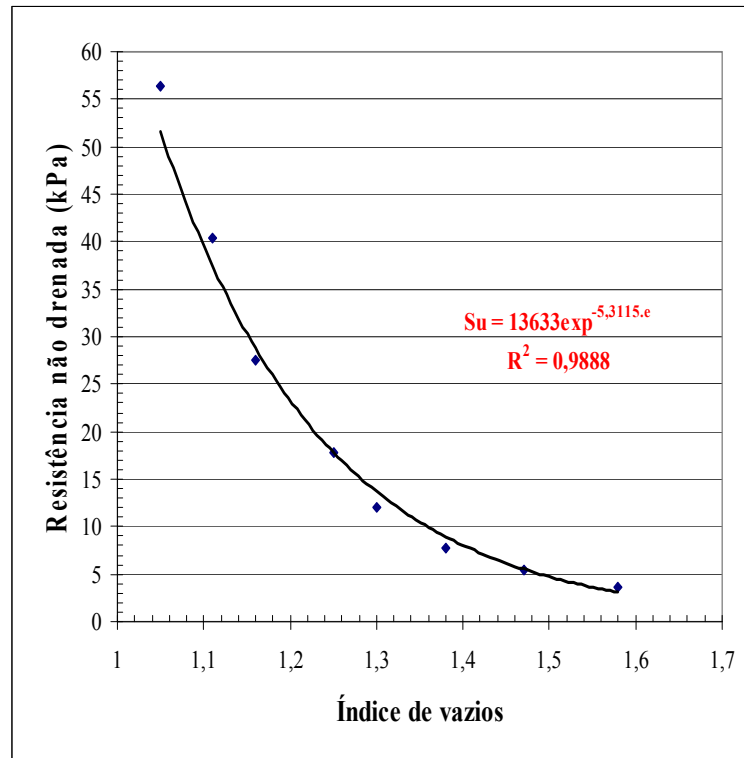


Figura 4.14 – Relação entre resistência não drenada e índice de vazios da lama.

A relação entre índice de vazios e resistência não drenada obtida para a lama depositada em campo é mostrada na Figura 4.15. Observa-se que o comportamento da curva é similar à obtida em laboratório. Neste caso, os ensaios de resistência e amostragem só foram realizados com a lama apresentando uma consistência de mole a média.

A Figura 4.16 mostra uma comparação entre a equação de ajuste obtida em laboratório e os dados obtidos em campo. Observa-se que há uma tendência da maioria dos resultados de campo estar acima da curva de laboratório, o que indica que para um mesmo índice de vazios tem-se uma resistência não drenada maior para a lama ressecada. Entretanto, à medida que o índice de vazios diminui os resultados de campo se aproximam da curva de ajuste de laboratório. Vale ressaltar que a Figura 4.16 é mostrada em escala logarítmica de modo a facilitar a visualização dos resultados.

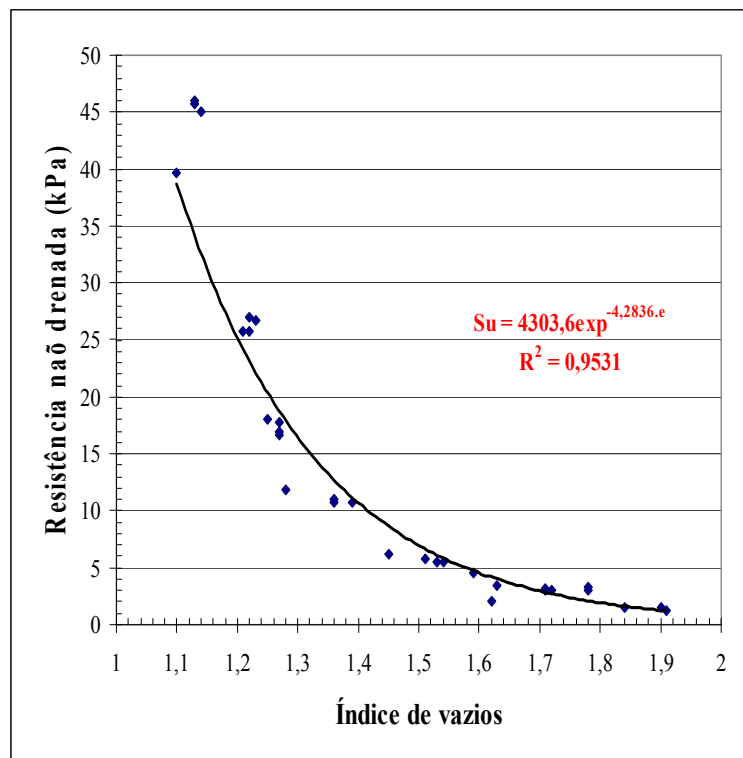


Figura 4.15 – Resistência não drenada *versus* índice de vazios para a lama ressecada.

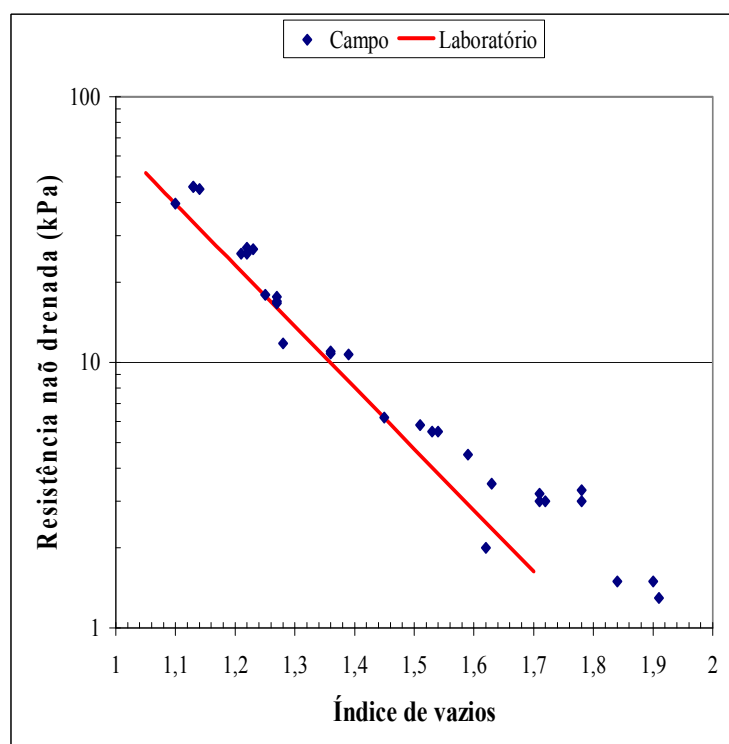


Figura 4.16 – Variação dos resultados obtidos em campo com a curva de laboratório.

Essa diferença entre as curvas pode ser atribuída à sucção presente no campo, bem como as perturbações da amostra durante a amostragem. Entretanto, as curvas obtidas apresentam comportamento bastante próximo, sendo a diferença na resistência não drenada pouco significativa principalmente para índices de vazios mais reduzidos, conforme indicado na Figura 4.17.

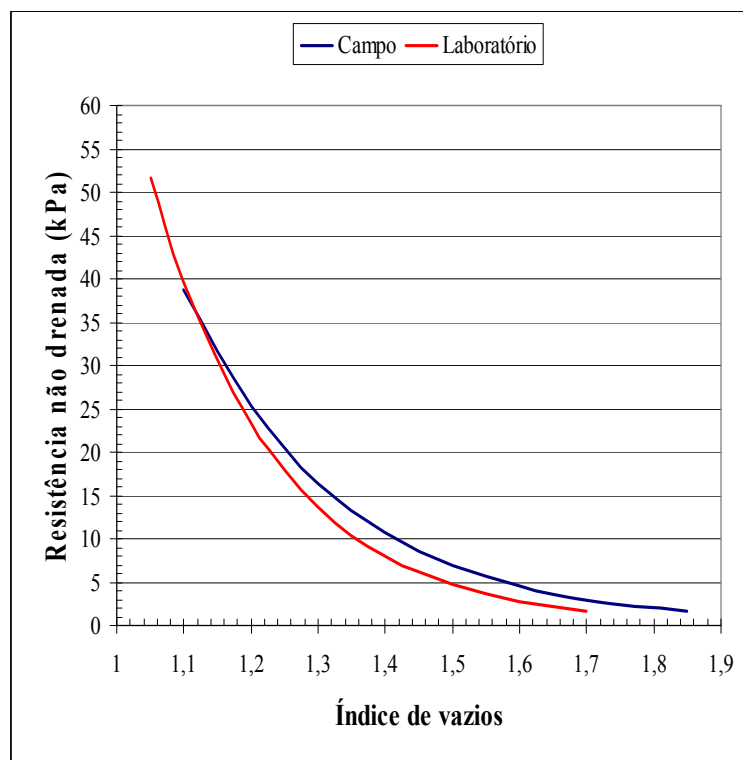


Figura 4.17 – Comparação entre as curvas de campo e laboratório.

4.6 – Influência da velocidade de rotação da palheta na resistência não drenada.

Sabe-se que um dos fatores que influenciam a resistência não drenada é a velocidade de rotação da palheta. De modo a avaliar essa influência, foram realizados ensaios com velocidades lentas, normais e rápidas. A Figura 4.18 mostra a comparação entre os resultados obtidos para cada caso.

Observa-se que quanto maior a velocidade de rotação da palheta maior é a resistência não drenada. Comparando-se a curva obtida para o caso lento e normal, percebe-se que as resistências obtidas para uma velocidade de rotação lenta são apenas um pouco inferiores às obtidas para a velocidade normal de rotação (ruptura de 5 a 10

segundos) que é recomendada pelo fabricante. Sendo assim, a realização de ensaios de resistência com velocidades abaixo da recomendada pouco influencia na determinação da resistência não drenada. Já para o caso da velocidade de rotação rápida, os valores obtidos de resistência não drenada são extremamente altos. Comparando-se as curvas para o caso rápido e normal, se tem uma resistência não drenada 60% maior quando se utiliza uma velocidade rápida de rotação, mostrando que velocidades muito elevadas influenciam significativamente na determinação da resistência não drenada. Biscontin & Pestana (1999) encontraram aumento de resistência não drenada semelhante para elevadas velocidades de rotação, conforme apresentado no item 2.2.2.1.

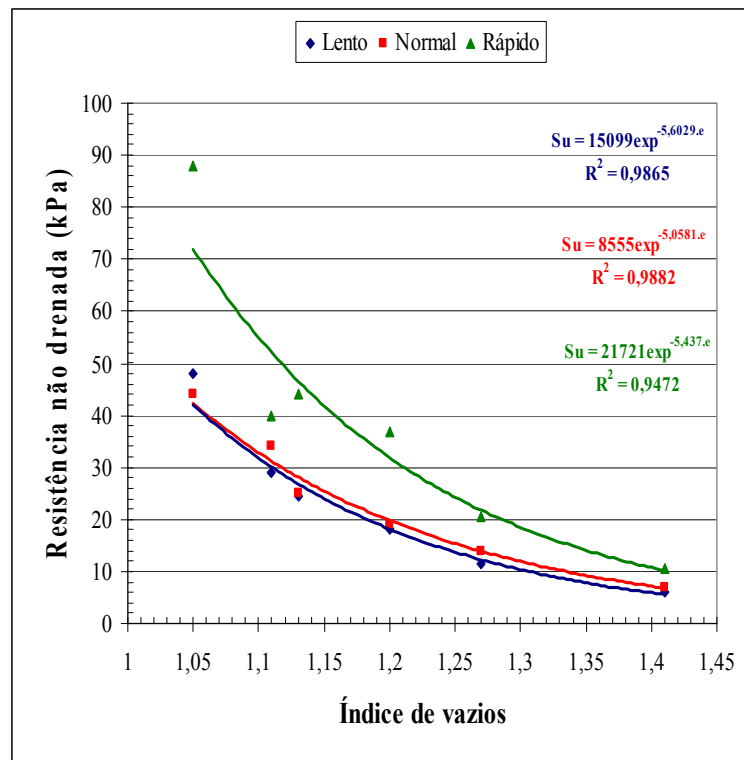


Figura 4.18 – Influência da velocidade de rotação da palheta na resistência não drenada da lama.

Além disso, a qualidade dos resultados obtidos quando se utiliza uma velocidade muito alta de rotação é inferior aos resultados encontrados para velocidades normais e lentas, como pode ser observado pela maior dispersão dos resultados e pior ajuste da curva.

4.7 – Resistência não drenada das amostras inundadas.

A variação da resistência não drenada foi avaliada para o caso da amostra de lama inundada. Desta forma, obteve-se uma relação entre a resistência não drenada da lama inundada e a resistência não drenada da lama antes da inundação, conforme apresentado na Figura 4.19.

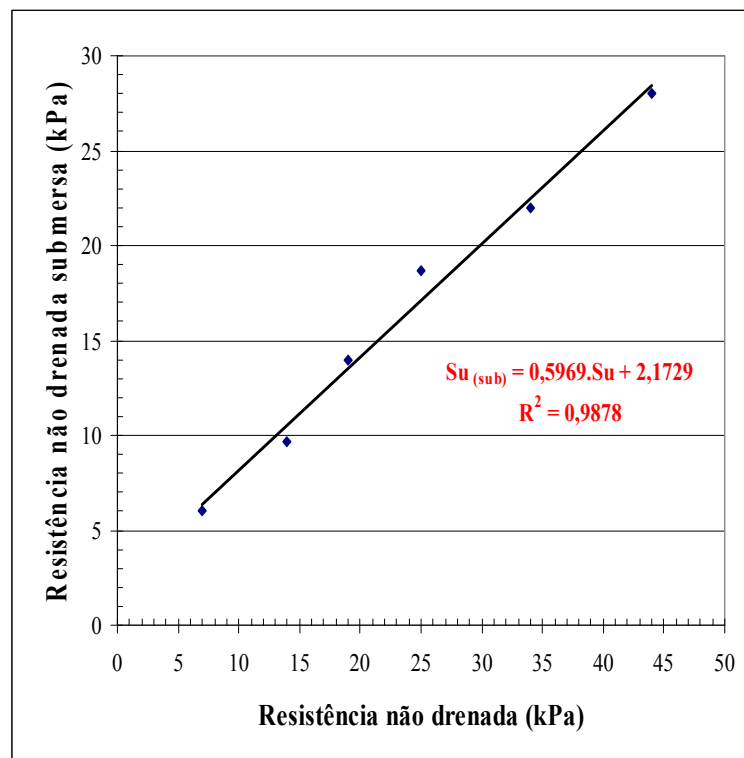


Figura 4.19 – Relação entre a resistência não drenada da lama antes e após a inundação em água.

Observa-se que há uma redução em torno de 40% da resistência não drenada quando a lama é submersa em água. Em um primeiro momento, essa redução relativamente significativa na resistência não drenada pode ser atribuída à quebra da sucção da amostra em virtude da inundação da mesma em água. Além desse fator, uma possível expansão do material inundado, gerando um aumento no índice de vazios, também justificaria uma redução da resistência não drenada da lama inundada. Sendo assim, foi determinado o índice de vazios da amostra antes e após a inundação.

A Figura 4.20 mostra a relação entre o índice de vazios inicial da amostra de lama e o índice de vazios da amostra submersa. Percebe-se que há um aumento no índice de vazios da lama em virtude da inundação da amostra em água, sendo que quanto menor o índice de vazios inicial da amostra maior será o aumento do índice de vazios da amostra inundada. No caso da amostra com o maior índice de vazios, o aumento no mesmo foi de apenas 1,4%; enquanto que para o menor índice de vazios, o aumento no mesmo foi de 7,6%.

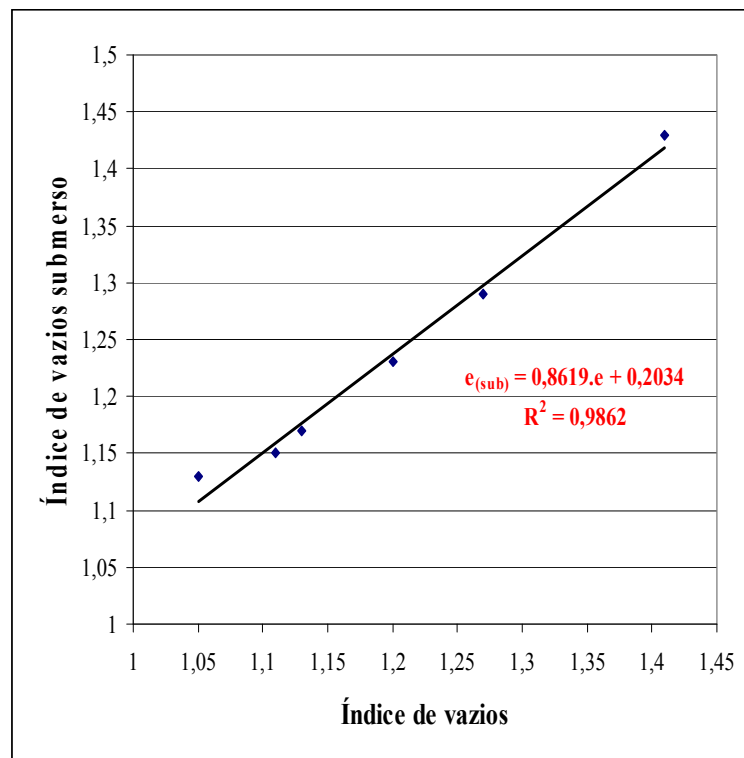


Figura 4.20 – Índice de vazios antes e após a inundação da lama em água.

Através dos resultados mostrados acima, foi possível obter duas curvas relacionando resistência não drenada e índice de vazios: uma correlação para a amostra de lama antes da inundação e outra para a amostra inundada, conforme apresentado na Figura 4.21.

Observa-se que a resistência não drenada é menor para o caso da amostra submersa, com uma redução de resistência de aproximadamente 10% em relação à amostra original. Neste caso, a redução da resistência não drenada não pode ser explicada pelo aumento no índice de vazios, já que a resistência não drenada submersa é

relacionada com o novo índice de vazios da lama que foi determinado para a amostra inundada. Sendo assim, essa redução da resistência não drenada pode ser atribuída à quebra da sucção provocada pela inundação da amostra em água.

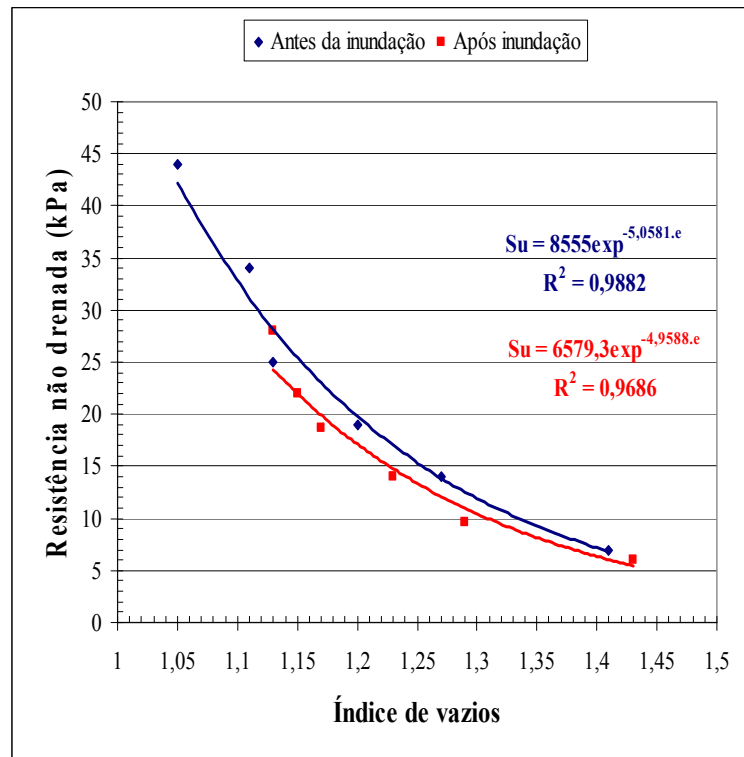


Figura 4.21 – Relação entre resistência não drenada e índice de vazios para a amostra de lama antes e após a imersão em água.

A redução total da resistência não drenada foi em torno de 40% (Figura 4.19), sendo que 10% dessa redução pode ser atribuída à quebra da sucção e os outros 30% ao aumento no índice de vazios da lama.

4.8 – Resistência não drenada da lama para os ensaios triaxiais do tipo UU.

A resistência não drenada da lama foi determinada através de ensaios do tipo UU e comparados com os resultados obtidos dos ensaios de palheta. Para isso, foram moldados 3 corpos de prova de uma amostra proveniente do consolidômetro de lama. As Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 mostram a curva tensão *versus* deformação axial para os ensaios com tensões confinantes de 0, 100 e 200 kPa, respectivamente.

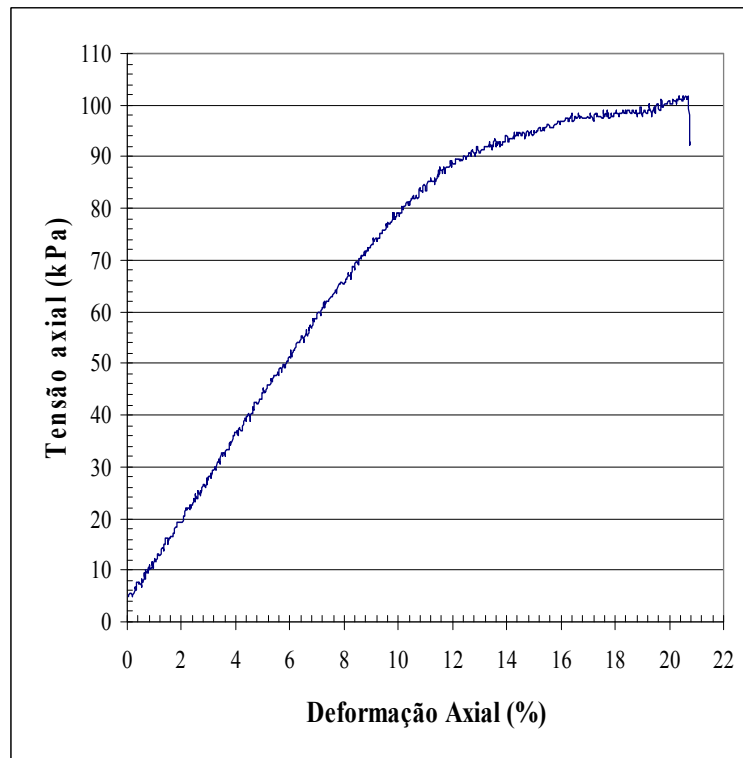


Figura 4.22 – Curva tensão *versus* deformação para tensão confinante nula.

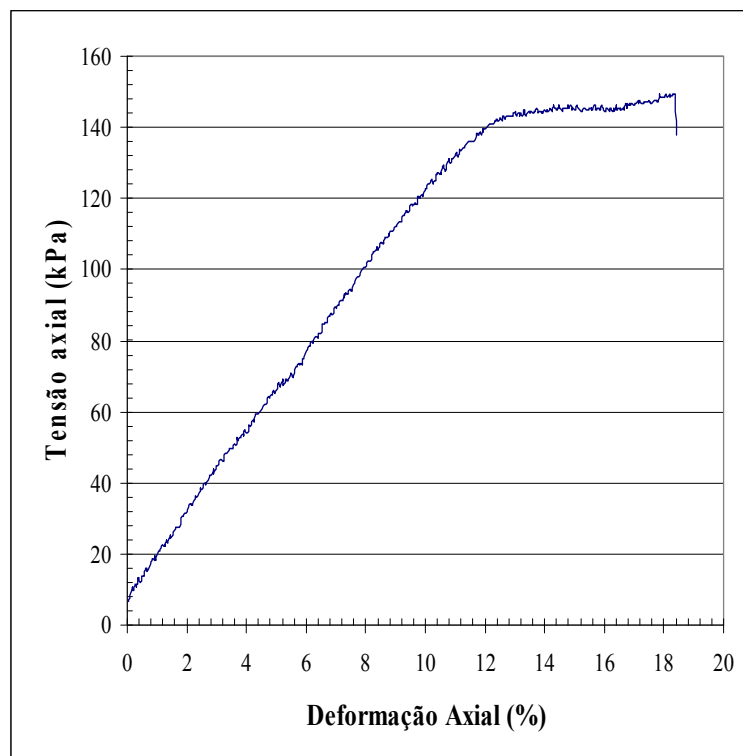


Figura 4.23 - Curva tensão *versus* deformação para tensão confinante igual a 100kPa.

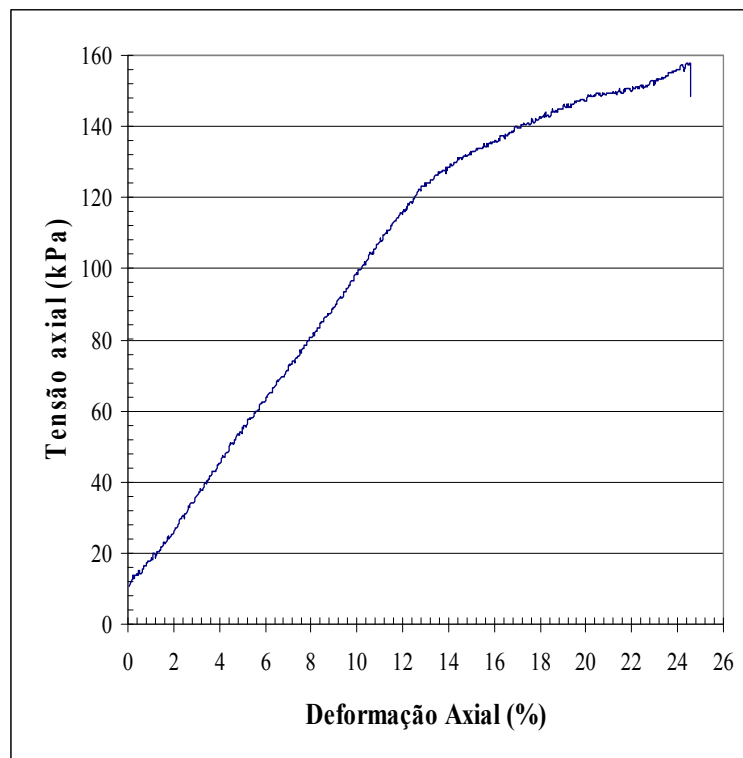


Figura 4.24 - Curva tensão *versus* deformação para tensão confinante igual a 200kPa.

Tabela 4.1 - Resistência não drenada: ensaios de palheta e UU

Ensaio	Tensão confinante (kPa)	Índice de vazios	Resistência não drenada (kPa)
UU1	0	1,06	49
UU2	100	1,03	72
UU3	200	1,03	74
Palheta	-	1,05	50

Observa-se pela Tabela 4.1 que a resistência não drenada obtida no ensaio de compressão simples (UU1) foi igual à resistência não drenada determinada pela média dos ensaios de palheta. Comparando-se agora os resultados de resistência não drenada na qual foram aplicadas tensões confinantes (UU2 e UU3) percebe-se que os resultados foram praticamente idênticos, mostrando que a tensão confinante não afetou o valor da resistência não drenada, como era de se esperar. Entretanto, a resistência não drenada obtida nos ensaios UU2 e UU3 foi praticamente 50% superior à obtida no ensaio de compressão simples.

As diferenças nos valores da resistência não drenada encontradas entre os ensaios mostrados acima podem ser atribuídas a uma série de fatores: amolgamento da amostra, perda de umidade, tempo decorrido entre a moldagem dos corpos de prova e a realização do ensaio, variação no diâmetro do corpo de prova após a aplicação da tensão confinante, dentre outros. Além disso, vale ressaltar que a resistência não drenada de um solo não é uma propriedade fundamental do material dependendo inclusive do tipo de ensaio adotado para a sua determinação, conforme destaca Ladd (1971), Pinto (1992) e Cehn & Kulhawy (1994).

Esta discussão sobre as diferentes resistências não drenadas obtidas não será estendida já que essa comparação só foi feita para uma única amostra fabricada, sendo necessário um maior número de dados para se concluir algo sobre assunto. Além disso, a comparação da resistência não drenada obtida por diferentes ensaios não é o objeto principal da pesquisa, na qual a determinação da relação entre índice de vazios e resistência não drenada é obtida através de ensaios de palheta.

4.9 – Conclusões parciais.

Foi mostrado neste capítulo a relação entre tensão efetiva *versus* resistência não drenada, a compressibilidade da lama obtida em campo e no ensaio com o consolidômetro, estudos referentes à variação da resistência não drenada em função da velocidade de rotação da palheta e da inundação da amostra, bem como uma comparação entre a resistência não drenada obtida por ensaios de palheta e por ensaios triaxiais do tipo UU. Entretanto, vale destacar que estes estudos citados acima não são o foco e o objetivo principal desse trabalho, sendo os mesmo realizados e os resultados apresentados de forma a acrescentar e complementar o estudo acerca da resistência não drenada da lama e da relação constitutiva obtida.

Essas relações constitutivas entre índice de vazios e resistência não drenada determinadas nos ensaios de laboratório e no monitoramento/ensaios de campo apresentam um comportamento exponencial. Embora obtidas através de metodologias bastante distintas, essas relações apresentam certa semelhança quando comparadas (Figura 4.17), sendo que os melhores resultados (ajuste) foram encontrados para os ensaios em laboratório. Desta forma, a previsão dos perfis de resistência não drenada e

cálculo da estabilidade de estruturas sobre o depósito de lamas, que serão apresentadas no capítulo seguinte, foram feitos baseados na relação constitutiva determinada em laboratório (Equação 4.5), não sendo explorada a relação obtida em campo.

APLICAÇÃO DOS RESULTADOS: ESTRUTURAS CONSTRUÍDAS SOBRE UM DEPÓSITO DE LAMAS

Este capítulo apresenta o cálculo da estabilidade de estruturas construídas sobre um depósito de lamas, sendo que a estabilidade dessas estruturas depende basicamente do manejo adotado na disposição da lama e o método construtivo. De acordo com o manejo adotado, tem-se então, diferentes perfis de índice de vazios no depósito ao longo do tempo, o que resulta em diferentes perfis de resistência não drenada. Em função dessa variação da resistência não drenada ao longo da formação do depósito, têm-se diferentes fatores de segurança para as estruturas ao longo do tempo.

No caso, é apresentado o cálculo da estabilidade de um sistema de cobertura sobre um depósito de lama quando uma disposição convencional (lançamento contínuo da lama no depósito) é adotada e quando uma disposição através do método subaéreo (ciclos de enchimento e espera) é utilizada. Explora-se também variações do método construtivo da estrutura.

5.1 – Disposição convencional.

A simulação do enchimento de um depósito de lama através do método de disposição convencional foi feita utilizando-se um algoritmo numérico denominado CONDES (Yao & Znidarcic, 1997). Esse algoritmo é descrito de forma detalhada por Almeida (2004) e Lima (2006), e na simulação apenas o processo físico de adensamento por peso próprio é considerado na fase de enchimento (operacional), enquanto que na

fase pós-enchimento a passagem do processo físico de adensamento para ressecamento é feita automaticamente. A simulação foi feita para um período de enchimento de 8 anos, sendo a taxa de enchimento igual a 6m/ano (base densidade sedimentadas) e a condição de contorno na base foi tomada como sendo impermeável e no topo uma taxa de evaporação de 2 mm/dia foi adotada na fase pós-enchimento. Além disso, as propriedades de adensamento utilizadas foram as obtidas nos ensaios HCT (Tabela 3.2) e as relações constitutivas de ressecamento foram as determinadas por Silva (2002). A Tabela 5.1 apresenta alguns parâmetros de entrada utilizados para esta simulação.

Tabela 5.1 – Parâmetros de entrada para as simulações de adensamento e ressecamento.

Dados/Parâmetros		
Parâmetros de compressibilidade e adensamento	A (kPa^{-1})	3,1943
	B	-0,1984
	C (m/dia)	$2,05 \times 10^{-4}$
	D	4,0305
	Z (kPa)	0,0374
Parâmetros da "cracking function"	a	0,3859
	b	0,0508
	c	1,3665
	d	$0,626 \times 10^{18}$
Índice de vazios para $\sigma' = 0$ - e_{00}		6,13
índice de vazios mínimo - e_{\min}		1,13

As simulações via CONDES permitem determinar a curva de recalque da camada de lama no tempo, bem como os perfis de índice de vazios do depósito em diferentes períodos. A Figura 5.1 mostra a variação da altura da camada de lama no tempo.

À guisa de comparação foram feitas simulações supondo enchimentos escalonado no tempo ou instantâneo, adotando-se a mesma altura de sólidos. Pode-se observar pelas curvas de enchimento instantâneo e escalonado que a altura final da camada de lama ao término do lançamento (Ano 8) é de aproximadamente 16,5m, mostrando consistência entre as simulações (mesma altura de sólidos e base impermeável). Comparando-se as curvas de enchimento nominal (base densidade sedimentada), no qual nenhum recalque da camada é levado em consideração, e a curva de enchimento escalonado, observa-se um significativo recalque da camada durante a

fase de enchimento. Esse recalque é função do adensamento da camada de lama, sendo que praticamente todo ele ocorre nos primeiros 8 anos. A partir do ano 8, o recalque adicional é provocado por algum adensamento residual e principalmente pelo ressecamento da camada, sendo essa redução de aproximadamente 1,5m.

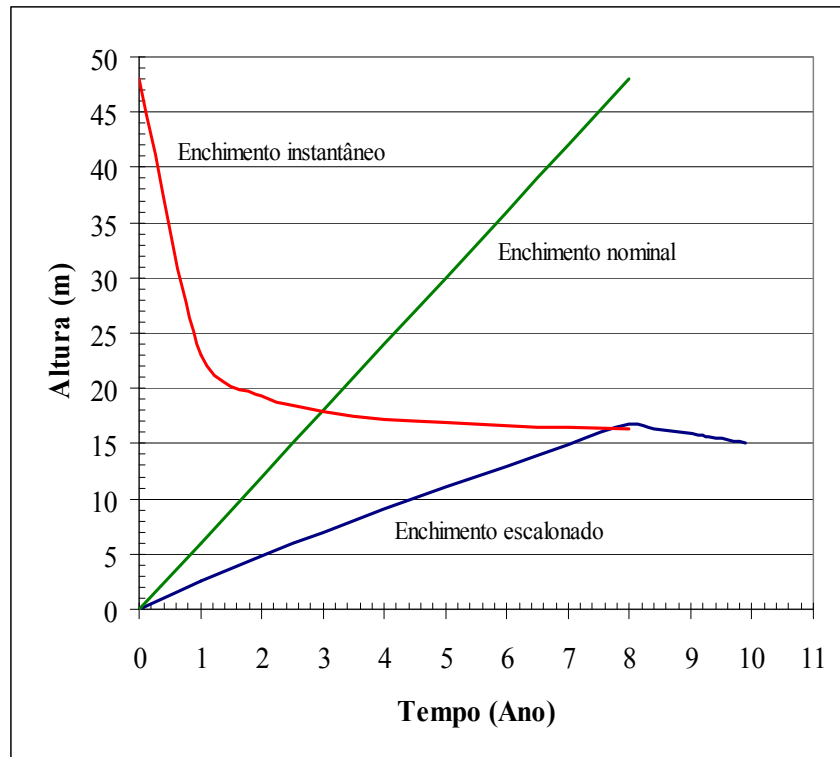


Figura 5.1 – Recalque da camada de lama.

Além do recalque da camada, as simulações permitiram obter perfis de índice de vazios do depósito em diferentes estágios, conforme mostra a Figura 5.2.

Observa-se que durante a fase de enchimento (período anterior ao Ano 8), os perfis de índice de vazios são típicos de um adensamento por peso próprio, ou seja, os menores índices de vazios ocorrem na base da camada e terço médio da altura e os maiores índices de vazios encontram-se no topo da camada. Entretanto, a partir do ressecamento da camada de lama, tem-se uma redução gradativa do índice de vazios da camada, sendo que os efeitos do ressecamento são maiores nas camadas superiores do depósito, região na qual a redução de índices de vazios é maior.

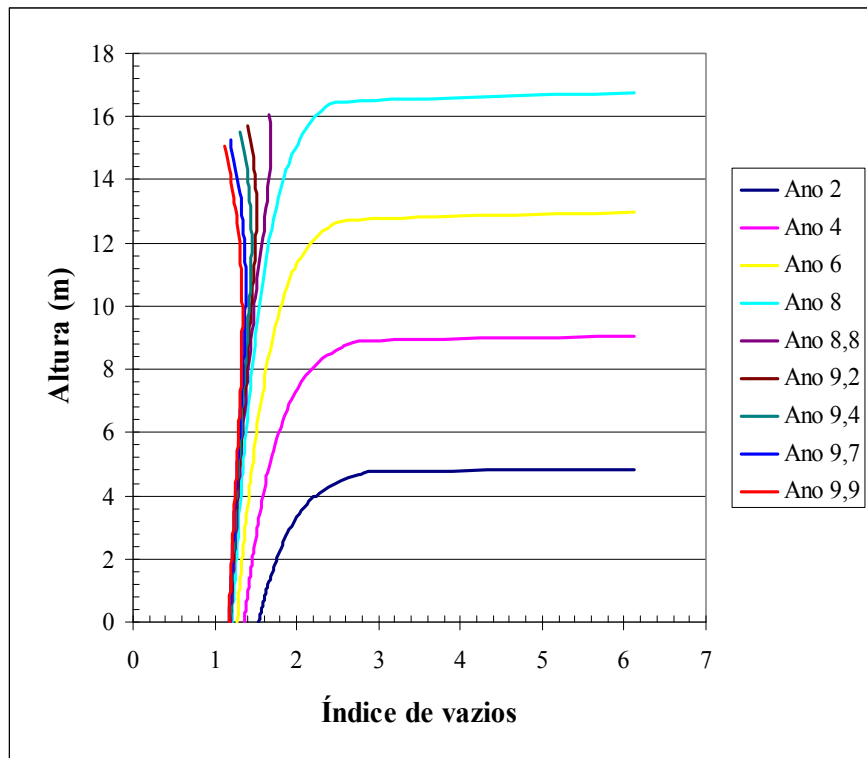


Figura 5.2 – Perfis de índice de vazios.

A partir dos perfis de índice de vazios da simulação foi possível determinar os perfis de resistência não drenada do depósito, através da Equação 4.5 que relaciona índice de vazios e resistência não drenada apresentada no item 4.5 (Figura 4.14). A Figura 5.3 mostra os perfis de resistência não drenada do depósito de lama em diferentes períodos.

Observa-se que durante a fase de enchimento, a resistência não drenada cresce com a profundidade (maior confinamento), sendo que a mesma é nula nas camadas mais superficiais do depósito em virtude do elevado índice de vazios encontrados no topo. Entretanto, em função do ressecamento e da diminuição do índice de vazios tem-se um aumento da resistência não drenada no topo da camada, sendo essa resistência tanto maior quanto mais avançado o estágio do ressecamento. Percebe-se, que a partir do término do lançamento da lama no depósito (Ano 8), a resistência não drenada deixa de ser nula nas camadas superficiais do depósito. Além disso, verificam-se 3 trechos bastante distintos nos perfis de resistência não drenada.

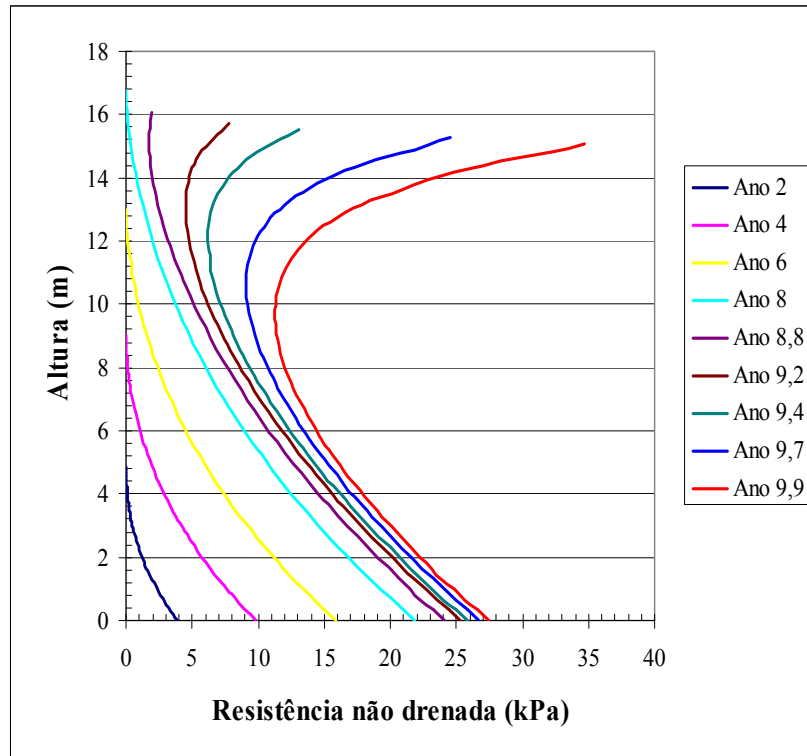


Figura 5.3 - Perfis de resistência não drenada.

Em um primeiro trecho a resistência não drenada decresce com a profundidade até uma determinada altura, ou seja, os maiores valores de resistência não drenada ocorrem no topo da camada, sendo que esses valores de resistência diminuem para as camadas mais inferiores, já que o efeito do ressecamento é menor nessas camadas. Em um segundo trecho (fase de transição), tem-se os menores valores de resistência não drenada, sendo a mesma praticamente constante no trecho. Além disso, a espessura correspondente a esse trecho é relativamente reduzida (aproximadamente 2m). O terceiro trecho do depósito corresponde a um aumento da resistência não drenada com a profundidade, similar aos perfis encontrados na fase de enchimento do depósito em função do maior confinamento, já que o efeito do ressecamento nas camadas mais profundas é pouco significativo.

Vale ressaltar que quanto mais avançado o estágio do ressecamento maior é o trecho 1 no depósito, promovendo o início do trecho de transição em uma altura cada vez maior. Logo, à medida que a camada resseca, os efeitos do ressecamento passam a ocorrer em profundidades cada vez maiores. Comparando-se os perfis do Ano 8,8 e 9,9, tem-se um trecho 1 de espessura aproximadamente 2 e 4m, respectivamente, o que

5.1.1 - Estabilidade de uma estrutura construída sobre o depósito.

O diagrama mostra um perfil de terreno em um sistema de coordenadas onde o eixo horizontal representa o comprimento em metros (de 5 a 90) e o eixo vertical representa a altura em metros (de 8 a 36). O terreno é composto por diversas camadas horizontais de diferentes cores (verde, amarelo, laranja, vermelho, rosa, azul, etc.). Uma curva verde, representando a linha de nível do mar ou uma elevação específica, percorre o topo das camadas. A curva começa na esquerda, sobe gradualmente entre x=25 e x=30, permanece plana até x=65, depois desce para formar um vale entre x=65 e x=80, e finalmente sobe novamente até x=90. No ponto mais baixo da curva, há uma marcação vermelha com o valor "0.823".

Na análise, o depósito de lama foi dividido em diversas camadas, sendo atribuído a cada camada o valor médio da resistência não drenada do perfil correspondente (Figura 5.3). Vale observar, que independente do tempo em que foi realizado a análise da estabilidade, a ruptura sempre ocorre na região de transição do perfil (segundo trecho), que é a região no qual se tem os menores valores de resistência não drenada. Comparando-se a estabilidade da cobertura para os 2 períodos de análise, percebe-se que para o ano 9,4 o fator de segurança é inferior a 1 ($FS = 0,823$), não

sendo possível a execução da cobertura com a altura de projeto de 2,5m. Neste caso, a execução da cobertura só seria possível, caso a mesma fosse construída em etapas ou fosse utilizada alguma estrutura de reforço. Já para o Ano 9,9, a cobertura apresenta um fator de segurança satisfatório ($FS = 1,562$), sendo possível a execução da mesma com a altura de projeto.

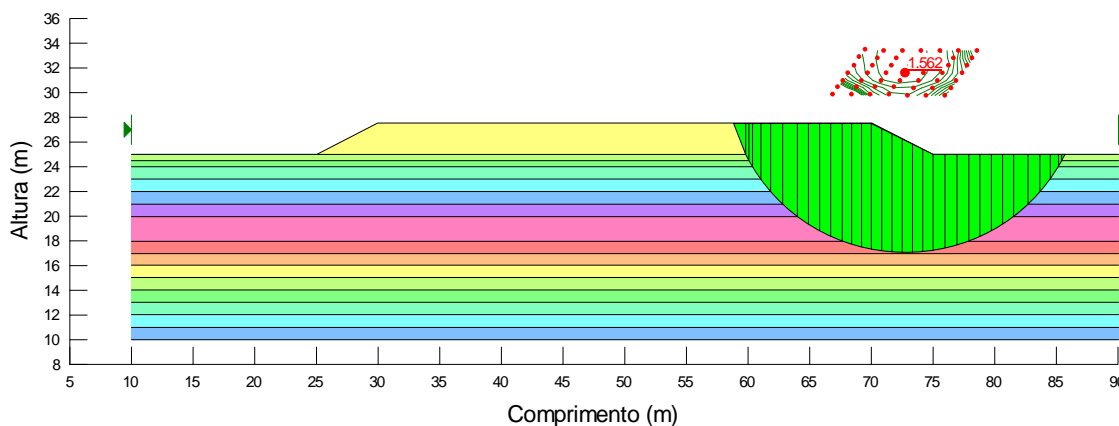


Figura 5.5 – Cálculo da estabilidade da cobertura no Ano 9,9.

Analisando-se os dois casos, pode-se perceber que a ruptura ocorre em maiores profundidades para períodos de tempo mais avançados, de acordo com as análises de estabilidade realizadas. De modo que a superfície de ruptura para o Ano 9,4 é bem mais superficial que para o Ano 9,9. Esse fenômeno ocorre, pois a zona de transição de resistência no Ano 9,4 encontra-se próxima ao topo do depósito, já que o ganho de resistência promovido pelo ressecamento ainda encontra-se numa fase inicial. Entretanto, no Ano 9,9, o ressecamento apresenta-se em uma fase bastante avançada e o trecho de transição encontra-se em uma região mais profunda, assim como a superfície de ruptura.

Vale ressaltar que as resistências não drenadas adotadas nas análises de estabilidade utilizou a relação S_u versus e obtida diretamente do ensaio de palheta (Equação 4.5), não sendo utilizado nenhum fator de correção nos valores de resistência não drenada. Entretanto, Bjerrum (1973) mostrou que a resistência não drenada a ser utilizada em projetos deve ser corrigida por um fator que depende do IP do material. No caso da lama pesquisada ($IP = 9\%$) o fator de correção adotado é igual a 1,1. Pode-se

perceber que o fator de correção majora a resistência não drenada. Essa majoração ocorre para materiais de baixa plasticidade, já para o caso de solos de elevada plasticidade tem-se uma redução da resistência não drenada utilizada em projeto.

A Figura 5.6 mostra a variação do fator de segurança em função do tempo. São apresentadas duas curvas: uma para o caso em que a resistência não drenada utilizada em projeto foi corrigida pelo fator de Bjerrum, e outra para o caso sem a utilização do fator de correção.

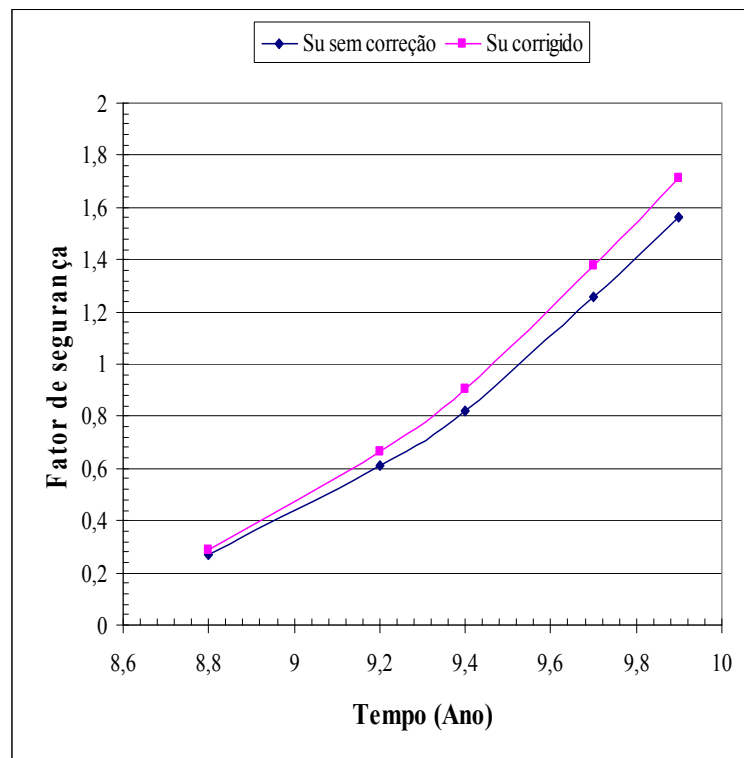


Figura 5.6 – Variação do FS no tempo.

Observa-se que a utilização do fator de correção majora o fator de segurança da cobertura, já que o mesmo aumenta a resistência não drenada de projeto. Entretanto, para os 2 casos estudados (com e sem a utilização do fator de correção) pode-se perceber que a colocação do sistema de cobertura sobre o depósito só seria possível com um fator de segurança satisfatório, praticamente 2 anos após o término do lançamento da lama no depósito.

Desta forma, a utilização do método convencional de disposição de lamas não irá permitir uma rápida reabilitação da área, em virtude da baixa resistência não drenada

encontrada ao longo do depósito, não sendo, portanto, recomendada quando se deseja uma reabilitação imediata da área degradada.

5.2 – Método de disposição subaéreo.

A estabilidade da mesma cobertura do item 5.1 é avaliada para o caso da utilização do método de disposição subaéreo da lama. No caso avaliado, na fase de enchimento, a lama é depositada a uma taxa constante de 6cm/dia durante um período de 20 dias. Já na fase de espera, a lama fica submetida a uma taxa de evaporação de 2 mm/dia, sendo que essa fase é permitida até que o material atinja seu limite de contração, que corresponde a um índice de vazios mínimo de 1,13. Vale ressaltar, que como no estudo feito para uma disposição convencional, também foi utilizado o algoritmo numérico CONDES e a base foi considerada impermeável.

Inicialmente, foi feita uma simulação de um ciclo completo para avaliar a variação da altura da camada de lama no tempo durante as fases de enchimento e espera, conforme apresentado na Figura 5.7.

Observa-se que após o período de enchimento (Dia 20) a altura da camada é de aproximadamente 65 cm. A partir do momento em que se tem o término da fase de enchimento e a fase de espera é iniciada, percebe-se uma considerável redução na altura da camada em função do adensamento e ressecamento da lama, sendo que a altura final da mesma é de aproximadamente 35 cm. Essa altura final ocorre no dia 172, que é o dia no qual a camada atinge o seu índice de vazios mínimo (1,13) e a simulação é interrompida.

Esse ressecamento da camada durante a fase de espera promove a densificação do material em virtude da diminuição do índice de vazios do depósito como pode ser visto na Figura 5.8. Pode-se perceber que quanto mais avançado o período de espera menores são os índices de vazios encontrados. Além disso, a partir do Dia 100 os perfis de índices de vazios são praticamente verticais (perfil constante), mostrando uma grande uniformidade ao longo da camada de lama.

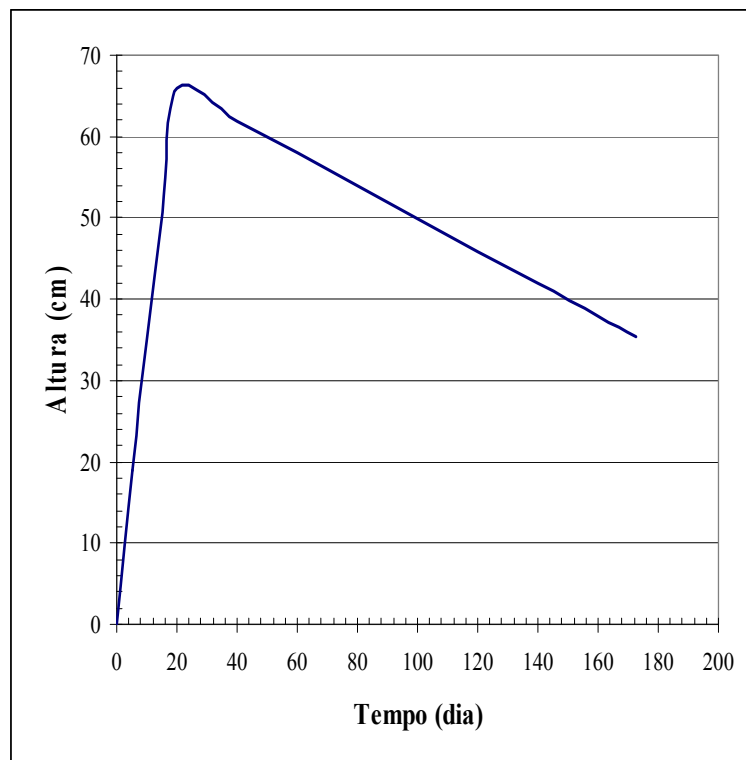


Figura 5.7 – Variação da altura da camada de lama no tempo num ciclo de enchimento e espera.

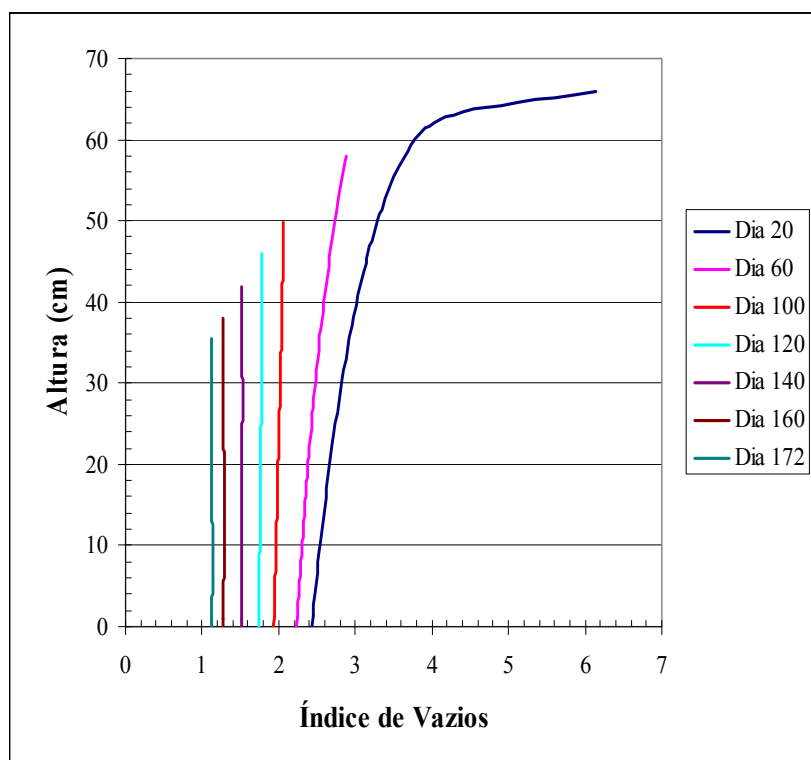


Figura 5.8 – Perfis de índice de vazios.

A partir dos perfis de índice de vazios foi possível determinar os perfis de resistência não drenada da camada, conforme mostrado na Figura 5.9. Os perfis de resistência não drenada são praticamente constantes ao longo da altura da camada, em conformidade aos perfis de índice de vazios (Figura 5.8). Vale ressaltar, que os perfis de resistência anteriores ao Dia 100 não foram representados, já que a resistência não drenada nesse período era nula, ou seja, o ressecamento da camada não promoveu nenhum ganho de resistência do material em virtude do elevado índice de vazios ainda encontrado na camada. A partir do dia 100, a lama passa a apresentar certa resistência, apesar de praticamente desprezível. Entretanto, com a evolução dos processos de ressecamento tem-se um elevado aumento da resistência não drenada da camada, sendo que para o Dia 172 a resistência não drenada do depósito é constante e igual a 33 kPa.

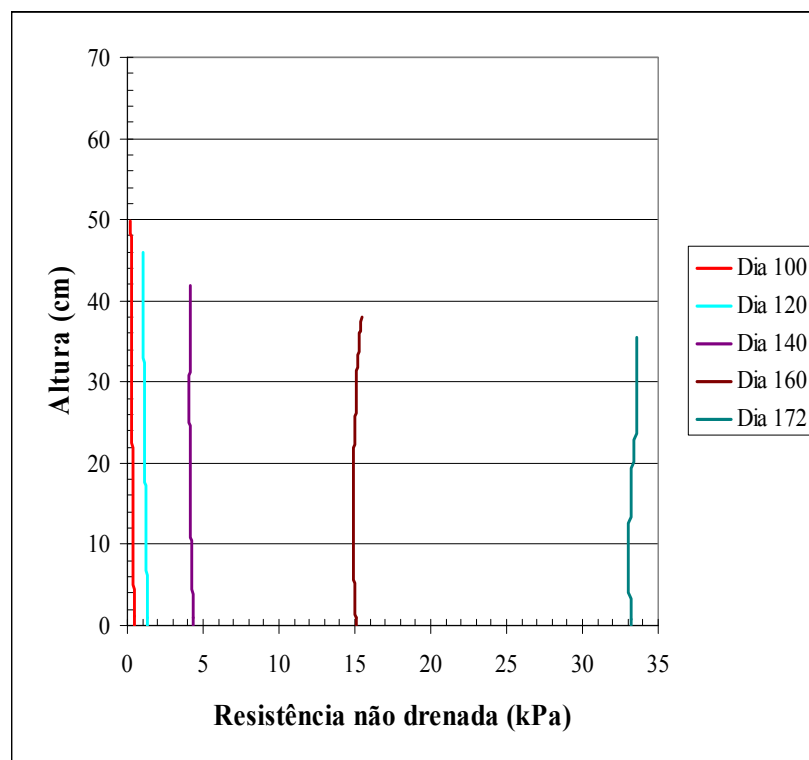


Figura 5.9 – Perfis de resistência não drenada.

A formação do depósito se dá através da repetição dos ciclos de enchimento e espera, dando origem a uma série de pequenas camadas ressecadas no seu limite (limite de contração). Nesse sentido é adotado como hipótese que a nova camada depositada

sobre a camada já existente não irá promover nenhum recalque adicional na camada já depositada, ou seja, os recalques e a diminuição no índice de vazios ocorrem apenas na camada recém lançada. Essa hipótese foi adotada de modo a simplificar o problema, permitindo assim, a realização de um único ciclo de enchimento e espera na avaliação das características do depósito, ou seja, as características de uma única camada foram expandidas e tomadas como sendo representativas de todo o depósito formado. Entretanto, sabe-se que as camadas subjacentes podem sofrer recalques adicionais em virtude do peso próprio das camadas recém lançadas, conforme apresentado por Lima (2006). Entretanto, esta abordagem mais realista e complexa não é usada neste estudo.

A estabilidade da cobertura é realizada para um depósito com uma altura final de 15m. Essa altura final corresponde a 43 camadas de 0,35m, ou seja, esse depósito foi formado por 43 ciclos de enchimento e espera. Além disso, o depósito apresenta um perfil de índice de vazios constante e correspondente ao índice de vazios mínimo da lama, o que leva o depósito a uma resistência não drenada constante e igual a 33 kPa.

5.2.1 - Estabilidade da estrutura construída sobre o depósito.

A Figura 5.10 mostra a análise de estabilidade da cobertura construída sobre o depósito de lama formado pelo método de disposição subaéreo. Percebe-se que o fator de segurança da estrutura é extremamente elevado ($FS = 3,556$), mostrando as vantagens desse método com relação ao ganho de resistência do depósito. Vale ressaltar que se a resistência não drenada de projeto for corrigida pelo fator de Bjerrum (1973) o FS da cobertura passa a ser ainda maior ($FS = 3,752$)

Comparando-se a estabilidade da cobertura para os casos de um depósito formado pelo método convencional e subaéreo, tem-se uma condição de estabilidade muito mais favorável para o caso subaéreo. O maior fator de segurança encontrado para o caso do depósito formado pelo método subaéreo deve-se a uma resistência não drenada (uniforme) elevada ao longo de todo o depósito, o que não ocorre no caso convencional. No caso convencional, as maiores resistências ocorrem no topo e na base do depósito, o que condiciona as rupturas em trechos menos resistentes do depósito, geralmente localizados nas regiões intermediárias do mesmo.

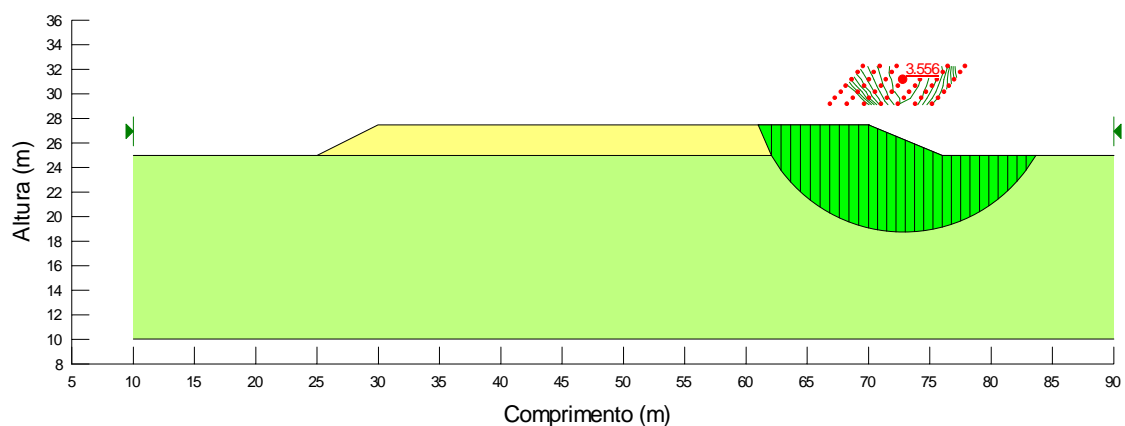


Figura 5.10 – Estabilidade da cobertura sobre o depósito de lama.

Desta forma, a utilização do método subaéreo permite a construção de estruturas muito mais robustas e seguras sobre o depósito, não só após a desativação do mesmo, mas também durante a própria fase de operação da barragem. A construção dessas estruturas tais como: diques, acessos e outras, durante a fase de operação, só é possível em função do ganho de resistência promovido pelo ressecamento das finas camadas de lama depositadas. Já no caso convencional, a construção de qualquer obra geotécnica sobre o depósito durante e após a fase de operação é bem mais complexa e menos segura.

Uma outra vantagem do método subaéreo sobre o convencional encontra-se no tempo de reabilitação do depósito, já que essa reabilitação pode ser iniciada para um tempo menor que quando se utiliza um método convencional, sendo que para este caso, a reabilitação só vai ocorrer praticamente 2 anos após a fase de operação. Entretanto, para o caso estudado, utilizando-se o método subaéreo, teve-se um período de espera muito elevado (aproximadamente 150 dias) para se alcançar a condição de índice de vazios mínimo. Desta forma, seria interessante a utilização de um período de enchimento menor, o que acarretaria em uma camada de lama de menor espessura, diminuindo o tempo necessário (período de espera) para se alcançar o índice de vazios mínimo. A adoção dessa alternativa poderia levar a períodos de espera mais aceitáveis na prática, além de possibilitar a reabilitação do depósito para um tempo ainda mais reduzido.

Os estudos confirmam trabalho semelhante de Lima (2006) ao mostrar que a utilização do método subaéreo é vantajosa em vistas a estocagem de material, além de permitir uma rápida reabilitação da área degradada, garantindo segurança das estruturas que venham a ser construídas sobre o depósito de lamas.

5.3 – Pré-carregamento do depósito de lama.

Uma alternativa bastante utilizada na construção de aterros sobre solos moles é a adoção de um pré-carregamento (sobrecarga temporária) sobre o depósito de solo mole. Desta forma, tem-se uma antecipação dos recalques, além de um ganho de resistência em virtude do adensamento da camada de solo mole.

No caso em estudo, será considerado o mesmo depósito de lama formado em 8 anos pelo método convencional, sendo os parâmetros de entrada e as condições de contorno idênticas às apresentadas no item 5.1. Entretanto, no primeiro caso o ganho de resistência foi promovido pelo ressecamento da camada, e agora esse ganho ocorrerá em virtude do carregamento do depósito, sendo esse carregamento igual a 80kPa, que corresponde ao lançamento de uma camada de solo ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) de aproximadamente 4m. Com relação ao material utilizado como sobrecarga, uma alternativa interessante seria a utilização de rejeito arenoso (subproduto dos processos de beneficiamento de minérios), sendo o mesmo lançado hidraulicamente sobre o depósito de lama.

Assim como nos casos anteriores (item 5.1 e 5.2) foi feita uma simulação da variação da altura do depósito durante a fase de lançamento da lama (até Ano 8) e após a aplicação da sobrecarga (Ano 8 em diante), conforme apresentado na Figura 5.11.

Observa-se que essa sobrecarga promove uma redução de aproximadamente 2,5 m na altura do depósito, gerando uma diminuição no índice de vazios e aumento da resistência do mesmo, como pode ser observado nas Figuras 5.12 e 5.13. Tem-se que antes da aplicação da sobrecarga (Ano 8) os maiores índices de vazios encontram-se nas camadas superiores do depósito (típico de adensamento por peso próprio). Entretanto, após a aplicação da sobrecarga ocorre uma considerável diminuição dos índices de vazios nas camadas superiores em função da drenagem acontecer apenas pelo topo (base impermeável), provocando a dissipação do excesso da poropressão (diminuição dos vazios) inicialmente no topo da camada, e somente após algum tempo nas camadas mais

profundas. Porém, com o desenvolvimento dos processos de adensamento tem-se uma redução geral do índice de vazios com a profundidade, como pode ser visto a partir do Ano 10,2.

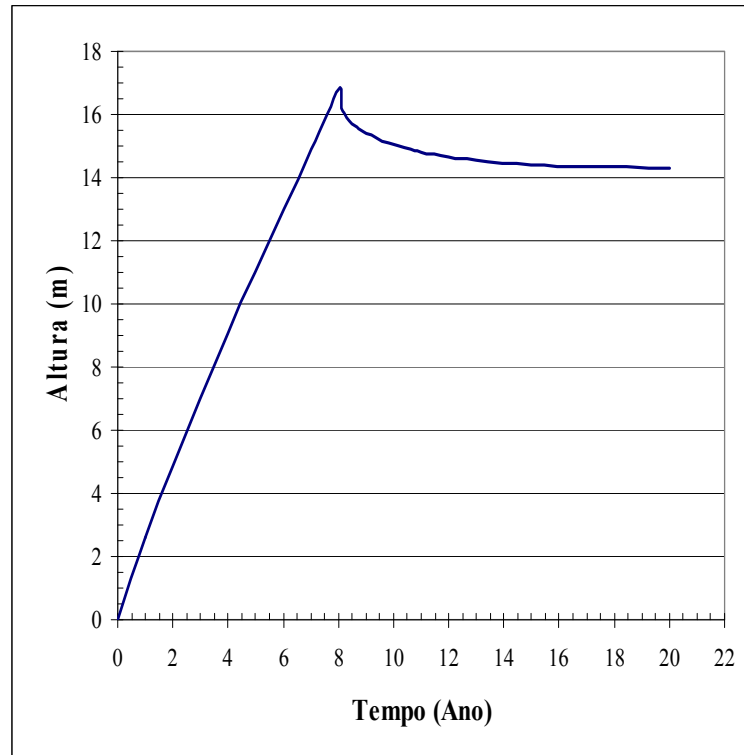


Figura 5.11 – Variação da altura do depósito no tempo.

Com relação à variação da resistência não drenada no depósito (Figura 5.13), percebe-se nas fases iniciais após o carregamento (até Ano 9) que os perfis são semelhantes à camada submetida ao ressecamento (Figura 5.3), ou seja, maiores resistências encontradas no topo e na base do depósito. Entretanto, essa tendência deixa de ocorrer após o desenvolvimento dos processos de adensamento com o perfil de resistência não drenada passando a ser crescente com a profundidade.

Percebe-se que a resistência não drenada na base cresce de forma bastante lenta até o Ano 9,4, mostrando que a dissipação da poropressão nas camadas inferiores do depósito ocorre tardiamente em virtude da base impermeável.

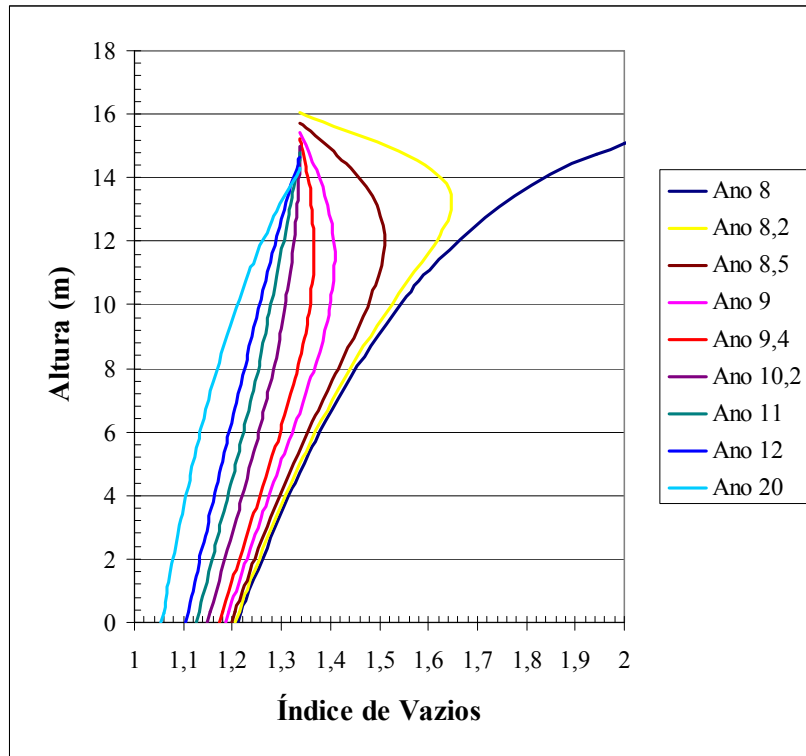


Figura 5.12 – Perfis de índice de vazios.

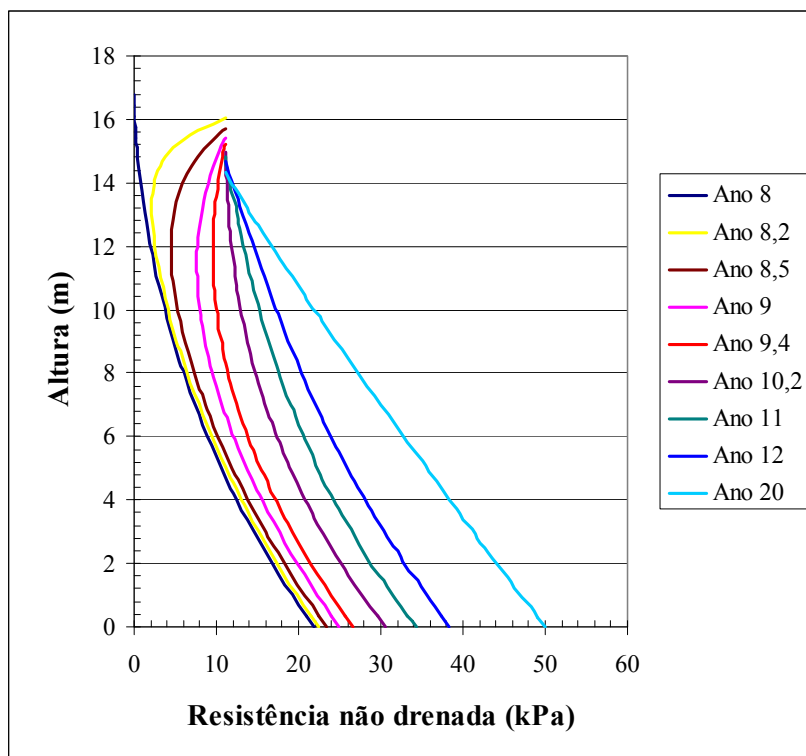


Figura 5.13 – Perfis de resistência não drenada.

Os perfis de resistência permitiram determinar o fator de segurança da cobertura para o depósito de lama. A metodologia de cálculo e características da cobertura são as mesmas adotadas no item 5.1.1.

5.3.1-Estabilidade da estrutura construída sobre o depósito.

As análises de estabilidade para diferentes períodos de tempo mostram que a cobertura pode ser executada com segurança no Ano 10,2, que corresponde a um período de tempo pouco superior a dois anos após o final da fase de operação do depósito (Ano 8). A Figura 5.14 apresenta a análise de estabilidade da cobertura no Ano 10,2, no qual o fator de segurança encontrado foi de 1,309. A tendência do fator de segurança é aumentar com o tempo, já que o adensamento promove um ganho de resistência do depósito. Sendo assim, obteve-se também a variação do fator de segurança no tempo, conforme apresentado na Figura 5.15. Observa-se que nos primeiros anos o aumento o fator de segurança cresce consideravelmente. Entretanto, a partir do Ano 10, esse aumento não é tão pronunciado e o fator de segurança tende para um valor próximo de 1,5.

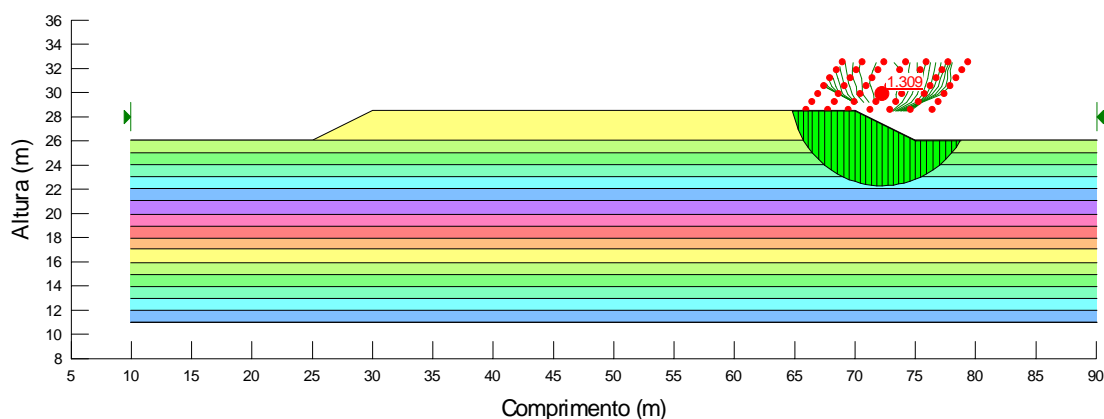


Figura 5.14 – Estabilidade da cobertura sobre o depósito de lama no Ano 10,2.

Essa tendência de estabilização do FS ocorre em função do aumento pouco significativo da resistência não drenada nas camadas superficiais do depósito, a partir do Ano 10,2 (Figura 5.13). Embora a resistência nas camadas mais profundas do depósito

tenha um aumento significativo, principalmente a partir do Ano 9,4. Esse aumento pouco interfere na estabilidade da cobertura, pois a ruptura da mesma ocorre nas camadas superficiais. No caso do ressecamento do depósito (item 5.1.1), o comportamento é exatamente o oposto. O FS tende a crescer continuamente no tempo (Figura 5.6), pois o aumento da resistência não drenada ocorre nas camadas superficiais (onde ocorre a ruptura) e não nas camadas mais profundas (Figura 5.3), diferentemente do que ocorre no caso de pré-carregamento.

Vale ressaltar que a capacidade de suporte do depósito no Ano 8 é insuficiente para suportar o pré-carregamento de 80 kPa, já que a resistência não drenada do depósito é muito reduzida (S_u inferior a 5 kPa nos primeiros 6m). Entretanto é possível a realização desse pré-carregamento através de um aterro de ponta que é aumentado em altura gradualmente (ver item 2.5). Porém, vale destacar que problemas relacionados à ruptura, recalques excessivos, contaminação da lama com o material de sobrecarga poderão ocorrer durante a fase de pré-carregamento.

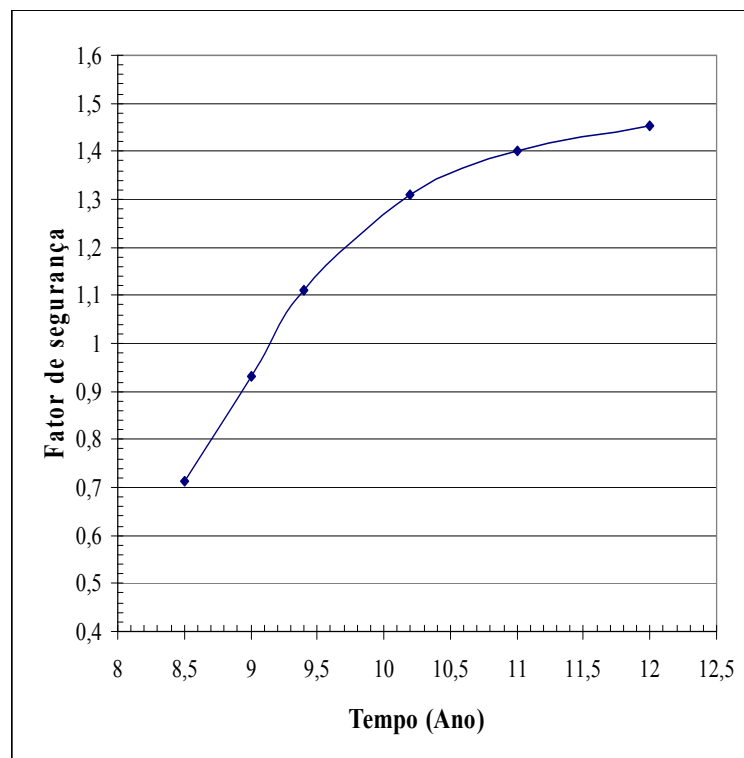


Figura 5.15 – Variação do fator de segurança no tempo.

Percebe-se que o tempo necessário para que se possam sentir os efeitos benéficos do pré-carregamento ainda é um pouco excessivo em virtude da baixa permeabilidade da lama. A adoção de drenos verticais seria interessante para acelerar o ganho de resistência e diminuir o tempo do pré-carregamento, possibilitando assim, uma reabilitação mais rápida do depósito.

Os três casos estudados tiveram apenas o objetivo de mostrar a potencialidade da aplicação dos resultados obtidos nesta pesquisa na previsão da estabilidade de estruturas construídas sobre depósitos de lamas. Entretanto, ainda há uma infinidade de casos a serem abordados tais como a utilização de elementos de reforço (geossintéticos e geogrelhas), instalação de drenos verticais para a aceleração dos recalques, construção de aterros por etapas, utilização de outros tipos de manejo de rejeitos, adoção de técnicas combinadas tais como reforço e sobrecarga, etc.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 – Considerações finais.

Neste trabalho foi feita uma caracterização completa (propriedades índice, compressibilidade, permeabilidade e resistência) de um rejeito fino de minério de ferro (lama) proveniente da planta de beneficiamento da Unidade de Germano da Samarco Mineração S.A. Dentro dessa campanha de caracterização, foi desenvolvido um equipamento e uma metodologia para a determinação da relação constitutiva entre índice de vazios e resistência não drenada do material em laboratório. Além dos estudos em laboratório, foi realizado um monitoramento numa área teste de uma camada de lama submetida aos processos físicos de sedimentação, adensamento e ressecamento, o que possibilitou a determinação da relação constitutiva também para o caso de campo.

Os resultados obtidos foram então aplicados no estudo de estabilidade de curto prazo de estruturas construídas sobre depósitos formados por essas lamas segundo diferentes métodos de disposição. Estes depósitos foram concebidos através de simulações numéricas.

A engenharia de manejo utilizada na formação de depósitos de lama tem influência direta nas características de compressibilidade e resistência desses depósitos durante a sua vida útil, bem como após o fechamento.

6.2 – Conclusões.

As principais conclusões referentes aos estudos experimentais (campo e laboratório) e às aplicações práticas dos resultados são apresentadas e discutidas abaixo.

6.2.1 – Ensaio de laboratório/equipamentos.

- O consolidômetro de lama desenvolvido mostrou grande potencialidade na fabricação de amostras com diferentes índices de vazios, pois o equipamento é de fácil operação, sendo os ensaios relativamente rápidos e de simples execução.
- Os resultados de compressibilidade obtidos através do ensaio HCT com bomba de fluxo estão muito próximos dos resultados encontrados com o consolidômetro de lama, mostrando que este equipamento pode ser utilizado também na determinação da relação entre tensão efetiva e índice de vazios dos materiais.
- A mini-palheta utilizada na determinação da resistência não drenada, em laboratório e campo, mostrou-se muito eficiente em virtude da facilidade, rapidez e pequena dispersão nos resultados dos ensaios, sendo a dispersão tanto maior quanto maior a consistência (resistência) da lama.
- A velocidade de rotação da palheta tem influência significativa na determinação da resistência não drenada, principalmente para elevadas velocidades de rotação que tendem a superestimar a resistência não drenada. Velocidades lentas de rotação pouco influenciam nos valores obtidos de resistência não drenada quando comparadas à velocidade de rotação padrão (referência). Recomenda-se observar as indicações do fabricante para as quais se tem a garantia de uma calibração certificada.
- A inundação das amostras de lama resultou em uma diminuição significativa da resistência não drenada (aproximadamente 40%), em virtude da quebra da sucção e do aumento no índice de vazios.
- Os resultados de resistência não drenada obtidos nos ensaios de compressão triaxial do tipo UU foram superiores aos obtidos nos ensaios de palheta, indicando que o tipo de ensaio tem influência na determinação da resistência não drenada.

6.2.2 – Ensaios de campo/equipamentos

- Os amostradores do tipo caneco e pistão mostraram ser muito adequados para a coleta de amostras indeformadas de lama, apresentando uma recuperação de amostras muito elevada.
- O Levelogger apresentou um grande potencial no monitoramento de poropressões positivas em depósitos de lama. Entretanto, há a necessidade de precauções quanto ao seu uso, com a proteção do transdutor de pressão para evitar leituras equivocadas de pressão, já que o mesmo foi originalmente desenvolvido para ser utilizado em água. Entretanto, a qualidade dos resultados e a conveniência de um monitoramento contínuo e remoto indica que esse equipamento pode ser uma ferramenta poderosa no monitoramento de poropressões.
- O tensiômetro do tipo Jet Fill mostrou-se adequado no monitoramento da sucção, dado seu baixo custo e simplicidade de instalação. Entretanto, esse equipamento só foi capaz de registrar valores de sucção inferiores a 80 kPa, sendo que a sucção na camada ressecada chegou a níveis bem superiores.
- O monitoramento de campo mostrou grande diminuição da altura da camada de lama (diminuição do índice de vazios) em virtude dos processos físicos de adensamento e ressecamento. O desenvolvimento desses processos é extremamente interessante em vistas a estocagem de material.
- O ganho de resistência não drenada da camada de lama mostrou-se bastante significativo, sendo que esse ganho de resistência pode ser atribuído aos processos de ressecamento ocorridos na camada.
- Nos estágios mais avançados do ressecamento os perfis de índice de vazios e resistência não drenada são praticamente constantes (verticais).

6.2.3 – Relações obtidas.

- A curva de compressibilidade obtida através do monitoramento de campo mostrou-se próxima à obtida no ensaio HCT e nos ensaios com o consolidômetro de

lama, mostrando que a compressibilidade independe do processo físico que a lama é submetida.

- A relação obtida, em laboratório e no campo, entre o índice de vazios da lama e a resistência não drenada é do tipo exponencial. Em ambos os casos, os ajustes das curvas foram bastante satisfatórios.
- As relações constitutivas entre índice de vazios e resistência não drenada obtidas em campo e laboratório estão bastante próximas, mostrando que as amostras fabricadas em laboratório representaram bem as condições encontradas em campo.
- Os resultados obtidos em campo, tanto no que diz respeito à relação S_u *versus* e , quanto na compressibilidade da lama apresentaram certa divergência com os encontrados em laboratório, podendo isto ser atribuído a perturbações nos processos de amostragem ou ainda à presença da variável sucção na situação de campo.
- Os resultados de tensão efetiva *versus* resistência não drenada determinada em laboratório se ajustaram perfeitamente à relação determinada por Skempton (1957) para as argilas normalmente adensadas.

6.2.4 – Aplicações práticas e simulações.

- A utilização em conjunto do algoritmo numérico CONDES e da relação constitutiva de índice de vazios e resistência não drenada mostrou ser uma alternativa bastante viável na previsão da resistência não drenada de depósitos de lamas e sua aplicação em projetos.
- Em virtude do reduzido índice de plasticidade da lama desta pesquisa, a correção de Bjerrum (1973) majora os valores de resistência não drenada, aumentando a estabilidade das estruturas construídas sobre o depósito de lamas.
- Nas simulações do método convencional de disposição de lamas, observou-se que para a taxa de enchimento adotada, praticamente todo o recalque ocorreu durante a fase de operação (enchimento).
- Na fase final da simulação de enchimento, o depósito apresentou elevados índices de vazios e a resistência não drenada nas camadas superficiais era praticamente nula, o que impossibilitava a construção de qualquer estrutura sobre esse depósito.

- O desenvolvimento dos processos de ressecamento incluído na simulação do depósito, levou a um aumento considerável da resistência não drenada, principalmente nas camadas superiores. Esse aumento de resistência garantiu a estabilidade da cobertura, possibilitando a reabilitação da área dois anos após a fase de operacional do depósito.
- Na simulação do método de disposição subaéreo, observaram-se vantagens em vistas a estocagem de material e a uma rápida reabilitação do depósito. Além disso, o FS da cobertura foi elevado dado a grande resistência não drenada apresentada ao longo de toda a vertical.
- A simulação da alternativa do pré-carregamento do depósito em seguida à disposição convencional mostrou melhorias das características de resistência não drenada do depósito, apesar de um tempo significativo para a dissipação do excesso de poropressão construtivas. Neste particular, a utilização de drenos verticais poderia acelerar os recalques e otimizar essa técnica.

6.3 – Sugestão para pesquisas futuras.

As recomendações para trabalhos futuros são apresentadas abaixo:

- Procurar aplicar a metodologia desenvolvida nesta pesquisa a outros tipos de rejeitos finos, criando um maior conhecimento sobre os principais fatores que afetam o comportamento desses materiais e a relação constitutiva entre índice de vazios e resistência não drenada.
- Avaliar a variação da resistência não drenada da lama também durante o processo de desaturação da mesma.
- Realização de um estudo de campo (depósito de lama da Samarco) de modo a obter perfis de resistência não drenada e índice de vazios a fim de servir como base e validação dos resultados obtidos nesta pesquisa.
- Estender o estudo sobre perfis de resistência não drenada para diferentes tipos de manejo e aplicar os resultados em análises de estabilidade de estruturas construídas sobre os depósitos utilizando técnicas de pré-carregamento, carregamento em etapas,

ressecamento, utilização de estruturas de reforço e utilização de técnicas combinadas. Além disso, avaliar não só a estabilidade, mas também a integridade dessas estruturas em função dos elevados recalques.

Referências Bibliográficas

ABNT (1984). Grãos de solos que passam na peneira 4,8mm – Determinação da massa específica. NBR 6508, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 8 p., São Paulo – SP.

ABNT (1984). Solo – Análise granulométrica. NBR7181, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 13 p., São Paulo – SP.

ABNT (1984). Solo – Determinação do limite de liquidez. NBR6459, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 6 p., São Paulo – SP.

ABNT (1984). Solo – Determinação do limite de plasticidade. NBR7180, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 3 p., São Paulo – SP.

ABNT (1989). Solo - Ensaios de Palheta in situ. NBR10905. Método de Ensaio, Rio de Janeiro.

Abu-Hejleh, A.N. (1993). Desiccation theory for soft soils. Ph.D. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 206 p., Boulder, Colorado.

Abu-Hejleh, A.N. e Znidarcic, D. (1995). Desiccation theory for soft cohesive soils. Journal of geotechnical engineering, ASCE, v.121, nº6, p. 493-502.

Almeida, F. E. (2004). Análise numérica do processo de ressecamento de um rejeito fino da mineração de ferro. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 108p., Ouro Preto.

Almeida, M. S. S. (1996). Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro; Editora UFRJ, 216p.

Ávila, J. P.; Soares, R. & Costa, L. H. D (1995). Deposição de rejeitos finos pelo método de secagem. III Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos (REGEO), v.01, p.97-108.

Bello, M.I.M & Coutinho, R.Q. (2006). Correção da resistência não drenada obtida a partir do ensaio de palheta de campo em argilas moles do Recife e Rio de Janeiro. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Curitiba – PR.

Biscontin, G. e Pestana, J.M. (1999). Influence of peripheral velocity on measurements of undrained shear strength and deformability characteristics of a bentonite-kaolinite mixture. University of California Berkeley, Geotechnical engineering report No UCB/GT/99-19.

Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally instables soils. Proc. of the 8th ICSFMFE, Moscow, v.2, pp.111-159.

Botelho, A.P.D. (2001). “Implementação de Metodologia de Ensaio para Determinação de Relações Constitutivas de Processos de Fluxos em Solos com a Utilização da Bomba de Fluxo”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 242p., Ouro Preto.

Chen, Y.-J. & Kulhawy, F.H. (1993). Interrelationships among CIUC, UU and UC testes. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.119, No11, pp1732-1750.

Council Directive 1999/31/EC of 26 April 1999 on the landfill of waste. Official Journal L 182, 16/07/1999, 1-19.

Eden, W. J. & Law, K. T. (1980). Comparison of undrained shear strength results obtained by different test methods in soft clays : Can Geotech J, V17, N3, pp369–381.

Edil T.B. and Aydilek A.H. (2001). Geotechnics of Capping Very Soft Wastes, Proceedings of the Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, August 2001, Vol. 3, pp. 1903-1906.

Formigheri, L. E. (2000). Comportamento de um aterro sobre argila mole da Baixada Fluminense. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 203p., Rio de Janeiro.

Holtz, D. R. & Kovacs, D. William (1981). An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 733 pp.

ICOLD (2000). International Commission on Large Dams. Belo Horizonte, 1 CD-ROM.

Jabubick, A.T., McKenna, G. e Robertson A. MacG. (2003). Stabilisation of tailings deposits: international experience. In: Proceedings of mining and the environmental III, Sudbury, Ontario, Canada, pp. 1-9.

Jamiolkowski et al. (1985) citado por Almeida (1996).

Konrad, J. M. e Ayad R. (1997). Desiccation of a sensitive clay: field experimental observations. Canadian Geotechnical Journal, No 34, p. 929-942.

Ladd, C. C. (1991). Stability evaluation during staged construction. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.117, No 4, p. 540-615.

Ladd, C. C. e Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.117, No GT7, p. 763-786.

Ladd, C. C. (1971). Strength parameters and stress-strain behavior of saturated clays. Research Report R71-23, Soils publication 278, Dept. of Civil Engineering, MIT, 280p.

Lambe, T. W. e Whitman, R. V. (1979). Soil Mechanics. New York; John Wiley & Sons, USA, 553p.

Lima, L. M. (2006). Retroanálise da formação de um depósito de rejeitos finos de mineração construído pelo método subaéreo. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 110p., Ouro Preto.

Massad, F. (2003). Obras de terra: Curso básico de geotecnia. 1ª edição. São Paulo, Oficina de textos, 170p.

Mello, L.G.; Hachich W.C.; Silveira, A. A. & Val, E.C. (1995). Drenagem de fundo de áreas de disposição: otimização do adensamento ou barreira ambiental. III Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos (REGEO), v.01, p.125-133.

Norman, D.K. e Raforth, R.L. (1998). Innovations and trends in reclamation of metal mine tailings in Washington. Washington Geology, v.26, nº 2/3, p. 29-42.

O'Kelly B.C. (2006). Geotechnical properties of municipal sewage sludge, Geotechnical and Geological Engineering, 24, (4), pp.833 – 850.

Oliveira, J. T. R. (2002). A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles. Dissertação de mestrado, COPPE-UFRJ, 272p., Rio de Janeiro.

Oliveira Filho, W. L., Silva D. R. & Almeida, F. E. (2002) A new technique for field monitoring tailings consolidation. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto, Minas Gerais.

Oliveira Filho, W. L. & van Zyl, D. (2006^a). Modeling discharge of intersitial water from tailings following deposition – Part1. Solos e Rochas, São Paulo, v. 29, (1), 11p.

Pinto, C. S. (2002). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 2ª Edição. São Paulo; Oficina de textos, 355p.

Pinto, C. S. (1992). Primeira Conferência Pacheco Silva: Tópicos da contribuição de Pacheco Silva e considerações da resistência não drenada das argilas. Revista Solos e Rochas, v.15, pp 49-87.

Rassam, D. W., Williams D. J. (1999). Bearing capacity of desiccated tailings. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 125(7): 600-609.

Raymond Krizek (2004). Slurries in geotechnical engineering. The Twelfth Spencer J. Buchanan Lecture, 75p.

Robertson, A. e Wels C. (1996). Cover placement on extremely weak, compressible tailings. Robertson GeoConsultants, Vancouver, Canada. 16p.

Robinsky, E.I. (2000). Sustainable development in disposal of tailings. In tailings and mine waste' 00. Anais...Balkema, Rotterdam, p. 39-48.

Sandroni, S. S. (1993). Sobre o uso do ensaio de palheta in situ em aterros sobre argilas moles. Revista Solos e Rochas, v.16, No3, pp. 207-213.

Schnaid, F. (2000). Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo; Oficina de textos, 189p.

Silva, D. R. (2003). Estudos do processo de ressecamento de um rejeito fino de minério de ferro em uma área teste. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 141p., Ouro Preto.

Sharma, B. & Bora, P.K. (2003). Plastic Limit, Liquid Limit and Undrained Shear Strength of Soil—Reappraisal. J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., V. 129, No. 8, pp. 774-777.

Skempton, A.W. & Bjerrum, L. (1957). A contribution to the settlement analysis of foundation on clay. *Geotechnique*, 7, pp. 168-178.

Ulrich, B., East D. R. e Gorman, J. (2000). Subaerial tailings deposition – design, construction and operation for facility closure and reclamation. In: *Tailings and Mine Waste'00*. Balkema, Rotterdam, p. 29-37.

Vanapalli S. K., Pufahl, D. E., e Fredlund, D. G. (1999). Interpretation of the shear strength of unsaturated soils in undrained loading conditions. 52nd Canadian Geotechnical Conference, Regina, p. 699-708.

Vargas, M. (1978). *Introdução à mecânica dos solos*. Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda, 1977, São Paulo/SP, 509p.

Wels, C. and O’Kane, M. (2003). Mine waste cover system design - Linking predicted performance to groundwater and surface water impacts.

<http://technology.infomine.com/hydromine/topics/cover/coverdesign.asp>

Williams, D. J., Wilson, G. W., e Currey, N. A. (1997). A cover for a potentially acid forming waste rock dump in a dry climate. *Proc., 4th Int. Conf. on tailings and mine waste*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, p. 231-235.

Wilson, G. W., Williams D. J. e Rikaart E. M. (2003). The integrity of cover systems – An update. In: *Proceedings 6th international conference on acid rock drainage*. The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Carlton Victoria, pp. 445-451.

Wood, D.M. (1990). *Soil behavior and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press, 486p.

Yang, S. L.; Kvalstad, T.; Solheim, A. & Forsberg C.F. (2006). Parameter studies of sediments in Storegga Slide region. *Geo-Marine Letters*, v.26, No 4, pp. 213-224.

Yao, T. C. e Znidarcici, D. (1997). User's manual for computer program CONDES0. Departamento f Civil, Environmental anda Architectural Engineering Univesity of Colorado, 98p., Boulder, Colorado.

Yilmaz, I. (2000). Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index". Bulletin of Engineering Geology & Environment, 59 (3), 227-229.

Znidarcic, D.; Ko, H.Y.; Craig, W.; Liu, J.C; Esquivel, E.; Hutapea, B.; Fairbank, T; Aswawd, G. & Sture, S. (1992). Drag anchors tests in clay. Soil specimen preparation procedure. Repot prepared for Exxon Production Research Company, University of Colorado, Boulder, Colorado.