

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE HIDRO-MECÂNICA DA BARRAGEM DE
TERRA E ENROCAMENTO UHE EMBORCAÇÃO**

DANIEL DE OLIVEIRA ROCHA

ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM- 164/07

BRASÍLIA/DF, NOVEMBRO DE 2007

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE HIDRO-MECÂNICA DA BARRAGEM DE TERRA E
ENROCAMENTO UHE EMBORCAÇÃO**

DANIEL DE OLIVEIRA ROCHA

Dissertação de Mestrado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Mestre.

Aprovada por:

Prof. Manoel Porfírio Cordão Neto
(Orientador, DSc – UnB)

Prof. Silvrano Adonai Dantas Neto
(Examinador Externo, DSc – UFC)

Prof. Márcio Muniz de Farias
(Examinador Interno, PhD – UnB)

Brasília, 19 de novembro de 2007

FICHA CATALOGRÁFICA

ROCHA, DANIEL DE OLIVEIRA

Análise hidro-mecânica da barragem de terra e enrocamento UHE Emborcação
xxii, 137 p , 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia. 2007)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia,
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| 1. Mecânica dos solos | 2. Solos não saturados |
| 3. Modelagem Numérica | 4. Modelagem constitutiva |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ROCHA, D.O. (2007). Análise hidro-mecânica da barragem de terra e enrocamento UHE Emborcação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 164/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Daniel de Oliveira Rocha

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise hidro-mecânica da barragem de terra e enrocamento UHE Emborcação.

GRAU: Mestre

ANO: 2007

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Daniel de Oliveira Rocha
daniel.rocha@solosconsult.com.br
dorocho1@gmail.com

Solosconsult Engenharia Ltda.
Rua Paraíba, 1352, cj 505
Funcionários
Belo Horizonte, MG – Brasil
(31) 8471-3430/3889-5824

DEDICATÓRIA

*Deus,
Meus Pais, Helena e Rubens Rocha,
à minha Irmã, Beatriz,
ao meu Irmão, Matheus
à minha noiva Daniella
a minha Vó Gumê e a meus Familiares.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por todas as graças concedias em minha vida.

Agradeço também às pessoas que de alguma forma contribuíram para meu trabalho.

A minha família, em particular aos meus pais, avó, tias, tios e aos meus irmãos.

A Daniella pelo amor e apoio nos momentos difíceis e que me alegrou nos bons momentos.

À Tati e a *Tia* Sônia pelo incentivo e apoio logístico.

Ao meu orientador, Manoel Porfírio Cordão Neto, que muito me ensinou e orientou, contribuindo também com a amizade e paciência.

Aos professores do programa de Pós-graduação em Geotecnia da UnB, por todo o conhecimento transmitido, pelas críticas e sugestões.

À *diretoria "Sunset pub"*: Marcos, Ary, Cássio.

Aos grandes amigos: Josi, Lorena, Enio, Geovanni, Salomé, Petrônio, Carmem, Graça, Claudinha, Petrucio, Gregório, Adriano, Luis e Janaína. Meu muito obrigado!

Aos amigos do SG-12.

À Liris, Paulo, Tia Rose.

À turma da república, Luis Heleno, Eleonardo, Erlon (Foquinha), Flávio e Val.

À CEMIG, por disponibilizar dados para a realização deste trabalho.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

A todos muito obrigado!

RESUMO

ANÁLISE HIDRO-MECÂNICA DA BARRAGEM DE TERRA E ENROCAMENTO UHE EMBORCAÇÃO

Esta pesquisa apresenta os resultados das análises acopladas de equilíbrio e fluxo (tensão-deformação-poropressão) em 3 dimensões (3D) da barragem UHE Emborcação, de propriedade da Companhia Energética de Minas Gerais. Na tentativa de avançar nos estudos do comportamento mecânico e hidráulico da barragem de terra e enrocamento da UHE Emborcação, realizaram-se os estudos divididos em três partes: análise da influência da anisotropia na permeabilidade na fase construção, análise de sensibilidade ao parâmetro $\lambda(0)$, coeficiente de compressibilidade na reta virgem, na avaliação do quanto esse parâmetro influencia na poropressão construtiva e, por fim, a análise do estudo de caso, na qual as poropressões e tensões totais serão avaliadas durante a construção da barragem UHE Emborcação, comparando-as às leituras das instrumentações. Para isso, A simulação das fases de construção e enchimento da barragem de terra e enrocamento foram feitas por meio do programa ALLFINE. A modelagem constitutiva utilizada foi o Modelo Cam-clay, proposto por Roscoe *et al.* (1968), para a caracterização do comportamento mecânico do solo e o modelo de fluxo em solo não saturados, proposto por Cordão Neto (2005). A obtenção dos dados foi por meio dos resultados de ensaios laboratoriais disponibilizados pela CEMIG e de resultados de ensaios realizados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Os resultados obtidos dessas análises mostraram-se satisfatórias, demonstrando que a previsão da tensão-deformação-poropressão, por meio da ferramenta numérica, torna-se bastante útil no acompanhamento durante a construção das barragens além de informar o comportamento do maciço na questão da segurança.

ABSTRACT

HYDRO-MECHANICAL ANALYSIS OF ROCKFILL DAM “UHE EMBORCAÇÃO”

Esta pesquisa apresenta os resultados das análises acopladas de equilíbrio e fluxo (tensão-deformação-poropressão) em 3 dimensões (3D) da barragem UHE Emborcação, de propriedade da Companhia Energética de Minas Gerais. Na tentativa de avançar nos estudos do comportamento mecânico e hidráulico da barragem de terra e enrocamento da UHE Emborcação, realizaram-se os estudos divididos em três partes: análise da influência da anisotropia na permeabilidade na fase construção, análise de sensibilidade ao parâmetro $\lambda(0)$, coeficiente de compressibilidade na reta virgem, na avaliação do quanto esse parâmetro influencia na poropressão construtiva e, por fim, a análise do estudo de caso, na qual as poropressões e tensões totais serão avaliadas durante a construção da barragem UHE Emborcação, comparando-as às leituras das instrumentações. Para isso, A simulação das fases de construção e enchimento da barragem de terra e enrocamento foram feitas por meio do programa ALLFINE. A modelagem constitutiva utilizada foi o Modelo Cam-clay, proposto por Roscoe *et al.* (1968), para a caracterização do comportamento mecânico do solo e o modelo de fluxo em solo não saturados, proposto por Cordão Neto (2005). A obtenção dos dados foi por meio dos resultados de ensaios laboratoriais disponibilizados pela CEMIG e de resultados de ensaios realizados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Os resultados obtidos dessas análises mostraram-se satisfatórias, demonstrando que a previsão da tensão-deformação-poropressão, por meio da ferramenta numérica, torna-se bastante útil no acompanhamento durante a construção das barragens além de informar o comportamento do maciço na questão da segurança.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1	INTRODUÇÃO1.
1.1	Motivação.....1.
1.2	Objetivo.....2.
1.3	Metodologia.....3.
1.4	Organização do trabalho.....3.
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA5.
2.1	Introdução.....5.
2.2	Solos não saturados.....6.
2.3	Comportamento mecânico dos solos não saturados.....9.
2.3.1	Cam-clay.....14.
2.3.2	Modelo básico barcelona.....19.
2.3.2.1	Parâmetros do Modelo Básico Barcelona.....24.
2.3.3	Critério de ruptura.....27.
2.4	Comportamento hidráulico dos solos não saturado.....30.
2.4.1	Condutividade hidráulica na fase água.....30.
2.4.2	Curva característica.....32.
2.4.2.1	Modelos para a curva característica.....34.
3	ESTUDO DE CASO36.
3.1	Estudo de caso: barragem uhe emborcação.....36.

3.1.1	Estudos Iniciais.....	36.
3.1.2	Localização.....	36.
3.1.3	Arranjo geral da barragem.....	37.
3.1.4	Materiais de construção.....	39.
3.1.5	Desempenho da barragem de terra e enrocamento.....	41
4	RESULTADOS LABORATORIAIS.....	43
4.1	Considerações preliminares.....	43
4.2	Resultados das análises laboratoriais	45
4.2.1	Ensaios antigos realizados nas fases de projeto e construção.....	45
4.2.2	Ensaios realizados no ano de 2006.....	51
5	VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS.....	64
5.1	Considerações preliminares.....	64
5.2	Métodos de elementos finitos e o programa allfine.....	65
5.2.1	Método de elementos finitos.....	65
5.2.2	Programa allfine.....	68
5.3	Validação dos parâmetros.....	70
5.3.1	Simulação do ensaio de adensamento triaxial anisotrópico.....	71
5.3.2	Simulação do ensaio de compressão triaxial anisotrópico.....	73
5.3.3	Validação das funções do comportamento hidráulico.....	81
6	ANÁLISE NUMÉRICA.....	84
6.1	Considerações iniciais.....	84
6.2	Geometria do problema.....	85
6.2.1	Condição de contorno.....	86

6.2.2	Tempo de construção	87
6.2.3	Estados iniciais de tensões.....	89
6.2.4	Instrumentações analisadas na barragem uhe emborcação.....	90
6.2.5	Piezômetro.....	91
6.2.6	Células de pressões totais.....	95
6.3	Análise dos resultados.....	98
6.3.1	Considerações Iniciais.....	98
6.3.2	Análise da influência da anisotropia na fase de construção.....	99
6.3.3	Análise do efeito da variação do coeficiente de compressibilidade, na poropressão construtiva.....	104
6.3.4	Avaliação das poropressões construtivas.....	109
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	119
7.1.	Sugestões para pesquisas futuras.....	121

A. **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

B. **ANEXOS**

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1 – Perfil do solo evidenciando as zonas abaixo e acima da linha freática. (modificado – Collins (USGS), 2006).....	6
Figura 2.2 – Elemento de solo não saturado com fase de ar contínua. (modificado – Fredlund & Rahardjo, 1993).....	7
Figura 2.3 – Superfície de plastificação a) Cam-clay Original. b)Cam-clay Modificado. (modificado Pinheiro, 2004).....	15
Figura 2.4 – Superfície de plastificação do Cam-clay no estado tridimensional. (modificado – Naylor et al.,1981).....	15
Figura 2.5 – Reta de Rendulic projetado no plano $\ln p'$: e (modificado – Naylor et al., 1981).....	16
Figura 2.6 – Linha de Estados Críticos.....	17
Figura 2.7 – Representação da lei do endurecimento isotrópico.....	19
Figura 2.8 – (a) Variação do índice de vazios versus logaritmo natural da tensão. (b) Variação do índice de vazios versus logaritmo natural para uma tensão constante.(modificado – Alonso, 1993).....	20
Figura 2.9 – Superfície de plastificação LC/SI delimitando o domínio elástico. (Pinheiro, 2004).....	20
Figura 2.10 – (a) Superfície de plastificação no espaço tridimensional $p : q : s$. (b) Forma elíptica da superfície de plastificação no plano $p : q$. (modificado – Alonso et al., 1990).....	21

Figura 2.11 – Acoplamento entre as superfícies de plastificação. (modificado – Alonso et al., 1987).....	25
Figura 2.12 – Envoltória de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados. (modificado – Fredlund & Rahardjo, 1993).....	28
Figura 2.13 – Linha de interseção ao longo do plano de ruptura no plano () a $w'' : u ! u$	29
Figura 2.14 – Curva de característica típica do solo argiloso e solo arenoso. (modificado- Fredlund et al., 1994).....	33
Figura 3.1 – Localização da Barragem UHE Emborcação – CEMIG.....	37
Figura 3.2 – Arranjo geral da UHE Emborcação.....	38
Figura 3.3 – Seção típica da barragem - UHE Emborcação (CEMIG, 1979).....	41
Figura 4.1 – Resultado do ensaio de granulometria realizado em 1981 com uso de defloculante.....	46
Figura 4.2 – Localização dos solos 1971-1979 na carta de plasticidade segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).....	47
Figura 4.3 – Tensão desviadora versus Deformação. Ensaio tipo	48
Figura 4.4 – Trajetórias de Tensões Efetivas. Ensaio tipo	48
Figura 4.5 – Tensão Desviadora versus Deformação. Ensaio tipo	49
Figura 4.6 – Trajetórias de Tensões Totais. Ensaio tipo	49
Figura 4.7 – Curva de compactação dos materiais que foram estudados para a compactação do núcleo impermeável da barragem de Emborcação.....	50
Figura 4.8 – Resultado do ensaio de granulometria realizado em 2006. (Relatório GR/EC-LM-R146 - CEMIG, 2006).....	52
Figura 4.9 – Curva granulométrica – realizado no laboratório UnB 2006.....	53
Figura 4.10 – Carta de plastificação e localização das amostras analisadas, ano 2006.....	55
Figura 4.11 – Índice de vazios versus logaritmo da tensão média. Determinação dos parâmetros e e	57
Figura 4.12 – Curva da função de permeabilidade para da amostra N° 1.....	58
Figura 4.13 – Gráficos de tensão desviadora versus deformação axial.....	59

Figura 4.14 – Trajetória de Tensões Efetivas.....	60
Figura 4.15 – Curva Característica da amostra 2 UnB (2006).....	62
Figura 4.16 – Previsão da função de permeabilidade para solos não saturados.....	63
Figura 5.1 – Tipo de elementos finitos.....	66
Figura 5.2 – Detalhe da etapa de construção. (Cordão Neto, 2005).....	70
Figura 5.3 – Simulação do elemento finito com as respectivas condições de contorno.....	71
Figura 5.4 – Resultado da simulação do ensaio de adensamento triaxial.....	73
Figura 5.5 – Elemento cúbico discretizado para simulação do ensaio triaxial anisotrópico.....	74
Figura 5.6 – Resultado da simulação (Gráfico $t \times s'$) – trajetória de tensões	75
Figura 5.7 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial.....	76
Figura 5.8 – Resultado da simulação - trajetória de tensões	76
Figura 5.9 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial.....	77
Figura 5.10 – Resultado da simulação - trajetória de tensões	77
Figura 5.11 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial.....	78
Figura 5.12 – Resultado da simulação - trajetória de tensões,	78
Figura 5.13 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial	79
Figura 5.14 – Função de permeabilidade/curva característica do material do núcleo.....	81
Figura 5.15 – Função de permeabilidade/curva característica do enrocamento.....	82
Figura 6.1 – Discretização da barragem de Emborcação – três dimensões.....	85
Figura 6.2 – Vista da barragem com as condições de contorno – Fase de construção.....	87
Figura 6.3 – Tempo de construção do empreendimento UHE Emborcação (Modificado – Parra 1985).....	88
Figura 6.4 – Tempo de construção utilizado na simulação da barragem com paralização.....	89
Figura 6.5 – Esquema de instalação do piezômetro pneumático (modificado, Dunicliff & Green, 1998).....	91

Figura 6.6 – Instrumentação Geotécnica: Piezômetros. Seção 02 – Estaca10+00.....	93
Figura 6.7 – Instrumentação Geotécnica: Células de Pressões. Seção 02 – Estaca10+00.....	96
Figura 6.8 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 121, 2ª Camada, Random.....	99
Figura 6.9 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 58, 2ª Camada, Núcleo.....	101
Figura 6.11 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 28, 5ª Camada, Núcleo.....	101
Figura 6.10 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 31, 5ª Camada, Núcleo.....	102
Figura 6.12 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 187, 5ª Camada, Núcleo.....	102
Figura 6.13 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 177, 9ª Camada, Núcleo.....	103
Figura 6.14 – Gráfico comparativo entre os valores do coeficiente de compressibilidade na reta virgem,	104
Figura 6.15 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 121, 2ª Camada, Random.....	105
Figura 6.16 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 58, 2ª Camada, Núcleo.....	105
Figura 6.17 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 31, 5ª Camada, Núcleo.....	106
Figura 6.18 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 28, 5ª Camada, Núcleo.....	106
Figura 6.19 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 187, 8ª Camada, Núcleo.....	106
Figura 6.20 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 177, 9ª Camada, Núcleo.....	107
Figura 6.21 – Gráfico comparativo entre o elemento 121: (a) - piezômetro 202. (b) - célula de carga 201.....	110
Figura 6.22 – Gráfico comparativo entre o elemento 58: (a) - piezômetro 203. (b) célula de carga 202.....	111

Figura 6.23 – Gráfico comparativo entre o elemento 28: (a) - piezômetro 205. (b) célula de carga 207.....	112
Figura 6.24 - Gráfico comparativo entre o elemento 31: (a) - piezômetro 206. (b) célula de carga 209.	113
Figura 6.25 - Gráfico comparativo entre o elemento 187: (a) - piezômetro 207. (b) célula de carga 212.....	114
Figura 6.26 - Gráfico comparativo entre o elemento 177: (a) - piezômetro 208. (b) célula de carga 214.....	115
Figura 6.27 – (a) Isolinhas de tensões principais menores totais. (b) Isolinha de poropressão.....	116
Figura 6.28 – (a) Isolinha de tensões principais menores totais para fase de enchimento. (b) Isolinha de poropressão para a fase final de enchimento.....	117

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 4.1 – Índices Físicos.....	55
Tabela 4.2 – Valores iniciais dos índices de vazios dos corpos de prova.....	56
Tabela 4.3 – Coeficiente de condutividade hidráulica – Ensaio de adensamento triaxial.....	58
Tabela 4.4 – Comparação entre os valores do círculo de Mohr-Coulomb e trajetória de tensões.....	60
Tabela 4.1 – Índices Físicos.....	72
Tabela 4.2 – Valores iniciais dos índices de vazios dos corpos de prova.....	74
Tabela 4.3 – Coeficiente de condutividade hidráulica – Ensaio de adensamento triaxial.....	80
Tabela 4.4 – Comparação entre os valores do círculo de Mohr-Coulomb e trajetória de tensões.....	82
Tabela 5.5 – Valores dos coeficientes de ajustes do enrocamento.....	82
Tabela 6.1 – Tempo de construção da barragem de terra e enrocamento UHE Emborcação utilizado na simulação numérica.....	88
Tabela 6.2 – Parametros empregados na simulação numérica.....	89
Tabela 6.3 – Localização dos Piezômetros UHE Emborcação – Estaca 10.....	92
Tabela 6.4 – Localização das Células de Tensões Totais UHE Emborcação – Estaca 10	95
Tabela 6.5 – Elementos escolhidos para representar as instrumentações da barragem	108

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

a, b, c e d - Parâmetros de ajuste da curva de saturação.

A, B, C e D - Parâmetros de ajuste função de permeabilidade.

BBM – Basic Barcelona Model (Modelo Básico Barcelona)

$[B]$ - Matriz deformação-deslocamento.

c' - coesão efetiva.

c_v - coeficiente de compressibilidade.

CAU - Ensaio triaxial tipo consistência, não drenado, anisotrópico.

CD - Ensaio triaxial tipo consistência, drenado.

CU - Ensaio triaxial tipo consistência, não drenado.

CEMIG - Companhia Energética de Minas Gerais.

CC - Coeficiente de curvatura

CNU - Coeficiente de não uniformidade

CL - Nomenclatura adotada por Casagrande para classificação do solo argiloso de baixa plasticidade “Clay Low”.

C_{ij} - Matriz da relação deformação-tensão.

$[C]$ - Matriz de acoplamento entre fase sólida e fase água.

$d\varepsilon_i$ - incremento de deformação axial.

$[D]$ - Matriz constitutiva elástica.

e - Índice de vazios

E - Módulo de Young ou de Elasticidade.

f - Função de plastificação no modelo Cam-Clay.

f_{LC} - Função de plastificação LC no modelo de Barcelona

f_{SI} - Função de plastificação SI no modelo de Barcelona

f_1 - Função de plastificação LC no modelo de Barcelona

f_2 - Função de plastificação SI no modelo de Barcelona

$\{F\}$ - vetor de forças externas.

FS – Fator de segurança.

g - Função de plastificação.

g - pressão do gás (nitrogênio) quando realizado leituras da instrumentação piezométrica pneumática.

G' - Módulo de deformação cisalhante.

H - Módulo de elasticidade devido à sucção.

H_i - Vetor da relação deformação-sucção.

$[K]$ - Matriz de rigidez da parte sólida.

k_c - Parâmetro relacionado ao efeito coesivo no modelo Barcelona.

k_w - coeficiente de permeabilidade.

k_{ij} - Matriz de permeabilidade.

k_i - vetor do coeficiente de permeabilidade nas direções x, y .

K_0 - Coeficiente de repouso.

K_a - Coeficiente de empuxo ativo.

K_p - Coeficiente de empuxo passivo.

LC – Loading Collapse.

LEC - Linha de Estados Críticos (Critical State Line)

$[L]$ - matriz de acoplamento da fase sólida e da fase água.

m_v - Coeficiente de variação volumétrica

$[M]$ - Matriz de massa.

M - Inclinação da linha de estados críticos.

ML - Nomenclatura adotada por Casagrande para classificação de siltes de baixa plasticidade “Silt Low”.

MH - Nomenclatura adotada por Casagrande para classificação de siltes de alta plasticidade “Silt High”.

MDF – Método das diferenças finitas.

MEC – Método dos elementos de contorno.

MEF – Método dos elementos finitos.

MEL – Método do equilíbrio limite.

n – porosidade.

$\{p\}$ - Vetor de poropressões.

p - Tensão média líquida.

p' - Tensão média efetiva.

p_{atm} - Pressão atmosférica.

p_c - Tensão de referência no modelo de Barcelona..

p_0^* - Tensão de plastificação do solo saturado.

p_0^* - Parâmetro de endurecimento tipo-tensão no modelo no Barcelona.

p_0 - Tensão de plastificação para o solo não saturado.

p_s - Parcela de sucção acrescida do parâmetro de resistência ao cisalhamento, intercepto de coesão.

p'_c - Tensão de pré-adensamento no modelo Cam-clay.

$[Q]$ - Matriz de acoplamento entre fase sólida e fase ar.

q - Tensão desviadora.

$\{q\}$ - Vetor de vazões externas.

r - Razão entre $\lambda(s \rightarrow \infty)$ no modelo de Barcelona.

S – Grau saturação.

SI – Superfície de plastificação do modelo BExM (Alonso et al., 1999).

s - Sucção matricial.

s' - Tensão média para trajetórias de tensões proposto por Lambe.

s_0 - Máxima sucção a que o solo já foi submetido.

s_0 - Parâmetro de endurecimento tipo-sucção.

$s_{coesivo}$: Sucção correspondente a coesão efetiva.

s_{real} - Sucção matricial real encontrada no solo.

SI – Suction Increase.

t - Tensão desviadora para trajetórias de tensões proposto por Lambe.

u - Tensão neutra (definição de Terzaghi 1936).

$\{u\}$ - Vetor de deslocamento.

u_a - Pressão atmosférica.

u_w - Pressão na água.

$u_a - u_w$ - Poropressão no fluido, sucção matricial.

UU - Ensaio triaxial tipo não consolidado e não drenado.

UHE - Usina Hidrelétrica.

v - Volume específico.

x_i - Direção do sistema de coordenadas.

α - Elemento dissociador do modelo de Barcelona.

β - Parâmetro que controla a taxa de crescimento de $\lambda(s)$ no modelo de Barcelona.

β_1 e β_2 - Taxas de variação do teor de água em relação à sucção e à deformação volumétrica.

χ - Parâmetro de Bishop (1959).

δ_{ij} - Delta de Kronecker.

$\varepsilon_i, \varepsilon_i^e$ e ε_i^p - Vetores de deformações totais, elásticas e plásticas.

$\varepsilon_q, \varepsilon_q^e$ e ε_q^p - Deformação desviadora totais, elásticas e plásticas.

$\varepsilon_v, \varepsilon_v^e$ e ε_v^p - Deformação volumétricas totais, elásticas e plásticas.

ε_a - Deformação axial.

ε_r - Deformação radial.

γ_w - Peso específico da água.

ϕ' - Ângulo de atrito interno.

ϕ^b - Ângulo de atrito devido à sucção matricial.

κ - Coeficiente de compressibilidade no trecho descarga-recarga em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado saturado.

κ_s - Coeficiente de compressibilidade no trecho descarga-recarga em um gráfico $\ln s \times v$ para o estado não saturado.

$\lambda(0)$ e λ - Coeficiente de compressibilidade no trecho virgem em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado saturado.

$\lambda(s)$ - Coeficiente de compressibilidade no trecho virgem em um gráfico $\ln p \times v$ para o estado não saturado.

λ_s - Coeficiente de compressibilidade no trecho virgem em um gráfico $\ln s \times v$ para o estado não saturado.

θ_w - umidade volumétrica.

σ' - Tensão de tensões efetivas.

σ - Tensão de tensões total.

σ_i - Tensão de tensões principais.

σ_{ij}^* - Tensor de tensões líquidas ou efetivas.

σ_{ij} - Tensor de tensões totais.

σ_0 - Estado de tensão inicial.

τ - Tensão cisalhante.

ν - Coeficiente de Poisson

Ψ - Valor de entrada de ar.

θ_w^{sat} - umidade volumétrica saturada

θ_w^{res} - umidade volumétrica residual

$[\sigma]$ - Tensor de tensões totais líquidas

$[s]$ - Tensor de sucção matricial.

ψ - sucção total

π - sucção osmótica.

Introdução

1.1 MOTIVAÇÃO

O Brasil é detentor de 14% dos recursos hídricos do planeta. Possui todas as condições topográficas, hidrológicas, climáticas, além de diversas experiências teóricas e práticas, para produzir energia de forma econômica, ambientalmente correta e segura.

Aproveitando deste potencial, o país, ao longo de sua história, construiu inúmeras barragens de terra e enrocamento e com isso foi adquirida grande habilidade, tanto na construção como na realização de projetos em barragens para as diversas finalidades.

Desta forma, o país investiu prioritariamente na modalidade de geração de energia hidroelétrica com o intuito de elevar o desenvolvimento e crescimento econômico, conseguindo assim, suprir a demanda interna e atrair investidores externos.

Tal experiência, todavia, ainda necessita de maiores informações sobre a geração das poropressões no maciço, nas fases de construção e enchimento. Dificuldade essa, que acopla o comportamento mecânico com o comportamento hidráulico em um solo não saturado compactado.

A poropressão gerada na compactação das camadas, por está ligada diretamente à resistência ao cisalhamento do solo e conseqüentemente à estabilidade dos taludes tanto de montante como de jusante, influencia bastante na segurança de uma barragem. Dessa forma, é de fundamental importância mensurar tal efeito, para se projetar barragens de forma segura e sem elevação no custo final.

Normalmente, para suprir esse problema, são utilizados três mecanismos: a variável ru , proposto por Bishop & Morgenstern (1960); o ensaio triaxial PN e a proposta de Skempton (1954), para estimativa da variação da poropressão durante o processo construtivo. Essas soluções são bastante empregadas, entretanto são advindas de equações empíricas.

Esta pesquisa propõe analisar a previsão de poropressão durante as fases de construção e de enchimento por meio de simulação numérica. Com esses resultados, pretende-se compreender o efeito da análise acoplada na geração dos campos de tensões, deslocamento, deformações e poropressões.

Para isso, serão realizados estudos com análises acopladas de equilíbrio e fluxo. Foi utilizada no desenvolvimento desta pesquisa o Modelo *Cam-clay Modificado* proposto por Roscoe *et al.* (1968) para representar o comportamento mecânico dos solos, assim como, as relações constitutivas de permeabilidade e de grau de saturação sugeridas por Cordão Neto (2005), para a compreensão do comportamento hidráulico.

O programa ALLFINE, desenvolvido por Farias (1993) e modificado por Cordão Neto (2005), foi a ferramenta numérica utilizada, no qual utiliza o Método de Elementos Finitos, MEF, como base de cálculo das tensões-deformações-poropressões.

Para avaliar a validade da poropressão simulada na fase de construção, este trabalho comparou os resultados computados com os dados obtidos de instrumentações de barragens já construídas. Para isso, foram realizadas análises utilizando informações da barragem UHE Emborcação, administradas pela Companhia Energética de Minas Gerais, *CEMIG*.

1.2 OBJETIVO

Avaliar a geração de poropressões simuladas durante as fases de construção e enchimento do reservatório para se comparar com os dados registrados pelos piezômetros e células de cargas da barragem UHE Emborcação.

Além disso, estudar a influência da anisotropia na permeabilidade durante a fase de construção e a influência da variação do parâmetro de compressibilidade no trecho virgem na

geração de poropressão, para melhor conhecimento do processo de desenvolvimento da pressão da água.

1.3 METODOLOGIA

Inicialmente, foram apresentados os conceitos de solos não saturados e os modelos constitutivos utilizados para realização desta pesquisa: Modelo Básico Barcelona, Cam-clay Modificado e o modelo de previsão do comportamento hidráulico proposto por Cordão Neto (2005). Foi ainda apresentada a barragem da UHE Emborcação com suas características: localização, arranjo geral do empreendimento, seções tipo e materiais utilizados na construção da barragem.

Posteriormente, foram apresentados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados para esta barragem, sendo descritos os ensaios realizados na fase de construção e os ensaios realizados recentemente em 2006 para averiguação do comportamento do maciço de enrocamento e terra. Dos dados laboratoriais colhidos recentemente, foram obtidos os parâmetros essenciais para a realização da simulação numérica por meio do programa de elementos finitos, ALLFINE. Antes de analisar o comportamento da barragem, foram realizadas as validações dos parâmetros obtidos no laboratório utilizados na simulação numérica para melhor ajuste entre os valores.

Em seguida, foram realizadas simulações de construção da barragem UHE Emborcação. Nessa fase buscou-se comparar os resultados gerados pelo programa computacional com os dados lidos pelas instrumentações da barragem. Foram avaliados, ainda, a influência da variação da anisotropia da permeabilidade da barragem UHE Emborcação, assim como a sensibilidade do coeficiente de compressibilidade no trecho virgem.

Finalmente, foram apresentadas as conclusões das análises procedidas.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se organizado nos seguintes capítulos:

- Capítulo 1 – Trata da introdução da pesquisa, descrevendo sua motivação, objetivos e metodologia de trabalho, para, ao final, apresentar uma sucinta descrição dos capítulos e apêndices.
- Capítulo 2 – Aborda a revisão bibliográfica sobre solos não saturados e sobre as leis constitutivas para previsão do comportamento hidro-mecânico. Destacam-se os parâmetros, os dados de entrada da modelagem Cam-clay Modificado e Barcelona, as funções de permeabilidade e grau de saturação proposto por Pereira (1996) e Cordão Neto (2005), empregados nestes estudos. Apresenta os resultados das instrumentações utilizadas nas comparações das simulações numéricas.
- Capítulo 3 – Versa sobre a apresentação da barragem UHE Emborcação. Nessa parte, foi descrito o arranjo geral do empreendimento, assim como as informações peculiares da barragem de terra e enrocamento.
- Capítulo 4 – Discorre sobre a análise dos resultados de ensaios laboratoriais, ensaios de caracterização, ensaios especiais realizados pela CEMIG, bem como os resultados de ensaios experimentais executados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília.
- Capítulo 5 – Além da explicação sobre o programa e sobre o estudo de caso, este capítulo detalha a validação dos parâmetros empregados na simulação da construção da barragem, simulados pelo programa ALLFINE.
- Capítulo 6 – Discorre sobre a apresentação da barragem na forma discretizada, das condições de contorno, dos estado de tensões iniciais e do tempo de construção empregados na simulação. Apresenta os resultados obtidos das simulações e os compara com leituras das instrumentações, com a análise do efeito anisotrópico durante a construção e com a análise de sensibilidade do coeficiente de compressibilidade no trecho virgem.
- Capítulo 7 – Conclui o trabalho, apontando seus aspectos mais relevantes e resultados observados. Ao final apresenta sugestões para pesquisas futuras.
- Referências Bibliográficas.
- Anexo – Relatório Laboratorial 2006, realizado pela CEMIG para o acompanhamento da performance da barragem.

Revisão Bibliográfica

2.1 INTRODUÇÃO

Para melhor acompanhamento e avaliação dos dados levantados por essa pesquisa, há a necessidade de apresentar algumas informações referentes às teorias e modelos constitutivos que serão empregados nas análises acopladas.

Dessa forma, são apresentados os modelos constitutivos que representam o comportamento mecânico do solo, baseados na teoria da plasticidade e da mecânica dos estados críticos por meio do Modelo Cam-clay Modificado, para solos saturados e do Modelo Básico Barcelona, para solos não saturados, proposto por Roscoe (1968) e Alonso *et al.* (1987, 1990) respectivamente.

No entanto, para entender a proposta, será apresentada neste capítulo, inicialmente, uma explanação sobre o que são solos não saturados, e uma exposição da evolução dos estudos sobre o comportamento mecânico dos solos parcialmente saturados. Num item separado a modelagem Cam-clay para solos saturados e o modelo Barcelona serão descritos pormenores.

Posteriormente, serão apresentadas as sugestões de Cordão Neto (2005) para o comportamento hidráulico dos solos não saturados, uma vez que o estudo aqui pesquisado é o acoplamento dos comportamentos hidro-mecânicos.

2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

A terminologia *solos não saturados* é usada para solos que se encontram com o grau de saturação inferior a 100%, isto é, os vazios dos solos não estão totalmente preenchidos por água.

Essa situação é vista em solos localizados próximos à superfícies do terreno, que sofrem influência direta das condições climáticas, e em materiais situados acima da linha freática. Fredlund (1995) denomina essa área como *zona vadosa* (*vadose zone*). Pode-se observar a região não saturada na Figura 2.1. O autor ainda subdivide a *zona vadosa* em duas partes: franja capilar, que se encontra logo acima da linha freática e tem grau de saturação próximo a 100%, e a região mais acima da área capilar, não saturada, com valores bem inferiores a 100% e mais influenciada pelas variações climáticas.

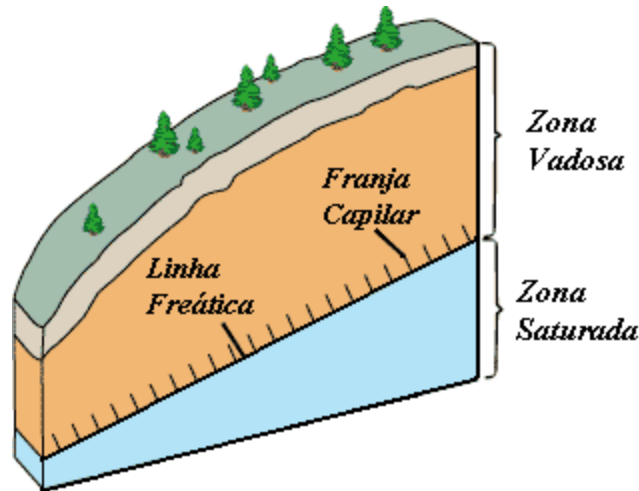


Figura 2.1 – Perfil do solo evidenciando as zonas abaixo e acima da linha freática.
(modificado – Collins (USGS), 2006)

A *Mecânica dos Solos Saturados* estuda as relações solo-água que se encontram abaixo do nível d'água, onde são geradas porpressões hidrostáticas positivas. Para a *zona vadosa*, as pesquisas realizadas pela *Mecânica dos Solos Não Saturados* devem incorporar outras variáveis de estado na qual contemple a relação solo-água-ar.

Fredlund & Rahardjo (1993) consideram a região não saturada com quatro fases: partícula de solo, água, ar e película contráctil. Na Figura 2.2 é ilustrada cada uma das quatro fases consideradas por estes autores.

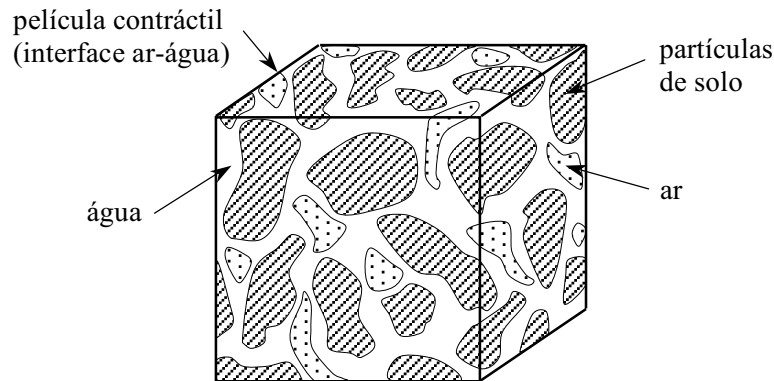


Figura 2.2 – Elemento de solo não saturado com fase de ar contínua.
(modificado – Fredlund & Rahardjo, 1993)

Os autores ainda afirmam, do ponto de vista comportamental, que o solo não saturado pode ser visualizado como a mistura de duas fases em equilíbrio sobre aplicação do gradiente de tensão (partícula de solo e película contráctil) e duas fases que fluem sobre imposição de gradiente de tensão (ar e água).

A fase de equilíbrio é expressa matematicamente por meio de três séries de tensões normais para deixar a estrutura em equilíbrio. São elas: $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$, (u_a) , onde σ é a tensão total, u_w é a poropressão de água e u_a é a poropressão do ar. A última variável de tensão pode ser eliminada quando a fase ar é contínua, deixando as duas primeiras como variáveis de estado de tensão para a *Mecânica dos Solos Não Saturados*. O primeiro termo refere-se à tensão líquida e o segundo termo, à sucção matricial.

O termo sucção no solo foi primeiramente utilizado nas ciências agrárias baseando-se nos princípios da *Termodinâmica*. A teoria de sucção foi desenvolvida, no início do século XX, para a relação solo-água-plantas. Pesquisadores como Croney & Coleman (1948) e Croney *et al.* (1950) (apud Fredlund & Rahardjo, 1993) importaram tais conhecimentos para explicar o comportamento dos solos não saturados nos problemas de engenharia.

O termo sucção refere-se ao estado de *energia livre* do sistema solo-água. Pelo princípio da *Termodinâmica*, sucção é a *energia livre* para o qual o equilíbrio do sistema água pura e ar aconteça. Para fins de estudos comportamentais do solo, sucção é o equilíbrio das pressões parciais da água do solo com a pressão do vapor da água. Quando quantificada em relação à umidade relativa, a sucção é denominada sucção total. Sendo essa última composta por duas parcelas: sucção matricial e osmótica. Na forma de expressão matemática, temos:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.1)$$

onde:

ψ = sucção total;

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial;

π = sucção osmótica.

A sucção matricial é definida como a diferença entre as pressões de ar e a pressão d'água. Tal componente é uma variável de estado de tensão totalmente influenciada pelas mudanças climáticas e está associada ao fenômeno de capilaridade. A outra componente da Equação 2.1, é a sucção osmótica, definida em termos de pressão, como a relação entre os íons e outros solutos como as águas nos interstícios do solo.

Como poderá ser visualizada nos itens a seguir, a sucção matricial é a variável de estado de grande relevância para a *Mecânica dos Solos Não Saturados*, pois, é fundamental na descrição do comportamento hidro-mecânico do solo parcialmente saturado.

2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Uma das primeiras análises feitas para previsão do comportamento mecânico do solo foi estudada por Terzaghi em 1936, onde estabeleceu o conceito das tensões efetivas.

“A tensão em qualquer ponto da seção através do solo, pode ser calculado a partir das tensões principais totais, σ_1 , σ_2 e σ_3 atuantes neste ponto. Se os vazios do solo estiverem preenchidos por água sobre uma tensão u , a tensão principal total consiste em duas partes. Uma parte, u , atuando na água e na partícula do solo em todas as direções, com mesma intensidade, chamada de tensão neutra. A segunda parte é uma tensão que balanceia essa equação denominada tensão principal efetiva.” (Terzaghi – 1936 apud Bishop & Blight – 1963). A formulação matemática proposta pelo autor é apresentada na Equação 2.2, onde se caracterizou σ' como a tensão efetiva, σ como a tensão total e u como poropressão da água:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.2)$$

A proposta bem sucedida de Terzaghi (1936) pressupõe um solo em duas condições essenciais: os grãos dos solos são incompressíveis e os vazios dos solos completos por água. (Bishop & Blight, 1963).

Apesar de ser uma ferramenta de grande valor, a proposta de Terzaghi não conseguiu interpretar a situação de estado natural do solo. Para alguns casos, o solo se encontra não saturado, ou seja, os vazios do solo não estão completamente preenchidos por água. Entretanto, a sugestão simula com perfeição a situação mais crítica do solo, possibilitando dimensionamento da estrutura, mesmo para um solo que dificilmente atingirá a saturação.

Com as confirmações da teoria de Terzaghi, vários modelos elásticos e elastoplásticos basearam-se no princípio das tensões efetivas para caracterizar o comportamento mecânico dos solos saturados como por exemplo, os modelos constitutivos elástico-linear, hiperbólico e o elástoplastico Cam-clay. Além disso, podem-se citar os critérios de ruptura: Mohr-Coulomb e Drucker-Prager.

Na mesma concepção das tensões efetivas, alguns autores tentaram transportar tais conceitos para a ótica da *Mecânica dos Solos Não Saturados*. Croney *et al.* (1958), Bishop (1959), Aitchison (1961), Jennings (1961) e Richards (1966) propuseram a obtenção de uma variável de estado para o comportamento do solo parcialmente saturado. Essas propostas acrescentaram à formulação de Terzaghi (1936) uma variável paramétrica que atribui valores do grau de saturação e da sucção matricial.

A tentativa mais discutida foi a proposta de Bishop *et al.* (1959). Nessa sugestão, a teoria clássica de Terzaghi (1936) sofreu um acréscimo da variável constitutiva χ , onde adicionou à equação, a informação do grau de saturação do solo. Tendo χ variando de 0 à 1, seco a saturado, respectivamente, e sendo obtida de ensaios triaxiais drenados.

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.3)$$

Essa hipótese, *a priori*, mostrou-se hábil para representar a variação da resistência ao cisalhamento do solo não saturado. No entanto, quanto à questão de representatividade da deformabilidade, essa se mostrou ineficiente, isto é, a teoria de Bishop *et al.* (1959) não conseguiu representar o comportamento de expansibilidade e colapsibilidade dos solos não saturados, fenômeno característico desse material.

Ainda sobre a proposta de Bishop (1959), Jennings & Burland (1962) demonstraram que a Equação 2.3 não seria aplicada na previsão do comportamento de muitos solos com valores abaixo do grau de saturação crítico. Sugerem ainda, que a tensão definida pela Equação 2.3 deveria ser chamada de tensão intergranular ou tensão intergranular equivalente. Outra observação dos autores foi à dependência do parâmetro χ na forma como o ensaio é realizado, trajetória de molhagem ou secagem. Vale ressaltar ainda que tal parâmetro é altamente dependente do tipo do solo, assim sendo um parâmetro constitutivo segundo a *Mecânica dos Contínuos*. Os autores concluem, portanto, que o princípio das tensões efetivas é inadequado para explicar o comportamento volumétrico dos solos parcialmente saturados sujeitos à diferentes trajetórias de tensão.

Bishop & Blight (1963) reexaminaram o princípio das tensões efetivas para solos saturados e não saturados e observaram, que na Equação 2.3, a mudança na sucção ($u_a - u_w$) não corresponde diretamente a mudanças na poropressão da água e conseqüentemente na tensão efetiva. Constataram também, assim como Coleman (1962) e Jennings & Burland (1962), a importância de expressar as tensões efetivas como funções com componentes separadas, tensão líquida ($\sigma - u_a$) e sucção ($u_a - u_w$).

Em 1968, Matyas & Radhakrishna também revisaram a proposta de Bishop (1959). Completando as conclusões de Jennings & Burland (1962) e Bishop & Blight (1963), os autores acrescentam à sugestão de separar as tensões e sucções à aplicabilidade no relacionamento dos índices de vazios, dos graus de saturação e dos parâmetros de estado.

Matyas & Radhakrishna (1968) propõem a terminologia de *superfície de estado* e apresentam resultados em gráficos, tensão *versus* índices de vazios e tensão *versus* grau de saturação. Por meio dessa hipótese, os autores mostram que as deformações volumétricas do solo, sujeita a todo o tipo de carregamento, incluindo o carregamento sobre trajetória K_0 , podem ser previstas contanto que as trajetórias de tensões não induzam a uma apreciável perda d'água do elemento de solo. Os autores concluem: o comportamento do solo não saturado sujeita a diferentes trajetórias de tensões, não pode ser explicado ou previsto em termos de uma única ou nenhuma equação sem referência à mudança do estado do solo. (Matyas & Radhakrishna, 1968)

Fredlund & Morgenstern (1976, 1977), por meio de resultados de “*null test*” sugerem as melhores combinações para representar o comportamento mecânico dos solos não saturados, tensão líquida ($\sigma - u_a$) que representa a fase estrutural sólida e a diferença de poropressões do ar e água, sucção matricial, ($u_a - u_w$) que representa a poropressão na fase líquida. Com isso, são definidos dois tensores de tensão independentes: tensor de tensões totais líquidas $[\sigma]$ e o tensor de sucção matricial $[s]$, explicitados pelas matrizes a seguir (Pinheiro, 2004):

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

$$[s] = \begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Em 1962, Coleman citado por Pinheiro (2004), foi o pioneiro na proposição de representação do comportamento do solo baseado em relações elásticas. No entanto, foi a formulação de Fredlund & Morgenstern (1979) que teve um significado mais expressivo.

Na formulação elástica, os pesquisadores propõem uma relação constitutiva entre o tensor de tensões líquidas, o tensor de deformações e a sucção matricial baseando-se na teoria generalizada de Hooke para solos saturados.

$$\begin{aligned} d\varepsilon_x &= \frac{1}{E} d(\sigma_x - u_a) - \frac{\nu}{E} d(\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{1}{H} d(u_a - u_w) \\ d\varepsilon_y &= \frac{1}{E} d(\sigma_y - u_a) - \frac{\nu}{E} d(\sigma_z + \sigma_x - 2u_a) + \frac{1}{H} d(u_a - u_w) \\ d\varepsilon_z &= \frac{1}{E} d(\sigma_z - u_a) - \frac{\nu}{E} d(\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{1}{H} d(u_a - u_w) \end{aligned} \quad (2.6)$$

Na tentativa de avançar os estudos sobre os solos e também implementar um modelo que simulasse as deformações irrecuperáveis e recuperáveis do solo, Alonso *et al.* (1987, 1990) propõe uma modelagem constitutiva fundamentada na teoria da plasticidade clássica e na teoria dos estados críticos. Utilizando como base a formulação de Roscoe *et al.* (1963, 1968), o Cam-clay Modificado, o pesquisador sugere uma extensão para os solos com grau de saturação inferior a 100%.

Alonso *et al.* (1990), tendo como alicerce a condição saturada como um caso específico do estado não saturado, ampliam a função da superfície de plastificação do modelo Cam-clay Modificado incorporando a parcela referente à sucção matricial. A modelagem passou a ser chamada de Modelo Básico Barcelona (BBM – *Basic Barcelona Model*).

A nova proposta passa a exigir quatro variáveis de estado do solo: tensão média líquida, $p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{(3 - u_a)}$; a tensão desviadora $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$; a sucção matricial $s = (u_a - u_w)$; e o volume específico, $v = 1 + e$, sendo e o índice de vazios.

Devido a tais mudanças, a nova modelagem passou a prever o comportamento dos solos não saturados quando submetidos a carregamentos não monotônicos. Além disso, a proposta pode prever deformações reversíveis, expansão, em trajetória de molhagem a baixas tensões confinantes, bem como, deformações irreversíveis, o colapso, durante molhagem para elevados valores de tensões de confinamento e de sucção.

Entretanto, embora a boa aceitação à proposta do grupo de Barcelona, houveram algumas críticas, principalmente, com relação ao aumento do colapso indefinido para aumento da tensão confinante. Isso, conforme Balmaceda (1991), não é observado em ensaios laboratoriais, pois o colapso descreve uma trajetória decrescente com o aumento da tensão confinante. Diante disso, Balmaceda (1991) propõe mudanças no modelo de Alonso *et al.* (1990), do qual, consiste numa ampliação das variáveis de estados na formulação do BBM, tornando, assim, a função da superfície de plastificação mais complexa que a original (Pinheiro, 2004).

Outro ponto de crítica ao modelo de Alonso *et al.* (1990) foi feito por Wheeler & Silvakumar (1995). Os autores comentam a falta de uma variável de estado que retrate o valor da quantidade de água dentro do solo, ou seja, uma variável de estado que reproduz o grau de saturação ou umidade nos vazios do solo.

Alonso *et al.* (1999) também comentam o BBM, explicitando ineficiência na representação de fenômenos associados a microestruturas do solo, isto é, o modelo não explica os fenômenos muito expansivos do solo, seguindo trajetória de secagem e molhagem. Alonso *et al.* (1998, 1999) apresentam uma nova proposta onde consideram, de forma acoplada, as deformações

que ocorrem na micro e macroestrutura, ou seja, deformações na microestrutura de expansão ou contração que produzem deformações na macroestrutura.

Constantes sugestões e novas proposições são ofertadas baseando-se no modelo de Barcelona. Pode-se citar Balmaceda (1991), Wheeler & Silvakumar (2003), Futai (1997), Pinheiro (2004) dentre outros.

Como referido anteriormente, uma breve explanação do Modelo Cam-clay e do Modelo Básico Barcelona será realizada nos itens posteriores.

2.3.1 CAM-CLAY

Proposto por Roscoe & Schofield (1963), o modelo Cam-clay, fundamentado nas teorias da plasticidade e de estados críticos, baseou-se em resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras de caulim. A sugestão do autor não saiu do escopo desses testes. No entanto, o modelo foi estendido a outros tipos de solos. Atualmente, o modelo é um dos mais difundidos para caracterização do comportamento mecânico dos solos submetidos a carregamentos axissimétricos.

Posteriormente, Roscoe & Burland (1968) revisaram a proposta e sugeriram modificações na superfície de plastificação, no trabalho plástico e na relação tensão-dilatância. A Figura 2.3 ilustra a superfície de plastificação do modelo original e do modelo modificado no plano $p':q'$. Pinheiro (2004) apresenta as formulações do modelo original, modificadas pelos autores, para melhorar a função limite das deformações elásticas. Tais alterações denominaram o modelo como Cam-clay Modificado.

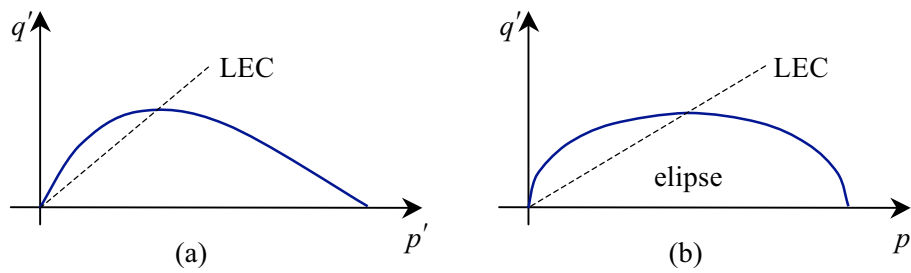


Figura 2.3 – Superfície de plastificação a) Cam-clay Original. b) Cam-clay Modificado. (modificado Pinheiro, 2004)

A superfície de plastificação do modelo de Roscoe & Schofield (1963) e Roscoe & Burland (1968) foi fundamentada nos estudos de Rendulic (1938) e Henkel (1960) que descrevem que uma superfície pode ser definida num espaço de tensão *versus* índice de vazios. O espaço tridimensional proposto pode ser visto na Figura 2.4. Na figura é apresentada a proposta do modelo Cam-clay vista no plano tridimensional $p':q':e$. Observa-se ainda a superfície de Rendulic e Hvorslev, assim como a linha de estados críticos (LEC).

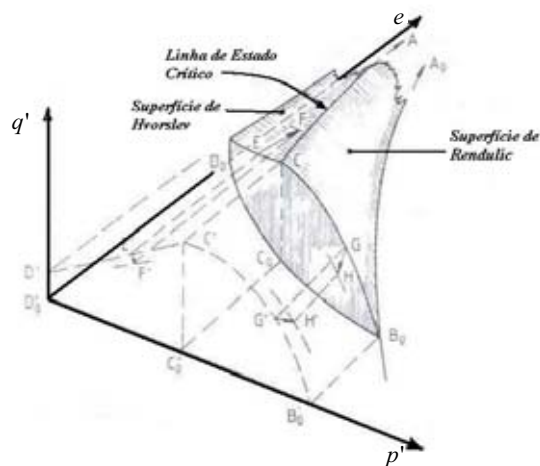


Figura 2.4 – Superfície de plastificação do Cam-clay no estado tridimensional. (modificado – Naylor et al.,1981)

A projeção da superfície de Rendulic no plano índice de vazios, *versus* logaritmo natural da tensão média efetiva, $\ln p': e$, representa o resultado do ensaio de compressão isotrópicos drenado (edométrico), Figura 2.5.

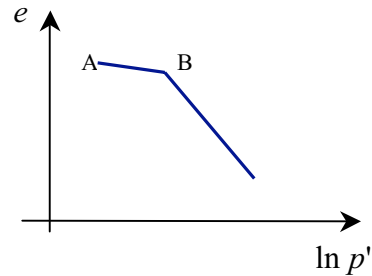


Figura 2.5 – Reta de Rendulic projetado no plano $\ln p': e$ (modificado – Naylor *et al.*, 1981)

A Figura 2.5 ilustra o comportamento do solo de composição fina, quando submetido a variações de tensão. O solo, quando imposto à sobrecarga, segue a trajetória da reta de recompressão, AB . Durante esse percurso, caso haja um descarregamento, as deformações voltam ao ponto A , de partida, isto é, as deformações ocorridas no solo são elásticas e reversíveis. Se o aumento da carga ultrapassar a tensão referente ao ponto B , o solo começa a experimentar carregamentos ainda não suportados. As deformações ocorridas no solo, portanto, serão plásticas e irreversíveis. Nesta fase, o solo se encontra sobre a reta virgem. As trajetórias de deformações do solo podem ser expressas por fórmulas baseadas na variação volumétrica, Equações 2.7 e 2.8. O ponto de transição entre as retas, ponto B , representa a tensão de pré-adensamento do solo saturado, p'_c .

$$v_i + \lambda \ln(p') = v_f \quad (2.7)$$

$$v_i + k \ln(p') = v_s \quad (2.8)$$

Onde, $v = 1 + e$ é o volume específico.

Os parâmetros apresentados pelas equações, λ e κ , descrevem a inclinação da reta virgem e a inclinação da reta de recompressão/descarregamento, respectivamente. Essas duas variáveis são dois dos quatros parâmetros utilizados para representar a característica do solo pelo modelo Cam-clay.

O terceiro parâmetro informa a característica da resistência do solo. A variável M é a constante de fricção para ensaios de compressão triaxiais e é dada pela Equação 2.9. A constante M pode ser ainda determinada pela inclinação da linha de estado crítico (LEC) quando projetado no plano $p': q'$, ilustrado pela Figura 2.6.

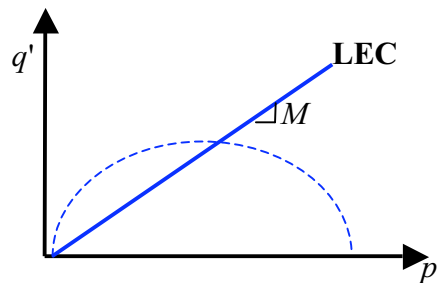


Figura 2.6 – Linha de Estados Críticos.

$$M = \frac{6 \operatorname{sen}(\phi'_{crit})}{(3 - \operatorname{sen}(\phi'_{crit}))} \quad (2.9)$$

onde, ϕ'_{crit} é o ângulo de atrito efetivo no estado crítico.

Outro parâmetro que caracteriza o material é o modulo de deformação cisalhante (G'). A obtenção do seu valor é pela curva $(q \times (\varepsilon_a - \varepsilon_r))$. Tem-se conhecimento que o valor do coeficiente angular do trecho de descompressão-recarga da curva $(q \times (\varepsilon_a - \varepsilon_r))$ é $2G'$.

Portanto, tanto o modelo Cam-clay Original e o modelo Cam-clay Modificado envolvem quatro parâmetros que caracterizam o material na relação tensão-deformação: λ , κ , M ,

(G'). Esses parâmetros tornam o modelo uma ferramenta de trabalho de fácil manuseio, pois seus valores são de fácil obtenção.

A formulação matemática da superfície de plastificação, Cam-clay original e modificado, como dito anteriormente, sofreu alterações das quais podem ser observadas nas Equações 2.10 e 2.11, respectivamente.

$$f(p', q', p'_c) = q' + Mp' \ln\left(\frac{p'}{p'_c}\right) \quad (2.10)$$

$$f(p', q', p'_c) = q'^2 + M^2 p'(p' - p'_c) \quad (2.11)$$

Onde p' é a tensão média, q' é a tensão desviadora, M é a inclinação da LEC e p'_c é a tensão de pré-adensamento do solo.

O modelo Cam-clay, em ambas as formulações, empregou a lei de fluxo associada, isto é, a função de plastificação é igual a função potencial plástica, $f \equiv g$.

A lei de endurecimento regente para o modelo é do tipo isotrópico, ou seja, quando há deformações plásticas controladas pela tensão p'_c , a superfície de plastificação expande de forma centrada no ponto, Figura 2.7. A expressão regente da lei do endurecimento é apresentada na Equação 2.12, onde o volume específico, $v = 1 + e$ e $d\varepsilon_v^p$ são os incrementos de deformação volumétrica plástica.

$$\frac{dp'_c}{p'_c} = \frac{v}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.12)$$

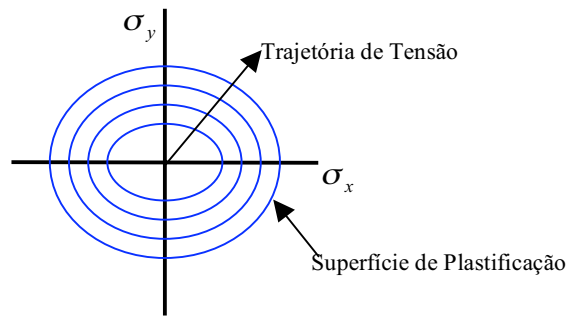


Figura 2.7 – Representação da lei do endurecimento isotrópico.

A teoria elastoplástica Cam-clay Modificado, como dito, foi de pleno sucesso por causa da sua simplicidade e de grande presteza em representar fenomenologicamente o comportamento mecânico dos solos saturados. Devido a isso, principalmente, houve a tentativa de expandir a sua formulação para os estudos da representação mecânica dos solos não saturados. A explanação destes estudos será tratada no item posterior.

2.3.2 MODELO BÁSICO BARCELONA

O entendimento do conceito das *variáveis de estado independentes*, na representação do comportamento mecânico do solo, possibilitou estender modelos constitutivos de sucesso da *Mecânica dos Solos Saturados* para a condição não saturada. Dessa forma, pode-se considerar o solo no estado saturado como um caso particular da condição não saturada.

Baseando-se nessa teoria, Alonso *et al.* (1987, 1990) sugerem a proposta para solos parcialmente saturados fundamentada no modelo de sucesso na caracterização dos solos saturados, Cam-clay Modificado. O autor teve como objetivos a previsão, além da resistência ao cisalhamento do solo, a variação volumétrica irreversível tanto ocasionada por variações de tensões como pela variação de sucção. Esse modelo diferencia das outras apresentações vistas anteriormente pela não consideração da tensão efetiva como variável principal de Bishop (1963).

Assim como o modelo Cam-clay, o BBM trabalha com as deformações volumétricas plásticas como variáveis principais para cálculo da superfície de plastificação. Com isso, o BBM

utilizou as curvas $\ln p : e$, para formulação da superfície LC (*load collapse*) e $\ln s : e$, para superfície SI (*suction increase*). A Figura 2.8 ilustra as variações volumétricas em ambos os estados de tensão e sucção.

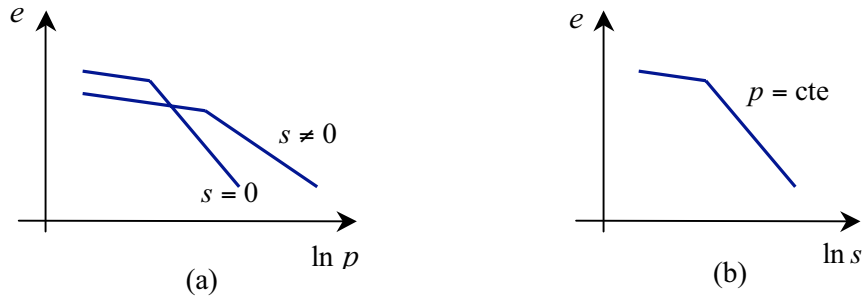


Figura 2.8 – (a) Variação do índice de vazios *versus* logaritmo natural da tensão. (b) Variação do índice de vazios *versus* logaritmo natural para uma tensão constante. (modificado – Alonso, 1993)

A curva LC representa a superfície de plastificação para variações nas trajetórias de carregamento e molhagem. Já a SI simula a variação da superfície de plastificação para trajetória de secagem ou incremento de sucção. A Figura 2.9 mostra a superfície de plastificação no plano $p : s$.

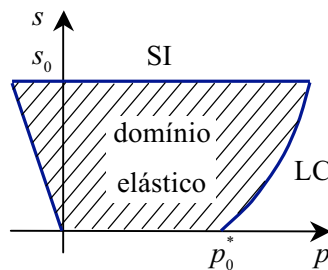


Figura 2.9 – Superfície de plastificação LC/SI delimitando o domínio elástico. (Pinheiro, 2004)

As superfícies de plastificação no espaço $p : q : s$, Figura 2.10(a), são escritas matematicamente pelas Equações 2.13 e 2.14, LC e SI respectivamente: A Figura 2.10(b) ilustra a formulação no plano $p : q$.

$$f_1(p, q, s, p_0^*) = q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (2.13)$$

$$f_2(s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad (2.14)$$

sendo, p_0 a tensão de pré-consolidação a uma dada sucção matricial, p_s é o acréscimo no efeito coesivo devido a sucção, p_0^* é a tensão de pré-consolidação na condição saturada e s_0 é a sucção para o qual ocorrem deformações plásticas para trajetória de molhagem. As outras variáveis já foram comentadas anteriormente.

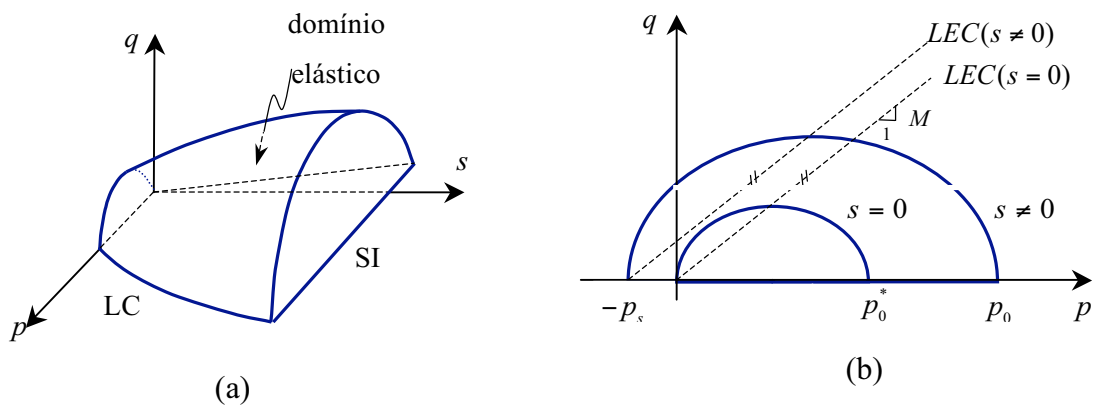


Figura 2.10 – (a) Superfície de plastificação no espaço tridimensional $p : q : s$. (b) Forma elíptica da superfície de plastificação no plano $p : q$. (modificado – Alonso *et al.*, 1990)

Na Figura 2.10(b) pode-se observar a superfície de plastificação dos solos saturados como caso particular dos solos não saturados, isto é, a superfície de plastificação do BBM recai no modelo Cam-clay, para uma sucção matricial igual a zero.

O efeito da não saturação do solo sobre a superfície de plastificação LC pode ser expressa por meio da Equação 2.15. A fórmula elucida o aumento aparente da tensão de pré-consolidação associado com o aumento da sucção e o fenômeno do colapso, observado para trajetórias de molhagem.

$$\left(\frac{p_0}{p_c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (2.15)$$

onde p_c a tensão de referência, $\lambda(s)$ é o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para um dado valor de sucção, $\lambda(0)$ é o coeficiente de compressibilidade do trecho virgem para a condição saturada e κ é o coeficiente de compressibilidade da região de re-carregamento isotrópico. As duas últimas variáveis já foram comentadas no item anterior, Cam-clay.

Outro efeito da não saturação do solo é ocasionado pela coesão efetiva do material terroso. Como o modelo BBM não utiliza a variável de coesão diretamente, essa é incorporada ao modelo por meio da parcela de sucção, p_s que é expressa por:

$$p_s = k_c s \quad (2.16)$$

Cordão Neto (2005) comenta a inserção da taxa coesiva transformada em sucção correspondente. O autor demonstra a formulação para acréscimo da parcela de coesão efetiva por intermédio da expressão:

$$p_s = k_c (s_{real} + s_{coesivo}) \quad (2.17)$$

$$s_{coesivo} = c' \cotg(\phi^b) \quad (2.18)$$

na qual, s_{real} é a sucção real aplicada no solo, $s_{coesivo}$ é a sucção correspondente da coesão efetiva, k_c é a taxa do aumento coesivo.

O Modelo Básico Barcelona como todos os modelos elastoplásticos necessita de uma lei de fluxo para definir a direção do vetor de deformações plásticas. No caso do modelo base do BBM, o modelo Cam-clay apresenta uma lei de fluxo associada, conforme apresentada no item anterior.

Já para o modelo Básico Barcelona, Alonso et al. (1990) propuseram a função potencial plástica conforme as Equações 2.19 e 2.20. Dessa forma, a lei de fluxo do BBM foi definida como não associada uma vez que a função de plastificação é diferente da função potencial plástica. A dissociação é feita pelo acréscimo da variável α , na comparação das Equações 2.13 e 2.19.

A variável de ajuste da lei de fluxo, α , não depende da sucção matricial, mas apenas de parâmetros de resistência e parâmetros de compressibilidade do solo.

A escolha de desassociar a lei de fluxo foi devido ao modelo Cam-clay superestimar os valores K_0 , ou seja, o modelo para solos saturados formulado para condições triaxiais, não considera trajetória de carregamento isotrópico K_0 .

$$g_1(p, q, s, p_0^*) = \alpha q^2 - M^2(p_0 - p)(p + p_s) = 0 \quad (2.19)$$

$$g_2(p, q, s, s_0) = s - s_0 \quad (2.20)$$

$$\alpha = \left(\frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \right) \left(\frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}} \right) \quad (2.21)$$

A lei do endurecimento empregada para o modelo dos solos não saturados também baseia-se na variação volumétrica plástica. Dessa forma, a mesma formulação do modelo Cam-clay é aplicado à modelagem não saturada para variações influenciadas pela tensão na superfície de plastificação LC, Equação 2.22. Alonso *et al.* (1990) acrescentaram ao modelo, a lei de comportamento das deformações plásticas ocasionadas na superfície de plastificação SI, gerados pela variação na sucção, Equação 2.23.

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.22)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (2.23)$$

onde, λ_s é o coeficiente de compressibilidade para incrementos de sucção matricial ao longo do trecho virgem no gráfico $\ln s \times e$, κ_s é o coeficiente de compressibilidade para incrementos de sucção referentes ao trecho recarga-descarga no mesmo gráfico e p_{atm} é a pressão atmosférica, geralmente considerada com valor de 100 kPa.

Alonso *et al.* (1990) observaram um acoplamento da lei de endurecimento do tipo-tensão com a do tipo-sucção. Esse acoplamento é ilustrada pela Figura 2.11.

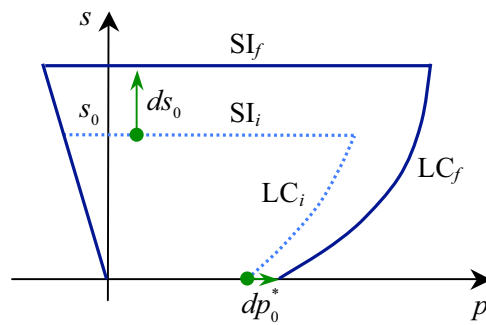


Figura 2.11 – Acoplamento entre as superfícies de plastificação.
(modificado – Alonso *et al.*, 1987)

2.3.2.1 Parâmetros do Modelo Básico Barcelona

A aplicação do modelo requer informações dos seguintes estados de tensões e parâmetros (Alonso *et al.*, 1990):

a) Estado Inicial

a.1) $[\sigma_{ij}, s_{ij}]$: definição do estado de tensor de tensões inicial definidos por meios da tensão líquida média inicial, tensão desviadora inicial e sucção matricial inicial.

a.2) (p_{0i}^*, s_{0i}) : posição da superfície de plastificação por intermédio da tensão de pré-consolidação para a condição saturada e sucção máxima.

b) Parâmetros relacionados à curva LC

b.1) p_c : tensão de referência, rigorosamente escolhida de tal modo que a relação apresentada na Equação 2.15 seja válida. Porém, esse parâmetro é mais facilmente obtido por ajuste da curva de plastificação LC aos dados de ensaio;

b.2) κ : coeficiente de compressibilidade do solo no trecho descarga-recarga em um gráfico $\ln p \times v$ para o ensaio de consolidação isotrópica em estado saturado;

b.3) $\lambda(0)$: coeficiente de compressibilidade do solo no trecho virgem em um gráfico $\ln p \times v$ para o ensaio de consolidação isotrópica em estado saturado.

b.4) r : razão entre o valor mínimo (para altas sucções matriciais) e o valor no estado saturado do coeficiente de compressibilidade do solo no trecho virgem;

b.5) β : parâmetro que controla a taxa de variação da rigidez do solo com a sucção matricial. Os parâmetros p_c , r e β são obtidos por ajuste de curvas dos resultados laboratoriais.

Como descrito por Pinheiro (2004), para atender às possíveis variações da rigidez do solo com a sucção matricial, Josa (1988, *apud* Barrera, 2002) criou a equação exponencial 2.24, em função dos parâmetros $\lambda(0)$, r e β . No modelo BBM, essa equação apresenta valor máximo para sucção matricial igual a zero.

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1 - r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (2.24)$$

c) Parâmetros associados a curva de plastificação SI

c.1) κ_s : coeficiente de compressibilidade para aumentos de sucção matricial ao longo do trecho de descarga-recarga no gráfico $\ln s : e$.

c.2) λ_s : coeficiente de compressibilidade para aumentos de sucção matricial ao longo de estados virgens no gráfico $\ln s : e$;

d) Parâmetros diretamente relacionados à mudança na tensão desviadora e na resistência ao cisalhamento:

d.1) G : módulo de cisalhamento, empregado no cálculo da deformação desviadora em condições elásticas. O coeficiente de Poisson pode ser empregado em vez do módulo de cisalhamento;

d.2) M : inclinação da linha dos estados críticos;

d.3) k_c : parâmetro que controla o aumento da coesão aparente do solo com a sucção matricial. Este parâmetro pode ser expresso em função do ângulo de atrito devido à sucção matricial ϕ^b , de acordo com a proposta de Fredlund *et al.* (1978) comentada a seguir, e do ângulo de atrito efetivo ϕ' , conforme equação seguinte. Como ϕ^b é sempre menor ou igual a ϕ' (Fredlund *et al.*, 1978), k_c nunca será maior que 1.

$$k_c = \frac{\text{tg}\phi^b}{\text{tg}\phi'} \quad (2.25)$$

2.3.3 CRITÉRIO DE RUPTURA

Os estudos do comportamento do solo, ao longo dos anos, trouxeram diversas teorias de representação das características fenomenológicas do solo, principalmente para condição saturada. Pode-se citar Tresca, von Misses, Drucker-Prager e Mohr-Coulomb. Sendo o último o preferido pelos engenheiros para análises de problemas geotécnicos. Essa escolha é devido aos parâmetros da modelagem, coesão efetiva, c' , e ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , apresentarem, além de fácil obtenção no laboratório, boa correlação com a propriedade física do solo.

Baseando-se no critério de Mohr-Coulomb, Fredlund & Morgenstern (1977) propuseram uma extensão para solos não saturados. As equações para a condição saturada e não saturada são expressas matematicamente:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (2.26)$$

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.27)$$

Fredlund & Rahardjo (1993) citam que a melhor combinação das variáveis de estado independente, para formulação da equação de resistência ao cisalhamento, são as tensões

líquidas, $(\sigma - u_a)$ e sucção matricial, $(u_a - u_w)$. Os outros parâmetros da Equação 2.26 e 2.27 são: c' , o intercepto da envoltória de ruptura no eixo das ordenadas para sucção igual à zero, também chamada de “coesão efetiva”; ϕ' , ângulo de atrito interno para o critério de Mohr-Coulomb; ϕ^b , ângulo que indica a taxa de aumento da resistência ao cisalhamento relativo a sucção matricial.

A representação gráfica da proposta para solos parcialmente saturados é ilustrada pela Figura 2.12. O espaço de três dimensões é disposto com a tensão cisalhante, τ , no eixo da ordenadas e as outras duas variáveis de estado de tensões, tensão líquida e sucção matricial, dispostas no eixo das abscissas.

Observa-se que a proposta de Fredlund & Morgenstern (1977) incorpora o critério de ruptura para os solos saturados, sendo esse, mostrado no plano frontal da Figura 2.12. Nessa situação, quando a sucção matricial torna-se zero, recai na envoltória de Mohr-Coulomb (plano $(\sigma - u_a):\tau$).

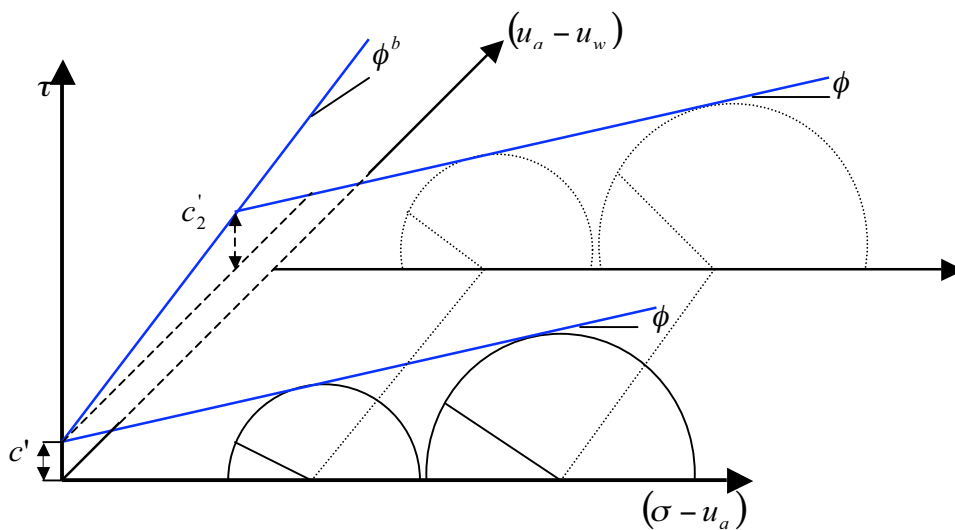


Figura 2.12 – Envoltória de Mohr-Coulomb estendida para solos não saturados. (modificado – Fredlund & Rahardjo, 1993)

Fredlund & Rahardjo (1993) comentam, que a variação da resistência ao cisalhamento é devida à tensão líquida é expressa pelo ângulo ϕ' e o aumento na resistência em razão da sucção matricial é sentido pela inclinação do ângulo. Ressaltam ainda que os ângulos ϕ^b podem ser menores ou iguais a ϕ' , isto é, $0 < \phi^b < \phi'$.

O intercepto de coesão total é afetado pela sucção matricial para os seus diferentes níveis. Isso fica mais explícito quando se observa a projeção da envoltória de ruptura no plano para diferentes níveis de sucção matricial, Figura 2.13.

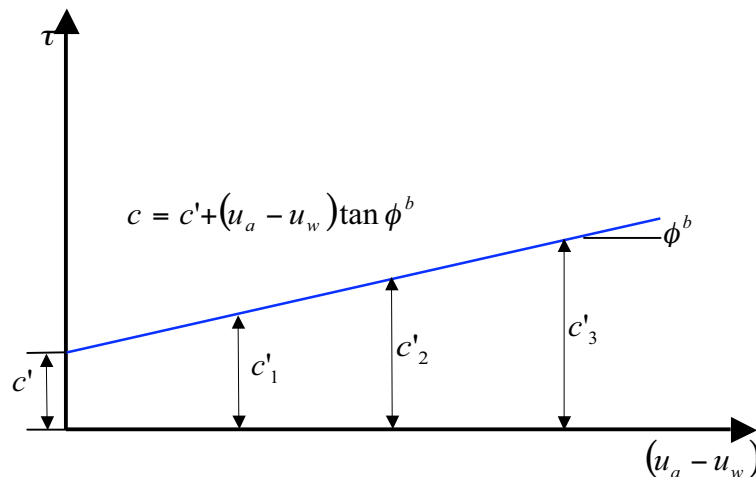


Figura 2.13 – Linha de interseção ao longo do plano de ruptura no plano $\tau : (u_a - u_w)$.

Fredlund & Rahardjo (1993) comentam sobre a relação entre os ângulos de atrito, ϕ^b e o parâmetro constitutivo de Bishop *et al.* (1959), χ .

$$\tau = ((\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)) \tan(\phi) + c' \quad (2.28)$$

sendo, $\tan(\phi^b) = \chi \tan(\phi)$ então $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$.

Os autores ainda comentam que a equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados pode ser escrita de modo a atender ao princípio das tensões efetivas de Bishop *et al.*

(1959). Cordão Neto (2005) demonstra tal relação entre o ângulo de atrito da envoltória de sucção, ϕ^b e Q_{si} .

2.4 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Diferentemente dos solos saturados, os solos parcialmente preenchidos por água apresentam duas parcelas que fluem. Os solos não saturados, como visto anteriormente, apresentam o ar e a água como materiais passíveis de fluxo dentro do elemento solo.

O movimento da água através do solo não saturado é função da porosidade, grau de saturação, tamanho dos grãos e propriedades específicas dos fluidos, viscosidade e densidade, dentre outros. No entanto, fica difícil quantificar todos esses fatores numa variável de estado de tensão. Nas pesquisas de Bear (1972) e Baden & Pavlakis (1971), os autores concluíram, que o fluxo de ar e água em solos não saturados é altamente dependente do grau de saturação (Pereira, 1996).

A permeabilidade da fase ar em solos compactados diminui com o aumento da umidade ou grau de saturação. No entanto, estudos mostraram que a permeabilidade do ar mantém-se significativamente maior que a permeabilidade da água para todas as umidades. Portanto, para a maioria dos solos não saturados o ar se dissipa rapidamente, considerando pressões atmosféricas constantes.

2.4.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NA FASE ÁGUA

Como relata Pereira (1996) de acordo com (Childs & Collis-George, 1950), a lei de Darcy também é aplicada para fluxos de água em solos não saturados. Segundo Darcy (1856), para os solos não saturados, o fluxo de água é contado somente para os poros preenchidos por água. Os poros com ar são canais sem condução de água no elemento solo. Portanto, os poros de ar são considerados como a fase sólida, e o solo pode ser tratado como saturado. (Childs, 1969, *apud* Pereira, 1996).

Resultados de experiências indicaram que o coeficiente de permeabilidade da água para os solos não saturados é função da umidade e sucção matricial. Lloret & Alonso (1980) e Fredlund (1981) reportaram que a permeabilidade do solo deve ser expressa como função da propriedade do solo volume-massa.

Fredlund & Rahardjo (1993) enfatizaram, para os solos não saturados, que a condutividade hidráulica é afetada pela combinação de mudanças do índice de vazios e grau de saturação ou umidade no solo. Como o solo torna-se não saturado, o ar substitui a água nos macro-poros fazendo com que a água flua através dos micro-poros descrevendo uma trajetória de fluxo cada vez mais tortuosa. O aumento da sucção matricial gera diminuição dos espaços ocupados pela água. Como resultado, a permeabilidade da água no solo diminui rapidamente com o espaço reduzido para o fluxo de água.

Muitos solos parcialmente saturados não têm mudanças significativas nos índices de vazios, em resposta às mudanças no estado de tensão. Para esses solos, a permeabilidade da água pode ser expressa como função do seu grau de saturação ou do teor de umidade volumétrica. Alteração na sucção matricial, geralmente, produz uma maior mudança na umidade e/ou grau de saturação que no estado de tensão. O grau de saturação pode ser expresso em função da sucção matricial. Neste caso, o coeficiente de permeabilidade pode ser obtido de curvas: grau de saturação *versus* sucção ou da curva característica.

Muitos modelos são apresentados na literatura relacionando a previsão da condutividade hidráulica a partir da curva característica. Pode-se citar o Fredlund & Xing (1994), Brooks & Corey (1964) e Gardner (1958), dentre outros.

Pereira (1996) propõe uma alteração na equação da condutividade hidráulica sugerida inicialmente por van Genuchten, acrescentando a esta, a influência do estado de tensões, sucção matricial e tensão média líquida. O autor apresentou a proposta baseando-se em ensaios laboratoriais executados no permeâmetro triaxial desenvolvido por Huang. Tal proposta foi desenvolvida pelo autor quando este estudava a compreensão do fenômeno de ruptura de barragens no semi-árido nordestino durante o primeiro enchimento. Entretanto, Cordão Neto (2005) sugeriu mudanças na relação proposta por Pereira (1996), justificando que a adoção da variável, índice de vazios ao invés da tensão média líquida é melhor para a representação do comportamento hidráulico do solo não saturado. Cordão Neto (2005) ainda

propõe para este modelo a alteração de uma outra variável, a sucção matricial pelo grau de saturação. Essa se justifica por ser uma medida direta do volume de água nos vazios do solo.

Proposta original de Pereira (1996):

$$k_w = (a * \exp(b * (p - u_a))) * \left(\frac{\psi_{ar}}{(u_a - u_w)} \right)^\lambda \quad \text{Eq. 2.29}$$

se $(u_a - u_w) > \psi_{ar}$, caso contrário

$$k_w = (a * \exp(b * (p - u_a))) \quad \text{Eq. 2.30}$$

sendo ψ_{ar} o valor de entrada de ar e a , b , λ parâmetros de ajuste.

Proposta modificada de Cordão Neto (2005):

$$k_w = \frac{A + B * \ln(e)}{1 + \exp\left[\frac{(C - S)}{D}\right]} \quad 2.31$$

sendo; e , o índice de vazios; S , o grau de saturação, A , B , C e D parâmetros de ajuste.

2.4.2 CURVA CARACTERÍSTICA

Gerscovich (2001) define a curva característica como a relação entra a água presente nos poros e a sucção de um solo. Dentre as diversas formas de se definir curva característica, a mais adotada é aquela que relaciona teor de umidade volumétrico e sucção matricial.

Soto (2004) e Gerscovich (2001) acrescentam, que o formato da curva característica é dependente do tipo de solo. A distribuição dos tamanhos de vazios e distribuição granulométrica do solo, além do formato dos grãos e origem mineralógica, são de grande influência na determinação da característica da curva de armazenamento. As formas da curva característica apresentadas para solos arenosos e argilosos demonstram, para a primeira, quedas bruscas após a entrada de ar e queda suave para os solos argilosos, como pode-se observar na Figura 2.14, que ilustra a curva característica para ambos os solos. Observa-se ainda na figura alguns parâmetros que podem ser ressaltados. O primeiro é o valor da umidade de saturação, θ_w^{sat} . O segundo é o valor de sucção a partir do qual surgem os primeiros vazios não preenchidos por água, conhecido como valor de entrada de ar nos vazios, $(u_a - u_w)_b$ ou Ψ . Outro parâmetro é o valor de umidade residual, θ_w^{res} , limite inferior de umidade, a partir do qual qualquer aumento na sucção pouco afeta os valores de umidade. Por fim, tem-se o parâmetro, λ , definido pela razão entre a variação de umidade e a variação da sucção, ambas na escala logarítmica.

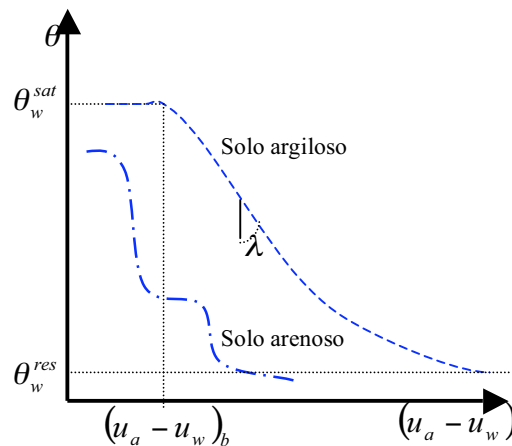


Figura 2.14 – Curva de característica típica do solo argiloso e solo arenoso. (modificado- Fredlund et al., 1994)

Fredlund e Xing (1994) discutem a existência de relações entre a curva característica do solo e as propriedades dos solos não saturados. Como exemplo, os autores apresentam as relações

para resistência ao cisalhamento do solo e permeabilidade. Desta forma, justificam a necessidade de modelos mais acurados para a curva de armazenamento.

No Brasil, Gitirana Jr. et al. (2006) apresentam um estudo sobre a previsão da curva característica a partir de curvas granulométricas para o solo com estrutura bimodal de Brasília.

Algumas propostas para estimar a curva características são propostas na literatura, Fredlund & Xing (1994), Fredlund & Rahardjo (1993) Gerscovich (2001), Arya & Paris (1981) e Fredlund (2002) dentre outros. Tais propostas baseiam-se na formulação da curva de armazenamento partindo-se da distribuição granulométrica.

2.4.2.1 Modelos para a curva característica

Pereira (1996), baseado na proposta de Matyas e Radhakrishna (1968), apresenta uma superfície de estado para o volume de água no solo. Esta superfície prevê variações do volume de água dentro do solo a partir de variações no estado de tensão e na poropressão. O autor utiliza tal superfície na análise acoplada de problemas de adensamento em meios não saturados.

A proposta de Pereira (1996) baseou-se em resultados obtidos utilizando um permeâmetro triaxial. O autor sugere a Equação 2.32 para o volume de água no solo como função da tensão média líquida, $(\sigma - u_a)$ e da sucção, $(u_a - u_w)$.

$$S = a + b \log(p - u_a) + \frac{1 - (a + b \log(p - u_a))}{1 + \left(\frac{u_a - u_w}{c}\right)^d} \quad (2.32)$$

onde a , b , c e d são coeficientes do ajuste obtidos a partir dos dados experimentais. Os outros parâmetros já foram apresentados nos itens anteriores.

Cordão Neto (2005) após análises do comportamento hidro-mecânico em barragens hipotéticas construídas com solos colapsíveis, propôs modificações na teoria de Pereira

(1996). Segundo o autor, essa mudança é explicada pelo fato de a saturação estar mais associada com o volume de vazios que com o estado de tensões. Além do que, o estado de tensões despreza as deformações produzidas por trajetórias fora do eixo hidrostático. O índice de vazios traz ainda como vantagens o fato de representar a história de tensão do solo e a vantagem de representatividade de trajetórias de tensões diversas:

$$S = a + b \log(e) + \frac{1 - (a + b \log(e))}{1 + \left(\frac{u_a - u_w}{c}\right)^d} \quad (2.33)$$

Observe que as Equações 2.32 e 2.33 se diferem pela substituição do termo tensão média líquida, $(\sigma - u_a)$ e pelo índice de vazios, e .

Caso: Estudo da UHE Emborcação

3.1 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM UHE EMBORCAÇÃO

3.1.1 ESTUDOS INICIAIS

Os primeiros estudos de possíveis locais de barramento, sobre o rio Paranaíba e afluentes, datam do ano de 1964. Inicialmente, os locais dos possíveis eixos das barragens foram levantados baseando-se nas cartas topográficas da região. Foram avaliados na bacia Paranaíba, dezoito possíveis quedas, gerando um total de 6.000 MW.

De 1967 a 1970, foram realizados mapeamentos dos locais de possíveis reservatórios por meio de aerofotogrametria. Em 1975 depois de estudos sobre as condições econômicas foram estimadas três áreas para possíveis barramentos: Emborcação (1.000 MW), Davinópolis (40 MW) e Bocaína (240 MW). A partir daí, em 1976 foi realizado o projeto básico de UHE Emborcação. Em 1977 iniciou-se a construção da obra, finalizada no ano de 1982.

3.1.2 LOCALIZAÇÃO

A barragem de Emborcação, propriedade da Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), está localizada a 11,5 quilômetros à montante da ponte Estelita Campos sobre o rio Paranaíba, na BR-050. A barragem encontra-se na divisa dos Estados de Goiás e Minas Gerais, mais precisamente entre os municípios de Araguari (MG) e Catalão (GO). As coordenadas geográficas são: latitude 18° 28' Sul e longitude 48° 01' Oeste (Figura 3.1).

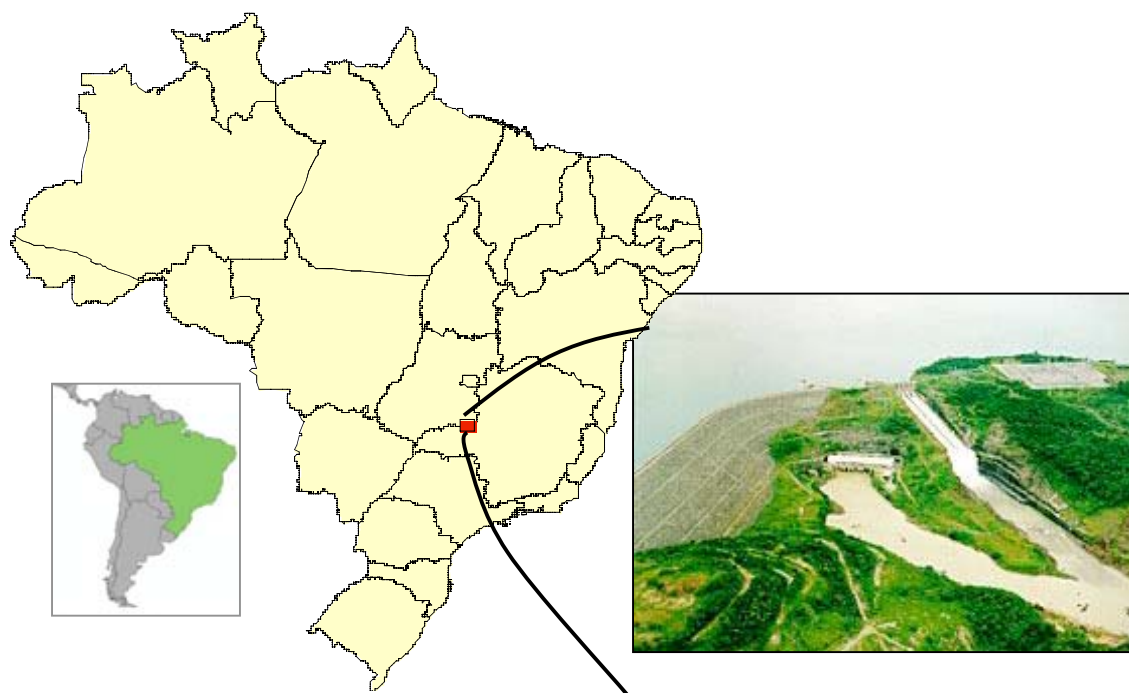


Figura 3.1 – Localização da Barragem UHE Emborcação – CEMIG

3.1.3 ARRANJO GERAL DA BARRAGEM

O *layout* geral da UHE Emborcação consiste numa estrutura de enrocamento e terra, com estruturas hidráulicas, tomada d'água, vertedouro e túneis de desvio, localizadas na ombreira esquerda do rio (Figura 3.2).

O desvio do rio foi realizado através de túneis de desvios localizados também na ombreira esquerda. O túnel teve 14 metros de diâmetro e comprimento de 535 metros.

Entre o vertedouro e o túnel de desvio, está localizada a tomada d'água, que conecta a casa de força por intermédio de quatro condutos forçados. O diâmetro inicial da tubulação forçada é de 7,5 metros de diâmetro chegando ao encontro da casa de força com diâmetro reduzido para 6 metros.

A casa de força encontra-se no pé da barragem e é equipada com quatro turbinas do tipo Francis de eixo vertical com capacidade instalada de 298 MW cada.

A subestação é do tipo convencional. Projetada na margem esquerda, a subestação é interligada à casa de força por meio de cabos de energia conduzidos através de túneis.

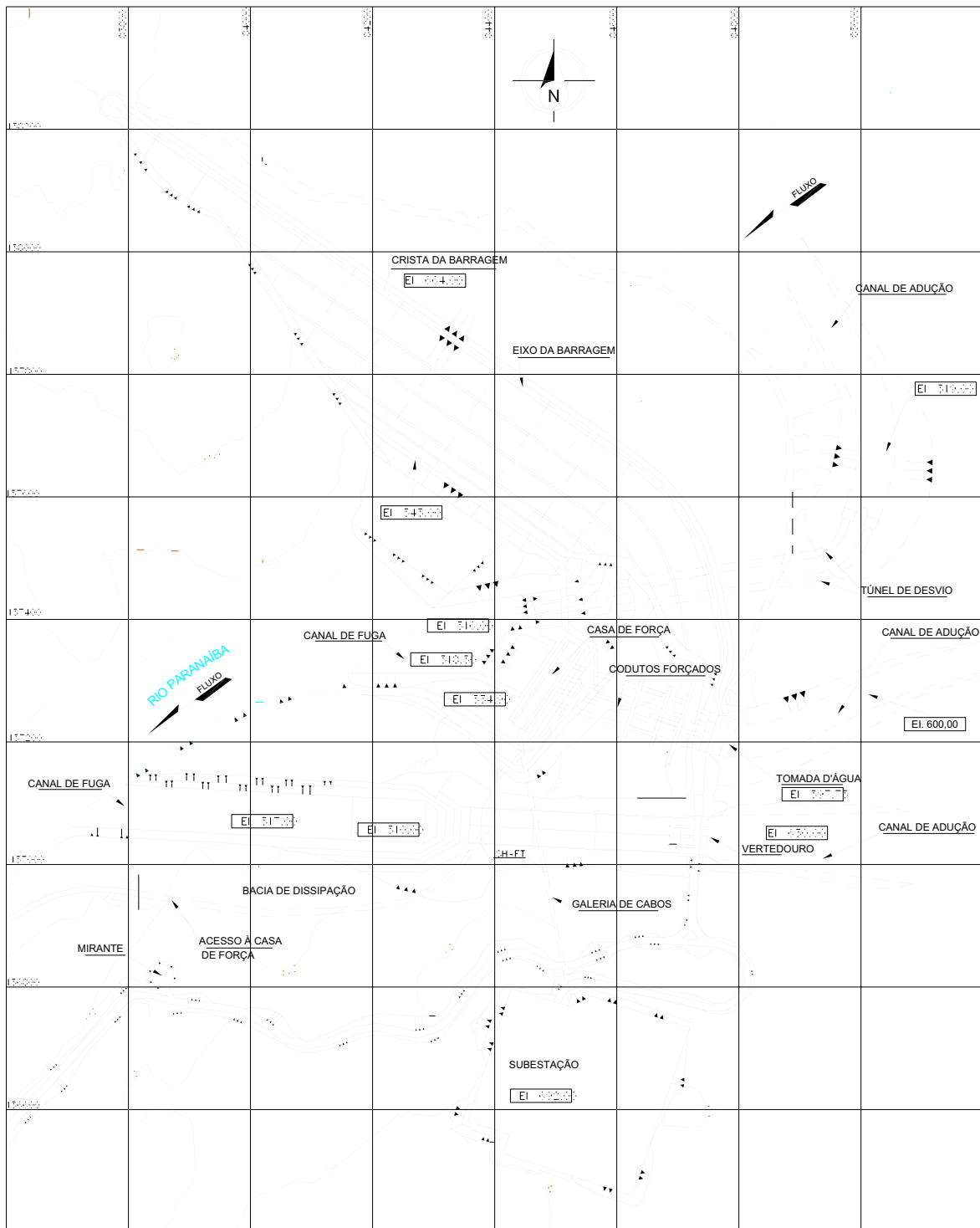


Figura 3.2 – Arranjo geral da UHE Emborcação

3.1.4 MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

3.1.4.1 Núcleo Impermeável

O material destinado ao núcleo impermeável foi uma argila areno-siltosa encontrada aproximadamente a 5 km de distância do eixo da barragem. Este material foi empregado, além do núcleo impermeável, na construção das ensecadeiras e no tapete impermeável a jusante do barramento.

3.1.4.2 Materiais de Escavações – Random

A construção da fundação da casa de força, canal de aproximação e vertedouros, que exigem materiais de qualidade e sem fraturas, para não haver perda d'água, propiciou material de preenchimento da barragem. Esse material heterogêneo, obtido por escavações nos saprolitos, é composto por um silte arenoso decomposto do granito. Tal material foi destinado a preenchimento principalmente do *random* (material mais fino) e no corpo da barragem (enrocamento).

3.1.4.3 Rocha

As rochas de xistos e granito-gnaises de boa qualidade, provenientes das escavações de túneis, foram destinadas aos espaldares da barragem. Entretanto, todo o material das escavações não foi suficiente para a construção da barragem. Foi necessário, nesse caso, a abertura de uma pedreira, para suprir não somente a construção da barragem, como os agregados constituintes do concreto.

3.1.4.4 Areia

A areia destinada para as transições e agregado de concreto foi encontrada no leito do rio Paranaíba, diminuindo o custo de transporte desse material de outras áreas distantes da barragem.

3.1.4.5 Barragem de Terra e Enrocamento

A barragem principal foi projetada como zonada com terra e enrocamento com o objetivo de se obter a melhor utilização dos materiais.

A barragem apresenta comprimento de 1.507 metros, crista com 15 metros de largura e altura máxima de 158 metros. Na Figura 3.3 é apresentada a seção típica da barragem definindo as oitos zonas constituintes da mesma:

Zona 1 – Enrocamento compactado com blocos de 0,60m de diâmetro;

Zona 2A – Enrocamento compactado com blocos de 1,20m de diâmetro;

Zona 2B – Enrocamento compactado com blocos de 0,90m de diâmetro;

Zona 3 – Zona externa da barragem (grandes blocos);

Zona 4 – Transição de montante;

Zona 5 – Filtro de areia;

Zona 6 – Núcleo Impermeável;

Zona 7 – *Random* impermeável;

Zona 8A – Transição fina;

Zona 8B – Transição grossa.

Os taludes da barragem são 1,8H : 1,0V (montante) e 1,4H : 1,0V (jusante). O núcleo impermeável apresenta inclinação de 1,0H : 1,0V a montante e 0,5H : 1,0V a jusante.

A base do núcleo impermeável tinha 0,5 H de comprimento, onde H é a carga hidráulica. Foram realizados tratamentos na rocha de fundação no qual se atingiram profundidades de dez metros. Como complemento do tratamento da fundação, houve a necessidade de várias linhas de cortinas de injeções, chegando a vários metros de profundidade. A base do núcleo

impermeável passou a ser 1,5 H por acharem que o núcleo impermeável fosse fino. A jusante do núcleo existe o filtro de areia e uma camada de transição com extensão de 0,2 H.

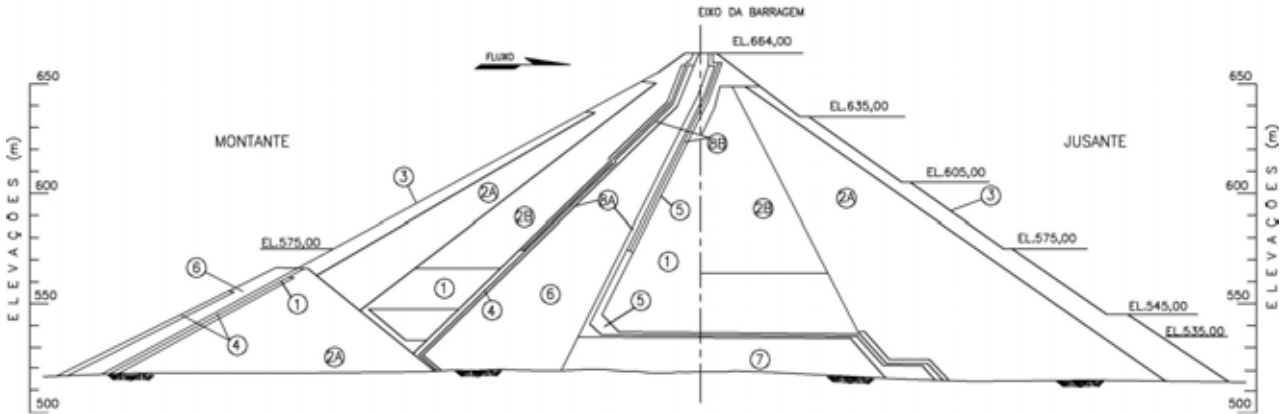


Figura 3.3 – Seção típica da barragem - UHE Emborcação (CEMIG, 1979).

3.1.5 DESEMPENHO DA BARRAGEM DE TERRA E ENROCAMENTO

O monitoramento da barragem é feito por piezômetros pneumáticos, células de pressão totais, inclinômetros e medidores de recalques instalados no núcleo. Nos espaldares de enrocamento, foram instaladas caixas suecas, inclinômetros e marcos de deslocamentos superficiais.

No tempo da construção, a UHE Emborcação foi a maior barragem do Brasil com 158 metros de altura. Optou-se por utilizar o núcleo impermeável inclinado para a montante, para permitir uma acomodação das deformações diferenciais internas.

Os espaldares de enrocamento da barragem foram construídos em quatro zonas. Como resultado, cada zona de enrocamento apresentou um comportamento diferente. As regiões com blocos de maior espessura (1,20 metros), foram as que sofreram maiores deslocamentos, sendo estes acima do previsto.

Esse comportamento inesperado, associado ao rápido enchimento do reservatório, proporcionou excessivos recalques num pequeno espaço de tempo nos espaldares de enrocamento, causando como consequência, trincas longitudinais entre o enrocamento de montante e o núcleo impermeável, assim como entre o núcleo argiloso e os blocos de jusante.

As trincas estenderam-se ao longo da barragem, alcançando aberturas de 10 a 25 cm e recalques diferenciais da ordem de 40 cm entre montante e jusante. Após a ocorrência das trincas, em 1981 e 1982, um grupo de consultores foi contratado para inspecionar a barragem e avaliar a segurança da mesma. Os consultores concluíram que a maior parte dos movimentos, causados pelo rápido enchimento do reservatório, já tinham ocorrido. O fato de as trincas serem longitudinais não poderiam causar fluxo de água montante/jusante. No entanto, as trincas não traziam riscos para a segurança da barragem. A recomendação dos consultores foi o preenchimento das trincas com areia compactada.

Em 1991, o corpo de consultores reavaliou as condições da barragem e concluiu que o fenômeno havia se estabilizado e não apresentou aumento no risco da barragem. No entanto, na tentativa de compreender o fenômeno ocorrido, novas avaliações foram feitas para a barragem de Emborcação no ano de 2006, sendo contratada uma empresa privada para averiguar os estudos antes realizados e fazer novo cálculo do fator de segurança da barragem.

Juntamente com esse estudo, a *CEMIG* disponibilizou a documentação para realização desta pesquisa. Contudo, vale salientar que o presente trabalho não apresenta estudos sobre os deslocamentos nos enrocamentos e análises das trincas acima descritos, e sim um estudo do comportamento hidro-mecânico do núcleo da barragem durante a fase de construção e enchimento do reservatório, assim como uma validação da ferramenta numérica e os modelos constitutivos aqui empregados. Para a questão do fenômeno dos recalques diferenciais ocorrido, muitas análises foram realizadas para se entender os altos deslocamentos ocorridos na barragem de Emborcação, podendo ser citados os estudos de Viotti (1982) e Parra (1985).

Ensaaios Laboratoriais: UHE Emborcação

4.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A maioria dos parâmetros para a simulação do comportamento do solo por meio de programas computacionais é obtida de ensaios laboratoriais. Normalmente, tais experimentos são efetuados com o propósito de caracterizar os materiais de construção propícios à construção do barramento. As análises são efetivadas nas fases de projeto básico, durante a fase de construção e na fase de operação.

Na etapa de projeto básico são feitos ensaios em jazidas para escolha do melhor material de acordo com a função do barramento. Nessa mesma fase, realizam-se dezenas de ensaios de caracterização completa, ensaios especiais (triaxiais e edométricos) e ensaios de compactação. Na etapa de construção da barragem, são retiradas amostras indeformadas para ensaios de caracterização e ensaios especiais; e são realizados ensaios de campo; ensaio *Hilf*, densidade *in-situ*, *speedy*, dentre outros para confirmações dos dados de projeto.

Durante a construção da barragem, são instalados os piezômetros, células de cargas, medidores de recalques e inclinômetros, isto é, instrumentos que possibilitam o monitoramento do comportamento do solo quando submetido às variações das suas condições internas. Essas instrumentações dão informações sobre o comportamento do solo durante a fase de construção, enchimento e, principalmente, na fase de operação, pois nesta fase há dificuldade de obtenção de amostras indeformadas das camadas iniciais do maciço da barragem para monitoramento e pesquisa do comportamento do solo.

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios laboratoriais que servem de base para os estudos desta dissertação.

Os dados analisados são exclusivamente do material utilizado no núcleo do barramento. Nesse capítulo são apresentados resultados de ensaios laboratoriais realizados, durante a fase de projeto básico e da fase de construção datados do ano de 1970 a 1982 e análises laboratoriais realizadas no ano de 2006.

Com isso, para melhor organização do capítulo, os resultados são mostrados em dois sub-itens distintos, discriminados como ensaios “antigos”, realizados nas décadas de 70 e 80 e como ensaios “atuais”, realizados no ano de 2006.

Os dados laboratoriais foram disponibilizados na concessionária Companhia Energética de Minas Gerais – *CEMIG*. Outros dados foram obtidos de estudos realizados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, UnB, com a amostra indeformada cedida pela concessionária energética.

Os ensaios obtidos da década de 70 e 80 são ensaios de caracterização completa (granulometria, limites de Atterberg, peso específico dos grãos), ensaios de compactação e ensaios triaxiais do tipo *CAU* e *UU*.

As análises laboratoriais realizadas recentemente (2006) são: caracterização completa (granulometria, limites de Atterberg, peso específico dos grãos) balança hidrostática; ensaio de adensamento traixial e ensaio de compressão triaxial do tipo *CAU*.

Em complementação aos estudos recentes, foram determinadas as curvas características por meio do ensaio do papel filtro e determinação do coeficiente de permeabilidade a carga variável. Esses últimos ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia da UnB no ano de 2006 com amostras cedida para realização desta pesquisa.

4.2 RESULTADOS DAS ANÁLISES LABORATORIAIS

4.2.1 ENSAIOS ANTIGOS REALIZADOS NAS FASES DE PROJETO E CONSTRUÇÃO

4.2.1.1 Ensaio de Caracterização

Os ensaios de caracterização realizados pela CEMIG nas décadas de 70 e 80 são: determinação da curva granulométrica, limites de Atterberg, umidade natural, massa específica dos grãos, massa específica natural seca.

a) Curva Granulométrica

O ensaio de determinação da curva granulométrica é realizado com o intuito de definir a distribuição percentual dos diâmetros dos grãos do solo presentes na amostra. Com o resultado, pode-se classificar o solo quanto às porcentagens de cada partícula; argila, silte, areia fina, areia média, areia grossa e pedregulho. Além disso, podem-se definir os valores dos coeficientes de não uniformidade, *CNU* e coeficiente de curvatura, *CC*, para classificação unificada de solos granulares.

A determinação da curva granulométrica é feita em duas fases: peneiramento, separação do material grosso por peneiras com aberturas padronizadas e sedimentação, separação do material mais fino.

Os primeiros estudos desenvolvidos no solo classificaram o núcleo argiloso da barragem UHE Emborcação, como argila areno siltosa com cascalho. As frações são: 48% argila, 25% silte, 12% areia fina, 9% areia média, 3% areia grossa e 3% pedregulho. A coloração do material é marrom avermelhada.

A Figura 4.1 ilustra a forma da curva no gráfico, porcentagem que passa (%) *versus* diâmetro dos grãos (mm) / número da peneira.

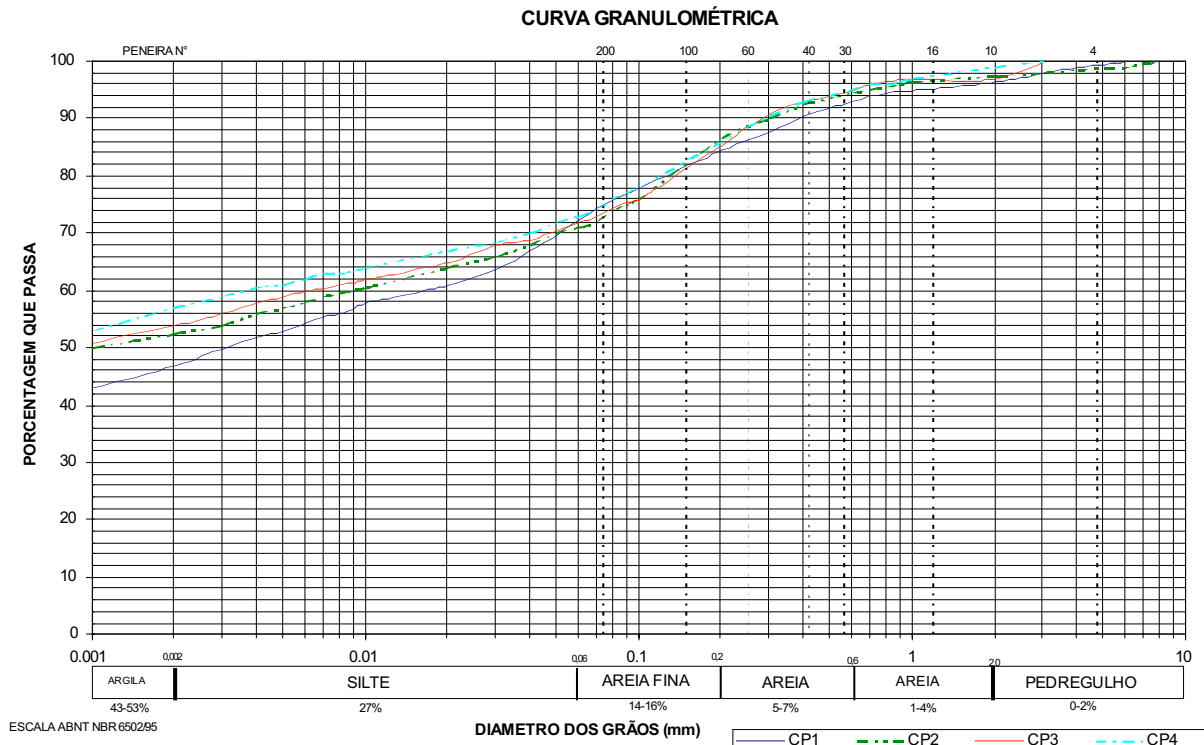


Figura 4.1 – Resultado do ensaio de granulometria realizado em 1981 com uso de defloculante

b) Limites de Atterberg

Como o material utilizado no núcleo impermeável é uma argila areno siltosa, as partículas de argila provocam grande influência no comportamento do solo.

O material terroso testado na fase de projeto, em 1971, mostrou valores de limite de liquidez de 47%, limite de plasticidade de 28% e o índice de plasticidade com valores de 19%.

Durante a fase de construção em 1979, nas análises de ensaios triaxiais, o material apresentou valores muito próximos, limites de liquidez igual a 48,7%, limite de plasticidade igual a 29,3% e índice de plasticidade igual a 19,4%.

A localização de ambos os solos, 1971 e 1979, na carta de plasticidade é ilustrada na Figura 4.2. Segundo o Sistema Unificado pode classificar os solos de 1971 e 1979 como ML/OH, silte de baixa plasticidade.

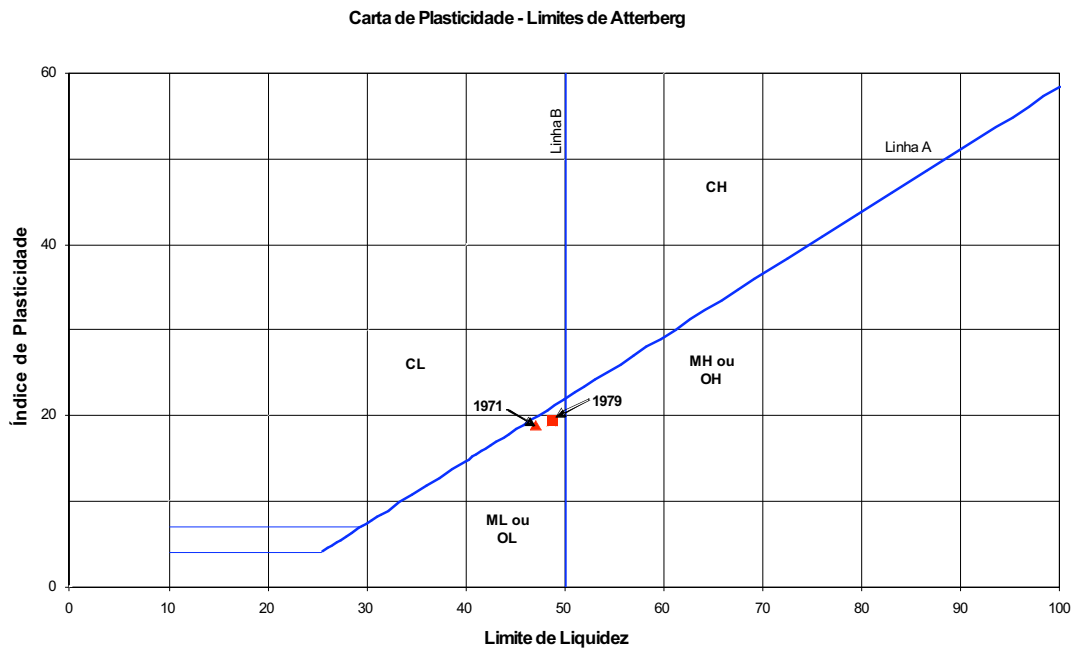


Figura 4.2 – Localização dos solos 1971-1979 na carta de plasticidade segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

4.2.1.2 Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial é realizado para obter parâmetros que informem a resistência ao cisalhamento do solo e parâmetros de deformabilidade.

O experimento consiste em duas fases, para os casos de análises *CU* e *CD*: a primeira fase é a consolidação da amostra e a segunda fase é a aplicação do carregamento sob condição não drenada ou condição drenada, respectivamente. A fase de consolidação pode ser feita seguindo a trajetória de campo ou trajetória K_0 . Após a consolidação do material inicia-se a compressão axial até a ruptura do material. A tensão horizontal aplicada no corpo de prova pode ser variável ou não.

O ensaio do tipo *UU* apresenta somente a segunda fase, aplicação do carregamento até a ruptura do material. Assim como o ensaio *CU* e *CD*, a tensão horizontal pode ser fixa ou variável.

Especificamente para o caso da barragem da UHE Emborcação, os estudos laboratoriais realizados pela CEMIG, na fase de construção empregaram o tipo de ensaio CAU ou \bar{R}_{sat} (*rapid*), anisotrópicos, com medidas de poropressões e o ensaio tipo UU ou Q (*quick*). Ambas as análises realizadas com o solo totalmente saturado.

Nas Figura 4.3 a Figura 4.6 são apresentados os resultados dos ensaios CAU e UU, respectivamente. São ilustradas nessas figuras as curvas tensão desviadora, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ versus deformação axial, $\varepsilon(\%)$ e as trajetórias de tensões, para ambos os tipos de ensaios.

$$\text{Onde } t = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{ e } s = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)$$

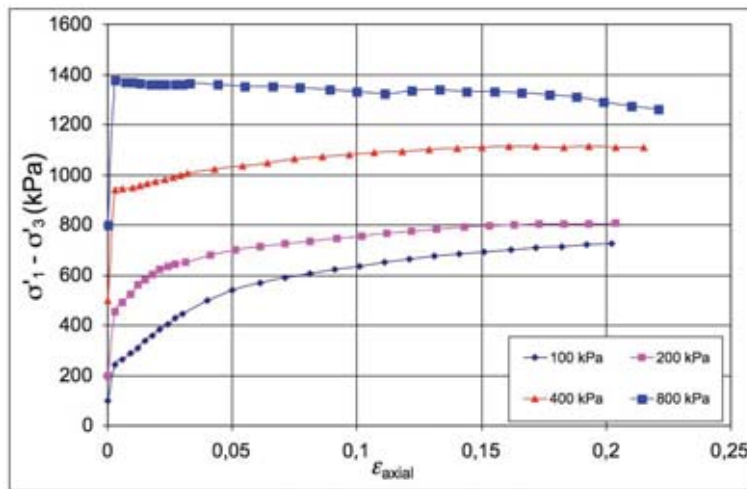


Figura 4.3 – Tensão desviadora versus Deformação. Ensaio tipo CAU

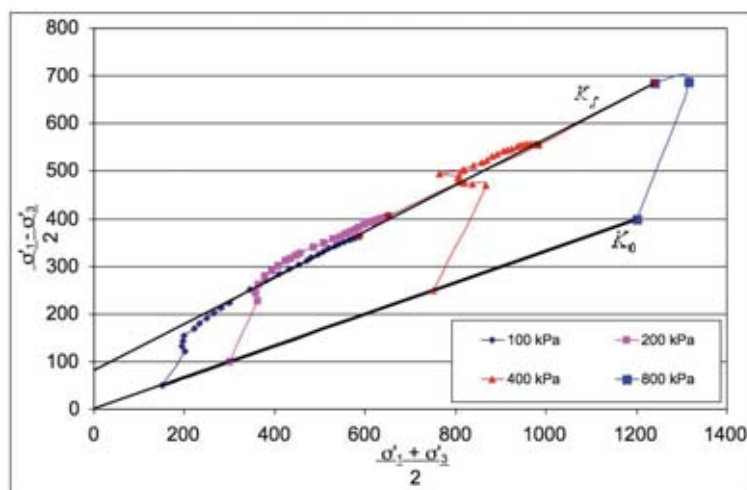


Figura 4.4 – Trajetórias de Tensões Efetivas. Ensaio tipo CAU.

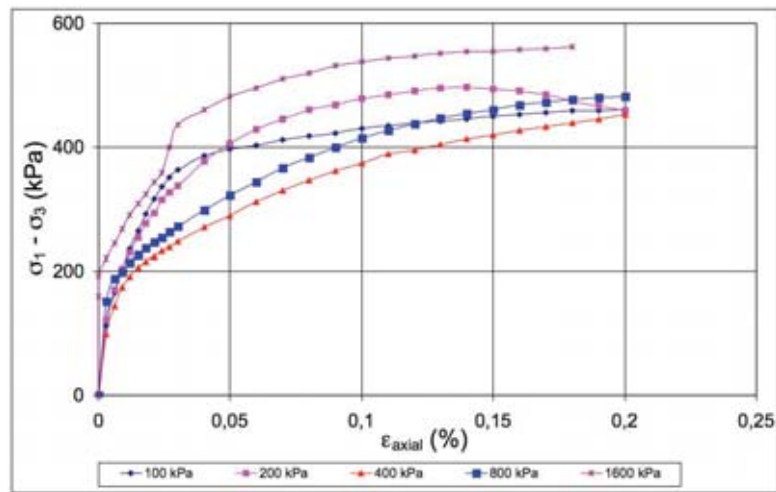


Figura 4.5 – Tensão Desviadora *versus* Deformação. Ensaio tipo *UU*

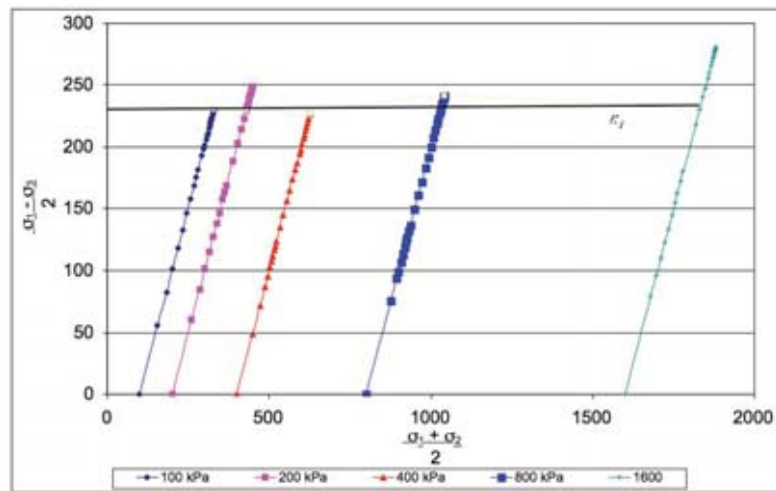


Figura 4.6 – Trajetórias de Tensões Totais. Ensaio tipo *UU* .

Pela Figura 4.4 e Figura 4.6 obtém-se os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, tanto para os ensaios do tipo *UU* quanto do tipo de ensaio *CAU* . Os valores foram obtidos das correlações entre os parâmetros do círculo de Mohr-Coulomb e trajetórias de tensões. O intercepto de coesão no ensaio *UU* é igual a 229,89 kPa. Para o ensaio do tipo *CAU* , os valores do intercepto de coesão efetiva é de 93,11 kPa.

Para o ângulo de atrito interno foram obtidos os valores 0° (zero grau), ensaios do tipo *UU* e 29° (graus), ensaios do tipo *CAU*.

4.2.1.3 Ensaio de Compactação

Nos estudos de compactação da UHE Emborcação na década de 70, foram realizadas análises para duas energias de compactação: normal e modificada. Como foram realizados vários ensaios nos materiais de empréstimo, houve a necessidade de selecionar os dados mais representativos. Dessa forma, na Figura 4.7, ilustra-se a região das curvas limites de compactação entre as duas energias aplicadas, Proctor Normal e Modificado.

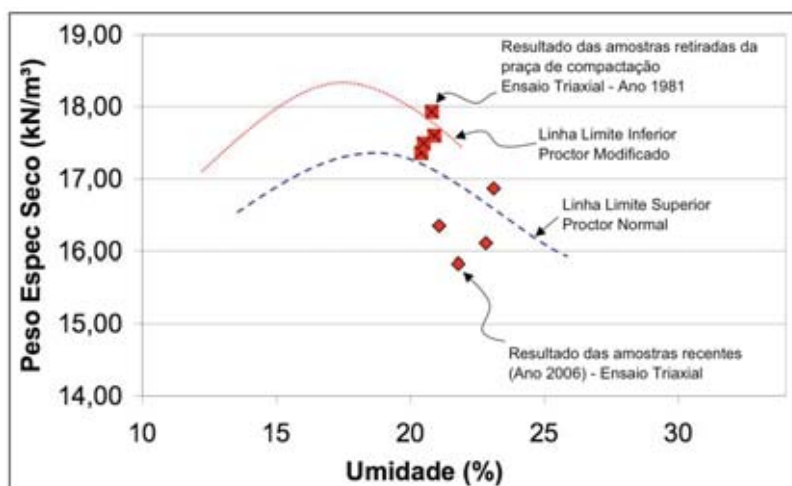


Figura 4.7 – Curva de compactação dos materiais que foram estudados para a compactação do núcleo impermeável da barragem de Emborcação.

Os pontos em destaque na Figura 4.7, localizados entre as duas linhas limites são os valores de peso específico seco e umidade ótima empregados na praça de compactação durante a construção do barramento em 1981. Esses valores foram obtidos das amostras indeformadas coletadas para ensaio. Nota-se que os pontos se encontram à direita da umidade ótima, mostrando que a compactação foi realizada com umidades acima da ótima, ou seja, a compactação do solo foi realizada com fins de impermeabilização e não de resistência.

Os valores do peso específicos secos encontrados na praça de compactação estão localizados acima dos valores da energia de compactação, *Proctor Normal*, e inferiores a energia

Modificada, podendo assim supor que a energia aplicada durante a compactação do núcleo argiloso fosse similar à energia intermediária de compactação.

Para a amostra analisada em 2006, observou-se que os resultados de peso específico seco são menores que os valores praticados na época de construção, identificando assim um menor grau de compactação da amostra de solo para esta região próximo a crista.

4.2.2 ENSAIOS REALIZADOS NO ANO DE 2006

No ano de 2006, devido a problemas de deformação excessiva da UHE Emborcação, a CEMIG realizou estudos para levantamento da causa do problema. Juntamente com uma empresa privada, a concessionária de energia de Minas Gerais providenciou a retirada de amostras indeformadas para realização de pesquisas laboratoriais. Foram retiradas duas amostras da crista, a três metros de profundidade, no núcleo argiloso da barragem.

Com as amostras, foram realizados ensaios de caracterização do material e alguns ensaios especiais no laboratório da CEMIG em Belo Horizonte/MG.

Com a amostra No. 1 foram realizados, no laboratório da CEMIG, os ensaios de caracterização: análise granulométrica com sedimentação, massa específica dos grãos, massa específica aparente e umidades naturais.

Com a amostra No. 2 foram realizados os ensaios de análise granulométrica com sedimentação, massa específica dos grãos, massa específica aparente e umidades naturais, adensamento triaxial anisotrópico e o ensaio de compressão triaxial \overline{CAU} .

Posteriormente, a amostra No. 1 foi cedida à Universidade de Brasília para a realização de estudos complementares. No laboratório de geotecnia da UnB, foram realizados ensaios de determinação da sucção, por meio do papel filtro e o ensaio de determinação da permeabilidade, tanto na direção vertical quanto na direção horizontal.

4.2.2.1 Ensaio de Caracterização

a) Curva Granulométrica

As primeiras análises foram realizadas no laboratório da CEMIG (Relatório GR/EC-LM-R146 – 2006) para ambos os blocos indeformados. Foram feitos estudos para determinação da curva granulométrica e caracterização do solo com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio). Os resultados dessas análises apresentaram a amostra No. 1 como material composto por 45% de argila, 23% de silte, 18% areia fina, 9% areia média, 2% areia grossa e 3% de material pedregulhoso. A classificação feita para esse material é argila areno siltosa com alguns pedregulhos de cor marrom avermelhada.

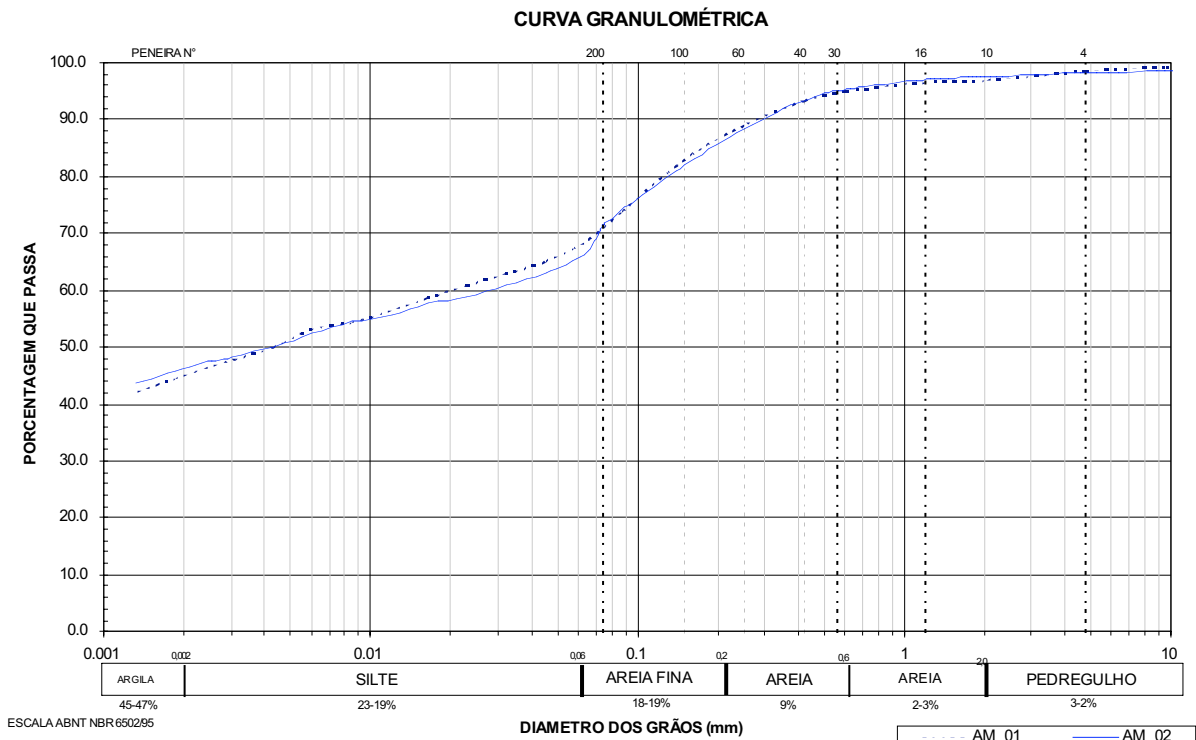


Figura 4.8 – Resultado do ensaio de granulometria realizado em 2006. (Relatório GR/EC-LM-R146 - CEMIG, 2006)

Para a amostra No.2, o resultado foi de 47% de argila, 19% de silte, 20% de areia fina, 9% de areia média, 3% de areia grossa e 2% de pedregulho. A classificação foi também de uma argila areno siltosa com alguns pedregulhos de cor marrom avermelhada. Ambas as curvas granulométricas estão ilustradas na Figura 4.8.

Para complementação dos estudos da curva característica, apresentada mais adiante, houve a necessidade de reavaliação da curva granulométrica. No entanto, essa nova determinação da curva granulométrica ocorreu somente com a amostra No. 2 e sem o uso de defloculante. Foram realizados dois ensaios. Para o primeiro foi obtida a curva granulométrica por meio do ensaio convencional de sedimentação sem defloculante. O segundo, a curva foi gerada por intermédio do granulômetro a laser. Neste caso, o solo foi analisado com e sem o uso do ultra-som. Os resultados dessas análises estão ilustradas na Figura 4.9.

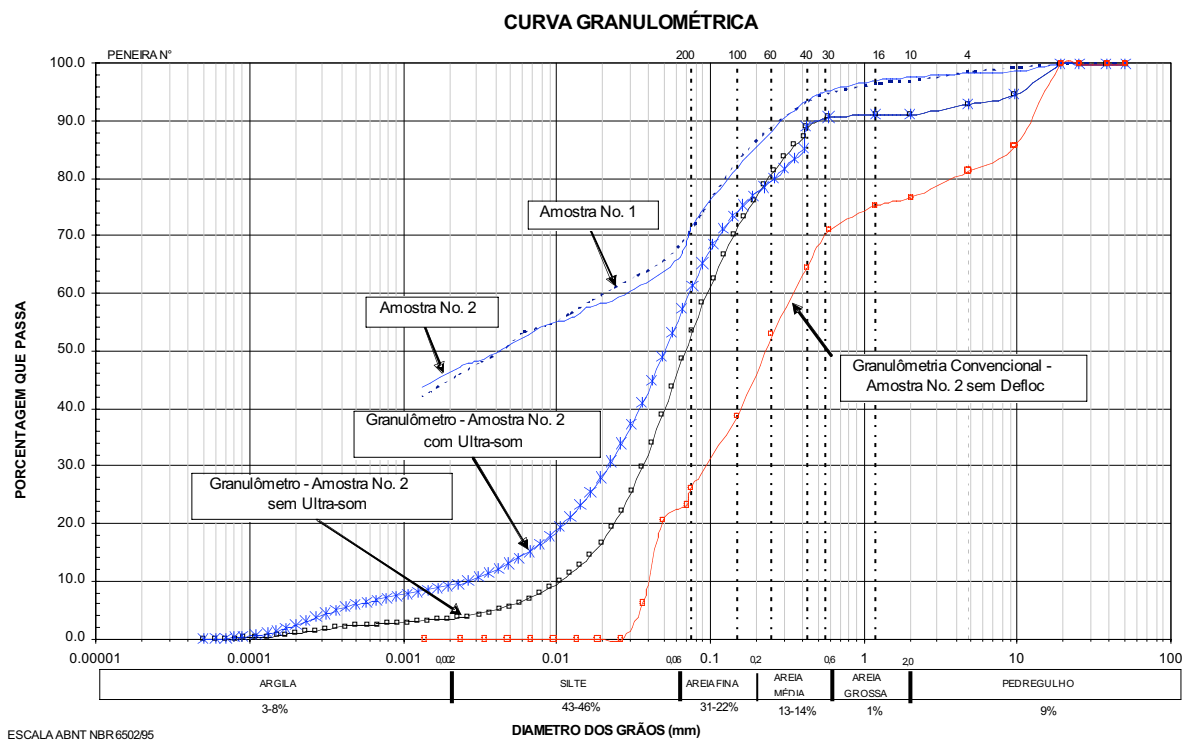


Figura 4.9 – Curva granulométrica – realizado no laboratório UnB 2006

As porcentagens resultantes pelo ensaio de granulometria convencional foram 22% de silte, 24% areia fina, 25 % areia grossa, 6% areia grossa e 23% peregulho. Para as análises realizadas no granulômetro à *laser* obteve-se, sem ultra-som, 3% argila, 43% silte, 31% areia fina, 13% areia média, 1% areia grossa, 9% pedregulho. Com o uso do ultra-som foram: 8% argila, 46% silte, 22% areia fina, 14% areia média, 1% areia grossa, 9% pedregulho, ou seja, o material pode ser classificado como silte arenoso com pedregulhos, de cor marrom avermelhada.

Outra informação em se analisar ambos os resultados, com e sem defloculante, é a aglutinação dos agentes cimentantes entre os argilo-minerais nas porções de areia, de diâmetro mais grosso. Isso é evidenciado pela diferença obtida em ambas as classificações. Em vista disso, algumas considerações podem ser levantadas na questão da curva característica apresentada no item 4.2.2.5, adiante.

b) Limites de Atterberg

Os resultados obtidos dessas análises mais recentes mostraram a amostra No. 1 com limite de liquidez de 45,9%, limite de plasticidade de 31,6% e índice de plasticidade com 14,3%.

Para a amostra No. 2 os valores obtidos foram: limite de liquidez de 43,9%, limite de plasticidade de 29,4% e índice de plasticidade de 14,5%.

Os dados de limite de liquidez e índice de plasticidade possibilitam uma caracterização do comportamento do solo, por meio da Classificação Unificada. Este sistema de classificação denominou o material como sendo um silte de baixa plasticidade, ML. A localização da amostra na carta de plasticidade é ilustrada na Figura 4.10.

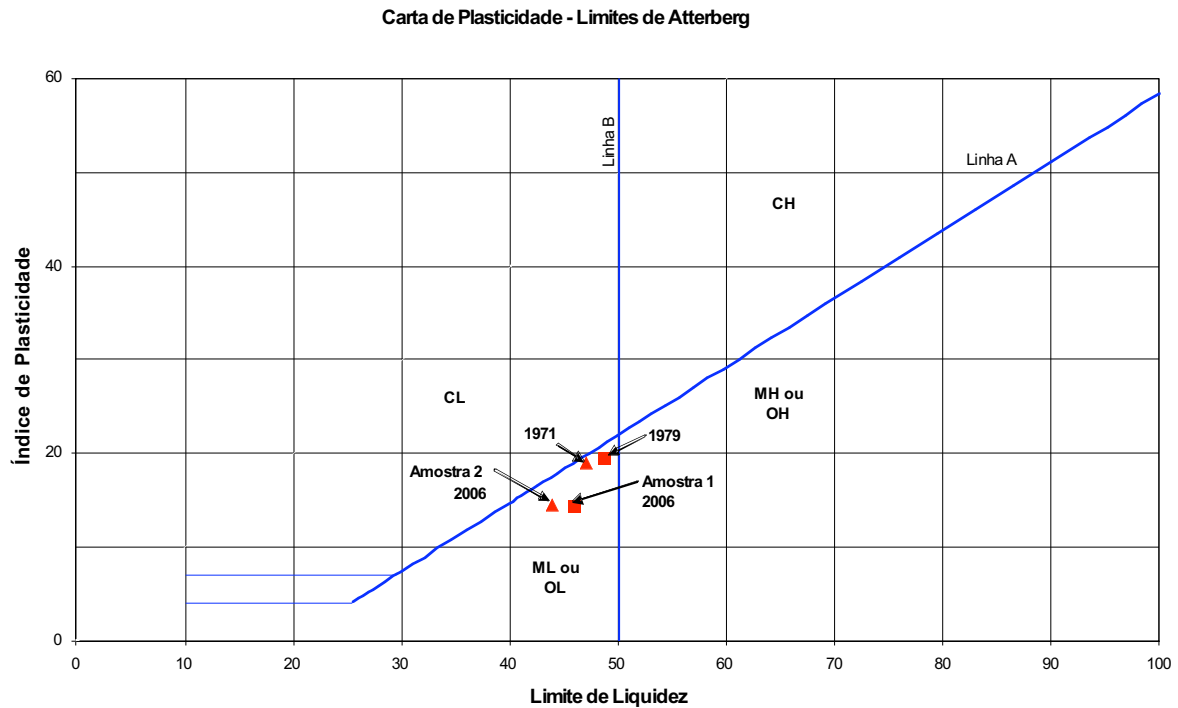


Figura 4.10 – Carta de plastificação e localização das amostras analisadas, ano 2006

c) Índices Físicos

Para a classificação completa do solo, é necessária a identificação de alguns índices físicos que informem o estado do solo.

Por meio de ensaios laboratoriais, determinam-se os índices físicos: umidade natural, densidade relativa e o peso específico natural seco. Os demais índices físicos podem ser calculados por correlações entre esses três parâmetros. Estes experimentos foram realizados no laboratório da CEMIG. Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Índices Físicos

Variáveis	Amostras	
	No. 1	No. 2
Umidade (%)	25%	19,3%
G_s	2,847	2,858
γ_n (kN/m ³)	15,95	18,09

4.2.2.2 Adensamento Triaxial Anisotrópico

As análises de adensamento, realizadas pelo laboratório da CEMIG, foram desenvolvidas sob condições triaxiais. Nessa condição, as análises realizadas consideraram a aplicação da tensão vertical σ_1 e uma tensão atuante horizontalmente no corpo de prova, $\sigma_2 = \sigma_3$.

Os carregamentos aplicados nestas análises foram seguindo a trajetória $K_0 = 0,5$. As condições iniciais de ambos os corpos de prova são apresentados na Tabela 4.2.

É importante notar que a amostra foi ensaiada sob condições impróprias. Observa-se que o corpo de prova não apresenta completamente saturado, possibilitando, assim, aumento de resistência do material devido à sucção. Os resultados, neste caso, geram margem para erros.

Tabela 4.2 – Valores iniciais dos índices de vazios dos corpos de prova.

Valores Calculados	
Parâmetros	Amostra 2
S	91%
e	0,656
γ_d	17,26 kPa

A Figura 4.11 ilustra o resultado do ensaio de adensamento triaxial realizado na amostra de solo. Por meio desta, obteve-se os parâmetros de compressibilidade do solo; κ , coeficiente de compressibilidade da reta de recompressão e $\lambda(0)$, coeficiente de compressibilidade da reta virgem. Ambos os coeficientes foram apresentados no capítulo anterior desta dissertação. O ensaio de compressibilidade do solo, Figura 4.11, demonstra valores de κ igual a 0.0051 e $\lambda(0)$ igual a 0.0258.

Outra informação de extrema importância nos estudos de compressibilidade pode ser obtida da Figura 4.11, que trata da *tensão de pré-adensamento*. Este parâmetro informa qual a tensão limite para as deformações elásticas, indicando qual é a tensão máxima que o solo já foi submetido na sua história de tensões. Caso ocorram valores de tensões maiores, o solo sofre deformações plásticas e entra na reta virgem. Pelo método proposto por Pacheco e Silva, o valor da tensão de pré-adensamento obtido foi 270 kPa.

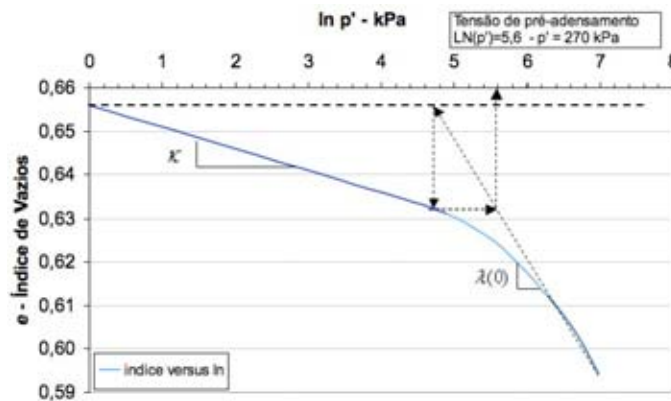


Figura 4.11 – Índice de vazios *versus* logaritmo da tensão média. Determinação dos parâmetros κ e $\lambda(0)$.

Por meio de gráfico, altura do CP *versus* raiz do tempo, pode-se obter os valores para o *coeficiente de adensamento*, c_v , definido para cada estágio de carregamento, assim como o *coeficiente de variação volumétrica*, m_v . Seguindo a teoria de Terzaghi para adensamento e considerando que a deformação radial no ensaio triaxial seja nula, para a trajetória $K_0 = 0,5$, determina-se a condutividade hidráulica do solo a cada fase de carregamento. A Tabela 4.3 apresenta os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade a cada estágio de carregamento.

Na Figura 4.12 é ilustrada a função de permeabilidade do solo ensaiado. A figura apresenta a variação do coeficiente de permeabilidade com a variação dos índices de vazios.

Esses resultados da Tabela 4.3 e Figura 4.12 demonstram como é o comportamento do gradiente hidráulico ao longo da barragem, isto é, demonstram a variação do comportamento da coeficiente de permeabilidade com a altura da baragem. Para os altos valores de tensão na base da barragem são encontrados baixos valores de permeabilidade. À medida que os valores de tensões vão diminuindo, observa-se um aumento dos valores de permeabilidade do solo.

No *Anexo* dessa dissertação são apresentados os demais gráficos, Coeficiente de adensamento – Coeficiente de permeabilidade *versus* Índice de vazios, Coeficiente de variação volumétrica – Coeficiente de permeabilidade *versus* Índice de vazios.

Tabela 4.3 – Coeficiente de condutividade hidráulica – Ensaio de adensamento triaxial

Carregamento (kPa)	100	200	400	800	1200	1600
Coeficiente de Permeabilidade (m/s)	$3,8 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-9}$	$3,4 \times 10^{-9}$	$2,7 \times 10^{-9}$	$1,4 \times 10^{-9}$	$3,6 \times 10^{-10}$

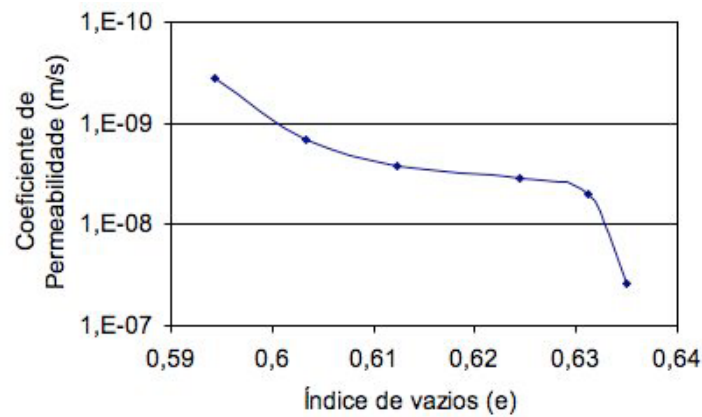


Figura 4.12 – Curva da função de permeabilidade para da amostra N° 1

4.2.2.3 Compressão Triaxial Anisotrópico - \overline{CAU}

No item 4.2.1.2 foi apresentada uma explanação sobre o ensaio de compressão triaxial anisotrópico, seguindo a trajetória $K_0 = 0,5$. Entretanto, deve ser acrescentado que os ensaios realizados para projetos de barragens são feitos com amostras totalmente saturadas. A saturação do corpo de prova, nas análises de compressão triaxial, é feita por contra-pressão aplicada na amostra, sempre na direção base-topo. Ambas as análises realizadas pela CEMIG, 1979 e 2006, foram executadas com amostras em saturação plena.

As análises de compressão triaxial realizadas atualmente são mostradas na Figura 4.13 e Figura 4.14. A Figura 4.13 ilustra as tensões desviadora, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ versus deformações axiais para diferentes carregamentos.

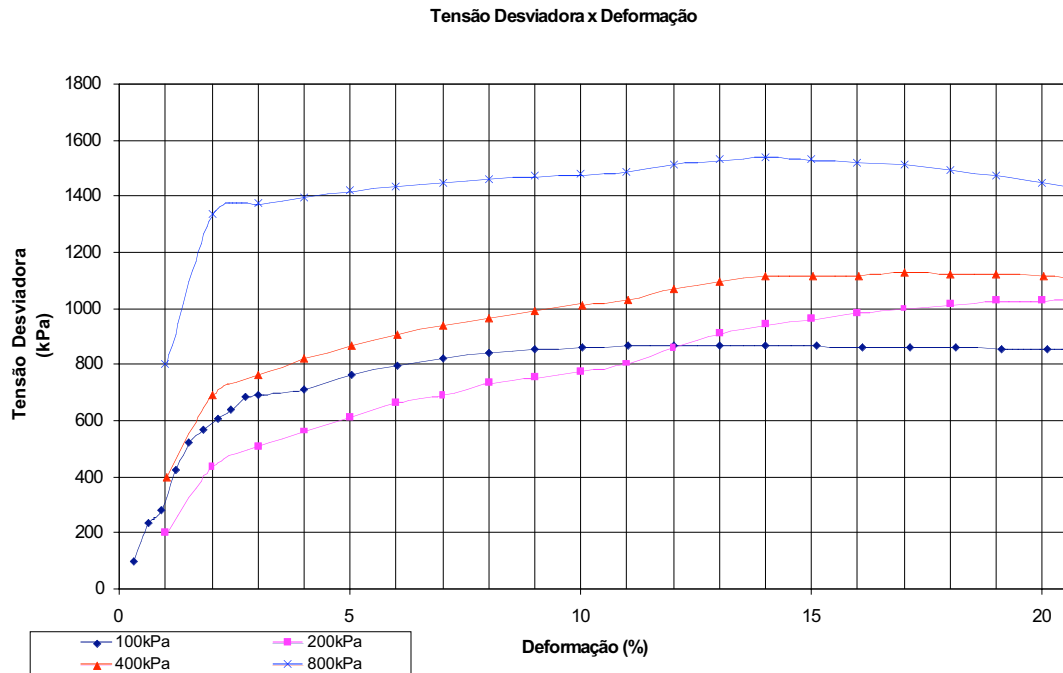


Figura 4.13 – Gráficos de tensão desviadora *versus* deformação axial.

Por meio da Figura 4.14 obtém-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Os parâmetros, intercepto de coesão efetiva, c' , e o ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' são resultantes de correlações entre o ângulo de inclinação da linha K_f e seu intercepto no eixo ordinário, tensão desviadora, $t = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)$. O valor do intercepto de coesão efetiva, c' é igual a 98 kPa e do ângulo de atrito interno efetivo é igual a 34° . Os valores obtidos de ambas envoltórias, *Mohr-Coulumb* e K_f , trajetórias de tensão efetiva, encontram-se próximos. Os círculos de *Mohr*, assim como as outras planilhas de ensaios estão apresentados no *Anexo* dessa dissertação. Na Tabela 4.4 são apresentados os valores de c' e ϕ' obtidos através dos círculos de *Mohr-Coulumb* e das trajetórias de tensões.

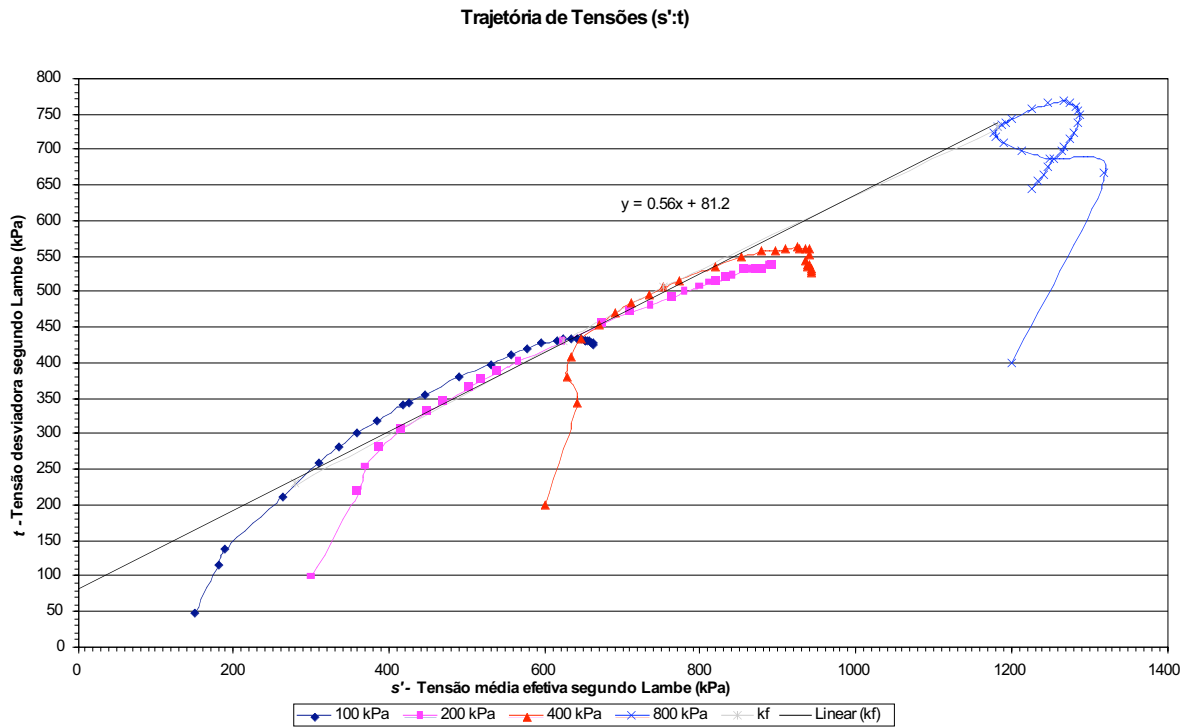


Tabela 4.4 – Comparação entre os valores do círculo de *Mohr-Coulomb* e trajetória de tensões

Parâmetros	Mohr-Coulomb	Trajétoria de Tensões
ϕ'	33°	34°
c'	95 kPa	98 kPa

4.2.2.4 Ensaio de Permeabilidade

Para se ter uma idéia do comportamento hidráulico do núcleo da barragem, utilizou-se o ensaio de determinação do coeficiente de permeabilidade utilizando como amostra o solo retirado do bloco indeformado N° 2 cedida à UnB. O procedimento adotado foi sob condição de carga variável.

Foram analisados dois corpos de provas, dos quais, um deles foi moldado na posição horizontal do bloco indeformado, de forma a simular o fluxo de água na horizontal e o outro corpo de prova moldado na posição vertical.

O corpo de prova moldado na posição que permitia a análise do fluxo d'água na horizontal apresentou o valor do coeficiente de permeabilidade, k_x igual a $1,5 \times 10^{-9}$ m/s. Para a determinação da condutividade hidráulica vertical, k_y mostrou um valor igual a $8,6 \times 10^{-10}$ m/s. Tendo, portanto, uma relação $\frac{k_y}{k_x} = 0,60$.

4.2.2.5 Ensaio de Sucção por meio da Técnica do Papel Filtro

O método de determinação da sucção total, foi utilizado primeiramente pela ciência agrônômica (Gardner, 1937; Fawcett & Collis-George, 1964). A sua expansão para a mecânica dos solos não saturados foi feita pelo pesquisador McKeen em 1985 (*apud* Fredlund & Rahardjo, 1993).

O método consiste em colocar um papel filtro com características conhecidas num ambiente inteiramente fechado, junto com a amostra de solo. Dado o contato entre o papel, que é capaz de reter a umidade, e o solo, ocorre migração de água até estabelecer-se o equilíbrio de potencial (Gardner, 1937 – *apud* Fredlund & Rahardjo, 1993).

Segundo Marinho (1994), o ensaio de determinação da sucção por meio do papel filtro pode definir dois valores de sucção, total e matricial. Essa definição de valores é dependente da forma que é realizado o ensaio, ou seja, se há ou não contato entre a amostra de solo e o papel filtro. O contato da amostra, ou não, define como se dará o equilíbrio entre as partes, podendo o equilíbrio ser por meio de vapor ou fluxo capilar.

Marinho (1994) concluiu que ambas as metodologias mostraram-se eficientes na determinação da capacidade de retenção de água no solo e atualmente vem sendo utilizadas no processo de secagem e molhagem.

No caso desse estudo, com a amostra indeformada da UHE Emborcação o processo utilizado foi da determinação da sucção matricial, fluxo capilar. O princípio desse método consiste no

contato direto das partículas do solo com o papel filtro, sem que a água perca continuidade implicando na interação entre o papel filtro e a água nos poros.

Na Figura 4.15 é apresentada a curva característica obtida do ensaio realizado no laboratório de geotecnia da UnB para a amostra de solo do bloco N° 2 da barragem UHE Emborcação.

Observa-se que a curva característica da Figura 4.15 apresenta uma conformação bimodal, comprovando, conforme visto na curva granulométrica sem defloculante, a distinção entre as porções finas a grossas. Outros dados que podem ser evidenciados são as entradas de ar e entrada residual dos macro-poros com valores de $\psi_{b1} = 36.5kPa$, $\psi_{res1} = 49,2kPa$ e valor do grau de saturação residual da respectiva fase, $S_{res1} = 88\%$. Após ocorrido a perda de seis pontos percentuais, a partir do grau de saturação residual, S_{res1} , ocorre a retirada de água e, consecutivamente, o aumento de sucção nos micro-poros. Os valores obtidos para a fase de micro-poros são: entrada de ar, $\psi_{b2} = 4.600kPa$, entrada residual, $\psi_{res2} = 15.000kPa$, grau de saturação para o qual ocorre entrada de ar nos micro-poros, $S_b = 82\%$ e o grau de saturação para o qual ocorre entrada residual, $S_{res2} = 13\%$.

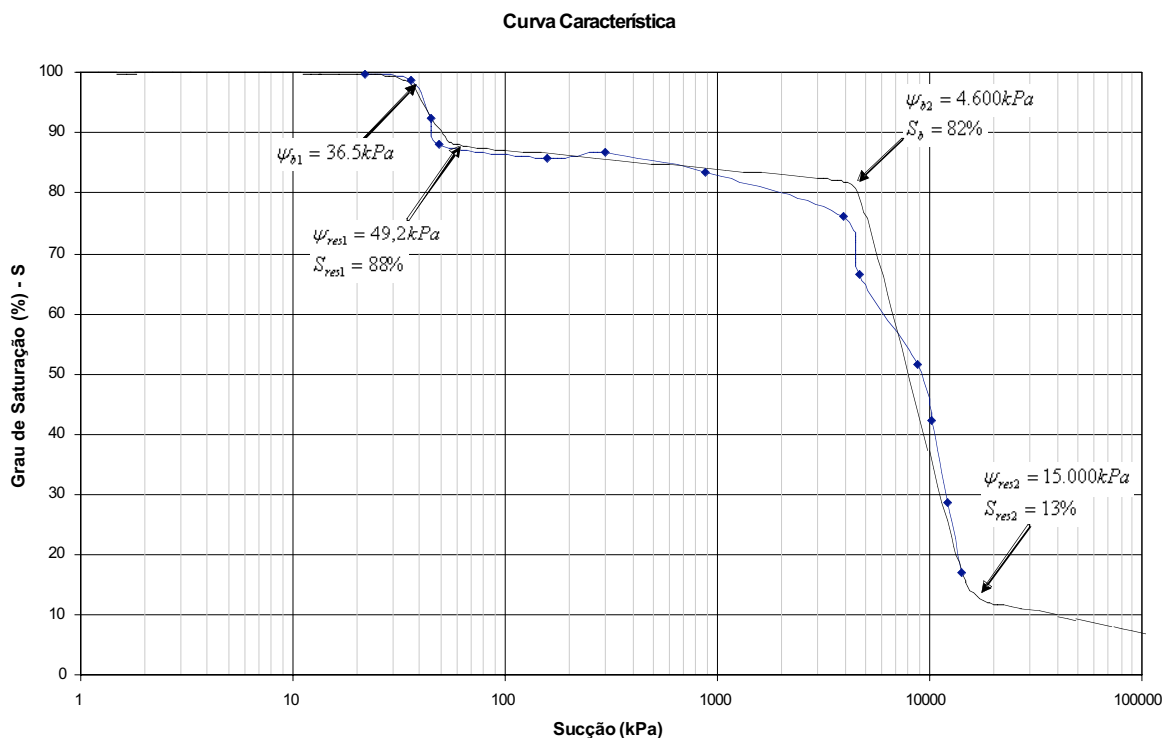


Figura 4.15 – Curva Característica da amostra 2 UnB (2006).

Fredlund & Rahardjo (1993) comentam sobre as relações existentes entre a permeabilidade e o grau de saturação/teor de umidade volumétrica e sucção matricial, para solos não saturados desenvolvidas por Brooks & Corey (1964), Burdine (1952), Gardner (1958) dentre outros. Os autores ainda apresentam o cálculo para obtenção da função de permeabilidade em solos não saturados a partir da curva característica.

Baseando-se na proposta de Fredlung & Xing (1994), foram calculadas as permeabilidades a partir da curva característica Figura 4.15. Os resultados estão ilustrados na Figura 4.16. A curva da condutividade hidráulica auxiliou na compreensão do comportamento do solo e demonstrou os valores para as duas fases macro e micro poros do solo. A função de permeabilidade baseada em Fredlung & Xing (1994) possibilitou a aquisição dos dados de entrada da função utilizada na simulação numérica.

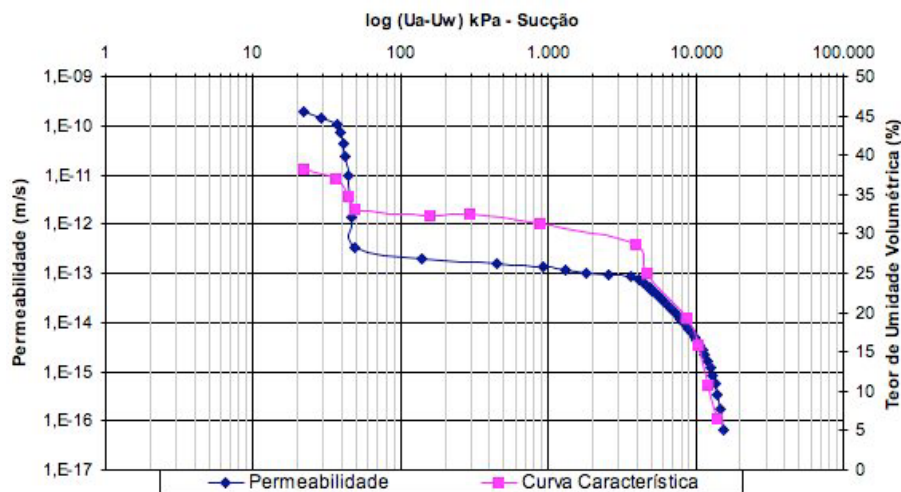


Figura 4.16 – Previsão da função de permeabilidade para solos não saturados.

Ferramenta Numérica e Validação dos Parâmetros

5.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

No capítulo 2 foi apresentada uma revisão sobre a sucção e os comportamentos mecânicos e hidráulicos dos solos não saturados. Foram introduzidas as modelagens constitutivas que foram utilizadas no desenvolvimento desta pesquisa, e com elas, os parâmetros empregados para representar o comportamento do solo.

No capítulo 4, anterior, foram mostrados os resultados dos ensaios laboratoriais executados com o solo argiloso do núcleo da barragem de Emborcação. Esses resultados são bastante úteis na classificação e compreensão do material de construção, além de ser um método de obtenção dos parâmetros dos solos, normalmente usados em simulações computacionais.

Este capítulo apresenta a mesclagem de algumas informações importantes apresentadas nos dois capítulos anteriores, os parâmetros de entrada do modelo *Cam-clay* Modificado (Capítulo 2) e os dados obtidos dos ensaios laboratoriais (capítulo 4), obtendo assim os dados de entrada para a simulação no programa ALLFINE.

Ainda neste capítulo, é demonstrada uma calibração dos parâmetros, de forma a alcançar uma melhor representação do solo quando da realização da simulação da barragem. A calibração, descrita nos itens posteriores, ajusta os dados de entrada de modo a obter resultados próximos dos obtidos em ensaios laboratoriais.

Nos primeiros itens do presente capítulo, ainda apresenta-se uma explanação sobre o programa empregado neste estudo, o ALLFINE e uma explicação sobre o Método de Elemento Finito, ferramenta numérica muito utilizada no meio geotécnico.

5.2 MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS E O PROGRAMA ALLFINE

5.2.1 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Métodos numéricos são ferramentas matemáticas, que, atualmente, devido ao avanço dos microcomputadores, tornaram-se instrumentos fundamentais nas soluções de problemas de engenharia geotécnica. Principalmente, no desenvolvimento de análises de equilíbrio e fluxo, auxiliando estudos sobre aterros, túneis, taludes e barragens.

Os Métodos Numéricos podem seguir duas linhas, o método de contorno e o método dos domínios. No primeiro, o meio em questão é definido matematicamente como um meio contínuo, infinito e homogêneo, no qual as análises são realizadas pelo método dos elementos de contorno (MEC). No segundo, o meio em estudo é dividido em elementos geométricos simples, cada um com suas propriedades. O comportamento em conjunto e as interações destes elementos simples permitem analisar o comportamento de modelos mais complexos. O método dos domínios utiliza os elementos finitos (MEF), as diferenças finitas (MDF) e os elementos distintos (Hidalgo, 2002).

Dentre esses, o método dos elementos finitos (MEF) tem sido o mais utilizado principalmente na solução de problemas, onde, as hipóteses simplificadoras geram soluções analíticas de difícil ou de impossível resolução. As análises realizadas por meio do MEF seguem as seguintes etapas: discretização do meio contínuo, seleção do modelo, cálculo da matriz de rigidez e cálculo das incógnitas do problema.

A idealização do MEF baseia-se na consideração do meio contínuo, subdividido em regiões denominadas elementos. As subdivisões estão conectadas entre si, dos lados ou faces, por meio de pontos nodais, dos quais devem ser observadas as condições de compatibilidade. Cada nó recebe uma numeração única e é determinado por suas coordenadas (x, y, z) em relação a um sistema global fixo de coordenadas. A forma dos elementos pode variar dependendo do tipo de análise realizada e pode ter formas unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Cada elemento fica determinado por um conjunto de nós, listados no sentido anti-horário (lista de conectividade).

Os elementos mais utilizados em análises geotécnicas bidimensionais são os quadriláteros de quatro e oito nós e os triangulares de três e de seis nós. Em análises tridimensionais, geralmente utilizam-se os elementos de oito ou de vinte nós (Ribeiro, 2003). A Figura 5.1 ilustra seqüencialmente tais elementos, unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais.

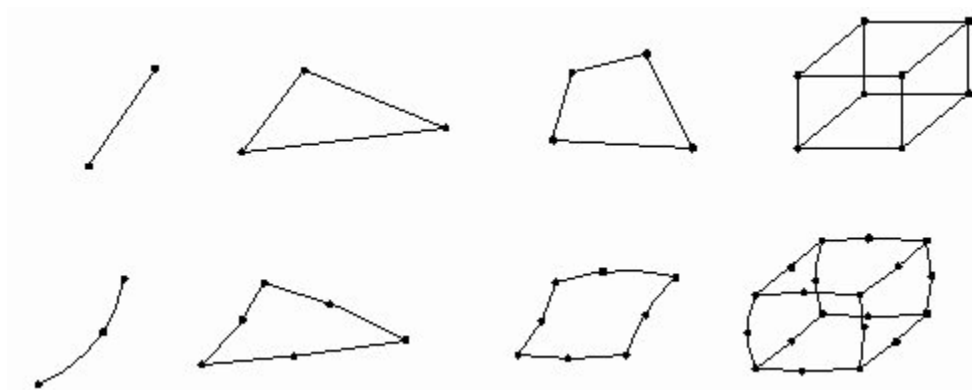


Figura 5.1 – Tipo de elementos finitos.

A discretização com elementos e pontos nodais do domínio gera a “malha de elementos finitos”. Esta, não necessariamente deve ser homogênea na forma dos elementos e no espaçamento entre eles, isto é, conforme a necessidade pode-se variar a forma dos elementos (triangulares e quadrangulares) e o número de elementos na região, podendo assim, melhorar o refinamento da malha quando há regiões de maior gradiente de tensão ou de fluxo.

Depois de identificar o problema e caracterizá-lo devidamente, seleciona-se o modelo. Os modelos constitutivos são as formulações matemáticas que relacionam as variáveis de estados do solo com as incógnitas do problema.

Para cada elemento, monta-se a matriz de rigidez. Esta é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio derivados a partir da geometria, propriedades ou leis constitutivas adotadas em cada elemento. As forças distribuídas nos elementos são convertidas em forças nodais equivalentes, formando assim um equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor de deslocamento nodal e o vetor de forças nodais. Devido à associação dos elementos, a matriz de rigidez forma um sistema global. O mesmo acontece para o vetor de deslocamento de cada elemento, sendo a partir daí, fornecida uma região de equilíbrio em função da matriz de rigidez e do vetor de forças nodais equivalentes globais.

A solução das incógnitas do problema é resolvida pela relação de equilíbrio descrita acima. A partir do campo de deslocamento nodal, obtém-se de maneira única, o estado de deformações em cada elemento. Estas deformações juntamente com as definições iniciais e as leis constitutivas de cada material definirão o estado de tensões no elemento e no seu contorno. (Chissolucombe, 2001)

Como explica Ribeiro (2003), caso de análise de problemas de fluxo permanente, a principal incógnita é o vetor de cargas hidráulicas nodais, o qual se relaciona com o vetor de vazões impostas (geralmente nulo), por meio de uma matriz de fluxo, a qual também, às vezes, é chamada de “rigidez”, apesar de ser de natureza física diferente. Em todos os casos, é necessário especificar as condições de contorno específicas para a solução do problema.

Informações mais detalhadas sobre o MEF e suas formulações podem ser encontradas em trabalhos de Desai & Abel (1972), Hinton & Owen (1977) e Zienkiewicz (1982).

5.2.1.1 Modelo Constitutivo

Modelos constitutivos são formulações matemáticas que tentam representar, com certa aproximação, o comportamento do solo. Essas leis constitutivas, devido à complexidade de caracterização do solo, assumem hipóteses e considerações na interpretação das relações entre variáveis de estado.

Dentre os modelos constitutivos, podemos citar, modelos que assumem o comportamento do solo como elásticos lineares, não lineares e modelos elastoplásticos, como *Cam-clay* e elásticos perfeitamente plásticos como *Mohr-Coulomb* dentre outros.

Para o desenvolvimento dessa pesquisa, como descrito anteriormente, as relações constitutivas empregadas, serão o modelo elastoplástico, proposto por Alonso *et al.* (1990), Modelo Básico Barcelona para a representação do comportamento mecânico do solo e o modelo constitutivo proposto por Cordão Neto (2005) para a caracterização do comportamento hidráulico do solo.

Ambos os modelos constitutivos foram apresentados no Capítulo 2, Revisão Bibliográfica, assim como as suas formulações e hipóteses aplicadas.

5.2.2 PROGRAMA ALLFINE

O programa escolhido para realização deste estudo foi o *software* ALLFINE, criado por Farias (1993). O autor o desenvolveu com o objetivo de analisar a ruptura da barragem de *Carsington, UK*. Para isso, habilitou o programa a solucionar problemas de equilíbrio 3D e de consolidação saturada para estados de deformação plana. O *software*, ainda, simula construções de aterros e escavações e desenvolve análises drenadas, não drenadas e análises de colapso por carregamento. O programa ALLFINE ainda disponibiliza a escolha de diferentes relações constitutivas, dentre estas opções, vários modelos elastoplásticos, diferentes algoritmos de integração da relação tensão deformação e, por fim, diferentes procedimentos para solucionar sistemas de equações não lineares.

Cordão Neto, em 2005, no estudo do comportamento hidro-mecânico dos solos não saturados em barragens na fase final de construção, no enchimento do reservatório e avanço da frente de saturação, acrescentou algumas opções à versão original do programa ALLFINE.

Após tais implementações no *software*, este se tornou apto a realizar:

- Análise 3-D de problemas de fluxo não confinado em meios não saturados;
- Análise 3-D de problemas de consolidação em meios não saturados além de saturados;
- Modelo elástoplástico para solos não saturados capazes de prever colapso por molhagem. O modelo implementado é o modelo de Barcelona proposto por Alonso *et al.* (1990);
- Processo para solucionar a não linearidade da equação de fluxo para solos não saturados;
- Análise acoplada da construção de aterros considerando a não saturação;
- Condições de contorno transientes, que permitem a melhor simulação de condições de contorno, tais como chuvas e drenos de aterros.

Todo o programa ALLFINE foi construído na linguagem FORTRAN e possui o MEF como ferramenta de cálculo.

As relações constitutivas hidro-mecânicas tiveram que ser transportadas para a linguagem numérica utilizada pelo MEF. Cordão Neto (2005) mostra detalhadamente o caminho para reescrever as equações de equilíbrio e de fluxo e sua equação na forma acoplada em termos numéricos. As Equações 4.1, 4.2 e 4.3 são as formas reescritas em termos numéricos para as equações de equilíbrio, fluxo e ambas acopladas, respectivamente.

$$[K]\{\dot{u}\} + [C]\{\dot{p}\} = \{\dot{F}\} \quad (4.1)$$

onde, $[K]$ é a matriz de rigidez da parte sólida, $\{\dot{u}\}$ é o vetor de taxa de deslocamento, $[C]$ é a matriz de acoplamento entre a fase sólida e fase água, $\{\dot{p}\}$ é o vetor de taxa de poropressões nodais e $\{\dot{F}\}$ é o vetor de taxa de forças externas.

$$[H]\{p\} + [L]\{\dot{u}\} - [M]\{\dot{p}\} = \{q\} \quad (4.2)$$

onde $[H]$ é a matriz de fluxo, $\{p^*\}$ é o vetor de poropressões nodais, $[L]$ é a matriz de acoplamento da fase sólida e a água, $[M]$ é a matriz de massa, $\{p\}$ é o vetor de taxa de poropressão nodal e $\{q\}$ é o vetor de vazões nodais imposta.

$$[A]\{x\} + [B]\{\dot{x}\} = \{Y\} \quad (4.3)$$

$$\text{onde, } [A] = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & [H] \end{bmatrix}, [B] = \begin{bmatrix} [K] & [C] \\ [L] & -[M] \end{bmatrix}, \{x\} = \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{p\} \end{Bmatrix}, \{Y\} = \begin{Bmatrix} \{F\} \\ \{q\} \end{Bmatrix}$$

É interessante destacar a incorporação da condição de contorno transiente, denominada de filtro, na última versão do programa, incorporada por Cordão Neto (2005). Segundo o referido autor, esse mecanismo tem como característica, impor um limite de poropressão a um conjunto de nós. Quando este limite é atingido há uma mudança na condição de contorno prescrita para aquele nó, de condição natural para essencial, ou seja, de vazão imposta para poropressão imposta.

Tal mecanismo simula, não só os drenos de barragens, mas também infiltrações por chuvas e ainda zonas de fluxos livres quando atingidas por linhas freáticas a superfície dos taludes.

Outra implementação que merece destaque é o cálculo das poropressões das camadas construídas. Cordão Neto (2005), seguindo recomendações de Naylor (1988), implementou o seguinte mecanismo: na superfície superior da camada em construção é aplicada uma condição de poropressão prescrita para a equação de fluxo. Assumiu-se que ao final da construção de uma camada, a poropressão na superfície é igual ao valor da poropressão da amostra compactada (Figura 5.2).

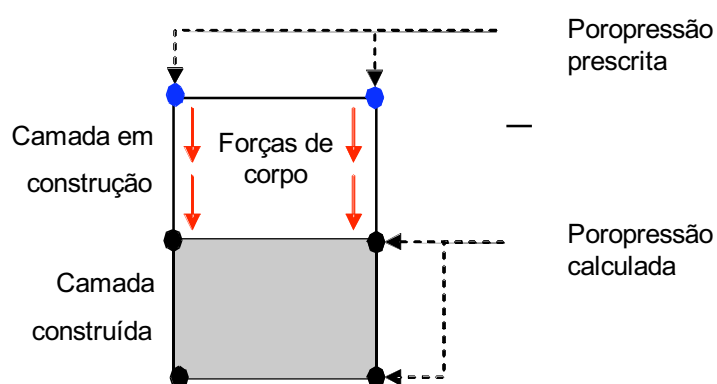


Figura 5.2 – Detalhe da etapa de construção. (Cordão Neto, 2005)

Tal procedimento criado por Cordão Neto (2005) possibilita estimar o comportamento do solo no maciço, permitindo assim resultados alternativos, às estimativas obtidas de expressões empíricas, como *fator ru* e formulações de Skempton.

5.3 VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS

Para melhor caracterização do comportamento do solo na estrutura da barragem, por meio de análises numéricas, houve a necessidade de verificar a eficácia do programa e do modelo constitutivo em representar o comportamento hidro-mecânico das amostras analisadas no laboratório.

Essa avaliação tenta representar os ensaios laboratoriais: compressão triaxial anisotrópico e adensamento triaxial anisotrópico, seguindo a trajetória K_0 . Os resultados obtidos são ilustrados por meio de gráficos, mostrando a comparação entre ambos os comportamentos das variáveis do solo, laboratorial e computacional.

5.3.1 SIMULAÇÃO DO ENSAIO DE ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO

Para simular o ensaio laboratorial no programa ALLFINE, inicialmente, foi necessário a criação de uma malha de elementos finitos que representasse o corpo de prova. Diante disso, foi gerado um elemento cúbico de 8 nós, de forma a simular, somente, $\frac{1}{8}$ do corpo de prova laboratorial. O procedimento foi assumido, tanto para economizar tempo de processamento computacional, como aquisição e visualização dos dados no centro da amostra *virtual*. A Figura 5.3 ilustra o corpo de prova laboratorial, assim como o elemento utilizado na simulação.

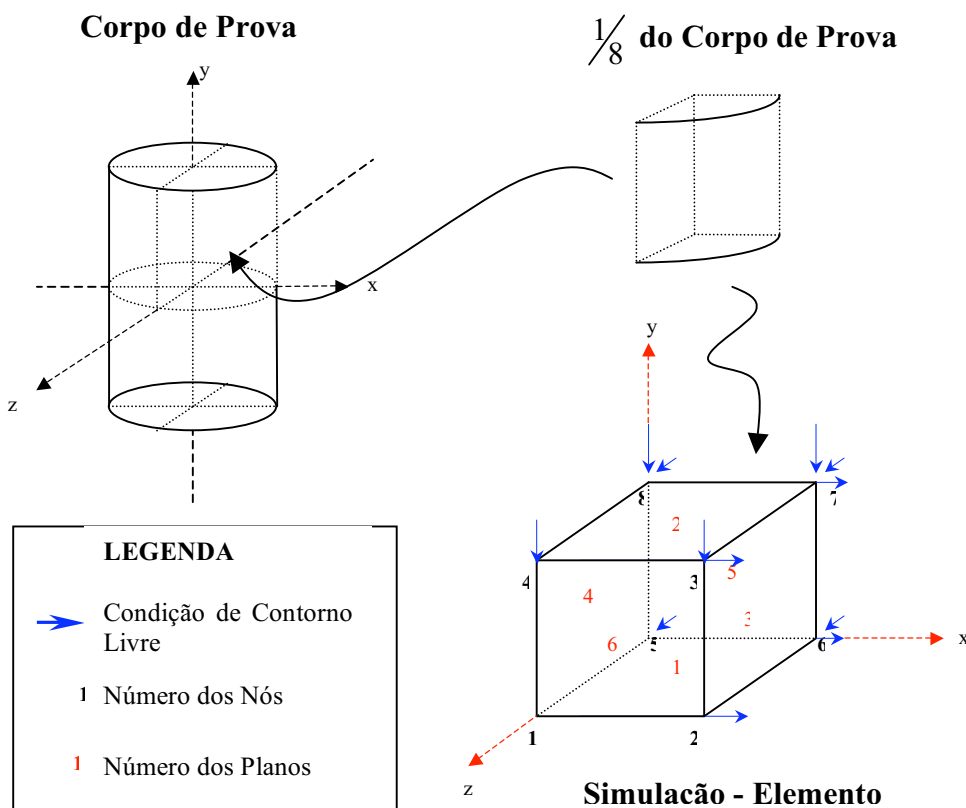


Figura 5.3 – Simulação do elemento finito com as respectivas condições de contorno.

As condições de contorno do elemento utilizadas na simulação foram assumidas de modo a representar o comportamento para $\frac{1}{8}$ de um corpo de prova real. Dessa forma, os nós referentes ao plano yz obtiveram condições de deslocamentos livres na direção x , representando a face livre da amostra. Os nós do plano xy sofreram deslocamentos livres na direção z e os nós do plano xz sofreram deslocamentos livres na direção y , representando assim, a face interna da amostra e a face de topo da amostra, respectivamente.

Determinada a geometria da amostra e suas condições de contorno, atribuem-se os parâmetros constitutivos e as variáveis de estado do elemento. Os dados de entrada do programa ALLFINE, assim como seus valores estão dispostos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros de compressibilidade

Parâmetros	Valores utilizados na simulação
e	0,652
p_0^*	245 kPa
κ	0,0051
$\lambda(0)$	0,0258

Após gerados os resultados e plotados juntos com os dados laboratoriais, observou-se o comportamento de ambos os resultados. Nota-se que a simulação computacional atingiu resultados bastante próximos dos valores obtidos de ensaios laboratoriais. (Figura 5.4), isto é, o programa ALLFINE conseguiu simular os resultados laboratoriais de forma bastante fidedigna. Entretanto, para melhor ajuste do resultado computacional houve, unicamente, a necessidade de alterar o valor do coeficiente de compressibilidade carga/recarga, κ . Conforme apresentado na Tabela 5.1, o valor de κ , igual a 0,0051, resultado do ensaio laboratorial, quando executado na simulação do ensaio, mostrou uma curva distante do resultado laboratorial. Nesse caso, necessitou-se modificar o valor do parâmetro. Dentre os ajustes realizados, o valor que melhor representou o comportamento de compressibilidade do solo foi de 0,0070.

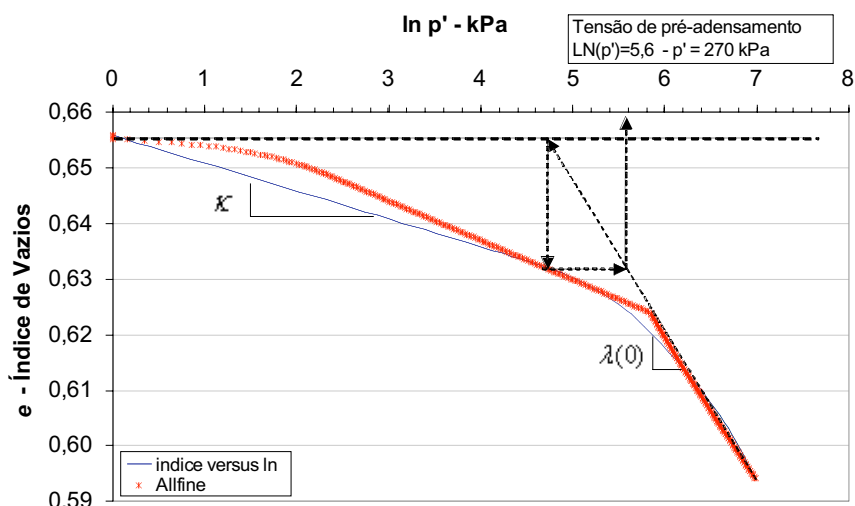


Figura 5.4 – Resultado da simulação do ensaio de adensamento triaxial

Outro parâmetro em que foi necessário ajuste foi à tensão de pré-adensamento. O valor obtido no ensaio de adensamento triaxial, no laboratório, foi de 270 kPa. Após, modificações na variável, nas simulações numéricas, o valor ajustado foi de 345 kPa. O valor empregado nas simulações da barragem é o valor obtido dos ensaios laboratoriais de 270 kPa.

5.3.2 SIMULAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO

Definidos os valores dos parâmetros de compressibilidade, o próximo passo da validação dos parâmetros foi a simulação do ensaio de compressão triaxial anisotrópico, \overline{CAU} , seguindo a trajetória $K_0 = 0,5$. Com as variáveis de estado definidas, bastaram-se calibrar os parâmetros de resistência ao cisalhamento com o *software* em questão. Conforme apresentado no Capítulo 3, os valores do intercepto de coesão efetivo e do ângulo de atrito interno efetivo, obtidos do tracejado da reta da envoltória K_f , da trajetória de tensões, foram 98 kPa e 34° , respectivamente (Figura 3.14).

Entretanto, os estudos realizados nesta pesquisa utilizam os modelos *Cam-clay* Modificado e o modelo Básico Barcelona, cuja entrada de dados de resistência é por meio dos parâmetros M , k_c e p_s , já apresentados no Capítulo 2. Os valores de resistência convertidos por intermédio das Equações 2.9 e 2.25 estão mostrados na Tabela 5.2, a seguir:

Tabela 5.2 – Valores de resistência ao cisalhamento

Parâmetros	Valores utilizados na simulação
M	1,38
k_c	1,00
s	145 kPa

O valor de k_c igual a 1,00 foi estimado, uma vez que o ensaio laboratorial foi realizado sob condição saturada. Com isso, o valor do ângulo de atrito da envoltória de sucção, ϕ^b , é igual ao valor do ângulo de atrito efetivo da envoltória de *Mohr-Coulomb*, ϕ' , definindo-se assim, o valor unitário para a simulação, já que o valor de sucção para esse ensaio é zero. Com essa mesma justificativa, pode-se dizer que o valor p_s é igual a $s_{coesivo}$ (Equação 2.17).

Para a simulação do ensaio de compressão triaxial \overline{CAU} , utilizou-se uma malha de elemento finito mais discretizada. O macro-bloco consta com 256 nós sendo cada elemento cúbico constituído de 8 nós. A Figura 5.5 ilustra o elemento utilizado nas simulações do ensaio propriamente dito. Assim como na simulação do ensaio de adensamento triaxial anisotrópico, essa simulação utilizou o mesmo recurso de elaboração da malha do corpo de prova, isto é, simulou-se o corpo de prova para $\frac{1}{8}$ do corpo de prova real.

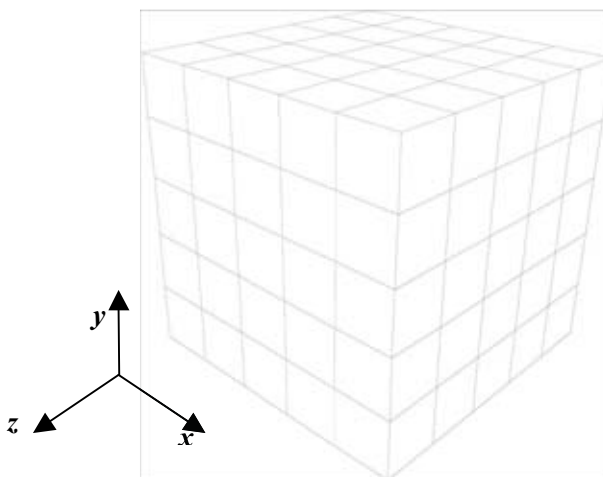


Figura 5.5 – Elemento cúbico discretizado para simulação do ensaio triaxial anisotrópico

As condições de contorno empregadas nas simulações foram as mesmas utilizadas para a simulação do ensaio de adensamento triaxial anisotrópico. Ou seja, liberdade de deslocamento x, y, z , nas faces yz, xz, xy , respectivamente.

Os carregamentos aplicados foram os mesmos providos no ensaio laboratorial: σ_3 igual a 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa. Assim como no ensaio de compressão triaxial anisotrópico, \overline{CAU} , a simulação também considerou a não drenagem do corpo de prova, do mesmo modo que considerou geração de poropressão da água.

Realizada a simulação, primeiramente comparou-se os resultados das trajetórias de tensões e os resultados do gráfico tensão desviadora *versus* deformação axial.

A Figura 5.6 ilustra a simulação das trajetórias de tensões para o valor da tensão principal menor, σ_3 igual a 100 kPa.

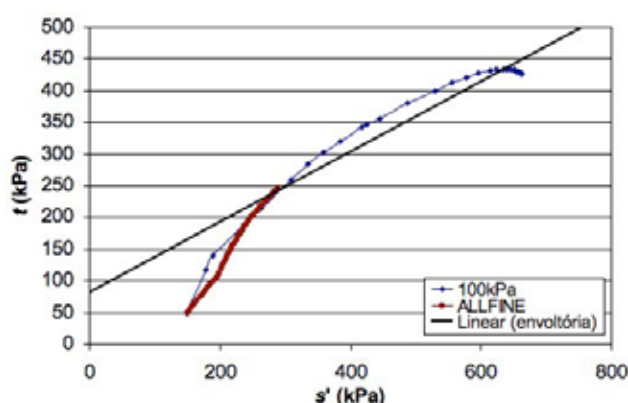


Figura 5.6 – Resultado da simulação (Gráfico $t \times s'$) – trajetória de tensões $\sigma_3 = 100kPa$.

Na Figura 5.6, mostrou que tanto o programa como a modelagem empregada é adequada para representar o comportamento do solo. No entanto, quando analisados os resultados da tensão desviadora *versus* deformação axial, os produtos não foram muito condizentes com os gerados por meio do ensaio laboratorial. Os resultados podem ser vistos na Figura 5.7.

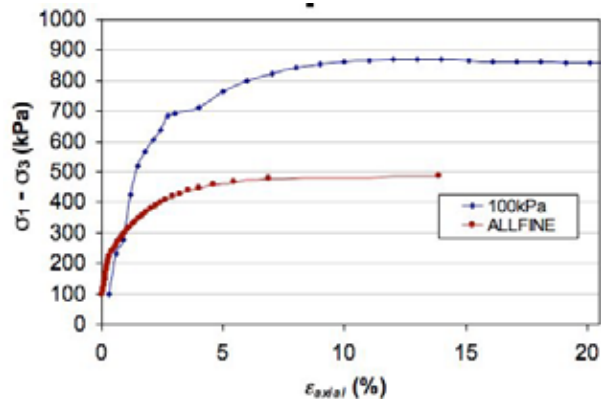


Figura 5.7 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial, $\sigma_3 = 100kPa$.

Tal diferença pode ter sido ocasionada pelo fato de o corpo de prova no ensaio laboratorial não se apresentar completamente saturada. No início da execução do ensaio, a amostra apresentava-se com o grau de saturação, $S = 95\%$. Essa condição de não saturação pode acarretar num ganho momentâneo de resistência devido à sucção matricial.

Para a amostra simulada com a tensão $\sigma_3 = 200kPa$, o mesmo comportamento foi observado tanto para as trajetórias de tensões analisadas quanto ao gráfico $q : \epsilon_{axial}$. Seus resultados podem ser visualizados nas Figura 5.8 e Figura 5.9. As trajetórias de tensões apresentaram concordância entre os valores, entretanto, os valores de tensão desviadora versus deformação axial não apresentaram boa aproximação. Sob a mesma justificativa do caso anterior, a diferença entre resultados laboratoriais e simulados pode ter sido acarretada pela não saturação do corpo de prova, uma vez que a amostra apresentou-se com 90% da saturação.

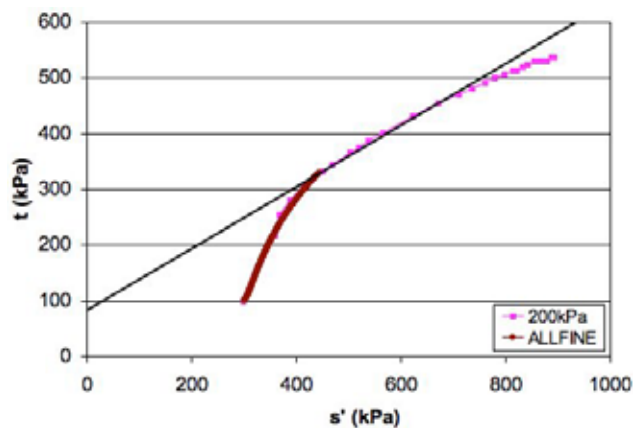


Figura 5.8 – Resultado da simulação - trajetória de tensões $\sigma_3 = 200kPa$.

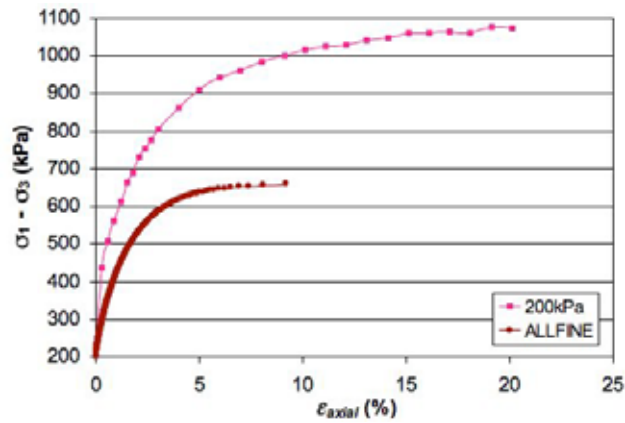


Figura 5.9 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial, $\sigma_3 = 200kPa$.

Para o caso do CP3, com $\sigma_3 = 400kPa$, a amostra estava sob a condição saturada, ou seja, $S = 100\%$. Os resultados obtidos da simulação computacional mostraram valores bem fidedignos aos resultados dos ensaios laboratoriais. As Figura 5.10 e Figura 5.11 ilustram os dois resultados.

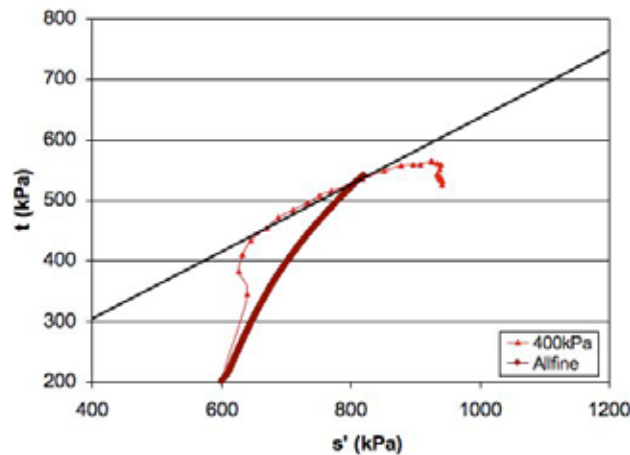


Figura 5.10 – Resultado da simulação - trajetória de tensões $\sigma_3 = 400kPa$.

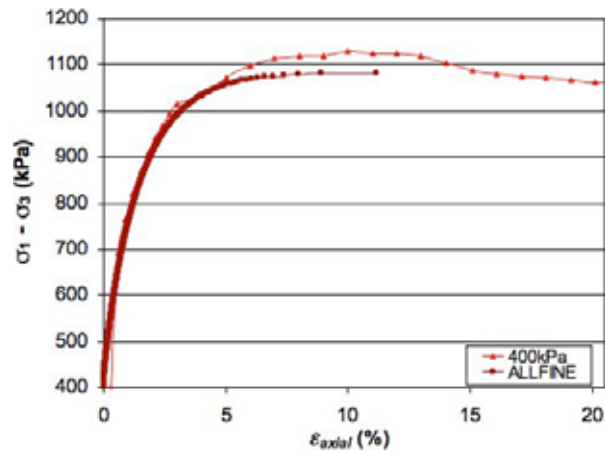


Figura 5.11 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial, $\sigma_3 = 400kPa$.

Os valores obtidos da simulação computacional para $\sigma_3 = 800kPa$, CP4, mostraram o mesmo comportamento mecânico apresentado pelo CP1 e CP2. O grau de saturação da amostra ensaiada no laboratório é $S = 92\%$. Por meio das Figura 5.12 e Figura 5.13, pode-se observar essas verificações.

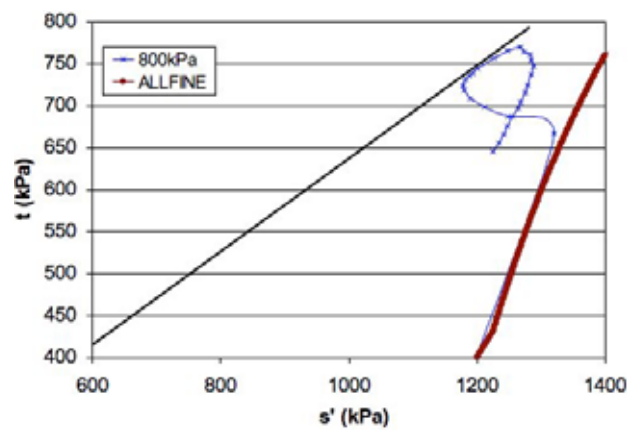


Figura 5.12 – Resultado da simulação - trajetória de tensões, $\sigma_3 = 800kPa$.

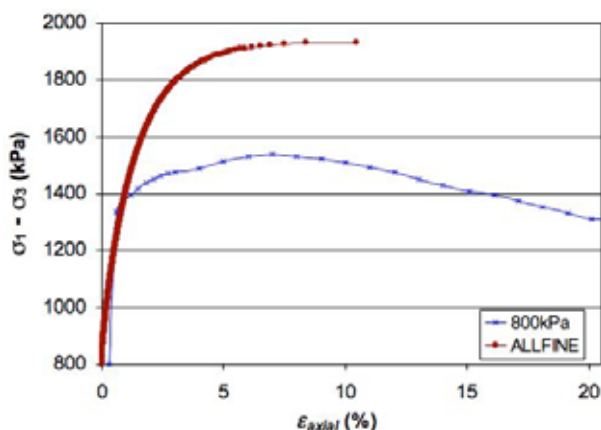


Figura 5.13 – Resultado da simulação – tensão desviadora versus deformação axial $\sigma_3 = 800kPa$.

Apesar de algumas divergências, principalmente entre os resultados de tensão desviadora *versus* deformação axial, pode-se considerar que os resultados computacionais conseguiram representar o comportamento do solo ensaiado. Os resultados dos gráficos $q : \varepsilon_{axial}$ poderiam ter apresentado resultados mais próximos caso os graus de saturação fossem de 100%, como o apresentado pela Figura 5.11.

Na Tabela 5.3, foram discriminados os parâmetros referentes ao comportamento mecânico do solo, utilizados na simulação apresentada no Capítulo 6.

Os valores de p_c , r , β , como descreveu Cordão Neto (2005), para amostras no ramo úmido da curva de compactação, assumem valores, conforme expressos na Tabela 5.3. Para os dois últimos parâmetros, κ_s e λ_s , correspondentes aos efeitos de expansibilidade e contração da amostra, foi admitido $\kappa_s = 0$ e λ_s foi desconsiderado. Isto ocorre, pois a trajetória assumida, de molhagem, pouco sofre influência desses parâmetros.

Apesar da importância do parâmetro κ_s na definição das deformações devido à mudança na poropressão dentro do domínio elástico, acredita-se que não haverá o comprometimento dos resultados, já que o objetivo principal das simulações que utilizaram estes parâmetros é demonstrar a capacidade do programa na análise de problemas não saturados.

Os valores de resistência e compressibilidade para o enrocamento foram obtidos dos estudos realizados por Parra (1985). Esses valores estão apresentados na Tabela 5.3, abaixo. Os valores das variáveis referentes à sucção foram desprezados.

Tabela 5.3 – Resultados das simulações e calibração dos parâmetros

Parâmetros	Material do Núcleo Impermeável		Enrocamento
	Dados Laboratoriais	Dados Calibrados	Dados Estimados
M	1,38	1,38	1,45
p_c	0,1	0,1	0,1
p_0^*	245kPa	245kPa	1.000kPa
$\lambda(0)$	0,025	0,025	0,010
κ	0,007	0,007	0,007
r	1	0,1	0,1
β	0	0,001	0,001
k_c	1	0,1	0,1
λ_s	–	0	0
k_s	0	0,01	0
e	0,656	0,656	1,0
v	–	0,30	0,30
s	145kPa	145kPa	10kPa

5.3.3 VALIDAÇÃO DAS FUNÇÕES DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

A simulação do comportamento hidráulico do solo se dará por meio das sugestões de Cordão Neto (2005). Conforme visto anteriormente no Capítulo 2, a proposta da condutividade hidráulica é função das variáveis de estado, o índice de vazios, e , grau de saturação, S e dos parâmetros de ajustes, A , B , C e D (Equação 4.4).

$$k_w = \frac{A + B * \ln(e)}{1 + \exp\left[\frac{(C - S)}{D}\right]} \quad (4.4)$$

Para a previsão da curva característica, Cordão Neto (2005) propõe a Equação 4.5, abaixo:

$$S = a + b \log(e) + \frac{1 - (a + b \log(e))}{1 + \left(\frac{u_a - u_w}{c}\right)^d} \quad (4.5)$$

onde a , b , c e d são coeficientes de ajuste obtidos a partir de dados experimentais.

Seguindo tais propostas, foram determinados os valores da função de permeabilidade e da curva característica dos materiais da barragem da UHE Emborcação. A Figura 5.14 e 5.15 ilustram os resultados obtidos para ambas as funções.

Os valores dos coeficientes de ajustes para as funções de condutividade hidráulica e da curva característica estão expostos na Tabela 5.4 e Tabela 5.5.

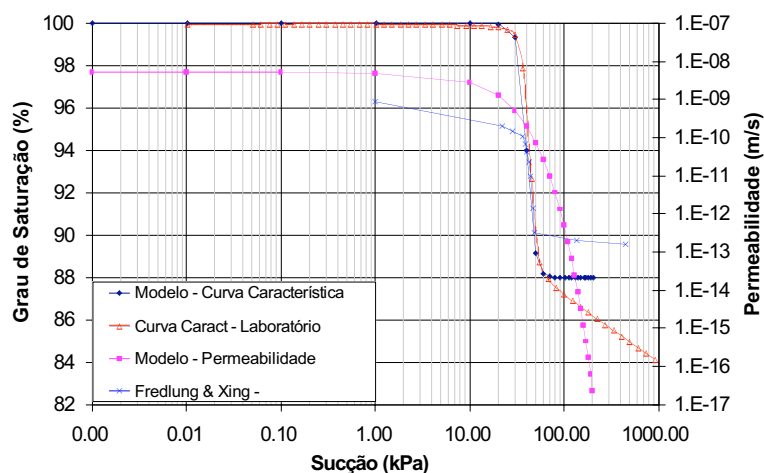


Figura 5.14 – Função de permeabilidade/curva característica do material do núcleo.

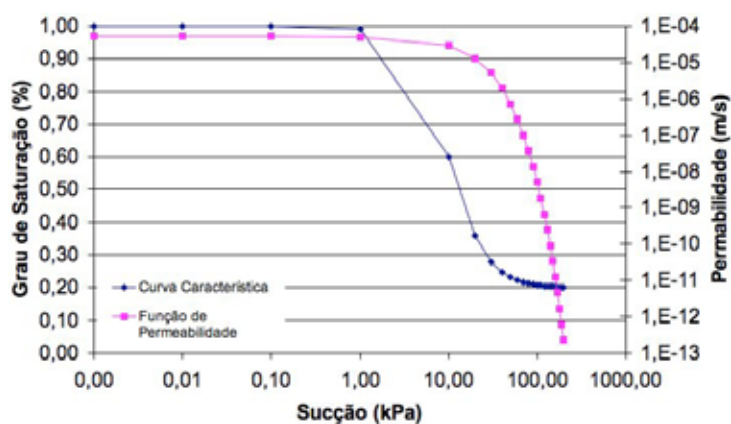


Figura 5.15 – Função de permeabilidade/curva característica do enrocamento.

Tabela 5.4 – Valores dos coeficientes de ajustes do material do núcleo impermeável.

Coeficientes	Função do Grau de Saturação	Coeficientes	Função da Permeabilidade
<i>a</i>	0,88	<i>A</i>	$1,00 \times 10^{-8}$
<i>b</i>	0	<i>B</i>	0
<i>c</i>	40,0	<i>C</i>	0,8
<i>d</i>	1,0	<i>D</i>	1,0

Tabela 5.5 – Valores dos coeficientes de ajustes do enrocamento

Coeficientes	Função do Grau de Saturação	Coeficientes	Função da Permeabilidade
<i>a</i>	0,20	<i>A</i>	$1,00 \times 10^{-4}$
<i>b</i>	0	<i>B</i>	0
<i>c</i>	10,0	<i>C</i>	0,98
<i>d</i>	2,0	<i>D</i>	-10,0

O resultado do modelo da curva característica apresentou-se coerente com o obtido no laboratório. Observa-se, no entanto, uma discordância após o valor de entrada residual. Essa diferença é devido à simulação ter sido realizada com a proposta de Cordão Neto (2005) que foi desenvolvida somente para a macro-estrutura, assim como esta pesquisa, que se baseia somente nas alterações ocasionadas na macro-estrutura do solo. Do mesmo modo, a curva característica proveniente da proposta de Cordão Neto (2005) mostrou-se concordante com o resultado obtido da previsão de *Fredlung & Xing* (1994).

A função de permeabilidade e curva característica para o enrocamento, conforme dito anteriormente, foram estimados. Adotou-se para o enrocamento, quando saturado, valores de permeabilidade da ordem de $1,00 \times 10^{-4}$ m/s e quando seco, nula. Estes valores foram adotados simplesmente pelo fato de que o programa exige a entrada destes dados. O comportamento adotado admite entrada de ar com 99% de saturação, apresentando sucção inicial de 1 kPa, chegando a sucção máxima de 10 kPa, quando seco.

Análise Numérica

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As análises realizadas no capítulo anterior evidenciaram a capacidade do programa ALLFINE e do modelo constitutivo na representação do comportamento do solo. Portanto, as ferramentas mostraram-se aptas para solucionar os problemas deparados durante este estudo.

Neste capítulo, inicialmente, apresenta-se a barragem de terra e enrocamento ilustrada sob a forma da malha de elementos finitos. São apresentadas ainda, as condições de contorno e o tempo de construção empregado nas simulações, além dos estados de tensões iniciais do solo.

Posteriormente, são informadas as análises desta pesquisa. Estas, contudo, foram divididas em três fases:

- Análise da influência da anisotropia na permeabilidade, na fase construção;
- Análise de sensibilidade ao parâmetro $\lambda(0)$, coeficiente de compressibilidade na reta virgem, na avaliação do quanto esse parâmetro influencia na poropressão construtiva.
- Análise do estudo de caso, na qual as poropressões e tensões totais serão avaliadas durante a construção da barragem UHE Emborcação, comparando-as às leituras das instrumentações.

6.2 GEOMETRIA DO PROBLEMA

A seção analisada da barragem UHE Emborcação refere-se à estaca 10, com 150 metros de altura e conseqüentemente à seção mais instrumentada. Os detalhes da seção, assim como suas peculiaridades, foram apresentados no Capítulo 3. Na Figura 6.1 é ilustrada a discretização do domínio, com elementos tridimensionais de 8 nós, empregados nesta pesquisa.

Para a realização da simulação, houve a necessidade de algumas simplificações. A primeira é a consideração de apenas três materiais distintos: o núcleo impermeável, o *random* e o enrocamento. A barragem real possui oito materiais diferentes, descritos anteriormente. As transições e os filtros foram desconsiderados devido a sua espessura, 5,0 metros, ser insignificante em relação ao comprimento da base da barragem total, 540 metros. A largura das transições e filtros foi acrescida na largura do núcleo impermeável.

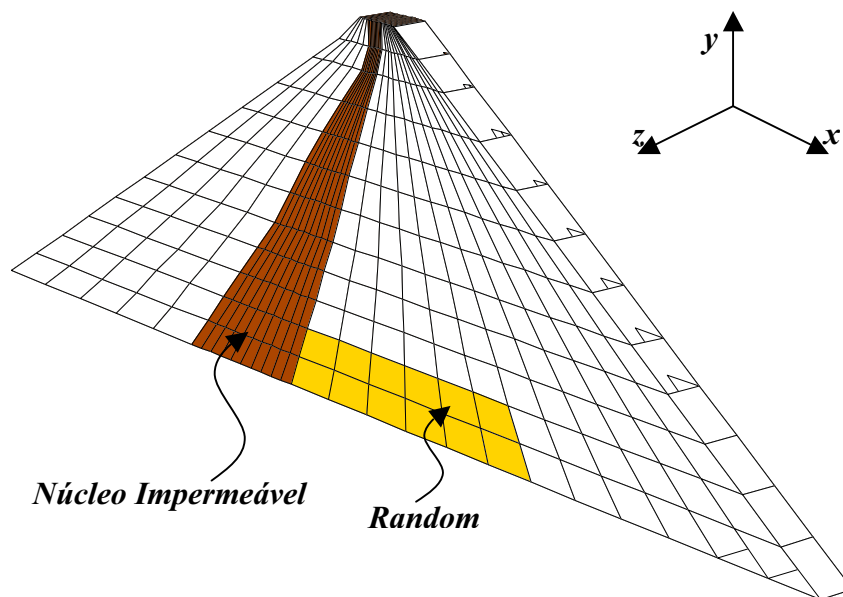


Figura 6.1 – Discretização da barragem de Emborcação – três dimensões.

Outra hipótese simplificadora foi admitir as inclinações dos espaldares com a inclinação total ao invés das inclinações dos taludes mais as bermas. Como apresentado no capítulo anterior, a inclinação de montante era de $1V : 1,8H$ e passa a ter uma inclinação total empregada de $1V : 1,9H$. Para o espaldar de jusante, a inclinação de $1V : 1,4H$ com bermas de quatro metros

a cada trinta metros de altura, passaram para talude único com inclinação total $1V : 1,6H$ (Figura 6.2).

Por último, dentre os três tipos de enrocamento empregado (0,60m; 0,90m e 1,20m), foram considerados somente as características do bloco com diâmetro de 0,90m. Essa consideração é devida ao fato do seu volume, na barragem, ser maior e por esse estar diretamente acima dos materiais mais finos, ou seja, causando interferência direta no núcleo impermeável e *random*.

6.2.1 CONDIÇÃO DE CONTORNO

Para a realização da simulação da construção da barragem, as condições de contorno empregadas foram as que possibilitaram as deformações planas. Diante disso, foram considerados deslocamentos livres nos planos x e y . Já para a fundação da barragem, como esta é de rocha, considerou-se, nos respectivos nós, a condição que impossibilitasse os deslocamentos nas direções x e y .

As condições de filtro propostas por Cordão Neto (2005), foram empregadas na barragem. Preferiu-se impor essa condição na fronteira do núcleo argiloso com o enrocamento. Essa consideração, apesar de não realista, propicia simplificação sem grandes interferências nos resultados, evitando assim, o uso inapropriado da lei constitutiva de fluxo para solos não saturados nos enrocamentos. Outra justificativa para a hipótese, é o fato do não conhecimento sobre as pressões nas interfaces, transições e enrocamento, uma vez que estes apresentam índices de vazios desconhecidos e permeabilidade muito alta. Com isso, descartou-se também a dificuldade, normalmente encontrada, em simular a variação dos elevados gradientes de permeabilidade ao longo do caminhamento ao núcleo impermeável e espaldares. A Figura 6.2 ilustra as condições de contorno aplicadas neste estudo.

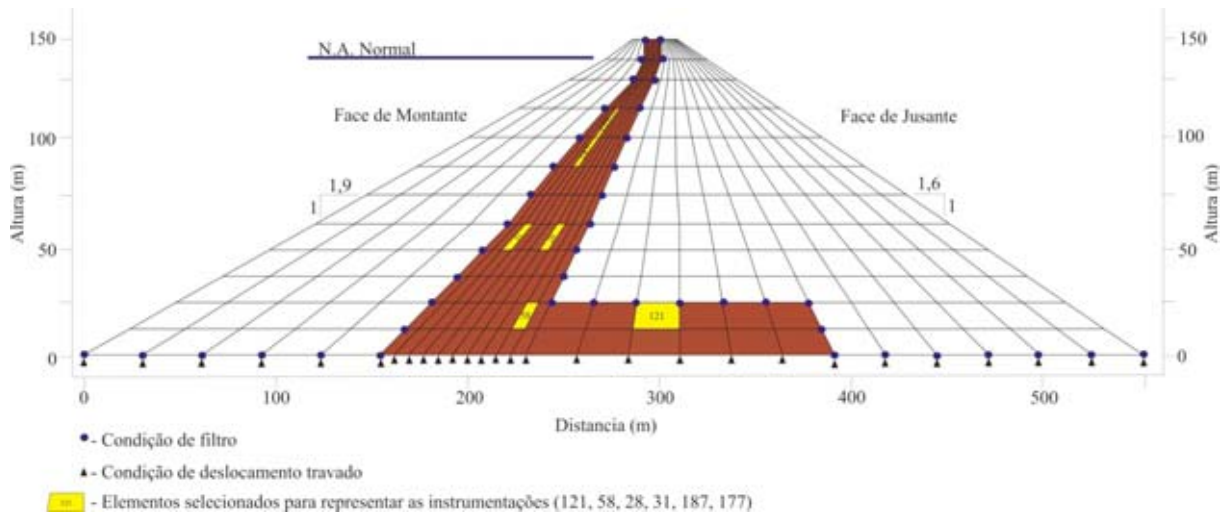


Figura 6.2 – Vista da barragem com as condições de contorno – Fase de construção.

6.2.2 TEMPO DE CONSTRUÇÃO

A definição do tempo de construção, utilizada nesta simulação numérica, se deu a partir de dados de instrumentação e de alguns dados publicado por Parra (1985). O autor apresenta o gráfico parcial da fase final de construção e início do enchimento, tendo como variáveis a elevação (m) *versus* os meses de construção.

Anotações de campo e outros tipos de registros, com relação ao tempo de construção, não foram encontrados. Contudo, pôde-se ter uma idéia do andamento da obra como um todo graças aos registros de leitura das instrumentações publicadas por Parra (1985) e das leituras das instrumentações. A Figura 6.3 ilustra a evolução do alteamento com o tempo (dias) da barragem em questão (modificado, Parra 1985).

Diante dos dados de Parra (1985) e das datas de instalação das instrumentações, definiu-se o tempo de construção para cada camada na simulação numérica. Os resultados publicados por Parra (1985) possibilitaram estimar qual foi o período total de construção e o início e período de enchimento do reservatório. Acrescentando a estas informações, obteve-se o tempo de paralisação da construção da barragem por meio das análises do comportamento das tensões totais, registradas pelas células de cargas totais. A Tabela 6.1 apresenta os valores da velocidade de construção e as paralisações empregadas na simulação da barragem em dias/camada. Na Figura 6.4 é mostrado o gráfico obtido da tabela em questão.

O tempo de construção da primeira camada ficou prejudicado, pois não houve registro de instrumentações que pudesse fazer tal estimativa. Portanto, estimou-se uma velocidade de 10 dias de construção. Esta velocidade mostrou-se bastante condizente, pois possibilitou os valores positivos de poropressões na água para as camadas posteriores.

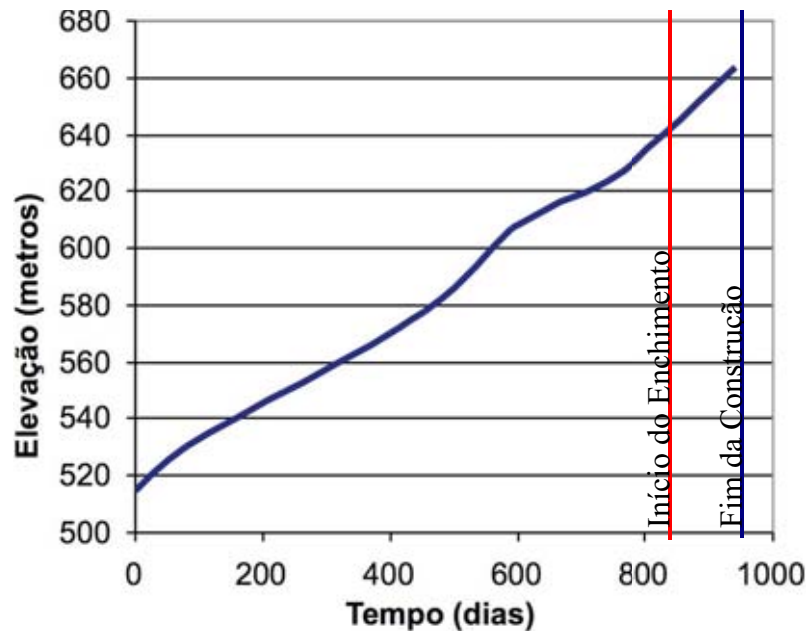


Figura 6.3 – Tempo de construção do empreendimento UHE Emborcação (Modificado – Parra 1985).

Tabela 6.1 – Tempo de construção da barragem de terra e enrocamento UHE Emborcação utilizado na simulação numérica.

Camadas	Tempo (dias)
1	10 dias
2	100 dias
Paralisação	80 dias
3	130 dias
4	80 dias
Paralisação	50 dias
5	60 dias
6	60 dias
7	100 dias
8	60 dias
9	60 dias
10	50 dias
11	50 dias
12	50 dias

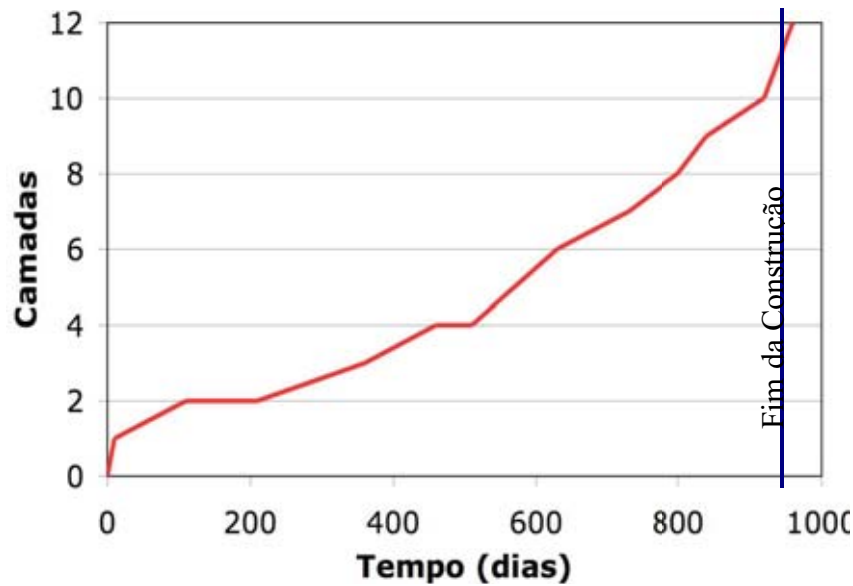


Figura 6.4 – Tempo de construção utilizado na simulação da barragem com paralização.

6.2.3 ESTADOS INICIAIS DE TENSÕES

No Capítulo 5, foram calibrados os parâmetros que melhor representaram o comportamento do solo nas simulações dos ensaios laboratoriais. Contudo, algumas alterações foram necessárias para melhor aproximação entre os dados da simulação com os dados obtidos das leituras das instrumentações. A variável de maior influência na simulação que sofreu mudança foi o coeficiente de compressibilidade no trecho virgem, $\lambda(0)$. O valor calibrado no capítulo anterior apresentou o valor 0,025. No entanto, o valor observado de *lambda* que melhor aproximou dos valores das instrumentações foi 0,015. Esta discrepância pode estar relacionada às diferentes condições iniciais que as amostras se encontravam, isto é, o valor de 0,025 foi obtido de amostras coletadas após 20 anos de construção e os dados da instrumentação são de amostras compactadas na época da construção (1979).

A Tabela 6.2 apresenta os novos valores empregados na simulação da construção da barragem.

Tabela 6.2 – Parametros empregados na simulação numérica

Parâmetros	Núcleo Argiloso	Random	Enrocamento
M	1,40	1,30	1,80
γ_n	19	16	22,5
p_0^*	245kPa	180kPa	1.000kPa
$\lambda(0)$	0,015	0,015	0,015
κ	0,007	0,007	0,007
e	0,656	0,7	1,0
ν	0,30	0,30	0,30
s	145kPa	145kPa	10kPa

6.2.4 - INSTRUMENTAÇÕES ANALISADAS NA BARRAGEM UHE EMBORCAÇÃO

As instrumentações têm como objetivo verificar as hipóteses e parâmetros adotados em projeto: verificação da adequação dos métodos construtivos, verificação das condições de segurança, acompanhamento do desempenho da obra e previsão de eventos adversos.

As características que as instrumentações devem ter são: grau de exatidão das leituras compatíveis, baixo tempo de resposta, estabilidade, durabilidade, confiança durante todo o período de observação, fácil manutenção, compatibilidade com técnicas construtivas, baixo custo e simplicidade (Palmeira, 1996).

Há vários tipos de instrumentações disponíveis no mercado, tanto para solos saturados e não saturados. Dunicliff & Green (1998) descrevem detalhadamente esses tipos de

instrumentações geotécnicas, assim como as funções a que se destinam e seus princípios de funcionamento. No entanto, citaremos neste trabalho somente as instrumentações utilizadas na UHE Emborcação e, concomitantemente, seus resultados no período de construção.

6.2.5 PIEZÔMETRO

Os piezômetros têm a finalidade de medir as poropressões na água e podem ser instalados em diversas posições na barragem (maciço, sistema de drenagem e fundação). Na UHE Emborcação especificamente, utiliza-se piezômetros pneumáticos (fabricante Hall) cuja instalação concentra-se no núcleo impermeável e *random*.

As poropressões na água são medidas pelo equilíbrio do diafragma flexível dentro do tubo. Inicialmente, injeta-se o gás (em geral nitrogênio) provocando a abertura da cavidade que liga os dois canais, de entrada e de saída do gás. Interrompe-se a entrada de gás. A tensão proporcionada pela água no diafragma equilibra-se com a pressão do gás. Neste momento, a poropressão na água, u é igual a pressão do gás, g , que é lida no manômetro (Figura 6.5).

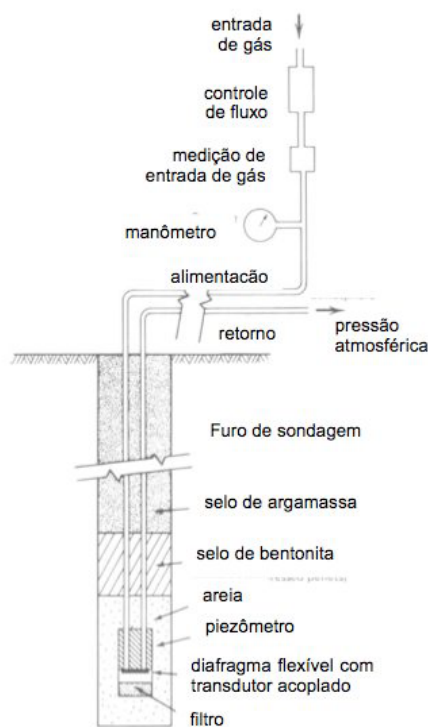


Figura 6.5 – Esquema de instalação do piezômetro pneumático (modificado, Dunnycliff & Green, 1998).

O piezômetro pneumático apresenta as seguintes vantagens, segundo Palmeira (1996):

- Mecanismo simples, confiável e sem problemas de perda de calibração a longo prazo;
- Unidade de leitura pode estar localizada longe da área de trabalho, evitando interferência nas atividades de construção;
- Custo menor que o de outros piezômetros à base de diafragma;
- Bom (pequeno) tempo de resposta.

Entretanto, apresenta algumas desvantagens, a saber:

- O tempo necessário para a leitura é função do comprimento da tubulação;
- Complicado de ser automatizado;
- Requer suprimento de nitrogênio;
- Não registra poropressões negativas. Para tal procedimento é necessária a aplicação de vácuo e o diafragma deve ser apropriado.

Os estudos aqui pesquisados analisarão somente a seção 2, estaca 10+00, referente à seção do leito do rio, de maior altura. A Tabela 6.3 dispõe as cotas de instalação no núcleo impermeável e *random*, segundo a Figura 6.6.

Tabela 6.3 – Localização dos Piezômetros UHE Emborcação – Estaca 10

Nº Piezômetro	Cota da célula (m)	Distância do eixo (m)	Estaca
202	525,65	Eixo	10
203	530,00	71,50 Mont	10
205	577,31	40,20 Mont	10+04
206	577,28	60,80 Mont	10+04
207	607,16	34,52 Mont	10
208	623,04	24,30 Mont	10

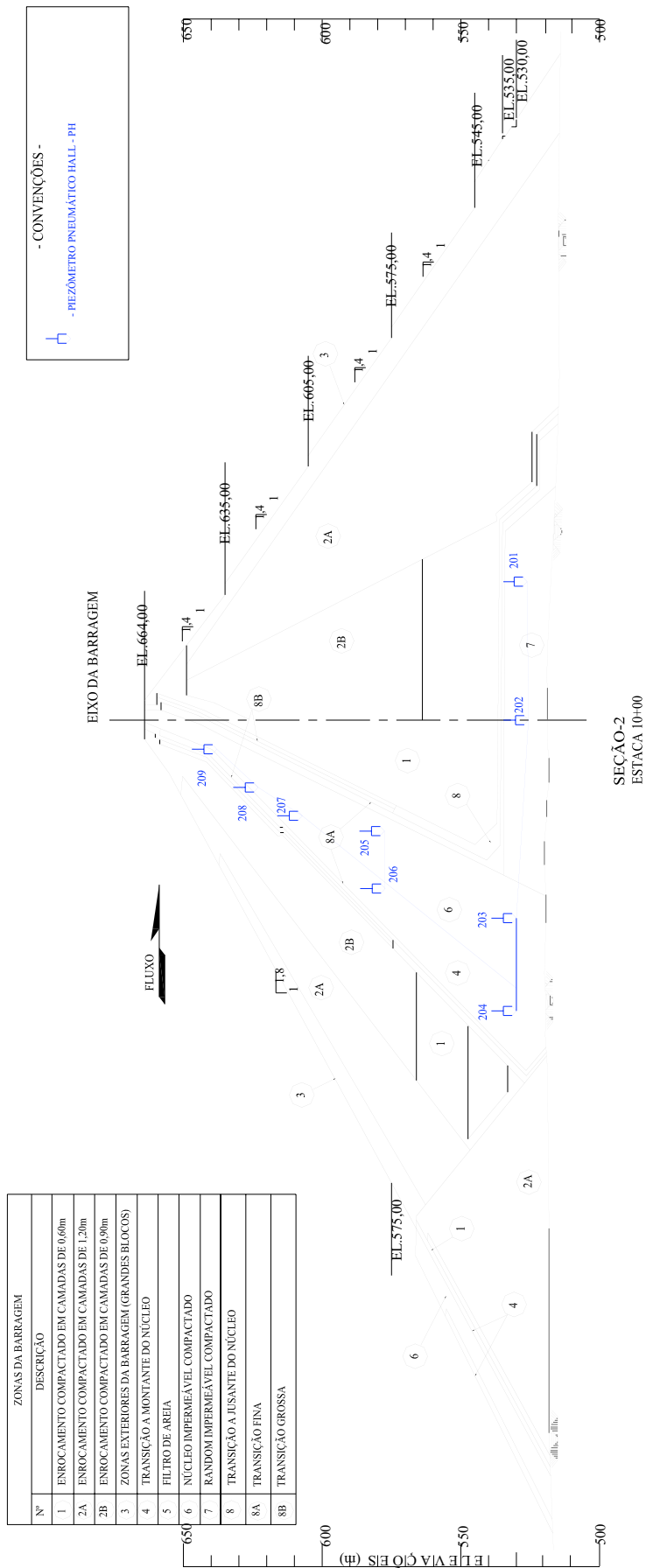


Figura 6.6 – Instrumentação Geotécnica: Piezômetros. Seção 02 – Estaca 10+00.

6.2.6 CÉLULAS DE PRESSÕES TOTAIS

As células de cargas são instrumentos usados para medir tensões totais. São produzidas em chapas de metais cujos sensores medem as deformações ocasionadas nas superfícies do instrumento. Os sensores das células de tensões totais, localizadas entre as chapas, podem ser à base de princípios resistivos, cordas vibrantes e pneumáticos.

As células de pressão para solos são inseridas no interior do aterro durante a construção da barragem, para indicar o nível das tensões atuantes no núcleo, conhecer a distribuição de tensões entre os diferentes materiais e zonas da barragem, medir as tensões na interface do aterro com os muros de concreto e as tensões de interface com as galerias enterradas, entre outras funções (Silveira, 2006).

Outra função importante das células de tensões totais, para as barragens, é informar o alívio de tensões verticais, em decorrência do processo de arqueamento do solo argiloso nos núcleos impermeáveis de barragens de terra e enrocamento. Tal efeito de arqueamento é o alívio das tensões do solo argiloso que passam a ser suportadas pelos materiais adjacentes e transições, por esses serem mais rígidos que o próprio núcleo da barragem. Esse fenômeno pode favorecer a ocorrência de erosão interna do núcleo argiloso ameaçando a segurança da barragem.

Normalmente, a instalação da célula de pressões totais é localizada nas regiões próximas de piezômetros. Isso se deve ao fato de as informações poderem ser confrontadas, possibilitando, assim, obter as tensões efetivas no solo, uma vez que a resistência cisalhante é função da tensão efetiva.

As células de tensões totais são instaladas na posição horizontal, para a medição das tensões verticais na base das barragens de terra e enrocamento. Quando há necessidade de determinar o estado geral de tensões em uma seção transversal da barragem, as células podem ser instaladas segundo uma roseta de 45°, que representa as tensões medidas nas três células da roseta. Essa conformação de três células permite a determinação das tensões principais maior, σ_1 e menor, σ_3 (Silveira, 2006).

Vale ressaltar que as células de pressões totais devem ser dimensionadas de forma a não comprometer as leituras de dados. Células mais rígidas do que o solo envolvente tendem a

concentrar tensões sobre si, fornecendo, assim, medidas de tensões maiores que as reais. Ao contrário, se a célula for menos rígida que o solo poderá ocorrer arqueamento do solo próximo à célula, com conseqüente medição de valores de tensões menores que as reais (Palmeira, 1996). Dunnicliff & Green (1988) e Palmeira (1996) comentam sobre dimensionamento das células de pressões totais para fins de obras geotécnicas.

Na UHE Emborcação foram instaladas células de pressões totais do tipo pneumáticas. O seu princípio de funcionamento é o mesmo empregado em piezômetros pneumáticos, conforme descrito no item anterior.

O posicionamento das células de carga na barragem de Emborcação é ilustrada na Figura 6.7. A localização das células; cotas, distância ao eixo e estaca é mostrado na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Localização das Células de Tensões Totais
UHE Emborcação – Estaca 10

Nº Célula de Carga	Cota da célula (m)	Distância do eixo (m)	Estaca
201	525,65	Eixo	10
202	530,00	72,00 Mont	10
207	577,09	40,80 Mont	10+04
209	576,98	60,20 Mon	10+05
212	607,12	34,05 Mont	10+04
214	622,99	24,11 Mont	10+12

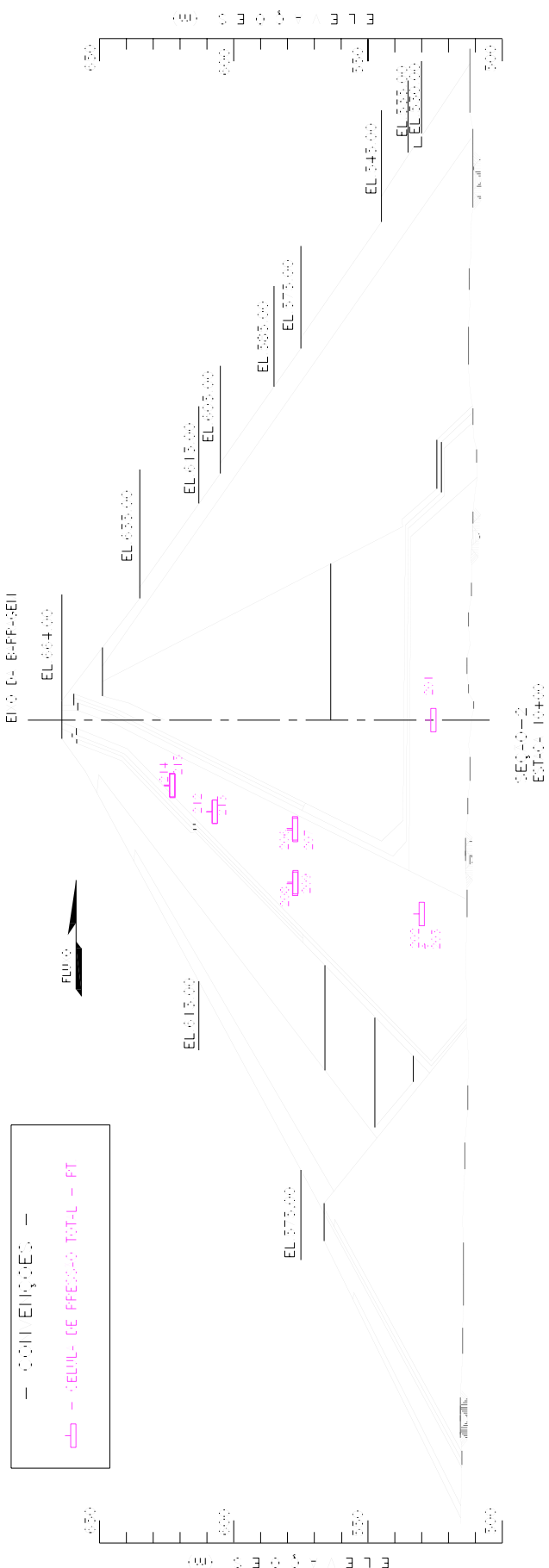


Figura 6.7 – Instrumentação Geotécnica: Células de Pressões. Seção 02 – Estaca 10+00.

6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Antes de iniciar a avaliação dos dados gerados pelo programa numérico, é fundamental neste estudo, compreender a magnitude das interferências encontrada e o quão relevantes são estas influências nas análises dos resultados.

Dentre as interferências, destacaram-se como as mais relevantes: as condições das fronteiras drenantes, o tempo e seqüência de construção, a precisão e acurácia das instrumentações, a limitação do modelo constitutivo e principalmente, os problemas referentes aos parâmetros.

A localização da fronteira drenante, normalmente gera grande influência no comportamento do maciço. Uma das dificuldades encontradas foi estimar até onde a sua influência interfere nos resultados das instrumentações e, mais significativamente, nas simulações numéricas.

Devido à falta de informações do período construtivo da barragem, notas de campo e relatórios de acompanhamento da obra tornou-se difícil mensurar a verdadeira velocidade de alteamento do aterro e os tempos das paralisações. Outro problema que afeta a simulação da construção da barragem via métodos numéricos é a falta de informação sobre a seqüência de construção da barragem, pois esta interfere diretamente nos valores das instrumentações, principalmente nos valores de poropressões.

Como mencionado, a qualidade e a confiabilidade das informações obtidas pela instrumentação pode comprometer sua interpretação. Os piezômetros pneumáticos instalados, apesar de eficientes para a fase de operação ou para fluxo de água constante, não geram resultados de poropressões negativas na água, no qual, normalmente é encontrado nesta fase de construção. Sendo assim, algumas informações relevantes são ignoradas, ocasionando uma baixa precisão nas comparações.

Os modelos constitutivos empregados na pesquisa, embora reconhecidos na distinção do comportamento mecânico e hidráulico de materiais terrosos, não incorporam a caracterização de materiais mais pedregulhosos. Devido a tal limitação, algumas hipóteses foram assumidas e dispostas no Capítulo 5.

As condições de obtenção dos parâmetros para as simulações não saturadas são as que mais influenciam os resultados da pesquisa. Como descrito no Capítulo 4, a maioria dos ensaios obtidos são empregados na forma saturada. Com isso, não se tem conhecimento sobre dados com relação à sucção do material durante os ensaios. Outro fator que interfere na aquisição dos parâmetros é a realização de ensaios sobre condições impróprias, como por exemplo, a realização dos ensaios de compressão triaxiais anisotrópicos saturados com grau de saturação em torno de 90%.

A obtenção da curva característica para um único índice de vazios também limita a realização da simulação. Na compactação em campo, normalmente, são encontradas variações no índice de vazios. A consideração dessa única curva característica simplifica as interpretações do comportamento hidro-mecânico do material terroso nestas análises.

6.3.2 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ANISOTROPIA NA FASE DE CONSTRUÇÃO

Para melhor compreensão do comportamento da poropressão da fase água, durante o período construtivo, foi estudado o efeito da variação da anisotropia da permeabilidade na geração da poropressão, uma vez que o solo apresentou certa anisotropia na permeabilidade, conforme visto no Capítulo 4.

Para isso, foi simulada a construção da barragem para diferentes valores de k_y , na tentativa de examinar a influência da anisotropia. Portanto, o estudo da anisotropia da permeabilidade propõe $\frac{k_x}{k_y}$ variando desde 0,1 a 1.000, isto é, k_y variando de 10^{-7} a 10^{-12} m/s e mantendo k_x constante a 10^{-9} m/s.

Assim, para a análise, foram avaliados os seguintes elementos: 121, 58, 31, 28, 187 e 177. Esses elementos estão localizados próximos aos locais onde foram instaladas as instrumentações da barragem. As Figura 6.8 a Figura 6.13 ilustram os dados obtidos dessa análise.

No elemento 121, localizado no random, segunda camada (Figura 6.8), os resultados com permeabilidade mais alta, $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 0,1 e 0,01, apresentaram-se divergentes em comparação com os dados isotrópicos ($k_y=k_x=10^{-9}$ m/s). Já os valores menores a ($k_y=k_x=10^{-9}$ m/s), $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 10, 100 e 1000 apresentaram pouca diferença entre os valores de poropressão.

À medida que houve acréscimo de tensão, com o alteamento da barragem, observou-se uma maior dissipação da água nos poros do solo. Com isso, nota-se nos valores de permeabilidade 10^{-7} e 10^{-8} m/s uma maior diferença entre os resultados de poropressão, chegando a aproximadamente 500kPa, entre os resultados da análise isotrópica com o $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 0,01. Por outro lado, mesmo com o aumento de carga, para os valores de permeabilidade $k_y= 10^{-10}$ a 10^{-12} m/s menores que o isotrópico ($k_y=k_x=10^{-9}$ m/s), não houve variações entre os resultados de poropressão.

Um ponto relevante, que interferiu na divergência entre resultados foi a localização do elemento 121. Este elemento encontra-se com o menor trajeto de dissipação da água no eixo vertical (y), dessa forma, para permeabilidades k_y maiores, como 10^{-7} e 10^{-8} m/s, o fluxo de água percolou-se facilmente, resultando assim, nos menores valores de poropressão. Mesmo com esse curto percurso de dissipação da água no eixo y , para os valores menores que o isotrópico ($k_y=k_x=10^{-9}$ m/s), não ocorreu o fluxo de água, isto é, a velocidade de alteamento do maciço mostrou-se alta para dissipação do excesso de água.

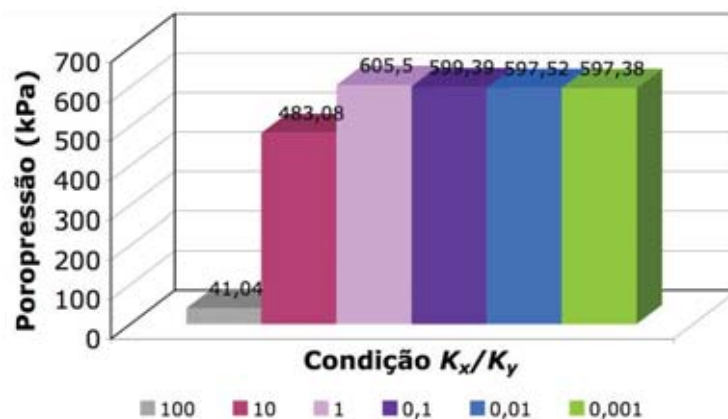


Figura 6.8 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 121, 2ª Camada, Random.

O mesmo efeito observado para o elemento 121, foi constatado no elemento 58 (Figura 6.9), que se localiza na segunda camada no núcleo argiloso. Neste caso, obteve-se uma menor divergência entre os valores isotrópico ($k_y=k_x=10^{-9}$ m/s) e $\frac{k_x}{k_y}=0,01$, aproximadamente $50kPa$ de poropressão.

Nessa análise, como há uma influência das duas direções de escoamento, k_x e k_y , pois o percurso da água para dissipação se dá na diagonal, nota-se diferença entre os dados analisados. Novamente, o resultado de dissipação da água para $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 0,01 mostrou-se maior, no entanto esse mesmo comportamento não foi observado para o valor $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 0,1, que mostrou-se menor que o valor $k_y=k_x=10^{-9}$ m/s e as demais permeabilidades. Este fato, portanto, demonstra que k_x teve maior influência neste caso, deixando assim, os valores de poropressões maiores.

No caso de $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 0,01 a velocidade de dissipação foi maior devido à grande diferença entre as permeabilidades, dessa forma, pode-se inferir que o excesso de pressão na água dissipou-se mais pelo eixo y .

Para os valores de $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 10, 100 e 1.000, quando o carregamento atingiu certa carga, devido ao alteamento da barragem, o escoamento do excesso de água passou a fluir com maior influência pelo eixo do x , resultando assim em valores menores de poropressão que $k_y=k_x=10^{-9}$ m/s.

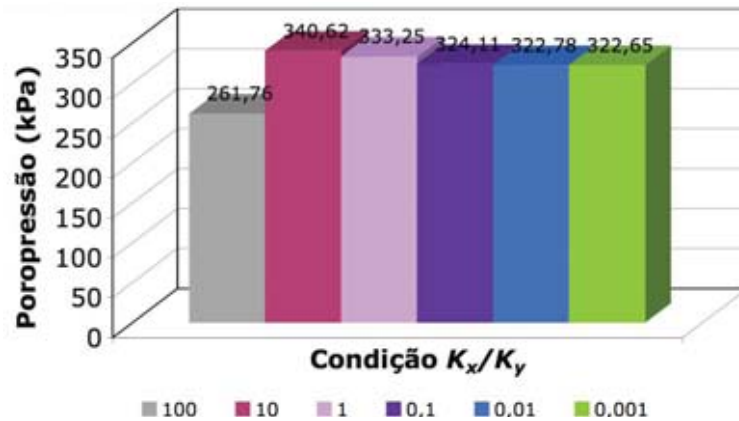


Figura 6.9 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 58, 2ª Camada, Núcleo.

Para os elementos 28, 31 e 187, localizados na quinta e oitava camadas, observou-se um comportamento similar entre eles, destacando-se somente os maiores valores de poropressão para o resultado $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 0,01 na fase inicial da construção. Essa discrepância, principalmente para o elemento 187, fez deduzir que a permeabilidade k_x tem maior influência que k_y nessa etapa da construção.

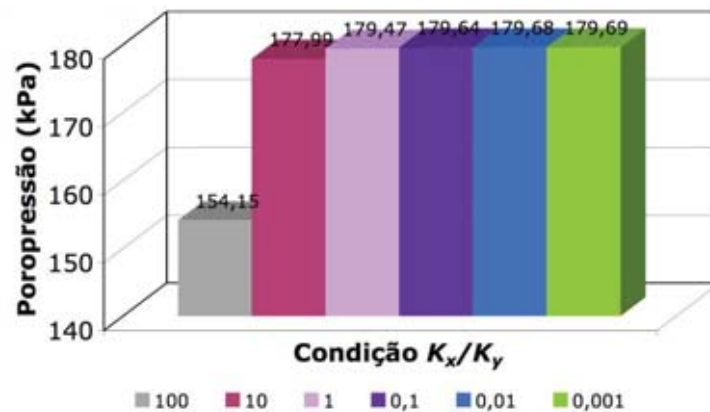


Figura 6.10 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 31, 5ª Camada, Núcleo.

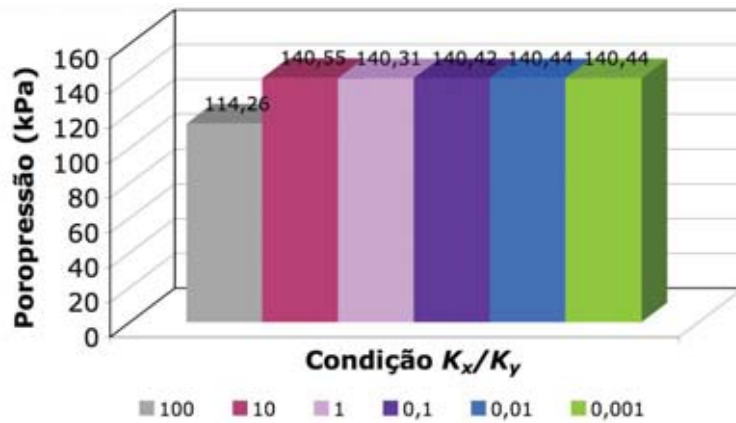


Figura 6.11 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 28, 5ª Camada, Núcleo.

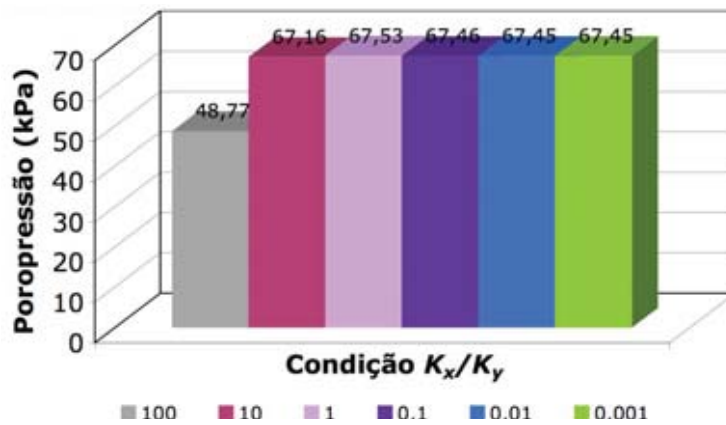


Figura 6.12 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 187, 5ª Camada, Núcleo.

Para o elemento 177, observou-se o mesmo comportamento do elemento 58. A localização desse elemento na barragem disponibiliza o menor caminho de percolação a diagonal. Contudo, os valores de poropressões iniciais, observados para $\frac{k_x}{k_y}$ igual a 0,1 e 0,01, mostraram-se maiores que os valores obtidos para a permeabilidade $k_y=k_x=10^{-9}$ m/s. Esse comportamento sugere que, inicialmente, o caminho mais curto para a percolação da água é pelo eixo horizontal, x . A partir de uma certa altura de compactação, o fluxo de água torna-se mais fácil pelo eixo y , isto é, o fluxo de água tende para a vertical.

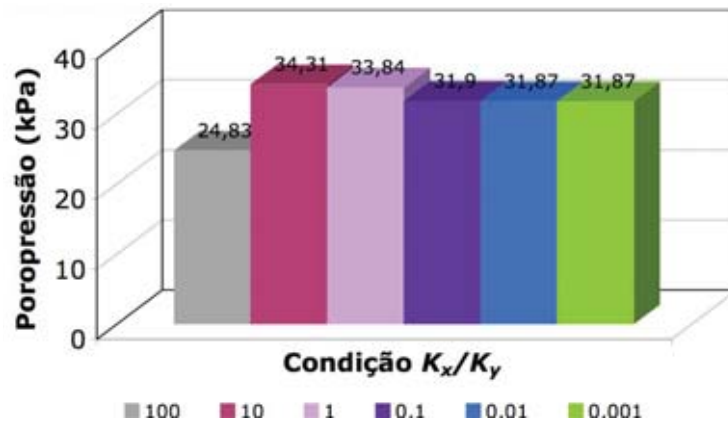


Figura 6.13 – Resultado do efeito da anisotropia – Elemento 177, 9ª Camada, Núcleo.

Portanto, é importante considerar, para o estudo da barragem UHE Emborcação, o solo como anisotrópico em análises de previsão da poropressão construtiva, pois os diferentes valores de permeabilidade vertical e horizontal vão influenciar na geração de poropressão para os diferentes pontos do núcleo. Isto é, devido a inclinação da barragem e a localização do ponto analisado, a geração de poropressão será influenciado por ambos os coeficientes de permeabilidades.

6.3.3 ANÁLISE DO EFEITO DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPRESSIBILIDADE, $\lambda(0)$, NA POROPRESSÃO CONSTRUTIVA.

Com o mesmo intuito do item anterior, para melhor compreensão do comportamento da poropressão construtiva, avaliou-se o quanto a variação do parâmetro, o coeficiente de compressibilidade no trecho virgem, interfere na geração da poropressão.

Assim como nos itens anteriores, foram avaliados os mesmo elementos, 121, 58, 28, 31, 187 e 177. As Figura 6.15 a Figura 6.20 ilustram as comparações entre os resultados obtidos deste estudo.

Da mesma forma que os resultados da anisotropia na permeabilidade, as variações ocorridas no parâmetro $\lambda(0)$, interferem bastante na geração de poropressão. Como pode ser visto na Figura 6.14, a variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem pode variar consideravelmente na geração de pressão na água. A diferença de poropressão, para a

barragem UHE Emborcação pode chegar a aproximadamente $\cong 250kPa$, ou seja, a 50% de diferença na previsão de poropressão. Esse contraste é devido ao valor do índice de vazios calculado para os diferentes valores de $\lambda(0)$. Quanto maior o valor do coeficiente de compressibilidade na reta virgem, menor o índice de vazios e, conseqüentemente, maior a geração de poropressão (por exemplo: $\lambda(0)= 0,010$, a dissipação da poropressão se dá com mais facilidade que uma estrutura mais adensada, $\lambda(0)= 0,050$).

Para valores acima de $\lambda(0)= 0,030$, a interferência na geração da poropressão é minimizada, isto é, os valores de poropressões gerados para o mesmo acréscimo de 0,005 no valor de $\lambda(0) < 0,030$ são maiores que os valores de poropressão gerados para $\lambda(0) > 0,030$. Esse efeito é ocasionado pela menor diferença entre os índices de vazios, à medida que se aumenta o valor de *lambda* (por exemplo: $\lambda(0)= 0,030$ e $\lambda(0)= 0,050$, $e = 0,58$ e $e = 0,55$, respectivamente).

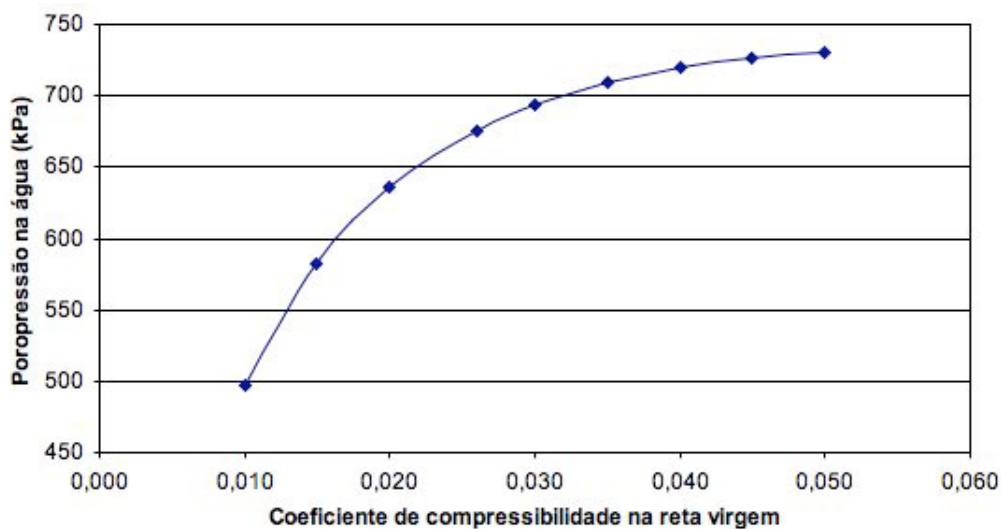


Figura 6.14 – Gráfico comparativo entre os valores do coeficiente de compressibilidade na reta virgem, $\lambda(0)$

As análises comparando os diferentes valores do coeficiente de compressibilidade, *lambda*, para cada elemento investigado estão apresentadas nas Figura 6.15 a Figura 6.20.

Para o elemento 121, no final da construção, a Figura 6.15 apresenta a diferença entre os valores 0,010 e 0,050 que demonstram uma discrepância de aproximadamente $220kPa$. Ou seja, solos que apresentam potencial de compressibilidade maior, podem gerar altos valores de

poropressão, à medida que se faz o alteamento. Diante disso, para materiais que apresentam essas características, em obras de aterros, pode-se sugerir uma diminuição na velocidade de compactação e uma melhor observação no controle de geração de poropressões.

Os valores dos elementos seguintes, 58, 31, 28, 187 e 177, mostraram as mesmas características observadas para o elemento 121. Contudo, os valores de poropressões gerados, mostraram-se inferiores, pois se encontram em camadas superiores à camada do elemento 121 e conseqüentemente mais próximos à tensão de pré-adensamento.

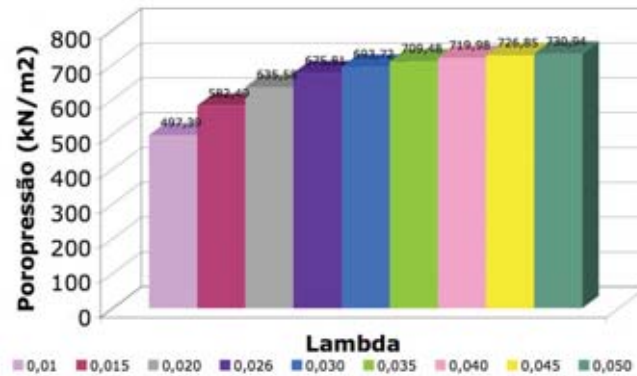


Figura 6.15 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 121, 2ª Camada, Random.

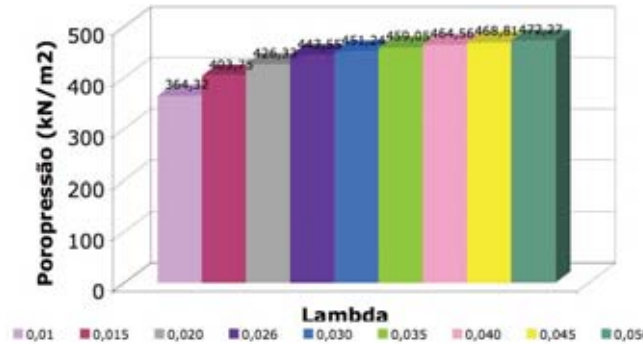


Figura 6.16 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 58, 2ª Camada, Núcleo

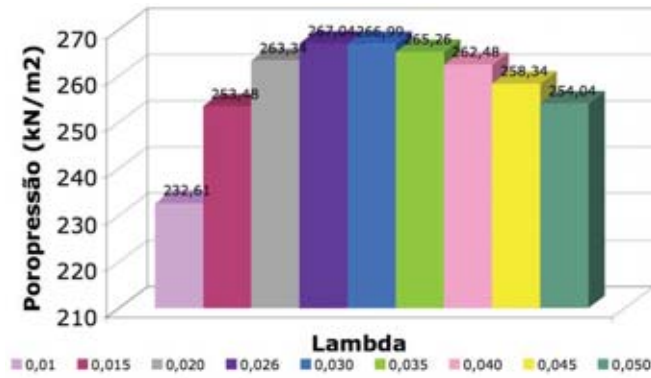


Figura 6.17 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 31, 5ª Camada, Núcleo.

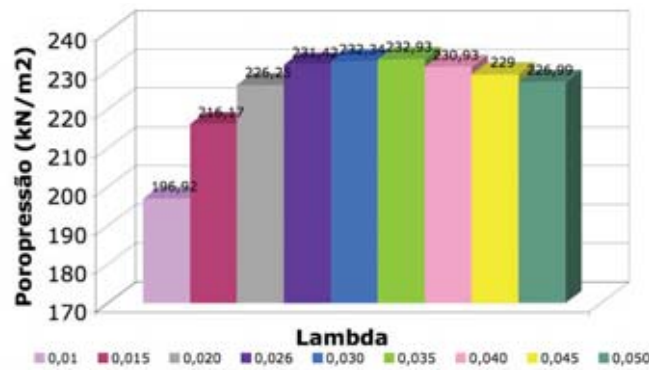


Figura 6.18 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 28, 5ª Camada, Núcleo.

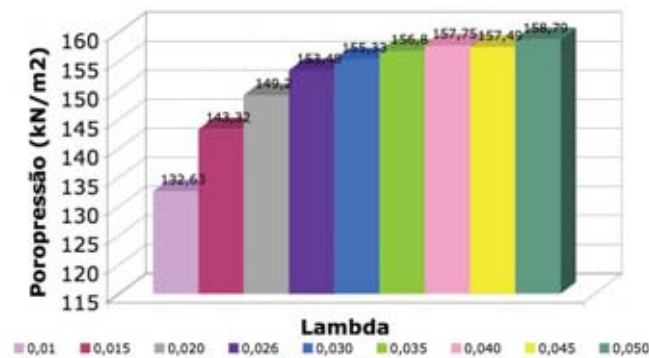


Figura 6.19 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 187, 8ª Camada, Núcleo.

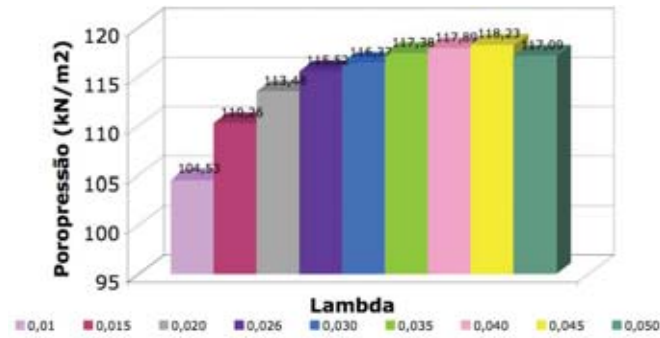


Figura 6.20 – Variação do coeficiente de compressibilidade na reta virgem – Elemento 177, 9ª Camada, Núcleo.

Assim, é de grande valia a obtenção do correto valor do coeficiente de compressibilidade na reta virgem, para se obter uma eficiente previsão do comportamento da poropressão construtiva, utilizando a modelagem elastoplástica, pois esse parâmetro apresenta grande influência na geração da poropressão e, conseqüentemente, na resistência ao cisalhamento do solo.

6.3.4 AVALIAÇÃO DAS POROPRESSÕES CONSTRUTIVAS

Para realizar a comparação entre os dados dos piezômetros e da simulação numérica, foram escolhidos elementos na malha, com a maior proximidade das localizações das instrumentações no corpo da barragem. Na Figura 6.2 também são apresentados os elementos escolhidos para obtenção dos resultados, além da discretização da barragem utilizada na simulação. Os elementos escolhidos estão apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Elementos escolhidos para representar as instrumentações da barragem

Elemento	Instrumentação	Localização na barragem
121	Piezômetro 202 Célula de Pressão 201	Random – 2 Camada – Eixo central da barragem
58	Piezômetro 203 Célula de Pressão 202	Núcleo Argiloso – 2 Camada
28	Piezômetro 205 Célula de Pressão 207	Núcleo Argiloso – 5 Camada
31	Piezômetro 206 Célula de Pressão 209	Núcleo Argiloso – 5 Camada
187	Piezômetro 207 Célula de Pressão 212	Núcleo Argiloso – 8 Camada
177	Piezômetro 208 Célula de Pressão 214	Núcleo Argiloso – 9 Camada

O elemento 121 representa o piezômetro 202 e a célula de carga 201. A comparação entre os resultados da simulação numérica e das leituras das instrumentações está ilustrada na Figura 6.21.

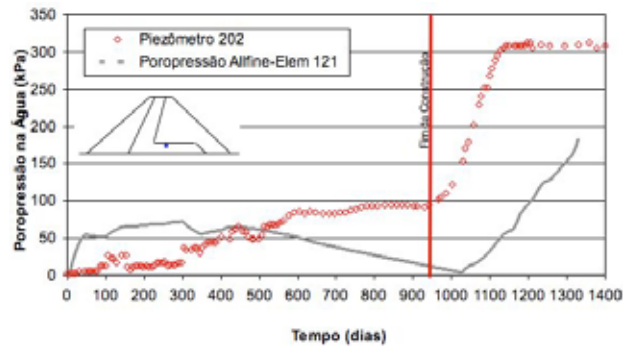
Observa-se na Figura 6.21(a), poropressão *versus* tempo, que a simulação apresentou ganho de poropressão positiva rapidamente na fase inicial do carregamento, até aproximadamente os 50 dias. No entanto, o mesmo comportamento não foi observado pela instrumentação, que apresentou pouca influência da pressão da água. A diferença entre os valores gerados e os lidos nos piezômetros variou em torno de 50kPa. Após os 300 dias, notou-se uma diminuição entre essa discrepância, permanecendo, por aproximadamente uns 200 dias, a diferença de 10kPa entre os valores simulados e lidos. Após os 500 dias, observa-se a queda dos valores de

poropressão. Esta diminuição da poropressão é possivelmente ocasionada pelo adensamento do solo, onde se evidencia a estabilização dos valores das pressões da água no corpo da barragem. Este comportamento do solo simulado na construção manteve o mesmo desempenho observado nos itens anteriores, que demonstraram a fácil percolação da água quando o material apresenta uma estrutura com índices de vazios maiores, com $\lambda(0) = 0,015$. No fim da construção a diferença entre os resultados é de 75kPa, isto é, os dados dos piezômetros não registraram a consolidação do solo durante a fase de construção.

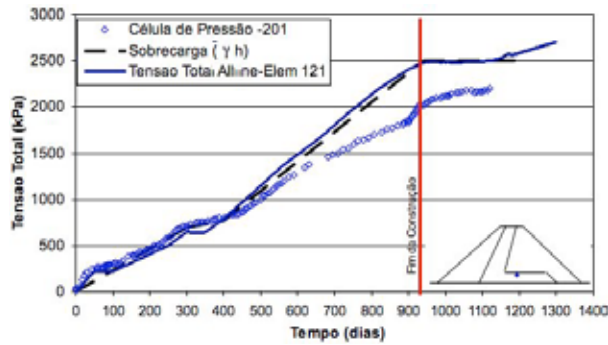
Na fase de enchimento de 210 dias, observou-se a continuação da diminuição dos valores de poropressão simulados pelo programa ALLFINE, até o momento em que a linha freática começou a influenciar o elemento. Esse ponto é representado pelo aumento da poropressão e está evidenciado em todos os elementos analisados.

O comportamento de diminuição de pressão no período de enchimento, não é observado nos registros dos piezômetros, pois, no caso real, a barragem começou o enchimento antes da finalização total da barragem, ou seja, na barragem real não houve tempo para dissipação dessa poropressão. Já para a simulação, o período de 210 dias proporcionou uma dissipação da água do solo e conseqüentemente um afastamento entre os valores da simulação e dos dados lidos na instrumentação.

Na simulação das tensões totais, os valores obtidos apresentaram-se, inicialmente, condizentes com os valores da instrumentação. Entretanto, após os 500 dias, a simulação começou a apresentar valores maiores aos valores registrados pela célula de carga. Esta diferença pode estar associada à perda de carga para as transições do maciço, evidenciando, assim, o arqueamento de tensões. Essa dedução é esclarecida quando comparado o valor de sobrecargas ($\gamma \times h$). Os valores lidos pela célula de tensão total deveriam estar próximos aos valores representados pela linha tracejada na Figura 6.21(b). A diferença entre os valores de tensões totais foi de aproximadamente 500kPa na fase final de construção. Nos estudos de Parra (1985) também foram observadas essas distorções de valores entre os resultados gerados pela simulação numérica, o cálculo de sobrecarga ($\gamma \times h$) e a instrumentação.



(a)



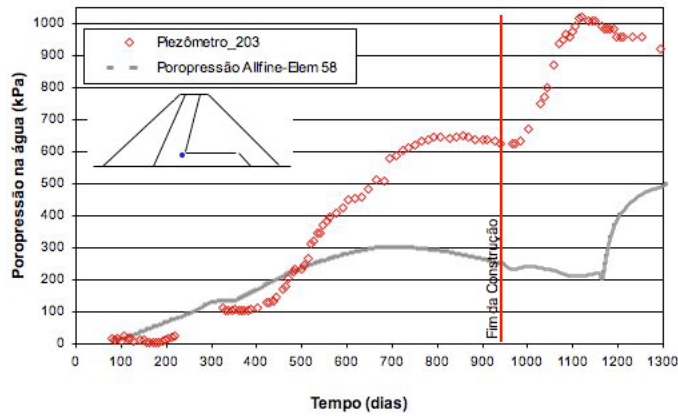
(b)

Figura 6.21 – Gráfico comparativo entre o elemento 121: (a) - piezômetro 202. (b) - célula de carga 201

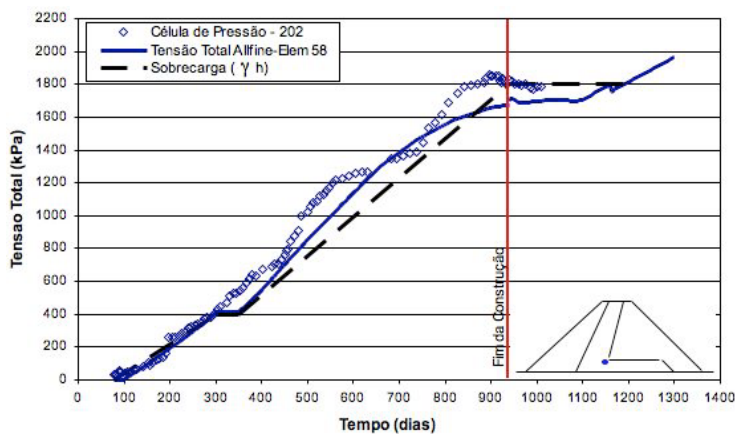
O elemento 58 representa numericamente o piezômetro 203 e a célula de carga 202 (Figura 6.21). Assim como o elemento 121, o elemento 58, que se encontra na segunda camada, agora no núcleo argiloso, apresentou a mesma característica observada no elemento anterior, Figura 6.21(a). Inicialmente, mostraram-se próximos aos valores registrados nos piezômetros, com diferença de 10kPa. Após o valor de 500 dias, a simulação da construção da barragem começou a apresentar uma maior diferença entre os resultados, também ocasionados pelo início do adensamento do material. Mais adiante, próximo dos 700 dias, a mesma perda de pressão, observada no elemento anterior é descrita para o elemento 58, isto é, dissipação do excesso de pressão na água com diminuição da curva.

A simulação da tensão total mostrou-se melhor que os valores de poropressão. Na Figura 6.21(b) são demonstrados os valores lidos pela célula de pressão e os valores gerados pela simulação. Observa-se que ambos os valores no gráfico, simulação e leituras, apresentaram-se

próximos aos valores calculados por $(\gamma \times h)$, não havendo nesse caso a interferência do arqueamento de tensões neste ponto da barragem.



(a)



(b)

Figura 6.22 – Gráfico comparativo entre o elemento 58: (a) - piezômetro 203. (b) célula de carga 202.

A poropressão gerada da simulação, para o elemento 28 e 31, estão apresentadas nas Figura 6.23(a) e Figura 6.23(a). Na primeira figura, o elemento 28, mostrou-se diferente dos resultados observados anteriormente. A curva gerada, neste caso, mostrou um ganho de poropressão em maior tempo que nos valores lidos na instrumentação. Entretanto, a diferença entre os valores foi pequena, de aproximadamente de 20kPa, com relação aos demais elementos analisados. O pico que evidencia o adensamento do material foi observado após os 800 dias e após o término da construção da barragem foi notada a diminuição da poropressão até a influência da água começar a atuar no elemento. Observou-se, depois do enchimento,

que o fluxo de água aumentou os valores de poropressão, assim como previsto na instrumentação, voltando a manter a mesma diferença antes observada. É importante observar neste caso a mesma inclinação entre os valores de piezômetro e simulação.

Para o elemento 31, Figura 6.21 observou-se a curva de poropressão na água com as mesmas características observadas nos elementos anteriores. Contudo, vale destacar o ganho de poropressão, depois do enchimento, na influência da água no elemento. Apesar de um crescimento rápido nos primeiros 50 dias, nota-se na curva gerada uma estabilização do acréscimo de poropressão, evidenciada pela curvatura da linha. A aproximação entre os resultados diminui para 100kPa no final do período estudado.

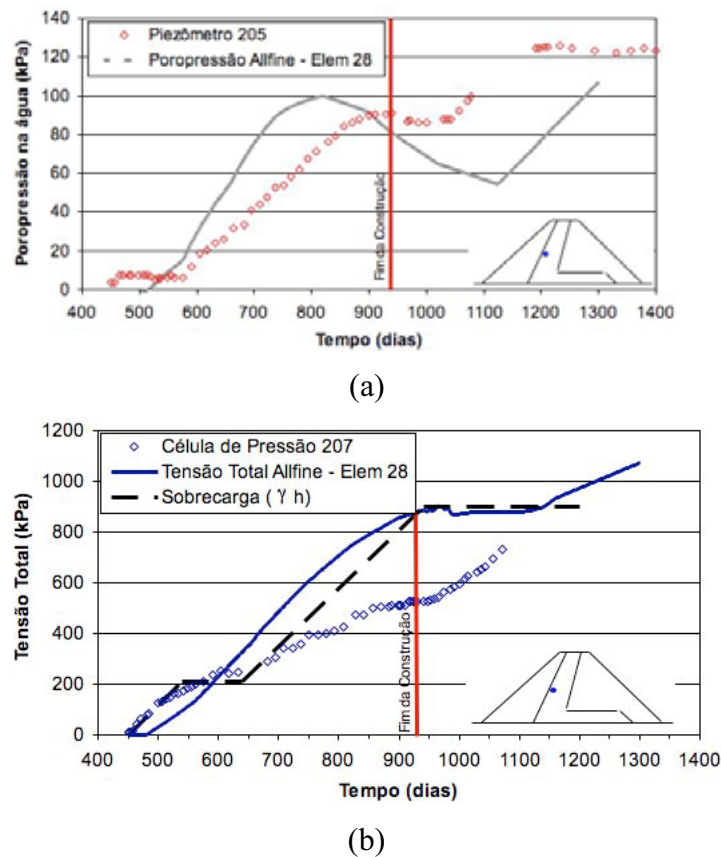
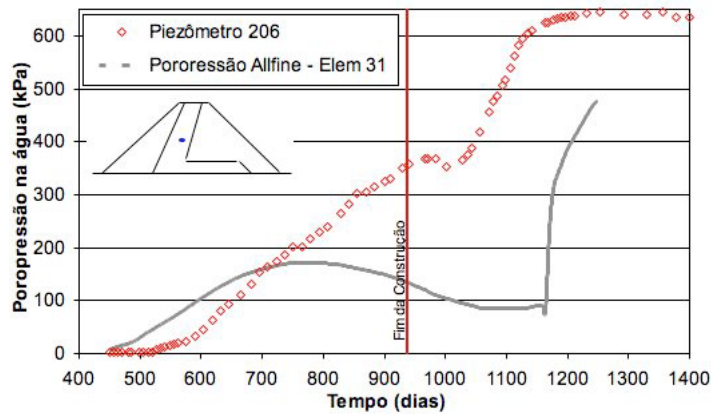


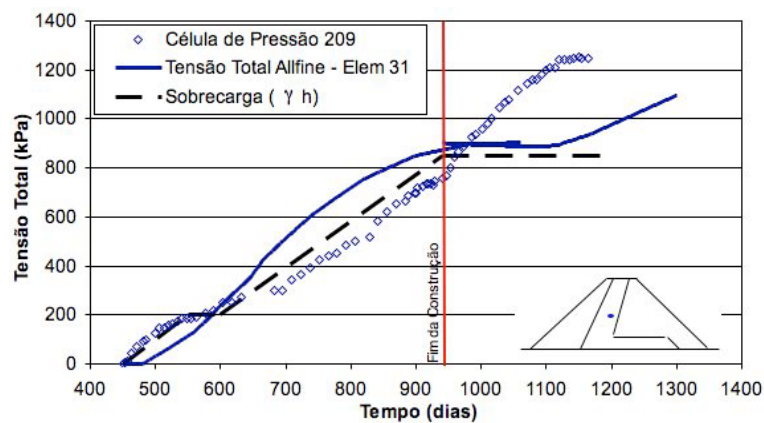
Figura 6.23 – Gráfico comparativo entre o elemento 28: (a) - piezômetro 205. (b) célula de carga 207.

Para as células de cargas 207 e 209, diferentemente do elemento 58, foi notada a influência do arqueamento de tensões nessa instrumentação, como se pode observar na Figura 6.23(b) e Figura 6.23(b). O aumento da tensão total nos valores lidos pelas células de pressão 207 e 209, após o enchimento do reservatório, foi previsto na simulação numérica após o elemento

sofre a influência da água. Os dados gerados pelo ALLFINE demonstraram um crescimento da tensão total no fim da simulação, todavia, os tempos mostraram-se diferentes, devido a simulação considerar o enchimento depois de 210 dias, como descrito anteriormente. Assim, observa-se a influência do aumento da poropressão na tensão total, após o fluxo de água começa a atingir o elemento.



(a)



(b)

Figura 6.24 - Gráfico comparativo entre o elemento 31: (a) - piezômetro 206. (b) célula de carga 209.

Os elementos 187 e 177 apresentaram os resultados mais condizentes com as leituras das instrumentações, correspondentes aos piezômetros 207 e 208 e as células de cargas 212 e 214, respectivamente. Pode-se dizer que nesse ponto da barragem as influências do arqueamento de tensões não afetaram as instrumentações.

Os resultados desses dois elementos, 187 e 177, estão ilustrados na Figura 6.24 e Figura 6.25.

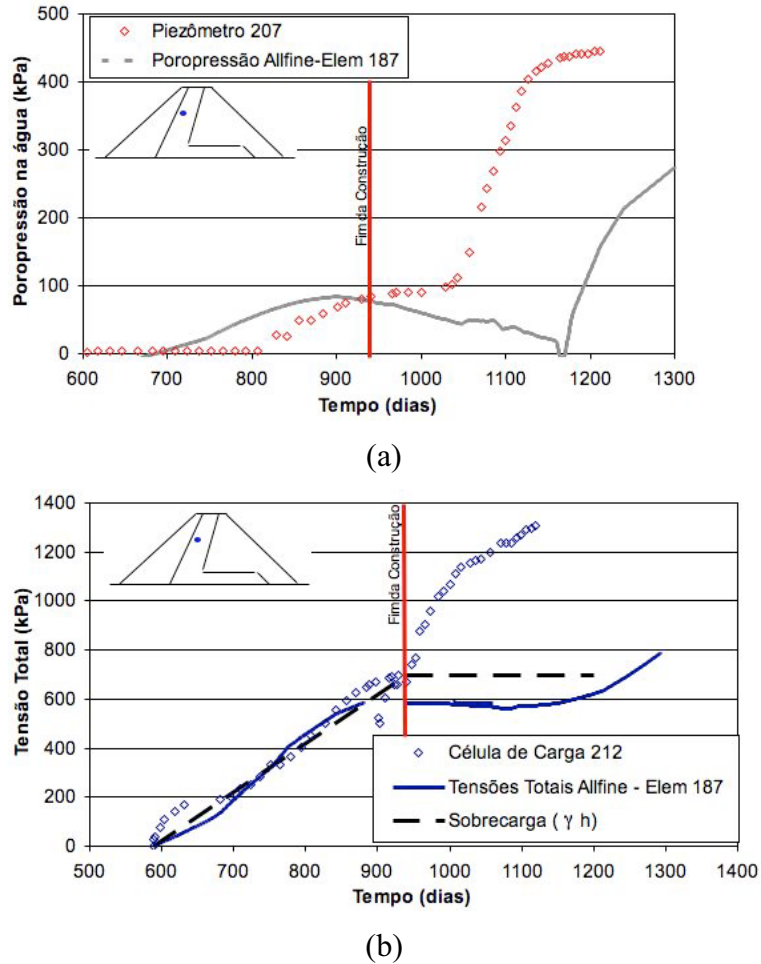
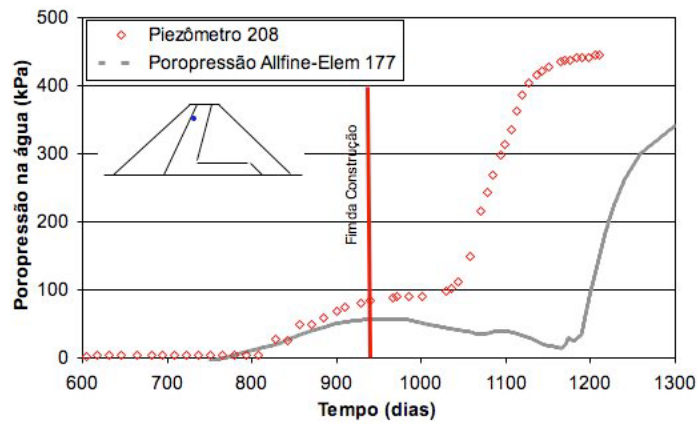
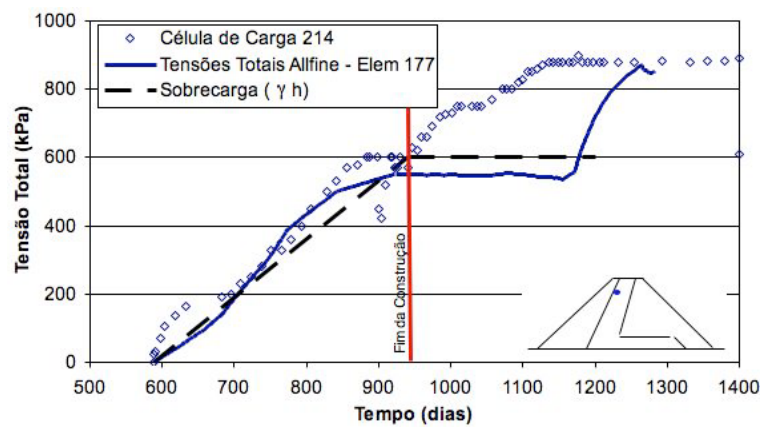


Figura 6.25 - Gráfico comparativo entre o elemento 187: (a) - piezômetro 207. (b) célula de carga 212.



(a)



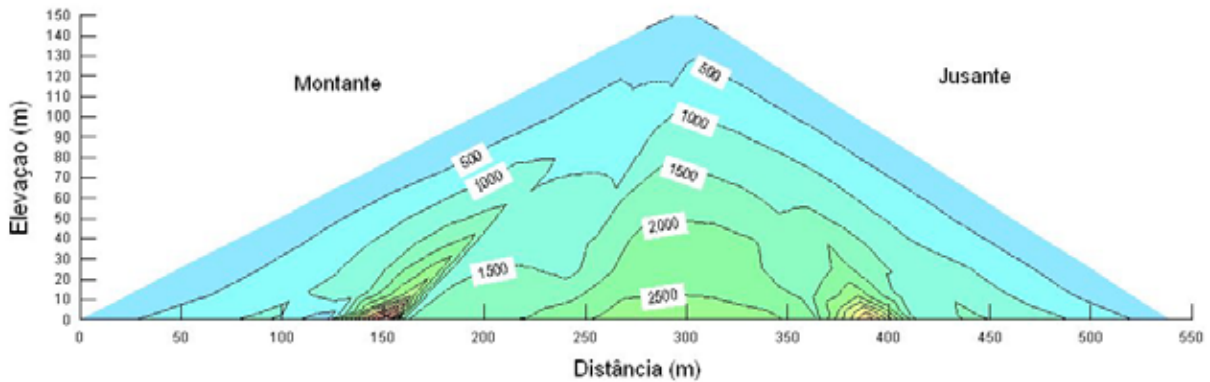
(b)

Figura 6.26 - Gráfico comparativo entre o elemento 177: (a) - piezômetro 208. (b) célula de carga 214.

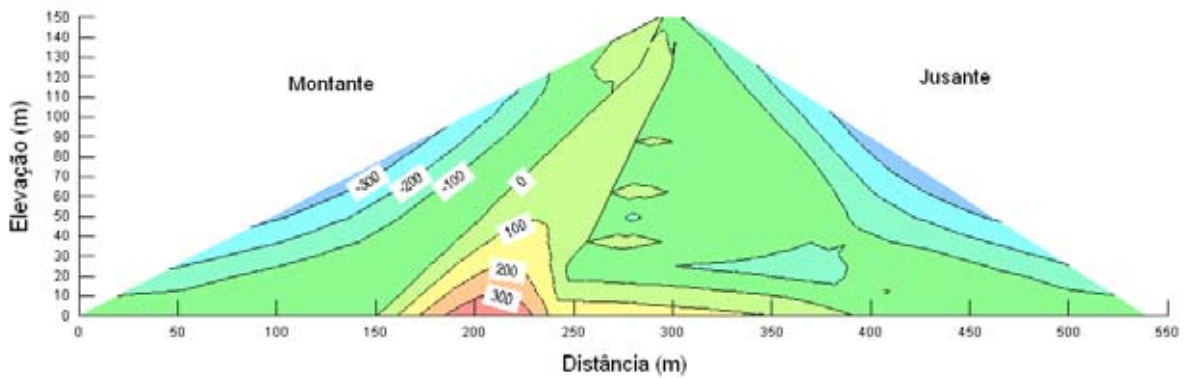
Entretanto, observa-se ainda no comportamento da poropressão, que a simulação numérica permanece apresentando a diminuição dos excessos de pressão na água após o período final de construção, devido a não consideração da simulação simultânea do alteamento da barragem com o enchimento. Mesmos assim, observa-se que ambas as curvas de poropressão apresentam as inclinações próximas aos valores lidos. Os valores acrescidos na poropressão, depois do enchimento, quando comparados aos acréscimos lidos na instrumentação, demonstraram pouca diferença, isto é, os ganhos gerados nos elementos 187 e 177 são 250 e 300, respectivamente, próximos dos valores dos piezômetros que são 320 para ambas as leituras.

A Figura 6.27 ilustra as isolinhas de tensões principais menores totais e poropressões gerados para a fase de construção da barragem. Inicialmente, nota-se em (a) os valores de tensões

registrados para a barragem. No *random*, por ser a região central e sofrer influência direta do enrocamento e todo o peso da barragem, apresentaram-se os maiores índices de tensões principais menores totais. Nessa mesma figura observa-se um acúmulo de tensões na interseção do núcleo com o enrocamento. Isso representa um arqueamento de tensões totais, contudo proporcionado pela diferença das propriedades dos materiais.



(a)



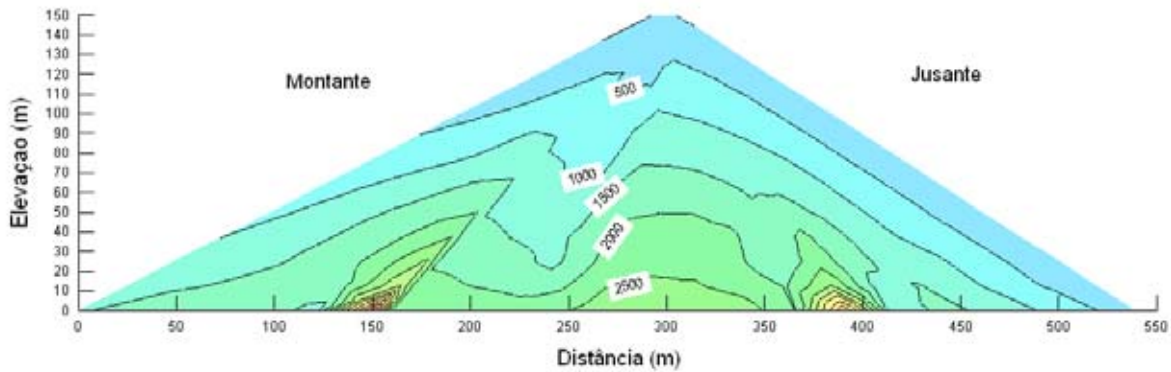
(b)

Figura 6.27 – (a) Isolinhas de tensões principais menores totais. (b) Isolinha de poropressão.

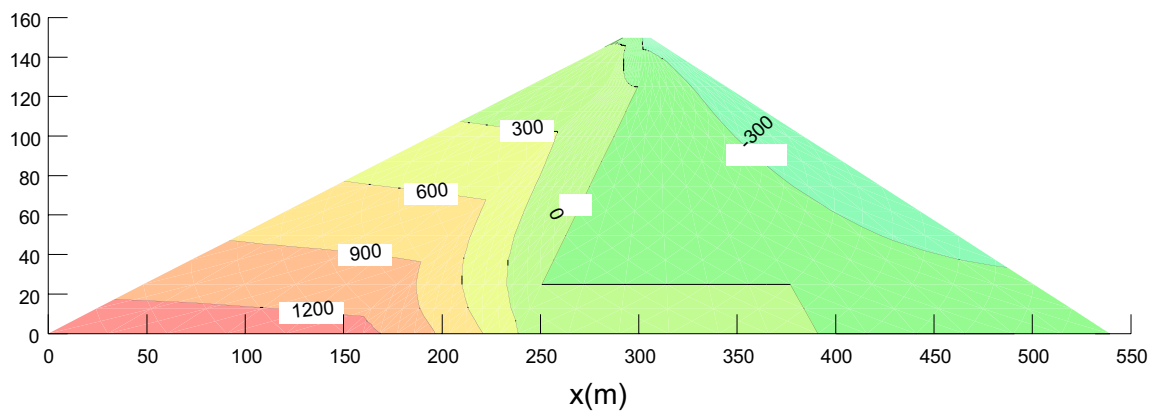
Na Figura 6.27(b) observa-se o comportamento da poropressão no corpo da barragem. O excesso de poropressão pode ser visto principalmente no centro do núcleo, indicando valores de 300 KPa.

Para a fase de enchimento, a Figura 6.28 demonstra o comportamento da tensão principal menor total e poropressão no corpo da barragem. Observa-se na figura (a) o acréscimo de tensão no corpo da barragem, devido ao peso específico da água. Esta influência é notada

principalmente no núcleo da barragem, à montante, quando comparada ao valor na fase final de construção.



(a)



(b)

Figura 6.28 – (a) Isolinha de tensões principais menores totais para fase de enchimento. (b) Isolinha de poropressão para a fase final de enchimento.

A razão do aumento da tensão total pode ser observada na figura (b), isolinhas de poropressão devido à elevação do nível de água do reservatório. Os altos valores de poropressão são mostrados na parte de montante da barragem. Observa-se também, a formação da linha freática no núcleo da barragem, logo após o enchimento. Contudo, a falta de considerar valores positivos de poropressão no enrocamento, além da falta de um gradiente de permeabilidade da base ao topo da barragem, proporcionou-se uma linha freática com trajetória limitada pelo núcleo argiloso, Figura 6.28(b), comportamento que na realidade não

acontece. A estabilização da linha freática é observada com o passar do tempo, regime de operação, que nesse caso não foi analisado. Mesmo assim, pode-se observar que a linha freática teve um avanço considerável devido à forma do núcleo argiloso.

Vale lembrar, que as análises realizadas sofreram influências das condições de contorno e dos tempos de construções considerados. Essas condições tornaram-se um dificultador na simulação numérica. Contudo, obtiveram-se valores satisfatórios nas análises realizadas.

Outra influência nos resultados das análises que se observou, foi não se considerar as duas fases, construção e enchimento, simuladas concomitantemente, conforme a situação de campo e o fluxo de água existente na superfície da fundação. Com isso, notou-se um comportamento de adensamento e dissipação da água no solo, durante o período de enchimento, prorrogando o crescimento da poropressão como registrado nas instrumentações. Outro fator que distanciou o Mesmo assim, os resultados apresentaram-se satisfatórios devido à proximidade entre os valores das células de cargas e piezômetros.

CONCLUSÕES

A cada dia, as análises acopladas de equilíbrio e fluxo vêm ganhando espaço, pois tornam os estudos do comportamento dos solos mais fidedignos. Modelos constitutivos para representação da mecânica do solo, como os propostos por Alonso *et al.* (1990), Fredlund *et al.* (1983), Terzaghi (1936), Roscoe *et al.* (1968) assim como os modelos constitutivos para representação do comportamento hidráulico, Darcy (1856), Childs (1969), van Genuchten, Brook & Corey (1964), Fredlund & Xing (1994), Pereira (1999) e Cordão Neto (2005) estão presentes em ferramentas numéricas que hoje ajudam os engenheiros geotécnicos nas análises e dimensionamento das estruturas em solos e rocha.

O programa ALLFINE é uma dessas ferramentas. Criado por Farias (1993) e modificado por Cordão Neto em 2005, o *software* disponibiliza uma gama de modelos para estimar o comportamento do solo. Utilizando essa ferramenta, simulou-se a construção da barragem de terra e enrocamento da UHE Emborcação. Aplicou-se nesse estudo, análise acoplada de equilíbrio e fluxo, utilizando os modelos constitutivos, Cam-clay e a proposta de Cordão Neto (2005). A ferramenta mostrou-se satisfatória, conseguindo representar as simulações de ensaios laboratoriais e a construção da barragem com a geração das poropressões, tensões e deformação no núcleo da barragem.

As simulações dos ensaios laboratoriais realizadas com o programa ALLFINE, também mostraram-se satisfatórias. O programa e os modelos empregados nas análises conseguiram representar com boa coerência os ensaios de compressão triaxial e de adensamento triaxial.

Entretanto, para as análises do comportamento da barragem de terra e enrocamento da UHE Emborcação, os parâmetros utilizados nas simulações tiveram que ser ajustados, de forma a compensar os erros observados nos ensaios laboratoriais que se apresentaram fora dos padrões

de saturação adequados. Assim, minimizaram-se os erros na comparação entre a simulação e instrumentações de campo na representação da curva tensão-deformação-poropressão.

Nas análises dos resultados pesquisados inicialmente, para o caso da influência da anisotropia na permeabilidade, durante o processo construtivo, o estudo demonstrou que é importante considerar, para o estudo da barragem UHE Emborcação, o solo como anisotrópico nas análises de previsão da poropressão construtiva.

Os diferentes valores de permeabilidade vertical e horizontal vão influenciar na geração de poropressão para os diferentes pontos do núcleo, devido a inclinação da barragem, a proximidade entre um ponto no núcleo e a face livre. Assim sendo, a localização do ponto analisado na geração de poropressão é influenciada por ambos os coeficientes de permeabilidades, k_y e k_x .

Para o parâmetro coeficiente de compressibilidade no trecho virgem, obtido de ensaios edométricos, ele mostrou sofrer bastante influência na geração de poropressão. A variação de seu valor pode aumentar ou diminuir a geração de poropressão. Dessa forma, aconselha-se certo cuidado para se estimar valores para tal parâmetro. Dentro do caso UHE Emborcação, a escolha equivocada deste parâmetro pode ocasionar em erros de 50% na previsão da geração da poropressão, proporcionando erros na estimativa do fator de segurança e conseqüentemente em erros no fator de segurança.

Portanto, os ensaios edométricos devem ser realizados sob os critérios das normas vigentes de forma a possibilitar um melhor ajuste dos parâmetros, para se obter valores de coeficiente de compressibilidade mais precisos que resultem em melhor simulação do comportamento hidráulico do solos.

Para o caso da análise de comparação dos dados dos piezômetros e células de cargas da barragem com os dados obtidos da simulação foram verificados resultados satisfatórios, principalmente nos elementos da 8ª e 9ª camadas da malha de elemento finitos. Nestes elementos, a aproximação entre os resultados simulados e os valores lidos nas instrumentações se apresentou melhor que nos elementos das camadas inferiores, 2ª e 5ª. Nas camadas iniciais, camada 2 e camada 5, observou-se uma diferenciação entre os resultados possivelmente ocasionados tanto pelo fluxo de água existente na fundação, fluxo ocasionado através da ensecadeira de enrocamento para desvio do rio, como para o adensamento

observado na simulação devido a não consideração do enchimento do reservatório concomitantemente com a fase final de construção. Mesmo assim, os resultados obtidos na simulação mostraram-se coerentes com os da instrumentação conforme visto anteriormente.

Portanto, apesar da falta de algumas informações relevantes, como tempo e seqüência de construção da barragem, informações sobre parâmetros de solos não saturados e saturados realizados sob condições propícias de ensaios, informações das condições de contorno e, principalmente, da simulação conjunta das fases de construção e enchimento, os resultados aqui apresentados, conseguiram representar o comportamento hidro-mecânico do solo com bastante satisfação.

Ante esses resultados, pode-se concluir que os estudos acoplados, hidro-mecânicos, na compreensão do comportamento do solo, na construção de barragens de terra ou terra e enrocamento, torna-se mais uma ferramenta que ajuda o engenheiro geotécnico a estimar valores de tensão-deformação-poropressão mais verdadeiros, para se prever valores de coeficiente de segurança mais fidedignos, possibilitando uma posterior minimização de custo de projeto.

7.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Dentre os aspectos não abordados neste trabalho alguns são destacados como temas para pesquisas futuras. Alguns dos temas propostos estão associados às dificuldades encontradas durante o andamento do presente trabalho. As sugestões para novos trabalhos são:

- Realização de ensaios nos quais seja possível a modelagem mecânica e hidráulica para solos não saturados;
- Criação de uma base de dados regional de ensaios laboratoriais e de campo, de modo que sirva de referência básica para direcionar trabalhos técnicos e científicos futuros;
- Apresentação de metodologias de ensaios e de obtenção de parâmetros que viabilizem a utilização dos conceitos da mecânica dos solos não saturados em projetos cotidianos de engenharia;

- Realização desses estudos em barragens em fase de projetos ou em execução, ou em ambos, possibilitando assim a realização de ensaios com amostras não saturadas.
- Realização de estudos de retro-análises em barragem totalmente de terra.
- Realização de estudos de sensibilidade para avaliar quais os parâmetros mais influentes na geração de poropressões, em simulações numéricas.
- Avaliar outras modelagens constitutivas como, Pinheiro (2004) e Wheeler & Silvakumar (2003), na representação do comportamento dos solos, em estudos de barragens.
- Acompanhar os registros de dados, das instrumentações instaladas numa barragem, possibilitando uma averiguação do fator de segurança, utilizando como base análises acopladas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, E.E, Gens, A., Yuk Gehling, W.Y. (1994). Elastoplastic model for unsaturated expansive soils, Proc. 3rd European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Balkema, Manchester, pp 11-18.

Alonso, E.E. (1998). Modelling expansive soil behavior. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated soils. Beijing, China. 70p.

Alonso, E.E. , Vaunat, J. Gens , A. (1999). Modelling the mechanical behavior of expansive clays. Engineering Geology 54 (199) 173-183.

Alonso, E.E, Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partly saturated soil. Géotechnique, 40(3): 405-430.

Alonso, E.E. (1993). Constitutive modelling of unsaturated soil. Civil Engineering European Courses, Barcelona, Sapin, 86p.

Alonso, E.E., Gens, A. & Wight, D. (1987). Special problem soils. General report. Proc. 9th European Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, Dublin, 3: 1087-1146.

Assis, A.P, (2002). Apostila de Barragens. Publicação G.AP – AA006/02. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180p.

Balmaceda, A. (1991). Compacted Soils: a Theoretical and Experimental Study (in Spanish). Thesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, 433 p.

Barrera, M. (2002). Experimental Study of Hydro-mechanical Behavior of Collapsible Soils (in Spanish). Universitat Politècnica de Catalunya. UPC, Barcelona, Spain. 450 p.

Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. Lecture delivered in Oslo, Norway in 1955, printed in Teknisk Ukeblad, vol. 106, N° 39, pp. 859-863.

Bishop, A.W. and Blight, G.E. (1963). Some aspect of effective stress in saturated and partly saturated soil. Geotechnique, 13, N° 3, pp 177-197.

Brito, C.C (2003). Programação dinâmica aplicada à estabilidade de taludes não saturados. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139p.

Britto, A.M. and Gunn, M.J. (1987). Critical state soil mechanics via finite element. John Wiley & Sons Ltd., London, New York, Sidney, Toronto.

Brooks, R.H. and Corey, A.T. (1964). Hydraulic properties of porous media. Colorado State Univ. Hydrol. Pepar, N° 3. 27p.

Coleman, J.D. (1962). Stress/Strain relations for partly saturated soils (Correspondence). *Géotechnique*, 12(4): 348-350.

Cordão Neto, M.P. (2001). Implementação de um modelo elastoplástico para solos metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99p.

Cordão Neto, M.P. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 028/05. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152p.

Cordão Neto, M.P. Farias, M.M, Rocha, D.O. (2007). Modelagem constitutiva da permeabilidade para solos colapsíveis. III Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste/Norte. Cuiabá/MT

Chissolucombe, I. (2001). Simulação numérica para avaliação de danos em edificações adjacentes à escavação de um túnel. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 088A/01. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194p.

Farias, M.M. (1993). Numerical analysis of clay core dams. Ph. D Thesis, University of Wales – University College of Swansea.

França, P.T (2006). Estudos do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elastoplásticos. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo,SP, 185p.

Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soil. John Wiley & Sons, New York, United States of America, 517p.

Fredlund, D.G. (1978). Two-dimensional finite element program using constant strain triangles (FINEL), Univ. of Saskatchewan Transportation and Geotech. Group, Internal Report.

Fredlund, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1): 121-139.

Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, vol. 13, N° 3, pp. 261-276.

Fredlund, D.G. and Xing, A. (1994). Equations for soils-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31 (3): 521-532.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., and Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (3): 313-321.

Fredlund, D.G., Rahardjo H., and Gan, J.K.M. (1987). Non-linearity of strength envelope for unsaturated soil. Proceedings, 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, India, pp. 49-54.

Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(5): 447-466.

Fredlund, M.D., Fredlund, D.G. and Wilson, G.W. (1997). Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. *Proceedings, Third Brazilian Symposium of Unsaturated Soils, NSAT'97, Rio de Janeiro, Brazil, April 22-25, Vol. 1, pp. 13-23.*

Fredlund, D.G. Xing, A. and Huang, S.Y. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4): 533-546.

Fredlund, D.G. (1995). The scope of unsaturated soil mechanics: An overview. 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, France. September 6-8. A.A. Balkema Publisher, Rotterdam, The Netherlands. Vol 3, pp 1155-1177.

Futai, M.M. (1997). Análise de Ensaios Oedométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 255 p.

Gallipoli, D., Wheeler, S.J. and Karstunen, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Géotechnique* 53: 105-112.

Gens, A. and Alonso, E.E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 29: 1013-1032.

Gerscovich, D.M.S. (2001). Equações para modelagem da curva característica aplicadas a solos brasileiros. 4^o Simpósio brasileiro de solos não saturados. pp. 76-93

Gitirana Jr., G. G ; Cordão Neto, M.P.; Carvalho, C (2006). Previsão de curvas características de um perfil de solo colapsível de Brasília utilizando curvas granulométricas. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, v. 1.

Hidalgo, C.A. (2002). Classificação geomecânica e simulação numérica de estruturas subterrâneas de barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 089A/02. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200p.

Huang, S. Barbour, S.L. and Fredlund D.G. (1998). Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 35: 411-425.

Jennings, T.E.B. & Burland, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12(2): 125-144.

Lloret, A. e Alonso, E.E. (1980). Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour. *Geotechnique* 30. No 4. 449-477.

Lodi, P.C.; Machado, S.L.; Vilar, O.M. Aplicação do modelo Cam-Clay modificado a um solo arenoso. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11., Brasília, 5-10 nov. 1998. Brasília, ABMS, 1998. v.1, p.131-138

- Marinho, F.A.M. (1994). Medição de sucção com o método do papel filtro. X COBRAMSEF, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Vol 2 – Investigações de Campo, de Laboratório e Instrumentações, pp: 514-522.
- Matyas, E.L. & Radhakrishna, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18(4): 432-448.
- Naylor, D.J. & Pande, G.N. (1981). *Finite Elements in Geotechnical Engineering*, Pineridge Press, Swansea, Chapter 7, 113–148pp.
- Parra, P.C (1985). Previsão e análise do comportamento tensão-deformação da barragem de Emborcação. XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens – Belo Horizonte, Novembro de 1985. Anais – Comitê Brasileiro de Grandes Barragens. pp: 345-378.
- Parra, P.C (1985). Relato Geral do Tema IV – Deformabilidade de maciços de terra e/ou enrocamento. XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens – Belo Horizonte, Novembro de 1985. Anais – Comitê Brasileiro de Grandes Barragens. pp: 379-429.
- Pedroso, D.M. (2002). Modelos Elastoplásticos para solos argilosos: capacidade de previsão de comportamento e intergração da relação constitutiva. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-096A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 171p.
- Pereira, D.A. (2005). Previsão de Poropressão Construtiva em Barragens Via Simulação Numérica. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-134/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112 p.
- Pereira, J.H.F. (1996). Numerical analysis of the mechanical behavior of collapsing earth dams during first reservoir filling. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 449p.
- Pinheiro, M. (2004). Tij-unsat: um novo modelo elastoplástico para solos não saturados. . Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191p.
- Ribeiro, M.O. (2003). Análise numérica das etapas de projeto de barragens sob condições tridimensionais. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-102/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 244 p.
- Silveira, J.F.A (2006). Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento. São Paulo: Oficina de Texto, 413p
- Sivakumar, V. and Wheeler, S.J. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression. *Géotechnique* 50. 359-368.
- Sivakumar, V. and Wheeler, S.J. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modeling. *Géotechnique* 50. 369-376.

Soto, M.A.A. (2004). Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 233p.

Silva, A.F. (2003). Comportamento de barragens de enrocamento com face de concreto sujeitas a diferentes condições de fundações. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-100/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194 p.

Wheeler, S.J., Sharma, R.S. and Buisson, M.S.R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique* 53, 41-54.

Wheeler, S.J. AND Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil. *Géotechnique*, vol 45, N. 1, 35-53.

Zienkiewicz, O.C. (1977). *The Finite Element Method*. McGraw-Hill, London, United Kingdom, 3e, 787p.

GERÊNCIA DE ENGENHARIA CIVIL DA GERAÇÃO - LABORATÓRIO DE MATERIAIS

PLANILHA DE CÁLCULO



ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO - K = 0,5

AMOSTRA: U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m **CP. Nº:** 01

PROGRAMA: 002/04 **AMOSTRA Nº:** I-004/06-002 **DATA:** 09/03/06

ALT. INIC.(cm): 11,00 **VOLUME INICIAL (cm³):** 220 **σ₃/σ₁:** 0,5 **PRENSA:** PAA 01

σ _v (kPa) = 50		σ _σ (kPa) = 100		Cte. da bureta cm² = 1,00				
Data	Hora	Tempo (min)	Leitura Bureta Base + Topo	Varição de Leituras	σV (cm³)	Leitura no extensômetro	σH (mm)	H = H0-σH (mm)
10/03/06	10:15	0	40,7	0,0	0,00	10,081	0,000	110,000
		0,125	38,5	2,2	2,20	9,912	0,169	109,831
		0,25	38,4	2,3	2,30	9,897	0,184	109,816
		0,5	38,4	2,3	2,30	9,886	0,195	109,805
		1	38,3	2,4	2,40	9,881	0,200	109,800
		2	38,2	2,5	2,50	9,876	0,205	109,795
		4	38,2	2,5	2,50	9,873	0,208	109,792
		8	38,1	2,6	2,60	9,869	0,212	109,788
		15	38,1	2,6	2,60	9,866	0,215	109,785
		30	38,0	2,7	2,70	9,861	0,220	109,780
		60	38,0	2,7	2,70	9,858	0,223	109,777
		120	37,9	2,8	2,80	9,851	0,230	109,770
		240	37,9	2,8	2,80	9,846	0,235	109,765
10/03/06	16:45	390	37,9	2,8	2,80	9,846	0,235	109,765
13/03/06	08:00	4185	37,9	2,8	2,80	9,838	0,243	109,757

σ _v (kPa) = 100		σ _σ (kPa) = 200		Cte. da bureta cm² = 1,00				
Data	Hora	Tempo (min)	Leitura Bureta Base + Topo	Varição de Leituras	σV (cm³)	Leitura no extensômetro	σH (mm)	H = H0-σH (mm)
13/03/06	08:30	0	37,9	2,8	2,80	9,838	0,243	109,757
		0,125	37,6	3,1	3,10	9,742	0,339	109,661
		0,25	37,5	3,2	3,20	9,734	0,347	109,653
		0,5	37,5	3,2	3,20	9,727	0,354	109,646
		1	37,5	3,2	3,20	9,719	0,362	109,638
		2	37,5	3,2	3,20	9,713	0,368	109,632
		4	37,4	3,3	3,30	9,705	0,376	109,624
		8	37,4	3,3	3,30	9,697	0,384	109,616
		15	37,4	3,3	3,30	9,692	0,389	109,611
		30	37,4	3,3	3,30	9,682	0,399	109,601
		60	37,4	3,3	3,30	9,676	0,405	109,595
		120	37,4	3,3	3,30	9,669	0,412	109,588
		240	37,4	3,3	3,30	9,662	0,419	109,581
13/03/06	16:30	480	37,4	3,3	3,30	9,650	0,431	109,569
14/03/06	07:50	1400	37,4	3,3	3,30	9,650	0,431	109,569

EXECUÇÃO: PCA	VERIFICAÇÃO: RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO <input type="checkbox"/> REPROVADO	DATA:
DIGITAÇÃO: PIC	APROVAÇÃO: CJC	VISTO:		17/04/06

GERÊNCIA DE ENGENHARIA CIVIL DA GERAÇÃO - LABORATÓRIO DE MATERIAIS

PLANILHA DE CÁLCULO



ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO - K = 0,5

AMOSTRA: U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m **CP. Nº:** 01

PROGRAMA: 002/04 **AMOSTRA Nº:** I-004/06-002 **DATA:** 09/03/06

ALT. INIC.(cm): 11,00 **VOLUME INICIAL (cm³):** 220 **σ₃/σ₁:** 0,5 **PRENSA:** PAA 01

σ_v (kPa) = 200 σ₁ (kPa) = 400 Cte. da bureta cm² = 1,00

Data	Hora	Tempo (min)	Leitura Bureta Base + Topo	Varição de Leituras	σV (cm³)	Leitura no extensômetro	σH (mm)	H = H0-σH (mm)
14/03/06	08:30	0	37,4	3,3	3,30	9,650	0,431	109,569
		0,125	37,0	3,7	3,70	9,404	0,677	109,323
		0,25	37,0	3,7	3,70	9,378	0,703	109,297
		0,5	36,9	3,8	3,80	9,356	0,725	109,275
		1	36,9	3,8	3,80	9,335	0,746	109,254
		2	36,8	3,9	3,90	9,315	0,766	109,234
		4	36,7	4,0	4,00	9,295	0,786	109,214
		8	36,7	4,0	4,00	9,276	0,805	109,195
		15	36,6	4,1	4,10	9,260	0,821	109,179
		30	36,5	4,2	4,20	9,243	0,838	109,162
		60	36,5	4,2	4,20	9,226	0,855	109,145
		120	36,5	4,2	4,20	9,210	0,871	109,129
		240	36,5	4,2	4,20	9,193	0,888	109,112
14/03/06	16:30	480	36,5	4,2	4,20	9,186	0,895	109,105
15/03/06	07:56	1406	36,5	4,2	4,20	9,186	0,895	109,105

σ_v (kPa) = 400 σ₁ (kPa) = 800 Cte. da bureta cm² = 1,00

Data	Hora	Tempo (min)	Leitura Bureta Base + Topo	Varição de Leituras	σV (cm³)	Leitura no extensômetro	σH (mm)	H = H0-σH (mm)
15/03/06	08:22	0	36,5	4,2	4,20	9,186	0,895	109,105
		0,125	36,4	4,3	4,30	8,729	1,352	108,648
		0,25	36,3	4,4	4,40	8,671	1,410	108,590
		0,5	36,2	4,5	4,50	8,627	1,454	108,546
		1	36,1	4,6	4,60	8,574	1,507	108,493
		2	36,0	4,7	4,70	8,526	1,555	108,445
		4	35,8	4,9	4,90	8,472	1,609	108,391
		8	35,6	5,1	5,10	8,421	1,660	108,340
		15	35,3	5,4	5,40	8,366	1,715	108,285
		30	35,2	5,5	5,50	8,338	1,743	108,257
		60	35,1	5,6	5,60	8,305	1,776	108,224
		120	35,0	5,7	5,70	8,278	1,803	108,197
		240	34,9	5,8	5,80	8,252	1,829	108,171
15/03/06	16:22	480	34,9	5,8	5,80	8,232	1,849	108,151
16/03/06	08:20	1438	34,9	5,8	5,80	8,199	1,882	108,118

EXECUÇÃO: PCA	VERIFICAÇÃO: RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
DIGITAÇÃO: PIC	APROVAÇÃO: CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06

GERÊNCIA DE ENGENHARIA CIVIL DA GERAÇÃO - LABORATÓRIO DE MATERIAIS

PLANILHA DE CÁLCULO



ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO - K = 0,5

AMOSTRA: U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m **CP. Nº:** 01

PROGRAMA: 002/04 **AMOSTRA Nº:** I-004/06-002 **DATA:** 09/03/06

ALT. INIC.(cm): 11,00 **VOLUME INICIAL (cm³):** 220 **σ₃/σ₁:** 0,5 **PRENSA:** PAA 01

σ_v (kPa) = 600 σ₁ (kPa) = 1200 Cte. da bureta cm² = 1,00

Data	Hora	Tempo (min)	Leitura Bureta Base + Topo	Varição de Leituras	σV (cm³)	Leitura no extensômetro	σH (mm)	H = H0-σH (mm)
16/03/06	08:38	0	34,9	5,8	5,80	8,199	1,882	108,118
		0,125	34,9	5,8	5,80	8,050	2,031	107,969
		0,25	34,9	5,8	5,80	8,013	2,068	107,932
		0,5	34,9	5,8	5,80	7,970	2,111	107,889
		1	34,9	5,8	5,80	7,923	2,158	107,842
		2	34,8	5,9	5,90	7,869	2,212	107,788
		4	34,7	6,0	6,00	7,789	2,292	107,708
		8	34,5	6,2	6,20	7,736	2,345	107,655
		15	34,4	6,3	6,30	7,691	2,390	107,610
		30	34,2	6,5	6,50	7,631	2,450	107,550
		60	34,0	6,7	6,70	7,582	2,499	107,501
		120	34,0	6,7	6,70	7,545	2,536	107,464
		240	33,8	6,9	6,90	7,505	2,576	107,424
16/03/06	16:38	480	33,7	7,0	7,00	7,484	2,597	107,403
17/03/06	08:20	1422	33,7	7,0	7,00	7,452	2,629	107,371

σ_v (kPa) = 800 σ₁ (kPa) = 1600 Cte. da bureta cm² = 1,00

Data	Hora	Tempo (min)	Leitura Bureta Base + Topo	Varição de Leituras	σV (cm³)	Leitura no extensômetro	σH (mm)	H = H0-σH (mm)
17/03/06	08:35	0	33,7	7,0	7,00	7,452	2,629	107,371
		0,125	33,7	7,0	7,00	7,360	2,721	107,279
		0,25	33,7	7,0	7,00	7,348	2,733	107,267
		0,5	33,7	7,0	7,00	7,335	2,746	107,254
		1	33,7	7,0	7,00	7,313	2,768	107,232
		2	33,7	7,0	7,00	7,283	2,798	107,202
		4	33,6	7,1	7,10	7,239	2,842	107,158
		8	33,5	7,2	7,20	7,180	2,901	107,099
		15	33,3	7,4	7,40	7,119	2,962	107,038
		30	33,2	7,5	7,50	7,049	3,032	106,968
		60	33,0	7,7	7,70	6,988	3,093	106,907
		120	32,8	7,9	7,90	6,936	3,145	106,855
		240	32,7	8,0	8,00	6,886	3,195	106,805
17/03/06	16:35	480	32,5	8,2	8,20	6,849	3,232	106,768
20/03/06	07:45	4270	32,5	8,2	8,20	6,751	3,330	106,670

EXECUÇÃO: PCA	VERIFICAÇÃO: RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
DIGITAÇÃO: PIC	APROVAÇÃO: CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06

ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO - K = 0,5 GRÁFICOS

AMOSTRA Nº: U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m	CP. Nº: 01
PROGRAMA Nº: 002/04	AMOSTRA Nº: I-004/06-002
DATA: 09/03/06	
ALTURA INICIAL (cm): 11,00	

Gráfico " $H \sigma \sqrt{t}$ " $\sigma_3 = 50 \text{ KPa}$ (0,5 kgf/cm²) ~~σ = 100 KPa~~ (1,0 Kgf/cm²)

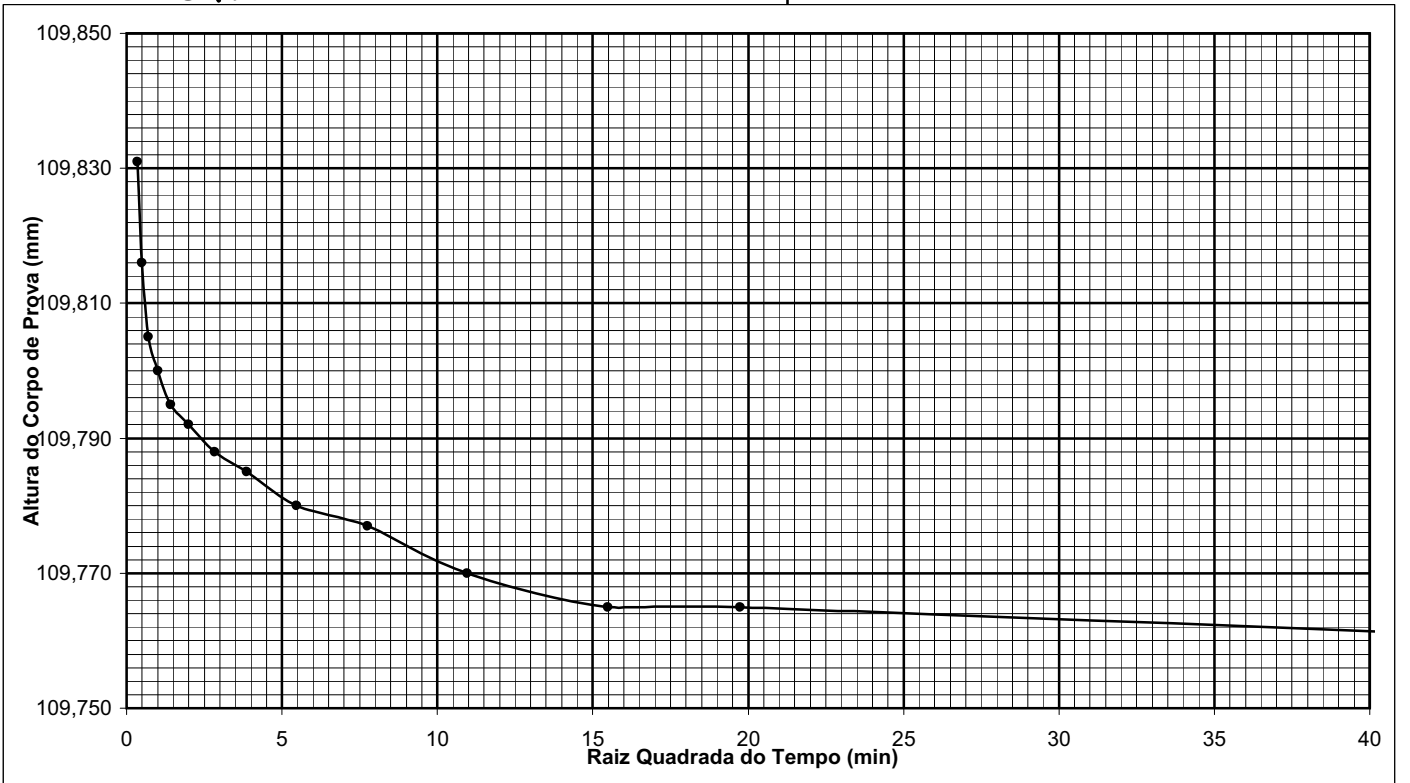
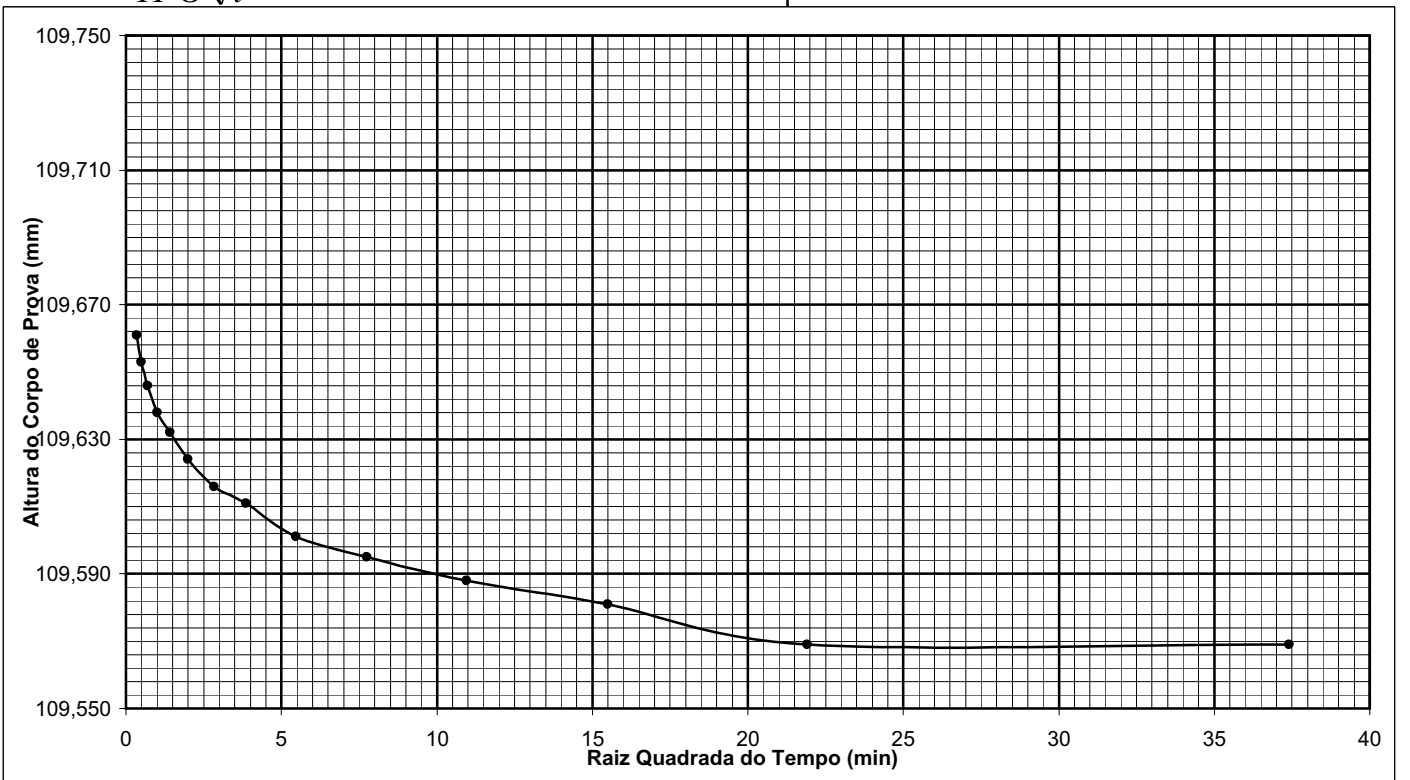


Gráfico " $H \sigma \sqrt{t}$ " $\sigma_3 = 100 \text{ KPa}$ (1,0 kgf/cm²) ~~σ = 200 KPa~~ (2,0 Kgf/cm²)



DIGITAÇÃO:	VERIFICAÇÃO: RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
PIC	APROVAÇÃO: CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06

ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO - K = 0,5 GRÁFICOS

AMOSTRA N°:	U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m	CP. N°:	01
PROGRAMA N°:	002/04	AMOSTRA N°:	I-004/06-002
ALTURA INICIAL (cm):	11,00	DATA:	09/03/06

Gráfico " $H \sigma \sqrt{t}$ " $\sigma_3 = 200 \text{ KPa}$ (2,0 kgf/cm²) ~~σ = 400 KPa~~ (4,0 Kgf/cm²)

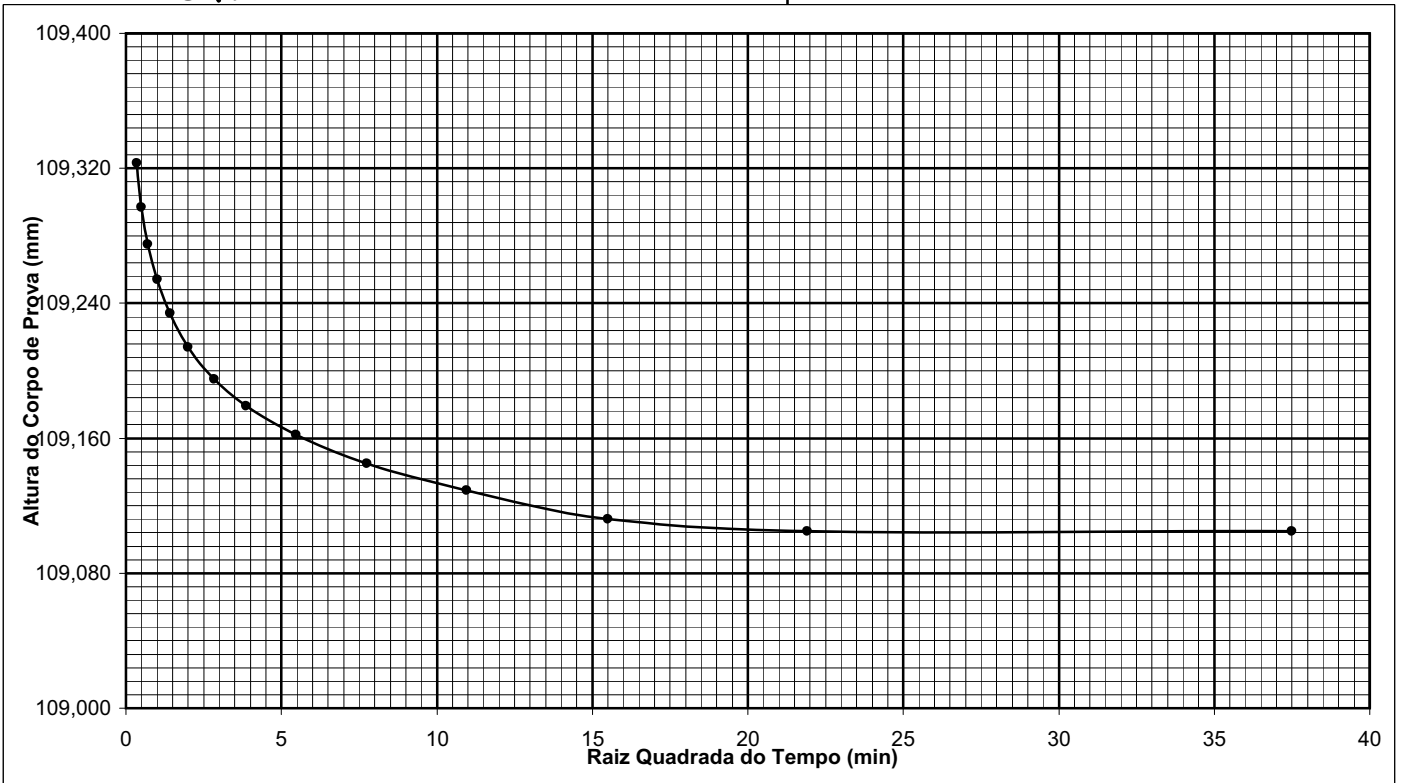
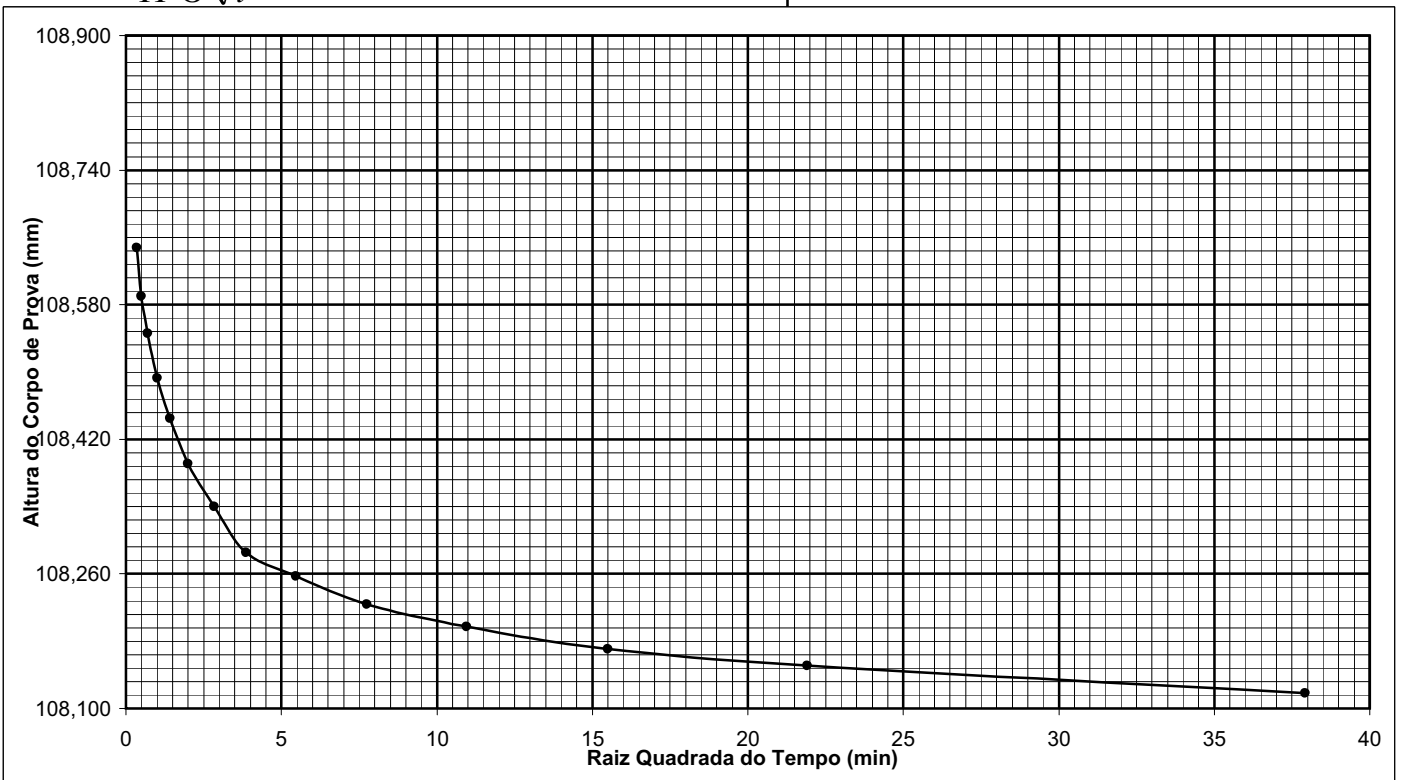


Gráfico " $H \sigma \sqrt{t}$ " $\sigma_3 = 400 \text{ KPa}$ (4,0 kgf/cm²) ~~σ = 800 KPa~~ (8,0 Kgf/cm²)



DIGITAÇÃO:	VERIFICAÇÃO:	RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
PIC	APROVAÇÃO:	CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06

ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO - K = 0,5 GRÁFICOS

AMOSTRA Nº:	U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m	CP. Nº:	01
PROGRAMA Nº:	002/04	AMOSTRA Nº:	I-004/06-002
ALTURA INICIAL (cm):	11,00	DATA:	09/03/06

Gráfico " $H \sigma \sqrt{t}$ " $\sigma_3 = 600 \text{ KPa}$ (6,0 kgf/cm²) ~~1200 KPa~~ $\sigma = 1200 \text{ KPa}$ (12,0 Kgf/cm²)

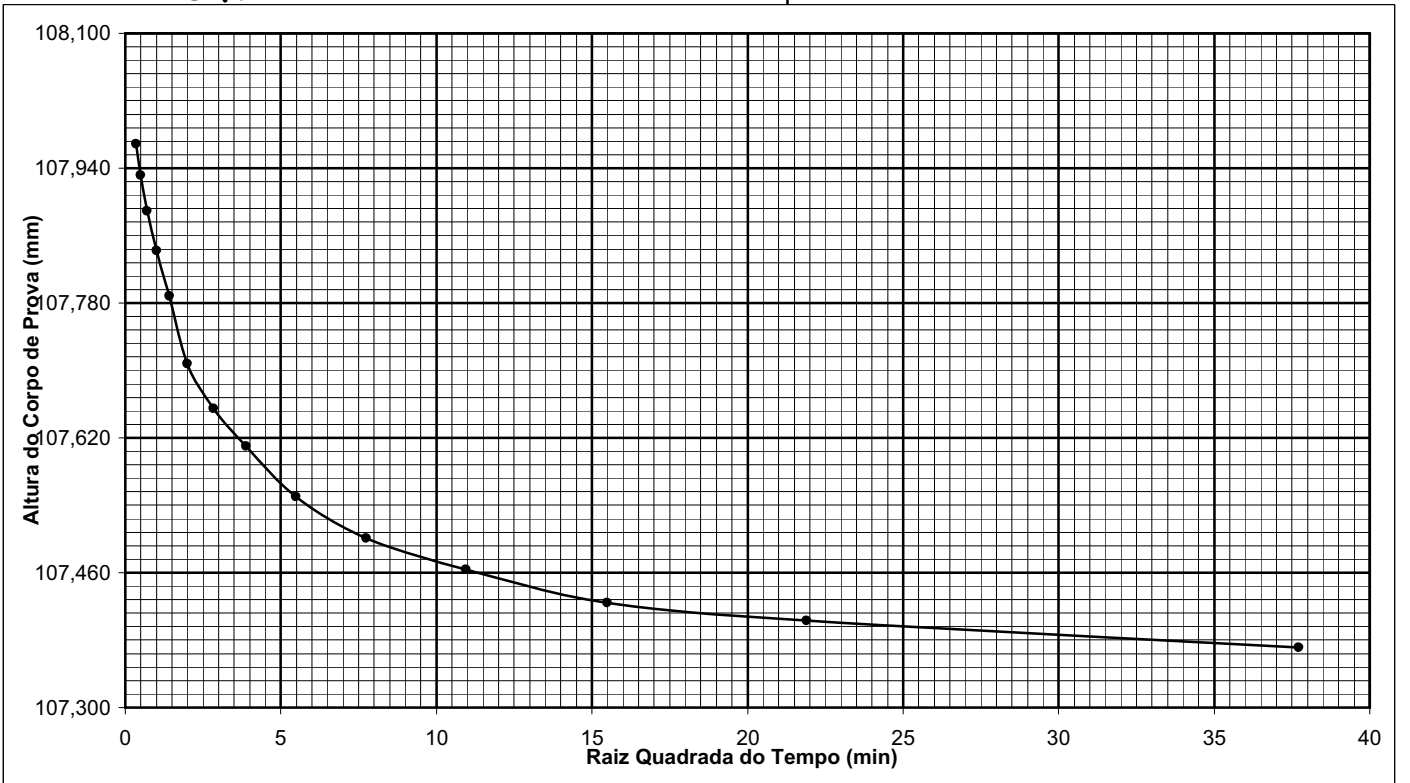
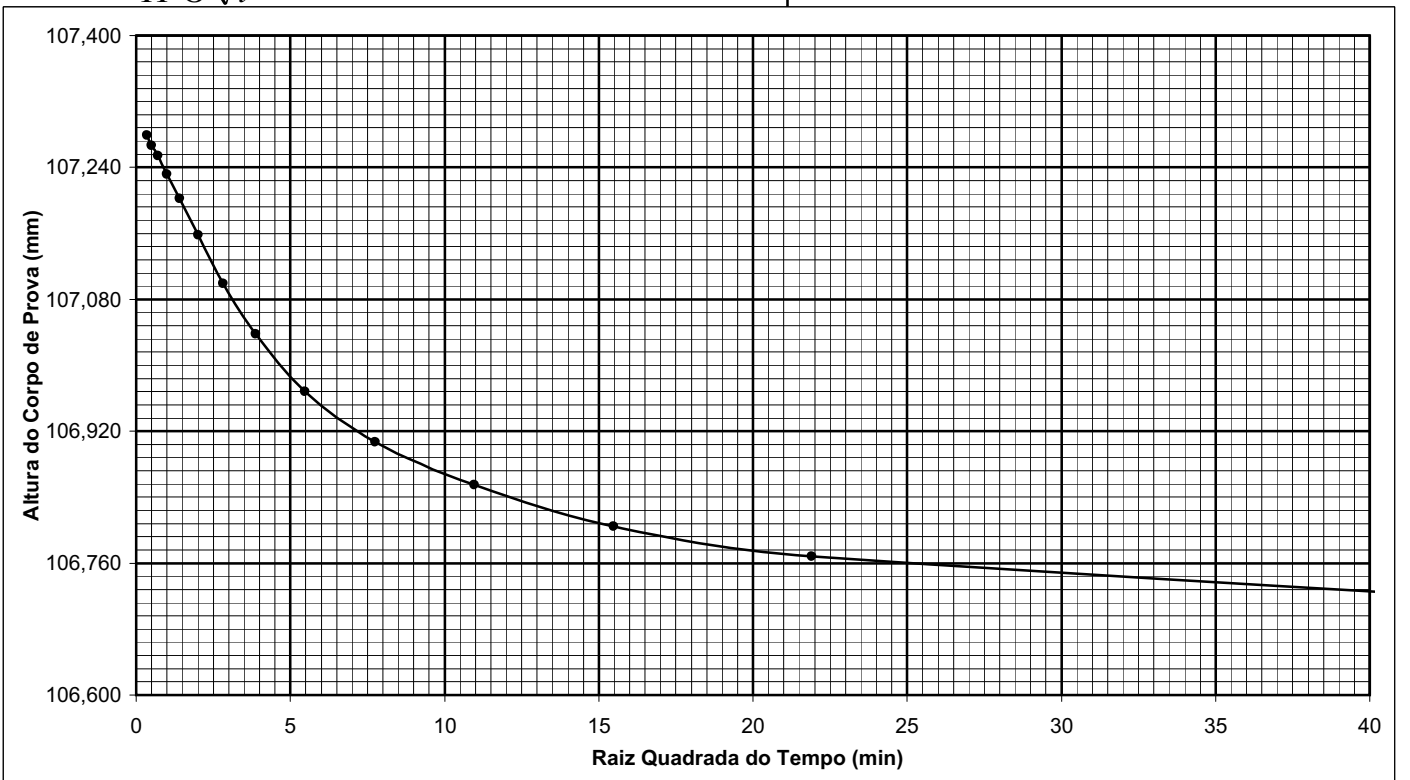


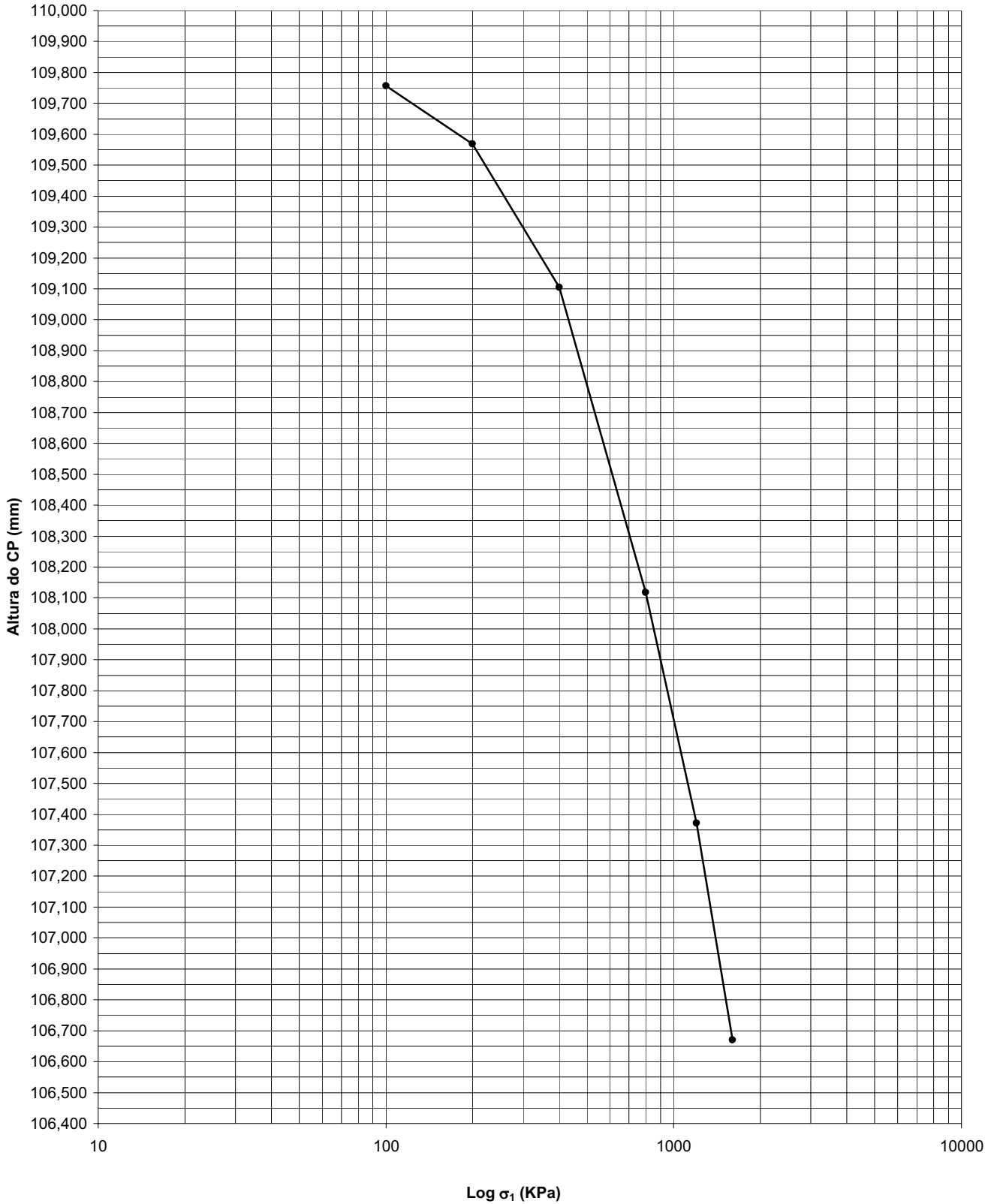
Gráfico " $H \sigma \sqrt{t}$ " $\sigma_3 = 800 \text{ KPa}$ (8,0 kgf/cm²) ~~1600 KPa~~ $\sigma = 1600 \text{ KPa}$ (1,6 Kgf/cm²)



DIGITAÇÃO:	VERIFICAÇÃO:	RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
PIC	APROVAÇÃO:	CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06

ADENSAMENTO TRIAXIAL ANISOTRÓPICO - K = 0,5 - GRÁFICO

AMOSTRA Nº:	U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m	CP. Nº:	01
PROGRAMA Nº:	002/04	AMOSTRA Nº:	I-004/06-002
ALTURA INICIAL (cm):	11,00	PRESA:	PAA 01
		DATA:	09/03/06



DIGITAÇÃO:	VERIFICAÇÃO:	RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
PIC	APROVAÇÃO:	CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06

COMPRESSÃO TRIAXIAL \bar{R} SAT (CU)

GRÁFICOS

AMOSTRA: U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m

PROGRAMA Nº: 002/06

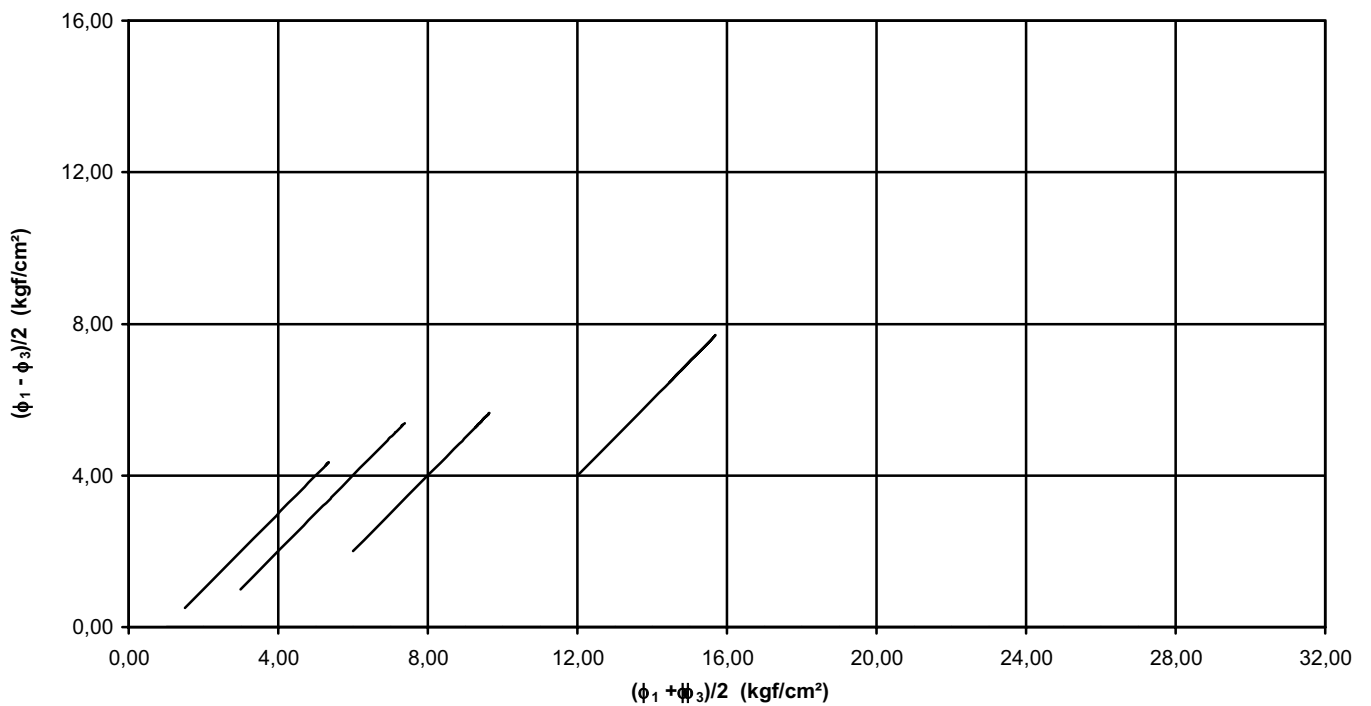
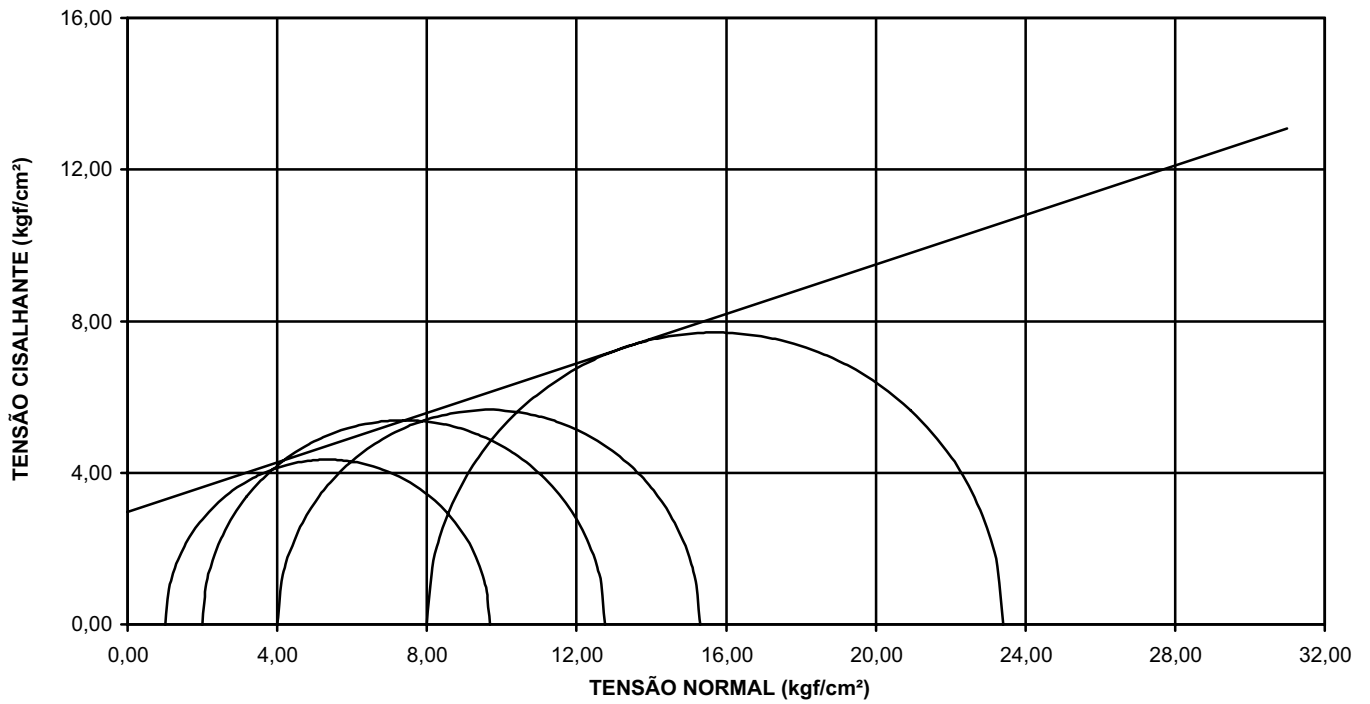
AMOSTRA Nº: I-004/06-002

DATA: 15/02/06

TENSÕES TOTAIS

Ângulo de Atrito (ϕ): 18,1 °

Coesão (c): 2,96 kgf/cm²



Obs.:

DIGITAÇÃO:	VERIFICAÇÃO:	RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
PIC	APROVAÇÃO:	CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06

COMPRESSÃO TRIAXIAL $\bar{\sigma}$ SAT (CU)

GRÁFICOS

AMOSTRA: U.H.E. Emborcação - Furo 02 - Estaca 9 + 0,00 - Prof.: 3,50 m

PROGRAMA Nº: 002/06

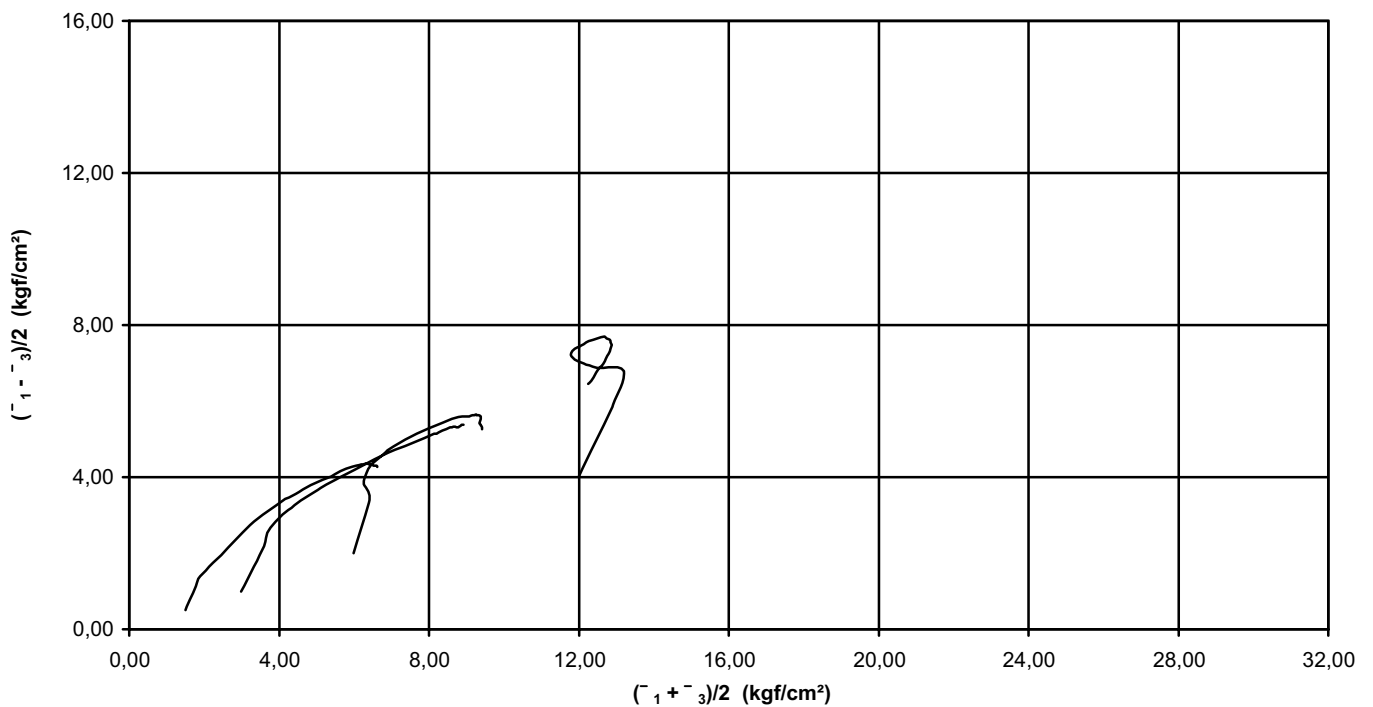
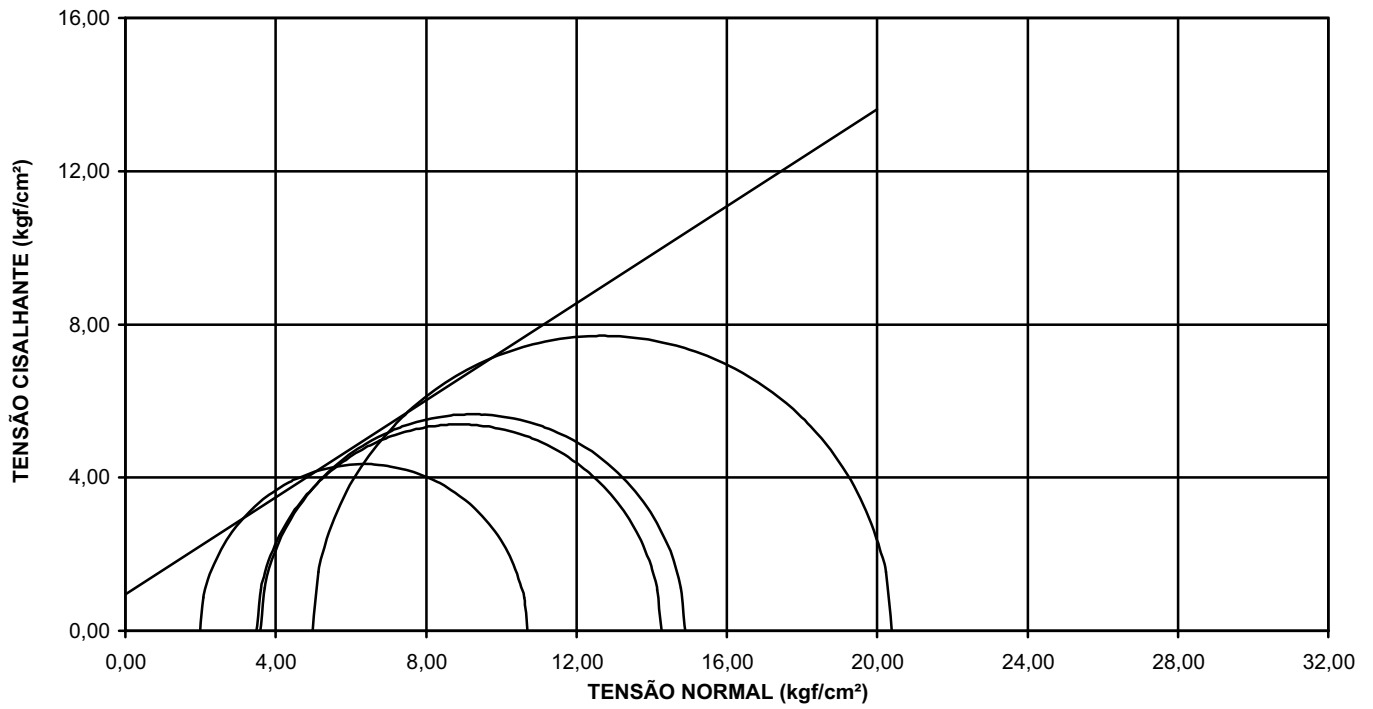
AMOSTRA Nº: I-004/06-002

DATA: 15/02/06

TENSÕES EFETIVAS

Ângulo de Atrito (ϕ): 32,3 °

Coesão (C): 0,95 kgf/cm²



Obs.:

DIGITAÇÃO:	VERIFICAÇÃO: RMN	VISTO:	<input checked="" type="checkbox"/> APROVADO	DATA:
PIC	APROVAÇÃO: CJC	VISTO:	<input type="checkbox"/> REPROVADO	17/04/06