



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



CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DE REJEITOS DE FOSFATO E ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA BARRAGEM DE REJEITOS B5 DA BUNGE FERTILIZANTES S/A

AUTOR: RAFAEL JABUR BITTAR

ORIENTADOR: PROF. DR. ROMERO CÉSAR GOMES

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

Ouro Preto, Agosto de 2006.

*Dedico este trabalho a todos
àqueles que acreditam que a
ousadia e o erro são caminhos
para as grandes realizações.*

"Há quatro espécie de homens:

O que não sabe e não sabe que não sabe: é TOLO - evite-o;

O que não sabe e sabe que não sabe: é SIMPLES - ensine-o;

O que sabe e não sabe que sabe: está DORMINDO - acorde-o;

O que sabe e sabe que sabe: é SÁBIO - siga-o." (R. Burton)

*A maior desgraça que
pode acontecer a qualquer
escrito que se publica, não é
muitas pessoas dizerem mal, é
ninguém dizer nada.
(Nicolas Boileau)*

AGRADECIMENTOS

A Deus, que sempre me iluminou nas decisões e dificuldades do trabalho e principalmente da vida. Neste trabalho, seu conforto nos momentos de maior angústia e desânimo foram fundamentais. Muito deste mérito dedico a ele.

Ao apoio incondicional de meus pais, Gilberto e Fátima; exemplos de humildade e dedicação. A meus grandes irmãos, Thiago e Lú, as minhas avós Adélia e Yole, tios e primos pelos momentos de carinho e incentivo.

A super Luciana, minha grande paixão e inspiração para este trabalho. À sua paciência, incentivo, carinho, amor e compreensão. Sem você este trabalho não estaria completo. E também a república Fogo de Palha e suas moradoras, pelo carinho e receptividade.

A Bunge Fertilizantes S/A pelo apoio financeiro e a seus engenheiros João Gregório e Antonio Carlos Barbosa pelo incentivo e interesse durante todo o desenvolvimento do projeto. A equipe de meio ambiente da Bunge, pelo apoio estrutural. Ao diretor de mineração e projetos da Bunge Fertilizantes S/A, Eng. Vicente Lobo, pela oportunidade e principalmente confiança em meu trabalho.

Aos laboratórios de geotecnia da UFOP, CEMIG e UNB e a seus técnicos e administradores pela atenção e apoio durante os ensaios.

Aos amigos do mestrado e do laboratório de geotecnia (onde passei muitos momentos), Deilton, Germano, Frank, Vasilina, Leonardo, Jeanne, Manjubinha, Priscila, Brasileu, Rodrigo Rodrigues, Janjão, Manoel e Edimar. Em especial ao Gustavo, Bruno e Atrazadu, pelo auxílio durante os ensaios.

Aos amigos e professores, Saulo, Adilson Leite, Waldyr Lopes, Frederico Sobreira e Jaime Florêncio (e ao PET-Civil, pela oportunidade de desenvolvimento). Aos grandes amigos de Ouro Preto, Luiz Heleno Albuquerque, Prof. Luís Fernando Martins, Eleonardo e Pardal, pela amizade e oportunidade de conhecimento.

Ao grande amigo, professor e orientador Romero César Gomes, pelo apoio, paciência, confiança e principalmente oportunidade de trabalhar com Geotecnia de Mineração.

A eterna república Barraca Armada e seus moradores e ex-moradores, pelos momentos de descontração e apoio. Sem dúvida, o cafezinho do final da tarde e os golos do final de semana foram de grande valia no dia-a-dia deste trabalho.

RESUMO

Na concentração da rocha fosfática são gerados basicamente três tipos principais de rejeitos: os rejeitos de flotação, os rejeitos magnéticos e as lamas. Em geral, os rejeitos de flotação são ciclonados e utilizados como material de construção das barragens, enquanto que as lamas são dispostas nos reservatórios gerados por tais estruturas. Durante a operação de separação dos rejeitos (ciclonagem), a parcela grosseira, denominada de underflow é depositada a jusante e passa a constituir o aterro da barragem enquanto que a parcela mais fina, denominada de overflow é lançada a montante e constitui a denominada praia de rejeitos. A rigor, tais concepções de barragens de rejeito sempre foram analisadas e projetadas como estruturas tipicamente homogêneas, desconsiderando-se as naturezas distintas e os comportamentos geotécnicos peculiares dos diversos tipos de rejeitos. Em muitos casos, tais concepções resultaram em empreendimentos algo conservativos; em outros, porém, as análises podem ter subestimado importantes aspectos do problema, como a permeabilidade e a resistência destes materiais.

Diante disso, este trabalho irá apresentar metodologias experimentais disponíveis atualmente, abrangendo ensaios de campo e de laboratório, de forma a se estabelecer uma completa e criteriosa determinação das características tecnológicas dos rejeitos de fosfato de um determinado empreendimento mineiro. Estas tecnologias abordadas compreenderão estudos das variáveis que condicionam o processo de disposição dos rejeitos e a determinação de suas propriedades de drenabilidade e resistência ao cisalhamento ao longo da praia e do aterro da barragem. Adicionalmente, por meio dos parâmetros de drenabilidade obtidos através da caracterização dos rejeitos, será calibrado um modelo de fluxo para a barragem aferido com base nos dados de instrumentação.

Com o modelo de fluxo definido e com os parâmetros de resistência advindos da caracterização tecnológica, serão efetuadas análises de estabilidade para seções críticas do talude de jusante, simulando condições operacionais e específicas de operação.

Portanto, o estudo mais detalhado das características tecnológicas dos rejeitos pode, desta forma, permitir uma avaliação mais criteriosa das condições de fluxo e estabilidade em barragens construídas com rejeitos contribuindo decisivamente para a adoção de soluções de engenharia em projetos de sistemas de deposição destes materiais. Além disso, as análises de condições específicas, ora críticas de operação da barragem estudada permitirá que seja avaliado o risco associado ao empreendimento e conseqüentemente que sejam adotados planos de contingência cada vez mais efetivos.

ABSTRACT

In the process of phosphate rock concentration three main types of tailings are generated: the flotation tailings, the magnetic tailings and the slimes. In general, the flotation tailings are cycloned and used as construction material for the dams, while the slimes are deposited in the reservoirs. During the tailings separation, the coarse-grained portion, called "underflow", is deposited in the downstream and in the raise so as to constitute the embankment of the dam while the fine-grained portion, called "overflow" is spreaded upstream, conforming the tailings beach. Such conception of tailings dam were originally analyzed and designed as typically homogeneous structures, disrespecting the different composition and geotechnical behavior of this material. In many cases, such conception resulted in over conservative projects. In other cases, however, this analyses may underestimated important issues, as the permeability and strength of these materials.

In this way, this work presents recent experimental methods, including field and laboratory tests, in order to determine accurate geotechnical characteristics of the phosphate tailings of a specific mining company. It will be analyzed the variables that exert influence on the hydraulic deposition process of tailings, and also their drainage and shear strength properties along the tailings dam beach. Additionally, through the drainage parameters obtained of the tailings characterization, a flow model will be calibrated for the dam, which, in turn, will be checked through the instrumentation data. Having the appropriate flow model and strength parameters from the technological characterization, stability analyses will be performed for critical sections on the downstream slope of the dam, simulating normal and specific operation conditions (changing the characteristics of the tailings deposited at the beach).

Therefore, a more detailed study of the technological characteristics of the tailings allows a more accurate evaluation of the flow conditions and stability for dams built using tailings. This fact contributes to find better engineering solutions for all the projects of tailings disposal systems. Besides, the analyses of the specific conditions of the studied dam will allow a better risk assessment and consequently the contingency plans to be adopted will be more and more effective.

Índice

RESUMO	v
ABSTRACT.....	vi
Índice.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xii
LISTA DE TABELAS	xix
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES	xxi
CAPÍTULO 1	1
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA DO TRABALHO.....	3
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO.....	4
1.3 FASES DO ESTUDO.....	5
CAPÍTULO 2	8
2 CONCEPÇÕES E CRITÉRIOS DE PROJETO E DE CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS COM REJEITOS CICLONADOS	8
2.1 INTRODUÇÃO	8
2.2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS BARRAGENS DE REJEITO	10
2.2.1 Barragens Alteadas para Montante	11
2.2.2 Barragens Alteadas para Jusante.....	12
2.2.3 Barragens Alteadas pela Linha de Centro.....	14
2.3 CICLONAGEM DE REJEITOS	15
2.4 COMPORTAMENTO E PROPRIEDADES DE ENGENHARIA DOS REJEITOS	18
2.4.1 SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA.....	19

2.4.2	DENSIDADE.....	22
2.4.3	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	24
2.4.4	LIQUEFAÇÃO DE REJEITOS GRANULARES.....	25
2.4.5	DRENABILIDADE.....	26
2.5	ASPECTOS GERAIS DA PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE REJEITO	29
2.5.1	DETERMINAÇÃO E CONTROLE DA SUPERFÍCIE FREÁTICA.....	30
2.5.2	SISTEMAS DE DRENAGEM EM BARRAGENS DE REJEITO.....	33
2.6	ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	38
2.6.1	APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS EM BARRAGENS DE REJEITOS	41
CAPÍTULO 3		46
3	BARRAGEM DE REJEITOS B5.....	46
3.1	SISTEMA DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DA BUNGE FERTILIZANTES S/A – ARAXÁ/MG	46
3.2	GERAÇÃO DOS REJEITOS	50
3.3	ASPECTOS CONSTRUTIVOS DA BARRAGEM B5.....	54
3.3.1	Geologia local	55
3.3.2	Preparação da fundação	58
3.3.3	Maciço do dique de partida.....	58
3.3.4	Alteamento e Operação.....	59
3.3.5	Sistemas de Drenagem Interna e Superficial	64
3.3.6	Instrumentação.....	69
CAPÍTULO 4		73
4	CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS REJEITOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO	73

4.1 INTRODUÇÃO	73
4.2 AMOSTRAGEM DOS REJEITOS NA BARRAGEM B5	74
4.2.1 Determinação dos pontos de amostragem	75
4.2.2 Rotina de análises	77
4.3 PERFIS DE COMPACIDADE RELATIVA.....	79
4.4 CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DA BERMA 930 – JUNHO DE 2004.....	86
4.5 PERMEABILIDADE "IN SITU" USANDO O PERMEÂMETRO DE GUELPH	88
4.5.1 Princípios Gerais do Permeômetro de Guelph.....	88
4.5.2 Programa experimental	92
4.6 DENSIDADES "IN SITU" USANDO O CILINDRO BISELADO.....	96
CAPÍTULO 5	98
5 CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS REJEITOS POR MEIO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	98
5.1 DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS REJEITOS.....	98
5.2 DENSIDADE DOS GRÃOS - G_s	103
5.3 ÍNDICES DE VAZIOS MÁXIMOS E MÍNIMOS	104
5.4 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE	106
5.5 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.	114
5.5.1 Ensaios de Cisalhamento Direto	114
5.5.2 Ensaios Triaxiais.....	119
5.6 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA DOS REJEITOS	124
5.6.1 Análises químicas	125
5.6.2 Caracterização Mineralógica – Microscopia Eletrônica de Varredura.....	128
CAPÍTULO 6	135
ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO DA BARRAGEM B5	135
6.1 SEÇÕES GEOTÉCNICAS DE REFERÊNCIA.....	135

6.2 FUNDAMENTOS E PARÂMETROS DAS ANÁLISES.....	139
6.3 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO PARA A SEÇÃO CENTRAL.....	143
6.3.1 Simulações Operacionais.....	144
6.3.2 Simulações de Casos Específicos de Estudo	148
6.3.2.1 Colmatção do Sistema de Drenagem Interna.....	148
6.3.3.2 Variações do N.A. do Reservatório	151
6.3.3.3 Condições de Pós-Alteamento	153
6.3.3.4 Ausência do Processo de Ciclização dos Rejeitos.....	157
6.3.3.5 Combinação de Condições Específicas	159
6.4 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO PARA AS SEÇÕES B e D	160
6.4.1 Seção B	161
6.4.2 Seção D	164
CAPÍTULO 7	166
ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA BARRAGEM B5.....	166
7.1 FUNDAMENTOS E PARÂMETROS DAS ANÁLISES.....	166
7.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE PARA CONDIÇÕES OPERACIONAIS	169
7.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE PARA CONDIÇÕES ESPECÍFICAS.....	176
7.3.1 Colmatção do Sistema de Drenagem Interna.....	177
7.3.2 Variação do N.A. do Reservatório.....	179
7.3.3 Ausência do Processo de Ciclização	180
7.3.4 Variações da Compacidade Relativa dos Rejeitos.....	180
7.3.5 Combinação de Condições Críticas	183
7.3.6 Condições Finais de Alteamento da Barragem.....	186
CAPÍTULO 8	191
CONCLUSÕES	191
8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	191
8.2 CONCLUSÕES GERAIS.....	192
8.2.1 Em relação à caracterização tecnológica dos rejeitos	192

8.2.2 Em relação à estabilidade global da barragem.....	195
8.3 CONTRIBUIÇÕES PRÁTICAS DA PESQUISA	191
8.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	200
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	203
APÊNDICE A.....	211
APÊNDICE B.....	220
APÊNDICE C.....	225
APÊNDICE D.....	233
APÊNDICE E.....	240
APÊNDICE F.....	249
ANEXO 1.....	252

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tabela comparativa de custos entre diversos métodos de alteamento (Modificado - Steffen, 1985).

Figura 2.2 – Seção típica de uma barragem alteada para montante (Albuquerque Filho, 2004).

Figura 2.3 – Seção típica de uma barragem alteada para jusante (Albuquerque Filho, 2004).

Figura 2.4 – Seção típica de uma barragem alteada pela linha de centro (Albuquerque Filho, 2004).

Figura 2.5 – Descarga em ponto único, Ciclonação e Espigotamento de rejeitos.

Figura 2.6 – Esquema de operação de um hidrociclone (a) (Trawinski, 1976 *apud* Busch, 1987) e Hidrociclone em operação (b).

Figura 2.7 – Efeito da ciclonação sobre a granulometria dos rejeitos de fosfato da Arafertil (Busch, 1987).

Figura 2.8 – Curvas granulométricas de praia espigotada (Abadjiev, 1985)

Figura 2.9 – Variação da condutividade hidráulica ao longo de um depósito de rejeitos (Santos, 2004)

Figura 2.10 – Fatores que influenciam a posição da linha freática em barragens alteadas pelo Método de Montante (Modificado – Vick, 1983 *apud* Santos, 2004).

Figura 2.11 – Variação da permeabilidade em função da distância do ponto de lançamento na praia (Modificado – Bligh, 1994 *apud* Santos, 2004).

Figura 2.12 – Efeito da variação da permeabilidade sobre a posição da linha freática em aterros hidráulicos (Modificado – Bligh, 1994 *apud* Santos, 2004).

Figura 2.13 – Seção transversal típica de um sistema de drenagem interna. Detalhe dos Drenos.

Figura 2.14 – Esquema de filtros vertical e horizontal no interior de um dique (a) e detalhe de um filtro do tipo “finger drains” (b)

Figura 2.15 – Esquema de execução de um filtro de ombreira utilizando rejeitos da própria mineradora. (Barragem B5 - Bunge Fertilizantes S/A)

Figura 2.16 – Sistema extravasor de cheias. Detalhe dos emboques em cotas variáveis. (Barragem B5 - Bunge Fertilizantes S/A)

Figura 2.17 – Esquema de drenagem superficial. Plantio de grama em placas, escadas de descida d’água e canaletas, respectivamente. (Bittar, 2004)

Figura 2.18 – Curva idealizada de relação entre a permeabilidade e a pressão neutra. (Gioda & Desideri, 1988)

Figura 2.19 – Condições físicas do meio. Exemplo da Barragem B6. (Modificado - Dupas, 1993)

Figura 3.1 – Arranjo geral das barragens da Bunge Fertilizantes S/A (Nieble et al, 1980)

Figura 3.2 – Barragem de rejeitos B5, vista de montante. (Bunge Fertilizantes S/A)

Figura 3.3 – Layout ilustrativo do sistema de disposição de rejeitos da Bunge Fertilizantes S/A.

Figura 3.4 – Razões médias entre o produto final e rejeito gerado (Abrão, 1987 apud. Pereira, 2005)

Figura 3.5 – Processo de separação magnética (a) e disposição final de magnetita (b). (Schnellrath et al, 2002)

Figura 3.6 – Reservatório de lamas (a) e hidrociclone em usina, com detalhe para a granulometria fina do rejeito (b).

Figura 3.7 – Etapa de flotação (a) e rejeito de flotação como material de construção da barragem (b); no detalhe, lançamento do underflow e formação do aterro. (Schnellrath et al, 2002)

Figura 3.8 – Seção geológico-geotécnica referente ao eixo da barragem de rejeitos B5.

Figura 3.9 – Seção transversal típica do dique de partida. Figura sem escala.

Figura 3.10 – Seção transversal típica das barragens B1 e B4 (Busch & Castro, 1986). (com detalhe do talude já revegetado).

Figura 3.11 – Sequência Construtiva e volumes necessários. (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Figura 3.12 – Material acumulado para execução de novo alteamento e detalhe do sistema de drenagem das ombreiras.

Figura 3.13 – Seção transversal ilustrando o sistema de drenagem interna da barragem B5. (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Figura 3.14 – Seção transversal passando pelo tapete drenante. (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Figura 3.15 – Localização dos tapetes laterais. Seção típica para as ombreiras entre as cotas 905 e 915 (a) e idem acima da cota 920 (b). (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Figura 3.16 – Seção transversal do dreno de pé. (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Figura 3.17 – Sistema extravasor da barragem B5.

Figura 3.18 – Esquema de funcionamento do sistema extravasor da B5

Figura 3.19 – Layout interno da barragem B5. Detalhe do sistema de drenagem. (Modificado, Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Figura 3.20 – Layout da disposição da instrumentação na barragem B5.

Figura 3.21 – Conjunto de instrumentos dispostos ao longo da praia/aterro da barragem (a) e detalhe típico de um dos instrumentos instalados (b).

Figura 4.1 – Planta parcial e identificação das seções geotécnicas escolhidas da barragem B5.

Figura 4.2 – Perfil típico para a Seção S1 (a) . Detalhe da localização dos pontos de amostragem (b).

Figura 4.3 – Execução de sondagem SPT ao longo de berma da barragem de rejeitos

Figura 4.4 – Gráfico indicativo da variação da Densidade Relativa e do Ângulo de Atrito Efetivo com a profundidade para o instrumento INA 303.

Figura 4.5 – Perfis de Compacidade Relativa para o aterro (Seções 1 e 2).

Figura 4.6 – Fases do processo de compactação da barragem B5

Figura 4.7 – Esquema do permeâmetro de Guelph (Modificado – Soto, 1999).

Figura 4.8 – Ábaco do fator de forma C (Soilmoisture Equipment Corp., 1986).

Figura 4.9 – Ensaios de campo com o permeâmetro de Guelph

Figura 4.10 – Variações do coeficiente de permeabilidade com a distância do ponto de lançamento.

Figura 4.11 – Determinação de densidades in situ com o cilindro biselado.

Figura 5.1 – Granulômetro a Laser e acessórios.

Figura 5.2 – Curvas granulométricas para os rejeitos depositados na praia para a seção S1.

Figura 5.3 – Curvas granulométricas para os rejeitos depositados na praia para a seção S2.

Figura 5.4 – Curvas granulométricas para os rejeitos depositados no aterro.

Figura 5.5 – Permeâmetro a carga constante utilizado nos ensaios

Figura 5.6 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S1-F4 (densidade relativa de 20%).

Figura 5.7 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S2-A1).

Figura 5.8 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S2-A2).

Figura 5.9 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S1-U-A1).

Figura 5.10 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S2-U-A2).

Figura 5.11 – Moldagem das amostras em estado fofo para o ensaio de cisalhamento direto.

Figura 5.12 – Moldagem e acessórios utilizados na preparação de amostras compactas.

Figura 5.13 – Curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal (Amostra S1-F6 ; $D_r = 15\%$)

Figura 5.14 – Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal (Amostra S1-F6 ; Dr = 15%)

Figura 5.15 – Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto (Amostra S1-F6; Dr = 15%)

Figura 5.16 – Preparação e moldagem dos corpos de provas. (Pereira, 2005)

Figura 5.17 – Equipamento triaxial do Laboratório de Geotecnia/UFOP.

Figura 5.18 – Curvas tensão desviadora versus deformação e poropressão versus deformação (Amostra S1-U-A1 ; Dr = 15%)

Figura 5.19 – Envoltórias em termos de tensões totais e efetivas (Amostra S1-U-A1; Dr = 15%)

Figura 5.20 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios para a amostra S1-U-A1 (Dr = 15%)

Figura 5.21 – Separação granulométrica da amostra S1-U-A1 (frações retidas na # 60 e na # 325)

Figura 5.22 – Equipamento MEV (Laboratório de Microscopia e Micro-Análise da UFOP)

Figura 5.23 – Imagens do MEV (Amostra S1-A1)

(angulosidade dos grãos e a presença de minerais micáceos).

Figura 5.24 – Imagem do MEV (Amostra S2-F1), com a indicação dos pontos analisados.

Figura 5.25 – Imagens do MEV (Amostras S2-F5 e S1-F1), com a indicação dos pontos analisados.

Figura 5.26 – Imagem MEV de minerais de apatita presentes nas amostras S2-A1 e S1-F3.

Figura 5.27 – Imagem MEV de mineral micáceo presente na amostra S1-F3.

Figura 5.28 – Imagem MEV de mineral ferroso presente na amostra S1-F3.

Figura 5.29 – Imagem MEV de mineral presente na amostra S1-A1.

Figura 5.30 – Espectro do quartzo (Figura 5.29) da amostra S1-A1 dos rejeitos.

Figura 6.1 – Seções geotécnicas de referência para a Barragem B5

Figura 6.2 – Layout do sistema de drenagem interna da barragem B5 com as seções de estudo.

Figura 6.3 – Seção geotécnica D.

Figura 6.4 – Seção geotécnica B.

Figura 6.5 – Seção geotécnica central.

Figura 6.6 – Função de condutividade hidráulica em m/s adotada para os rejeitos.

Figura 6.7 – Discretização da Seção Central da Barragem B5 e Análise do Fluxo para a condição operacional da barragem, após Calibração do Modelo (permeabilidades da seção 2 e razão de anisotropia igual a 8).

Figura 6.8 – Análise do Fluxo para a condição operacional da barragem sem efeitos de segregação hidráulica (permeabilidades da seção 1 e razão de anisotropia igual a 8).

Figura 6.9 – Colmatação parcial do tapete drenante da seção central. Permeabilidade do tapete reduzida em 10 vezes.

Figura 6.10 – Colmatação parcial do tapete drenante da seção central. Permeabilidade do tapete reduzida em 100 vezes.

Figura 6.11 – Colmatação do tapete drenante da seção central (100 vezes menor) associado com a colmatação do dreno de pé (10.000 vezes menor).

Figura 6.12 – Modelos de fluxo resultantes da variação da cota N.A. do reservatório ao longo da praia de rejeitos da barragem B5.

Figura 6.13 – Barragem B5 com alteamentos até a cota final de projeto (cota 950).

Figura 6.14 – Barragem B5 com alteamentos até a cota final 965.

Figura 6.15 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 950 (Final de projeto; N.A. operacional na cota 948).

Figura 6.16 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 950 (Final de projeto; N.A. crítico na cota 949,62).

Figura 6.17 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 965 (Hipótese de alteamento final; N.A. operacional na cota 963).

Figura 6.18 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 965 (Hipótese de alteamento final; N.A. crítico na cota 964,24).

Figura 6.19 – Modelos de fluxo na Barragem B5 com e sem processo de ciclonagem.

Figura 6.20 – Modelos de fluxo na Barragem B5 sem processo de ciclonagem da geometria atual até a cota final de projeto (950).

Figura 6.21 – Colmatação do tapete drenante e elevação do N.A. do reservatório para a cota 942,92.

Figura 6.22 – Colmatação total do sistema de drenagem interna associada à elevação do N.A. do reservatório para a cota 942,92.

Figura 6.23 – Colmatação do tapete drenante associada à elevação da barragem para a cota 965 e N.A. operacional

Figura 6.24 – Análises de percolação para a seção B (considerando um fluxo prescrito no dreno igual a $2,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$)

Figura 6.25 – Análises de percolação para a seção B (sem atuação do septo drenante).

Figura 6.26 – Análises de percolação para a seção D (considerando um fluxo prescrito no dreno igual a $1,65 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$).

Figura 7.1 – Análise de estabilidade para a seção central. (Fator de segurança operacional igual a 1,80 para ruptura global).

Figura 7.2 – Análise de estabilidade para a seção central. (Fator de segurança operacional igual a 1,80 para ruptura localizada).

Figura 7.3 – Análise de estabilidade para a seção central (não segregação de permeabilidades).

Figura 7.4 – Análise de estabilidade para a seção B. (Fator de segurança operacional igual a 2,12 para ruptura global).

Figura 7.5 – Análise de estabilidade para a seção D. (Fator de segurança operacional igual a 1,61 para ruptura global).

Figura 7.6 – Análise de estabilidade para a seção central. (Colmatação parcial do tapete drenante, com permeabilidade reduzida em 10 vezes).

Figura 7.7 – Análise de estabilidade para a seção central. (Colmatação parcial do tapete drenante, com permeabilidade reduzida em 100 vezes).

Figura 7.8 – Análise de estabilidade para a seção central. (Colmatação total do tapete drenante, incluindo tapete drenante e dreno-de-pé).

Figura 7.9 – Análise de estabilidade para a seção central. (N.A do reservatório referente a uma extensão de 100m de praia).

Figura 7.10 – Análise de estabilidade para a seção central. (N.A do reservatório próximo à crista da barragem).

Figura 7.11 – Análise de estabilidade da seção central (hipótese de não ciclonagem dos rejeitos).

Figura 7.12 – Análise de estabilidade da seção central (rejeitos com $Dr = 50\%$; condição operacional da barragem)

Figura 7.13 – Análise de estabilidade da seção central. (rejeitos com $Dr = 20\%$; condição mais fofa que a operacional da barragem)

Figura 7.14 – Análise de estabilidade da seção central. (rejeitos com $Dr = 80\%$; condição mais compacta que a operacional da barragem)

Figura 7.15 – Análise de estabilidade da seção central. (colmatação do tapete drenante + elevação do N.A. do reservatório próximo à crista da barragem)

Figura 7.16 – Análise de estabilidade da seção central. (colmatação total do sistema de drenagem interna + elevação do N.A. do reservatório próximo à crista da barragem)

Figura 7.17 – Análise de estabilidade da seção central (colmatação total do sistema de drenagem interna + elevação do N.A. do reservatório + rejeitos fofos no aterro)

Figura 7.18 – Análise de estabilidade da seção central (Barragem na cota 950 e N.A. do reservatório na cota operacional - 948)

Figura 7.19 – Análise de estabilidade da seção central (Barragem alteada até a cota 965 e N.A. do reservatório na cota operacional - 963)

Figura 7.20 – Análise de estabilidade da seção central (Barragem alteada até a cota 950 e N.A. do reservatório em cota crítica - 949,42)

Figura 7.21 – Análise de estabilidade da seção central (Barragem alteada até a cota 965 e N.A. do reservatório em cota crítica - 964,42)

Figura 8.1– Coeficientes de permeabilidade determinados em campo e laboratório

Figura 8.2 – Detalhe da presença de estratos de diferentes granulometrias. (amostra de rejeito extraída da praia da barragem B5).

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Dados de instalação da instrumentação por seção (Dezembro de 2005).

Tabela 4. 1 – Classificação quanto à resistência a penetração - NBR – 7.520/82 (ABNT, 1982)

Tabela 4.2 – Densidade relativa e ângulo de atrito efetivo médio para os instrumentos analisados

Tabela 4.3 – Índice de Vazios, porosidade e densidade e peso específico seco para cada um dos instrumentos analisados. ($e_{máx}=1,58$; $e_{mín}=0,96$; $G_s=3,36$)

Tabela 4.4 – Índice de Vazios, porosidade e peso específico seco médios para cada um dos instrumentos analisados. ($e_{máx}=1,63$; $e_{mín}=0,93$; $G_s=3,47$)

Tabela 4.5 – Índice de Vazios, porosidade e peso específico seco médios para cada um dos instrumentos analisados. ($e_{máx}=1,61$; $e_{mín}=0,89$; $G_s=3,42$)

Tabela 4.6 – Controle de compactação; camadas finais. (Modificado - Arc Engenharia, 2004)

Tabela 4.7 – Controle de compactação; camadas iniciais. (Modificado - Arc Engenharia, 2004)

Tabela 4.8 – Parâmetros de α sugeridos por Elrick et al. (1989).

Tabela 4.9 – Valores de coeficiente de permeabilidade determinados pelo ensaio com o permeâmetro de Guelph ao longo da praia de rejeitos.

Tabela 4.10 – Valores de coeficiente de permeabilidade determinados pelo ensaio com o permeâmetro de Guelph para o aterro da barragem.

Tabela 4.11 – Valores de peso específico seco e teor de umidade determinados em campo.

Tabela 5.1 – Frações granulométricas de todas as amostras da praia - NBR 6502 (ABNT, 1993)

Tabela 5.2 – Frações granulométricas para as amostras do aterro - NBR 6502 (ABNT, 1993)

Tabela 5.3 – Massa específica das amostras da praia de rejeitos.

Tabela 5.4 – Massa específica das amostras de rejeitos do aterro.

Tabela 5.5 – Valores dos índices de vazios mínimo e máximo dos rejeitos coletados na praia.

Tabela 5.6 – Valores dos índices de vazios mínimo e máximo dos rejeitos coletados no aterro.

Tabela 5.7 - Valores dos coeficientes de permeabilidade para diferentes condições de moldagem (rejeitos da praia)

Tabela 5.8 - Valores dos coeficientes de permeabilidade para diferentes condições de moldagem (rejeitos do aterro)

Tabela 5.9 – Parâmetros de resistência pelos ensaios de cisalhamento direto (praia de rejeitos).

Tabela 5.10 – Parâmetros de resistência por ensaios de cisalhamento direto (aterro de rejeitos).

Tabela 5.11 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais realizados.

Tabela 5.12 – Composição química e teores médios de sólidos dos rejeitos lançados na barragem B5

Tabela 5.13 – Composição química para algumas amostras coletadas na barragem B5

Tabela 5.14 – Análises granuloquímicas para as amostras integrais e frações granulométricas.

Tabela 5.15 – Composições químicas para a amostra S2-F1.

Tabela 5.16 – Composições químicas (%) para grãos minerais da amostra S1-F3.

Tabela 5.17 – Composições químicas (%) para grãos minerais da amostra S1-F3.

Tabela 5.18– Composições químicas (%) para grão mineral da amostra S1-F3.

Tabela 6.1 – Valores de coeficientes de permeabilidade adotados para os materiais da barragem

Tabela 6.2 – Valores dos coeficientes de permeabilidade adotados para os rejeitos da barragem.

Tabela 6.3 – Dados do N.A. do reservatório e leituras dos medidores PZ 315 e MV-1.

Tabela 6.4 – Ajuste da calibração do modelo numérico (seção central da barragem B5).

Tabela 6.5 – Resultados das análises de variação do N.A. do reservatório da barragem B5; regime permanente de fluxo.

Tabela 6.6 – Dados de monitoramento da seção B (maio a dezembro/2005).

Tabela 6.7 – Dados de monitoramento da seção D (maio a dezembro/2005).

Tabela 7.1 – Parâmetros efetivos de resistência utilizados nas análises de estabilidade.

Tabela 7.2 – Valores dos pesos específicos dos materiais.

Tabela 7.3 – Probabilidades de ruptura considerando análises de sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo de fundação da Barragem B5

Tabela 7.4 – Probabilidade de ruptura segundo variação do ângulo de atrito para o underflow da barragem de rejeitos.

Tabela 7.5 – Parâmetros de resistência efetivos para análises de estabilidade simulando variações da compactação relativa dos rejeitos.

Tabela 8.1 – Coeficientes de permeabilidade determinados em campo e laboratório

Tabela 8.2 – Síntese dos principais resultados das análises (operacionais e críticas) de estabilidade realizadas para o talude de jusante da barragem de rejeitos B5.

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

A	Parâmetro de poropressão
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B	Parâmetro de Skempton
Dr	Densidade relativa
e	Índice de vazios
$e_{\max}$	Índice de vazios máximo
$e_{\min}$	Índice de vazios mínimo
ESDH	Equipamento de simulação de deposição hidráulica
eV	Eletro Volt
G_s	Densidade dos grãos
k	Coefficiente de permeabilidade
K	Condutividade hidráulica
M	Massa
M_d	Massa seca
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
min	Minuto
mm	milímetro
M_w	Massa com teor de umidade w
n	Porosidade
NBR	Norma Brasileira Registrada
NGA	Núcleo de Geotecnia Aplicada
q	Semi-diferença das tensões principais
q	Vazão
S	Grau de saturação
s	Segundo
SPT	Sondagem à percussão
u	Poropressão
UFOP	Universidade Federal de Ouro Preto
u_p	Contra-pressão
ϕ	Ângulo de atrito total
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ'_{pico}	Ângulo de atrito efetivo de pico
γ_w	Peso específico da água
ρ	Massa específica aparente
ρ_d	Massa específica aparente seca
$\rho_{d\max}$	Massa específica aparente seca máxima
$\rho_{d\min}$	Massa específica aparente seca mínima
ρ_s	Massa específica dos grãos
σ	Tensão
σ'	Tensão efetiva

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, a mineração é considerada como sendo uma atividade conservadora. No Brasil, especialmente nas últimas décadas, o desenvolvimento tecnológico inserido nos processos e nos equipamentos, aliados ao extenso conhecimento das especificidades e do segmento como um todo, quebraram o paradigma do conservadorismo e fizeram da mineração uma área de grande complexidade e de sofisticação tecnológica.

Por outro lado, a atividade mineradora simplesmente extrativista tinha comumente associada uma imagem de degradação e desrespeito ao meio ambiente e à sociedade. Hoje, felizmente o modelo de produção na mineração brasileira é outro. Assim como os processos de lavra e beneficiamento adotam tecnologias de ponta em todas as suas etapas, a área de disposição dos rejeitos gerados também vem se apropriando de ferramentas tecnológicas, por meio das quais se busca monitorar, bem como minimizar os impactos ambientais causados pela disposição indevida destes resíduos.

Os rejeitos de mineração são materiais distintos, com características específicas incorporadas a partir de processos de beneficiamento industrial particulares. Tal fato faz com que o comportamento geotécnico destes materiais não possa ser caracterizado de forma completa e abrangente pelas metodologias convencionais adotadas para os solos naturais, como normalmente se tem visto.

Assim, impõe-se a necessidade de estudos específicos dos resíduos gerados no processo de beneficiamento de minérios (Pereira, 2005). Esta recomendação justifica-se pelo fato de que, embora os rejeitos apresentem composição granulométrica bem definida, seu comportamento não pode ser caracterizado unicamente pelos conceitos da mecânica dos

solos clássica. As características de permeabilidade e drenabilidade, a susceptibilidade à liquefação, a erosão interna, além das dificuldades envolvidas no processo de compactação, constituem importantes condicionantes para o desenvolvimento de novos equipamentos e metodologias de ensaio específicas, tanto em laboratório, quanto em campo.

A necessidade de um completo e consistente programa experimental aplicado aos resíduos do beneficiamento, melhor denominado de caracterização tecnológica de rejeitos de mineração, torna-se ainda mais evidente quando se deseja avaliar a estabilidade e conseqüentemente a segurança de determinada estrutura de contenção, seja ela pilha ou barragem.

A percolação em estruturas de rejeito difere-se, e muito, daquela verificada em estruturas convencionais, como barragens de terra. Neste contexto, Vick (1983) destaca que a posição da freática exerce influência fundamental no comportamento do maciço, interferindo na estabilidade estática e dinâmica da barragem. Por esta razão, o perfeito conhecimento das características de permeabilidade e drenabilidade dos materiais envolvidos, no caso os rejeitos de mineração, é de suma importância quando se deseja realizar análises de percolação em estruturas de rejeito.

Visando agilizar soluções para a análise de percolação em barragens, vem sendo utilizado com muito sucesso o método dos elementos finitos. Vários autores já atestaram a economia e segurança que se consegue com o método. Dentre estes podemos citar: Dupas (1993), Amorim (1993), Amorim et al. (1995), Gouvêa (2004).

Dessa forma, será parte do escopo desta dissertação de mestrado não só a caracterização tecnológica de rejeitos por meio de ensaios de campo e de laboratório, mas também a utilização do método dos elementos finitos em barragens de rejeito como uma ferramenta já comprovadamente segura na avaliação da segurança em projetos (desde que adequadamente usado). Para tanto, serão discutidas não apenas os aspectos geotécnicos dos rejeitos, mas também as análises de percolação e estabilidade das suas estruturas finais de disposição.

1.1 JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Na região do “Complexo Carbonatítico do Barreiro”, localizado no município de Araxá, em uma área aproximadamente circular de cerca de 4,5km², estão localizadas imensas reservas de minérios de fosfato e pirocloro (mineral - minério do nióbio), cuja exploração sistemática e intensa resulta em volumes consideráveis de rejeitos. Deste acervo mineral de grandes proporções, participam grandes conglomerados industriais onde destacamos a Bunge Fertilizantes S/A, que atualmente explora as jazidas de fosfato e a Companhia Brasileira de Metalurgia e Mineração – CBMM, que vem explorando o nióbio.

A construção de uma barragem de rejeitos geralmente é feita pela própria mineradora e seus alteamentos ocorrem de acordo com o nível de produção e necessidade de armazenamento do rejeito. Este processo apresenta vantagens econômicas quando em relação às barragens convencionais compactadas, que são usualmente finalizadas num curto período de tempo antes do enchimento. Entretanto, o controle construtivo destas barragens de rejeito é geralmente limitado e podem ocorrer rupturas associadas à má aplicação das práticas construtivas. Dessa forma, a estocagem ou a disposição dos materiais derivados do processo de mineração passa a constituir uma problemática à parte, uma vez que exigem cuidados quanto à segurança e estabilidade dos depósitos, envolvendo obras de contenção e técnicas de monitoramento.

Por outro lado, as exigências de proteção ambiental das áreas ocupadas pelas atividades de produção têm sido continuamente aperfeiçoadas pelos órgãos ambientais, incluindo o estudo detalhado dos processos poluentes, seu tratamento e monitoramento, o que implica na necessidade de um conhecimento muito mais aprofundado de todos os aspectos envolvidos, particularmente uma completa e consistente caracterização tecnológica dos rejeitos envolvidos.

É nesse contexto que se insere a barragem de rejeitos de fosfato B5, atualmente sob propriedade da Bunge Fertilizantes S/A e objeto de estudo desta dissertação. Juntamente com as barragens da Goiasfértil (atualmente pertencente a Fosfértil) e com as barragens da Fosfértil, se enquadram em um dos projetos pioneiros no Brasil no que concerne a

processos de barragens alteadas com rejeitos de mineração (Busch, 1987).

Como se trata de um projeto antigo e pioneiro, uma avaliação atual do desempenho da barragem B5 durante operação, fundamentada no estudo mais detalhado das características tecnológicas dos rejeitos depositados irá permitir, juntamente com a utilização de ferramentas numéricas, avaliar o desempenho atual da barragem, bem como fornecer parâmetros que serão de grande valia para a otimização de projetos futuros.

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Com base nos aspectos particulares do comportamento de rejeitos de mineração e, diante dos impactos ambientais e socioeconômicos potencialmente causados pela ruptura de um sistema de contenção de rejeitos, o presente trabalho objetiva, principalmente, uma avaliação de segurança atualizada da barragem de rejeitos B5. Destaca-se ainda que as análises de estabilidade serão fundamentadas em análises de percolação cujos parâmetros geotécnicos dos rejeitos serão obtidos por meio de técnicas que evidenciam as características peculiares dos rejeitos de mineração.

Para isso, resumidamente, a proposta experimental consiste em realizar ensaios de laboratório e campo tanto para a parcela grossa do rejeito, denominada de “underflow” e que integra o aterro da barragem, como também para o “overflow”, parcela fina do rejeito que é lançada a montante e constitui a chamada “praia” de rejeitos. Os ensaios de campo serão então confrontados com os ensaios de laboratório, buscando estabelecer as características geotécnicas dos rejeitos em conformidade com as reais condições em que estão depositados.

Posteriormente ao estabelecimento das características geotécnicas dos rejeitos, o presente trabalho também tem como objetivo analisar as condições operacionais atuais da barragem de rejeitos B5, procedendo a confiabilidade do sistema de instrumentação existente e efetuando as correspondentes análises de percolação e de estabilidade da barragem.

Ressalta-se aqui que este trabalho vem também se somar ao intenso projeto de investigação geotécnica do comportamento dos rejeitos de mineração desenvolvido pela Universidade Federal de Ouro Preto, mais especificamente pelo chamado Núcleo de Geotecnia Aplicada da UFOP – NGA. Outros estudos têm sido implementados, objetivando prever o comportamento dos rejeitos depositados hidraulicamente. Dentre os vários estudos realizados pela equipe, destacam trabalhos de investigação geotécnica através de ensaios cone penetrométricos (Albuquerque Filho, 2004), influência do teor de ferro na condutividade hidráulica (Santos, 2004) e nos parâmetros de resistência (Presotti, 2002) além do estudo acerca do potencial de liquefação dos rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático (Pereira, 2005), aprimorando quantitativa e qualitativamente o projeto de caracterização tecnológica de rejeitos de mineração (Gomes et al., 2002).

Dentro desse contexto, destaca-se ainda que, várias das metodologias que serão implementadas neste trabalho de mestrado já foram testadas com grande sucesso em outros trabalhos de pesquisa envolvendo rejeitos de minério de ferro; sendo que um dos objetivos desta dissertação será, também, expandir e avaliar a aplicabilidade destas técnicas em rejeitos oriundos do beneficiamento da rocha fosfática podendo, em pouco tempo, modificar substancialmente procedimentos que eram até então empíricos em possíveis novas técnicas de análise.

1.3 FASES DO ESTUDO

Como etapa preliminar dos estudos, fez-se uma ampla revisão bibliográfica dos documentos técnicos associados ao projeto e construção da barragem de rejeitos B5. Aliada a pesquisa bibliográfica, também foram realizadas inspeções de campo para a avaliação das condições de funcionamento da instrumentação instalada na barragem. Ainda nesta primeira etapa, foram coletadas algumas amostras de rejeito para a realização de ensaios de caracterização geotécnica, cujo intuito foi o de nortear o projeto e alguns ensaios especiais, onde destaca-se a realização de ensaios de difratometria de raios-x, análise química e microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Com base no diagnóstico geral apresentado nesta primeira etapa foi, então, definido o programa experimental, mais especificamente denominado neste trabalho de caracterização tecnológica dos rejeitos, cujas metodologias utilizadas serão apresentadas e discutidas nos capítulos 4 e 5

A partir da determinação dos parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos e dos registros piezométricos dos instrumentos instalados na barragem, serão estabelecidas, no capítulo 6, simulações de fluxo d'água pelo maciço e pela fundação da barragem, utilizando-se o programa computacional SEEP/W (*GeoSlope International*, Canadá), para condições normais e específicas de operação. Com o intuito de se ter um maior controle, serão utilizadas mais de uma seção para análise, sendo que as seções escolhidas foram consideradas como críticas pelo fato de serem centrais, de maior altura e envolverem um maior volume de material.

Em uma quarta etapa, os dados da instrumentação serão organizados em arquivo eletrônico e plotados convenientemente com os períodos de leitura. Dessa forma, será possível analisar sua consistência e evolução ao longo do tempo, bem como avaliar o comportamento geotécnico do aterro/fundação e do sistema de drenagem interna da barragem sob fluxo. Ainda nesta etapa, estes dados serão confrontados com os resultados obtidos nas simulações numéricas para se avaliar a consistência e calibrar o modelo de fluxo adotado.

Numa fase posterior, levando-se em conta as características específicas de operação e funcionamento, serão realizadas análises de percolação para situações especiais. Após a calibração do modelo de fluxo, será possível simular diversas condições críticas para a barragem, como, por exemplo, uma possível colmatação do sistema de drenagem interna ou mesmo elevações bruscas no N.A. do reservatório. Tais estudos possibilitarão fazer uma análise de riscos para a barragem de maneira a prever prováveis diminuições na segurança da estrutura quando esta estiver sob condições específicas e críticas de operação.

Na etapa final proposta, representada pelo capítulo 7, serão realizadas análises de estabilidade do talude de jusante referente às análises de percolação realizadas. Nesta

etapa será utilizado o programa computacional SLOPE/W (*GeoSlope International*, Canadá), incorporando-se os dados de piezometria obtidos diretamente do programa SEEP/W. Nesta fase será determinado o fator de segurança operacional para a barragem para as diferentes situações operacionais previstas.

Finalmente, no capítulo 8, apresenta-se uma síntese e discussão global dos resultados, juntamente com as principais conclusões obtidas e as sugestões para complementação futura das pesquisas realizadas no presente trabalho.

2 CONCEPÇÕES E CRITÉRIOS DE PROJETO E DE CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS COM REJEITOS CICLONADOS

2.1 INTRODUÇÃO

A forma mais comum de disposição de rejeitos úmidos em superfície consiste no lançamento direto em reservatórios contidos por diques (áreas com pequena inclinação) ou barragens (vales). Estas estruturas de contenção são normalmente executadas a partir de um dique de partida constituído de terra compactada ou enrocamento, com os alteamentos sucessivos sendo realizados com a utilização do próprio rejeito através da chamada técnica do aterro hidráulico.

A construção de barragens de rejeito normalmente está associada a tecnologias de baixo custo e na maioria das vezes é realizada com equipe técnica e equipamentos da própria mineradora. Uma das grandes vantagens observadas no alteamento de barragens com rejeitos, reside na possibilidade de amortização dos custos envolvidos na construção da barragem ao longo da vida útil da estrutura, uma vez que os alteamentos da barragem não são executados de uma só vez e sim em etapas de acordo com a produção e necessidade de armazenamento.

Por outro lado, verifica-se que os rejeitos, principais materiais disponíveis, não são ideais para a construção de barragens, principalmente no que concerne à susceptibilidade à liquefação destes materiais, sua excessiva erodibilidade superficial e dificuldades na compactação.

Ainda, a utilização de barragens de rejeito projetadas com a técnica do aterro hidráulico apresenta alguns condicionantes relacionados principalmente aos aspectos construtivos e de segurança, provocados pela insuficiência de especificações que normalizem este tipo de estrutura. O procedimento de lançamento do material é feito geralmente de forma quase aleatória, não sendo estabelecido nenhum controle das variáveis que influenciam o processo de deposição (Ribeiro, 2000).

Chammas (1989), destaca que a utilização de rejeitos como material de construção pode ser alcançada quando introduzidas algumas providências:

- ❑ Separação dos rejeitos em fração grossa e lamas utilizando apenas a fração areia na construção das barragens;
- ❑ Controle dos procedimentos de separação para obter-se os materiais com granulometrias requeridas;
- ❑ Instalação de eficiente drenagem interna para o adequado rebaixamento da superfície freática e redução do potencial ao “piping”.
- ❑ Compactação dos rejeitos com o aumento da densidade e resistência ao “piping”.

Como requisito adicional de segurança operacional das barragens de rejeito, recomenda-se que sejam implantadas praias de “lamas” entre o talude de montante da barragem e o N.A. do reservatório, isto é, rejeitos com uma granulometria mais fina e de ordem de permeabilidade de pelo menos 10 vezes menor que a permeabilidade do rejeito constituinte do talude da barragem. Isto abate a linha freática, reduz a percolação e os riscos ao “piping”.

Com isso, fica possível a partir da análise das características dos rejeitos, como granulometria, permeabilidade, compressibilidade e resistência, verificar sua aptidão e desempenho para a construção de maciços compactados. Finalmente, ainda como premissa para a utilização de rejeitos como material de construção é necessário avaliar-se a susceptibilidade a liquefação destes materiais com o intuito de se definirem critérios de compactação a serem empregados em projeto (Pereira, 2005)

2.2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS BARRAGENS DE REJEITO

Os tipos de barragens de rejeito relacionam-se basicamente aos procedimentos construtivos e aos materiais utilizados no processo de alteamento. Nesse sentido, considerando o uso do próprio rejeito como material de construção através da técnica do aterro hidráulico, podem-se destacar três métodos construtivos com especificidades de projeto e vantagens operacionais (Klohn, 1981; Vick, 1983; Gomes, 2005):

- ❑ Método de Montante
- ❑ Método de Jusante
- ❑ Método da Linha de Centro

Um fator de grande importância na hora de decidir sobre a escolha do método de construção do maciço são os volumes para o alteamento e seus custos e, neste contexto, os custos mais reduzidos estão associados às barragens alteadas pelo método de montante. A Figura 2.1 mostra as razões (resguardadas as peculiaridades regionais) entre volumes e seus custos em função de cada método de alteamento.

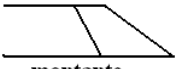
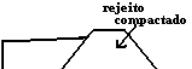
	RAZÃO DE VOLUME	RAZÃO DE CUSTO UNITÁRIO	RAZÃO DE CUSTO UNITAR. MÁXIMO
 montante	1,0	1,0	1,0
 linha de centro	3,0	1,5	4,5
 jusante	6,0	2,0	12,0
 jusante	6,0	4,0	24,0

Figura 2.1 – Tabela comparativa de custos entre diversos métodos de alteamento (Modificado Steffen & Kirsten, 1985)

2.2.1 Barragens Alteadas para Montante

A construção de barragens de rejeitos com a técnica de aterro hidráulico pelo método de montante constitui a forma mais antiga e simples caracterizando-se como uma evolução natural dos procedimentos empíricos de disposição de rejeitos. A etapa inicial na execução deste tipo de barragem consiste na construção de um dique de partida, normalmente de material argiloso ou enrocamento compactado. Depois de realizada esta etapa, o rejeito é lançado por canhões, hidrociclones, spigots ou simplesmente pela desconexão de tubulações a montante da linha de simetria do dique, formando uma praia de deposição, que servirá como fundação e fornecerá material para a construção dos diques subsequentes (Figura 2.2). Este processo repete-se até que a cota final prevista em projeto seja atingida.

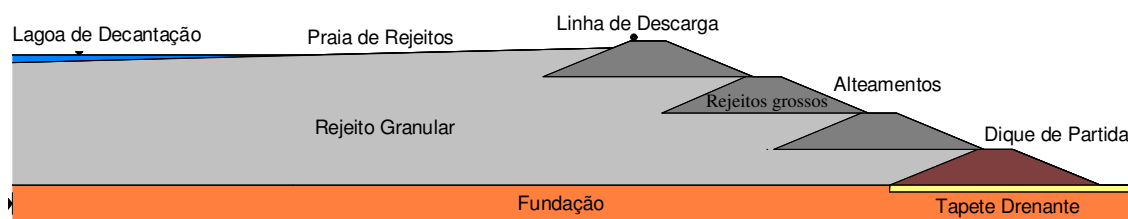


Figura 2.2 – Seção típica de uma barragem alteada para montante (Albuquerque Filho, 2004).

O método de montante apresenta como principais vantagens o baixo custo de sua construção, a necessidade de menor volume de materiais, a rapidez e a simplicidade na execução dos alteamentos, normalmente realizados pela equipe técnica da própria mineradora.

Além disso, a adoção dos ciclones no processo de disposição possibilitou uma melhoria das características geotécnicas do material construtivo (rejeito) na região da praia e conseqüentemente otimizou de forma significativa à velocidade de execução dos alteamentos.

Apesar de ser bastante popular e utilizada pela maioria das mineradoras, a construção pelo método de montante está limitada a condições específicas e tem algumas desvantagens, entre elas: a dificuldade do controle da superfície freática, o baixo controle construtivo, a baixa capacidade de estocagem de água e a alta susceptibilidade

a liquefação, uma vez que os alteamentos são executados sobre rejeitos previamente depositados e não consolidados (Figura 2.2). Neste caso, sob condição saturada e estado de compactidade fofo, estes rejeitos tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e se liquefazem sob carregamentos dinâmicos ou estáticos. Ressalta-se que esta condição tem ocasionado seu desuso e até mesmo a proibição em alguns países.

2.2.2 Barragens Alteadas para Jusante

Com o intuito de reduzir os riscos associados ao método de montante, principalmente no que se diz respeito à susceptibilidade a liquefação, foi desenvolvido o Método de Jusante, consistindo no alteamento sucessivo da barragem para jusante do dique de partida (Figura 2.3).

Neste método, a etapa inicial consiste na construção de um dique de partida, normalmente de solo ou enrocamento compactado. Depois de executado o dique, os rejeitos são lançados e compactados a jusante do mesmo, até que a cota final prevista em projeto seja atingida. Em alguns casos, este método pode se associar à medidas de controle de superfície freática com núcleos ou tapetes de argila a montante e drenos internos, conforme detalhes da Figura 2.3.

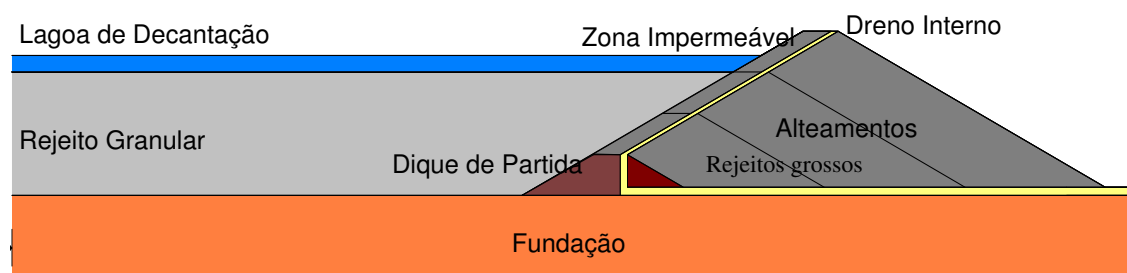


Figura 2.3 – Seção típica de uma barragem alteada para jusante (Albuquerque Filho, 2004).

Klohn (1981) relaciona uma série de vantagens envolvidas no processo de construção de barragens de rejeitos com alteamentos sucessivos à jusante. Dentre elas, destacam-se:

- ❑ nenhuma parte da barragem é construída sobre o rejeito previamente depositado e conseqüentemente pouco consolidado;

- ❑ o processo de lançamento e compactação da barragem pode ser controlado pelas técnicas convencionais de construção;
- ❑ o sistema de drenagem interna pode ser executado durante a construção da barragem, permitindo o controle sobre a linha de saturação e aumentando a estabilidade da estrutura;
- ❑ a barragem de rejeitos construída pelo método de jusante resiste satisfatoriamente a efeitos dinâmicos, como forças sísmicas;
- ❑ a construção pode ser escalonada sem comprometimento da segurança da estrutura;
- ❑ as atividades de construção da barragem não provocam interferência na operação dos rejeitos;
- ❑ não existe limitação técnica quanto à altura máxima da barragem.

Ferraz (1993), destaca ainda como vantagem do método de jusante a possibilidade de redução significativa das dimensões do extravasor de cheias, uma vez que o reservatório pode acumular volumes muito maiores de água, visto que não há restrições ao contato da lâmina d'água junto à crista da barragem (presença de uma zona impermeável no talude de montante).

Com relação as principais desvantagens apresentadas pelo Método de Jusante, destaca-se a necessidade de grandes volumes de material compactado e conseqüentemente o alto custo envolvido na execução destas estruturas. Além disto, este método necessita de um planejamento avançado com relação aos materiais lançados na barragem e programação dos alteamentos, principalmente nas fases iniciais de operação, uma vez que poderá ocorrer insuficiência de material grosso (geralmente underflow – constituinte do maciço) para manter a crista da barragem acima do nível do reservatório. Segundo Klohn (1981), tal fato pode implicar a necessidade de execução de um dique de partida mais elevado ou utilização de materiais alternativos provenientes de áreas de empréstimo ou do estéril da mina.

2.2.3 Barragens Alteadas pela Linha de Centro.

A construção de barragens de rejeito pelo método da linha de centro é uma solução intermediária entre os dois métodos citados anteriormente. De uma maneira geral, é basicamente uma variação do método de jusante em que o alteamento da crista é realizado de forma vertical, sendo o eixo vertical dos alteamentos coincidente (Figura 2.4). Neste método ainda é possível a utilização de zonas de drenagem interna ou mesmo núcleos impermeáveis que possibilitam um melhor controle da linha de saturação e da percolação dentro do maciço da barragem.

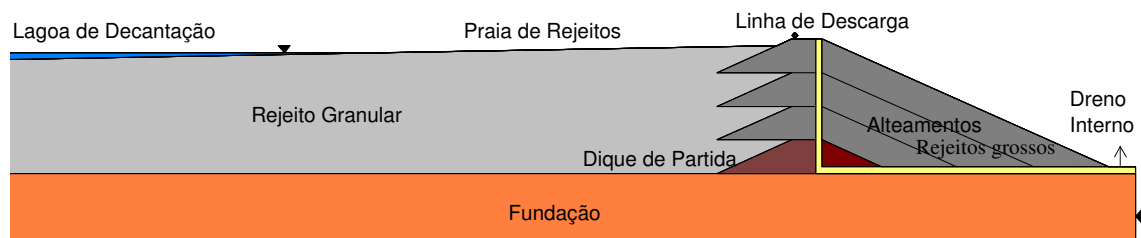


Figura 2.4 – Seção típica de uma barragem alteada pela linha de centro (Albuquerque Filho, 2004).

O método da linha de centro pode ser considerado uma solução geometricamente intermediária entre os dois métodos anteriormente descritos, agregando dessa forma vantagens e desvantagens de ambos. Entretanto, seu comportamento estrutural encontra-se mais próximo das barragens construídas pelo método de jusante somando-se de algumas vantagens, onde se destaca a necessidade de um menor volume de material compactado para a construção do aterro tornando mais compatíveis os custos de construção da barragem.

Adicionalmente, destaca-se que o método da linha de centro, por assentar apenas uma pequena porção do aterro sobre material não consolidado, reduz de sobremaneira a susceptibilidade a liquefação destes materiais quando comparados com o método de montante; apropriando sua utilização mesmo em áreas de alta sismicidade.

2.3 CICLONAGEM DE REJEITOS

Juntamente com o espigotamento e a descarga em ponto único, a ciclonagem de rejeitos constitui-se em um dos principais métodos de descarte ou lançamento das polpas de rejeitos oriundas da planta de beneficiamento (Figura 2.5).



Figura 2.5 – Descarga em ponto único, Ciclonagem e Espigotamento de rejeitos.

Para a utilização de rejeitos na construção de barragens, existe o requisito fundamental de transformar as polpas produzidas em materiais trabalháveis por equipamentos convencionais de terraplanagem (Busch, 1987).

Adicionalmente, são necessários ainda que os coeficientes de permeabilidade dos materiais sejam relativamente altos, visto a necessidade de decantação da água da suspensão e principalmente obtenção de um grau de saturação adequado. Mittal e Morgenstern (1977) indicam um coeficiente da ordem de 10^{-3} cm/s para que o material seja trabalhável num prazo de horas após a deposição. Para tal, a forma mais comum utilizada na prática para se atingirem os objetivos acima tem sido a ciclonagem dos rejeitos onde, além de se aumentar de forma considerável o teor de sólidos, elimina-se parte da fração fina, aumentando sua permeabilidade (Busch, 1987).

A ciclonagem de rejeitos consiste basicamente na separação do rejeito pela ação da força centrífuga, cuja realização é feita por equipamentos denominados de hidrociclones ou mesmo ciclones. Os hidrociclones, quando utilizados na planta de beneficiamento têm a função de classificar o minério em tratamento, isto é, separar a parcela fina da grossa visando otimização dos processos posteriores de beneficiamento. Quando instalados próximos à barragem têm como objetivo separar o rejeito da alimentação em frações de materiais com granulometrias diferentes, conhecidos como underflow e

overflow alem de alocá-los em pontos diferenciados da estrutura de disposição.

A ciclonação pode ser realizada em ponto único, onde geralmente é feita na ombreira da barragem com posterior transporte e espalhamento dos rejeitos, ou disposta ao longo da crista da barragem, por meio de ciclones individuais ou mesmo baterias de ciclones, estes por sua vez móveis ao longo da crista.

Na Figura 2.6a, apresenta-se um esquema de funcionamento de um hidrociclone, e na Figura 2.6b um equipamento em operação. Ao serem, os rejeitos totais (oriundos da planta de beneficiamento), injetados sob pressão na câmara do hidrociclone, tendem a se formar dois vórtices: um primário, com sentido de cima para baixo, e um secundário com sentido inverso. A ação da força centrífuga tende a forçar as partículas mais grosseiras a serem incorporadas ao vórtice primário, que é expelido pelo ápice do hidrociclone (underflow). As partículas mais finas circulam pelo vórtice secundário — sendo as mais grosseiras remanescentes forçadas a se incorporar ao primário — deixando o hidrociclone pela parte superior (overflow), juntamente com a água decantada (Trawinski, 1976 *apud* Busch, 1987).

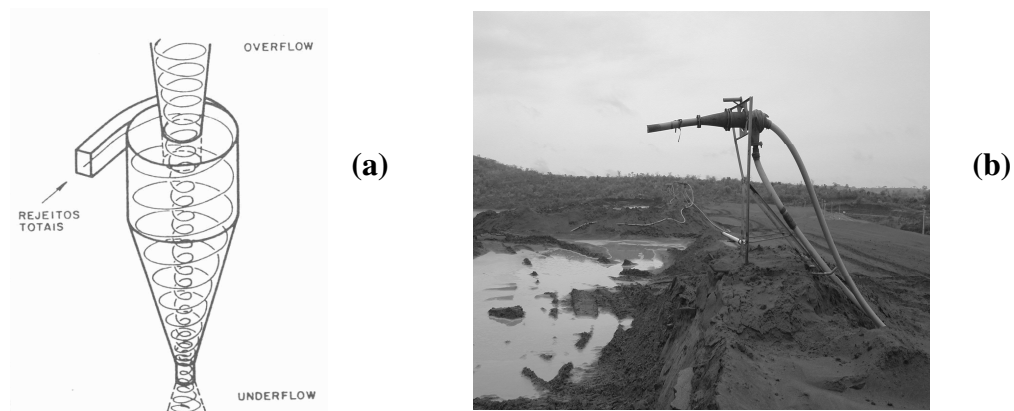


Figura 2.6 – Esquema de operação de um hidrociclone (a) (Trawinski, 1976 *apud* Busch, 1987) e Hidrociclone em operação (b).

O material que deixa o ciclone pela parte superior (overflow) fica com água incorporada e apresenta granulometria fina compondo a lama, e o material que deixa o ciclone pela parte inferior (underflow) compõe os rejeitos arenosos, sendo um material mais grosso e apresentando melhores características de resistência e permeabilidade se comparado ao overflow. Deste modo, cada porção separada pelo hidrociclone tem sua característica

própria e utilização específica no processo de conformação da estrutura de disposição. O underflow é utilizado como material de construção do aterro da barragem, enquanto a lama é lançada diretamente no reservatório, onde, em geral é o principal constituinte da chamada praia de rejeitos. A utilização do rejeito grosso como material de construção e o rejeito fino como constituinte da praia proporciona um aumento na estabilidade da estrutura, uma vez que o grosso, mais permeável, garante uma maior resistência ao cisalhamento enquanto que o rejeito fino, menos permeável, afasta o nível d'água do reservatório do talude de jusante da barragem.

Embora seja possível ciclonar qualquer tipo de rejeito, há necessidade de se partir de produtos suficientemente grosseiros para que sejam gerados “underflows” suficientemente permeáveis (Busch, 1987). Como exemplos de rejeitos ciclonados podemos citar, dentre outros, os de fosfato (Barragens da Bunge Fertilizantes em Araxá e Fosfértil) e os de minério de ferro (Barragem de Córrego do Doutor – CVRD).

A operação de ciclonagem é afetada por diversos fatores, onde se destacam, entre outros, o teor de sólidos, a granulometria, o peso específico dos grãos, a viscosidade da polpa, a geometria do hidrociclone e até o diferencial de pressão aplicado. Para que se obtenha rejeitos mais grosseiros é desejável o emprego de equipamentos de maior porte e menores pressões. Adicionalmente, a forma das partículas também pode influenciar a ciclonagem de rejeitos, como exemplo, Busch (1987) cita o caso dos rejeitos de flotação da Fosfértil, onde as partículas chatas de mica tendem a diminuir a eficiência da ciclonagem.

Na Figura 2.7 apresentam-se resultados de ensaios de granulometria por peneiramento (curvas médias) do rejeito total, underflow e overflow da ciclonagem dos rejeitos de fosfato da Arafértil (atual Bunge Fertilizantes S/A); destaca-se que as curvas são referentes à época de projeto das barragens. Nesse caso específico foram empregados ciclones relativamente pequenos, de 6” de diâmetro, com pressões de 15 a 25 *psi*. A relação de massa é em média de 65 % de material para o underflow e 35 % para o overflow.

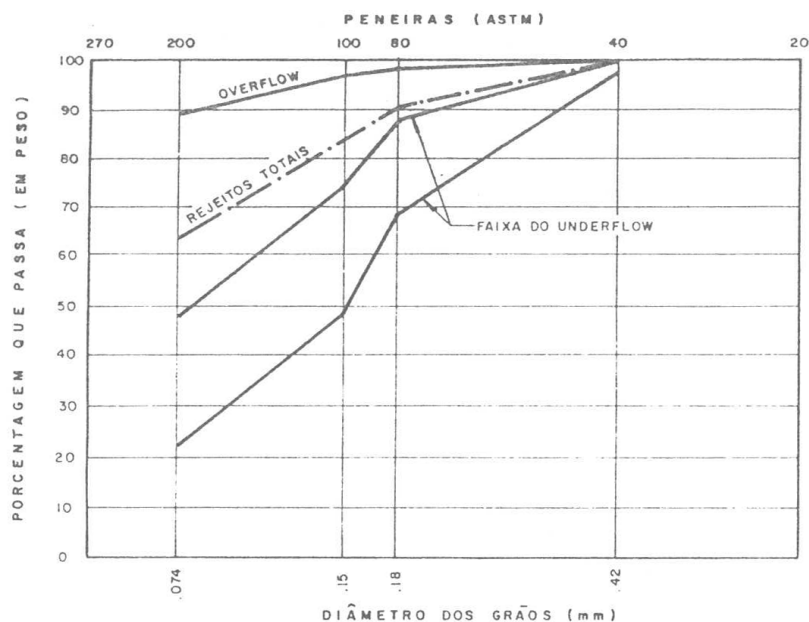


Figura 2.7 – Efeito da ciclonagem sobre a granulometria dos rejeitos de fosfato da Arafertil (Busch, 1987).

Pela Figura acima, observa-se o efeito e a eficiência da operação de ciclonagem nos rejeitos, uma vez que, da fração que entra (rejeitos totais) é separada uma fração de granulometria mais fina (overflow), de consistência líquida e com apenas 20% de teor de sólidos em média, e separada uma fração mais grosseira (underflow), esta, por sua vez, gerada com um teor de sólidos de 65% em média, conferindo uma consistência semi-sólida a mesma.

2.4 COMPORTAMENTO E PROPRIEDADES DE ENGENHARIA DOS REJEITOS

Em geral, os rejeitos apresentam partículas de granulometria fina, variando de areia a colóide, tendo a fração areia características irregulares devido aos processos de cominuição. Embora apresentem características de areias, os rejeitos granulares não podem ser considerados como tal, visto que suas características mineralógicas, geotécnicas e físico-químicas variam em função do tipo e da forma de processamento do minério, atribuindo assim, características bastante particulares para cada rejeito.

O comportamento geotécnico do rejeito em uma barragem é condicionado por suas características mineralógicas e também pela forma de deposição. Este comportamento tende a condicionar a estabilidade do maciço que utiliza o rejeito como material de construção. Assim, a forma como o material é lançado, em função das variáveis de deposição hidráulica (concentração da polpa, altura e velocidade de lançamento), tende a alterar significativamente o comportamento dos aterros hidráulicos. Neste sentido, a formação da praia de rejeito e o conseqüente processo de segregação que nela ocorre condicionam as propriedades geotécnicas do rejeito e o comportamento global da barragem (Presotti, 2002).

Considerando os rejeitos como material de construção de barragens, podemos citar vários fenômenos e propriedades que peculiarizam o comportamento destes resíduos depositados e lançados sob a forma de aterro hidráulico (Gomes, 2005). Entre estes, destacamos a segregação hidráulica e a “densificação” dos rejeitos lançados juntamente com seus condicionantes, como a permeabilidade, a resistência ao cisalhamento e mais especificamente a susceptibilidade a liquefação.

2.4.1 SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA

O processo construtivo dos aterros hidráulicos consiste basicamente na descarga da mistura sólido-líquido numa determinada área, onde a maioria dos sólidos é depositada. Essa descarga, por sua vez remete a um processo conhecido por segregação hidráulica que se constitui numa importante característica nos aterros hidráulicos referindo-se à tendência da fração sólida, ou parte dela sedimentar, criando um gradiente de concentração ao longo da praia de rejeitos (Ribeiro, 2000).

Em concordância com o processo de segregação, as partículas mais grossas e/ou mais pesadas tendem a depositar mais próximo ao ponto de descarga, enquanto as partículas finas e/ou mais leves tendem a fluir ao longo da superfície; no caso das barragens de rejeito, ao longo da praia. A segregação apresenta efeito direto na distribuição granulométrica e nas condições de fluxo ao longo da praia.

Esta tendência de sedimentar apresentada pela fração sólida gera uma seleção granulométrica em função do tamanho, da forma, da textura superficial e da densidade das partículas. Assim, o fluxo de lama dos rejeitos provoca a seleção de partículas depositadas gerando regiões ao longo da trajetória de fluxo (praia) com enorme variabilidade granulométrica e mineralógica, alterando significativamente os parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade da praia. Com o intuito de ilustrar os efeitos da segregação hidráulica, são apresentadas na Figura 2.8, curvas granulométricas para diversos pontos localizados ao longo de uma seção realizada na praia da Barragem de Rejeitos de Malko Tirnovo, em abril de 1979. Pode-se observar que à medida que se aumenta a distância em relação à crista (x) o rejeito tende a apresentar-se com uma granulometria cada vez mais fina.

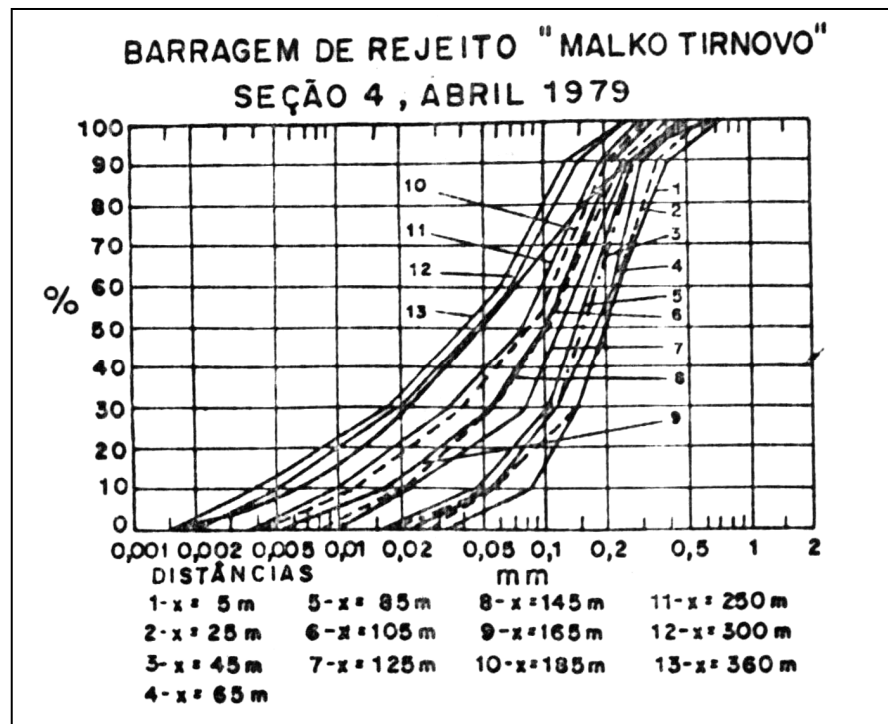


Figura 2.8 – Curvas granulométricas de praia espigotada (Abadjiev, 1985)

Segundo Moretti & Cruz (1996), a segregação granulométrica é função do processo utilizado na execução de aterros hidráulicos, pois o rejeito, ao escoar ao longo da praia de deposição, perde velocidade e conseqüentemente sua capacidade de arraste vai se limitando a partículas cada vez menores. Por outro lado, Negro Jr. et al (1979) destaca

que nada impede que regiões próximas ao ponto de lançamento possam conter material mais fino e regiões mais afastadas possam apresentar material mais grosseiro. Este fato, segundo Negro Jr. et al (1979), ocorre devido ao processo de segregação verificado nas tubulações que é provocado pelas diferenças no valor da densidade das partículas que compõem o rejeito.

Adicionalmente, a deposição hidráulica ainda cria nos depósitos de rejeitos regiões estratificadas bastante distintas, ou seja, condiciona micro-estruturas deposicionais que passam a contemplar comportamentos geotécnicos diferenciados ao longo da profundidade e comprimento do depósito. Ribeiro (2000) ainda menciona diversas outras considerações acerca das mudanças nas características do material depositado, destacando-se principalmente a presença de bandas de material fino intercaladas entre frações mais grossas, provocadas pela mudança dos canhões, paralisações momentâneas do lançamento ou mesmo interferência de outros canhões próximos.

Em função da insuficiência de conceitos e das dificuldades de se reproduzir, em laboratórios convencionais de Mecânica dos Solos, o que realmente ocorre no processo hidráulico de formação destes depósitos, Ribeiro (2000) propôs a utilização de um modelo físico para avaliar estes mecanismos de deposição em rejeitos de minério de ferro, desenvolvendo o ESDH, equipamento de simulação de deposição hidráulica, constituindo-se basicamente um modelo reduzido para simular o fenômeno.

Particularmente para este rejeito, estas simulações revelaram uma forte influência das características das partículas no processo de segregação. Foi observado que o efeito da densidade das partículas de ferro, tende a gerar um processo de seleção condicionado ao peso das partículas de ferro presentes no rejeito.

O autor verificou também, que uma grande variabilidade granulométrica pode ser gerada em função das características do processo de deposição e do próprio rejeito, gerando depósitos com diferentes propriedades geotécnicas associadas principalmente às diferenças no valor da densidade, teor de ferro e da granulometria do depósito.

2.4.2 DENSIDADE

A possível utilização dos rejeitos como material de construção dos alteamentos de uma barragem, bem como, sua execução sobre rejeitos inconsolidados da praia de deposição (principalmente no método construtivo de montante), fazem da densidade dos rejeitos um dos principais condicionantes a ser avaliado em projetos envolvendo aterros hidráulicos.

Por estar diretamente relacionada à estruturação do rejeito depositado, a densidade tem influência direta na estabilidade da estrutura além de quase todos os parâmetros geotécnicos dos materiais serem condicionados pela magnitude de seu valor. Segundo Athmer & Pycroft (1986) a densidade de um aterro hidráulico é largamente controlada pelas características físicas do material do aterro como granulometria, forma e mineralogia dos grãos, mas o método de disposição também afeta a densidade.

Para Moretti & Cruz (1996), a massa específica aparente seca (ρ_d) é o principal controle de qualidade de um aterro hidráulico, e que para areias, o valor desta massa específica aparente seca (ρ_d) aumenta rapidamente após o lançamento na praia. Contudo, em longo prazo (alguns anos), as areias tendem a mostrar um ligeiro aumento desta massa específica e conseqüentemente ganho de resistência para a estrutura.

Entretanto, apesar da importância da massa específica aparente seca (ρ_d) no controle de um aterro hidráulico, o que mais se tem visto na prática é a utilização da compacidade relativa (D_r) como principal parâmetro no controle construtivo dos alteamentos e nas posteriores análises de estabilidade destas estruturas de contenção, uma vez que, por se tratar de uma grandeza relativa, seu valor é mais “palpável” e conseqüentemente possibilita uma melhor avaliação da magnitude da densidade de um depósito.

A Compacidade relativa, ou mesmo densidade relativa (D_r), como o próprio nome indica, é uma relação entre os índices de vazios máximo, mínimo e natural.

$$D_r = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})} \quad (2.1)$$

Outro ponto que atesta a maior utilização prática da densidade relativa (D_r) em detrimento a massa específica aparente seca (ρ_d) é o fato de que a primeira pode ser obtida por meio de correlações empíricas e semi-empíricas através de ensaios cone penetrométricos ou mesmo ensaios SPT, este último correntemente utilizado, fornecendo de maneira rápida e simples uma estimativa a respeito do estado de compactação de determinado depósito.

Conforme observado na Equação 2.1, para se determinar a densidade relativa é necessário conhecer o $e_{\min}$ e $e_{\max}$, e estes são padronizados pela ABNT através das normas NBR 12004 (Solo – Determinação do índice de vazios máximos de solos não coesivos) e NBR 12051 (Solo – Determinação do índice de vazios mínimos de solos não coesivos). Um cuidado especial deverá ser tomado ao se determinar o $e_{\min}$ devido à quebra dos grãos que poderá ocorrer durante a realização do ensaio, alterando o resultado final. É importante notar que, no caso dos rejeitos de mineração, a determinação de $e_{\min}$ e $e_{\max}$ deve ser mais criteriosa em face das diferenças na composição mineralógica, onde a presença de partículas de ferro tende a produzir um efeito de segregação durante a deposição.

É interessante destacar que a obtenção de elevados valores para a densidade relativa indica que os rejeitos do alteamento estão mais próximos da melhor condição compacta possível, enquanto que, ao contrário, os rejeitos depositados estão mais próximos da condição crítica, ou seja, mais fofa possível. Adicionalmente, a obtenção de uma densidade alta remete a baixos valores de deformabilidade e uma maior resistência do maciço além de, também, ser fator essencial na precaução de processos de ruptura por liquefação, fenômeno este que será posteriormente discutido.

Ensaio cone penetrométrico realizado por Albuquerque filho (2004) indicam que os rejeitos depositados na praia, em geral mais finos e sem compactação mecânica, encontram-se com baixos níveis de densidade relativa, em torno de 15 a 35 %. Enquanto isso, os rejeitos utilizados como material de construção dos alteamentos, por serem em geral mais grossos e sofrerem ação de compactação mecânica, alcançam níveis de densidade relativa que giram de 45 a 75 %.

2.4.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

De maneira similar à densidade, os parâmetros de resistência também estão intimamente ligados com a tipologia dos rejeitos depositados, bem como, com as características do depósito formado. Além desta ligação, os parâmetros de resistência também se relacionam diretamente ao próprio estado de compacidade em que o material depositado se encontra, uma vez que, o ângulo de atrito aumenta com a diminuição da porosidade.

Nesse contexto, Espósito (2002) analisou as Pilhas de rejeitos de Monjolo e Xingu mapeando suas porosidades “in situ” com o objetivo de aperfeiçoar e aferir a metodologia probabilística de controle de qualidade de construção de barragens de rejeitos. Utilizando a variabilidade das porosidades no campo, foram obtidos em laboratório os parâmetros de resistência e permeabilidade sendo estabelecidas, posteriormente, correlações entre estes. Com base nestes resultados, foram realizadas análises probabilísticas de estabilidade, com determinação do fator de segurança e da probabilidade de ruptura para os depósitos.

Já outros autores, como Lopes (2000), Hernandez (2002) e Presotti (2002), em estudos com rejeitos de minério de ferro, procuraram estabelecer relações entre o teor de ferro, porosidade e parâmetros de resistência. Ambos os autores chegaram a conclusões que o ângulo de atrito apresenta uma forte dependência do teor de ferro. Hernandez (2002) e Presotti (2002) observaram que amostras com maiores teores de ferro apresentaram maiores valores de ângulos de atrito. Além disso, Presotti (2002) também observou uma maior dependência do ângulo de atrito com as características mineralógicas dos rejeitos independente das suas condições granulométricas e compacidade inicial.

Destaca-se aqui que os rejeitos de mineração, por serem materiais tipicamente arenosos, cuja fração argila (fina) não é advinda de processos pedogenéticos e sim por processos de cominuição, não apresentam plasticidade e, portanto, coesão. Segundo Taylor (1948) a resistência ao cisalhamento é governada, entre outros componentes, pelo atrito devido ao deslizamento e o atrito devido ao rolamento. Isso comprova que quando se trata de solos granulares, a resistência ao cisalhamento está intimamente e quase que restritamente ligada ao atrito entre as partículas.

Finalmente, observa-se para os rejeitos uma maior magnitude dos valores de ângulo de atrito quando comparados com areias naturais. Tal fato é explicado pelo formato mais angular dos grãos do rejeito, resultado das operações de processo a que são submetidos (Busch, 1987).

2.4.4 LIQUEFAÇÃO DE REJEITOS GRANULARES

O fenômeno da liquefação está diretamente relacionado à perda repentina da resistência dos materiais granulares, fofos e saturados, induzida por uma redução significativa das tensões efetivas e, em consequência, por um desenvolvimento de elevadas poropressões (Pereira, 2005). Dessa forma, a parcela de solo sujeita à liquefação comporta-se temporariamente como uma massa fluida com consistência de líquido pesado.

Castro & Poulos (1977) demonstraram que as características granulométricas, o estado de densidade e a tensão confinante dos materiais representam os principais condicionantes que influenciam o fenômeno da liquefação. Adicionalmente, Gomes et al. (2002) reforçam a importância de outros fatores neste processo, tais como, a forma dos grãos e a composição química e mineralógica das partículas.

Nesse contexto, percebe-se que os rejeitos granulares de mineração transfiguram-se em materiais particularmente susceptíveis aos fenômenos de liquefação por carregamento estático ou dinâmico. Sua composição essencialmente arenosa e sua condição normalmente saturada e fofa na região da praia de deposição representam importantes condicionantes para ocorrência deste fenômeno.

Ainda, a ausência ou mesmo colmatção de sistemas de drenagem interna associado a dificuldades de compactação (densificação) dos rejeitos utilizados nos alteamentos, principalmente no método para montante, reforçam o risco de ruptura por liquefação em barragens ou pilhas de rejeitos. Parra & Ramos (1987) e Parra & Lasmar (1987) apontaram a liquefação como a principal causa de ruptura de inúmeras barragens de rejeitos em todo o mundo. A ruptura das barragens da Mina do Pico São Luiz e da Mina do Fernandinho constituem alguns exemplos de ocorrência deste fenômeno na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. (Pereira, 2005)

Diante desse contexto, ao longo dos anos vêm sendo desenvolvidas várias técnicas para a avaliação do fenômeno da liquefação, dentre estas, destaca-se a utilização de ensaios triaxiais não drenados, não só pelos custos envolvidos mas também pela acessibilidade e simplicidade das análises. Alguns estudos vinculados à avaliação do fenômeno em rejeitos de mineração no Brasil têm sido implementados, contribuindo qualitativamente para a evolução científica do caso no Quadrilátero Ferrífero (Parra & Lasmar, 1987; Parra e Ramos, 1987; Tibana et al, 1997; Pereira & Gomes, 2001; Gomes et al., 2002 e Pereira, 2005).

Recentemente, Pereira (2005), ao estudar 5 tipos diferentes de rejeitos de minério de ferro sob diferentes aspectos em termos de granulometria, minério bruto e processamento de beneficiamento industrial, estabeleceu uma sistemática geral de avaliação do potencial de liquefação destes materiais, a partir de uma seqüência de procedimentos. Entre estes procedimentos destaca-se a moldagem/reconstituição de amostras sob baixos estados de compacidade associado à realização de ensaios triaxiais não-drenados.

Entre estes materiais estudados, os rejeitos da Barragem de córrego do Doutor (CVRD) apresentaram certa susceptibilidade aos efeitos de liquefação sob carregamento estático, particularmente em condições de baixa compacidade. Neste caso específico, o autor verificou que as poropressões foram muito elevadas devido à tendência clara de contração do material durante o processo de cisalhamento sob condições não-drenadas, enquanto que foram registradas quedas consideráveis das tensões efetivas sob baixos valores de deformação.

2.4.5 DRENABILIDADE

A condutividade hidráulica (K) e o coeficiente de permeabilidade (k) de uma material são grandezas diferenciadas em termos conceituais. O coeficiente de permeabilidade (k) é dependente somente das características do meio, enquanto que a condutividade hidráulica relaciona-se não somente ao meio percolado, mas também à densidade e à viscosidade do fluido (Freeze & Cherry, 1979 *apud* Santos, 2004). Nesse sentido, a

utilização correta do termo condutividade hidráulica restringe-se apenas aqueles casos onde o fluido percolado é necessariamente a água em “condições normais”.

Estendendo este conceito para os rejeitos de mineração, como o fluido que percola nas barragens ou pilhas não necessariamente é a água em sua condição natural, mas sim uma água residual, onde, em geral, encontra-se com suas propriedades deturpadas devido ao processo industrial a que se submete; aplicando o conceito acima exposto, genericamente, adota-se para estruturas de rejeitos o termo coeficiente de permeabilidade (k).

A avaliação da permeabilidade dos rejeitos de mineração representa um requisito fundamental para a segurança construtiva e operacional de uma barragem ou pilha de rejeitos. O dimensionamento dos sistemas de drenagem interna e dos extravasores superficiais, a avaliação da posição da superfície freática e do nível de poropressões e deformações do maciço e a previsão da capacidade de armazenamento de água na região do reservatório necessitam fundamentalmente das informações relacionadas às características de drenabilidade dos depósitos de rejeitos.

Conforme já mencionado, os rejeitos de mineração, em geral, podem ser divididos em rejeitos finos (lamas e parcela fina do overflow) e rejeitos grossos (underflow e parcela grossa do overflow). Os rejeitos finos apresentam baixos coeficientes de permeabilidade, que variam de 10^{-6} a 10^{-9} cm/s, enquanto que os rejeitos arenosos apresentam coeficientes de permeabilidade mais elevados, variando de 10^{-2} a 10^{-4} cm/s.

De maneira geral, a avaliação da permeabilidade dos rejeitos grossos, materiais normalmente constituintes dos alteamentos das barragens, pode ser realizada de maneira análoga aos solos arenosos naturais. Segundo Albuquerque Filho (2004), esta abordagem relaciona-se principalmente às semelhanças na pequena concentração de finos plásticos e no efeito do estado de densidade sobre os parâmetros de resistência e condutividade hidráulica. Entretanto, a ocorrência de partículas finas de minério de ferro, ou mesmo de outros minerais de elevada densidade nos rejeitos podem conferir grande complexidade ao processo de segregação hidráulica e conseqüentemente formação de depósitos.

Vick (1983) destaca que o processo de segregação hidráulica dominado pelo tamanho das partículas dos rejeitos tende a gerar três zonas com diferentes valores de permeabilidade na região da praia de deposição. Dessa forma, nas proximidades dos pontos de descarga dos rejeitos seria formada uma zona caracterizada pela presença de partículas granulares e conseqüentemente de elevada condutividade hidráulica. Nas regiões mais afastadas da crista da barragem ocorreria uma redução contínua da granulometria do depósito, gerando áreas de condutividade hidráulica intermediária e baixa. A largura relativa de cada faixa estaria associada à composição granulométrica dos rejeitos e à localização da lagoa de decantação. A Figura 2.9 apresenta o modelo de formação de um depósito de rejeitos devido aos efeitos da segregação hidráulica dominado pelo tamanho das partículas.

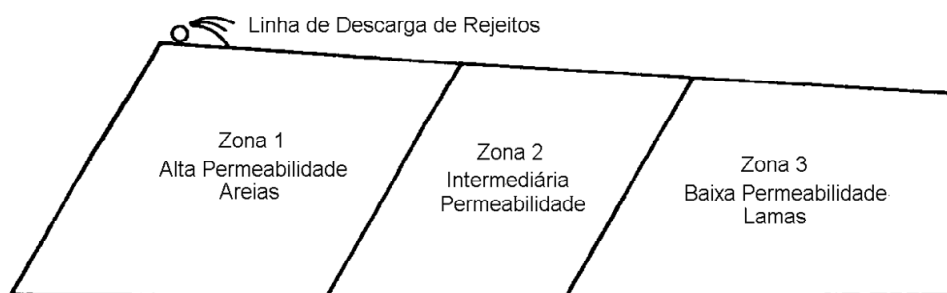


Figura 2.9 – Variação da condutividade hidráulica ao longo de um depósito de rejeitos (Kealy & Busch, 1971 *apud*. Santos, 2004)

Entretanto, como anteriormente mencionado, casos os rejeitos contenham partículas de elevada densidade (grãos de ferro, por exemplo), o processo de segregação hidráulica é alterado e passa a não ser dominado estritamente pelo tamanho dos grãos.

Nesse sentido, diversas pesquisas têm sido implementadas buscando avaliar a drenabilidade dos rejeitos e sua variação espacial ao longo da praia de deposição e do maciço das barragens. Estas análises têm objetivado particularmente identificar a influência da variação do índice de vazios e da segregação hidráulica nos valores do coeficiente de permeabilidade.

Diante deste contexto, Santos (2004) procurou avaliar a influência do teor de ferro no comportamento da permeabilidade saturada em um depósito de rejeitos arenosos. Dentro do programa experimental do autor, foram utilizados ensaios de laboratório

(permeâmetro de carga constante e bomba de fluxo) e ensaios de campo (permeâmetro de Guelph e ensaios de infiltração em furos de sondagens).

Albuquerque Filho (2004), a partir de ensaios de piezocone (CPTU) realizados em três diferentes barragens de rejeitos granulares, estimou, com base em correlações, o valor do coeficiente de permeabilidade (k) para cada rejeito estudado. O autor mostra que há uma grande uniformidade nos coeficientes de permeabilidade mesmo para distribuições granulométricas diferentes entre os rejeitos estudados. Ainda, o autor destaca que as estratificações do depósito, ou seja, as lentes de granulometria fina, têm pouca influência na drenabilidade global dos depósitos estudados.

A percolação de água em barragens de rejeito, ainda pouco conhecida, possui características próprias quando comparada com barramentos convencionais de armazenamento de água. Quando se trata de barragens alteadas com rejeitos é de fundamental importância discutir-se a respeito das peculiaridades que a percolação de água exerce dentro do depósito, uma vez que, a mesma está diretamente relacionada com a estabilidade global da barragem.

2.5 ASPECTOS GERAIS DA PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE REJEITO

Nesse contexto, a determinação e as soluções para a linha freática tornam-se elementos fundamentais no comportamento e no controle do alteamento de tais estruturas. Adicionalmente, quando se trata da percolação e controle da superfície freática em barragens de rejeitos, é imprescindível discutir-se a respeito das condições de fundação, bem como, dos sistemas de drenagem, tanto interna quanto externa; este último por sua vez torna-se ainda mais importante, uma vez que, em geral, os alteamentos destas barragens se dão em sucessivas e diversas etapas.

Destaca-se também o trabalho de Dupas (1993) que, mediante a simulação de 12 condições distintas para a geometria da barragem de rejeitos B6, alteada pelo método da linha de centro com 50 metros de altura e 470 metros de comprimento, analisou várias características acerca da percolação em barragens de rejeito. Estes estudos constituíram uma boa base de referência para análises futuras.

2.5.1 DETERMINAÇÃO E CONTROLE DA SUPERFÍCIE FREÁTICA

A posição da linha freática é um elemento crítico para a análise de estabilidade do talude de jusante da barragem, principalmente naquelas alteadas pelo método de montante e linha de centro. Este posicionamento pode ser condicionado basicamente a três fatores: o primeiro é a localização do N.A. de operação, ou seja, do lago de decantação em relação à crista da barragem, o segundo é o efeito da variação da permeabilidade horizontal e vertical ao longo da praia, produzida pela segregação granulométrica no lançamento do rejeito e o terceiro é efeito das condições de permeabilidade da fundação da barragem.

Por outro lado, outras variáveis também influenciam a locação da freática, entretanto com contribuições reduzidas quando comparadas com as três principais descritas acima. Entre estas podemos citar o efeito da redução da permeabilidade dos rejeitos com a profundidade, causado pela consolidação que induz a um decréscimo de índice de vazios. Este decréscimo normalmente leva a permeabilidade a decrescer de 5 a 10 vezes, ou mais como mostram De Mello et al (1987), Gobara (1991) e Amorim (1993), dependendo da altura da barragem e das características de floculação, de sedimentação e de consolidação dos rejeitos. Outro fator que afeta a freática é a infiltração da lama no rejeito provocado pelo espigotamento. Os resultados de um estudo feito por Nelson (1977) sugerem que este fator causa elevação da freática de 2 a 4 % no local do espigotamento, resultado que ratifica as observações de Abadjiev (1985).

Adicionalmente o uso de ciclones tanto no método de jusante, quanto no de linha de centro, introduz grandes quantidades de água durante a operação de ciclonagem, quantidade esta, muitas vezes superior à produzida pela superfície freática que vem do depósito. Assim, quando em operação, quem controla o nível freático são os ciclones (Dupas, 1993).

Com relação aos três principais condicionantes da superfície freática, através da Figura 2.10(a) percebe-se que a proximidade entre o N.A. do lago de decantação e a crista da barragem, produz uma elevação da linha freática, que por sua vez resulta em um aumento do nível de poropressões no talude de jusante contribuindo para a redução dos fatores de segurança até mesmo remetendo a uma possível ruptura da barragem.

Outro condicionante na determinação da posição da linha freática é o gradiente de permeabilidade no maciço. Esta variação é resultado da segregação granulométrica gerada pelo lançamento e deposição dos rejeitos na praia que por sua vez é função da distribuição granulométrica dos rejeitos, do teor de sólidos e das condições de lançamento. Na Figura 2.10(b), a proximidade da linha freática do talude jusante é função direta da segregação ocorrida no maciço. Assim, uma melhor separação no processo de segregação granulométrica ao longo da praia representa um aumento nas condições de drenabilidade da pilha.

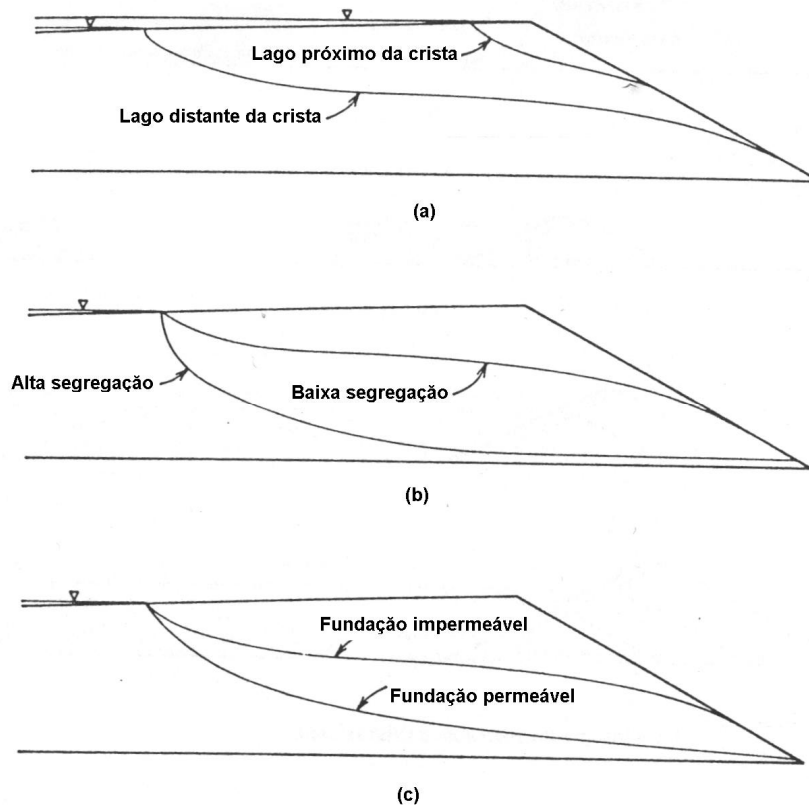


Figura 2.10 – Fatores que influenciam a posição da linha freática em barragens alteadas pelo Método de Montante (Modificado – Vick, 1983 *apud*. Santos, 2004).

A Figura 2.10(c) demonstra que as condições de contorno, particularmente a permeabilidade da fundação e as condições de permeabilidade do dique de partida, também exercem uma influência sobre a localização da superfície freática. Assim, para uma fundação relativamente permeável, a posição da linha freática em relação ao talude pode ser considerada favorável à segurança do talude, enquanto que um dique de partida menos permeável faz com que a superfície freática se eleve e tenda a ser desfavorável à

segurança do talude, uma vez que, segundo Dupas (1993) o dique de partida, ao funcionar como um anteparo faz com que a freática tenda a “galgar” o obstáculo.

Ainda com relação à segregação granulométrica, Bligh (1994), relata que o processo ocorrido na praia promove um arraste das partículas finas para locais mais distantes do ponto de lançamento dos rejeitos. Tal fenômeno pode ser explicado pela relação empírica entre a permeabilidade e a distribuição granulométrica das partículas presentes no rejeito. Assim, baseado na relação entre a distribuição granulométrica do rejeito em função da segregação hidráulica, Bligh (1994) sugere que a permeabilidade se distribui de acordo com a relação:

$$K = a \cdot \exp (-b \cdot x) \quad (2.2)$$

sendo:

K – condutividade hidráulica numa praia de rejeitos; a e b – são características da praia de rejeito e x é a distância em relação ao ponto de lançamento do rejeito.

Ilustrando a formulação apresentada por Bligh (1994), observa-se na Figura 2.11, para um rejeito de diamante, a variação da permeabilidade (obtida em laboratório através de ensaios de carga constante) em função da distância na praia. Pela Figura, pode-se visualizar uma pequena redução no valor da permeabilidade em função da distância do ponto de lançamento.

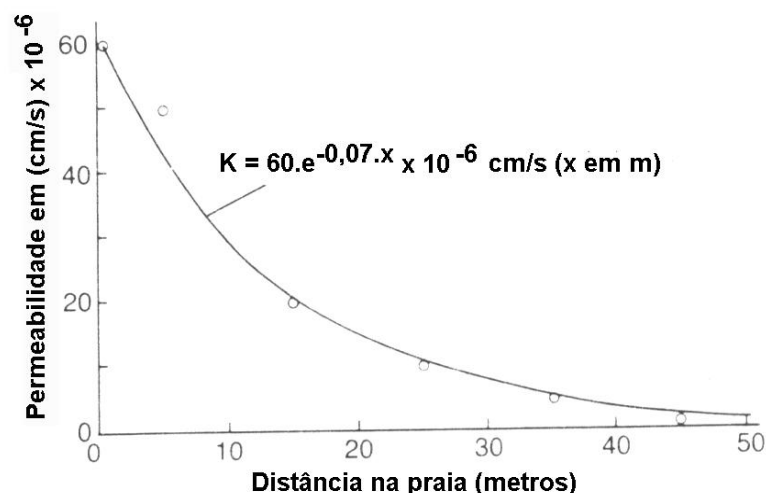


Figura 2.11 – Variação da permeabilidade em função da distância do ponto de lançamento na praia (Modificado – Bligh, 1994 *apud* Santos, 2004).

Ainda neste contexto, a Figura 2.12 apresenta um modelo típico de linha freática determinada em função da segregação hidráulica gerada pela distribuição granulométrica do rejeito na praia. Bligh (1994) relata que para o caso em que valor da permeabilidade é constante ao longo do maciço a linha freática também é constante ao longo da praia e torna-se função direta de outras variáveis. Portanto, conforme já mencionado anteriormente, no caso em que a permeabilidade varia em função da distribuição granulométrica do aterro a posição da linha freática torna-se função direta da segregação granulométrica do rejeito na praia.

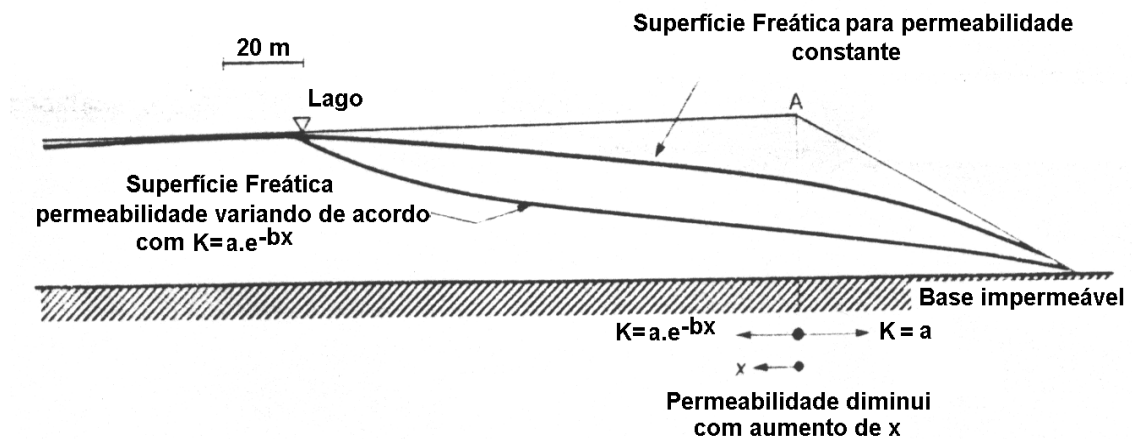


Figura 2.12 – Efeito da variação da permeabilidade sobre a posição da linha freática em aterros hidráulicos (Modificado – Bligh, 1994 *apud* Santos, 2004).

2.5.2 SISTEMAS DE DRENAGEM EM BARRAGENS DE REJEITO

Conforme já mencionado anteriormente, diversas rupturas em barragens de rejeito estão associadas a fenômenos de liquefação e de “piping”. Entretanto, percebe-se que grande parte destes fenômenos está, também, diretamente ligado a deficiências nos sistemas de drenagem, que por sua vez devem ser muito bem definidos em projetos desta natureza visto sua influência direta na estabilidade da estrutura.

O sistema de drenagem de uma barragem pode ser dividido em drenagem interna e drenagem externa, também conhecida como superficial. Devido à impossibilidade de se

impedir a percolação de água pelo interior de um maciço, devem-se incorporar, nesta região, estruturas que permitam o fluxo, de forma controlada, para a região externa da estrutura.

A estas estruturas, geralmente empregadas para o controle interno da freática, dá-se o nome de sistemas de drenagem interna, sendo mais comumente empregados os drenos e os filtros. Em virtude de suas elevadas permeabilidades, uma vez que, são construídos com materiais grosseiros, como a brita, areia, blocos de rochas ou mais comumente a interação entre todos; estas estruturas funcionam dentro da barragem como uma unidade de controle para a água que percola, ou seja, estas estruturas fazem com que o fluxo no interior do maciço siga uma orientação pela qual não se comprometa a estabilidade do aterro da barragem.

De maneira simplificada, a função do sistema de drenagem interna, para o caso de barragens alteadas com rejeitos, é de abater a linha freática no interior do maciço evitando que o talude de jusante fique saturado e conseqüentemente esteja susceptível a uma ruptura. Os drenos, em geral, são construídos ao longo de um certo comprimento do reservatório ou mesmo do maciço da barragem e funcionam como um “tapete drenante”. Também podem aparecer na base de barragens como um dique para os alteamentos subseqüentes; tais estruturas, bastante comuns em barragens de rejeitos alteadas pelo método de linha de centro e jusante, são conhecidas como “dreno de pé”.

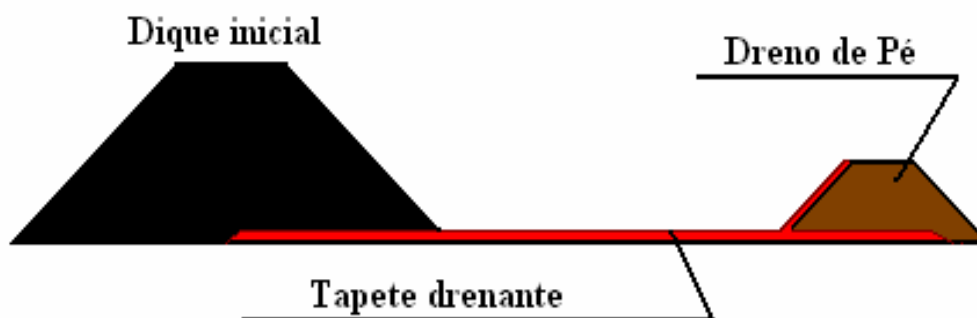


Figura 2.13 – Seção transversal típica de um sistema de drenagem interna. Detalhe dos Drenos.

Já os filtros, em geral, quando construídos no interior do maciço tem a função de não permitir que a superfície freática atinja a região à jusante do mesmo. No interior do aterro podem ser construídos de várias maneiras, inclinados, verticais e horizontais, sendo estas duas últimas as mais utilizadas.

A Figura 2.14(a) apresenta um conjunto de filtros vertical e horizontal no interior de um dique. Para tal caso, o filtro horizontal está disposto a evitar subpressões na fundação da barragem enquanto que o vertical para interceptar a freática. A Figura 2.14(b) apresenta um tipo de filtro conhecido como “finger drains”, geralmente dispostos para as ombreiras da barragem, cujo objetivo, além de controlar a superfície freática dentro do maciço, é evitar que a mesma atinja o talude de jusante, prevenindo ainda a migração de finos ou mesmo as erosões ocasionadas pelo arraste de partículas de rejeito pela água.

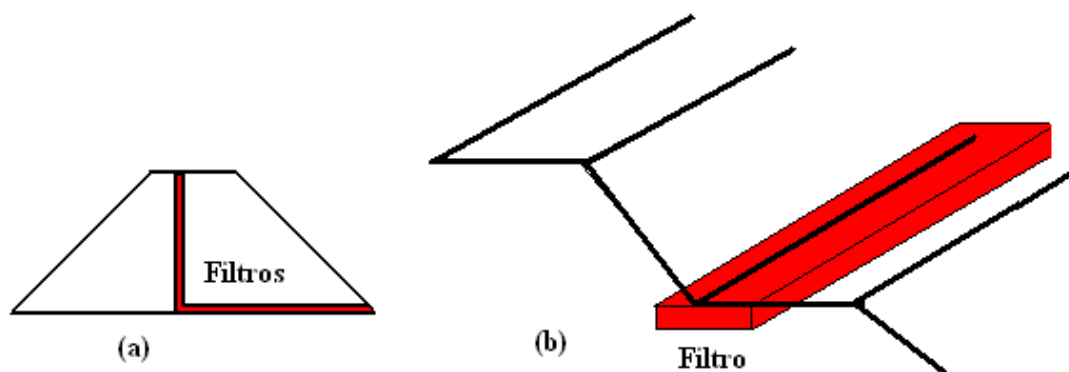


Figura 2.14 – Esquema de filtros vertical e horizontal no interior de um dique (a) e detalhe de um filtro do tipo “finger drains” (b)

Os filtros, em grande parte das vezes, são construídos com a utilização de um processo de graduação entre a areia até a brita fina, contemplando sempre, no sentido do fluxo, a menor para a maior permeabilidade.

Com o intuito de reduzir custos, muitas vezes são utilizados materiais que estão disponíveis na própria mineração, como, por exemplo, rejeitos do tipo magnetita, ou mesmo resíduos do processo de britagem. Na Figura 2.15 é apresentado um esquema de filtro utilizando rejeitos de magnetita oriundos do processo de beneficiamento da rocha fosfática associados a geotexteis e brita. É interessante que se destaque a importância de

se estabelecer à graduação correta entre os materiais constituintes do filtro, sempre do menos permeável para o mais permeável, uma vez que, pode ocorrer migração de material mais fino e conseqüentemente colmatar o sistema de drenagem interna.



Figura 2.15 – Esquema de execução de um filtro de ombreira utilizando rejeitos da própria mineradora. (Barragem B5 - Bunge Fertilizantes S/A)

Nesse contexto, Vick (1983) destaca que o uso de geossintéticos substitui a graduação do material pelo processo convencional de filtros de areia. A sua utilização é considerada válida para barragens de rejeito de vida curta. Haas (1982), Bentel et al (1982) e Schurnberg (1982) citam exemplos de bom funcionamento de geossintéticos em barragens de rejeito mas advertem que o tecido sintético pode colmatar por sedimentos para alguns tipos de efluentes (Dupas, 1993).

Com relação ao sistema de drenagem externa, ou superficial, face às peculiaridades apresentadas pelas barragens de rejeitos, este conjunto de unidades apresenta-se como um elemento de grande importância para a manutenção da segurança nas estruturas.

Em geral, o sistema de drenagem externa pode ser composto por vertedouros, canais, extravasores de cheias, galerias de fundo, canaletas e escadas para descida d'água entre outros. O extravasor de cheias, como a própria designação indica, serve para captar vazões em períodos chuvosos, tendo eixo aproximadamente paralelo ao eixo da barragem; localiza-se imediatamente a montante da “praia”, e tem emboques em cotas variáveis, os quais são tamponadas as medidas em que a barragem é alteada. Antigamente estes extravasores eram utilizados associados a galerias de fundo, mas atualmente este artifício está em desuso, visto as dificuldades de se avaliar a qualidade

destas estruturas, em geral de concreto, uma vez que se encontram submersas às barragens (medidas de segurança).



Figura 2.16 – Sistema extravasor de cheias. Detalhe dos emboques em cotas variáveis. (Barragem B5 - Bunge Fertilizantes S/A)

Adicionalmente, os taludes de jusante de uma barragem de rejeitos (método de montante e linha de centro), por estarem continuamente expostos às intempéries, podem apresentar erosões superficiais afetando consideravelmente a estabilidade da estrutura. Normalmente, a proteção dos taludes de jusante de uma barragem de rejeitos é realizada pela implantação de canaletas e escadas de descida de água para coletar as águas que escoam pelos seus taludes e bermas, além do plantio de grama em placas para se evitar o carreamento de partículas sólidas pelo fluxo de água ao longo destes taludes, conforme ilustrado na Figura 2.17 abaixo:



Figura 2.17 – Esquema de drenagem superficial. Plantio de grama em placas, escadas de descida d'água e canaletas, respectivamente. (Bittar, 2004)

2.6 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Antes de discutir-se a respeito da percolação pelo método dos elementos finitos, é pertinente que se defina o que seja um modelo numérico, uma vez que esse é o objeto de manuseio nas análises de percolação.

Um modelo pode ser encarado como uma abstração de algum problema do mundo real através da teorização e da adoção de hipóteses e simplificações que visam permitir a sua representação de maneira "tratável", mas ainda assim, sendo o mais fiel possível à realidade. Nesse sentido, a partir deste ponto, a palavra modelo será utilizada para designar um modelo numérico, a menos que seja indicado de outra maneira.

Nesse contexto, para este trabalho, pode-se entender que o modelo será constituído por:

- ❑ Princípios básicos da conservação de energia e de massa que, combinados com a Lei de Darcy, levam à Equação de Laplace (teoria escolhida para explicar o fenômeno e as equações derivadas desta teoria);
- ❑ O Método dos Elementos Finitos (MEF) para auxiliar na resolução da própria equação de Laplace (procedimento numérico escolhido para resolver as equações envolvidas);
- ❑ A escolha das seções transversais para análise da percolação, a definição da geometria e dos materiais envolvidos e as condições iniciais e de contorno.

Uma análise de percolação através do MEF é feita em três passos. O primeiro é modelar o problema. Isto envolve desenhar a malha de elementos finitos, determinar as propriedades dos materiais envolvidos e especificar as condições de contorno. O segundo passo é processar o modelo através da formulação e solução do sistema de equações de elementos finitos. O terceiro passo é a interpretação dos resultados (cargas hidráulicas, pressões neutras, gradientes e vazões). Adicionalmente, neste trabalho ainda teremos um quarto passo que será a calibração do modelo de fluxo proposto, conforme já anteriormente mencionado.

Em geral, as informações básicas necessárias para o processamento são as condições de contorno e as propriedades de permeabilidade dos materiais envolvidos (além, é claro, de informações geométricas e geotécnicas).

Uma das regras mais importantes a seguir durante a modelagem da malha é iniciá-la a partir de um modelo simples e evoluir para um modelo mais complexo. Esta sequência facilita a detecção de pontos que possam estar causando a dificuldade de convergência do modelo. Determinar quais as causas para um resultado irreal pode ser muito difícil se todas as complexidades do problema estão inclusas no modelo inicial. Além disso, no MEF, é importante que os resultados obtidos sejam de alguma forma coerentes com os resultados obtidos por métodos gráficos.

Para este trabalho, escolheu-se utilizar o software SEEP/W, da empresa canadense Geo-Slope International, que utiliza o MEF (com geometria da malha fixa) para a realização de análises de percolação na Barragem de rejeitos B5. Tal escolha deve-se ainda mais ao fato de tal programa ser de fácil acesso, uma vez que, além de ser comercialmente vendido, também se encontra disponível em grande parte de empresas, escritórios e principalmente universidades.

Dentro do MEF aplicado a problemas de percolação, existem vários processos para a resolução dos sistemas de equações diferenciais, podendo-se dividi-los em dois grupos: os de malha variável e os de malha fixa. Como o SEEP/W trabalha apenas com a malha fixa, discorrer-se-á apenas sobre o segundo.

No caso das soluções chamadas de malha fixa, a geometria da malha de elementos finitos é constante e permite que a superfície livre passe através de seus elementos por meio de procedimentos que, em muitos casos, são conceitualmente similares àqueles adotados para análises de tensões não lineares ou elasto-plásticas. Esta forma de solução leva a resultados menos precisos que o processo de malha variável. Por outro lado, eles exigem menos mão-de-obra de programação para sua implementação e, portanto, podem ser facilmente aplicados a problemas envolvendo meios não homogêneos ou estratificados (Gioda & Desideri, 1988).

Um outro aspecto importante relacionado a análises de percolação via SEEP/W é a possibilidade de adoção do coeficiente de permeabilidade variando com a pressão

neutra de forma de forma não linear, ou seja, é possível fornecer ao programa a função permeabilidade para cada tipo de material do modelo; o que implica em uma maior fidelidade para as análises, principalmente para as regiões não saturadas. A Figura 2.18 dá uma idéia da relação entre a permeabilidade e a pressão neutra, ou sucção.

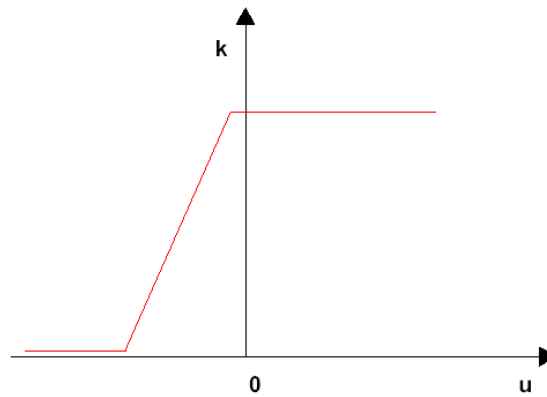


Figura 2.18 – Curva idealizada de relação entre a permeabilidade e a pressão neutra (Gioda & Desideri, 1988)

É interessante que se destaque que a grande importância desta variação não linear da permeabilidade reside no fato de que, em certas regiões de um modelo, que podem ou não estar saturadas, a utilização de permeabilidades menores pode representar uma maior realidade para o fluxo neste modelo. Portanto, para análises mais fidedignas, como aquelas utilizadas para calibração de modelos, sua utilização torna-se imprescindível. Ressalta-se aqui que, por diversas vezes, observa-se a não utilização deste recurso ou mesmo a utilização indiscriminada desta ferramenta, o que tem levado diversas análises a resultados ilógicos, muitas das vezes ignorados, deturpando resultados finais.

Adicionalmente, é pertinente mencionar que o SEEP/W possui como recurso, a utilização dessas funções a partir de um banco de dados pré-definidos, ou seja, o software já dispõe de um atalho que permite acessar ou mesmo editar diversas funções permeabilidade para diversos tipos de materiais, que vão desde solos muito finos a areia grossa, incluindo mesmo funções típicas para rejeitos de mineração, que, “diga-se de passagem”, serão úteis neste trabalho.

2.6.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS EM BARRAGENS DE REJEITOS

O desenvolvimento de novas técnicas computacionais, associado ao desenvolvimento das aplicações do método dos elementos finitos à Engenharia Geotécnica, tem permitido que sejam implementadas análises de modelos cada vez mais complexos de forma rápida e barata. É nesse contexto que as análises de percolação via MEF em barragens de rejeito estão inseridas.

Diferentemente das barragens de terra convencionais, pioneiras na utilização desta técnica, as análises de percolação via MEF em barragens de rejeito, vem se desenvolvendo e consolidando ao longo dos últimos anos frente à necessidade de se estabelecer de forma cada vez mais fidedigna o comportamento do fluxo d'água no interior do maciço, já que o mesmo, além de estar recheado de variáveis oriundas da tipologia dos materiais depositados, é fator condicionante na estabilidade de um depósito de rejeitos.

As peculiaridades inerentes ao lançamento e deposição dos rejeitos na barragem, a anisotropia, a geometria variável da barragem (os alteamentos não se dão de uma só vez), a velocidade nos alteamentos bem como o baixo controle tecnológico aplicado à execução de tais estruturas faz com que análises via MEF, apesar de complexas para tais situações, sejam, talvez, a única maneira de pleitear informações de projeto ou mesmo de operação a respeito das condições de fluxo no interior da barragem.

Com o intuito de ilustrar o que foi dito anteriormente, podemos citar o caso da anisotropia de permeabilidade dos rejeitos depositados. Até mesmo pelas dificuldades de serem obtidas amostras indeformadas de rejeitos (até o presente momento não se tem relatos de tal tipo de amostragem) é praticamente impossível estabelecer previamente, para um determinado modelo, a magnitude do fluxo vertical bem como do horizontal. O que se tem utilizado na prática é definir a permeabilidade em um dos sentidos, e, via MEF, comparando com dados de instrumentação de campo, procurar estabelecer qual é essa relação de anisotropia.

Ainda neste contexto, cita-se a própria condição geométrica da barragem, onde, muitas das vezes, os alteamentos são condicionados pela produção de rejeitos da empresa. Tal

fato faz com que análises de percolação ou mesmo as análises de estabilidade estejam submetidas, de forma bastante diferente, para uma condição de alteamento e para uma de pós-alteamento.

Ainda neste âmbito, quando se deseja calibrar um modelo de fluxo, em virtude dessa geometria condicionada ao nível dos alteamentos, deve-se estabelecer, de maneira coerente, uma faixa de leituras de instrumentação que corresponda a uma determinada etapa geométrica da barragem, muito diferentemente de barragens de terra, onde um conjunto de leituras históricas de instrumentação geralmente está associado a um mesmo quadro final de geometria da barragem.

A todas estas peculiaridades somam-se ainda diversas outras, como a ausência de critérios de execução, a complexidade de sistemas de drenagem e principalmente o baixo controle tecnológico aplicado na operação destas estruturas.

Nesse sentido, alguns trabalhos vêm sendo desenvolvidos ao longo dos últimos anos com o intuito de se caracterizar melhor o fluxo no interior de um maciço de rejeitos e minimizar a influência destas peculiaridades nas análises. Dentre estes, podemos destacar os de Amorim (1993) e Amorim et al (1995) o de Dupas (1993) e mais recentemente o de Gouvêa (2004), além de outros trabalhos referente a consultores e pesquisadores da área. Adicionalmente, as análises e conclusões obtidas pelos autores são de grande valia para o enriquecimento de trabalhos subseqüentes, incluindo este, uma vez que se tratam das poucas referências específicas acerca do assunto.

Dentre algumas conclusões importantes acerca de simulações de percolação em barragens de rejeitos, destaca-se que:

- i) É interessante que se adote uma condição de pós-alteamento ou uma condição de alteamento tal qual bem definida, uma vez que condicionam resultados bastante diferentes. Em geral, em uma fase preliminar de projeto, é interessante que se simule cada geometria de alteamento da barragem de rejeitos ao longo de sua vida útil, desde o dique inicial até a cota final. Já em uma fase de alteamento da barragem é interessante que seja simulada a condição geométrica atual bem como as subseqüentes, ressaltando esta condição.

- ii) Para barragens de rejeito, mediante a geral complexidade de seu sistema de drenagem interna, é interessante que se adote pelo menos duas seções de análise (não só a seção crítica, como normalmente feito em barragens de terra convencionais), com o intuito de se obter uma média de resultados entre elas e assim gerar maior controle, maior representatividade e conseqüentemente consistência aos resultados.
- iii) Em barragens de rejeito é muito importante destacar o papel da fundação. Em muitos casos, quase todo o volume percolado é pertinente à mesma. Portanto a adoção de permeabilidades consistentes e representativas para a fundação é muito importante para o sucesso das análises.
- iv) Um ponto bastante importante diz respeito à anisotropia de permeabilidades, visto a dificuldade de estabelecimento preliminar deste parâmetro. Amorim et al (1995), para se estimar a anisotropia do rejeito considerou coeficientes de permeabilidade horizontal (K_h) e vertical (K_v), variando de 2 a 20, ou seja, $2 < K_h/K_v < 20$. Comparando as posições da linha freática simulada com as medidas fornecidas pelos piezômetros instalados os autores concluíram que o valor de K_h/K_v que mais se assemelha da condição de campo é da ordem de 10. Este valor por sua vez é compatível com os dados disponíveis em Vick (1983) que estabelece para o rejeito, com granulometria de areia fina, uma faixa de variação de anisotropia entre 1 e 20.
- v) Nas barragens de rejeito, o formato e posição do dique de partida bem como sua condição de permeabilidade também exerce certa influência na posição da freática. É interessante ressaltar a importância de se alocar com precisão, no modelo, as estruturas internas na barragem, como os diques e sistemas de drenagem, uma vez que remete a uma maior consistência para as simulações. Merece destaque, que grande parte das barragens de rejeitos já construídas não possuem um “as built”, ou seja, não se tem informações de como foi construída (por exemplo, a presença ou não de drenos projetados) bem como das características reais dos materiais utilizados na construção da barragem (por exemplo, o material especificado em projeto não condiz com o utilizado). Tal fato dificulta análises de percolação subseqüentes, uma vez

que, a mesma terá que ser embasada em parâmetros de projeto ou então parâmetros que posteriormente serão obtidos em intensas campanhas de investigação de campo visando recompor o “as built” da barragem.

- vi) Uma importante conclusão verificada por Dupas (1993), em sua dissertação de mestrado, foi a inexistência de interferência da baixa permeabilidade da lama ou da interface lama/areia. O fluxo efluente de percolação no sentido montante/jusante só existe, de fato, pelo contato direto entre a areia do rejeito e a fundação em solo ou rocha permeáveis. Assim, ao contrário do que se imaginava, a vazão efluente recebe interferência desprezível provocada pela lama e pela interface lama areia, ficando o fluxo delimitando entre a praia (ponto de entrada de água) e o aterro da barragem, como pode ser observado na Figura 2.19. Este fato, por sua vez, permitirá a otimização dos modelos numéricos propostos para este trabalho.

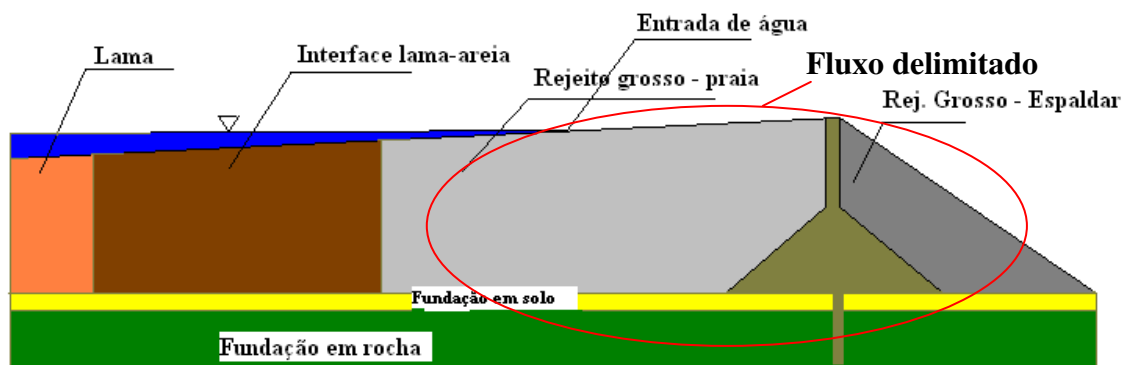


Figura 2.19 – Condições físicas do meio – Exemplo da Barragem B6. (Modificado - Dupas, 1993)

- vii) Dupas (1993) observou também o forte efeito do dreno sobre a superfície freática e sobre a vazão, que deve ser controlado através de artifícios oferecidos pela combinação das variáveis do meio. Estas variáveis são N.A. de operação, características geotécnicas do rejeito, da fundação, dos solos de empréstimo, e ainda, hidrologia, topografia e produção.

- viii) Dupas (1993) e Gouvêa (2004) afirmam que, sempre que possível, é de grande importância incluir nas análises realizadas pelo MEF a permeabilidade dos drenos. A permeabilidade dos drenos faz com que a superfície freática seja inteiramente definida. A não colocação deste parâmetro nas análises pode ser adotada apenas em condições especiais onde existe grande diferença de permeabilidade entre os materiais que constituem o maciço e o dreno.
- ix) Finalmente, em simulações desta natureza, é muito importante se definir as fronteiras adotadas nos modelos. É interessante que sejam feitas análises de sensibilidade envolvendo diversos comprimentos e estruturas de malhas visando minimizar as possíveis distorções numéricas. Amorim et al (1995) adotaram como comprimento de malha, a partir da crista, em seu estudo para a Barragem do Germano, dezoito vezes a altura da barragem. Gouvêa (2004), por outro lado, utilizou em suas análises duas vezes a altura da barragem como limite de montante.

3 BARRAGEM DE REJEITOS B5

3.1 SISTEMA DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DA BUNGE FERTILIZANTES S/A – ARAXÁ/MG

A barragem de rejeitos B5, juntamente com as barragens B1, B2, B4 e o depósito de magnetitas, compreendem o atual sistema de disposição de rejeitos da Bunge Fertilizantes S/A em seu complexo industrial de Araxá. O sistema de disposição de rejeitos foi implantado em 1976 pela empresa Arafértil, mais tarde adquirida pela Fertilizantes Serrana S/A, empresa vinculada ao grupo Bunge. A Bunge Fertilizantes S/A, antiga Arafértil, atua nos diversos segmentos da cadeia produtiva dos fertilizantes, que vão desde a lavra e beneficiamento da rocha fosfática até a produção de insumos agrícolas.

As barragens de rejeito localizam-se em terras próprias da empresa sendo utilizados vales mais próximos ao complexo industrial para a locação do sistema de disposição. Nos vales escolhidos para a implantação do sistema de barragens (talvez dos córregos Guacho e Canjica), estão situadas as barragens B2, B4 e B5, construídas em série e situadas no sentido de montante para jusante. Devido à pequena extensão do Guacho, somente a barragem B1 foi implantada no local, com aproveitamento total da área disponível.

A barragem B2, pioneira do empreendimento, foi implantada na cabeceira do vale Canjica em 1977, com objetivo de contenção de lama proveniente do *underflow* do espessador. Seu maciço foi construído utilizando o próprio estéril de mina, de acordo com especificações e projetos da empresa *Promon*. Atualmente esta barragem encontra-

se em sua cota final de projeto. Os rejeitos acumulados na mesma, em virtude de conter alto teor de P_2O_5 , vêm sendo dragados, transportados para a usina e reindustrializados.

A barragem B1 foi implantada no vale do córrego Guacho e a barragem B4 no vale do córrego Canjica, com locações transversais distintas mas apresentando eixos com direções paralelas, conforme pode ser observado no arranjo geral dos barramentos mostrado na Figura 3.1. Inicialmente, elas eram separadas pelo espinhaço entre os vales abaixo da cota 978; para o maciço acima desta cota, ambos os barramentos foram conjugados num único aterro com a crista máxima na elevação 993, conforme projeto da consultoria internacional *W.A. Wahler & Associates*, em consórcio com a *Paulo Abib Engenharia*.

As barragens B1 e B4, cujas operações iniciaram-se em 1977 e 1980, respectivamente, constituíram-se nas principais estruturas para a contenção e decantação dos rejeitos oriundos da planta de tratamento industrial durante vários anos. Conforme mencionado previamente, estas barragens, juntamente com as barragens da Goiasfértil (atualmente pertencente a Fosfértil) e com as barragens da Fosfértil, enquadraram-se como projetos pioneiros no Brasil no que concerne a barragens alteadas com rejeitos de mineração (Busch, 1987).

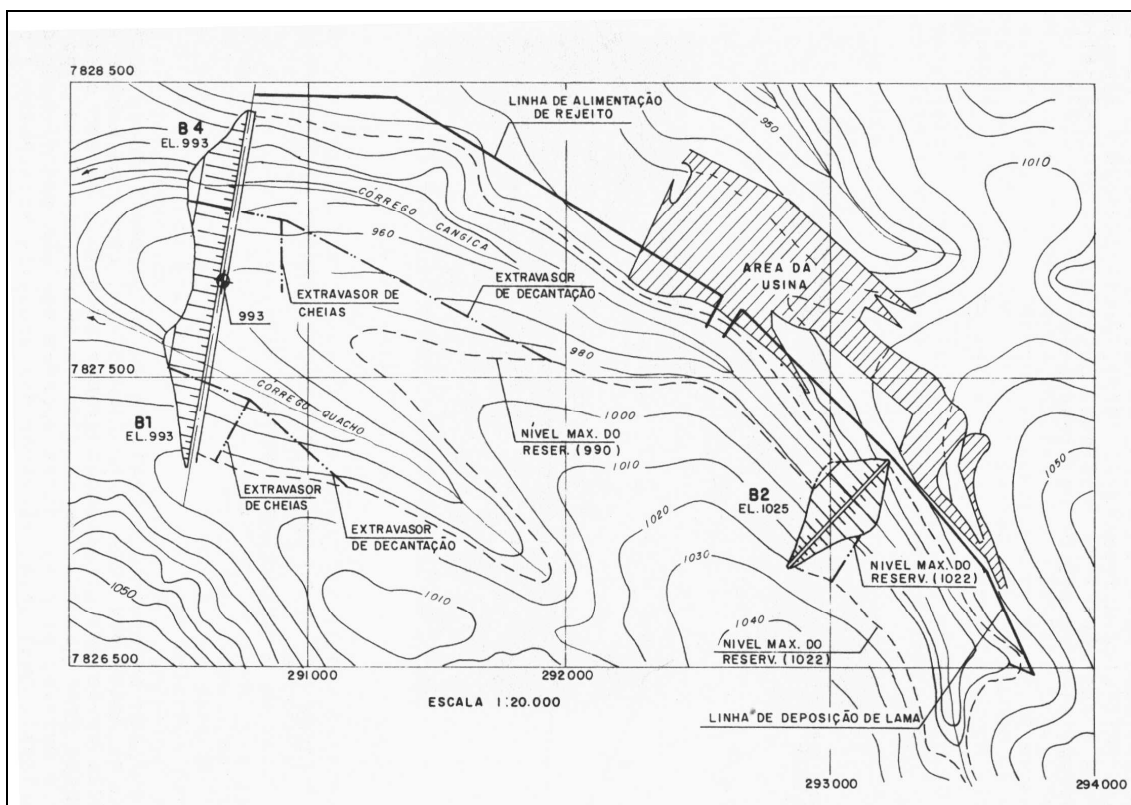


Figura 3.1 – Arranjo geral das barragens da Bunge Fertilizantes S/A (Nieble et al, 1980)

É pertinente ressaltar que, durante as fases anteriores de projeto e execução, alguns trabalhos foram publicados sobre estas barragens; entre estes, destacam-se os trabalhos de Wahler e Gifford (1978), Nieble et al. (1982) e Busch e Castro (1986), que abordam as barragens da Arafertil; Busch et al. (1982) que se refere às barragens da Fosfertil e Busch e Lamy (1981), relativo às barragens da Goiasfertil. Busch (1987) constitui uma síntese geral dos trabalhos anteriores, enfatizando principalmente a construção de barragens com rejeitos de fosfato.

Em meados da década de 90, em função da proximidade do final de vida útil das barragens B1/B4, o sistema de disposição de rejeitos da Arafertil incorporou a operação da barragem de rejeitos B5, projetada pela *Paulo Abib Engenharia*, de acordo com a experiência adquirida nas barragens anteriores. A barragem B5, também localizada no vale do Canjica, a jusante das barragens B1/B4 e próxima da confluência do córrego Capivara, destina-se também a receber os rejeitos de flotação e as lamas provenientes da usina de beneficiamento. Atualmente, a barragem B5 encontra-se em plena operação e em seu terceiro alteamento (pós-cota 930), sendo 950 a cota final prevista para a crista.

A Figura 3.2 apresenta uma vista geral e recente da barragem. A água do reservatório é normalmente reutilizada no processo industrial por meio de bombeamento.



Figura 3.2 – Barragem de rejeitos B5, vista de montante (Bunge Fertilizantes S/A).

O layout atual do sistema de disposição de rejeitos do complexo industrial de Araxá (Figura 3.3) compreende ainda uma barragem para deposição dos rejeitos magnéticos e uma barragem para captação e armazenamento de água, denominada A0.

A barragem de magnetita encontra-se localizada bem próxima à planta de beneficiamento, sendo tal localização definida, em larga escala, pela elevada abrasão inerente aos rejeitos magnéticos, o que restringe o transporte destes materiais por grandes distâncias. A barragem A0 está localizada lateralmente aos vales assoreados pelos rejeitos e tem a principal função de reservar água com o intuito de abastecer a usina de beneficiamento e a usina de ácido sulfúrico, além de também assegurar uma “vazão ecológica” ao Córrego Capivara.

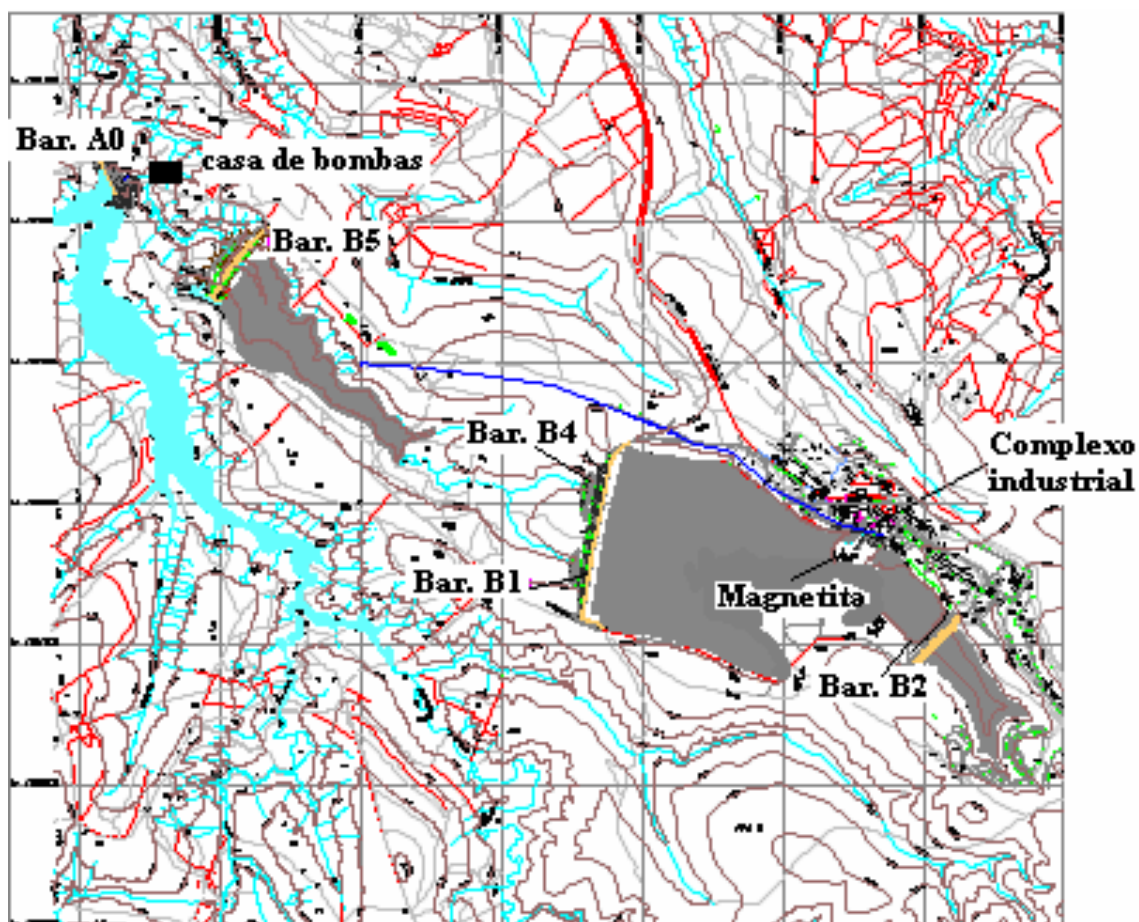


Figura 3.3 – Layout ilustrativo do sistema de disposição de rejeitos e captação de água da Bunge Fertilizantes S.A. (sem escala)

3.2 GERAÇÃO DOS REJEITOS

Quando se fala em sistemas de disposição de rejeitos, é importante fazer menção prévia aos processos de geração e volume destes materiais, uma vez que a natureza dos resíduos está intimamente associada ao minério lavrado e também às características inerentes ao processo de beneficiamento do mesmo. Razões médias entre o produto final e o rejeito gerado podem ser destacadas como um exemplo explicativo da magnitude de resíduos gerados no processo de mineração (Figura 3.4.): ferro 2/1, carvão 1/3, fosfato 1/5, cobre 1/30 e ouro 1/10000 (Abrão, 1987).

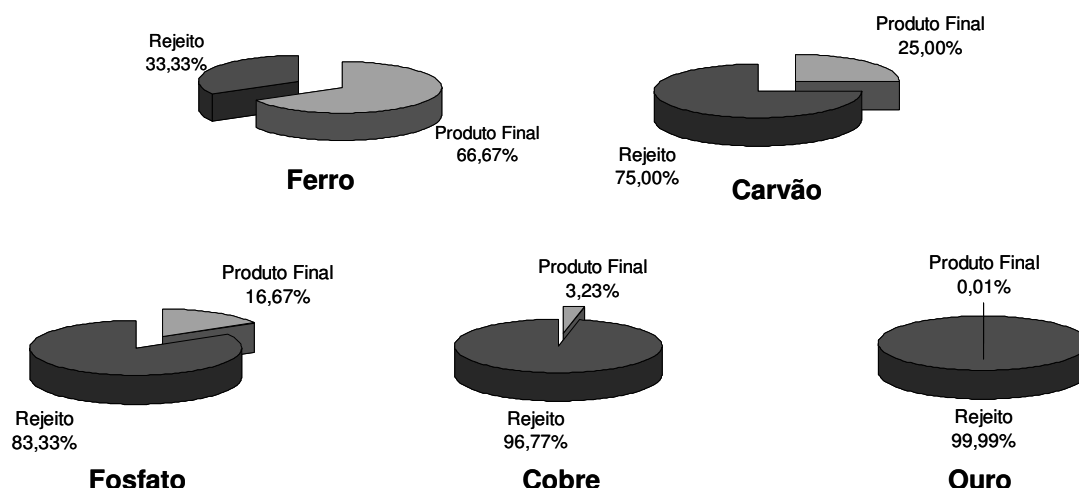


Figura 3.4 – Razões médias entre o produto final e rejeito gerado (Abrão, 1987 *apud*. Pereira, 2005)

Por sua vez, o processo de beneficiamento da rocha fosfática é composto basicamente pelas operações de moagem, pré-classificação, classificação, separação magnética, deslamagem, condicionamento, remoagem e flotações de barita e apatita (materiais fino, grosso e remoído). No processo de beneficiamento são gerados basicamente três tipos de rejeitos, em geral na forma de polpas, uma vez que, normalmente, são adicionadas quantidades apreciáveis de água. Os rejeitos gerados são: os magnéticos (denominados, às vezes, apenas como magnetita), as lamas e os rejeitos de flotação.

A magnetita é produzida durante a separação magnética de baixa intensidade, sendo disposta em uma barragem localizada nas proximidades da usina. Tratando-se de pequenos volumes de resíduos de densidade elevada, estes são dispostos, em geral, em barragens convencionais, construídas com estéril da mina ou em solo compactado.

Quanto ao comportamento geotécnico, as magnetitas em geral apresentam granulometria de areia fina a areia média, com menos de 15 % do material passando na peneira de 0,074 mm (#200), constituindo rejeitos não plásticos e de elevada densidade dos grãos, em geral acima de 4. Com relação à permeabilidade, normalmente apresenta-se na faixa entre 10^{-4} e 10^{-5} cm/s. Na Figura 3.5, é apresentado o processo de separação magnética destes resíduos (a) e também um detalhe da disposição final na barragem (b).

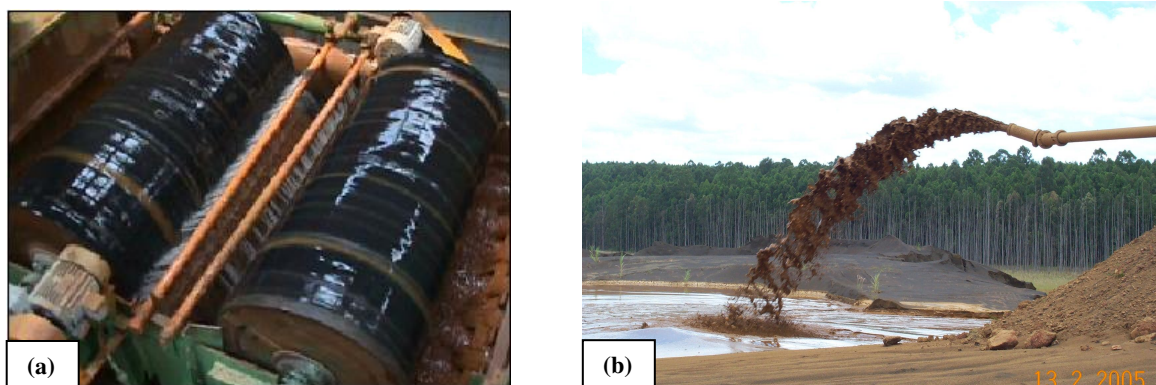


Figura 3.5 – Processo de separação magnética (a) e disposição final de magnetita (b).
(Schnellrath et al, 2002)

Já as lamas são “separadas” em praticamente todo o processo de beneficiamento, uma vez que compõe a parcela mais fina do rejeito. Geralmente são geradas nas etapas de ciclonagem, deslamagem ou mesmo na de flotação.

As lamas, pelo seu elevado teor de finos (100 % abaixo da peneira #200) e baixo teor de sólidos (normalmente abaixo de 10 %), não são interessantes como materiais de construção, sendo, portanto, depositadas no reservatório da barragem. Submetidas ao processo de adensamento a grandes deformações após decantação, possibilitam a recuperação e a reutilização da água superficial.

Na Figura 3.6a, apresenta-se o aspecto geral de um depósito de rejeitos, com o assoreamento do reservatório. A Figura 3.6b ilustra a ação de um hidrociclone, com ênfase na caracterização da granulometria bastante fina do material processado. Do ponto de vista geotécnico, as lamas normalmente apresentam uma elevada plasticidade (no caso da rocha fosfática, com valores típicos de $LL = 80\%$ e $IP = 40\%$), geralmente associados a baixos coeficientes de permeabilidade, da ordem de 10^{-9} cm/s.

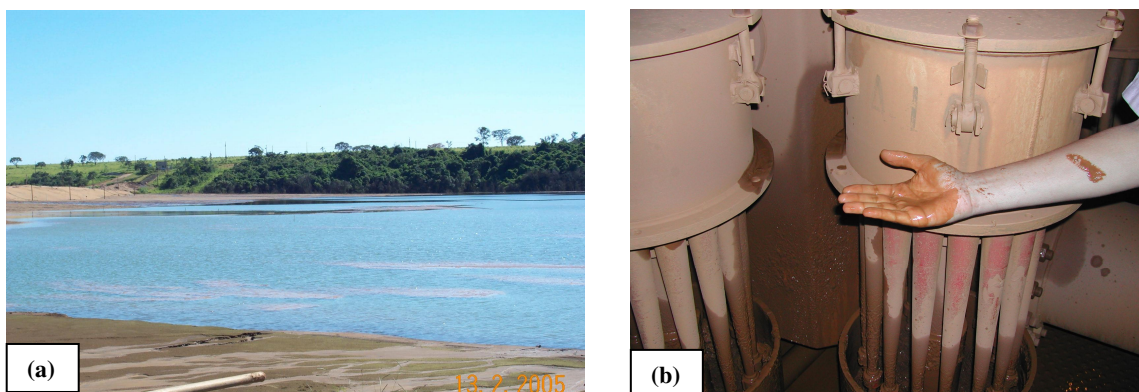


Figura 3.6 – Reservatório de lamas (a) e hidrociclone em usina, com detalhe para a granulometria fina do rejeito (b).

Finalmente, os rejeitos de flotação são aqueles gerados nas etapas de flotação. No caso do processo de beneficiamento da rocha fosfática da Bunge Fertilizantes S/A, os rejeitos de flotação são também denominados de rejeitos remoídos, uma vez que são gerados na etapa conhecida como flotação do remoído.

Esta etapa do processo de beneficiamento, por sinal uma das mais importantes, caracteriza-se basicamente pela adição substancial de produtos químicos (Figura 3.7a). Em geral, são adicionadas nesta etapa reagentes como depressores, coletores, moduladores de pH e espumantes, além de aditivos de diversas naturezas. Tais compostos têm o intuito de separar as substâncias consideradas contaminantes e individualizar aquelas de interesse econômico.

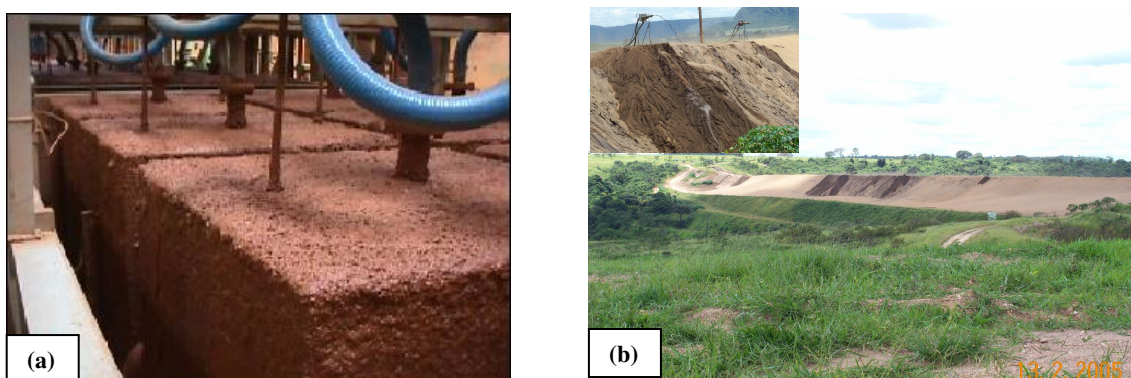


Figura 3.7 – Etapa de flotação (a) e rejeito de flotação como material de construção da barragem (b); no detalhe, lançamento do underflow e formação do aterro. (Schnellrath et al, 2002)

Do ponto de vista geotécnico, os rejeitos de flotação do remoído constituem materiais de granulometria na faixa areia fina/silte e não plásticos, tornando-os interessantes como materiais de construção das barragens. Entretanto, com o intuito de agregar características de engenharia a estes rejeitos, torna-se necessário que os mesmos sejam ciclizados. Assim, depois de gerados na usina, estes rejeitos são conduzidos por meio de tubulações até o corpo da barragem de disposição final, sendo, então, ciclizados e subdivididos em dois materiais distintos: uma parcela mais grossa e mais permeável denominada de underflow, utilizada como material de construção do próprio aterro da barragem (Figura 3.7b) e uma parcela de granulometria mais fina e, conseqüentemente, menos permeável, denominada de overflow, que é lançada a montante e passa a constituir a chamada ‘praia de rejeitos’.

3.3 ASPECTOS CONSTRUTIVOS DA BARRAGEM B5

Neste tópico, serão discutidas as características construtivas da barragem de rejeitos B5. Serão abordados temas como a geologia local, preparo da fundação, tipologia do maciço da barragem (dique de partida e alteamentos), características geométricas, operação da barragem e sistemas de drenagem interna e superficial. É importante destacar que a restituição do processo histórico de projeto e construção de uma barragem de contenção de rejeitos constitui um procedimento essencial para a garantia da consistência e da representatividade das análises operacionais de sua segurança, tanto em termos de percolação quanto de estabilidade.

Neste processo, impõe-se estabelecer um modelo real da estrutura de disposição, incluindo-se os aspectos relativos aos materiais da fundação da barragem (natureza, estratificação, permeabilidades, parâmetros de resistência, etc.), conformação do dique de partida, locação e geometria do sistema de drenagem interna, etc. É pertinente ressaltar que grande parte das informações relativas ao “como construído” somente podem ser resgatadas por meio de uma ampla campanha de investigações geotécnicas de campo.

Nesse sentido, enfatiza-se que os aspectos construtivos relacionados à Barragem B5, discutidos a seguir, referem-se basicamente a informações constantes de projetos

preliminares, de levantamentos topográficos recentes e de outras publicações acerca das barragens mais antigas da Arafétil. Esta última referência se deve, em grande parte, à grande similaridade entre os aspectos construtivos relacionadas à Barragem B5 com aqueles adotados para as barragens B1 e B4 antecedentes. Salvo algumas peculiaridades fisiográficas e/ou mesmo alguma otimização dos projetos, os mesmos tenderam a seguir sempre o mesmo padrão geral.

3.3.1 Geologia local

O local da Barragem B5 situa-se aproximadamente numa área definida pelas coordenadas UTM N = 7.839.700 e E = 288.100, ao longo do córrego Canjica, com drenagem rumo NW. O vale em que a barragem foi implantada é do tipo assimétrico, com declividades mais suaves na ombreira esquerda (15-20 %) que na ombreira direita (30 – 40%).

A cobertura vegetal da região é de pequena expressão, compondo-se de campos de gramíneas e arbustos (até 1,5 m de altura), com matas tipo galeria (árvores de tronco grosso e altura superiores a 10 metros) nos encaixes da drenagem.

A área está inscrita na faixa de rochas metamórficas da Série Araxá, datadas do pré-Cambriano. A litologia predominante é quase que exclusivamente o quartzo-mica-xisto, com intercalações quartzíticas. Localmente foram identificados diques lamprófiros de pequena expressão. O manto de intemperismo é relativamente espesso em toda a área, superior a 10m, apresentando-se recoberto por uma camada de solo transportado, colúvio-eluvionar, de idade quaternária.

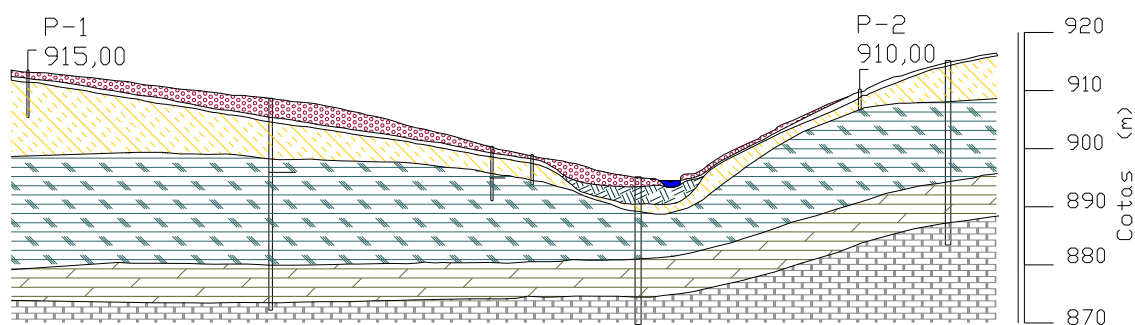
Nesse contexto, por meio da investigação geológico-geotécnica de projeto, foi possível definir os seguintes estratos no subsolo (conforme seção geológica ao longo do eixo da barragem e detalhada na Figura 3.8):

- Aluvião – camada acumulada nas linhas de drenagem, composta por argila arenosa, areia argilosa, areia fina ou argila orgânica, de coloração escura (também preta, cinza ou esverdeada), com detritos vegetais e concentração de

níveis de pedregulhos arredondados quartzosos, de dimensões centimétricas na base; geralmente saturado.

- ❑ Coluvião – camada acumulada nas encostas, com maior espessura nos gradientes mais suaves, composta por argila siltosa, porosa, vermelha e de consistência mole, com pedregulhos, geralmente esparsos e concentrados na base da camada, de granulação centimétrica, quartzosos e angulosos. Solo saprolítico – silte argiloso micáceo variegado (predominantemente amarelo avermelhado), com estruturas preservadas, fofo a medianamente compacto, com veios centimétricos a decimétricos de quartzo.
- ❑ Saprolito – silte micáceo pouco argiloso, cinza esverdeado ou arroxeado, com estruturas bem preservadas, muito compacto, com trechos de rocha alterada dura e veios de quartzo.
- ❑ Rocha muito a medianamente alterada – rocha metamórfica (quartzo-mica-xisto) mediana a extremamente fraturada, verde acinzentada a cinza-amarelada; com fraturas pouco rugosas, espelhadas ou com películas de oxidação, predominantemente concordantes com a xistosidade.
- ❑ Rocha pouco alterada a sã – rocha metamórfica (quartzo-mica-xisto) alternando bandas cinza-esverdeadas e branco leitosas (quartzo), medianamente a muito pouco fraturada; fraturas pouco rugosas a espelhadas, limpas.

Adicionalmente, é pertinente citar que, na ombreira esquerda, aproximadamente no eixo da barragem, foi localizado um escorregamento superficial com área aproximada de 2.000 m².



Seção geológico-geotécnica
Eixo da Barragem B5

LEGENDA:

SEDIMENTOS QUATERNARIOS

-  **Colúvio Argiloso:** argila siltosa vermelha, marrom no topo, porosa, com raízes vegetais, mole.
-  **Colúvio com pedregulhos:** pedregulho de granulometria variável, centimétrico, quartzoso, anguloso.
-  **Aluviões:** Argila orgânica/argila arenosa/areia argilosa/areia fina de cor escura (preta, cinza, esverdeada) com dentritos vegetais e concentração de estratos de pedregulhos de quartzo arredondados (centimétricos) na base.

MICAXISTOS DA SERIE ARAXA

-  **Solo Saprolítico:** Silte argiloso micáceo variegado (pred. amarelo avermelhado), estruturas preservadas, fofo a medianamente compacto, com veios centimétricos a decimétricos de quartzo.
-  **Saprolito:** Silte micáceo pouco argiloso, cinza esverdeado ou arroxeado, estruturas bem preservadas, muito compacto, com trechos de rocha alterada dura e veios de quartzo.
-  **Rocha muito a medianamente alterada:** Quartzo-mica-xisto, extremamente a medianamente fraturada, recuperada em pastilhas centimétricas ou tarugos decimétricos, verde acimentada a cinza amarelada, fraturas pouco rugosas, espelhadas ou com película de oxidação, predominantemente concordantes com a xistosidade.
-  **Rocha pouco alterada a Sã:** idem, alternando bandas cinza-esverdeadas com branco-leitosas (quartzo), recuperadas em tarugos decimétricos, medianamente a muito pouco fraturada. Fraturas pouco rugosas a espelhadas, limpas. Xistosidade 20-30 graus e fraturas em 3 sets; concordante com a xistosidade, discordante a 25 graus e sub-verticais (estas com películas de oxidação).

Figura 3.8 – Seção geológico-geotécnica (P1-P2) referente ao eixo da barragem de rejeitos B5.

3.3.2 Preparação da fundação

Na região do eixo da barragem B5, o preparo das fundações consistiu essencialmente na remoção dos solos aluvionares e coluvionares de baixa consistência e saturados na região da várzea. Na região das ombreiras, foi prescrita a remoção da camada superficial de solo contendo matéria orgânica, além da camada subjacente de solo excessivamente poroso.

Em virtude de permeabilidades relativamente elevadas, cerca de 10^{-3} cm/s, das rochas muito alteradas e muito fraturadas, que ocorrem subjacentes ao material que foi removido na região da várzea, prescreveu-se adicionalmente a necessidade de execução de tapetes drenantes sobre a fundação.

Adicionalmente, já na primeira etapa, indicou-se também que o tapete drenante deveria contemplar toda a extensão da barragem ao longo da várzea do rio. Destaca-se aqui que o sistema de drenagem interna da barragem, bem como os dispositivos de drenagem superficial, serão posteriormente detalhados em tópico específico.

3.3.3 Maciço do dique de partida

O dique de partida ou dique inicial constitui um maciço de solo ou mesmo estéril de mina compactado, executado preliminarmente ao lançamento de rejeitos na barragem. De maneira geral, esta estrutura é construída com alto controle tecnológico e destina-se a gerar volume de reservatório para a primeira fase de operação da barragem.

Para a barragem de rejeitos B5, este dique estende-se por todo o eixo da barragem até a cota 915. Na sua seção de altura máxima, localizada nas proximidades da várzea do córrego Canjica, este dique possui aproximadamente 20m de altura e base alocada na superfície da escavação realizada para o preparo da fundação.

Tendo em vista fatores que poderiam vir a causar recalques diferenciais, como a declividade acentuada da ombreira direita, as próprias escavações ou mesmo a compressibilidade do material da ombreira esquerda, foi prescrita a execução de um filtro vertical para interceptar eventuais percolações pelo trincamento do maciço, além de possíveis heterogeneidades de execução.

Pela ampla disponibilidade de solo coluvionar argiloso em áreas de empréstimo próximas e pelo sucesso prévio de sua aplicação em obras similares na região, face à sua boa trabalhabilidade e propriedades mecânicas, o mesmo foi adotado como material de construção para o dique de partida. Os ensaios triaxiais (CU) e o de permeabilidade à carga constante permitiram estabelecer os seguintes valores para os parâmetros de resistência e drenabilidade deste solo: coesão de 6 kPa e ângulo de atrito de 27° e coeficiente de permeabilidade na faixa de $1,0 \times 10^{-7}$ a $1,0 \times 10^{-8}$ cm/s.

Entretanto, é interessante destacar que não foi utilizado somente o solo coluvionar argiloso para a confecção do dique de partida. Na região à jusante do filtro vertical de magnetita, foi disposto um tipo de solo aluvionar com abundância de pedregulhos, também característico da região. Na região logo abaixo do filtro de magnetita, alocou-se o tapete drenante, estendendo-se por toda a região à jusante do dique, que constitui parte integrante do sistema de drenagem interna da barragem, que será objeto de discussões posteriores. Este tapete foi apoiado sobre o underflow da Barragem B4 (Figura 3.9). Em relação à geometria do dique, adotou-se uma crista com de 10m de largura e espaldares com inclinação de 35° (2H:1V) e alturas variáveis, dependendo da posição do dique com relação ao eixo da barragem.

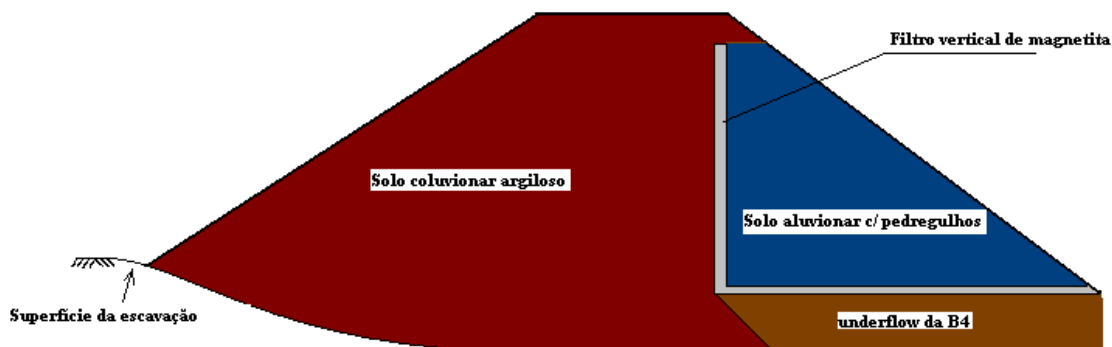


Figura 3.9 – Seção transversal típica do dique de partida (Figura sem escala).

3.3.4 Alçamento e Operação

A barragem B5 vem sendo alteada pelo método de linha de centro com ciclonagem de rejeitos na crista da barragem, visto o amplo sucesso obtido com tal método, anteriormente testado nas barragens B4 e B1.

Entretanto, no caso dos projetos iniciais (barragens B1 e B4), a ciclonagem dos rejeitos era realizada apenas nas zonas das ombreiras das barragens, uma vez que os rejeitos apresentavam características relativamente desfavoráveis à execução de barragens, particularmente em termos de permeabilidade (Busch, 1987). Posteriormente, com a caracterização do underflow como um material mais permeável e de boa drenabilidade (valores entre $1,0$ e $4,0 \times 10^{-3}$ cm/s), mesmo em períodos chuvosos, adotou-se a ciclonagem ao longo de toda a crista da barragem, diminuindo sobremaneira os custos envolvidos no transporte do rejeito por caminhões. Em termos de resistência, os rejeitos indicavam ângulos de atrito na faixa de 33 a 35° , sob baixos graus de compactação e entre 37 a 40° , para compactações mais severas, com 90 a 95% de grau de compactação.

O aterro apresenta-se com boa compactação (tipicamente, valores de graus de compactação entre 85 e 95%), decorrentes do espalhamento dos rejeitos por trator de esteiras tipo D7. Adicionalmente, as medidas piezométricas são irrelevantes, em termos práticos, na zona de jusante da barragem. Estas duas condições associadas ao maciço, ou seja, boa compactação e poropressões incipientes, praticamente restringem qualquer susceptibilidade à liquefação dos rejeitos armazenados.

Um outro aspecto relevante dos projetos das barragens B1 e B4 está relacionado ao tipo e geometria dos taludes dos alteamentos. Na fase de projeto, em virtude da natureza fina dos rejeitos, foi prevista a execução de um talude único e muito abatido, com inclinação $4:1$. Entretanto, constatou-se que a ciclonagem ininterrupta estava gerando um excesso de underflow com boas propriedades geotécnicas, possibilitando que os taludes fossem alteados em camadas horizontais e mais íngremes (inclinação média de $1V: 2,8H$), permitindo, adicionalmente, a execução da proteção superficial do talude de jusante concomitantemente aos alteamentos (Figura 3.10).

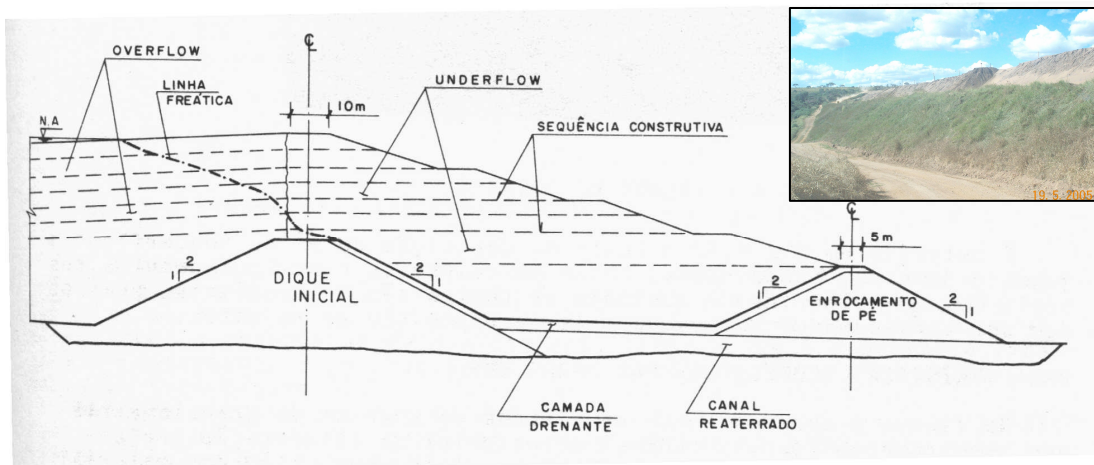
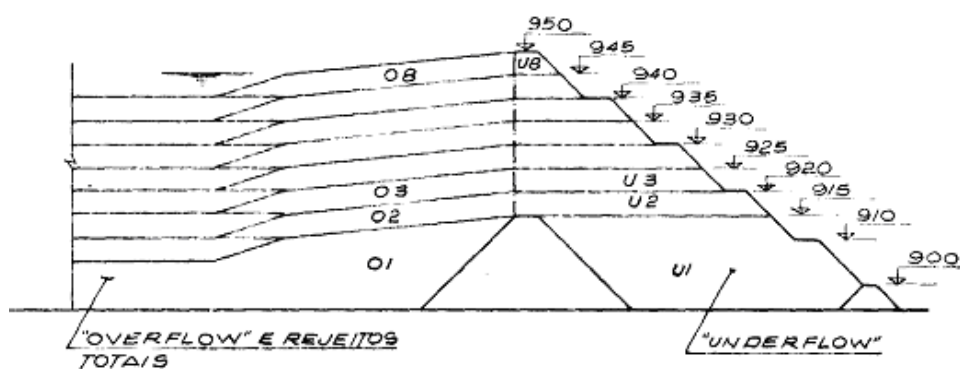


Figura 3.10 – Seção transversal típica das barragens B1 e B4 (Busch & Castro, 1986).
(com detalhe do talude já revegetado).

É nesse contexto de experiências adquiridas com projetos anteriores, relacionados aos projetos das barragens B1 e B4, que se insere a atual barragem B5. Conforme anteriormente mencionado, a barragem vem sendo alteada pelo método da linha de centro com ciclonagem na crista.

Atualmente, a praia de rejeitos é formada pela deposição da fração fina (overflow) da ciclonagem, enquanto a fração grossa (underflow) é utilizada na construção do aterro (Figura 3.11). Isto constitui numa vantagem por estabelecer permeabilidades diferenciadas em relação à zona de jusante, pelo menos de uma ordem de grandeza mais permeável. Tem-se verificado, entretanto, que, às vezes, existe uma dificuldade de se dispor quantidades suficientes de material para garantir uma adequada largura de praia (normalmente da ordem de 90m).



QUANTIDADES P/ ALTEAMENTO					
COTA	"UNDERFLOW"		"OVERFLOW" E REJEITOS TOTAIS		CAPIM (m²)
	ETAPA	VOL (m³)	ETAPA	VOL (m³)	
915	U1	160 000	01	71 000	3 800
920	U2	102 000	02	119 000	2 000
925	U3	117 000	03	148 000	3 650
930	U4	124 000	04	176 000	3 650
935	U5	129 000	05	237 000	6 100
940	U6	108 000	06	279 000	6 100
945	U7	78 000	07	316 000	7 600
950	U8	53 000	08	368 000	7 600

Figura 3.11 – Sequência construtiva e volumes necessários. (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Tal fato vem sendo contornado com descargas periódicas de rejeitos sem ciclonagem, em certos períodos do dia, aproximadamente das 17 às 20 horas. O sistema de bombeamento é desligado e o rejeito passa a ser conduzido até a ombreira esquerda, de onde é lançado em ponto único ou eventualmente espigotado, apenas por gravidade.

Merece ser destacado que este fato, apesar de eficiente e capaz de reduzir os custos com bombeamento, pode estar criando zonas de estratos mais permeáveis intercalados com outros de menor permeabilidade e, conseqüentemente, zonas preferenciais de fluxo. Com relação aos alteamentos, os mesmos são realizados em camadas horizontais de acordo com o acúmulo de underflow a jusante da barragem. Um trator de esteiras é normalmente utilizado para o espalhamento do material (Figura 3.12), sendo que a compactação dos rejeitos é feita apenas pelo tráfego do mesmo. Atualmente, a B5 já incorporou três dos cinco alteamentos previstos (cotas 910, 920, 930, 940, 950). O alteamento mais recente aconteceu na cota 930, estando a crista atual da barragem em meados da cota 945.



Figura 3.12 – Material acumulado para execução de novo alteamento e detalhe do sistema de drenagem das ombreiras.

Enfatiza-se que um dos principais parâmetros de qualidade relacionado ao controle técnico dos alteamentos refere-se à densidade dos rejeitos pós-compactação. Nesse sentido, campanhas recentes de investigação de campo, realizadas para o último alteamento, mostraram que os rejeitos depositados encontram-se com densidades relativas médias de 60%.

As prescrições de projeto estabeleceram que os rejeitos lançados na barragem B5 deveriam ter as mesmas características daqueles lançados nas barragens B1 e B4. Dessa forma, os parâmetros geotécnicos adotados para o projeto da barragem atual em nada se diferem daqueles prescritos anteriormente; permeabilidade do underflow na faixa dos 10^{-3} cm/s, com um coeficiente de permeabilidade de, no mínimo, 10 vezes maior ao do overflow da praia a montante, resistência ao cisalhamento com ângulo de atrito na faixa de 37° , sendo mantidos o espalhamento a compactação mecânica do underflow pelo trator de esteiras.

Por outro lado, apesar dos dados disponíveis, não é possível afirmar que os rejeitos já depositados ou atualmente lançados na barragem possuem as mesmas propriedades geotécnicas prescritas em projeto. Em termos práticos, estas características dos rejeitos podem variar muito e estão associadas a diversos fatores que, muitas vezes, são desconsiderados, como variações e influências específicas das frentes de lavra,

mineralogia da mina, processo de beneficiamento, número e arranjo dos equipamentos de ciclonagem, sistema de bombeamento, eficiência e posição dos ciclones, etc.

3.3.5 Sistemas de Drenagem Interna e Superficial

Os sistemas de drenagem, tanto superficial quanto interna, talvez sejam as estruturas mais importantes em uma barragem de rejeitos, principalmente naquelas alteadas com o próprio rejeito, uma vez que, por estarem mais susceptíveis a erosões, piping e fenômenos de liquefação, necessitam de um eficiente sistema de drenagem das águas de fluxo. Dessa forma, uma locação e dimensionamento criteriosos, bem como uma correta seleção de materiais torna-se indispensável para o sucesso de um sistema de drenagem em uma determinada barragem de rejeitos.

O sistema de drenagem interna da barragem B5 é composto basicamente por um tapete drenante e por um dreno de pé (Figura 3.13). O tapete drenante, por sua vez, pode ser subdividido em dois conjuntos: um tapete principal e de maior capacidade, alocado a partir da superfície de escavação da várzea do córrego, estendendo-se desde o filtro vertical do dique de partida até o dreno de pé, e tapetes drenantes laterais, que se conectam ao principal e se estendem ao longo do eixo da barragem em direção às ombreiras até a cota 940.

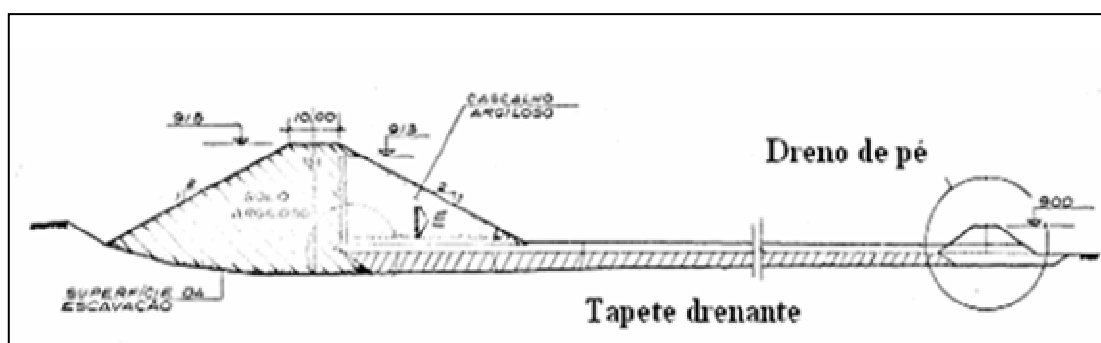


Figura 3.13 – Seção transversal ilustrando o sistema de drenagem interna da barragem B5.

(Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

O tapete drenante principal possui cerca de 20m de largura e é composto essencialmente por material grosso. Na sua execução, lançou-se previamente uma camada de underflow retirado da barragem B4 sobre a superfície de escavação, que foi recoberta

por uma camada de magnetita, pedrisco e mais internamente brita fina (Figura 3.14). Adicionalmente, na região das ombreiras da barragem, foram alocados tapetes drenantes secundários de menor largura e conectados ao tapete principal, com seção transversal similar, à exceção da camada de base de underflow.

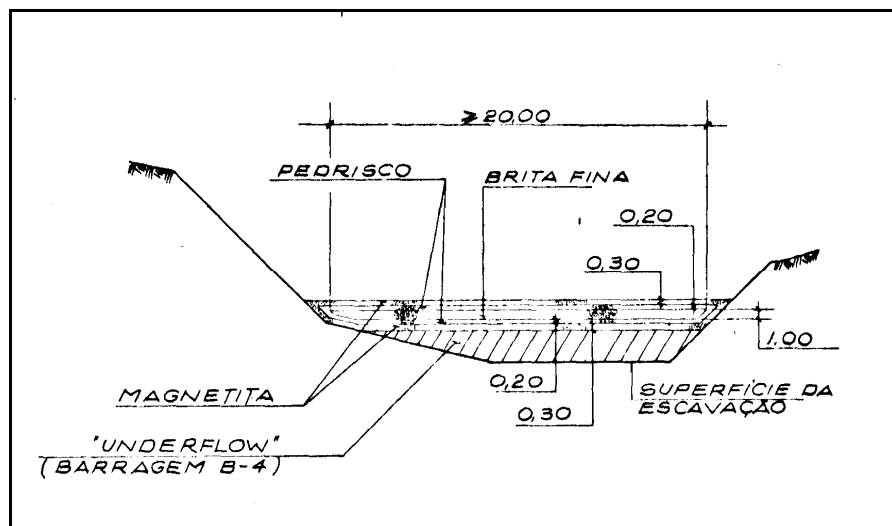


Figura 3.14 – Seção transversal passando pelo tapete drenante. (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Os tapetes laterais possuem ainda conformações diferentes com relação à sua posição nas ombreiras (Figura 3.15), em função da presença ou não do dique de partida (até a cota 915 e acima da cota 920, respectivamente).

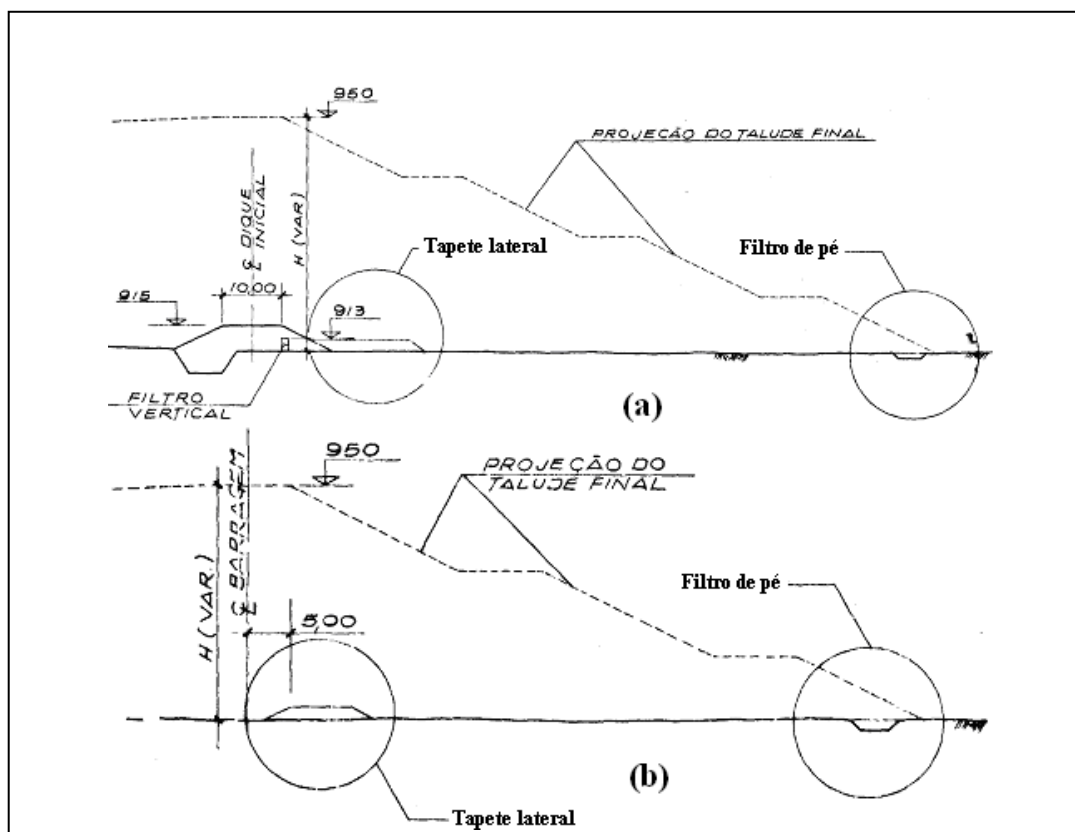


Figura 3.15 – Locação dos tapetes laterais. Seção típica para as ombreiras entre as cotas 905 e 915 (a) e *idem* acima da cota 920 (b). (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

Conforme pode ser observado na figura anterior, verifica-se a presença de uma estrutura denominada filtro de pé. Esta estrutura, também parte integrante do sistema de drenagem interna da barragem, responde pela drenagem do excesso de água associada ao underflow lançado da crista. Além disso, estas estruturas também funcionam como dispositivos coletores das águas pluviais que possam escoar superficialmente pelo corpo do aterro, evitando o carreamento de partículas e conseqüentes erosões superficiais.

Na base do sistema de drenagem interna, um dreno de pé (seção transversal indicada na Figura 3.16) está localizado a jusante do tapete drenante principal e tem por função principal coletar a água percolada pelo sistema de drenagem interna e conduzi-la, de maneira harmônica, até seu deságüe no córrego Capivara. Adicionalmente, esta estrutura também funciona como dique de sustentação para os alteamentos subseqüentes, uma vez que se constitui no limite de jusante da estrutura de contenção. A jusante deste dique, foi instalado um medidor das vazões percoladas pelo aterro e pela fundação da barragem.

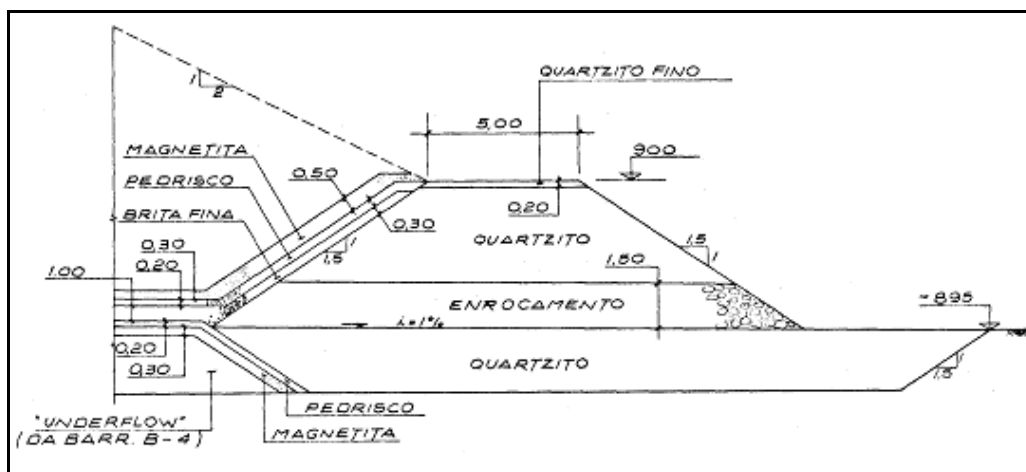


Figura 3.16 – Seção transversal do dreno de pé. (Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

O sistema de drenagem externa ou superficial é representado basicamente por um sistema extravasor (Figura 3.17), constituído por uma galeria de encosta, com emboques a cada 5m de desnível, uma caixa de controle, galeria de fundo através do corpo da barragem e uma estrutura de recirculação de água. Este sistema de recirculação é composto por canais e tubulações superficiais que conduzem a água coletada da barragem B5 até um conjunto de bombas a jusante e, daí, até a usina de beneficiamento.

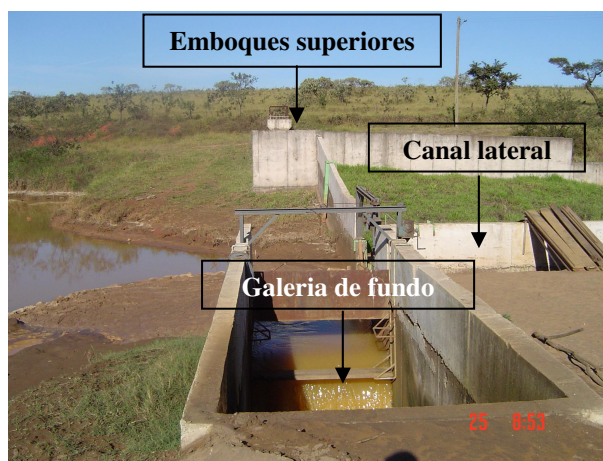


Figura 3.17 – Sistema extravasor da barragem B5.

O conjunto de galerias de encosta está localizado na ombreira esquerda a cada 5m de desnível. O sistema é operacionalizado basicamente pelo acionamento de comportas através de manivelas, em função da posição do nível d'água do reservatório, por processo manual realizado pelos próprios operadores da barragem.

A água do reservatório, ao entrar em contato com a galeria na encosta, pode ser direcionada para o canal lateral ou para a galeria de fundo por meio da abertura das respectivas comportas (Figura 3.18).

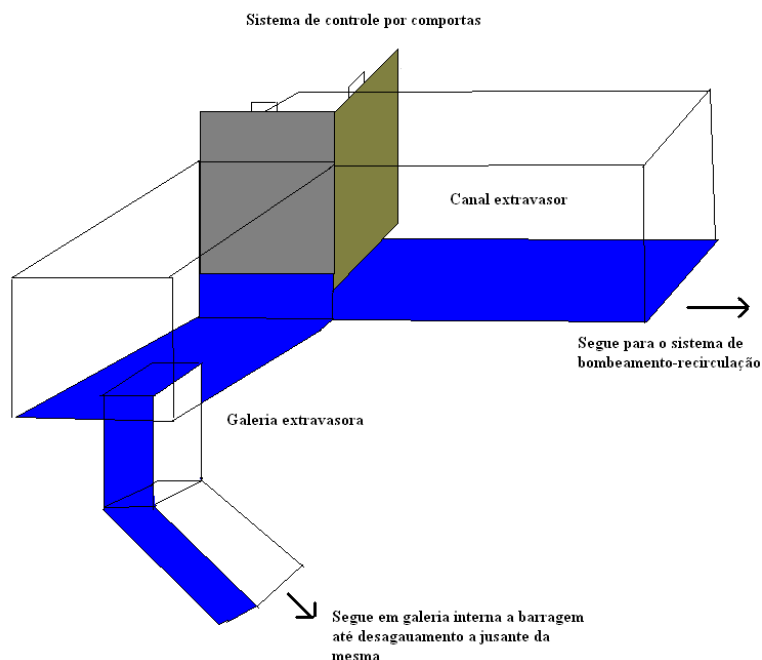


Figura 3.18 – Esquema de funcionamento do sistema extravasor da B5

Quando o fluxo é direcionado para o canal lateral, seu destino é o sistema de recirculação de água, ou seja, a água passa a ser conduzida por meio de tubulações até um sistema de bombeamento, de onde é transferida novamente para a usina. Por outro lado, quando se abre a comporta da galeria de fundo, o fluxo é, então, direcionado para uma galeria de concreto armado, situada sob a barragem, até liberação a jusante da mesma, próximo ao deságüe do dreno de pé.

Em geral, a comporta do canal lateral é mantida aberta, uma vez que é interessante, do ponto de vista ambiental e econômico, que a água, já clarificada, retorne sempre ao processo de beneficiamento. Por outro lado, a comporta da galeria de fundo é aberta apenas para controle do nível d'água no reservatório em períodos chuvosos ou de eventual paralisação da usina.

Adicionalmente, é interessante destacar que as vazões, em ambos os canais, são controladas pelo nível de abertura das comportas; portanto, cabe ao operador ou

responsável pela barragem definir o nível de fluxo desejado. A Figura 3.19 apresenta o *layout* geral da estrutura interna da barragem B5, incluindo-se o dique de partida e os sistemas de drenagem.

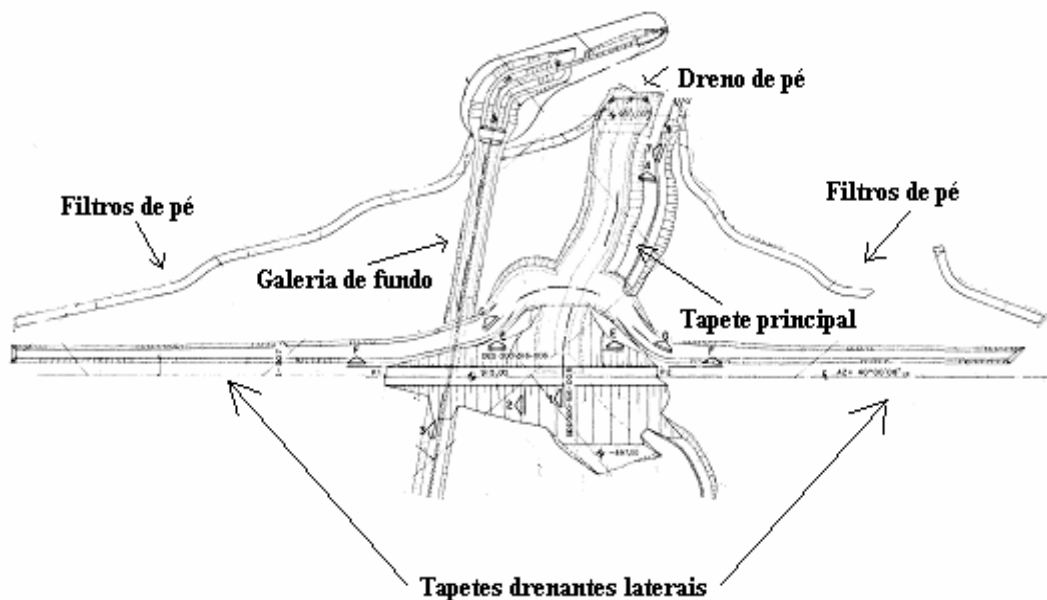


Figura 3.19 – Layout interno da barragem B5. Detalhe do sistema de drenagem.
(Modificado, Paulo Abib Engenharia S.A, 1980)

3.3.6 Instrumentação

A instrumentação prevista no projeto visou essencialmente o controle das condições de percolação pelo maciço e a avaliação das condições de drenagem da barragem. No início de operação, a barragem B5 contemplava apenas 3 pares de piezômetros tipo Casagrande, localizados em seções pelas ombreiras e central. Com o passar dos anos, esta instrumentação perdeu a sua funcionalidade e manutenção.

Entretanto, com o advento das questões ambientais e adoção de políticas de segurança cada vez mais rígidas pelas mineradoras, enfatizou-se a necessidade de se implementar um projeto criterioso de instrumentação visando o monitoramento das barragens de rejeitos. Diante desse contexto, restabeleceu-se um novo programa de instrumentação da barragem B5.

Os instrumentos atuais são compostos por piezômetros Casagrande (PZ), indicadores de nível d'água (INA), medidores de vazão (MV) e réguas de medida da posição do N.A. do reservatório. Os primeiros têm por finalidade monitorar as poropressões geradas pela percolação de água a partir do reservatório, contemplando principalmente as pressões neutras na fundação da barragem, enquanto os indicadores de nível d'água visam avaliar o N.A. no interior do maciço, indicando principalmente a eficiência do sistema de drenagem interna. Os medidores de vazão têm o objetivo de avaliar a eficiência dos drenos além de dar uma magnitude do fluxo que percola pela barragem enquanto que as réguas permitem monitorar as cotas do reservatório.

Atualmente, na barragem B5, a instrumentação está concentrada em 04 seções (Figura 3.20) e contemplam 11 indicadores de nível d'água, 4 piezômetros do tipo Casagrande, 1 medidor de vazão e duas réguas de medida (Tabela 3.1). Os piezômetros e os indicadores de nível d'água estão instalados em seções transversais ao eixo da barragem, uma vez que servem como indicativos da posição da superfície freática no interior do aterro.

É pertinente destacar que o PZ 314 e o PZ 315 são piezômetros instalados no projeto original da barragem. Em testes de funcionamento recentes (Abril de 2005) aplicado a estes dois instrumentos constatou-se que o PZ 315 vem funcionando perfeitamente, enquanto que o PZ 314 não vem funcionando. Diante de tal fato o PZ 314 é excluído do programa de monitoramento aplicado a barragem B5.

As leituras atuais indicam um comportamento bastante satisfatório da barragem, com superfície freática abatida e talude de jusante praticamente seco. Além disso, as vazões e o nível do reservatório, mesmo em períodos de ocorrência de elevados volumes de precipitação, apresentam-se em níveis adequados e pouco variáveis, atestando a eficiência do sistema de drenagem da barragem de rejeitos B5.

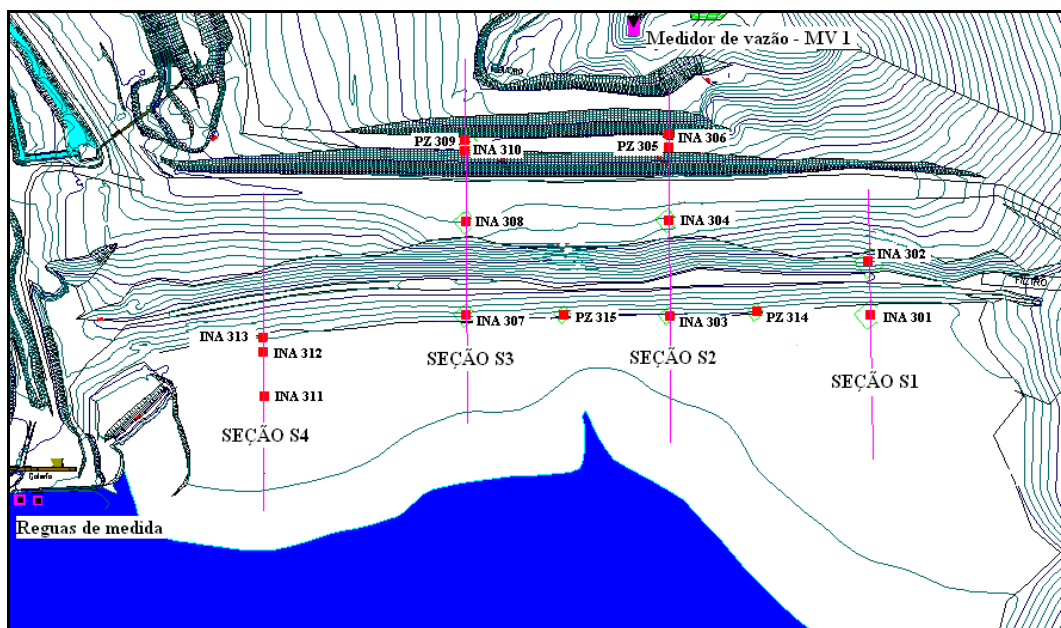


Figura 3.20 – Layout da disposição da instrumentação na barragem B5.

Tabela 3.1 – Dados de instalação da instrumentação por seção (Dezembro de 2005).

INSTRUMENTO	COTA DE TOPO	PROFUNDIDADE	COTA DO N.A.
SEÇÃO 1			
INA 301	943,42	11,58	934,08
INA 302	946,76	13,87	SECO
SEÇÃO 2			
INA 303	945,58	28,69	923,59
INA 304	935,00	23,11	SECO
PZ 305	922,13	19,80	904,29
INA 306	922,20	18,02	SECO
SEÇÃO 3			
INA 307	946,12	31,63	920,91
INA 308	933,91	26,64	SECO
PZ 309	920,66	16,30	SECO
INA 310	920,69	13,33	SECO
SEÇÃO 4			
INA 311	945,10	20,57	930,61
INA 312	943,96	20,20	928,20
INA 313	943,96	23,36	927,98

A Figura 3.21 apresenta a localização de alguns piezômetros e indicadores de nível instalados atualmente na praia da barragem e, em detalhe, um dos instrumentos instalados no aterro. É interessante destacar que uma correta e sistemática avaliação dos registros da instrumentação, fundamentada em leituras por pessoal especializado e segundo uma dada sistemática, torna-se fundamental para as análises de percolação em barragens. Este fato é ainda mais evidente, no escopo deste trabalho, no qual se propõe uma calibração de um modelo numérico de fluxo via dados da instrumentação da barragem.

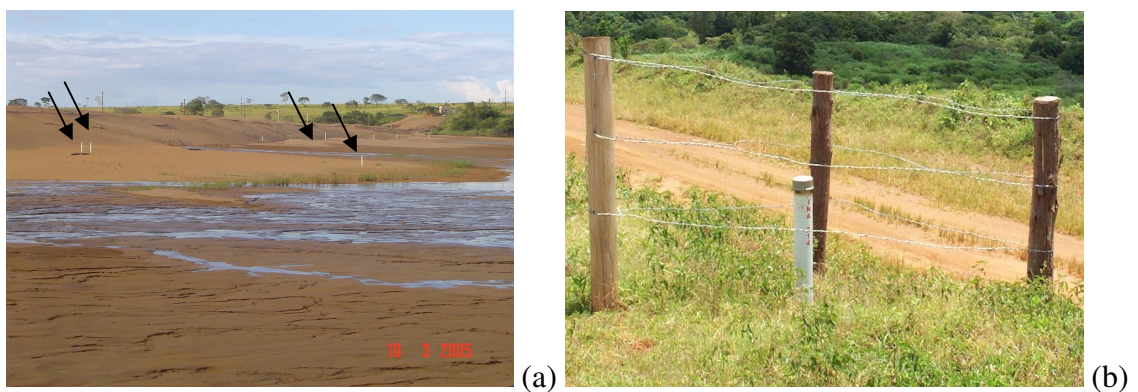


Figura 3.21 – Conjunto de instrumentos dispostos ao longo da praia/aterro da barragem (a) e detalhe típico de um dos instrumentos instalados (b).

4 CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS REJEITOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO

4.1 INTRODUÇÃO

Os rejeitos de mineração, apesar de serem materiais distintos e apresentarem características específicas associadas aos processos de beneficiamento industrial, têm seu comportamento geotécnico caracterizado, de forma completa e abrangente, por metodologias convencionais adotadas para os solos naturais (avaliados de maneira geral como materiais de características comportamentais similares a solos granulares), ou seja, extrapolando princípios gerais da Mecânica dos Solos.

Entretanto, observa-se atualmente, face ao crescente desafio tecnológico dos novos projetos e dos riscos envolvidos nos projetos atuais (grande porte), a necessidade de uma abordagem mais criteriosa e detalhada, levando-se em conta as peculiaridades e o comportamento geotécnico algo diferenciados dos diversos tipos de rejeitos (Gomes, 2005).

Nesse contexto, a caracterização tecnológica dos rejeitos, abordada neste capítulo e no próximo, consistiu em uma ampla campanha investigativa das características dos materiais depositados na barragem B5, levando-se em conta desde aspectos construtivos e operacionais da barragem a aspectos relacionados à origem (beneficiamento) e tipologia dos rejeitos.

Conforme apresentado de maneira abrangente no capítulo anterior, são lançados basicamente dois tipos de rejeitos na barragem de rejeitos B5: as lamas, que constituem

a parte de montante e reservatório da barragem, e os rejeitos de flotação (underflow e overflow), que são ciclizados na crista da barragem e formam o aterro e praia, respectivamente.

É importante destacar que especialmente para este trabalho, face o desejo de se avaliar a segurança da barragem B5, a caracterização tecnológica contemplará apenas os rejeitos de flotação, visto sua função estrutural para a barragem. Adicionalmente, as características geotécnicas apresentadas neste capítulo servirão como banco de dados de entrada para os modelos numéricos abordados nos Capítulos 6 e 7.

Nesta fase, a elaboração do plano de ação inerente à caracterização tecnológica dos rejeitos deve estar conexa com a idealização do que se planeja avaliar para a estrutura de disposição. Assim, expõe-se a seguir a rotina das análises implementadas, desde a amostragem dos rejeitos até as metodologias dos ensaios, incluindo-se a forma de apresentação dos resultados, bem como a discussão geral dos resultados obtidos.

4.2 AMOSTRAGEM DOS REJEITOS NA BARRAGEM B5

A amostragem é sem dúvida uma das etapas mais importantes no que concerne uma intervenção investigativa em uma barragem de rejeitos. Uma consistente distribuição geométrica dos pontos de coleta, bem como a correta determinação das posições relativas aos ensaios de campo, torna-se fundamental para a representatividade dos resultados.

Nesse sentido, como se pretende avaliar globalmente a segurança da barragem B5 por meio de simulações numéricas de percolação e estabilidade, foram prescritos ensaios de campo e coletas de amostras (para ensaios de laboratório) contemplando a praia de rejeitos a montante e o aterro da barragem a jusante de sua crista, para duas seções transversais distintas.

4.2.1 Determinação dos pontos de amostragem

A Figura 4.1 apresenta uma planta da barragem B5 com a identificação das duas seções escolhidas para o estudo das características dos rejeitos.

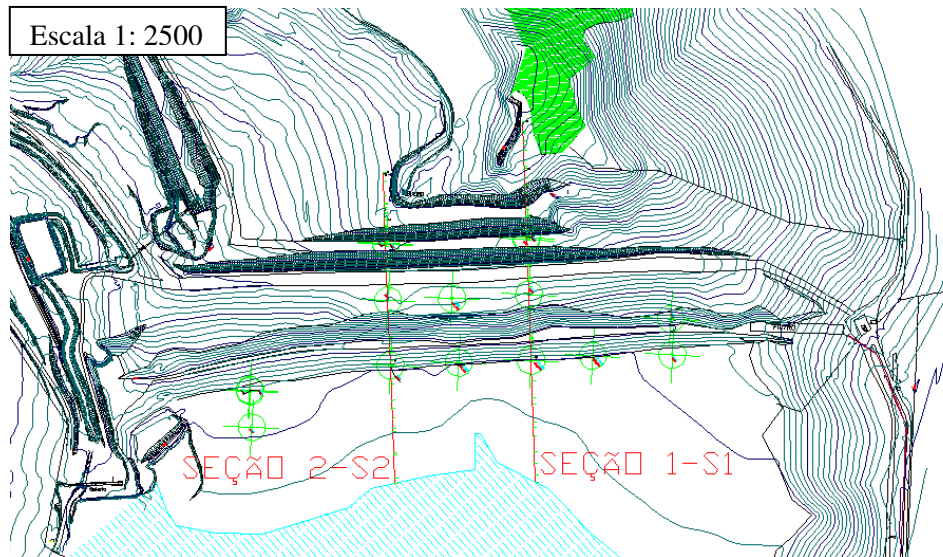
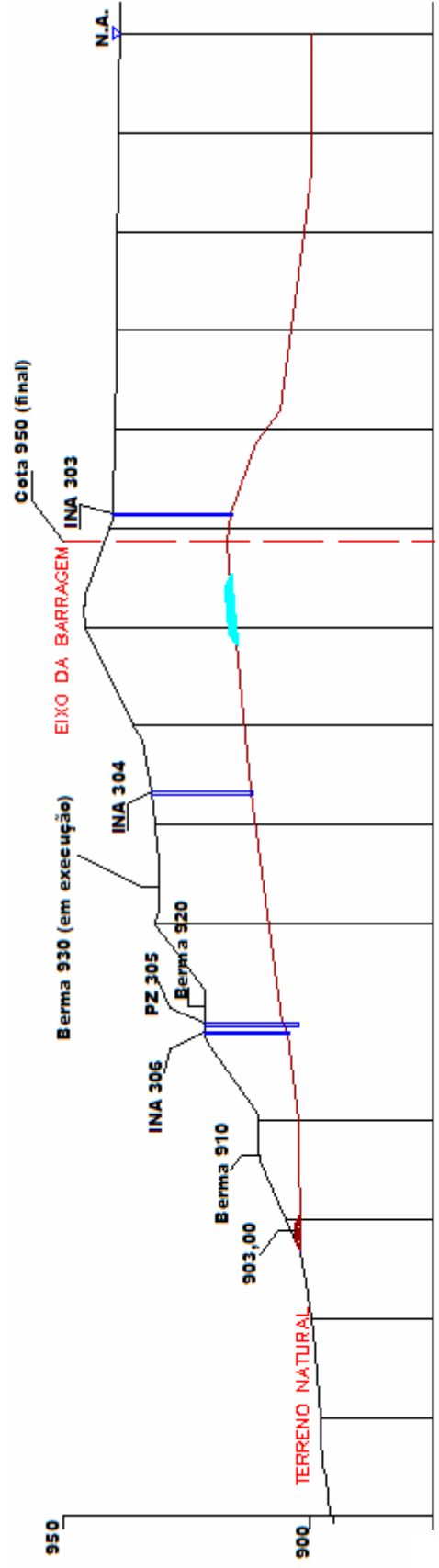


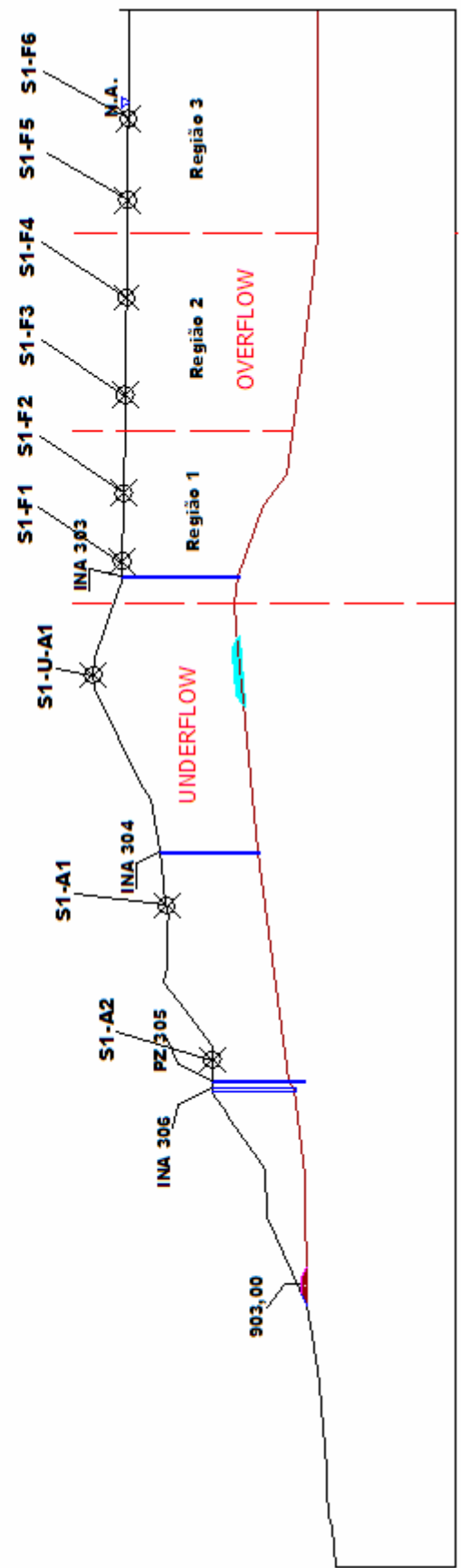
Figura 4.1 – Planta parcial e identificação das seções geotécnicas escolhidas da barragem B5.

Os pontos assinalados em verde correspondem aos piezômetros ou indicadores de nível d'água instalados na barragem. O motivo da escolha das duas seções nas posições observadas se deve basicamente a três fatores: constituem seções centrais, são instrumentadas e se incorporam volumes máximos de rejeitos acumulados. A Figura 4.2 (a) apresenta um perfil típico para a seção S1, com a identificação das suas estruturas principais, como as bermas, o nível d'água e os instrumentos. A Figura 4.2 (b) tem o intuito de ilustrar os pontos de amostragem, bem como a nomenclatura utilizada para a identificação das seções.

Pela Figura 4.2, observa-se que a praia, em virtude de suas características peculiares como a segregação granulométrica que condiciona uma maior heterogeneidade, foi contemplada com um total de seis pontos de amostragem. Estes pontos foram definidos no campo a partir da crista da barragem, distribuídos uniformemente pela praia até a região com capacidade de suporte próxima ao lago. No aterro, foram tomados três pontos de amostragem, nas cotas 920 e 930 e na crista da barragem.



(a)



(b)

Figura 4.2 – Perfil típico para a Seção S1 (a) . Detalhe da localização dos pontos de amostragem (b).

Para a identificação das amostras, adotou-se um código baseado na designação do nome da seção e da distância de coleta em relação ao ponto de lançamento. A letra F indica que a amostra pertence à praia (Furo), enquanto que a letra A refere-se ao aterro. A letra U, inserida entre o código do aterro, indica que a amostra caracteriza o rejeito grosso (Underflow) disposto na região considerada.

4.2.2 Rotina de análises

A rotina de análises contemplou basicamente as intervenções que foram realizadas tanto em campo quanto em laboratório com o intuito de se levantar as principais características que regem o comportamento dos rejeitos de flotação depositados na barragem B5. A seguir apresenta-se um resumo das intervenções realizadas, sendo que, posteriormente, estas serão apresentadas e discutidas separadamente, em termos de ensaios de campo (Capítulo 4) e ensaios de laboratório (Capítulo 5).

- Pré-análises:
 - dados referentes aos ensaios SPT executados paralelamente à instalação da instrumentação nas seções. Foram adotadas correlações empíricas e foi avaliada, de maneira indireta, a densidade relativa do depósito, bem como, o ângulo de atrito efetivo;
 - dados relativos ao controle de compactação da Berma 930.
- Ensaios de Campo:
 - Para cada um dos pontos de amostragem descritos anteriormente, foram feitos furos e executados ensaios de infiltração com o Permeâmetro de Guelph;
 - Também para cada um dos pontos de amostragem descritos, paralelamente à execução dos furos, foram realizadas avaliações da massa específica seca *in situ* com o cilindro biselado;

- Em cada um dos pontos foram coletadas, em sacos plásticos, amostras deformadas do rejeito, identificadas e posteriormente encaminhadas ao Laboratório de Geotecnia da UFOP para ensaios específicos.
- Ensaios de Laboratório:
 - Para todas as amostras foram realizadas análises granulométricas com o Granulômetro a Laser. Entretanto, em algumas amostras, para efeito comparativo, determinou-se a granulometria via ensaios de peneiramento e sedimentação;
 - Para todas as amostras foi avaliada a densidade real dos grãos – G_s ;
 - Para todas as amostras foram determinadas as compacidade máxima e mínima;
 - Para cada uma das seções da praia, foram executados ensaios de permeabilidade a carga constante em 3 amostras, sendo uma de cada região da praia e para todas as amostras coletadas no aterro;
 - Similarmente, foram executados ensaios de cisalhamento direto para as mesmas 3 amostras da praia e, no caso do aterro, os ensaios foram restritos aos rejeitos depositados atualmente, identificados pela letra U.
 - Foram executados ensaios triaxiais CIU para apenas uma amostra da praia, representativa do rejeito ali depositado. No caso do aterro, face sua importância estrutural, o ensaio contemplou amostras tanto lançadas atualmente como amostras de alteamentos anteriores.
- Ensaios especiais e complementares:
 - Foram realizadas análises químicas e granuloquímicas em algumas amostras, tanto da praia quanto do aterro; ensaios de Difractometria de Raios-x em algumas amostras e análises de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) em grande parte das amostras da praia e do aterro.

4.3 PERFIS DE COMPACIDADE RELATIVA

A densidade relativa (D_r) ou compactidade reativa dos materiais de construção exerce grande influência nas características de segurança de uma barragem alteada com rejeitos. A manutenção de graus de densidade elevados permite um maior grau de estabilidade à estrutura, enquanto que baixos graus, aliado a condições desfavoráveis de saturação, podem levar uma estrutura à ruptura. Adicionalmente, destaca-se que este parâmetro pode ser estimado, de forma rápida e simples, por meio de diversos ensaios de campo, como por exemplo, os ensaios SPT. Várias correlações são disponíveis envolvendo o parâmetro N_{SPT} e a compactidade relativa, a consistência e os parâmetros de resistência de solos em geral.

Um exemplo é o sistema de classificação apresentado na Tabela 4.1, recomendado pela NBR – 7.250/82 (ABNT, 1982), baseado em medidas de resistência à penetração (N_{SPT}) sem quaisquer correções relativas à energia de cravação e nível de tensões.

Tabela 4. 1 – Classificação quanto à resistência a penetração - NBR – 7.520/82 (ABNT, 1982)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	< 4	Fofa
	5 – 8	Pouco Compacta
	9 – 18	Medianamente Compacta
	19 – 40	Compacta
	> 40	Muito Compacta
Argila e Silte Argiloso	< 2	Muito Mole
	3 – 5	Mole
	6 – 10	Média
	11 – 19	Rija
	> 19	Dura

Uma importante aplicação do número N_{SPT} obtido pela execução dos ensaios SPT é a estimativa de parâmetros geotécnicos. Em solos granulares, é prática comum estabelecer correlações entre N_{SPT} e a densidade relativa ou o ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' .

Gibbs & Holtz (1957) e Skempton (1986) apresentam correlações (Equações 4.1 e 4.2) que podem ser utilizadas na estimativa de D_r :

$$D_r = \left[\frac{(N)}{0,23\sigma_{vo} + 16} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{Gibbs \& Holtz (1957)} \quad (4.1)$$

$$D_r = \left[\frac{(N)}{0,28\sigma_{vo} + 27} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{Skempton (1986)} \quad (4.2)$$

De Mello (1971) e Bolton (1986) apresentam correlações (Equações 4.3 e 4.4) que permitem estimar o ângulo de atrito efetivo ϕ' a partir de D_r :

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad \text{de Mello (1971)} \quad (4.3)$$

$$\phi' = 33 + \{ 3 [D_r (10 - \ln p') - 1] \} \quad \text{Bolton (1986)} \quad (4.4)$$

Nestas equações σ'_{vo} e p' são expressos em kN/m^2 , D_r em decimais e $N_{\text{SPT}} = N_{60}$, isto é, recomenda-se corrigir a medida de resistência em função da energia de cravação.

A correção para um valor de penetração normalizado com base no padrão americano de N_{60} é realizada através de uma relação entre a energia empregada e a energia de referência (Equação 4.5).

$$N_{60} = (N_{\text{SPT}} \times \text{Energia Aplicada}) / 0,60 \quad (4.5)$$

sendo:

N_{60} - valor corrigido com base no padrão americano de N_{60}

N_{SPT} - soma do número de golpes obtidos nos últimos 30 cm de amostragem.

Energia Aplicada = 0,66 (Brasil)

Nesse contexto, com o intuito de se avaliar indiretamente a compacidade relativa média dos rejeitos da Barragem B5, bem como avaliar a aplicabilidade das correlações

propostas, foram executadas sondagens SPT imediatamente antes da instalação do novo sistema de instrumentação da barragem (indicadores de nível d'água e piezômetros, em meados de 2004), sendo determinados os valores da resistência N_{SPT} ao longo da profundidade (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Execução de sondagem SPT ao longo de berma da barragem de rejeitos

Com base nas relações 4.1 e 4.2 e nos valores de resistência a penetração, para cada um dos instrumentos da seção, foram calculados os valores de densidade relativa e ângulo de atrito efetivo, para cada metro, desde a cota de topo do furo até seu fundo. Destaca-se que os valores de N_{SPT} foram corrigidos em função da energia de cravação e o valor de peso específico adotado para fins de determinação da tensão vertical foi de 17 kN/m^3 . As planilhas individuais obtidas para cada um dos instrumentos analisados constam do Apêndice A deste trabalho.

A partir dos valores de densidade relativa e ângulo de atrito efetivo calculados, tornou-se possível elaborar gráficos que ilustram a variação destes parâmetros com a profundidade, para cada uma dos instrumentos analisados. A Figura 4.4 apresenta a variação da densidade relativa e do ângulo de atrito efetivo dos rejeitos acumulados na Barragem B5 com a profundidade, para o caso do furo INA 303. Os gráficos similares, referentes aos demais instrumentos analisados, constam do Apêndice B deste trabalho.

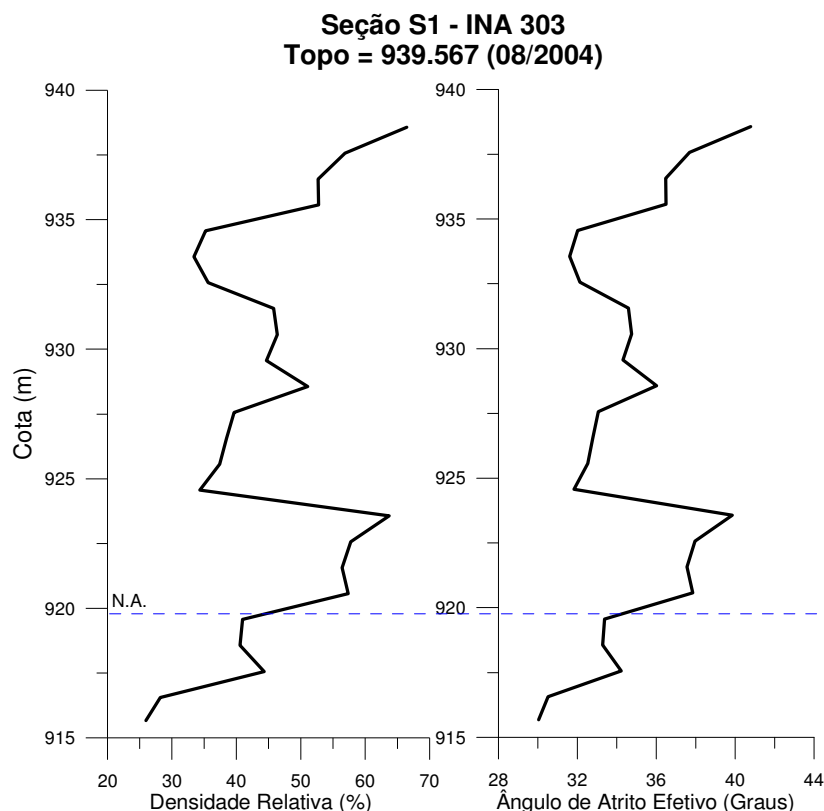


Figura 4.4 – Gráfico indicativo da variação da Densidade Relativa e do Ângulo de Atrito Efetivo com a profundidade para o instrumento INA 303.

Adicionalmente, a partir da síntese dos resultados referentes às densidades relativas, foram estimados os perfis de compacidade relativa para cada uma das duas seções analisadas (Figura 4.5). Para a correspondente designação das camadas, utilizou-se a classificação apresentada na Tabela 4.1.

Pela análise dos perfis estimados, é possível observar que o aterro da barragem apresenta estratos de compacidades relativas diversificadas, que vão desde a condição fofa até a compacta. Por se tratar de um aterro compactado artificialmente e com baixo controle tecnológico não se verifica uma homogeneidade de valores de densidade ou mesmo um aumento de densidade com o aumento do nível de tensão (aumento da profundidade). De maneira geral, a condição mais densa é verificada superficialmente e em pequena proporção, enquanto que a condição pouco compacta e medianamente compacta, preferencialmente distribuída em profundidade, caracteriza a maior parte do aterro da barragem.

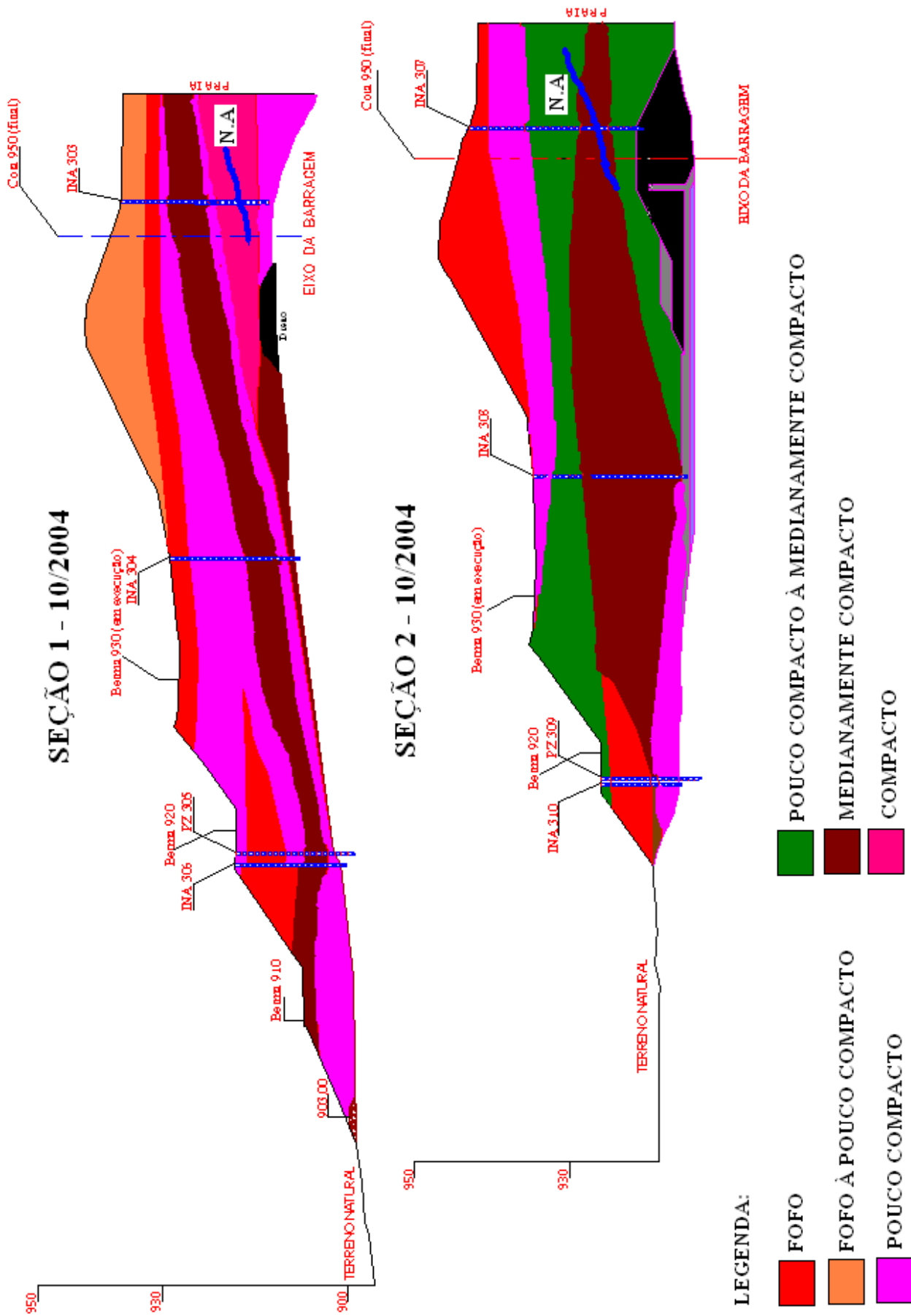


Figura 4.5 – Perfis de Compacidade Relativa para o aterro (Seções 1 e 2).

Com o intuito de sintetizar quantitativamente os resultados expostos, é apresentado na Tabela 4.2 um resumo das densidades relativas médias para cada um dos instrumentos, referente às duas seções analisadas.

Tabela 4.2 – Densidade relativa e ângulo de atrito efetivo médio para os instrumentos analisados.

SEÇÃO 1	INA 303	INA 304	PZ 305	INA 306	Média
"Dr" média (%)	45,25	36,39	36,05	36,96	38,66
ϕ' médio (°)	34,66	32,32	32,38	32,68	33,01
SEÇÃO 2	INA 307	INA 308	PZ 309	INA 310	Média
"Dr" média (%)	36,59	46,33	40,47	31,45	38,71
ϕ' médio (°)	32,42	34,82	33,6	31,42	33,07

Analisando a tabela acima, percebe-se que a densidade relativa média observada para o aterro da barragem, envolvendo a região analisada, é de cerca de 38,7 %, enquanto que o ângulo de atrito médio é da ordem de 33°. Com relação ao ângulo de atrito, trata-se de um valor muito pertinente ao material analisado, ao passo que o valor de densidade relativa encontra-se um pouco abaixo daquele prescrito para empreendimentos desta natureza.

Associando estes resultados com os dois perfis de compacidade estimados, percebe-se que, para ambos os perfis, a região fofa abaixo da berma 920 configura-se como uma possível região crítica da barragem, visto sua importante função estrutural no contexto geral de estabilidade da barragem. Por outro lado, a região fofa acima da cota 930 é justificada pelo fato de se tratar de um material de deposição recente, para posterior execução da berma, e, portanto, ainda não susceptível a quaisquer processos de compactação mecânica.

É pertinente destacar que posteriormente estes resultados obtidos indiretamente por correlações serão comparados com resultados de ensaios específicos de laboratório, bem como com a campanha de ensaios de campo, com o intuito de se avaliar a aplicabilidade destas correlações, típicas de solos naturais, aos rejeitos de mineração estudados.

A partir da densidade relativa de campo, determinada através da correlação de Gibbs & Holtz (1957), tornou-se possível avaliar o índice de vazios “in situ” (e) por meio da relação 4.6:

$$Dr = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad \text{ou} \quad Dr = \frac{\gamma - \gamma_{m\acute{i}n}}{\gamma_{m\acute{a}x} - \gamma_{m\acute{i}n}} \times \frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma} \quad (4.6)$$

sendo: D_r - Densidade Relativa; $e_{m\acute{a}x}$ - Índice de vazios máximo; $\gamma_{m\acute{a}x}$ - Peso específico seco máximo; e - Índice de vazios “in situ”; γ - Peso específico de campo; $e_{m\acute{i}n}$ - Índice de vazios mínimo; $\gamma_{m\acute{i}n}$ - Peso específico seco mínimo;

Nesse sentido, para cada cota de furo de sondagem foi possível associar um valor de índice de vazios ao valor de densidade relativa obtida pela correlação (ver planilhas no apêndice A deste trabalho). Os valores utilizados para a compacidade máxima e para a compacidade mínima foram determinados por ensaios realizados em diversas amostras de rejeito, sendo que os índices utilizados para a avaliação foram àqueles mais representativos do aterro da barragem como um todo.

Com base nos valores dos índices de vazios *in situ*, foram estimadas as porosidades (n) e os pesos específicos secos (γ_d) correspondentes (Tabelas 4.3 a 4.5) para o underflow na cota atual de coleta, rejeitos na cota 930 e underflow na cota 920, respectivamente.

Tabela 4.3 – Índice de vazios, porosidade e densidade e peso específico seco para cada um dos instrumentos analisados. ($e_{m\acute{a}x}=1,58$; $e_{m\acute{i}n}=0,96$; $G_s=3,36$)

<i>Underflow atual - $e_{m\acute{a}x} = 1,58$ / $e_{m\acute{i}n} = 0,96$</i>					
<i>SEÇÃO 1</i>	<i>INA 303</i>	<i>INA 304</i>	<i>PZ 305</i>	<i>INA 306</i>	<i>Média</i>
<i>"e" in situ médio</i>	1,3	1,35	1,36	1,35	<i>1,34</i>
<i>"n" in situ</i>	0,57	0,58	0,58	0,57	<i>0,58</i>
<i>"γ_d" in situ médio (g/cm³)</i>	1,46	1,43	1,43	1,43	<i>1,44</i>
<i>SEÇÃO 2</i>	<i>INA 307</i>	<i>INA 308</i>	<i>PZ 309</i>	<i>INA 310</i>	<i>Média</i>
<i>"e" in situ médio</i>	1,35	1,29	1,33	1,39	<i>1,34</i>
<i>"n" in situ</i>	0,58	0,56	0,57	0,58	<i>0,57</i>
<i>"γ_d" in situ médio (g/cm³)</i>	1,43	1,47	1,44	1,41	<i>1,44</i>

Tabela 4.4 – Índice de vazios, porosidade e peso específico seco médios para cada um dos instrumentos analisados. ($e_{\max}=1,63$; $e_{\min}=0,93$; $G_s=3,47$)

Underflow Cota 930 - $e_{\max} = 1,63$ / $e_{\min} = 0,93$					
SEÇÃO 1	INA 303	INA 304	PZ 305	INA 306	Média
"e" in situ médio	1,31	1,38	1,38	1,37	1,36
"n" in situ	0,57	0,58	0,58	0,58	0,58
" γ_d " in situ médio (g/cm ³)	1,5	1,46	1,46	1,47	1,47
SEÇÃO 2	INA 307	INA 308	PZ 309	INA 310	Média
"e" in situ médio	1,37	1,31	1,35	1,41	1,36
"n" in situ	0,58	0,57	0,57	0,59	0,58
" γ_d " in situ médio (g/cm ³)	1,46	1,51	1,48	1,44	1,47

Tabela 4.5 – Índice de vazios, porosidade e peso específico seco médios para cada um dos instrumentos analisados. ($e_{\max}=1,61$; $e_{\min}=0,89$; $G_s=3,42$)

Underflow Cota 920 - $e_{\max} = 1,61$ / $e_{\min} = 0,89$					
SEÇÃO 1	INA 303	INA 304	PZ 305	INA 306	Média
"e" in situ médio	1,28	1,35	1,35	1,34	1,33
"n" in situ	0,56	0,57	0,57	0,57	0,57
" γ_d " in situ médio (g/cm ³)	1,5	1,46	1,46	1,46	1,47
SEÇÃO 2	INA 307	INA 308	PZ 309	INA 310	Média
"e" in situ médio	1,35	1,28	1,32	1,38	1,33
"n" in situ	0,57	0,56	0,57	0,58	0,57
" γ_d " in situ médio (g/cm ³)	1,46	1,50	1,48	1,44	1,47

Os resultados mostram que os índices de vazios *in situ* variaram entre 1,33 e 1,36, com porosidades entre 0,58 e 0,57 e pesos específicos secos entre 1,44 e 1,47 g/cm³.

4.4 CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DA BERMA 930 – JUNHO DE 2004

Conforme exposto no capítulo 3, o método de alteamento utilizado na barragem B5 foi o de linha de centro com alteamentos executados com o underflow do ciclone a jusante da crista da barragem. O procedimento executivo dos alteamentos constou no acúmulo do rejeito grosso a jusante da barragem com sua posterior compactação mecânica. A compactação é, na maioria das vezes, executada apenas pela passagem de trator de esteiras, utilizando-se apenas o peso próprio do equipamento e não os equipamentos convencionais de compactação, como o rolo compressor, por exemplo.

Em estruturas desta natureza, portanto, torna-se imprescindível o controle da compactação, com a avaliação do grau de compactação (GC) e densidade relativa aplicados ao rejeito durante o processo de alteamento da barragem. Como parâmetro de controle exige-se, em geral, um grau de compactação superior a 90 % (Proctor normal) para a liberação da camada. A Figura 4.6 ilustra o processo do controle de compactação aplicado durante a execução do alteamento da barragem B5 na cota 930.



Figura 4.6 – Fases do processo de compactação da barragem B5

Com o objetivo de se avaliar os valores de densidade *in situ* para o aterro da barragem e a eficiência da compactação aplicada, foram considerados os dados indicados nas Tabelas 4.6 e 4.7, referentes ao controle da compactação da berma 930, executada em meados de 2004 (Arc Engenharia, 2004).

Tabela 4.6 – Controle de compactação; camadas finais. (Modificado - Arc Engenharia, 2004)

Controle de Compactação - Alteamento da barragem - Berma 930										
γ_d (g/cm³)	1,403	1,41	1,494	1,487	1,492	1,502	1,496	1,49	1,468	1,464
Dr (%)	66,9	68,6	74,5	72,8	73,7	77,0	77,4	75,3	73,2	72,2
GC (%)	92,9	93,3	93,2	93,3	95,4	94,9	95,1	95,5	95,2	95,7

Tabela 4.7 – Controle de compactação; camadas iniciais. (Modificado - Arc Engenharia, 2004)

Controle de Compactação - Alteamento da barragem - Berma 930												
γ_d (g/cm³)	1,403	1,41	1,522	1,535	1,464	1,457	1,427	1,426	1,422	1,427	1,42	1,412
Dr (%)	66,9	68,6	73,5	76,7	73,9	71,9	76,5	76,3	71,4	72,7	69,9	67,9
GC (%)	92,1	93,6	93,0	93,4	93,9	93,7	94,6	93,8	92,9	94,4	92,6	93,0

Para fins de determinação da densidade relativa, utilizou-se para porosidade máxima os valores de peso específico seco variando entre 1,53 e 1,61 g/cm³ e para porosidade mínima, valores entre 1,17 e 1,30 g/cm³.

Com relação aos resultados, percebe-se que o aterro da barragem, para a berma 930, atende aos critérios pré-estabelecidos de controle tecnológico. Por outro lado, quando se compara o resultado obtido com aqueles calculados analiticamente pelas correlações anteriores, observa-se uma forte discrepância com relação aos valores de densidade relativa. Com efeito, enquanto as correlações fornecem um valor de densidade relativa média de 38 %, as medidas de campo remetem a valores superiores a 65 %. Entretanto, com relação aos valores de peso específico seco e porosidade, empiricamente calculados, observa-se que os valores médios obtidos, em torno de 1,45 g/cm³, estão pertinentes com aqueles verificados em campo.

Com relação à densidade relativa, tal fato pode ser justificado por esta ser uma grandeza relativa, e, portanto, ser função de outros parâmetros, como porosidade seca máxima e porosidade seca mínima. Maiores detalhes sobre a validade das correlações utilizadas serão abordados posteriormente e também em capítulo específico relativo à síntese global dos resultados.

4.5 PERMEABILIDADE “IN SITU” USANDO O PERMEÂMETRO DE GUELPH

4.5.1 Princípios Gerais do Permeâmetro de Guelph

O permeâmetro de Guelph foi desenvolvido e aperfeiçoado por Reynolds e Elrick na década de 80 na University of Guelph, no Canadá. O equipamento consiste de um permeâmetro de carga constante que permite a determinação da condutividade hidráulica saturada, potencial matricial de fluxo e a sorção do solo em campo (Soto, 1999). Seu fácil uso e a padronização na metodologia de cálculo do coeficiente de permeabilidade saturada tem tornado a sua aplicação de cunho generalizado em estudos da avaliação do comportamento drenante de solos.

O permeâmetro de Guelph é instalado a uma determinada profundidade do terreno (Figura 4.7), sendo a carga constante no furo estabelecida e mantida pela regulagem do nível do fundo de um tubo de ar, localizado no centro do permeâmetro..

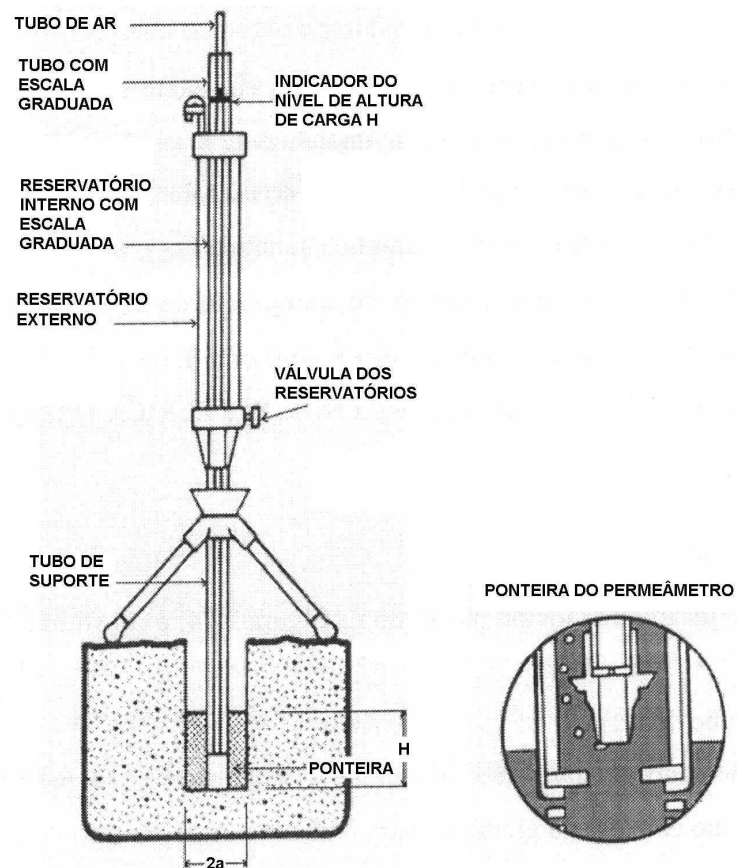


Figura 4.7 – Esquema do permeâmetro de Guelph (Modificado – Soto, 1999).

Como o nível d'água no reservatório diminui, um vácuo é criado no espaço acima da água. O vácuo pode somente ser aliviado quando o ar entra pelo topo do tubo de ar, assim bolhas formadas em decorrência deste processo sobem para o topo do reservatório. Deste modo sempre que o nível d'água no furo afastar-se da extremidade de entrada do tubo de ar, bolhas emergem do tubo e ascendem para o reservatório. O vácuo é parcialmente aliviado e o nível d'água é restabelecido no furo. O tamanho da abertura e a geometria do tubo de entrada de ar controlam o tamanho das bolhas de ar e impedem a variação do nível d'água no furo. A ponteira do permeâmetro serve como um dissipador de energia da saída d'água, controlada por saídas nervuradas que evitam a erosão do solo no furo.

O modelo teórico de cálculo da condutividade hidráulica está baseado no modelo de Richards (1931), para fluxo permanente num furo cilíndrico e definido por uma equação onde a vazão é composta de duas parcelas, sendo a primeira correspondente ao fluxo saturado e a segunda ao fluxo não saturado, tal que:

$$Q = A.K_{fs} + B\Phi_{Gm} \quad (4.7)$$

$$A = \frac{(2.\pi.H^2)}{C} + \pi.a^2 \quad (4.8a)$$

$$B = \frac{(2.\pi.H)^2}{C} \quad (4.8b)$$

sendo:

Q – vazão a carga constante;

H – altura de água constante;

K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;

Φ_{Gm} – potencial matricial de fluxo;

C – fator de forma que depende da razão H/a , sendo a o raio do furo.

Para obtenção dos parâmetros (k_{fs} , ϕ_{Gm} e α), podem ser adotados diferentes procedimentos de ensaios e métodos de cálculo, descritos na literatura técnica. Nos estudos realizados na Barragem B5, utilizou-se a chamada técnica de uma altura de carga descrita a seguir (Soto, 1999; Santos, 2004). Os resultados obtidos foram essencialmente similares aos obtidos por meio de outras metodologias.

Nesta técnica, apenas uma altura de carga constante H é estabelecida no furo. A determinação dos parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} é feita por meio das seguintes expressões:

$$K_{fs} = \frac{C.Q}{\left(2.\pi.H^2 + \pi.a^2.C + \frac{2.\pi.H}{\alpha}\right)} \quad (4.9a)$$

$$\Phi_{Gm} = \frac{C.Q}{\left((2.\pi.H^2 + \pi.a^2.C)\alpha + 2.\pi.H\right)} \quad (4.9b)$$

sendo: K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo; Q – vazão a carga constante; C – fator de forma que depende da razão H/a ; a - raio do furo; H - altura de água constante no furo; α – constante que depende das propriedades do solo, principalmente macroporosidade e textura.

A maior dificuldade deste processo está na avaliação adequada do parâmetro α , uma vez que o mesmo apresenta variações de valores em função do meio poroso encontrar-se sob infiltração ou drenagem (Soto, 1999). Esta variação pode ser avaliada através de resultados de ensaios em laboratório ou de campo. A tabela 4.8 apresenta valores do parâmetro α sugeridos por Elrick et al. (1989), em função da textura e da estrutura (macroporos e fissuras) do solo. Os valores estão baseados em observações realizadas em estudos de campo e podem variar de acordo com o nível das informações existentes.

Tabela 4.8 – Parâmetros de α sugeridos por Elrick et al. (1989).

$\alpha \text{ (cm}^{-1}\text{)}$	TIPO DE SOLO
0,01	argilas compactadas (aterro, liners, sedimentos lacustres e marinhos).
0,04	solos de textura fina, principalmente sem macroporos e fissuras.
0,12	argilas até areias finas com alto a moderada quantidade de macroporos e fissuras
0,36	areias grossas, inclui solos com macroporosidade e fissuras evidentes.

Por outro lado, o fator de forma C pode ser obtido por meio do ábaco dado na Figura 4.8. Este fator corresponde à expressão numérica da forma do bulbo de solo saturado, que se forma quando é aplicada uma carga constante no furo executado no terreno. Este bulbo, por sua vez, é muito estável e sua forma depende do tipo de solo, do raio e da carga de água no furo.

A vazão Q é dada pela relação:

$$Q_i = A \times R_i \quad (4.10)$$

sendo Q – vazão em regime permanente (medido durante o ensaio); A - área da seção transversal do permeâmetro e R_i – razão de queda do nível de água no reservatório.

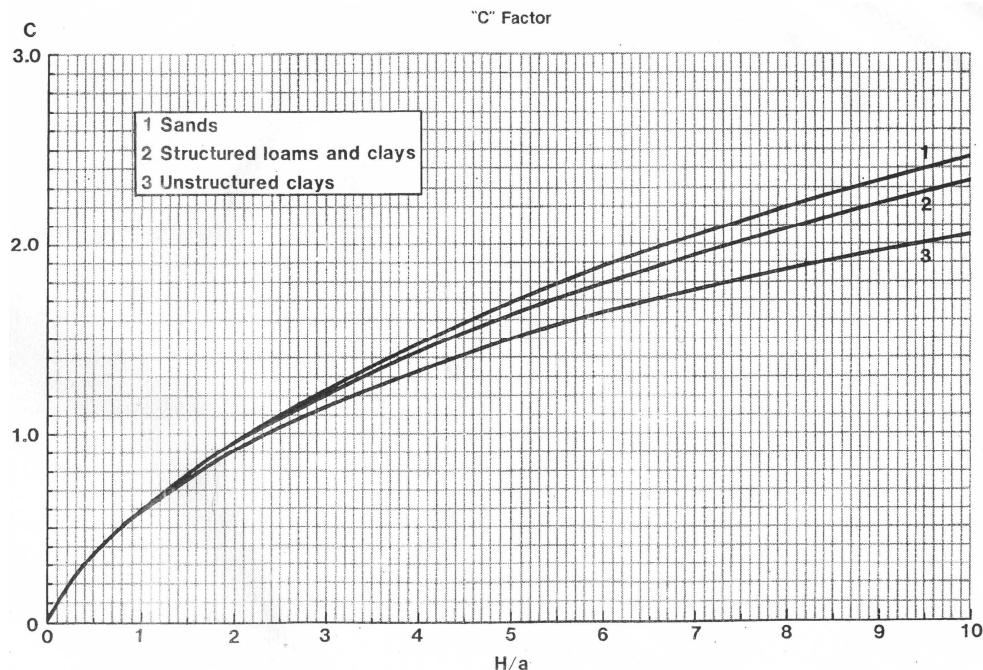


Figura 4.8 – Ábaco do fator de forma C (Soilmoisture Equipment Corp., 1986).

Assim, neste procedimento de uma altura de carga, após a determinação dos valores de C , α , Q e das condições geométricas do furo, aplica-se a relação (4.9a) para a estimativa da permeabilidade saturada de campo, em cm/s.

4.5.2 Programa experimental

Uma parte da campanha experimental em campo comportou a realização de séries de medidas da permeabilidade saturada dos rejeitos da Barragem B5 ao longo da praia e do aterro, por meio do permeâmetro de Guelph (Figura 4.9). Para cada ponto ensaiado, foi adotada a seguinte rotina de ensaio:

- Preparação de um furo com 6 cm de diâmetro e 30 cm de profundidade, tomando-se cuidado com as paredes laterais de furo e com a regularização do fundo;
- Montagem e abastecimento de água nos reservatórios do permeâmetro; este procedimento foi realizado antes do posicionamento da ponteira no furo para impedir o fluxo brusco de água que poderia causar danos ao furo;
- Posicionamento do permeâmetro no furo de sondagem evitando-se golpes que pudessem danificar o furo;



Figura 4.9 – Ensaio de campo com o permeâmetro de Guelph

- Estabelecimento da altura H constante correspondente ao único estágio. O levantamento da ponteira (imposição da altura de carga H) foi controlado através de uma escala graduada de 0 a 25 cm, no permeâmetro. Para esta campanha de ensaios foi utilizada uma carga de 10 cm de coluna de água no furo, valor sugerido e utilizado por diversos autores. Além disto, nesta fase tomou-se cuidado no levantamento da ponteira de ar uma vez que sua rápida ascensão poderia causar erosão no fundo do furo;
- O ensaio foi finalizado após atingir fluxo em regime permanente. Para esse objetivo, o fluxo de saída d'água para o solo é controlado pelos registros de queda no nível do reservatório em intervalos de tempo regulares. Desta forma, quando a vazão é observada constante por 3 leituras consecutivas, admite-se a validade do fluxo em regime permanente.

Para o cálculo dos valores dos coeficientes de permeabilidade saturada, utilizou-se um valor de fator de forma C igual a 1,32 (calculado a partir da relação $H/a = 3,33$ para a curva no ábaco referente as areias) e um valor de $0,12 \text{ cm}^{-1}$ para o parâmetro α (Tabela 4.8), valor também adotado por Santos (2004) em estudos com rejeitos de mineração de ferro.

A seguir, na Tabela 4.9, são apresentados os coeficientes de permeabilidade determinados com o permeâmetro de Guelph para a praia de rejeitos ao longo das duas seções analisadas. Os resultados são expressos em função da distância à crista da barragem.

Tabela 4.9 – Valores de coeficiente de permeabilidade determinados pelo ensaio com o permeâmetro de Guelph ao longo da praia de rejeitos.

S E Ç Ã O 1			S E Ç Ã O 2		
amostra	distância da crista	K_{fs} (cm/s)	amostra	distância da crista	K_{fs} (cm/s)
F1	5m	$2,73 \times 10^{-3}$	F1	5m	$6,3 \times 10^{-3}$
F2	17m	$4,30 \times 10^{-3}$	F2	17m	$3,88 \times 10^{-3}$
F3	30m	$3,15 \times 10^{-3}$	F3	30m	$3,15 \times 10^{-3}$
F4	42m	$3,90 \times 10^{-3}$	F4	42m	$2,31 \times 10^{-3}$
F5	55m	$3,39 \times 10^{-3}$	F5	55m	$1,47 \times 10^{-3}$
F6	72m	$2,4 \times 10^{-3}$	F6	72m	$1,23 \times 10^{-3}$

Os resultados indicam uma permeabilidade na praia da ordem de 10^{-3} cm/s, valor típico de materiais arenosos a areno-siltosos e, portanto, pertinentes ao material em estudo. A Figura 4.10 ilustra a variação dos coeficientes de permeabilidade obtidos ao longo da praia, em função da distância à crista.

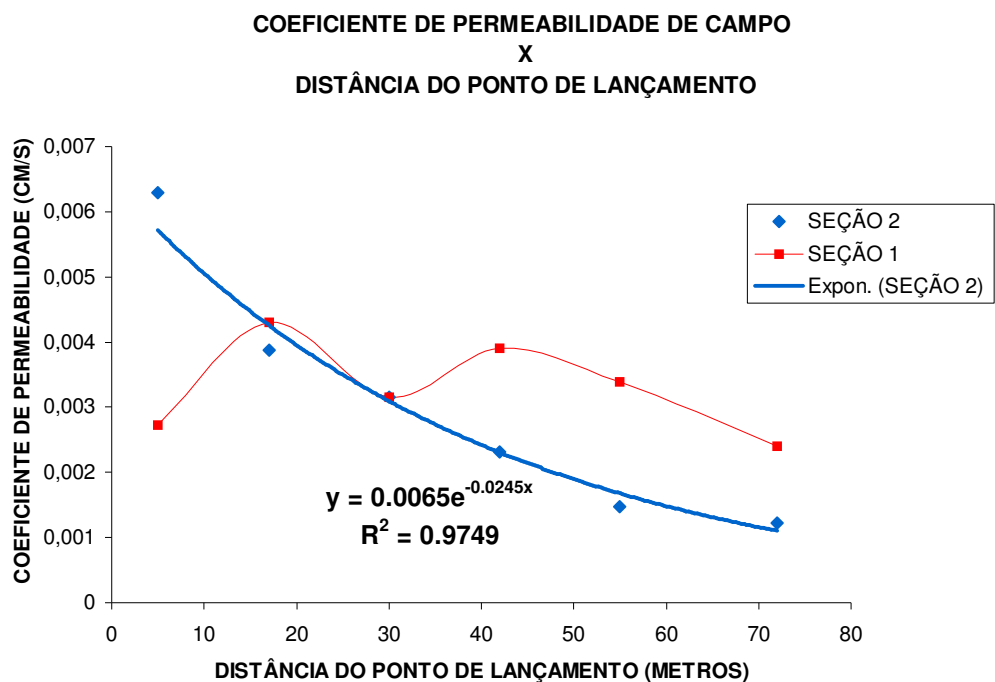


Figura 4.10 – Variações do coeficiente de permeabilidade com a distância do ponto de lançamento.

Pela análise do gráfico, é possível perceber que o rejeito depositado ao longo da seção 2 obedece a uma tendência de diminuição de permeabilidades ao longo do comprimento da praia, enquanto que, na seção 1, tal tendência não é verificada. Tal fato pode estar associado às condições operacionais da barragem de rejeitos B5, uma vez que são observadas, com frequência, operações como o lançamento ou espigotamento de rejeitos totais (sem ciclonagem) na praia da barragem e os resultados obtidos traduzem esta variabilidade dos materiais acumulados.

Do ponto de vista de qualidade de execução do aterro hidráulico e, conseqüentemente, de segurança da barragem, a segregação de permeabilidades observada na seção 2 é mais favorável por apresentar maiores coeficientes de permeabilidade próximos à crista e menores coeficientes próximos ao lago. No caso da seção 1, observa-se o contrário, com permeabilidades maiores na região próxima ao lago e menores na zona próxima à crista.

A determinação do coeficiente de permeabilidade pelo ensaio com o permeâmetro de Guelph foi estendida para os pontos de amostragem locados no aterro da barragem. Foram executados ensaios na berma 930 e na berma 920 para as duas seções analisadas e os resultados estão indicados na Tabela 4.10. Destaca-se que, para o caso da berma 920, como a mesma havia sido executada há mais tempo, foi necessária à execução de um pré-furo para que fosse ultrapassada a camada de laterita, de mais ou menos 15 cm, utilizada como cobertura superficial da berma.

Tabela 4.10 – Valores de coeficiente de permeabilidade determinados pelo ensaio com o permeâmetro de Guelph para o aterro da barragem.

SEÇÃO 1			SEÇÃO 2		
amostra	cota	K_{fs} (cm/s)	amostra	cota	K_{fs} (cm/s)
S1-A1	930	$5,88 \times 10^{-3}$	S2-A1	930	$4,30 \times 10^{-3}$
S1-A2	920	$1,26 \times 10^{-3}$	S2-A2	920	$2,41 \times 10^{-3}$

As diferenças dos valores podem estar associadas a mudanças nas características granulométricas dos rejeitos, inerentes ao processo de beneficiamento ou mesmo ao minério lavrado, ou a variações específicas relacionadas à compactação mecânica superficial.

4.6 DENSIDADES “IN SITU” USANDO O CILINDRO BISELADO

Como procedimento final das investigações de campo, foram realizadas medidas de densidade *in situ* por meio da técnica do cilindro biselado (Figura 4.11), tendo sido obtidos os resultados sistematizados na Tabela 4.11.



Figura 4.11 – Determinação de densidades “in situ” com o cilindro biselado.

Tabela 4.11 – Valores de peso específico seco e teor de umidade determinados em campo.

SEÇÃO 1			SEÇÃO 2		
amostra	umidade	γ_d (g/cm ³)	amostra	umidade	γ_d (g/cm ³)
S1-F1	16,8%	1,43	S2-F1	16,10%	1,45
S1-F2	12,84%	1,52	S2-F2	21,23%	1,5
S1-F3	22,5%	1,51	S2-F3	18,79%	1,49
S1-F4	21,6 %	1,44	S2-F4	37,83%	1,36
S1-F5	27,20%	1,46	S2-F5	32,67%	1,44
S1-F6	33,15%	1,43	S2-F6	32,99%	1,40
S1-A1	10,55%	1,50	S2-A1	10,29%	1,53
S1-A2	6,16%	1,44	S2-A2	8,32%	1,47

Os valores indicam uma tendência de aumento do teor de umidade com a proximidade do lago da barragem. Por outro lado, verifica-se que os valores de densidade medidas para o aterro pouco se diferem dos valores obtidos para os rejeitos da praia. Como a praia não é compactada artificialmente, como o aterro, teoricamente esperavam-se valores inferiores para esta região.

Para rejeitos de mineração, em geral, tais análises não são tão simples, uma vez que análises desta natureza não podem ser feitas, uma vez que outros fatores, como as características químicas, mineralógicas, ou deposicionais, exercem forte influência na tipologia dos rejeitos depositados na barragem. Assim, provavelmente, os rejeitos depositados na praia possuem um maior teor de ferro (magnetita/hematita) quando comparados com aqueles lançados à jusante; além disso, as próprias características de lançamento destes rejeitos na praia podem conferir uma maior densificação aos mesmos. Estes aspectos serão rediscutidos na etapa final deste trabalho, quando da abordagem integrada de todas as análises realizadas.

5 CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS REJEITOS POR MEIO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.1 DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS REJEITOS

A análise granulométrica visa determinar a relação entre as dimensões das partículas e os seus percentuais, bem como a graduação destas no solo. Nos ensaios convencionais ela consiste, em geral, de duas fases: peneiramento (partículas com dimensões maiores que 0,074 mm) e sedimentação (partículas com dimensões menores que 2mm) segundo a NBR 7181. Nesta pesquisa, no entanto, a granulometria foi determinada utilizando-se o granulômetro a laser.

Como os rejeitos de mineração não são materiais de origem natural, sendo sua origem associada a processos físicos de britagem e ciclonagem ou a processos químicos (de flotação), as análises convencionais, baseadas na lei de Stokes, podem induzir erros cumulativos em função do formato não esférico dos grãos ou de uma composição química com elevados teores de ferro e, portanto, elevada densidade dos grãos.

Para a realização dos ensaios, utilizou-se o granulômetro a laser do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, modelo fabricado pela *Malvern Instruments Ltda* da Inglaterra. O equipamento é constituído basicamente por três dispositivos (Figura 5.1): a unidade óptica, a unidade de preparação da amostra e o computador acoplado.



Figura 5.1 – Granulômetro a Laser e acessórios.

O equipamento permite a realização do ensaio por duas metodologias distintas: sem ultra-som, que é equivalente à sedimentação sem defloculante e com ultra-som, técnica considerada equivalente ao ensaio de sedimentação com defloculante. Como os rejeitos analisados são tipicamente arenosos, oriundos de processo de britagem, adotou-se a metodologia de ensaio sem ultra-som.

A preparação das amostras consistiu na passagem do rejeito pela peneira # 40, seguida de homogeneização e inserção de cerca de 10g no compartimento específico do granulômetro a laser. Foram efetuadas duas análises por amostra, com grande repetibilidade dos ensaios. As Figuras 5.2 e 5.3 apresentam as curvas granulométricas obtidas para os rejeitos coletados na praia para as seções 1 e 2, respectivamente.

Analisando a curva granulométrica dos rejeitos depositados na seção S1, observa-se que os rejeitos acumulados nesta região da barragem não apresentam os efeitos típicos da segregação hidráulica ao longo de uma praia de rejeitos, que foi afetada potencialmente por outras variáveis como, por exemplo, a intercalação de lançamento de rejeitos grossos e/ou totais em detrimento ao processo convencional de ciclonagem. Por outro lado, na seção S2, este fenômeno é claramente evidenciado, em face da presença de rejeitos cada vez mais finos à medida que se aproxima do lago da barragem.

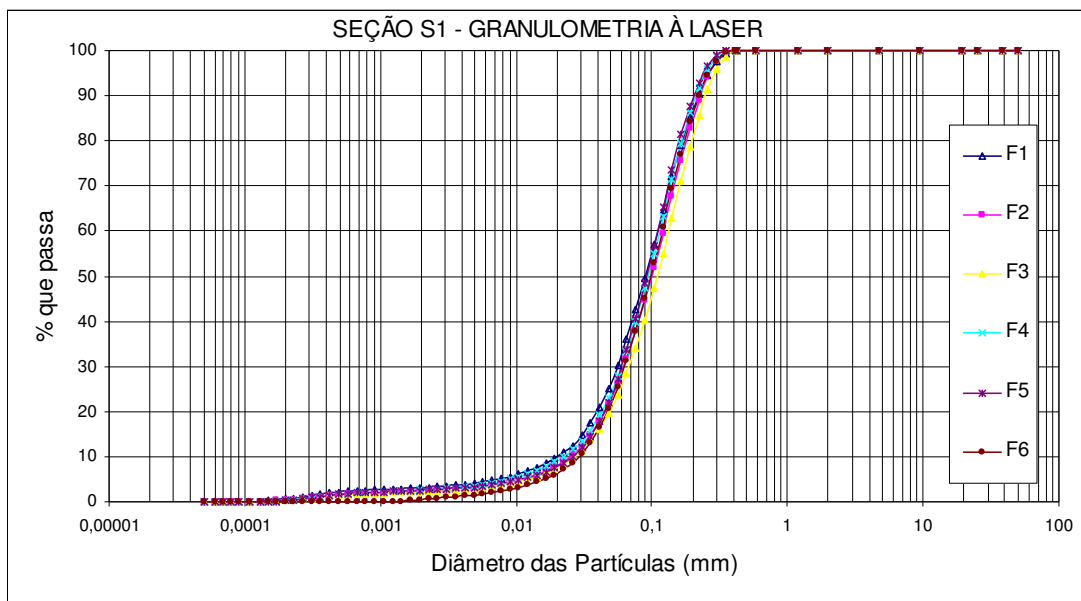


Figura 5.2 – Curvas granulométricas para os rejeitos depositados na praia para a seção S1.

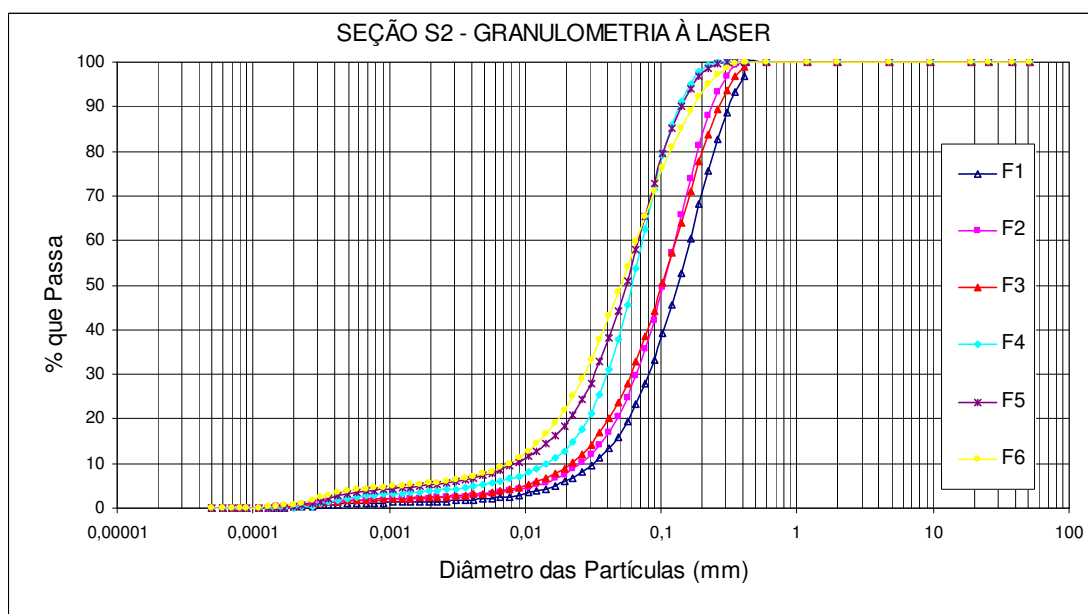


Figura 5.3 – Curvas granulométricas para os rejeitos depositados na praia para a seção S2.

Os resultados das análises granulométricas de todas as amostras ensaiadas dos rejeitos da Barragem B5 estão sistematizados na Tabela 5.1, de acordo com as prescrições da norma NBR 6502 (ABNT, 1993). Análises similares foram implementadas para os rejeitos do aterro (Figura 5.4 e Tabela 5.2).

Tabela 5.1 – Frações granulométricas de todas as amostras da praia - NBR 6502 (ABNT, 1993)

Amostra	Fração argila (%)	Fração silte (%)	Fração areia (%)		
			Fina (%)	Média (%)	Grossa (%)
S1-F1	3,1	29,4	54,2	67,4 13,2	-
S1-F2	2,2	26,3	56,2	71,5 15,3	-
S1-F3	2,1	23,4	55,3	74,5 19,2	-
S1-F4	2,6	27,5	57,8	70 12,2	-
S1-F5	2,5	27,3	59,4	70,1 10,7	-
S1-F6	2,5	27,3	58,1	72,3 14,2	-
S2-F1	1,4	19,5	49,5	79,1 29,6	-
S2-F2	2,3	24,4	56,7	73,4 16,7	-
S2-F3	2,5	27,6	49,4	70 20,6	-
S2-F4	3,8	45	49,4	51,2 1,8	-
S2-F5	5,2	48,7	43,4	46,1 2,7	-
S2-F6	11,1	53,2	31,8	35,7 3,9	-

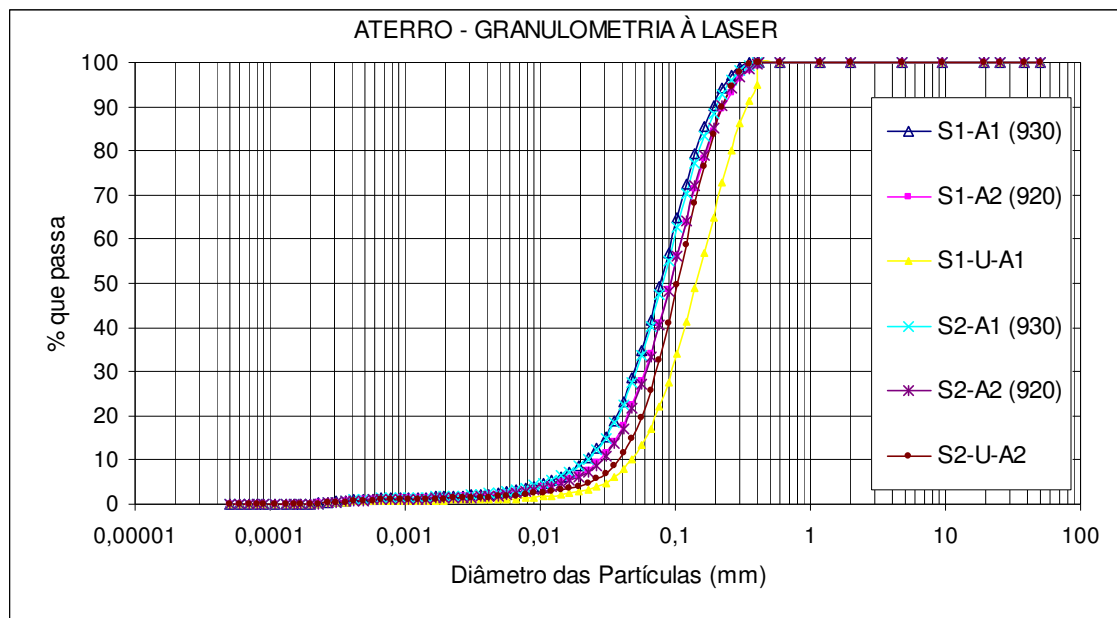


Figura 5.4 – Curvas granulométricas para os rejeitos depositados no aterro.

Tabela 5.2 – Frações granulométricas para as amostras do aterro - NBR 6502 (ABNT, 1993)

Amostra	Fração argila (%)	Fração silte (%)	Fração areia (%)		
			Fina (%)	Média (%)	Grossa (%)
S1-A1 (930)	1,7	35,9	53,8	62,4 8,6	
S1-A2 (920)	1,6	28,8	55,4	69,6 14,2	
S1-U-A1	0,9	14	52,4	85,2 32,8	
S2-A1 (930)	1,7	34,5	53,5	63,8 10,3	
S2-A2 (920)	1,4	28,3	57,1	70,3 13,2	
S2-U-A2	1,2	20,9	63,4	77,8 14,4	

Analizando globalmente os resultados, percebe-se que as todas as amostras, em geral, tendem a apresentar uma natureza areno-siltosa, com exceção das amostras S2-F5 e S2-F6, que se mostraram tipicamente silto-arenosas. Comparando-se as amostras da praia com aquelas provenientes do aterro, observa-se que a principal diferença entre elas encontra-se na fração argila; portanto, pode-se inferir que o processo de ciclonagem condiciona principalmente a diferenciação nesta fração do rejeito total que abastece os ciclones.

Adicionalmente, observam-se fortes indícios de que os rejeitos amostrados ao longo da praia na seção 1 sejam rejeitos totais lançados em situações não-convencionais de operação da barragem. Tal fato justifica-se pela semelhança granulométrica destes rejeitos. Outro fato que pode estar gerando tal similaridade pode estar associada a uma baixa eficiência dos ciclones ou mesmo pela interferência de lançamentos intercalados de rejeitos grossos e ciclizados na região em estudo.

Com relação ao aterro, observa-se que os rejeitos dispostos na cota 930 são granulometricamente semelhantes entre si para as duas seções estudadas, da mesma forma que aqueles na cota 920. Por outro lado, os rejeitos atualmente dispostos (cota 940) são sensivelmente mais grossos que os rejeitos mais antigos, amostrados nas bermas 920 e 930.

5.2 DENSIDADE DOS GRÃOS - G_s

A densidade dos grãos que compõe um determinado tipo de solo está diretamente relacionada com sua natureza, origem e composição química. Os rejeitos de minério de ferro, por exemplo, por serem compostos basicamente de partículas de quartzo e de hematita, podem apresentar valores de G_s superiores a 4. Espósito (2000) e Presotti (2002) obtiveram, para ajustes sensivelmente lineares, relações entre massas específicas e teores de Fe no caso dos rejeitos de minério de ferro, constatando-se uma forte tendência de acréscimo do valor da massa específica dos grãos com o aumento do teor de ferro presente.

Para os rejeitos em estudo, apesar de não serem constituídos essencialmente por ferro e quartzo, sabe-se que boa parte de sua composição químico-mineralógica envolve estes dois elementos. Os ensaios para a determinação da massa específica dos grãos (ρ_s) foram executados de acordo com os procedimentos prescritos pela norma NBR 6508 (ABNT, 1984a), sendo os resultados apresentados nas Tabelas 5.3 e 5.4 para os rejeitos da praia e do aterro, respectivamente.

As maiores densidades obtidas na região da praia podem estar associadas ao teor de ferro presente na parte mais fina do rejeito ou mesmo ao próprio processo de ciclonagem, que condiciona uma concentração de rejeitos com maiores teores de Fe na praia da barragem.

Tabela 5.3 – Massa específica das amostras da praia de rejeitos.

Amostra	ρ_s (g/cm ³)
S1-F1	3,48
S1-F2	3,62
S1-F3	3,51
S1-F4	3,5
S1-F5	3,47
S1-F6	3,62
S2-F1	3,44
S2-F2	3,57
S2-F3	3,41
S2-F4	3,52
S2-F5	3,44
S2-F6	3,44

Tabela 5.4 – Massa específica das amostras de rejeitos do aterro.

Amostra	ρ_s (g/cm ³)
S1-A1	3,45
S1-A2	3,38
S1-U-A1	3,21
S2-A1	3,45
S2-A2	3,47
S2-U-A2	3,36

Por outro lado, pode-se observar que os rejeitos lançados atualmente no aterro (identificados com a letra U) apresentam-se com a menor densidade dos grãos entre todos os analisados. Tal fato, associado à análise granulométrica anterior, pode levar a uma conclusão preliminar tal que, quanto mais grosso o rejeito, menor a densidade de suas partículas constituintes.

5.3 ÍNDICES DE VAZIOS MÁXIMOS E MÍNIMOS

As propriedades geotécnicas dos rejeitos granulares são muito dependentes dos respectivos estados de compacidade. Assim, constitui um procedimento básico aferir os valores limites destes estados de compacidade (determinação dos índices de vazios máximo e mínimo do rejeito), visando à avaliação da densidade relativa (D_r) do material em estudo.

Por outro lado, a determinação dos índices de vazios máximo e mínimo dos rejeitos se justifica também em termos da preparação de amostras reconstituídas para a realização de ensaios de resistência ao cisalhamento e permeabilidade. Conhecidos os limites de compacidade, a moldagem das amostras de rejeito pode ser realizada em um determinado índice de vazios, a fim de se obter o grau de compacidade desejado.

Para a obtenção do índice de vazios mínimo, utilizou-se a norma MB-3388/90 (ABNT, 1990), sendo implementados alguns procedimentos adicionais à metodologia, de forma a se obter valores mais representativos da porosidade máxima destes rejeitos. O índice de vazios máximo foi obtido com base na norma MB-3324/91 (ABNT, 1991).

Tais normas, entretanto, são restritas a materiais não-coesivos que apresentam teor de

finos inferior a 12%. De acordo com Presotti (2002) e Santos (2004), entretanto, esta restrição só se aplica quando as partículas finas acarretam um efeito tipicamente coesivo aos materiais (caso dos solos naturais). No caso dos rejeitos de flotação, cuja fração fina apresenta-se isenta de características coesivas, propõe-se a plena adoção dos procedimentos normativos sugeridos acima, mesmo sendo o percentual de finos dos rejeitos estudados superior a 12%.

Para a obtenção da porosidade mínima, utilizou-se o chamado método B da norma MB-3388/90 (ABNT, 1990), que consiste na utilização de uma mesa vibratória, do tipo utilizado para o peneiramento de amostras na análise granulométrica. Para a calibração da mesa vibratória, para o rejeito em estudo, aplicou-se a mesma técnica proposta por Pressoti (2002). Tal técnica consiste basicamente em duas etapas: estabelecer o valor da frequência para se obter a massa específica seca máxima do rejeito sem quebra de grãos e o tempo necessário para se obter valores uniformes para a massa específica seca do material. A calibração resultou na adoção de um fator 7 para a frequência e um tempo de 10 min para o ensaio.

Outra adaptação realizada consistiu na utilização de um cilindro de 8 cm de altura por 3,55 cm de diâmetro, em detrimento ao cilindro de Proctor normalmente utilizado. Nos ensaios, este cilindro foi preenchido com 4 camadas (2 cm de espessura) de rejeito previamente seco em estufa, realizando-se a vibração por um período de 10 minutos em cada camada. A utilização de um cilindro de dimensões reduzidas justifica-se pela experiência prévia, realizada com sucesso no trabalho de Pereira (2005), com rejeitos de minério de ferro.

A técnica adotada para a obtenção dos índices de vazios máximos foi a de pluviação com material seco, adotando-se os procedimentos preconizados na norma MB-3324/91 (ABNT, 1991). É pertinente destacar-se que tanto para a determinação da porosidade mínima, quanto para a porosidade máxima foram realizadas três determinações, sendo o resultado representado pela média dos três ensaios. As Tabelas 5.5 e 5.6 apresentam os valores dos índices de vazios máximos e mínimos obtidos para parte das amostras de rejeitos coletadas ao longo da praia e no aterro da Barragem B5, respectivamente.

Tabela 5.5 –Valores dos índices de vazios mínimo e máximo dos rejeitos coletados na praia.

Amostra	ρ_s (g/cm ³)	$e_{\min}$	$\gamma_{\max}$ (g/cm ³)	$e_{\max}$	$\gamma_{\min}$ (g/cm ³)
S1-F2	3,62	0,80	2,01	1,46	1,47
S1-F4	3,5	0,82	1,92	1,46	1,42
S1-F6	3,62	0,90	1,91	1,57	1,41
S2-F1	3,44	0,80	1,91	1,44	1,41
S2-F3	3,41	0,71	1,99	1,37	1,44
S2-F5	3,44	0,84	1,87	1,51	1,37

Tabela 5.6 –Valores dos índices de vazios mínimo e máximo dos rejeitos coletados no aterro.

Amostra	ρ_s (g/cm ³)	$e_{\min}$	$\gamma_{\max}$ (g/cm ³)	$e_{\max}$	$\gamma_{\min}$ (g/cm ³)
S1-A1	3,45	1,00	1,71	1,67	1,28
S1-A2	3,38	0,89	1,81	1,61	1,31
S1-U-A1	3,21	0,92	1,67	1,59	1,24
S2-A1	3,45	0,93	1,8	1,63	1,32
S2-A2	3,47	0,88	1,84	1,56	1,35
S2-U-A2	3,36	0,96	1,71	1,58	1,3

5.4 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Com o intuito de se avaliar o coeficiente de permeabilidade saturado das amostras coletadas em campo, bem como aferir a aplicabilidade da técnica do permeâmetro de Guelph como ferramenta de avaliação desta propriedade *in situ* em barragens de rejeito, foram realizados ensaios de permeabilidade a carga constante em laboratório. O ensaio de carga constante foi adotado em função das características granulométricas dos rejeitos estudados e os ensaios foram restritos a três amostras por seção, representativas das diferentes regiões da praia de rejeitos.

As amostras foram reconstituídas em laboratório por meio da confecção de corpos-de-prova com porosidades (n) definidas em função da determinação da massa de material seco (M_d) necessária para o preenchimento do volume (V) do permeâmetro (Santos, 2004), tal que:

$$M_d = V\rho_s(1 - n) \quad (5.1)$$

sendo ρ_s – massa específica dos grãos.

As técnicas de moldagem dos corpos de prova variaram em função da densidade requerida para a amostra. Para os corpos de prova mais densos, foi utilizada a técnica de compactação dinâmica em material seco e em 4 camadas. Para os corpos de prova fofos, adotou-se a técnica de pluviação a seco através de um tubo com 1,5 cm de diâmetro e, acrescentando-se a esta técnica um certo número de golpes nas paredes laterais do molde, foram preparados os corpos de prova com porosidades intermediárias.

O equipamento utilizado para os ensaios consistiu em um permeâmetro de parede rígida (Figura 5.5) com 7,20 cm de diâmetro e 19,55 cm de altura, ligado a um sistema de alimentação e manutenção de carga por reservatório a nível constante. O equipamento é acoplado a um sistema de tubos manométricos, associado a uma escala graduada em milímetros, para a medição das cargas hidráulicas.

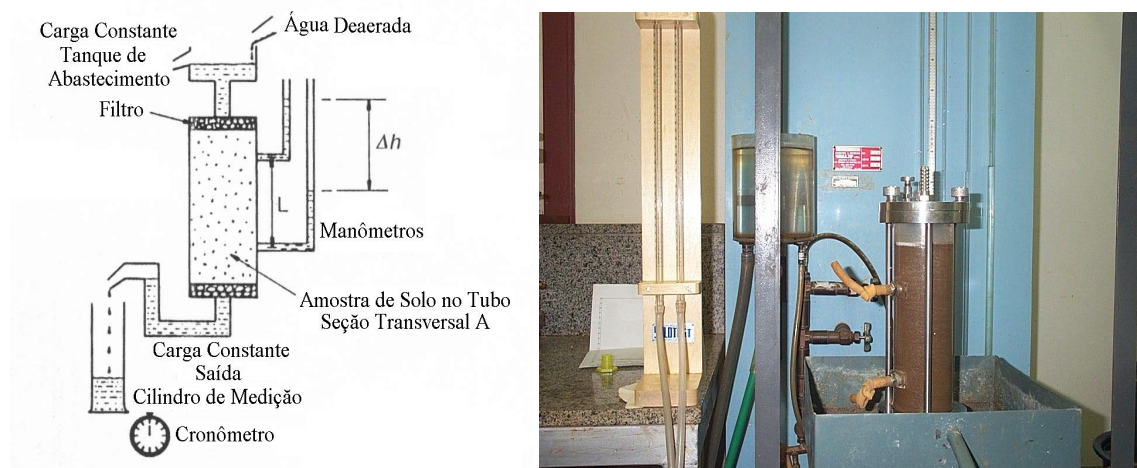


Figura 5.5 – Permeâmetro a carga constante utilizado nos ensaios

O ensaio foi realizado de acordo com as prescrições da Norma NBR 13292 (ABNT, 1995), sendo implementadas algumas alterações adicionais. Embora a norma especifique a utilização de uma bomba de vácuo no processo de saturação da amostra, optou-se pela utilização de um processo de saturação por meio de percolação por fluxo ascendente, monitorado continuamente durante toda esta etapa do ensaio. Os resultados dos ensaios de carga constante, realizados com os rejeitos da praia da Barragem B5, foram representados por meio de curvas correlacionando as velocidades de percolação (cm/s) a 20°C e os gradientes hidráulicos correspondentes (Figura 5.6).

Praia - Amostra S1-F4 (20%)

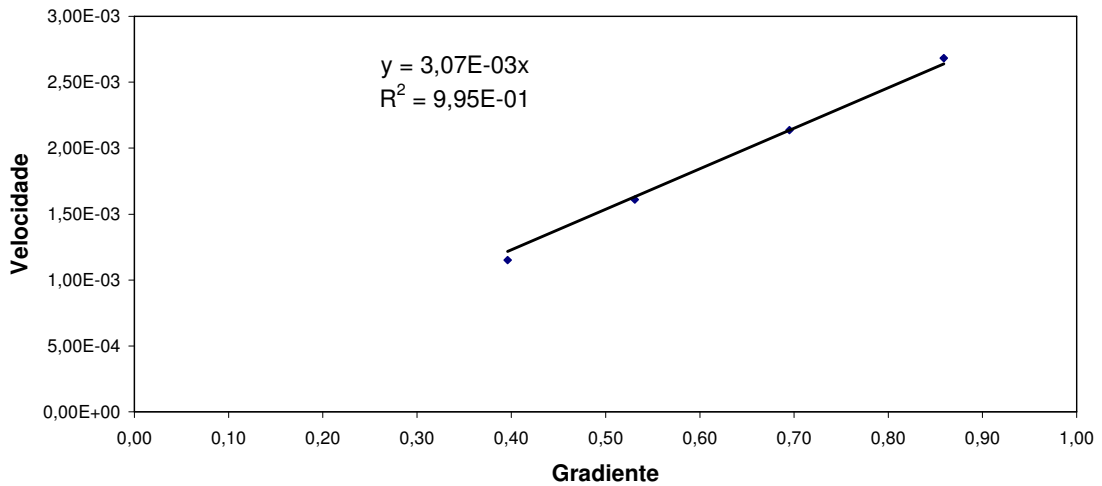


Figura 5.6 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S1-F4 (densidade relativa de 20%).

No Apêndice C deste trabalho, são apresentadas as curvas que relacionam os gradientes hidráulicos com as velocidades de percolação para todas as amostras ensaiadas. Os valores dos coeficientes de permeabilidade saturada (a 20° C) para todas as amostras ensaiadas dos rejeitos estão indicados na Tabela 5.7, correlacionados aos valores do peso específico seco de campo, índices de vazios máximo e mínimo e densidades relativas de moldagem e de campo. Dos valores tabulados, constata-se que os rejeitos não foram ensaiados somente para as condições de densidade de campo, mas também sob diferentes compacidades, para fins de comparações mais abrangentes.

Verifica-se ainda que as densidades relativas utilizadas nos ensaios foram diferentes dos valores medidos em campo. Tal fato se deve à dificuldade de se reconstituir as amostras próximas ao seu valor de porosidade máxima. Nesse sentido, após várias tentativas, a densidade relativa mínima alcançada para o ensaio foi de 20%, sendo assim aplicada a todas as amostras da praia, com o intuito de, assim, caracterizar a condição *in situ* destes rejeitos. É importante ressaltar que densidades relativas dessa ordem já eram esperadas para a praia, em função tanto da granulometria mais fina destes rejeitos como, principalmente, pela ausência de compactação mecânica nesta região.

**Tabela 5.7 - Valores dos coeficientes de permeabilidade para diferentes condições de moldagem
(rejeitos da praia)**

Amostra S1-F2				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
	1,52	2,01	1,47	12,24
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	$K_{sat. 20^{\circ}C}$ (cm/s)	
	20	1,55	2,49 x 10-3	
Amostra S1-F4				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
	1,44	1,92	1,42	5,34
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	$K_{sat. 20^{\circ}C}$ (cm/s)	
	20	1,498	3,07 x 10-3	
	60	1,682	9,01 x 10-4	
Amostra S1-F6				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
	1,43	1,91	1,41	5,33
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	$K_{sat. 20^{\circ}C}$ (cm/s)	
	20	1,48	2,01 x 10-3	
	60	1,67	8,67 x 10-4	
Amostra S2-F1				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
	1,45	1,91	1,41	10,54
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	$K_{sat. 20^{\circ}C}$ (cm/s)	
	20	1,488	3,89 x 10-3	
	60	1,67	9,33 x 10-4	
Amostra S2-F3				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
	1,49	1,99	1,44	12,14
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	$K_{sat. 20^{\circ}C}$ (cm/s)	
	20	1,52	1,46 x 10-3	
Amostra S2-F5				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
	1,4	1,87	1,37	8,01
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	$K_{sat. 20^{\circ}C}$ (cm/s)	
	20	1,447	5.23 x 10-4	

A redução crescente dos valores dos coeficientes de permeabilidade com o aumento do estado de compacidade das amostras ensaiadas ratificou a experiência corrente. Em relação à segregação das permeabilidades ao longo da praia, constatou-se o mesmo comportamento observado pelas medidas efetuadas pelo permeâmetro de Guelph, ou seja, para as amostras da seção 2, ocorreu uma diminuição das permeabilidades com o aumento da distância da crista, ao passo que, para a seção 1, tal fato não foi observado. Novamente destaca-se que, do ponto de vista de segurança da barragem, a condição

observada na seção 2 é mais satisfatória que aquela verificada na seção 1, uma vez que menores valores de permeabilidade dos rejeitos acumulados na praia contribuem para uma maior depleção da linha freática e, portanto, para a estabilidade global da estrutura.

Por outro lado, para os rejeitos coletados no aterro (underflow), o processo de moldagem e a análise dos resultados dos ensaios de permeabilidade implicaram uma abordagem mais complexa, em função das discrepâncias observadas nos valores obtidos para as densidades relativas dessa região da barragem. Tais discrepâncias estão associadas, principalmente, às comparações dos valores obtidos com base nas correlações de Gibbs & Holtz (1957) com aqueles medidos em campo durante a execução do alteamento da berma 930.

Verifica-se que os valores médios de peso específico seco, medidos durante o controle de compactação da berma 930 ($1,456 \text{ g/cm}^3$), são praticamente iguais àqueles obtidos indiretamente pela correlação (entre $1,44$ e $1,46 \text{ g/cm}^3$). Porém, quando se observa à densidade relativa, os valores médios determinados para o controle de compactação (em torno de 70%) são muito superiores aos determinados pela correlação de Gibbs & Holtz (1957), que foram da ordem de 38 %. Tal discrepância resulta de um provável erro da estimativa dos estados limites de compacidade dos rejeitos acumulados, quando da fase de controle da compactação da berma 930.

Tal conclusão se justifica pelo fato de que, quando se aplica os valores de $e_{\text{máx}}$ e $e_{\text{mín}}$ determinados nesta dissertação aos valores de peso específico seco medidos, tanto em termos dos valores *in situ* obtidos durante o controle de compactação quanto obtidos pela correlação, observa-se uma clara equivalência aos valores obtidos pela equação empírica e não naqueles determinados pelo controle de compactação. Adicionalmente, durante o processo de moldagem das amostras, constatou-se que as amostras, moldadas num estado próximo ao valor do peso específico seco avaliado para o aterro ($1,48 \text{ g/cm}^3$), encontravam-se mais afetas a uma condição fofa / intermediária (D_r em torno de 38%) do que compacta (D_r acima de 65%), face ao preenchimento do permeâmetro apenas por pluviação. Tal fato ratifica a pertinência dos parâmetros medidos neste trabalho em detrimento daqueles obtidos no controle de compactação da berma 930.

De maneira análoga àquela realizada para os rejeitos da praia, onde os ensaios foram executados para diferentes densidades, os rejeitos do aterro também foram submetidos a variações de densidades nas moldagens dos ensaios. Por se tratar de uma região cuja compacidade esta condicionada à compactação mecânica, optou-se por ensaiar todas as amostras em uma ampla faixa de densidades relativas, desde a condição fofa até uma condição muito compacta, sendo ensaiadas apenas uma amostra referente a cada cota, visto sua semelhança granulométrica (Tabela 5.8).

Tabela 5.8 - Valores dos coeficientes de permeabilidade para diferentes condições de moldagem
(rejeitos do aterro)

Amostra S2-A1				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
C.Compactação	1,456	1,57	1,235	71,14
Correlação	1,47	1,8	1,32	38,27
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	K_{sat} 20°C (cm/s)	
	30	1,435	1,67 x 10-3	
	50	1,523	1,12 x 10-3	
	60	1,571	9,37 x 10-4	
	75	1,623	7,98 x 10-4	
Amostra S2-A2				
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
C.Compactação	1,456	1,57	1,235	71,14
Correlação	1,47	1,81	1,31	39,4
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	K_{sat} 20°C (cm/s)	
	30	1,429	1,36 x 10-3	
	53	1,535	9,59 x 10-4	
	75	1,652	7,35 x 10-4	
	Amostra S1-U-A1			
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
C.Compactação	1,456	1,57	1,235	71,14
Correlação	1,44	1,67	1,24	53,94
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	K_{sat} 20°C (cm/s)	
	30	1,344	7,88 x 10-3	
	50	1,425	3,88 x 10-3	
	75	1,537	1,76 x 10-3	
	Amostra S2-U-A2			
Campo	γ_d (g/cm3)	γ_d máx (g/cm3)	γ_d mín (g/cm3)	Dr (%)
C.Compactação	1,456	1,57	1,235	71,14
Correlação	1,44	1,71	1,3	40,55
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm3)	K_{sat} 20°C (cm/s)	
	30	1,4	4,37 x 10-3	
	60	1,519	2,19 x 10-3	
	75	1,585	1,39 x 10-3	

Os resultados indicam permeabilidades na mesma ordem de grandeza daqueles medidos para a praia (10^{-3} cm/s). Entretanto, por estarem submetidos à compactação mecânica, os rejeitos apresentam maiores densidades relativas, menores índices de vazios e, portanto, menores permeabilidades. As Figuras 5.7 a 5.10 apresentam a correlação gráfica entre os coeficientes de permeabilidade dos rejeitos do aterro com as densidades secas dos materiais.

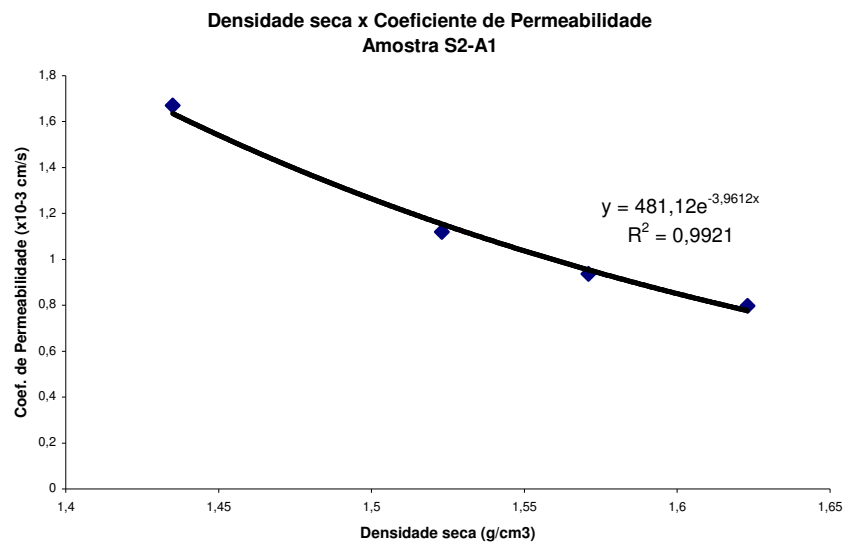


Figura 5.7 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S2-A1).

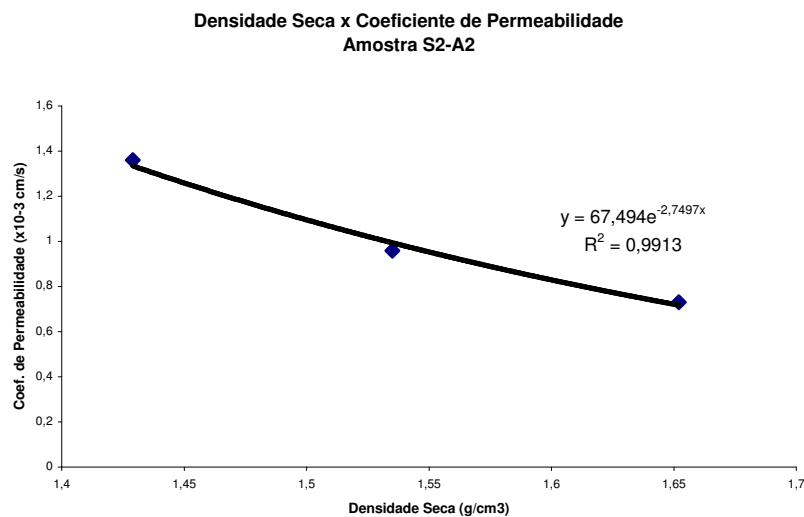


Figura 5.8 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S2-A2).

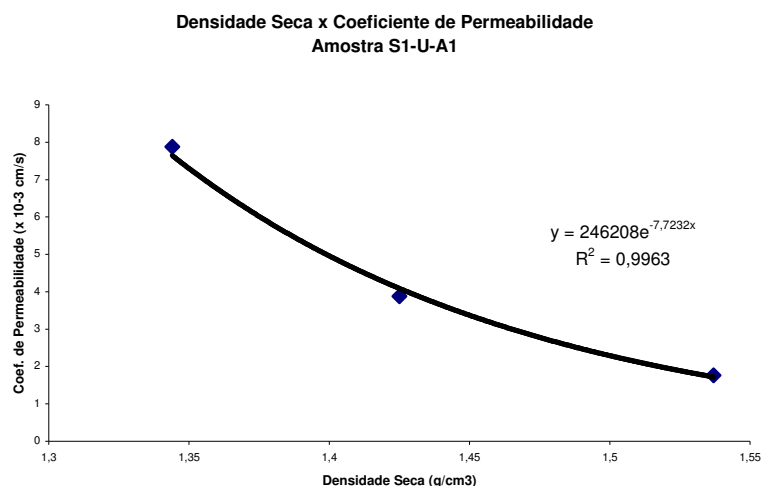


Figura 5.9 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S1-U-A1).

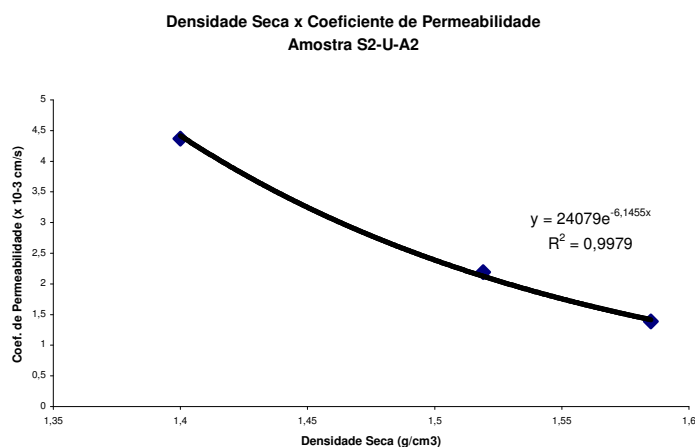


Figura 5.10 – Relação Peso específico seco x Coeficiente de Permeabilidade (Amostra S2-U-A2).

Estas relações indicam bons ajustes exponenciais entre os valores dos coeficientes de permeabilidade e os pesos específicos secos para ambas as amostras do aterro ensaiadas, com uma condição francamente mais permeável para os rejeitos acumulados atualmente no aterro da Barragem B5. Nesse contexto, a partir dos gráficos obtidos, fica possível estimar a permeabilidade dos rejeitos do aterro para qualquer condição de densidade desejada na faixa entre 30 e 75% de densidade relativa. Em análises subsequentes, com base nestes dados, tornou-se possível efetuar avaliações da influência das condições de densidade/permeabilidade dos rejeitos na estabilidade global da barragem.

5.5 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.

Os rejeitos de mineração, em especial aqueles utilizados como material de construção em barragens, constituem materiais tipicamente arenosos ou silto-arenosos e, nesta condição, os seus parâmetros de resistência são estimados com base nos princípios gerais aplicados a solos granulares (Juarez & Rico, 1976; Lambe & Whitman, 1994), com utilização dos ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial.

Para a determinação dos parâmetros de resistência dos rejeitos da Barragem B5, foram utilizadas amostras similares às utilizadas nos ensaios de permeabilidade, ou seja, 3 amostras da praia para cada seção (sendo uma de cada região representativa da praia) e amostras diversificadas do aterro. Em analogia aos ensaios prévios de permeabilidade, foram adotados os mesmos procedimentos para a moldagem e ensaiadas amostras com diferentes estados de compactação.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencional (condições drenadas) e ensaios triaxiais tipo CIU (adensado isotropicamente e não-drenado) com medida de poropressões, com o intuito de se avaliar o comportamento geotécnico dos rejeitos sob condições não drenadas. Em função da granulometria fina e do estado fofo dos rejeitos, tal análise é particularmente indicada para se avaliar uma potencial susceptibilidade à liquefação destes materiais.

5.5.1 Ensaios de Cisalhamento Direto

As amostras dos rejeitos foram previamente secas em estufa e preparadas na caixa do equipamento de cisalhamento (seção quadrada e de 10,15 cm de lado), num dado estado de compactação. Esta condição da amostra foi estabelecida a partir da determinação da massa de rejeito seca necessária para se obter a densidade relativa a ser adotada no ensaio. Após a definição desta quantidade de massa seca, a mesma foi pesada e subdividida em duas frações iguais, para a composição de uma amostra em duas camadas com 15 mm de espessura. Para as amostras fofas, utilizou-se apenas a técnica da pluviação do rejeito por meio de um funil, com a posterior regularização final da camada pela régua controladora de altura (Figura 5.11).

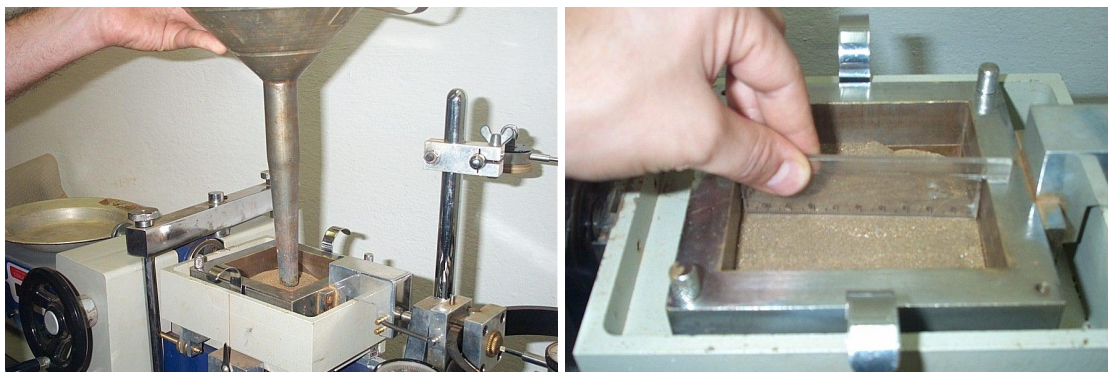


Figura 5.11 – Moldagem das amostras em estado fofo para o ensaio de cisalhamento direto.

No caso de densidades intermediárias, o rejeito era despejado pelo funil, regularizado com a régua e, em seguida, era realizada a compactação dinâmica com a utilização de um molde e um soquete de madeira. Para as amostras compactas, adotou-se o mesmo procedimento, com acréscimo proporcional do número de golpes aplicados sobre uma base de madeira disposta no topo da amostra (Figura 5.12).

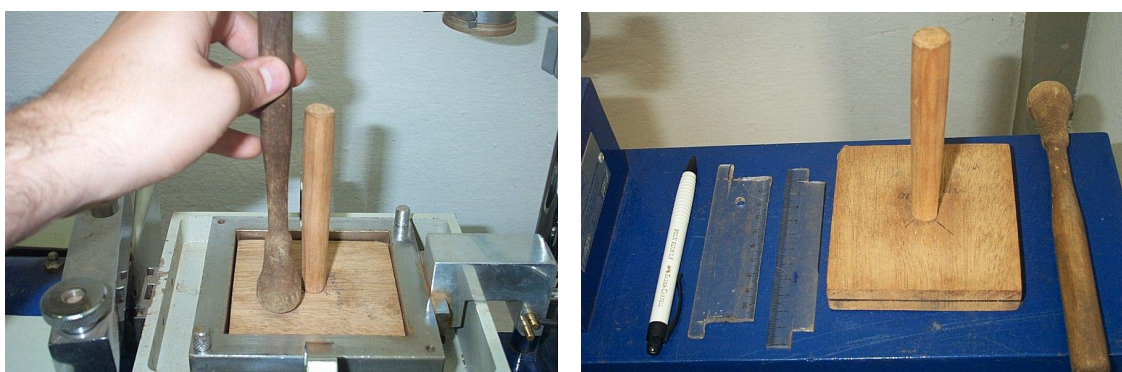


Figura 5.12 – Moldagem e acessórios utilizados na preparação de amostras compactas.

Como procedimento complementar, optou-se por adensar todas as amostras ensaiadas por um tempo mínimo de 1 hora antes que se desse início ao processo de cisalhamento. Embora as velocidades estimadas pelas formulações clássicas neste tipo de ensaio (Head, 1984) tenham sido superiores a 0,40 mm/min para os tempos de adensamento avaliados (praticamente instantâneos), a experiência e a natureza das amostras levaram à adoção de uma velocidade padrão de cisalhamento 0,22 mm/min para todos os ensaios. As tensões normais adotadas foram de 50, 100, 200 e 400 kPa, representativas das faixas de tensões que os rejeitos estão submetidos no campo.

Os resultados de ensaios de cisalhamento com os rejeitos da barragem B5 são ilustrados nas Figuras 5.13 e 5.14 para o caso da amostra S1-F6, moldada com 15% de densidade relativa, a menor compactidade obtida nos ensaios. Os resultados obtidos para as demais amostras estão apresentados no apêndice D deste trabalho.

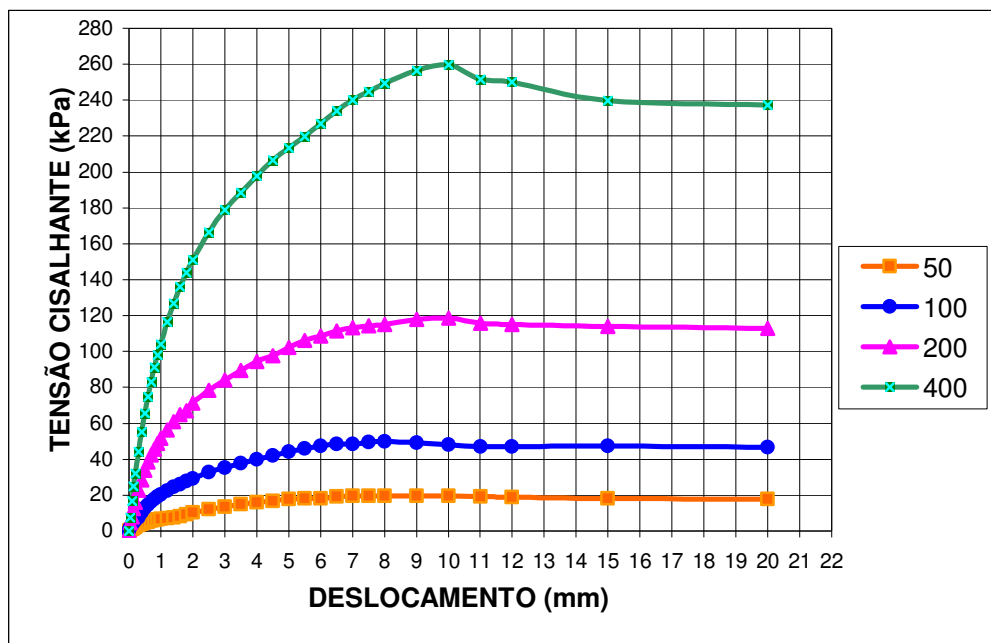


Figura 5.13 – Curva tensão cisalhante x deslocamento horizontal (Amostra S1-F6 ; $D_r = 15\%$)

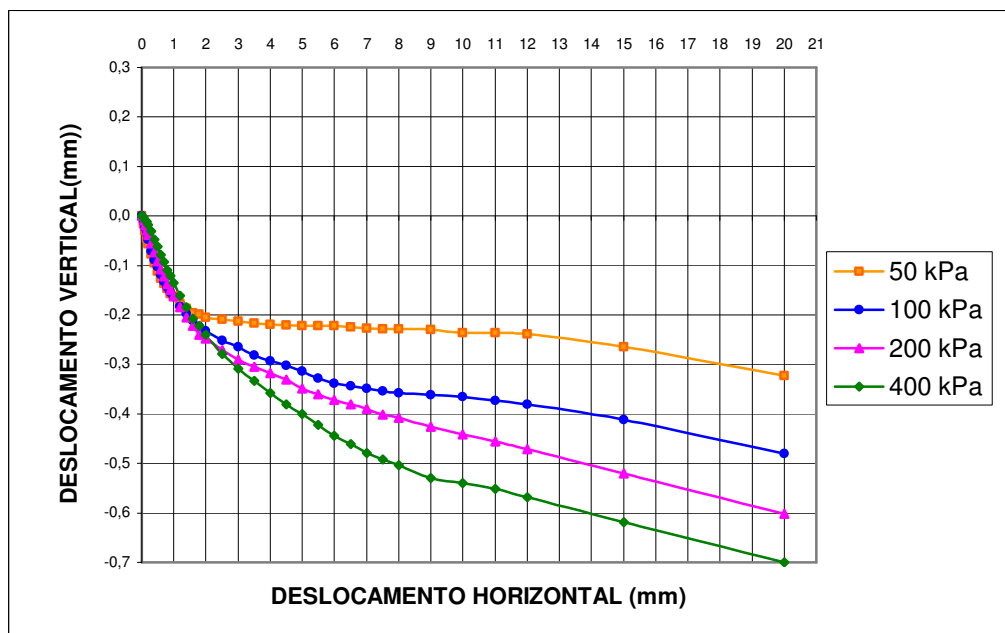


Figura 5.14 – Curva deslocamento vertical x deslocamento horizontal (Amostra S1-F6 ; $D_r = 15\%$)

A Figura 5.15 apresenta o diagrama tensões normais x tensões cisalhantes máximas para as 4 amostras, ensaiadas sob tensões normais de 50, 100, 200 e 400 kPa. Verifica-se que o simples ajuste linear aos pares de pontos críticos induziria uma envoltória de ruptura (linha preta) com interceptos de coesão negativos (fato observado em todos os ensaios realizados à baixas compacidades). Sendo assim, a atribuição de uma envoltória linear única para toda a faixa de tensões estudadas seria pouco recomendada, de forma que a mesma tende a apresentar uma curvatura ligeiramente côncava sob baixas tensões confinantes (linha vermelha).

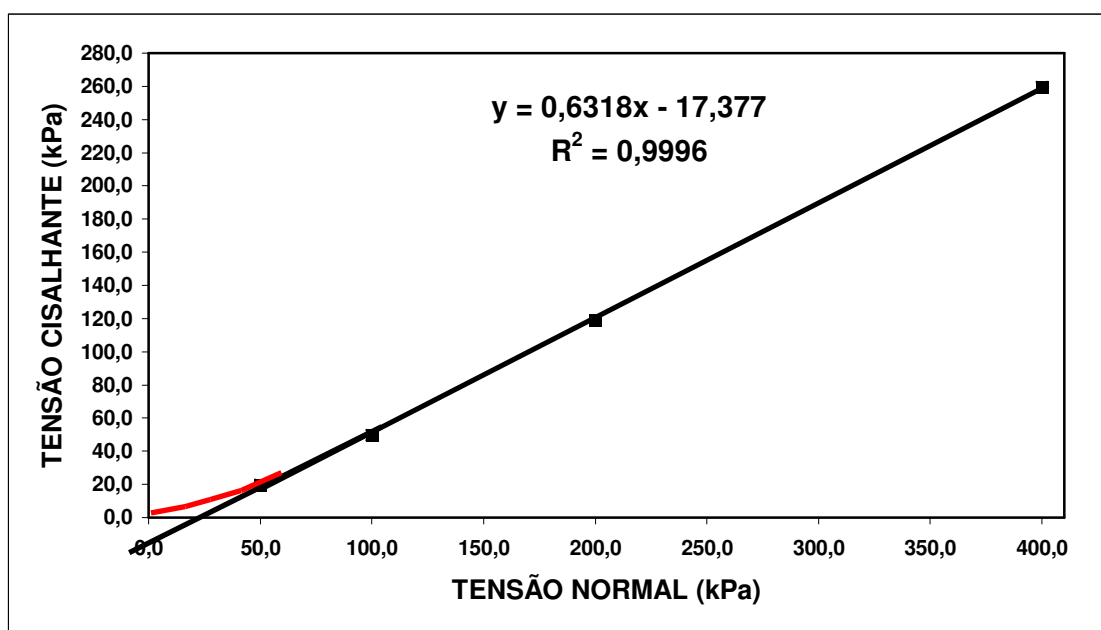


Figura 5.15– Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto (Amostra S1-F6; $D_r = 15\%$)

O comportamento atípico destes materiais ao cisalhamento se deve à presença maciça nestes rejeitos de minerais micáceos. Sob baixas tensões de confinamento (inferiores a 50kPa) e para amostras moldadas em baixa compactidade, o comportamento dos rejeitos é fortemente condicionado pelo deslizamento relativo entre as lamelas de micas. À medida em que se tem um maior confinamento, os efeitos de entrosamento sobrepõem-se à ação de interação das lamelas micáceas, com acréscimos significativos da resistência ao cisalhamento dos rejeitos de fosfato da barragem B5 (trecho sensivelmente linear da envoltória de ruptura para maiores tensões confinantes (superiores a 50 kPa)).

As Tabelas 5.9 e 5.10 apresentam os valores dos parâmetros de resistência obtidos a partir da análise dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, para as amostras ensaiadas da praia e do aterro de rejeitos da Barragem B5, respectivamente, tomando-se interceptos de coesão nulos e ângulos de atrito definidos pelo trecho linear ajustado das envoltórias de ruptura.

Tabela 5.9 – Parâmetros de resistência pelos ensaios de cisalhamento direto
(praia de rejeitos).

Amostra S1-F2				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
Aval. de Campo	1,52	2,01	1,47	12,24
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	30	1,598	35,5	0
Amostra S1-F4				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
Aval. de Campo	1,44	1,92	1,42	5,34
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	20	1,498	32,5	0
Amostra S1-F6				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
Aval. de Campo	1,43	1,91	1,41	5,33
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	15	1,467	32,3	0
Amostra S2-F1				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
Correlação	1,45	1,91	1,41	10,54
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	30	1,531	32,9	0
Amostra S2-F3				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
Correlação	1,49	1,99	1,44	12,14
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	20	1,52	37,1	0
Amostra S2-F5				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
Correlação	1,4	1,87	1,37	8,01
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	15	1,428	36,5	0

**Tabela 5.10 – Parâmetros de resistência por ensaios de cisalhamento direto
(aterro de rejeitos).**

Amostra S2-U-A1				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
C.Compactação	1,456	1,57	1,235	71,14
Correlação	1,44	1,67	1,24	53,94
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	25	1,326	32,9	0
	55	1,425	38,1	0
	80	1,562	41,1	0
Amostra S1-U-A2				
Campo	γ_d (g/cm³)	γ_d máx (g/cm³)	γ_d mín (g/cm³)	Dr (%)
C.Compactação	1,456	1,57	1,235	71,14
Correlação	1,44	1,71	1,3	40,55
Ensaio	Dr (%)	γ_d (g/cm³)	ϕ' (graus)	Inter. de coesão
	25	1,384	32,3	0
	55	1,497	37,3	0
	80	1,609	40,5	0

Observa-se que ângulos de atrito dos rejeitos são da ordem de 32° a 37°, valores elevados mesmo para baixos estados de compacidade, resultado da característica tipicamente angulosa dos grãos e dos efeitos de embricamento entre os mesmos. Para as amostras com rejeitos de underflow atuais e compacidade elevada ($D_r = 80\%$), não se observou o efeito de curvatura da envoltória sob baixas tensões, indicando interceptos nulos de coesão e ângulos de atrito acima de 40° (em compacidade elevada ocorre um maior embricamento mesmo em baixas tensões de confinamento diminuindo a influência da parcela de materiais micáceos).

5.5.2 Ensaios Triaxiais

Neste trabalho, foram realizados séries de ensaios triaxiais tipo CIU, limitados a uma amostra representativa da praia e duas típicas do aterro. Para a praia, foi ensaiada a amostra S2-F5, moldada na condição fofa; enquanto que para o aterro, foram ensaiadas as amostras S1-U-A1, nas condições, fofa, intermediária e compacta e amostra S2-A1, numa condição de compacidade intermediária. As amostras foram reconstituídas nos estados de compacidade desejados, por meio do preenchimento, por compactação mecânica, de um molde bipartido com dimensões internas de 35,5 mm de diâmetro e 80 mm de altura.

Analogamente aos processos de moldagem adotados previamente, a reconstituição das amostras ensaiadas baseou-se na determinação da massa de material seca utilizada para o preenchimento do volume do molde na densidade desejada. Adicionalmente, com o intuito de garantir a integridade da amostra após a desmoldagem, foi necessária a adição de um certo teor de umidade (utilizou-se um teor de umidade de moldagem de 10%).

Após a definição da massa de material, a mesma foi pesada e subdividida em quatro frações iguais, para a composição de camadas de 20 mm de espessura, monitoradas por um controlador de altura. O procedimento de transferência das frações de rejeito para o molde bipartido foi realizado com o auxílio de uma pequena colher, que era levada até o fundo para se evitar efeitos de segregação, utilizando-se um bastão de 8 mm de diâmetro para a sua compactação (Figura 5.16).

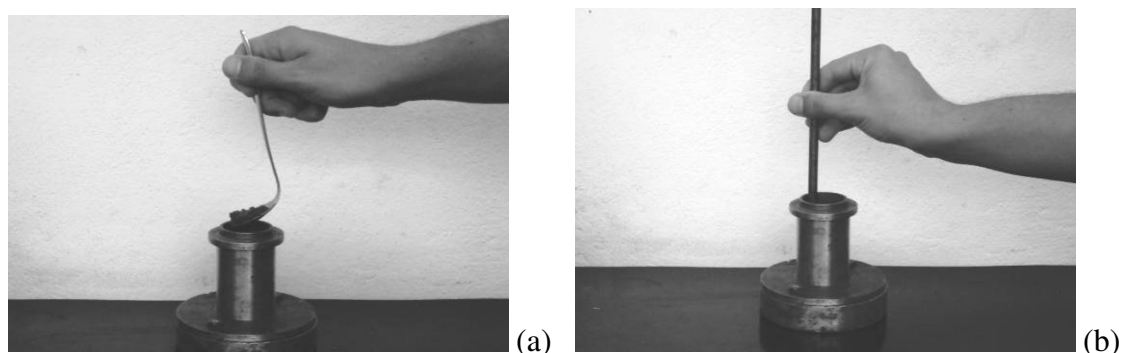


Figura 5.16 – Preparação e moldagem dos corpos de provas. (Pereira, 2005)

O corpo de prova, juntamente com a parte superior do molde bipartido, foi pesado (para a determinação da massa específica aparente) e apoiado sobre a base da célula triaxial, usando-se pedras porosas e papéis-filtro. Em seguida, o molde bipartido foi retirado e a amostra foi cuidadosamente envolvida por um papel filtro. Uma membrana de látex foi colocada no entorno do CP com o auxílio de um tubo PVC com dispositivo para sucção, para ancoragem da membrana látex. Após a retirada do tubo PVC, a membrana látex foi afixada por anéis de borracha aos *cap's* superior e inferior do CP, de forma a garantir sua impermeabilização para posterior aplicação de carregamentos radial e axial. Após a colocação da membrana, a célula triaxial foi fechada, colocada na prensa e preenchida com água destilada, dando-se início ao processo de saturação do corpo de prova. (ver maiores detalhes destes procedimentos de ensaio em Pereira, 2005).

O processo de saturação foi constituído de duas etapas. Em uma primeira fase, foi utilizada a percolação por fluxo ascendente, onde se aplicava um leve confinamento na amostra (20kPa) associada à imposição de uma carga hidráulica equivalente a 15 kPa na base da amostra, com a válvula do topo aberta para a coleta da água percolada. O fluxo era interrompido quando se atingia um volume percolado igual ao dobro do volume da amostra medido em uma proveta.

Numa segunda fase, aplicava-se contrapressão em estágios de 50 kPa, com controle com base no parâmetro B de Skempton (1954). A amostra era considerada saturada para um valor do parâmetro B igual ou superior a 0,97, alcançado, em geral, no terceiro estágio, (150 kPa). Após a saturação, procedia-se ao adensamento da amostra, utilizando-se uma contra-pressão de 200 kPa (Head, 1986). As variações de volume estabilizaram em poucos minutos, graças a relativa permeabilidade das amostras ensaiadas, sendo adotada como padrão um tempo mínimo de 30 minutos. Na fase final do ensaio, as amostras foram cisalhadas em condições não drenadas, em uma prensa de deformação controlada, com velocidade definida a partir dos tempos de adensamento, tendo sido adotada uma velocidade de 0,09 mm/min para todos os ensaios. A Figura 5.17 apresenta uma vista geral do equipamento triaxial do Laboratório de Geotecnia da UFOP.



Figura 5.17 – Equipamento triaxial do Laboratório de Geotecnia/UFOP.

Resultados típicos dos ensaios realizados com os rejeitos da Barragem B5 são dados nas Figuras 5.18 e 5.19, para a amostra S1-U-A1 ($D_r = 15\%$), confinada sob tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa (neste caso, adotando-se uma faixa de tensões diferente em relação à adotada nos demais ensaios – que foram de 75, 150 e 300 kPa, para analisar, especificamente, a susceptibilidade à liquefação dos rejeitos sob baixas compacidades). Os resultados obtidos para as demais amostras ensaiadas estão apresentados no Apêndice E deste trabalho.

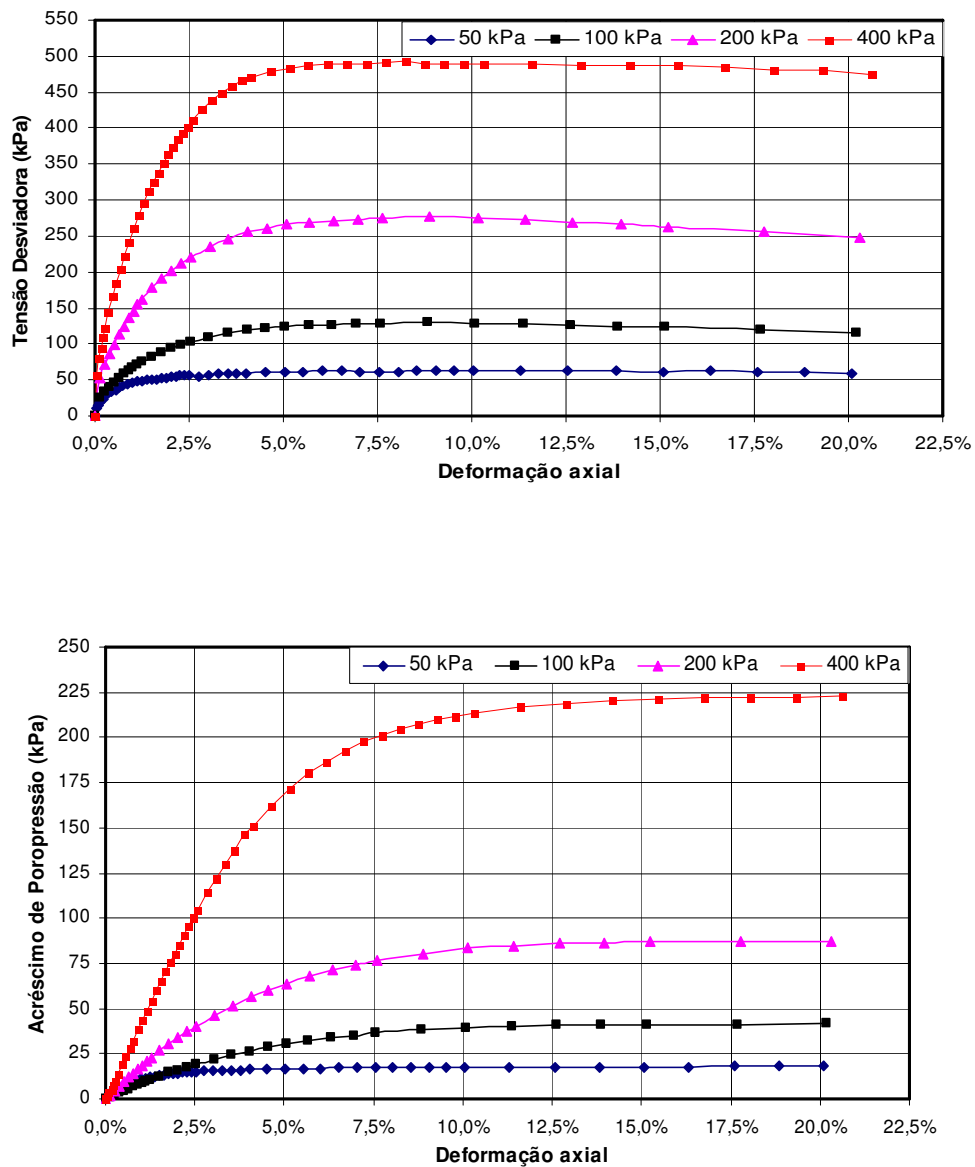


Figura 5.18 – Curvas tensão desviadora versus deformação e poropressão versus deformação (Amostra S1-U-A1 ; $D_r = 15\%$)

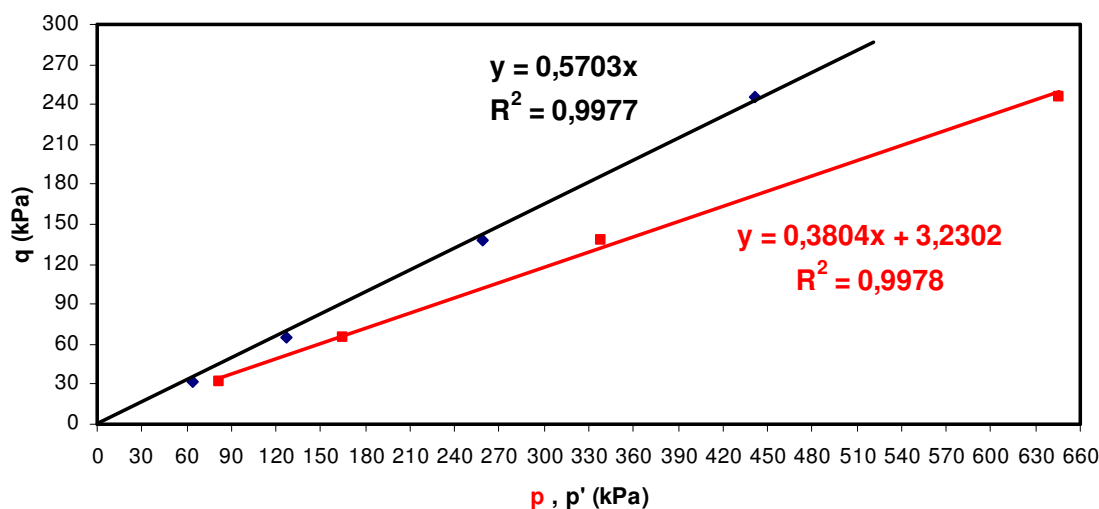


Figura 5.19 – Envoltórias em termos de tensões totais e efetivas (Amostra S1-U-A1; $D_r = 15\%$)

Com base nos resultados dos ensaios triaxiais, foram estimados os valores dos parâmetros de resistência dos rejeitos, em termos de tensões totais e efetiva, indicados na tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais realizados.

Amostra S1-U-A1 (underflow)						
Campo	γ_d (g/cm ³)	γ_d máx (g/cm ³)	γ_d mín (g/cm ³)		D_r (%)	
C.Compactação	1,456	1,57	1,235		71,14	
Correlação	1,44	1,67	1,24		53,94	
Ensaio	D_r (%)	γ_d (g/cm ³)	$\phi' (o)$	$c' (kPa)$	$\phi (o)$	$c (kPa)$
	15	1,29	34,77	0	22,36	3,49
	50	1,425	40,28	0	26,13	79,39
	70	1,51	40,78	0	30,17	114,36
Amostra S2-A1 (underflow)						
Campo	γ_d (g/cm ³)	γ_d máx (g/cm ³)	γ_d mín (g/cm ³)		D_r (%)	
C.Compactação	1,456	1,57	1,235		71,14	
Correlação	1,47	1,8	1,32		38,27	
Ensaio	D_r (%)	γ_d (g/cm ³)	$\phi' (o)$	$c' (kPa)$	$\phi (o)$	$c (kPa)$
	50	1,52	38,44	0	25,81	96,39
Amostra S2-F5 (overflow)						
Campo	γ_d (g/cm ³)	γ_d máx (g/cm ³)	γ_d mín (g/cm ³)		D_r (%)	
	1,4	1,87	1,37		8,01	
Ensaio	D_r (%)	γ_d (g/cm ³)	$\phi' (o)$	$c' (kPa)$	$\phi (o)$	$c (kPa)$
	22	1,455	36,12	0	19,07	1,57

Em todos os ensaios, foram também registradas as respectivas trajetórias de tensões efetivas (TTE's), elementos de grande relevância para analisar a susceptibilidade à liquefação dos rejeitos, sob condições estáticas de carregamento. A Figura 5.20 ilustra as TTE's correspondentes à amostra S1-U-A1. As trajetórias de tensões efetivas, correspondentes aos demais ensaios realizados, estão apresentadas no Apêndice E deste trabalho.

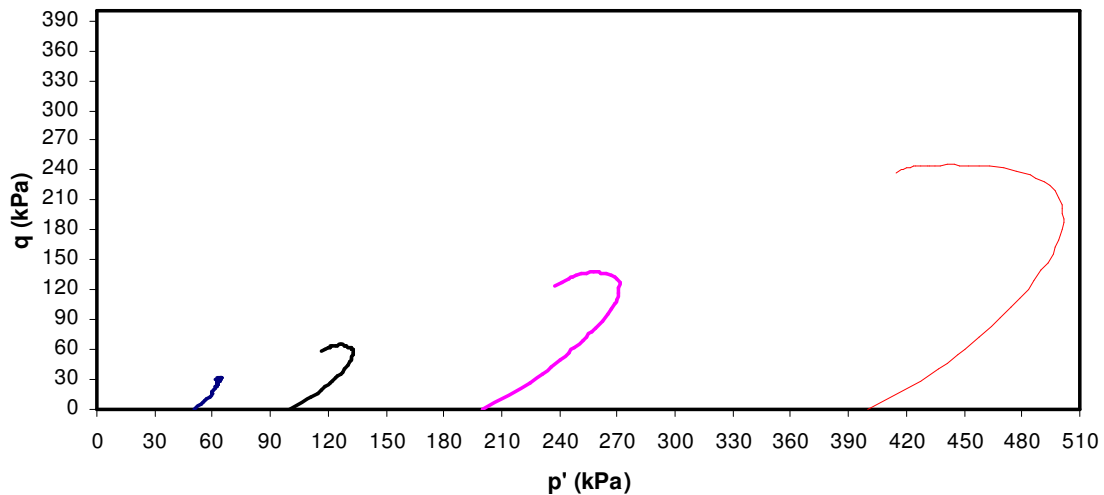


Figura 5.20 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios para a amostra S1-U-A1 ($D_r = 15\%$)

5.6 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA DOS REJEITOS

As características químicas e mineralógicas dos rejeitos de mineração estão diretamente relacionadas ao tipo de minério explorado e ao processo de beneficiamento industrial, incluindo-se as influências relativas às alterações das frentes de lavra.

Com relação aos rejeitos em estudo, o minério é oriundo e lavrado no conhecido Complexo Carbonatítico do Barreiro. A região de lavra do minério fosfático contempla uma geologia bastante complexa e variada, com diversos tipos de rochas e minerais, em diferentes estados de alteração, sendo a apatita o mineral de interesse econômico. Na região da mina, ocorrem rochas carbonatíticas e flogopitíticas, veios/ diques de apatitito, nelsonito, magnetitito e veios de barita. Adicionalmente, constata-se a presença de argilo-minerais de todos os tipos, micas variadas, além de alta concentração de oxihidróxidos de ferro (goetita, magnetita e hematita) no minério lavrado e processado.

Nesse sentido, embasado nas características gerais do produto inicial (minério) e numa ampla campanha investigativa, buscou-se estabelecer correlações entre as propriedades físicas, químicas e mineralógicas dos rejeitos produzidos pela usina com as variáveis geotécnicas dos materiais em sua condição final de disposição no reservatório da Barragem B5.

5.6.1 Análises químicas

Na usina, os rejeitos, denominados como ‘rejeitos remoídos’ ou ‘rejeitos de flotação’, são conduzidos, por bombeamento, por meio de uma tubulação de aço de 10”, até a barragem de rejeitos. Na barragem, os rejeitos, agora denominados como ‘rejeitos totais’ são dispostos diretamente na praia, na ombreira esquerda da barragem ou conduzido até os hidrociclones para o processo de separação das frações correspondentes aos materiais *underflow* e *overflow*.

A Tabela 5.12, elaborada a partir de dados fornecidos pela empresa, fornece as composições químicas das três fases granulométricas do rejeito (total, *underflow* e *overflow*), bem como o teor médio de sólidos em que essas frações são lançadas na barragem.

Tabela 5.12 – Composição química e teores médios de sólidos dos rejeitos lançados na barragem B5

Variáveis	Alimentação Total	Underflow	Overflow
% Sólidos	30,99	65,29	16,94
P ₂ O ₅	8,6	9,53	7,44
CaO	8,8	10,24	5,89
Fe ₂ O ₃	32,11	29,83	36,11
BaSO ₄	2,44	2,06	2,46
SiO ₂	18,99	21,48	21,23
MgO	2,12	2,12	2,25

Os dados indicam que a água presente nos rejeitos totais quase que é exclusivamente eliminada na fração *overflow* do rejeito. Esta fração também contempla um maior teor de ferro, bem como menores teores de CaO e P₂O₅.

Para efeitos de correlação, a Tabela 5.13 apresenta as composições químicas para alguns dos rejeitos analisados. Foram escolhidas, em função das semelhanças granulométricas dos rejeitos, duas amostras típicas da praia e duas típicas do aterro, representativas das duas regiões da barragem. Para as determinações dos teores foi utilizada a fluorescência de raios-X, disponibilizada pela própria empresa.

Tabela 5.13 – Composição química para algumas amostras coletadas na barragem B5

Teores (%)	Praia	Praia	Aterro	Aterro
	S1 - F6	S2 - F3	S2 - A2	S1 - U- A1
P ₂ O ₅	6,18	6,28	10,59	10,35
CaO	4,12	3,92	10,72	9,5
Fe ₂ O ₃	35,51	34,2	26,35	19,43
SiO ₂	27,48	27,9	22,15	34,72
Al ₂ O ₃	3,32	3,64	3,67	3,2
MgO	0,73	0,95	2,48	1,66
BaSO ₄	0,32	0,49	2,71	0,81

Os resultados das amostras ensaiadas mostram que as amostras da praia tendem a apresentar maiores teores de ferro quando comparadas com as amostras do aterro, bem como menores teores de CaO e P₂O₅. Adicionalmente, com o intuito de detalhar estas análises, foram processadas análises granuloquímicas, por meio da prévia separação granulométrica do material (Figura 5.21), tanto para as amostras integrais como para algumas frações granulométricas típicas dos rejeitos ensaiados (Tabela 5.14).



Figura 5.21 – Separação granulométrica da amostra S1-U-A1 (frações retidas na # 60 e na # 325)

Tabela 5.14 – Análises granuloquímicas para as amostras integrais e frações granulométricas.

Teores (%)	S1 - F6	S1 - F6	S2 - F3	S2 - F3	S1- U -A1	S1- U - A1	S1- U - A1
	Total	Abaixo da # 200	Total	Abaixo da # 200	Total	Acima da # 100	Abaixo da # 200
P ₂ O ₅	6,18	3,7	6,28	4,09	10,35	9,52	10,12
CaO	4,12	1,53	3,92	1,61	9,5	9,54	8,9
Fe ₂ O ₃	35,51	47,22	34,2	45,65	19,43	10,63	22,33
SiO ₂	27,48	14,83	27,9	17,14	34,72	54,5	27,53
Al ₂ O ₃	3,32	2,91	3,64	3,3	3,2	3,41	3,05
MgO	0,73	0,76	0,95	0,81	1,66	3,64	0,92
BaSO ₄	0,32	0,43	0,49	0,54	0,81	0,27	0,91

Dos resultados da tabela, verifica-se uma maior concentração de ferro para a fração fina das amostras (amostra mais escura da Figura 5.21, em contraste com a amostra mais clara da fração mais grossa dos rejeitos, rica em quartzo e micas), relativamente aos teores presentes na amostra integral, bem como uma redução nos teores de sílica e P₂O₅. Por outro lado, estes acréscimos dos teores de ferro são sensivelmente menores para os rejeitos do aterro relativamente aos rejeitos acumulados na praia da barragem. Durante o processo de ciclonagem, a maior parte dos elementos ferrosos é encaminhada para a região à montante da crista e conforma a praia, enquanto que a parcela com maiores teores de sílica, menos pesada, conforma o aterro.

Nesse contexto, percebe-se que a simples determinação de teores químicos de amostras do rejeito da barragem torna possível a caracterização de diversos aspectos relacionados às propriedades desses materiais. Por meio de tais análises, é possível avaliar melhor a eficiência da ciclonagem e os aspectos relativos à variabilidade granulométrica dos rejeitos na praia e aterro, além de fornecer diretrizes para intervenções na barragem, como, por exemplo, a reutilização dos rejeitos para novo beneficiamento.

Adicionalmente, percebe-se que abordagens desta natureza permitem que seja feito até mesmo um controle visual nas características dos rejeitos depositados na barragem, pelo controle da coloração e densidade dos rejeitos. Finalmente, é importante destacar que esta associação entre densidades e teores de ferro pode influenciar sobremaneira o comportamento geotécnico dos rejeitos, principalmente aqueles lançados e acumulados ao longo da praia.

5.6.2 Caracterização Mineralógica – Microscopia Eletrônica de Varredura

Adicionalmente, foram realizadas análises microscópicas dos rejeitos da Barragem B5 por microscopia eletrônica de varredura (MEV) no Laboratório de Microscopia e Micro-Análise do Departamento de Geologia da Escola de Minas da UFOP (Figura 5.22). As amostras foram preparadas na forma de “*stubs*” (cilindros) com cerca de 15 mm de diâmetro e recobertas com evaporação de carbono, para a realização de micro-análises. A Figura 5.23 apresenta imagens típicas geradas pelo MEV (os dados incluídos no rodapé das imagens, aparecem, da esquerda para a direita: a energia emitida pelo canhão eletrônico, a aproximação, a escala e o tipo de imagem).



Figura 5.22 – Equipamento MEV (Laboratório de Microscopia e Micro-Análise da UFOP)

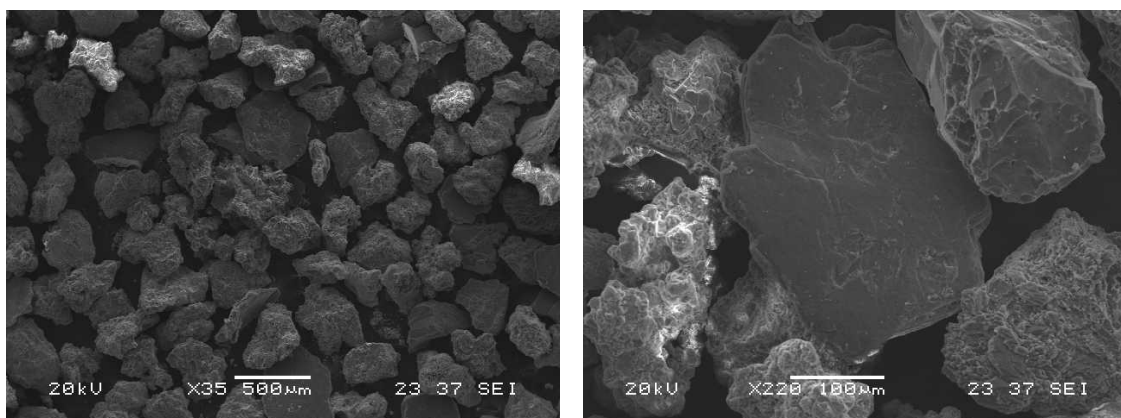


Figura 5.23 – Imagens do MEV (Amostra S1-A1)
(angulosidade dos grãos e a presença de minerais micáceos).

Na sequência, a partir de imagens do MEV dos rejeitos analisados, são apresentadas as micro-análises químicas para pontos específicos das amostras ensaiadas. Estas análises são complexas e muito afetadas pela variabilidade mineralógica dos materiais, com a presença de incrustações no grão de outros minerais secundários. Assim, procurou-se, nesta fase, isolar e caracterizar quimicamente a composição dos minerais primários constituintes dos grãos e/ou lamelas dos rejeitos. A Figura 5.24 ilustra a aplicação destes procedimentos para a amostra S2-F1, determinando-se a composição química de diferentes 7 pontos da amostra (Tabela 5.15).

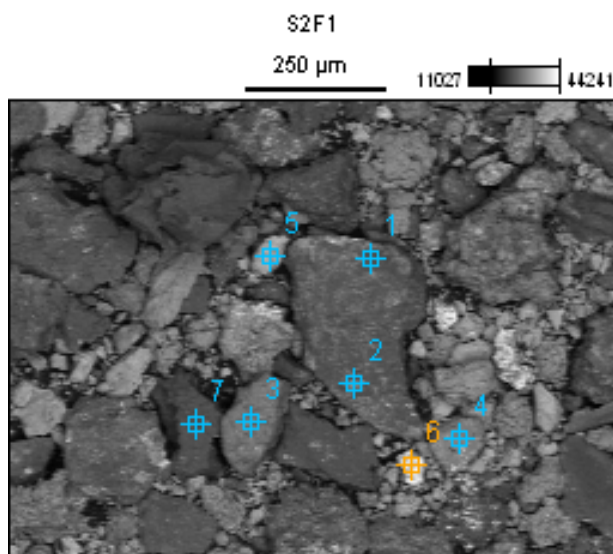


Figura 5.24 – Imagem do MEV (Amostra S2-F1), com a indicação dos pontos analisados.

Tabela 5.15 – Composições químicas para a amostra S2-F1.

	<i>MgO</i>	<i>Al2O3</i>	<i>SiO2</i>	<i>P2O5</i>	<i>K2O</i>	<i>CaO</i>	<i>TiO2</i>	<i>V2O5</i>	<i>MnO</i>	<i>Fe2O3</i>	<i>Nb2O5</i>	<i>BaO</i>
<i>S2F1_pt1</i>		0.28	84.33	0.70						14.70		
<i>S2F1_pt2</i>	0.50	0.39	72.43	0.70					0.91	25.07		
<i>S2F1_pt3</i>		0.17		32.11		66.08				1.65		
<i>S2F1_pt4</i>		2.20	2.82		0.16		83.99	5.84		5.00		
<i>S2F1_pt5</i>	0.69	0.61	0.99				0.47			97.23		
<i>S2F1_pt6</i>		1.10	2.36			0.98	4.19			4.59	57.06	29.72
<i>S2F1_pt7</i>			98.65							1.35		

Os grãos maiores e mais escuros são compostos basicamente por SiO₂, conforme pode ser verificado nas composições químicas obtidas para os pontos 1, 2 e 7, o que, aliado à morfologia dos grãos (presença de fraturas conchoidais) indica tratar-se de grãos de quartzo. Os grãos mais claros (pontos 5 e 6) apresentam maiores teores de outros óxidos

(magnetita ou mesmo hematita no caso do ponto 5 e bário-pirocloro, um típico mineral do minério do nióbio, no caso do ponto 6). Grãos intermediários, indicados pelos pontos 3 e 4, caracterizam os minerais apatita (composição básica por óxidos de fósforo e cálcio) titano-magnetita, respectivamente.

Outros exemplos são dados pela Figura 5.25. No caso da amostra S2-F5, constata-se a presença de micas (ponto 1), apatita (ponto 2) quartzo (ponto 4) e uma fase mais clara, indicando a presença de óxi-hidróxidos de ferro, como a magnetita e hematita ou mesmo goetita (ponto 3). Para a amostra S1-F1, a partícula maior (ponto 8) representa um grão de quartzo e a fase clara (ponto 1) indica os óxi-hidróxidos de ferro. Os pontos 4 e 7 indicam presença de apatita, enquanto que o ponto 6 está associado a uma titano-magnetita e o ponto 5 a uma barita. Os pontos 2 e 3, por sua vez, indicam também a presença de grãos de quartzo.

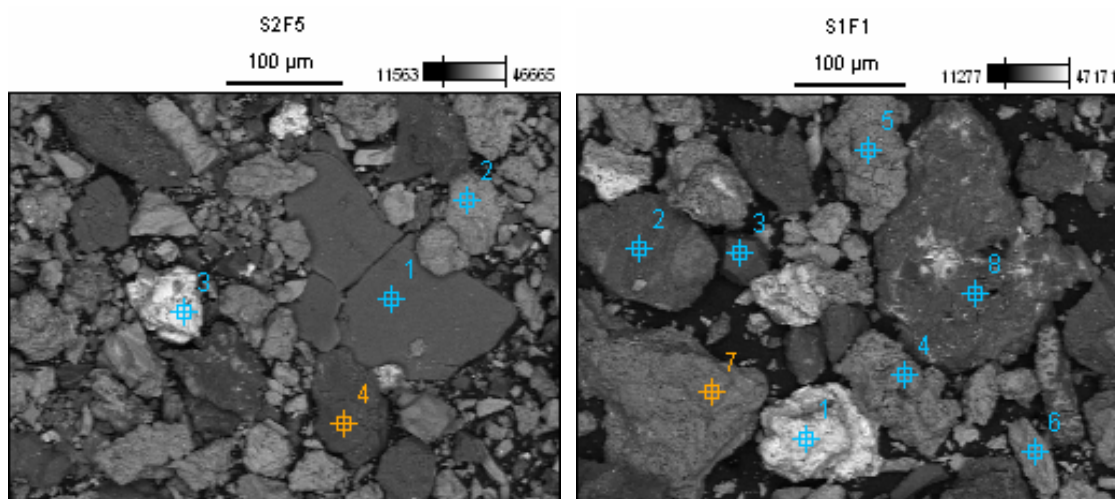


Figura 5.25 – Imagens do MEV (Amostras S2-F5 e S1-F1), com a indicação dos pontos analisados.

Para uma melhor caracterização da morfologia dos grãos, foram feitas ampliações das imagens de MEV. Assim, a Figura 5.26 apresenta detalhes do formato típico de grãos apatíticos. São grãos compostos basicamente por CaO e P_2O_5 (Tabela 5.16), de formato mais arredondado e de superfície fortemente rugosa. Estes minerais, juntamente com o quartzo, as micas e os oxi-hidróxidos de ferro são os principais componentes do rejeito.

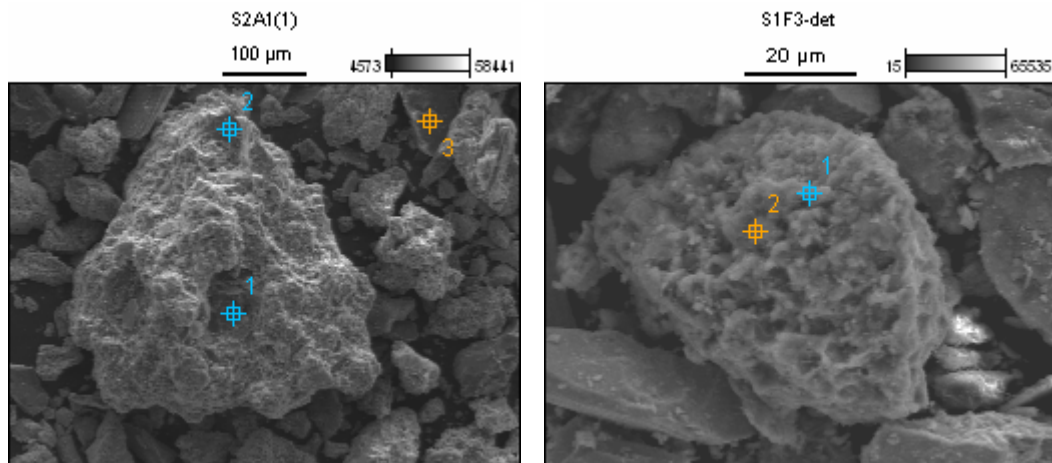


Figura 5.26 – Imagem MEV de minerais de apatita presentes nas amostras S2-A1 e S1-F3.

Tabela 5.16 – Composições químicas (%) para grãos minerais da amostra S1-F3.

	<i>SiO₂</i>	<i>P₂O₅</i>	<i>CaO</i>	<i>Fe₂O₃</i>
<i>S1F3-det_pt1</i>		38.46	57.46	4.08
<i>S1F3-det_pt2</i>	1.48	26.62	67.24	4.66

A Figura 5.27 apresenta a imagem típica de uma lamela de mica que compõe os rejeitos em estudo (composição química dada na tabela 5.17). Estes minerais, juntamente com o quartzo, são os que se apresentam com maiores dimensões, representando a fração grossa dos rejeitos lançados na Barragem B5. No detalhe, observam-se as foliações da mica, bem como incrustações por pequenos grãos de minerais ferrosos.

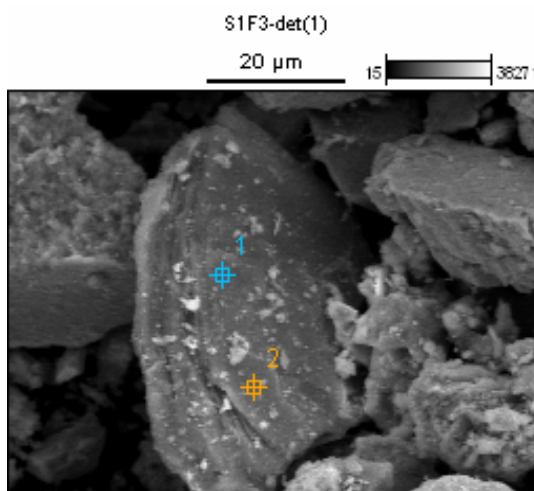


Figura 5.27 – Imagem MEV de mineral micáceo presente na amostra S1-F3.

Tabela 5.17 – Composições químicas (%) para grãos minerais da amostra S1-F3.

	<i>Na2O</i>	<i>MgO</i>	<i>Al2O3</i>	<i>SiO2</i>	<i>CaO</i>	<i>TiO2</i>	<i>Fe2O3</i>
<i>S1F3-det(1)_pt1</i>	2.41	33.47	12.92	45.07	0.66	0.67	4.80
<i>S1F3-det(1)_pt2</i>	2.61	32.81	13.30	43.67	0.60	1.17	5.84

O mineral em destaque na imagem MEV da Figura 5.28 corresponde aos elementos típicos da fase ferrosa do rejeito. Tratam-se de grãos de pequenas dimensões, mais arredondados e rugosos, compostos essencialmente por óxidos de ferro (Tabela 5.18).

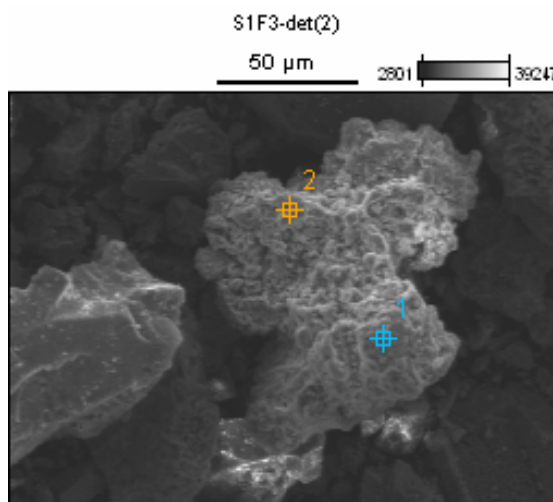


Figura 5.28 – Imagem MEV de mineral ferroso presente na amostra S1-F3.

Tabela 5.18– Composições químicas (%) para grão mineral da amostra S1-F3.

	<i>SiO2</i>	<i>P2O5</i>	<i>CaO</i>	<i>TiO2</i>	<i>MnO</i>	<i>Fe2O3</i>
<i>S1F3-det(2)_pt1</i>	3.39	2.33	0.89		1.83	91.56
<i>S1F3-det(2)_pt2</i>	2.02		2.13	3.60		92.24

Finalmente, a Figura 5.29 apresenta a imagem de um mineral típico de quartzo para os rejeitos em estudo, caracterizado por uma forma bastante angulosa e por uma baixa rugosidade superficial, sendo composto essencialmente por SiO₂ (espectro indicado na Figura 5.30). Este estudo de identificação mineralógica e morfológica dos minerais presentes nos rejeitos da Barragem B5 é complementado por diversas outras imagens obtidas por microscopia eletrônica de varredura, que estão apresentadas no apêndice E deste trabalho.

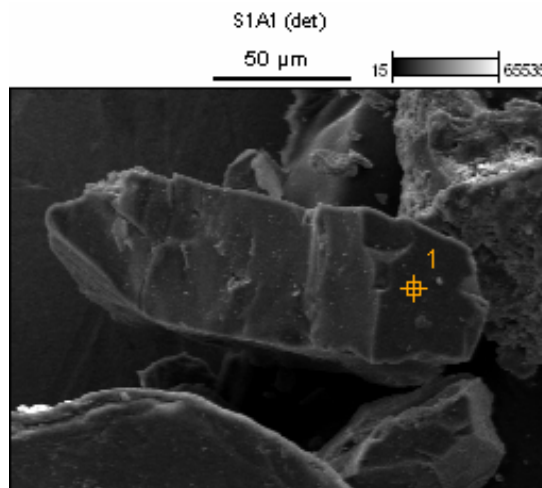


Figura 5.29 – Imagem MEV de mineral presente na amostra S1-A1.

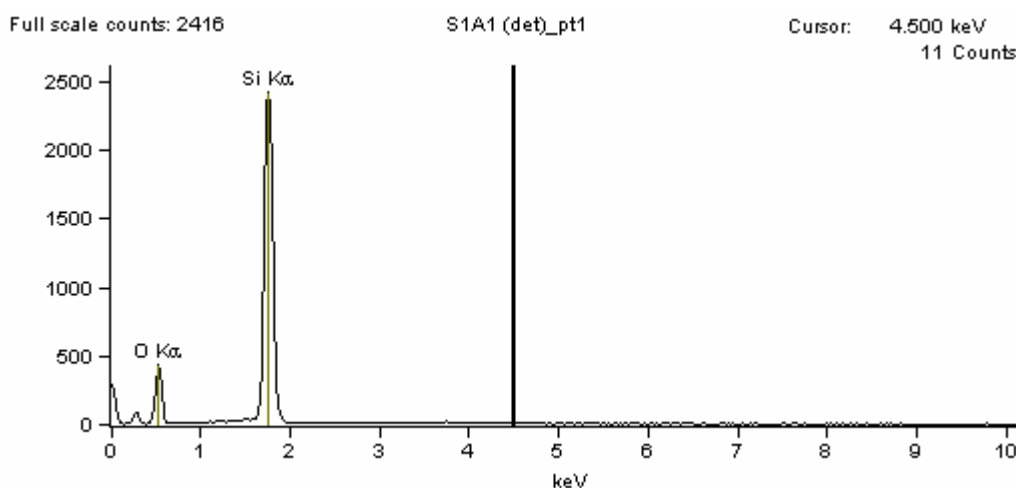


Figura 5.30 – Espectro do quartzo (Figura 5.29) da amostra S1-A1 dos rejeitos.

Com base na avaliação global e integrada das características químicas, mineralógicas e morfológicas dos rejeitos em estudo, podem ser estabelecidas as seguintes conclusões de caráter geral:

- os rejeitos de flotação analisados são compostos essencialmente por óxidos de ferro e óxidos de sílica, ou seja, mais de 50% do rejeito possui ferro e sílica;
- do ponto de vista mineralógico, os rejeitos são constituídos basicamente por minerais micáceos de diversos tipos, quartzo, oxi-hidróxidos de ferro

(magnetita, hematita, goetita), barita, pirocloro e suas interações e apatitas, além dos diversos tipos de argilo-minerais, como a montmorilonita e a vermiculita;

- a densidade dos grãos obtida para os rejeitos analisados (média de 3,3) pode ser justificada pela presença destes minerais: a baixa densidade dos grãos no caso das micas e quartzo em geral (aproximadamente 2,65) é compensada pela alta densidade dos grãos dos oxi-hidróxidos de ferro (aproximadamente 5,3). Por sua vez, as apatitas, outro dos importantes constituintes das amostras analisadas, apresentam uma densidade dos grãos aproximada de 3,3;
- as imagens MEV mostram que, de maneira geral, os grãos dos rejeitos são sensivelmente mais angulares que aqueles de solos granulares convencionais (areias) e uma significativa presença de micas e grãos de quartzo que, por sua vez, constituem os grãos com maiores dimensões;
- os minerais de ferro, indicados pela fase escura das imagens, constituem os grãos com menores dimensões;
- a presença conjugada e expressiva de compostos de ferro e de grãos de quartzo explicam a constituição essencialmente ferrosa e escura da parte fina do rejeito e a parcela mais clara e silicosa da parte mais grossa, respectivamente, como verificadas nas análises granuloquímicas previamente realizadas.

ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO DA BARRAGEM B5

6.1 SEÇÕES GEOTÉCNICAS DE REFERÊNCIA

Como etapa conclusiva deste trabalho, foram processadas análises de percolação e de estabilidade da Barragem de rejeitos B5, utilizando-se os softwares SEEP/W e SLOPE/W (*GeoSlope International*, Canadá), respectivamente, que permitem análises acopladas. A representatividade destas análises está baseada essencialmente na adoção de parâmetros consistentes dos materiais de construção utilizados (Capítulos 4 e 5), no conhecimento da geometria real da barragem e nos dados da instrumentação geotécnica disponíveis (Capítulo 3).

A primeira etapa destes estudos consiste na escolha e na definição das seções geotécnicas a serem adotadas como seções de referência para as análises, as quais devem contemplar, com grande precisão, a geometria da barragem e todas as estruturas internas da mesma, como diques, drenos verticais, horizontais, tapetes drenantes, enrocamento, *cut-off*, etc.

Em barragens construídas com rejeitos, como é o caso da barragem B5, a determinação destas seções geotécnicas envolve ainda uma maior complexidade, uma vez que, por serem construídas por um processo de alteamentos sucessivos, a geometria da estrutura tende a variar substancialmente ao longo do tempo, incorporando modificações e adaptações construtivas que nem sempre foram previstas no projeto original.

Para a determinação das seções geotécnicas da Barragem B5, procedeu-se inicialmente a um amplo programa de levantamento topográfico atualizado de toda a área da

Para isso, fez-se um trabalho de integração do mapa topográfico atualizado da barragem com os projetos originais (década de 80) e do próprio “as built”, confeccionado, mediante a sobreposição da topografia atual (executado em meados de dezembro de 2005) sobre o *layout* do sistema de drenagem interna da barragem (Figura 6.2), aplicando-se a ambos o mesmo sistema de coordenadas (UTM). Além disso, como forma de controle, também foram utilizados os dados dos perfis de sondagem referentes aos instrumentos instalados, permitindo que fossem conferidos as cotas (posições) e a natureza dos materiais de construção do aterro de rejeitos da barragem.

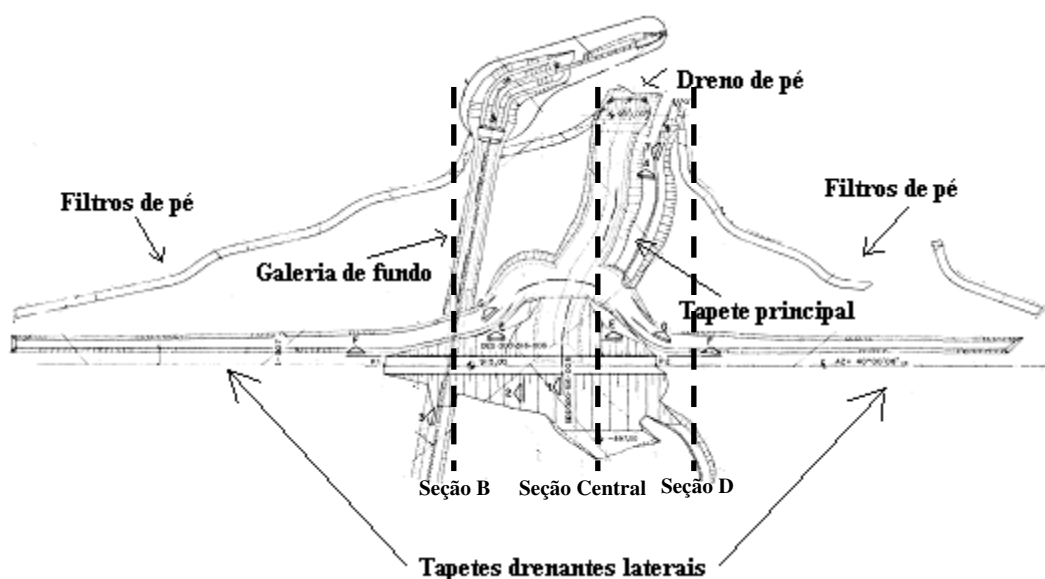


Figura 6.2 – Layout do sistema de drenagem interna da barragem B5 com as seções de estudo.

As Figuras 6.3, 6.4 e 6.5 apresentam as seções geotécnicas finais obtidas a partir da aplicação dos procedimentos descritos. Ressalte-se que a seção geotécnica central (seção C) constitui a seção principal do sistema de drenagem interna da barragem. Com efeito, toda a água coletada pelo sistema de drenagem lateral da barragem, constituída por septos drenantes ao longo das ombreiras, é direcionada para esta seção, de onde é conduzida para fora da barragem por um tapete drenante longitudinal de grandes proporções (construído na área de várzea da barragem). Assim, grande parte da água de percolação da barragem de rejeitos, bem como da fundação que são interceptadas pelo tapete, passam necessariamente por esta seção, desaguando no dreno-de-pé e lançadas novamente no leito do Córrego Canjica.

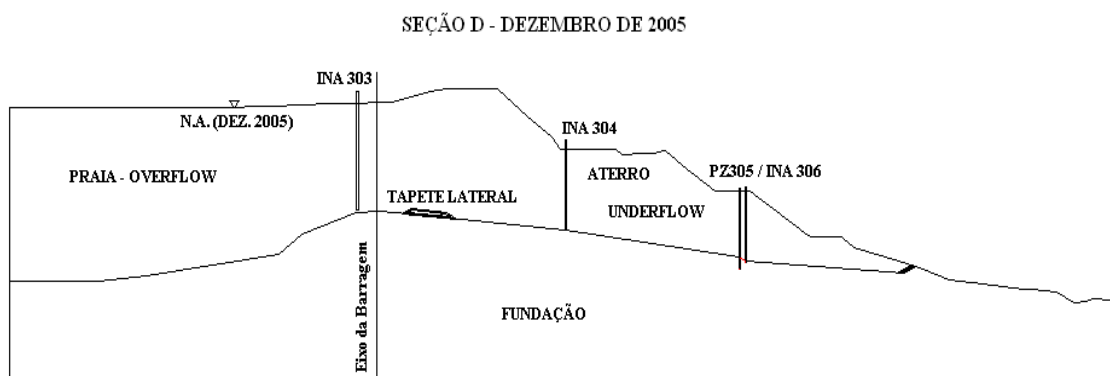


Figura 6.3 – Seção geotécnica D.



Figura 6.4 – Seção geotécnica B.

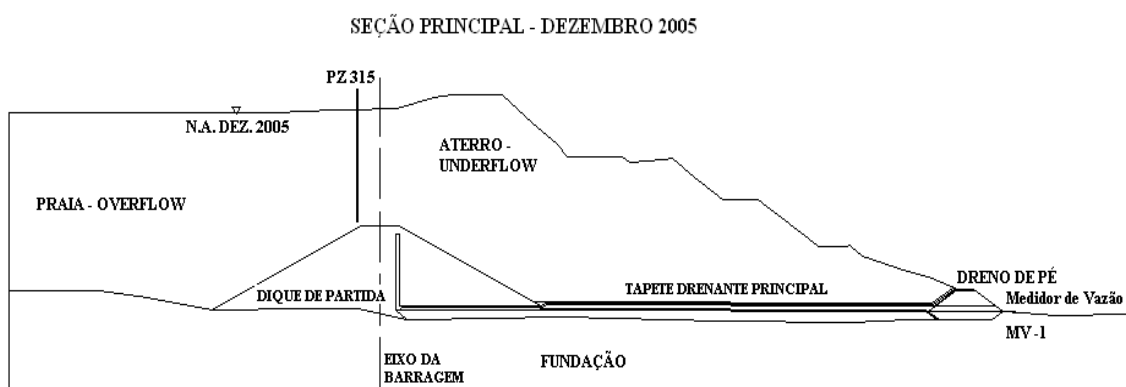


Figura 6.5 – Seção geotécnica central.

Nesse sentido, em face da relevância maior desta seção, uma maior ênfase será dada a este perfil da barragem. Assim, as análises de percolação e de estabilidade realizadas contemplarão, além das simulações operacionais da seção, simulações de condições específicas e críticas. Para as demais seções, a abordagem será limitada apenas às condições operacionais do empreendimento.

Entretanto, é pertinente esclarecer que, embora as análises abordadas neste trabalho compreendam apenas as seções centrais, todas as seções têm importância para fins de estabilidade geral da barragem. No caso específico da barragem B5, por exemplo, uma provável falha no sistema de drenagem de ombreira, nas regiões laterais da barragem (seções A e E), poderia ocasionar uma elevação crítica do nível freático com uma conseqüente ruptura localizada naquelas regiões, que poderia induzir um processo de ruptura generalizada da estrutura.

6.2 FUNDAMENTOS E PARÂMETROS DAS ANÁLISES

Após a definição das seções geotécnicas de referência, foram processadas as análises de percolação da água através do aterro e das fundações da barragem, fundamentadas nas avaliações atualizadas dos dados referentes à instrumentação de campo instalada, utilizando-se o programa computacional SEEP/W, aplicado para o caso de uma análise de fluxo bidimensional e em regime permanente.

Para as análises de percolação, as seções geotécnicas em estudo foram discretizadas em uma malha de elementos finitos, de acordo com a geometria da barragem. Nas análises, os coeficientes de permeabilidade dos rejeitos foram estimados com base nos resultados dos ensaios de laboratório para a caracterização tecnológica destes materiais, enquanto que, para os materiais de fundação, dique de partida e elementos de drenagem, foram adotados os valores prescritos no projeto original. A Tabela 6.1 apresenta a sistematização dos valores de referência dos coeficientes de permeabilidade, adotados nas análises de percolação subseqüentes, para os materiais constituintes da barragem B5. Estes valores foram padronizados e utilizados para todas as seções de estudo, em função da presença específica de cada material na seção em análise.

Tabela 6.1 – Valores de coeficientes de permeabilidade adotados para os materiais da barragem

	Materiais (padrão p/ todas as seções)	permeabilidade (m/s)		k_v/k_h
		vertical	horizontal	
1	Fundação – Silte arenoso (solo residual)	1×10^{-6}	5×10^{-6}	0,20
2	Tapete drenante (<i>underflow</i> antigo)	4×10^{-5}	$1,6 \times 10^{-4}$	0,25
3	Filtro (Magnetita)	9×10^{-5}	9×10^{-5}	1
4	Tapete drenante (Pedrisco)	8×10^{-4}	8×10^{-4}	1
5	Tapete drenante (Brita Fina)	9×10^{-3}	9×10^{-3}	1
6	Dreno de pé (Quartzito)	8×10^{-3}	8×10^{-3}	1
7	Dreno de pé (Enrocamento)	0,1	0,1	1
8	Dique de Partida – Silte argiloso	8×10^{-8}	$2,0 \times 10^{-7}$	0,40

Os dados da Tabela 6.1 mostram que a barragem está assente sobre uma fundação relativamente permeável, o que, do ponto de vista de segurança da barragem, é muito interessante, uma vez que tal condição contribui sobremaneira para a depleção da linha freática no interior do maciço. Por outro lado, as maiores variações das permeabilidades ocorreram para os materiais do tapete drenante e do dique de partida da barragem (solo silto-argiloso).

A Tabela 6.2 apresenta os dados sistematizados para as permeabilidades dos rejeitos, obtidos por meio de ensaios de campo e de laboratório. Neste caso, os rejeitos da praia foram subdivididos em três ‘tipos’, em função de sua amostragem em três diferentes sub-regiões da praia (em geral, com 25m de comprimento cada uma), designados como *overflow* 1, 2 e 3.

Tabela 6.2 – Valores dos coeficientes de permeabilidade adotados para os rejeitos da barragem.

Rejeitos da barragem B5		Permeabilidade (m/s)	
		Campo	Laboratório
SEÇÃO D			
9	Overflow 1 - Praia	$3,51 \times 10^{-5}$	$2,49 \times 10^{-5}$
10	Overflow 2 - Praia	$3,52 \times 10^{-5}$	$3,07 \times 10^{-5}$
11	Overflow 3 - Praia	$2,89 \times 10^{-5}$	$2,01 \times 10^{-5}$
12	Underflow – Aterro.	$4,30 \times 10^{-5}$	$2,98 \times 10^{-5}$
SEÇÃO B			
9	Overflow 1 - Praia	$5,09 \times 10^{-5}$	$3,89 \times 10^{-5}$
10	Overflow 2 - Praia	$2,73 \times 10^{-5}$	$1,46 \times 10^{-5}$
11	Overflow 3 - Praia	$1,35 \times 10^{-5}$	$5,23 \times 10^{-6}$
12	Underflow – Aterro.	$5,88 \times 10^{-5}$	$3,88 \times 10^{-5}$

Tal subdivisão está relacionada à tentativa, de se incorporar às análises, os efeitos da segregação de permeabilidades preconizada por Vick (1983). Neste contexto, a praia de rejeitos foi subdividida em três sub-regiões específicas, delimitadas por uma zona de alta permeabilidade (material mais grosseiro e mais próximo ao ponto de descarga ou *overflow* 1), uma zona de baixa permeabilidade (material mais fino e situada distante do ponto de lançamento ou *overflow* 3) e uma zona intermediária entre as anteriores (material de granulometria média ou *overflow* 2).

Os valores de campo tabelados referem-se a valores médios de duas medidas efetuadas em cada sub-região da praia de rejeitos. No caso dos rejeitos da zona do aterro da barragem, foram adotados os valores dos coeficientes de permeabilidade determinados para as condições da barragem na cota 930, por serem mais recentes e também por se correlacionarem, de forma mais consistente, com os valores obtidos na zona da praia de rejeitos.

Os valores de laboratório tabelados referem-se aos valores obtidos para as amostras pré-selecionadas e representativas de cada uma das sub-regiões da praia. Por outro lado, para os rejeitos do aterro, apesar da diversidade de resultados disponíveis, optou-se por utilizar os dados referentes aos rejeitos depositados atualmente na barragem B5, isto é, os dados correspondentes às amostras S1-U-A1 e S2-U-A2. Além disso, é importante destacar que se optou pela utilização dos resultados dos ensaios de laboratório determinados para a condição de amostras moldadas com densidades relativas representativas da situação *in situ* do aterro, ou seja, para uma condição de densidade intermediária.

Um aspecto relevante nas análises refere-se à anisotropia à permeabilidade dos rejeitos depositados na Barragem B5 e isto será detalhado melhor oportunamente. Em geral, esta grandeza (anisotropia) varia entre 1 e 15 em rejeitos de mineração (Vick, 1983), dependendo da natureza do rejeito e das condições de deposição e lançamento. Entretanto, o próprio autor também destaca que, em geral, a influência da anisotropia na determinação da posição da linha freática para aterros hidráulicos é menor quando comparada com outras variáveis.

Adicionalmente, uma importante característica do programa utilizado é a de permitir a adoção de diferentes funções de condutividade hidráulica, de modo a simular de forma mais representativa as condições de fluxo d'água em meios não saturados. Estas funções estão disponibilizadas pelo programa em função dos tipos de materiais e podem ser editadas e ajustadas pelo usuário. Assim, uma análise preliminar foi estabelecida no sentido de se estabelecer a natureza e a geometria destas funções para os vários tipos de materiais (Figura 6.6), de forma a simular a redução das permeabilidades ao longo de zonas com poropressões negativas (sucções), bem como o ajuste com as leituras piezométricas recuperadas de campo.

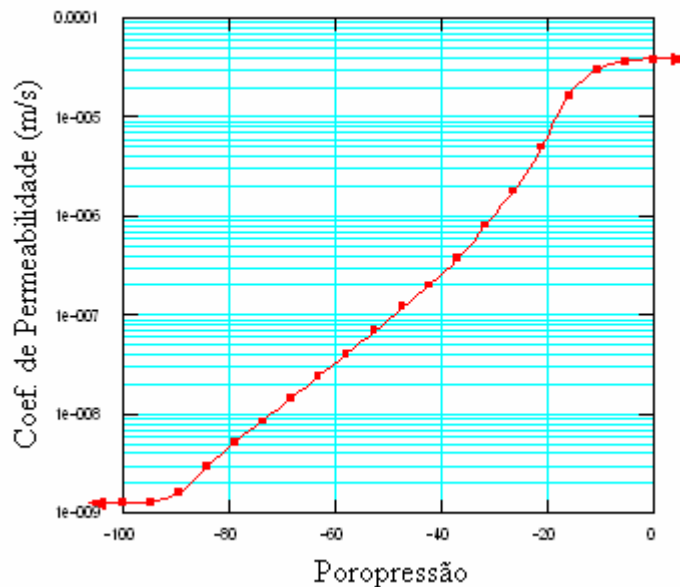


Figura 6.6 –Função de condutividade hidráulica em m/s adotada para os rejeitos.

O comportamento muito variável das permeabilidades em função dos valores de sucção nos solos resulta em variações bruscas das permeabilidades em distâncias reduzidas, o que pode gerar inconsistências numéricas localizadas. Assim, nas análises realizadas, adotou-se as funções de condutividade hidráulica apenas para os rejeitos; já que estes envolvem faixas acima e abaixo da superfície freática. A função adotada foi importada diretamente do banco de dados do programa, fazendo-se apenas o ajuste para os valores de permeabilidades dos rejeitos. Para os demais materiais, as permeabilidades foram admitidas constantes devido à condição saturada dos domínios respectivos da barragem.

6.3 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO PARA A SEÇÃO CENTRAL

Conforme anteriormente mencionado, a seção central da barragem de rejeitos B5, localizada ao longo da área de várzea do vale da barragem, constitui a seção principal das análises, por ser crítica em termos da percolação das águas através da barragem. Como principais características, a seção central contempla o dique de partida em sua seção de máxima altura, um tapete drenante de grande proporção ao longo de todo o comprimento a jusante deste dique e um dreno de pé ao final do tapete, responsável pelo deságüe da água coletada. Com relação à instrumentação, esta seção apresenta apenas um piezômetro, designado como PZ 315, instalado na interface da crista com o aterro da barragem, a montante do tapete drenante. Adicionalmente, esta seção contempla ainda o único medidor de vazão instalado na barragem, designado como MV-1.

Para as análises numéricas de percolação, a seção geotécnica central foi discretizada na forma de uma malha de elementos finitos, com 4822 elementos e 4632 nós, contendo todos os materiais indicados na Tabela 6.1, com seus respectivos coeficientes de permeabilidade. Com relação aos coeficientes de permeabilidade adotados para os rejeitos, como a seção está localizada em uma posição intermediária entre as seções B e D, optou-se por utilizar ambos os conjuntos de dados de permeabilidade, ou seja, foram feitas simulações tanto com os coeficientes de permeabilidade obtidos para a seção 1 (ou D) quanto com os da seção 2 (ou B).

É importante ressaltar que, no caso da seção 1, tanto para os ensaios de laboratório quanto para os ensaios de campo, não se constatou quaisquer efeitos de segregação de permeabilidades ao longo da praia de rejeitos, ou seja, não houve uma tendência de diminuição dos coeficientes de permeabilidades ao longo do comprimento de praia, conforme discutido previamente em capítulos anteriores deste trabalho. Assim, um dos procedimentos adotados nas simulações numéricas de percolação aplicadas à Barragem B5 consistiu na avaliação se tal condição (não ocorrência da segregação hidráulica) representa efetivamente uma condição operacional da barragem ou foi resultado apenas de uma condição crítica e esporádica, manifestada durante o período do processo de amostragem dos rejeitos.

6.3.1 Simulações Operacionais

Uma primeira análise comportou a simulação numérica da percolação através da seção central para as condições atuais de operação da Barragem de rejeitos B5, a partir dos parâmetros geotécnicos estabelecidos para os rejeitos dispostos atualmente na barragem e para as condições monitoradas de campo. O procedimento adotado consistiu na realização das análises de percolação variando as relações de anisotropia dos rejeitos dentro de uma faixa pré-estabelecida, até a obtenção de uma concordância adequada com as medidas atualizadas da instrumentação disponível nesta seção.

A Tabela 6.3 apresenta uma síntese das medidas nos medidores PZ 315 e MV-1 e do nível d'água do reservatório durante o ano de 2005, correspondente ao período do levantamento topográfico mais recente (Dezembro/2005).

Tabela 6.3 – Dados do N.A. do reservatório e leituras dos medidores PZ 315 e MV-1.

Mês	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
Dia	07	05	09	07	11	08	06	03	15
N.A.	939,86	939,84	941,0	940,66	940,61	941,30	941,70	942,03	941,53
PZ315	920,65	920,44	920,24	920,26	920,19	920,30	920,33	920,25	920,36
MV-1*	15,52	13,95	13,95	13,95	13,95	13,95	13,95	13,95	13,95

* vazões em m^3/h .

Os resultados ratificam um comportamento praticamente invariável das leituras da instrumentação da Barragem B5, entre abril e dezembro de 2005, caracterizando uma condição típica de regime permanente de fluxo. Para fins de calibração do modelo, foram utilizados os dados da instrumentação referentes ao mês de dezembro de 2005, isto é, foram adotadas as seguintes condições de contorno: N.A. do reservatório na cota 941,53 e ajuste da anisotropia dos rejeitos até que a elevação do N.A. no modelo fosse da ordem de 920,36 (cota do piezômetro PZ 315). Nesta etapa dos estudos, foram executadas 4 análises de percolação, 2 com utilização dos coeficientes de permeabilidade determinados em laboratório e 2 com os dados de campo (tomando-se os dados obtidos para as seções 1 e 2, em cada um dos casos).

Na modelagem numérica da seção central, foram consideradas ainda as seguintes condições de contorno:

- Rocha sã ou pouco alterada como limite inferior; com $Q = 0$, sendo Q a vazão específica em $m^3/s/m$;
- Na extensão a montante, caracterizada pela interface lama-areia e na extensão de jusante, caracterizada pelo final da barragem e presença do solo natural, também se considerou $Q = 0$.
- Na extensão da praia, foi prescrita a carga hidráulica $H = 941,53$, referente à posição e cota do nível d'água do reservatório.
- Na saída do dreno-de-pé, a jusante da barragem, foi prescrito a carga hidráulica $H = 895,00$, referente à cota de saída da água.

Na fase de calibração do modelo, as análises foram processadas com os dados dos rejeitos obtidos pelos ensaios de laboratório aplicados à seção 1, que, entretanto, não permitiram ajustes aceitáveis (tratando-se provavelmente de valores localizados e resultantes de variações operacionais do processo de disposição em campo). Aplicando-se os dados relativos à seção 2, a calibração do modelo apresentou um excelente ajuste com as leituras do piezômetro (Tabela 6.4) para uma relação de anisotropia de permeabilidades da ordem de 8 (coeficiente de permeabilidade horizontal oito vezes maior que o vertical).

Tabela 6.4 – Ajuste da calibração do modelo numérico (seção central da barragem B5).

instrumento	modelo	campo
PZ 315	920,37	920,36
MV-1 (m^3/s)	0,03	0,003

Assim, posteriormente à calibração do modelo numérico operacional da barragem, caracterizado pelos coeficientes de permeabilidade de laboratório da seção 2 e adoção de uma razão de anisotropia dos rejeitos igual a 8, procedeu-se à simulação do fluxo através da seção central da Barragem B5. O resultado desta simulação numérica está apresentado na Figura 6.7.

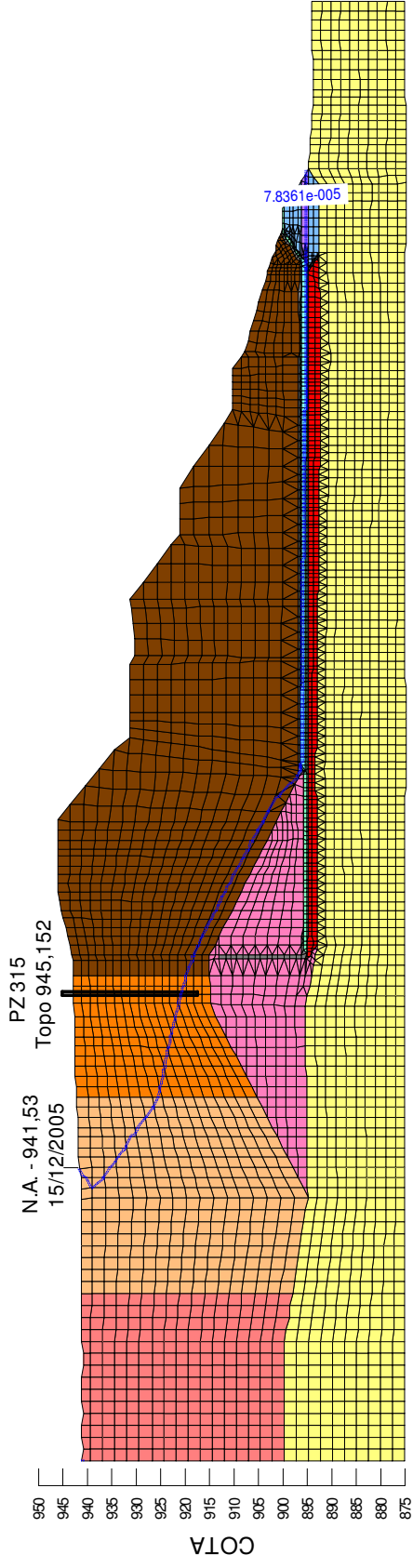


Figura 6.7 – Discretização da Seção Central da Barragem B5 e Análise do Fluxo para a condição operacional da barragem, após Calibração do Modelo. (permeabilidades da seção 2 e razão de anisotropia igual a 8).

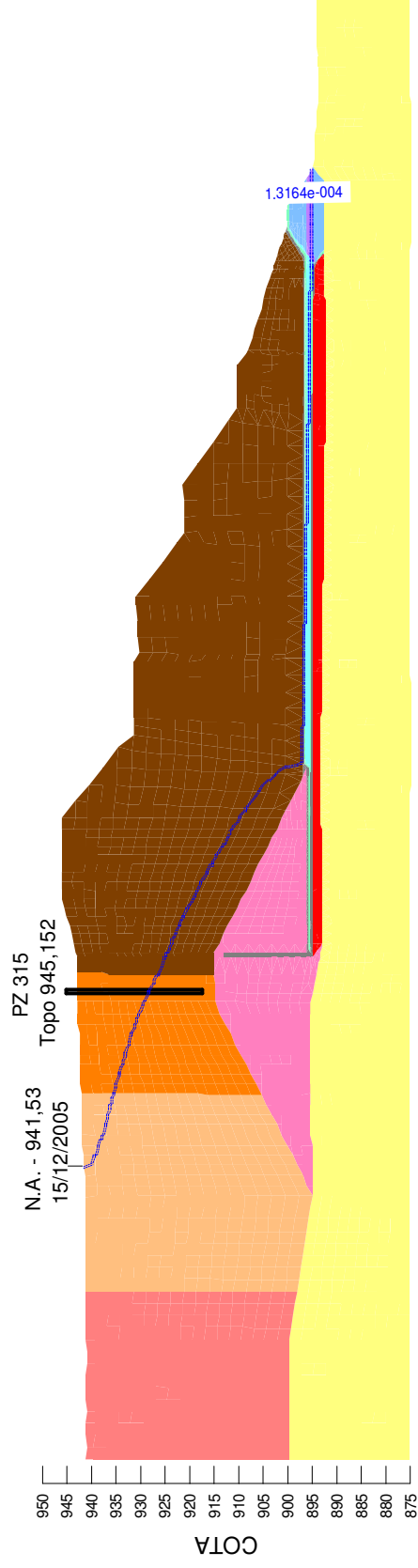


Figura 6.8 – Análise do Fluxo para a condição operacional da barragem sem efeitos de segregação hidráulica (permeabilidades da seção 1 e razão de anisotropia igual a 8).

Uma variante da modelação consistiu em se analisar o comportamento da percolação da barragem em condições operacionais, admitindo-se a hipótese de não ocorrência dos efeitos de segregação hidráulica ao longo da praia de rejeitos. Assim, as análises anteriores foram reaplicadas, tomando-se como parâmetros dos rejeitos os valores obtidos para seção 1 da barragem (mantendo-se inalterada a razão de anisotropias igual a 8). Esta reanálise está apresentada na Figura 6.8.

A comparação entre os dois modelos de percolação mostra a importância da segregação de permeabilidades para o rebaixamento da linha freática a montante. Conforme discutido em capítulos anteriores, a praia de rejeitos tem a função essencial de promover a depleção e o afastamento do nível freático da barragem propriamente dita. Constatou-se que estes efeitos foram sensivelmente maiores para as condições de segregação dos rejeitos (Figura 6.7).

Por outro lado, é importante destacar a função do tapete drenante na barragem em ambos os arranjos, atuando efetivamente como elemento de controle e eliminação disciplinada dos fluxos internos da barragem. Além disso, observa-se que o talude de jusante da barragem, mesmo para o caso crítico simulado, encontra-se praticamente seco, demonstrando ainda mais a importância deste sistema drenante para o controle da superfície freática e, conseqüentemente, para a segurança global da barragem.

Análises similares foram implementadas para a Barragem B5 assumindo parâmetros geotécnicos dos rejeitos oriundos dos ensaios de campo realizados, com resultados essencialmente equivalentes às análises precedentes, a partir dos resultados de ensaios em laboratório, a não ser pelo fato de que, nestas condições, o melhor ajuste ocorreu para uma razão de anisotropias da ordem de 11 (dados obtidos da seção 2). Os resultados destas análises complementares estão indicados no Anexo 1 deste trabalho.

Conclui-se, portanto, que, mesmo adotando-se metodologias simples e rápidas como os ensaios de campo com o permeâmetro de Guelph, é possível obter-se excelentes resultados em modelos numéricos de fluxo, desde que sejam realizados procedimentos adequados e que sejam efetuados os devidos ajustes no modelo em termos dos valores mais representativos a serem adotados para a anisotropia dos rejeitos.

6.3.2 Simulações de Casos Específicos de Estudo

A simulação de casos específicos de estudo compreende as análises de percolação em que se leva em conta aspectos não-operacionais do comportamento da barragem. Tais simulações são muito importantes, pois possibilitam, quando associadas às análises de estabilidade, avaliar a segurança da barragem quando esta estiver sob efeito de alguma situação crítica. Estes estudos podem ainda contemplar situações especiais como, por exemplo, simulações de novos alteamentos ou as influências específicas sobre a estabilidade da barragem de diferentes extensões de praia e/ou níveis do reservatório.

Nesse sentido, foram implementados os seguintes estudos específicos relativos às análises de percolação através da Barragem B5:

- ❑ Simulação da colmatção total e parcial do sistema de drenagem interna;
- ❑ Simulação da variação do N.A. do reservatório associado ao comprimento da praia (regime permanente);
- ❑ Simulação de novos alteamentos para a barragem; alteamento até a cota de 950 de projeto e hipótese até a cota 965.
- ❑ Simulação da hipótese de ausência de ciclonagem, isto é, sem a separação granulométrica do rejeito total na crista da barragem;
- ❑ Mescla de condições críticas.

6.3.2.1 Colmatção do Sistema de Drenagem Interna

Conforme mencionado anteriormente, o tapete drenante constitui uma estrutura essencial à segurança global da barragem, por controlar os processos de rebaixamento e interceptação do nível freático no interior do maciço. Sendo assim, procurou-se simular um efeito de colmatção progressiva do tapete drenante através da brusca redução da permeabilidade dos seus materiais constituintes. Neste propósito, foram reduzidos os coeficientes de permeabilidade dos materiais da barragem (magnetita, pedrisco e brita fina) da ordem de 10 vezes e, posteriormente, da ordem de 100 vezes, obtendo-se os modelos de fluxo apresentados nas Figuras 6.9 e 6.10, respectivamente.

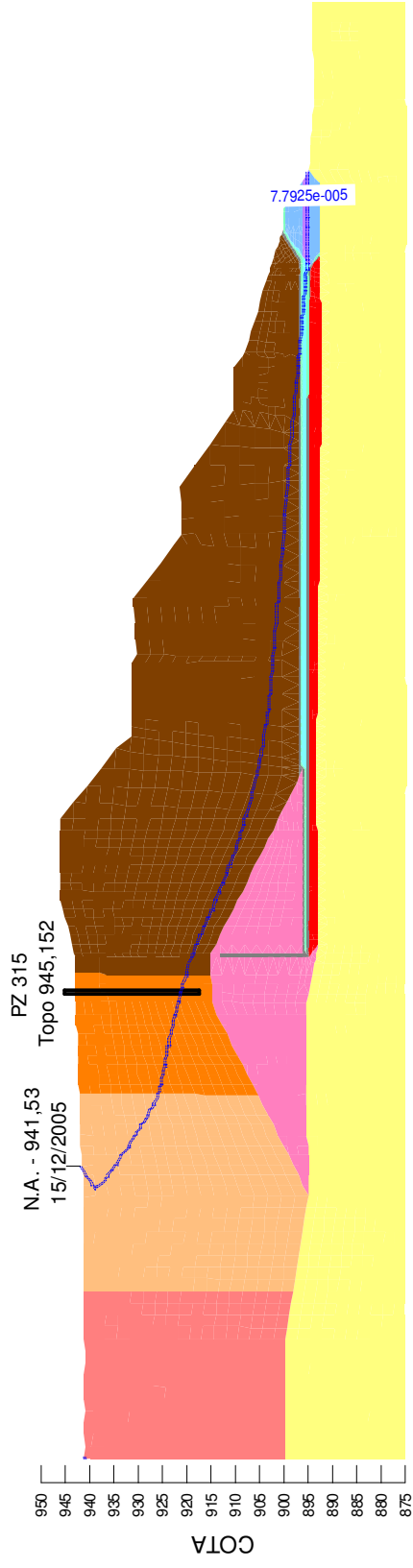


Figura 6.9 – Colmatação parcial do tapete drenante da seção central. Permeabilidade do tapete reduzida em 10 vezes.

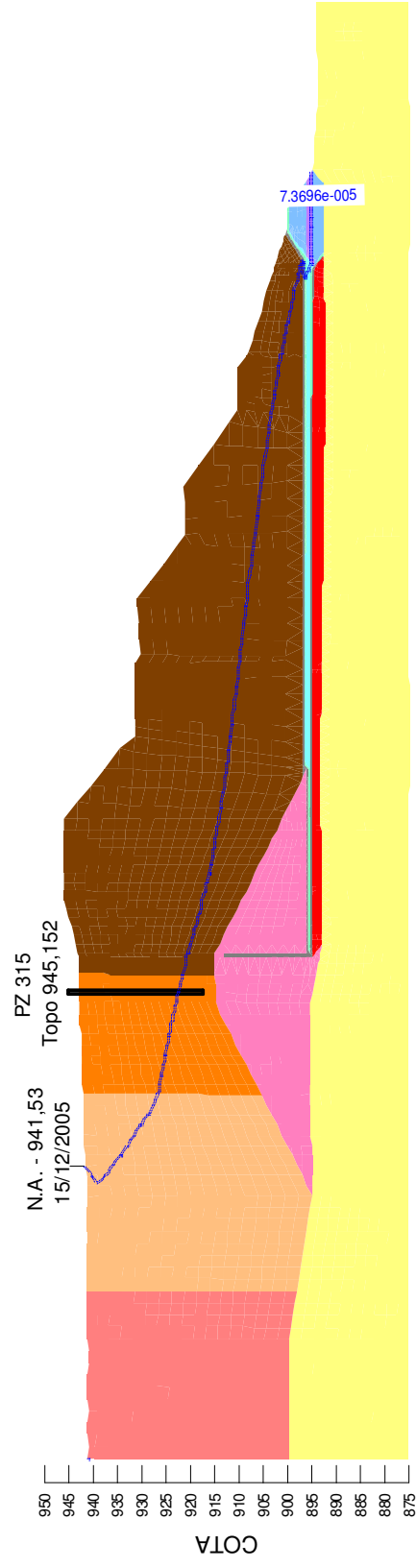


Figura 6.10 – Colmatação parcial do tapete drenante da seção central. Permeabilidade do tapete reduzida em 100 vezes.

As simulações mostram uma significativa ascensão do nível d'água no talude de jusante da barragem e acima do tapete drenante. Com relação à posição do NA no piezômetro PZ 315, verifica-se uma elevação de 28 cm no mesmo para uma redução na permeabilidade do tapete da ordem de 10 vezes, sendo esta elevação igual a 1,51m no caso de uma redução da permeabilidade da ordem de 100 vezes.

Entretanto, mesmo com a brusca redução de permeabilidade do tapete drenante, observa-se a não ocorrência de modificações apreciáveis da vazão de saída da barragem. Tal fato justifica-se pela forte influência da presença do dreno-de-pé, uma vez que esta estrutura, fortemente drenante, condiciona e disciplina o fluxo através da barragem. Assim, buscando simular uma situação ainda mais crítica que a colmatação do tapete drenante, procederam-se a novas simulações da colmatação do tapete, porém, agora, associadas a uma redução da permeabilidade dos materiais do dreno-de-pé da ordem de 10.000 vezes, ou seja, restringindo-se substancialmente o único ponto de saída “harmônico” da água de percolação (Figura 6.11).

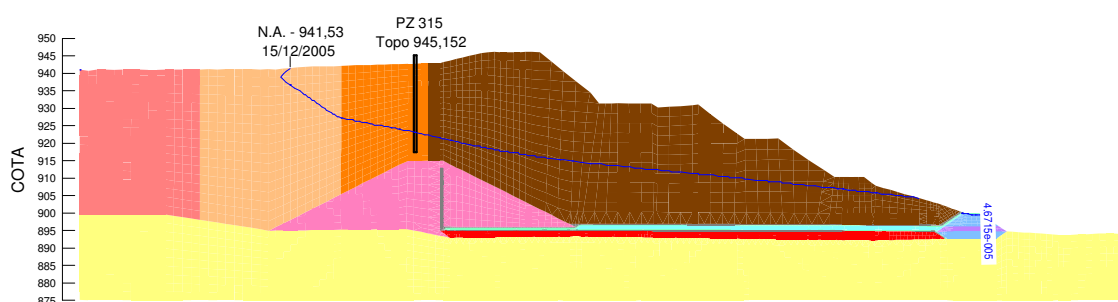


Figura 6.11 – Colmatação do tapete drenante da seção central (100 vezes menor) associado com a colmatação do dreno de pé (10.000 vezes menor).

Nesta condição crítica, constata-se um substancial aumento no nível freático interno da barragem, associado a uma sensível redução nos valores da vazão na saída. Com relação aos instrumentos, ocorre uma elevação de 2,39m na leitura do piezômetro PZ 315, bem como uma redução da ordem de duas vezes na vazão medida na saída, em relação a da condição operacional da barragem. Observa-se que a água percolada, com a colmatação do dreno-de-pé, passa a emergir no talude de jusante da barragem de rejeitos, tornando a estrutura susceptível ao *piping* e a rupturas globais.

6.3.3.2 Variações do N.A. do Reservatório

Conforme anteriormente abordado, a principal função da praia, em uma barragem de rejeitos, compreende o afastamento do nível d'água do reservatório, ou seja, quanto maior o comprimento da praia, maior será a distância entre o N.A do reservatório e a crista da barragem. Uma extensão mínima de praia constitui uma das premissas de projeto de barragens de contenção de rejeitos.

Nesse sentido, com o intuito de se avaliar a influência do comprimento de praia na posição da linha freática no interior da Barragem B5, foram realizadas algumas análises de percolação variando-se o N.A do reservatório ao longo da praia de rejeitos, a partir do modelo de calibração dado na Figura 6.7. A Figura 6.12 e a tabela 6.6 apresentam uma síntese dos resultados obtidos nestas análises (apresentadas em separado no Anexo 1 deste trabalho), considerando a hipótese de regime permanente de fluxo.

Conforme pode ser observado, à medida em que o nível d'água se aproxima da crista, ocorre uma sensível elevação no nível freático interno da barragem. Mais uma vez, as análises evidenciam que a posição da linha freática é fortemente condicionada pela presença do tapete drenante; mesmo para uma posição crítica do reservatório (próximo à crista da barragem), o talude de jusante apresenta-se seco.

Neste sentido, para uma maior representatividade das análises relativas a uma elevação temporária no nível do reservatório, seria necessária a adoção de análises em regime transiente. Porém estas análises, além de demandarem informações da variação do N.A. com o tempo, necessitariam uma avaliação mais detalhada das condições de fluxo nas regiões não saturadas da praia de rejeitos incluindo-se, por exemplo, a determinação da curva de retenção destes materiais, bem como a determinação dos parâmetros de sucção dos rejeitos depositados na praia. Entretanto, destaca-se que, como se está analisando a estabilidade global da barragem, a hipótese de regime permanente corresponde a uma condição mais crítica de abordagem, quando comparada com a hipótese de regime transiente e, portanto, as análises sistematizadas na Figura 6.12 propiciam avaliações mais conservativas da segurança da barragem de rejeitos B5.

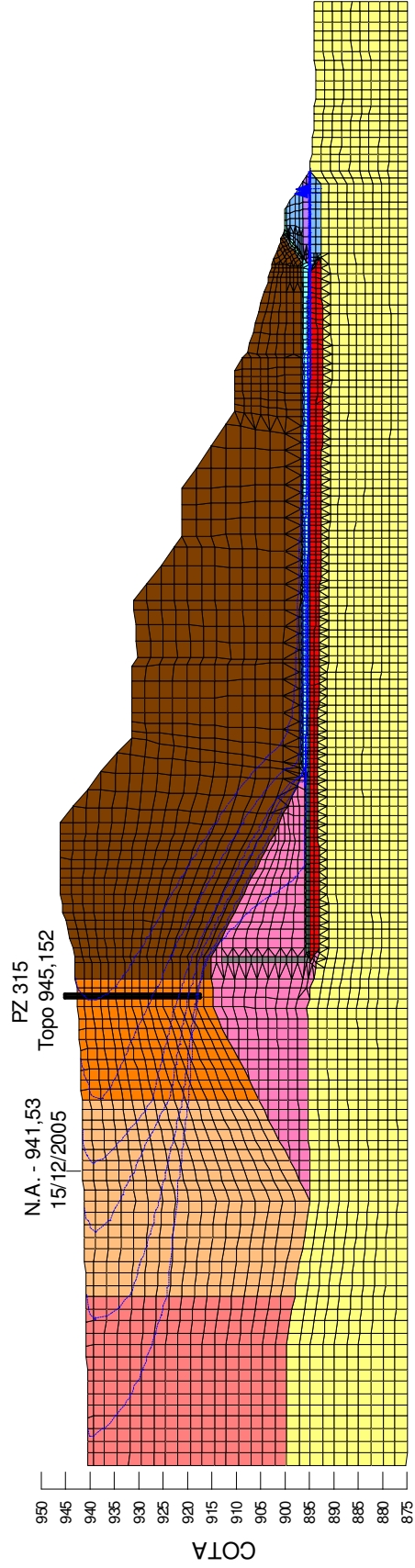


Figura 6.12 – Modelos de fluxo resultantes da variação da cota N.A. do reservatório ao longo da praia de rejeitos da barragem B5.

Tabela 6.5 – Resultados das análises de variação do N.A. do reservatório da barragem B5; regime permanente de fluxo.

simulação	Cota do N.A.	Comp. da praia (m)	Leitura PZ 315
<i>Operacional</i>	941,53	40	920,36
1	940,51	93	917,87
2	940,88	66	918,22
3	941,27	49	919,62
4	941,57	32	921,46
5	942,02	17	926,69
6	942,91	0	941,40

6.3.3.3 Condições de Pós-Alteamento

Em barragens de rejeitos com alteamentos sucessivos, a evolução do maciço e as propriedades geotécnicas dos rejeitos são fortemente condicionadas pela natureza do minério processado e pelos volumes produzidos. As propriedades geotécnicas dos rejeitos, em particular, tendem a variar muito ao longo da vida útil da barragem, em função das variações das frentes de lavra e do processo de beneficiamento utilizado.

Além disso, por serem construídas com o próprio rejeito e, na maioria das vezes, com baixo controle tecnológico, os materiais nem sempre mantêm os parâmetros de projeto. Muitas vezes, face a necessidade de disposição de elevados volumes, as barragens são alteadas além da cota de projeto ou mesmo têm seus métodos de alteamento ou ângulos de talude modificados, de acordo com a necessidade de armazenamento.

Nesse sentido, as análises de percolação e de estabilidade devem ser sempre atualizadas, levando-se em conta as propriedades atuais dos rejeitos e a geometria do maciço pós-alteamentos. Nesse contexto, com o intuito de se avaliar as condições de fluxo na barragem B5 em sua cota final (condição de final de construção), foram processadas análises de percolação considerando-se os alteamentos sucessivos da barragem até a cota 950, final no projeto. Os alteamentos foram considerados com a mesma geometria dos precedentes, isto é, mesma inclinação de talude e o mesmo comprimento de berma. Adicionalmente, estabeleceu-se a cota operacional final do N.A. do reservatório na cota 498 (projeto original), para uma inclinação da praia de 4% (Figura 6.13).

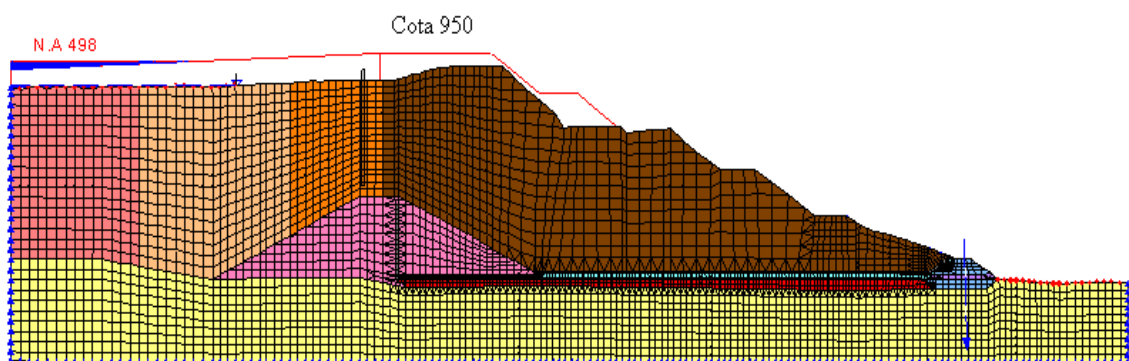


Figura 6.13 – Barragem B5 com alteamentos até a cota final de projeto (cota 950).

As análises de percolação foram realizadas a partir do modelo de calibração inicial, com os coeficientes de permeabilidade estimados pelos ensaios de laboratório para amostras de rejeitos da seção 2 (Figura 6.7). Com a discretização da nova região dos alteamentos até a cota 950, seguindo o mesmo padrão de elementos finitos utilizado para a seção de referência, procedeu-se à análise com o N.A. do reservatório conforme projeto, que é mostrada na Figura 6.15. Verifica-se que a superfície freática comporta-se de maneira análoga à da seção de referência, porém, levemente elevada em virtude do aumento na altura da barragem. Este aumento corresponde a uma elevação de 0,76m na leitura atual do piezômetro PZ 315 (920,36). Numa condição crítica, com o NA do reservatório muito próximo à crista da barragem, a análise de fluxo é mostrada na Figura 6.16. Analogamente ao caso anterior, este efeito induziu uma brusca elevação da superfície freática no interior do maciço de rejeitos.

Uma situação possível consiste na hipótese de alteamento da barragem B5 até cota 965, superando em 15m a cota original de projeto. Assim, de maneira análoga às análises na cota 950, implementou-se um modelo numérico de fluxo para a barragem alteada até a cota 965 (Figura 6.14), admitindo-se também uma inclinação da praia de 4% e um N.A. operacional 2m abaixo da cota de crista. Destaca-se que, para evitar que os novos alteamentos fossem executados sobre o material da praia, os ângulos dos taludes dos novos alteamentos foram ligeiramente aumentados, passando dos atuais 36° para 45°. Os resultados da análise operacional da barragem nestas condições, com o N.A. do reservatório na cota 963 e próximo à crista da barragem, são apresentados nas Figuras 6.17 e 6.18, respectivamente.

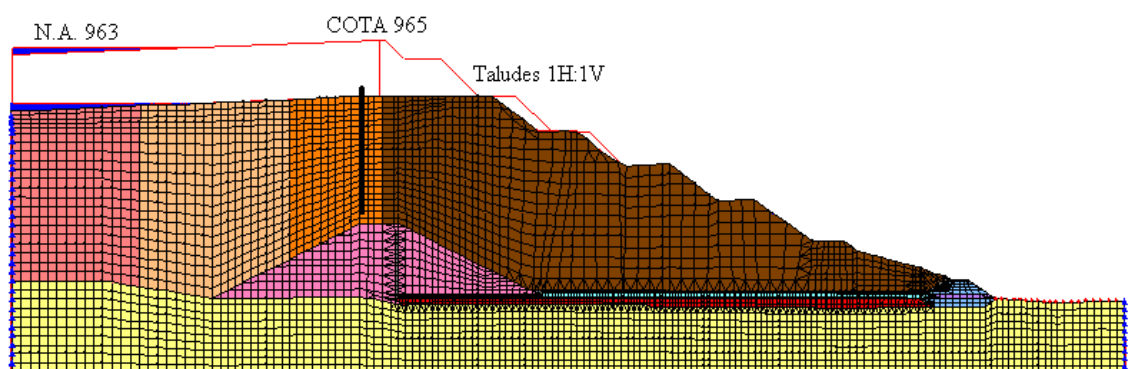


Figura 6.14 – Barragem B5 com alteamentos até a cota final 965.

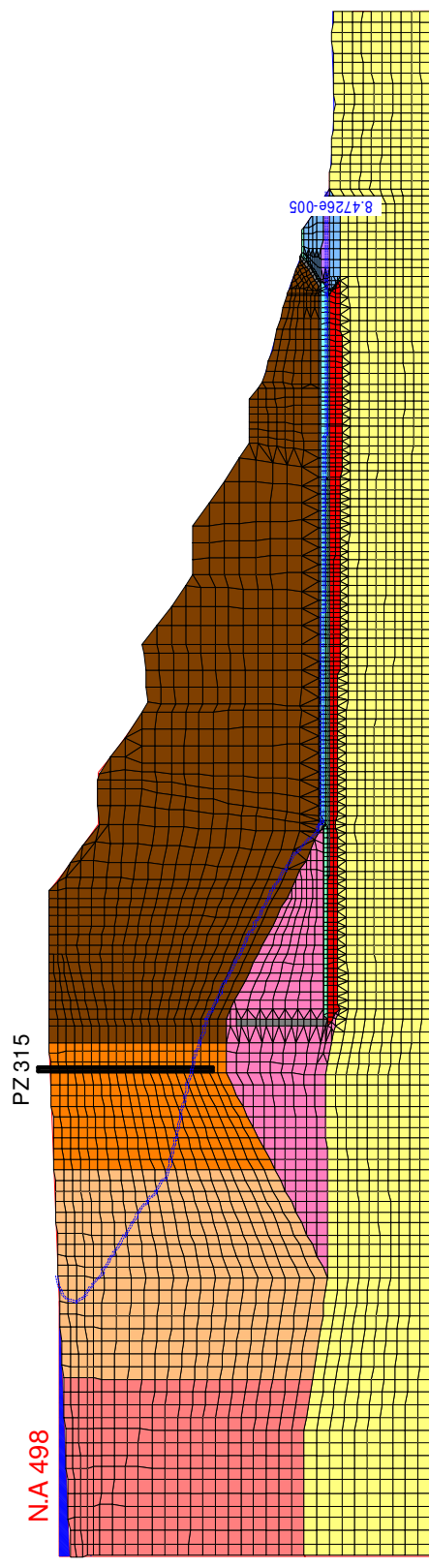


Figura 6.15 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 950 (Final de projeto; N.A. operacional na cota 948).

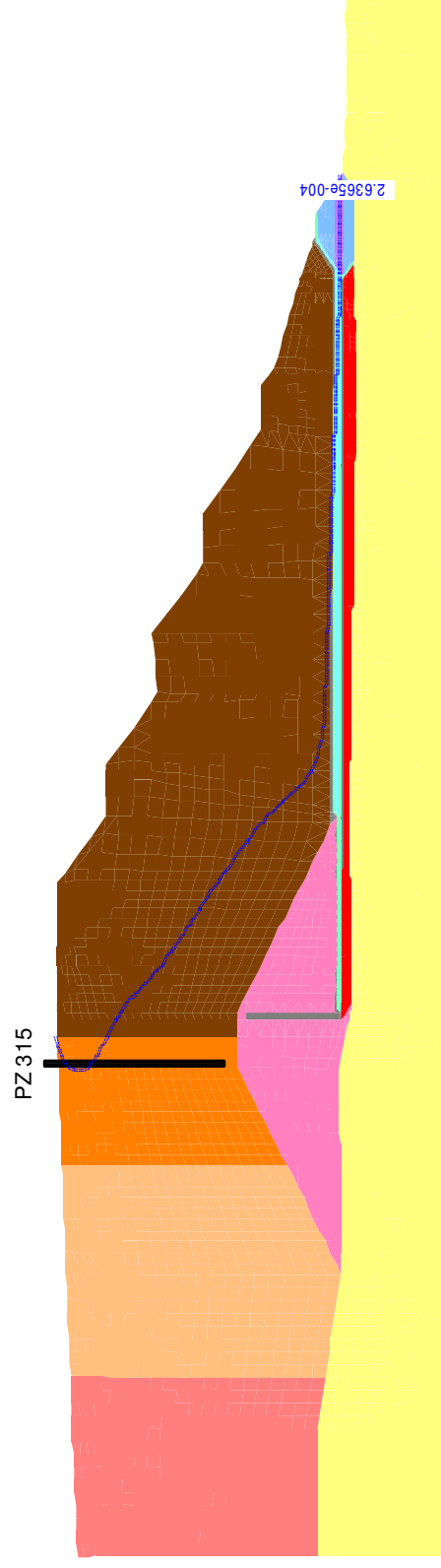


Figura 6.16 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 950 (Final de projeto; N.A. crítico na cota 949,62).

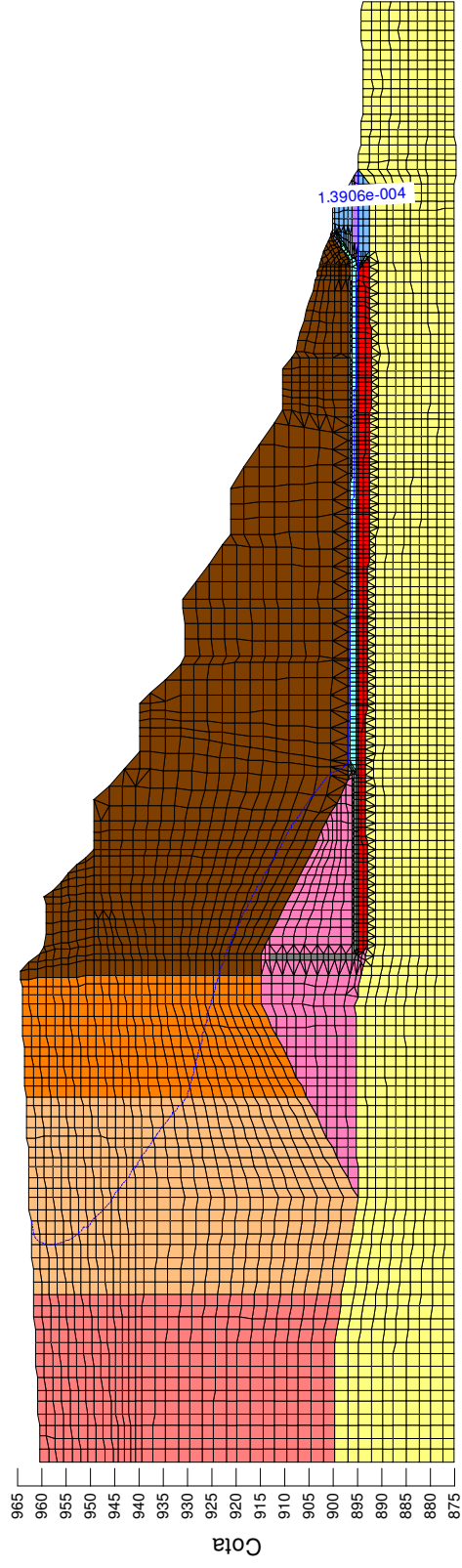


Figura 6.17 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 965 (Hipótese de alteamento final; N.A. operacional na cota 963).

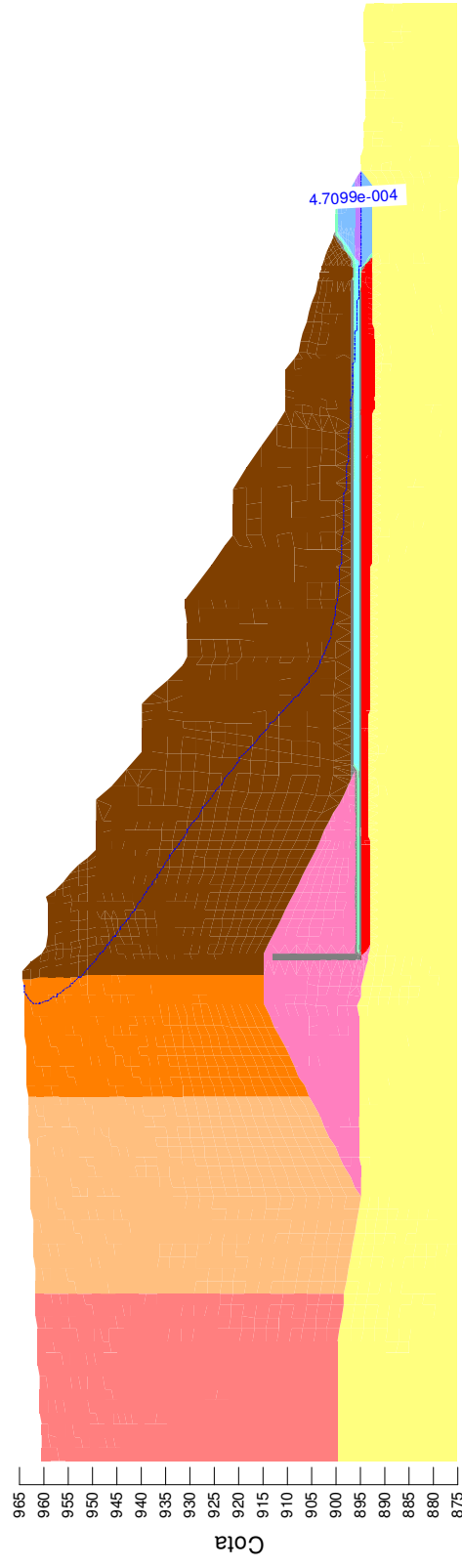


Figura 6.18 – Análise de percolação para a Barragem B5 na cota 965 (Hipótese de alteamento final; N.A. crítico na cota 964,24).

Observa-se que, mesmo para a barragem alteada até a cota 965, a presença de permeabilidades menores e diferenciadas ao longo da praia promove uma forte depleção da freática, condicionada ainda pelo tapete drenante. Com relação à instrumentação, nota-se, mais uma vez, um ligeiro aumento na leitura do piezômetro PZ 315 (4,42 metros), em relação à leitura atual.

6.3.3.4 Ausência do Processo de Ciclonação dos Rejeitos

Um estudo complementar compreendeu as análises de percolação, desconsiderando-se os efeitos da ciclonação dos rejeitos. Na simulação, face a ausência de parâmetros geotécnicos para o rejeito total lançado na barragem B5, foram adotados valores típicos para os rejeitos grossos (undeflow) atualmente lançados na barragem, obtidos com base nos ensaios realizados com a amostra S1-U-A1 (rejeitos de maior granulometria entre as amostras ensaiadas).

Para os rejeitos do aterro, como se trata de uma região compactada mecanicamente utilizou-se o coeficiente de permeabilidade referente à amostra S1-U-A1, ensaiada com densidade relativa igual a 50% ($k = 3,88 \times 10^{-3}$ cm/s), tomando-se, para os rejeitos da praia, o coeficiente de permeabilidade referente à amostra S1-U-A1, ensaiada com densidade relativa igual a 20%, uma vez que não sofre compactação ($k = 7,88 \times 10^{-3}$ cm/s). O resultado desta análise de percolação, referente à geometria atual da barragem, é apresentado na Figura 6.19. Também nesta figura, para efeitos comparativos, apresenta-se a linha freática anteriormente traçada, na análise de percolação referente à condição operacional.

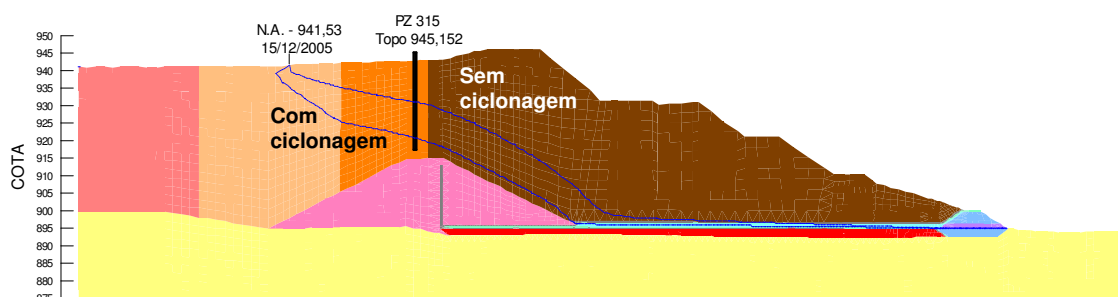


Figura 6.19 – Modelos de fluxo na Barragem B5 com e sem processo de ciclonação.

Conforme pode ser observado na figura anterior, a ausência do processo de ciclonagem de rejeitos implicou um nível freático interno substancialmente elevado. A ausência da faixa de permeabilidades diferenciadas e sensivelmente menores na zona de montante da barragem (condição operacional) restringiu os efeitos de depleção da linha freática a montante. Para a hipótese anterior em caráter parcial, ou seja, considerando a ocorrência de não ciclonagem dos rejeitos somente a partir da situação atual da barragem até a sua cota final de projeto (950), foi obtido o modelo apresentado na Figura 6.20.

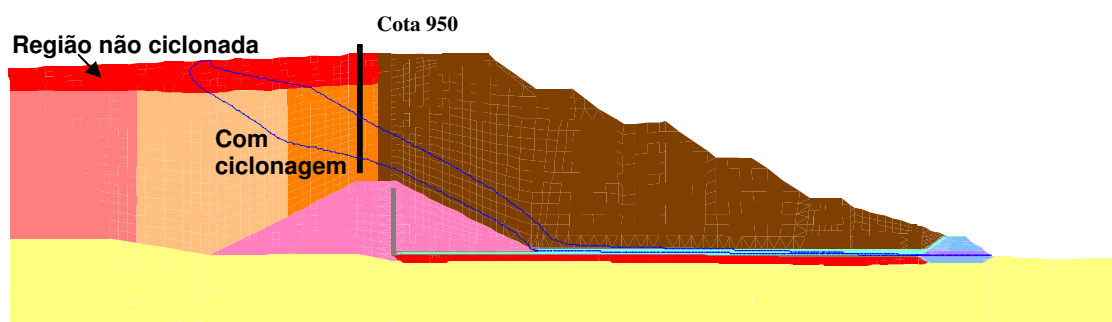


Figura 6.20 – Modelos de fluxo na Barragem B5 sem processo de ciclonagem da geometria atual até a cota final de projeto (950).

A influência da zona de rejeitos não ciclonados é notável no comportamento do fluxo, condicionando sobremaneira a elevação da superfície freática. Com efeito, a percolação tende a ocorrer preferencialmente através da zona dos rejeitos não ciclonados, mais permeável, com uma conseqüente ascensão do nível freático à montante da barragem.

Nesse contexto, também é importante destacar que o lançamento casual de rejeitos grossos ao longo da praia (espigotamento ou interrupção da ciclonagem), em detrimento ao processo convencional de separação granulométrica, pode criar, nesta importante região da barragem, estratos mais permeáveis intercalados ao *overflow* mais fino e menos permeável.

Essa estratificação, por sua vez, tende a estabelecer caminhos preferenciais do fluxo e, com isso, a um comportamento indesejado semelhante aquele apresentado na figura 6.20. Portanto, destaca-se a necessidade e importância de se evitar o lançamento de rejeitos não ciclonados ao longo da praia, mesmo que esporadicamente ou em zonas limitadas do maciço.

6.3.3.5 Combinação de Condições Específicas

Uma barragem de rejeitos pode ser submetida a condições críticas pela associação inadequada de eventos distintos como, por exemplo, a colmatagem do sistema de drenagem interna e chuvas intensas ou uma elevação rápida no reservatório da barragem e uma pequena extensão da praia de rejeitos. Nesse contexto, foram executadas análises de percolação através da Barragem B5, a partir do modelo prévio de calibração, para associações das condições específicas: colmatagem do sistema de drenagem interna, elevação do N.A. do reservatório e nível do reservatório na cota 965.

❑ Colmatagem total do tapete drenante associado à elevação do N.A. do reservatório para a barragem na cota atual

Nesta análise, procurou-se avaliar o comportamento da superfície freática, diminuindo-se a permeabilidade do tapete drenante da barragem da ordem de 100 vezes e com o N.A. do reservatório próximo à crista da barragem (Figura 6.21).

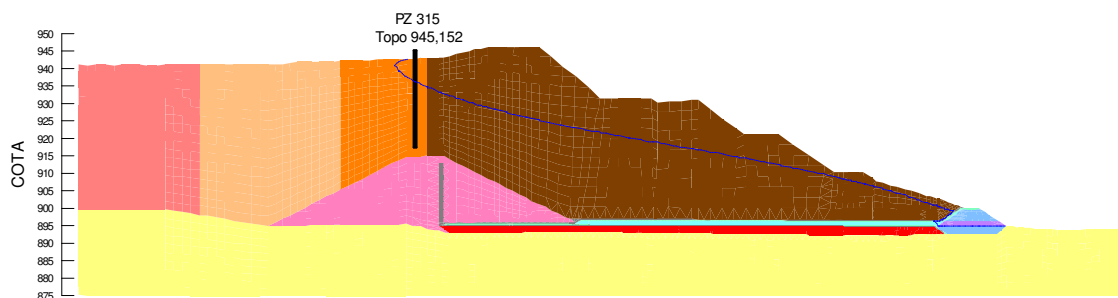


Figura 6.21 – Colmatagem do tapete drenante e elevação do N.A. do reservatório para a cota 942,92.

Conforme pode ser observado na figura, a associação das duas condições críticas faz com que ocorra uma elevação bastante severa do nível freático interno, com saturação de extensa região do talude de jusante e potencial impacto sobre a segurança e a estabilidade global da barragem. Nota-se que, ainda nesta condição, o fluxo é condicionado pela presença do dreno-de-pé, sem chegar a aflorar no talude de jusante. Assim, numa hipótese mais crítica possível, refez-se a análise acoplada à condição de colmatagem do dreno-de-pé, resultando em uma condição totalmente inconsistente para a barragem (Figura 6.21).

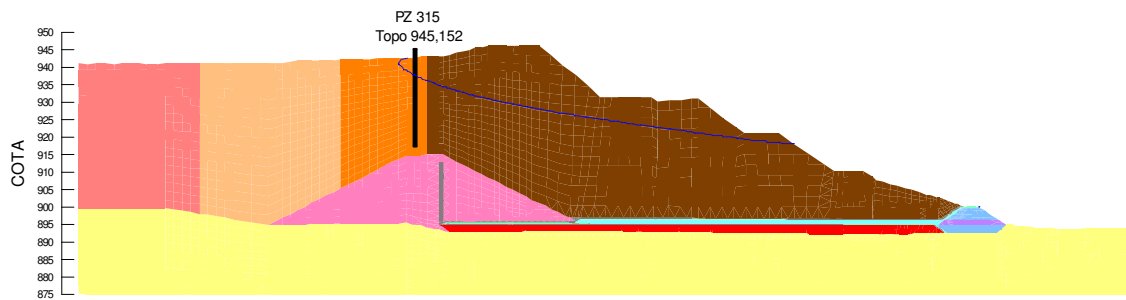


Figura 6.22 – Colmatagem total do sistema de drenagem interna associada à elevação do N.A. do reservatório para a cota 942,92.

- ❑ **Colmatagem total do tapete drenante associado à elevação da barragem para a cota 965**

Para uma acumulação dos rejeitos até a cota 965, além daquela prescrita em projeto (cota 950), a colmatagem do tapete drenante da Barragem B5, por meio de uma redução de permeabilidade do mesmo da ordem de 100 vezes, resultou na simulação indicada na Figura 6.23.

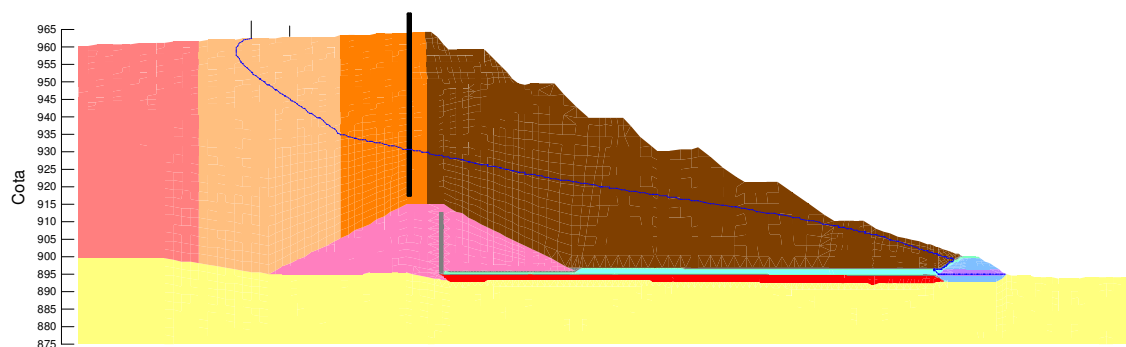


Figura 6.23 – Colmatagem do tapete drenante associada à elevação da barragem para a cota 965 e N.A. operacional

6.4 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO PARA AS SEÇÕES B e D

As seções B e D, conforme exposto previamente, estão localizadas lateralmente à seção central, a aproximadamente 70m de distância. As seções laterais contemplam septos drenantes executados ao longo das ombreiras, que interceptam as águas destas regiões e as direcionam até o ao tapete central da barragem.

Em relação à instrumentação, estas duas seções contemplam o maior número de medidores instalados, cada uma com três medidores de nível d'água e um piezômetro, conforme indicado nas Figuras 6.3 e 6.4. Entretanto, apesar deste maior número de instrumentos, estas duas seções apresentam-se mais complexas do ponto de vista de modelagem numérica, em função da posição relativa (transversal) dos septos drenantes.

Dessa maneira, a ferramenta mais apropriada para uma análise de percolação realística desta região da barragem seria um software 3-D, numa abordagem tridimensional do problema. No modelo bidimensional adotado neste trabalho, a presença dos septos drenantes transversais foram considerados mediante a adoção de uma condição de contorno conhecida por “fluxo prescrito”, ou seja, prescreveu-se para o septo uma determinada vazão, teoricamente correspondente a sua transmissividade funcional.

Nesse sentido, como se tratam de soluções alternativas e como já se dispõe de inúmeras análises de percolação para a barragem B5 (referente à seção central), optou-se por analisar as seções B e D apenas para sua condição operacional. Ambas as seções foram modeladas utilizando-se os coeficientes de permeabilidade obtidos em laboratório para as duas seções e a razão de anisotropia adotada para a calibração do fluxo na seção central da barragem.

6.4.1 Seção B

Para a conformação do modelo numérico da seção B, foi utilizada a seção geotécnica apresentada na figura 6.4 e os dados relativos aos materiais indicados nas Tabelas 6.1 e 6.2. A seção foi então discretizada em 5804 elementos e 5715 nós. Com relação à instrumentação, os dados referentes aos indicadores e nível d'água e piezômetro para o ano de 2005 são apresentados na Tabela 6.6.

Os dados coletados de registros recentes (maio a dezembro/2005) mostram que a região da barragem, a jusante do septo drenante, encontra-se seca, evidenciando a eficiência da ação do septo drenante. Isto foi verificado também durante as análises de percolação ao longo da seção central, na qual o tapete drenante atua de forma igualmente eficaz no processo de captação e eliminação das águas de fluxo naquela região da barragem (deixando o talude de jusante seco).

Tabela 6.6 – Dados de monitoramento da seção B (maio a dezembro/2005).

Mês	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
Dia	05	09	07	11	08	06	03	15
N.A.	939,84	941,00	940,66	940,61	941,30	941,70	942,03	941,72
INA 307	920,93	920,73	920,79	920,81	920,84	920,84	920,79	920,91
INA 308	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco
PZ 309	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco
INA 310	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco

As análises de percolação para a seção B da barragem foram executadas considerando as mesmas condições de contorno anteriormente utilizadas para a seção central, porém adicionada de “fluxo prescrito” no septo drenante.

Para a determinação da vazão a ser prescrita no septo, face ao seu bom funcionamento verificado (de acordo com a instrumentação), utilizou-se do seguinte artifício numérico: inicialmente executou-se a análise de percolação prescrevendo pressão nula no septo drenante, de forma a condicionar a direção da superfície freática em direção ao septo e, em seguida, colocou-se uma linha para medida de fluxo (outro recurso do software) imediatamente antes do septo drenante. A vazão de afluente foi, então, medida e posteriormente associada ao septo por meio da condição de fluxo prescrito.

O resultado desta análise, considerando um fluxo prescrito no septo drenante igual a $2,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ e os coeficientes de permeabilidade determinados em laboratório para esta seção (seção 2), é mostrado na figura 6.24.

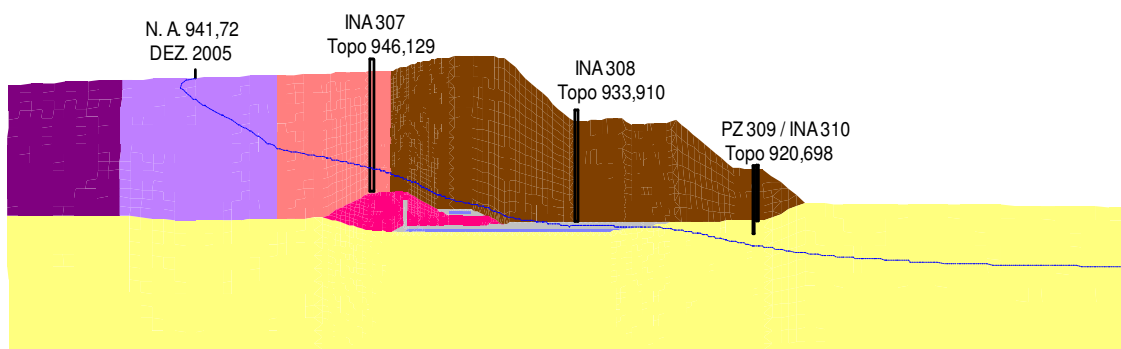


Figura 6.24 – Análises de percolação para a seção B (considerando um fluxo prescrito no dreno igual a $2,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$)

Conforme se pode observar na figura, o septo drenante funciona como uma “bomba” de rebaixamento da superfície freática no interior do maciço. Com relação à instrumentação, observa-se que a superfície freática determinada numericamente é coerente com aquela monitorada *in situ*, uma vez que os instrumentos a jusante do septo drenante encontram-se secos. Além disso, para a anisotropia e para os coeficientes de permeabilidade utilizados, o valor numericamente obtido para o medidor INA 307 (920,14) aproxima-se bem daquele medido em campo, que é apenas 77cm superior.

Adicionalmente, com o intuito de verificar o comportamento do fluxo nesta seção para uma colmatagem do septo drenante, procedeu-se uma nova análise de percolação, porém, impondo-se a ausência do fluxo prescrito no dreno. Destaca-se que a exclusão da vazão prescrita no dreno faz com que este se comporte basicamente como um “bolsão” drenante no interior do maciço e, portanto, sem nenhuma capacidade de transmissão de água de percolação. O resultado desta análise é apresentado na Figura 6.25.

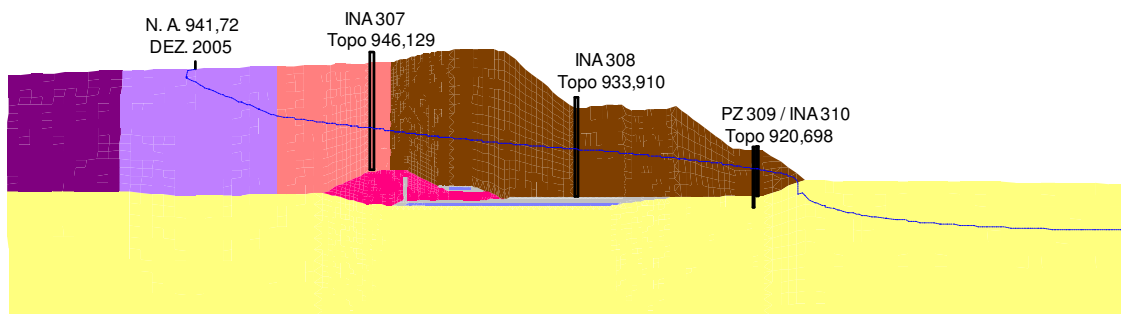


Figura 6.25 – Análises de percolação para a seção B (sem atuação do septo drenante).

Conforme pode ser observado na figura 6.25, a ausência do septo drenante faz com a superfície freática passe a surgir no pé do talude de jusante da barragem, com os riscos inerentes a tal condição de inconsistência para o fluxo através do maciço da barragem (susceptibilidade a erosões hidráulicas ou *piping*). Por outro lado, os instrumentos localizados a jusante do septo drenante, que tenderiam a indicar leituras nulas (talude seco) em situação normal de operação da barragem, passariam a indicar leituras e pressões piezométricas elevadas e proibitivas, a partir da hipótese de colmatagem total do dreno. A instrumentação local, assim, desempenha papel fundamental no controle e monitoramento da segurança da barragem.

6.4.2 Seção D

A seção D é aquela que se apresenta com o menor número de estruturas internas. Como está localizada mais lateralmente (região de ombreira), esta seção já não está mais sob a influência do dique de partida. Nesse sentido, é composta essencialmente pelo septo lateral distribuído ao longo da ombreira da barragem, com mais ou menos 5m de largura, diretamente apoiado sobre a fundação da barragem. Devido às similaridades, foram utilizados os mesmos padrões e procedimentos anteriormente descritos para a seção B.

Os dados recentes (maio a dezembro/2005) da instrumentação geotécnica instalada na seção D da Barragem B5 estão apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Dados de monitoramento da seção D (maio a dezembro/2005).

Mês	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
Dia	05	09	07	11	08	06	03	15
N.A.	939,84	941,00	940,66	940,61	941,30	941,70	942,03	941,72
INA 303	923,51	923,40	923,47	923,34	923,44	923,45	923,48	923,59
INA 304	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco
PZ 305	904,23	904,35	904,46	904,40	904,34	904,25	904,23	904,29
INA 306	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco	seco

De acordo com os dados do monitoramento, a região à jusante do septo drenante, não se apresenta seca, como observado nos registros da seção anterior. Entretanto, pela posição relativa do piezômetro PZ 305, constata-se que as leituras correspondem basicamente à cota da fundação da barragem naquela região, ou seja, o instrumento indica que a superfície freática naquela região está paralela ou pouco abaixo da interface aterro / fundação da barragem.

As análises de percolação seguiram as mesmas prescrições adotadas para a seção B (dados dos coeficientes de permeabilidade determinados em laboratório para a seção 2; razão de anisotropia estabelecida no modelo de calibração). O resultado desta análise de percolação, para uma prescrição de vazão no dreno igual a $1,65 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, é apresentada na Figura 6.26.

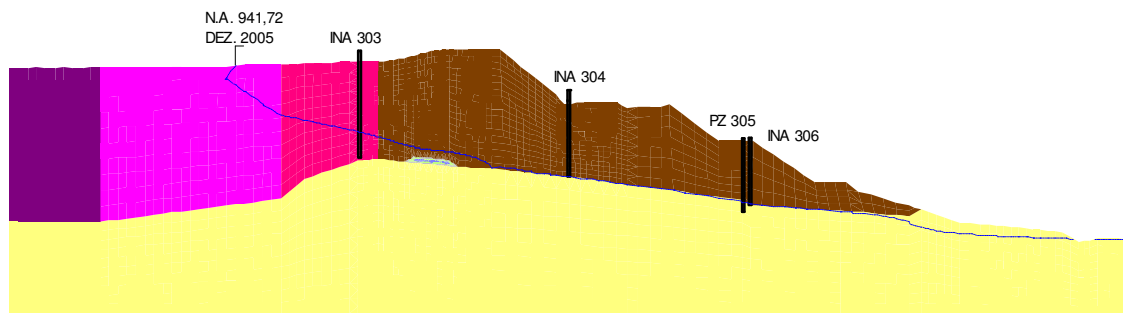


Figura 6.26 – Análises de percolação para a seção D (considerando um fluxo prescrito no dreno igual a $1,65 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$).

O modelo numérico apresenta, mais uma vez, um ajuste muito bom com os registros da instrumentação de campo. A linha freática é forçada em direção à interface fundação / aterro, em função da maior permeabilidade do rejeito em comparação com o material de fundação. Com relação à medida do instrumento INA 303, localizado a montante do septo drenante, o modelo numérico forneceu um valor apenas 29 cm superior à leitura de campo (923,59), enquanto que, para o piezômetro (PZ 305), o modelo indicou uma leitura apenas 50cm superior à leitura de campo (904,29).

Estas análises podem ser estendidas para a Barragem B5 como um todo, uma vez que as seções analisadas (central, B e D) contemplam as três diferentes concepções adotadas para o sistema de drenagem interna. A seção central tipifica a região do tapete drenante associado ao dreno-de-pé, a seção B contempla a drenagem interna até a cota 915 da barragem, com os septos drenantes associados ao dique de partida e a seção D, por sua vez, é representativa do sistema de drenagem interna da barragem a partir da cota 915, constituída essencialmente pelo tapete drenante ao longo das ombreiras.

ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA BARRAGEM B5

7.1 FUNDAMENTOS E PARÂMETROS DAS ANÁLISES

Como etapa conclusiva da avaliação do comportamento geotécnico da Barragem B5, foram implementadas análises de estabilidade para as seções de referência adotadas, admitindo-se uma condição de fluxo em regime permanente e considerando os valores das poropressões estimadas previamente pelas análises de percolação.

As análises de estabilidade foram implementadas por meio do programa computacional SLOPE/W. Este programa tem sido bastante utilizado na prática da engenharia geotécnica, por oferecer uma ampla gama de recursos de análise e uma interface bastante amigável com o usuário. O programa permite, por exemplo, a consideração de diferentes materiais, geometrias complexas, definição de superfícies de ruptura pelo próprio usuário, hipóteses de inclusão dos efeitos das poropressões nas análises pela importação direta de dados gerados pelo Programa SEEP/W (opção utilizada no presente trabalho), simulação de carregamentos, etc.

No caso em estudo, as análises contemplaram superfícies potencialmente instáveis de geometria circular, com pesquisa automática e generalizada para obtenção do FS_{min} a partir da aplicação dos princípios de equilíbrio limite, sendo utilizado o método de Bishop Simplificado, pela sua acurácia e consistência de resultados, mesmo quando comparado a metodologias mais rigorosas, como o método de Spencer, por exemplo (Ribeiro & Montes, 2004).

A natureza das análises, em condições drenadas ou não drenadas, está associada diretamente à ‘drenabilidade’ e capacidade de dissipação das poropressões dos rejeitos

da praia. A condição drenada geralmente se aplica para a maioria das análises, pela natureza tipicamente drenante dos rejeitos de maneira geral, permitindo, assim, uma rápida dissipação dos excessos de poropressão gerados. Um exemplo prático desta condição compreende a execução dos alteamentos da barragem de forma lenta, sob taxas menores que a capacidade do rejeito de dissipar as poropressões geradas. Para este tipo de análise utilizam-se os parâmetros efetivos.

A condição não-drenada é caracterizada pelo desenvolvimento de poropressões durante o cisalhamento e se aplica aos casos de rejeitos mais finos e de baixa permeabilidade ou mesmo para os casos em que a barragem seja submetida a carregamentos rápidos. Geralmente, também se utiliza este tipo de condição para análises de estabilidade em materiais susceptíveis a elevações bruscas de poropressão e potencialmente susceptíveis à liquefação. Para este tipo de análise utilizam-se os parâmetros de resistência em termos de tensões totais.

Para a Barragem B5, como os resultados dos ensaios de laboratório mostraram um comportamento tipicamente dilatante dos rejeitos e as análises envolvem baixas taxas de alteamento da barragem associada ao regime permanente de fluxo, foram adotados os parâmetros efetivos de resistência nas análises de estabilidade do talude de jusante da barragem.

Genericamente, os parâmetros de resistência dos rejeitos são obtidos por meio de ensaios triaxiais do tipo CIU (consolidado não-drenado, com adensamento isotrópico), com medida de poropressões ou ensaios de cisalhamento direto (condições drenadas). Esta sistemática foi a adotada para a estimativa dos parâmetros de resistência dos rejeitos dispostos na Barragem B5 (Capítulo 5) e os valores adotados estão sistematizados na Tabela 7.1. Para os demais materiais de construção e da fundação da barragem, os valores destes parâmetros foram estabelecidos a partir de relatórios técnicos referentes ao projeto original da barragem ou, como no caso de estruturas drenantes da barragem como o tapete drenante e o dreno-de-pé, foram adotados valores típicos obtidos para materiais similares utilizados em obras desta natureza.

Tabela 7.1 – Parâmetros efetivos de resistência utilizados nas análises de estabilidade.

	material	amostra	D _r (%)	atrito (°)	coesão (kPa)	fonte
Aterro	<i>underflow</i>	S1-U-A1	15	34,8	0	triaxial
			50	40,3	0	
			70	40,8	0	
	<i>underflow</i>	S2-U-A2	20	32,3	0	cisalhamento Direto
			50	37, 3	0	
			80	40,5	0	
	<i>underflow</i>	S2-A1	50	38,4	0	triaxial
Praia	<i>overflow</i>	S2-F5	22	36,1	0	triaxial
	<i>overflow</i>	S2-F5	20	32, 9	0	cisalhamento direto
Outros materiais	dique de partida	solo argiloso	compactado	27,0	6	relatório de projeto
	fundação	xisto alterado	-	27,0	17, 2	relatório de projeto
	tapete drenante	brita/magnetita/pedrisco	-	30,0	0	estimado
	dreno-de-pé	enrocamento	blocos	37,0	0	estimado

Observa-se na tabela 7.1, que se adotou um valor único para os parâmetros de rejeitos da praia, uma vez que os valores obtidos foram essencialmente similares para as três sub-regiões previamente estabelecidas, tornando tal subdivisão injustificada para as análises de estabilidade. Para fins das análises, tomou-se como referência os parâmetros obtidos para a amostra S2-F5, de granulometria mais fina e parâmetros mais baixos. Para os rejeitos do aterro, foram estimados parâmetros sob diferentes compacidades, de modo a se avaliar a influência da compacidade relativa dos mesmos na estabilidade da barragem.

A Tabela 7.2 apresenta os valores dos pesos específicos adotados, tomados a partir dos relatórios técnicos do projeto original da barragem.

Tabela 7.2 – Valores dos pesos específicos dos materiais.

material	Peso específico (kN/m ³)		
	seco	úmido	saturado
<i>underflow</i>	21,0	25,3	25,7
<i>overflow</i>	19,9	23,9	25,1
dreno de pé	-	19,6	-
tapete	-	19,0	-
fundação	13,7	-	18,5
dique de partida	14,1	17,7	18,8

7.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE PARA CONDIÇÕES OPERACIONAIS

As análises de estabilidade, para as condições operacionais da Barragem B5, foram processadas para as três seções investigadas (central, B e D, adotando-se a geometria da barragem referente a dezembro/2005), admitindo-se as condições dos rejeitos atuais e com base nas estimativas das poropressões estáticas obtidas a partir das análises de percolação efetuadas previamente em regime permanente (Capítulo 6).

□ Seção Central

Os parâmetros de resistência adotados foram os seguintes: *underflow* (resultados dos ensaios triaxiais para a amostra S1-U-A1 com $D_r = 50\%$): $c = 0$; $\phi' = 40.3^\circ$; *overflow* (resultados dos ensaios triaxiais para a amostra S2-F5 com $D_r = 22\%$): $c = 0$; $\phi = 36.1^\circ$. O resultado desta análise está apresentado na Figura 7.1.

A análise indica um fator de segurança operacional da barragem, para esta seção e para os parâmetros e condições impostos, igual a 1,80, com a região potencialmente mobilizada bastante profunda, passando pelos alteamentos já executados até a cota 930 e interceptando grande trecho da fundação da barragem.

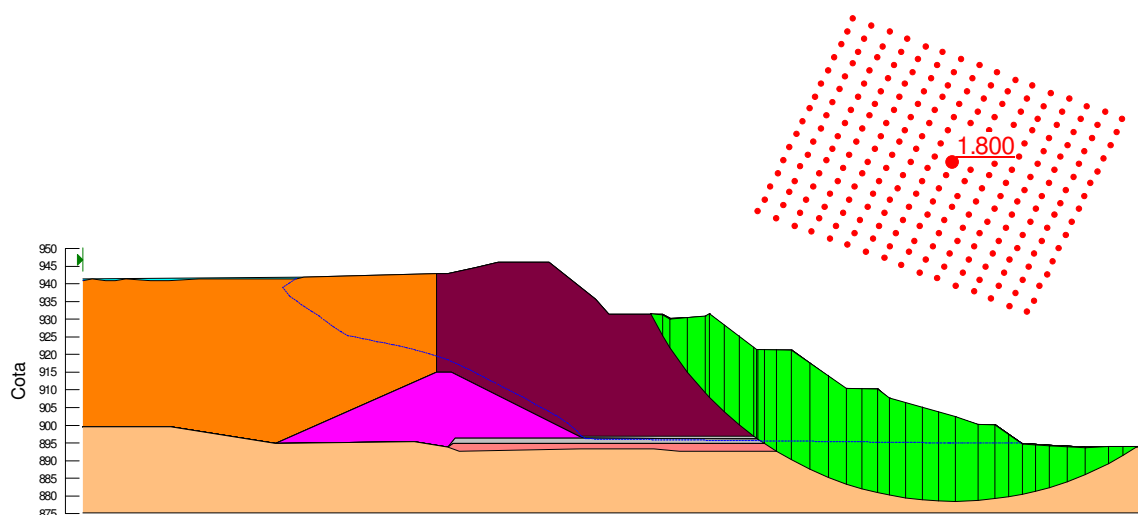


Figura 7.1 – Análise de estabilidade para a seção central.
(Fator de segurança operacional igual a 1,80 para ruptura global).

Este resultado é consequência das excelentes condições de percolação através do aterro da Barragem B5 na atualidade, em função do alto desempenho proporcionado pela ação conjugada do tapete drenante e do dreno-de-pé, além da manutenção de uma extensão bastante satisfatória do reservatório em relação ao aterro da barragem, proporcionando a garantia de um talude de jusante praticamente seco.

Adicionalmente, visando uma avaliação abrangente da segurança operacional da Barragem B5, foram avaliadas as possibilidades de rupturas localizadas em taludes e bermas da barragem. A Figura 7.2 apresenta o resultado destas análises para o caso de uma ruptura individual no talude atual de lançamento do *underflow* da cicloneagem. A adoção deste talude para a análise justifica-se por se tratar de um talude mais íngreme, ainda sem proteção superficial e, principalmente, ainda não compactado, portanto, configurando uma condição crítica do ponto de vista operacional.

Para fins de ilustração do problema, apresenta-se, em detalhe da Figura 7.2, a face de jusante desse talude. Nesta análise, por se tratar de uma região ainda não compactada, optou-se pela utilização dos mesmos parâmetros operacionais da análise anterior, porém, com o valor da resistência ao cisalhamento da região obtida para a amostra moldada com $D_r = 15 \%$ (correspondente a uma condição de rejeitos fofos, com ângulo de atrito interno igual a $34,8^\circ$). O valor obtido de FS foi também igual a 1,80.

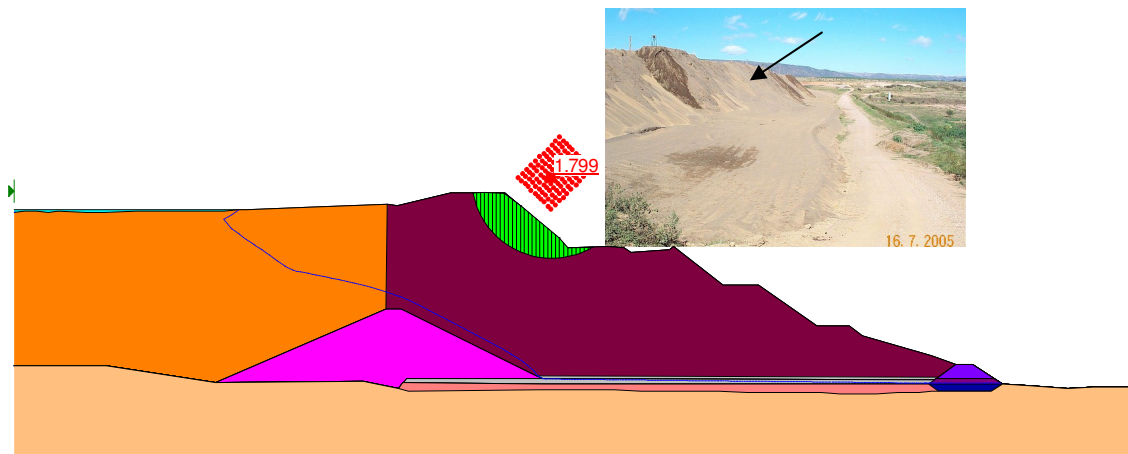


Figura 7.2 – Análise de estabilidade para a seção central.
(Fator de segurança operacional igual a 1,80 para ruptura localizada).

Ainda em relação às condições operacionais, refez-se a análise para uma situação mais crítica (Figura 7.3), admitindo-se a hipótese de não segregação de permeabilidades ao longo da praia (permeabilidades relativas à seção 1, parâmetros de resistência a partir da amostra S1-U-A1 com $D_r = 50\%$ e resultados da análise de percolação dada na Figura 6.8). Conclui-se que, embora os efeitos da ciclonagem sejam muito relevantes em termos de fluxo, esta influência é irrelevante em termos da estabilidade da barragem (FS obtido igual a 1,79), pela simples comparação da locação das superfícies críticas de ruptura indicadas nas Figuras 7.1 e 7.3.

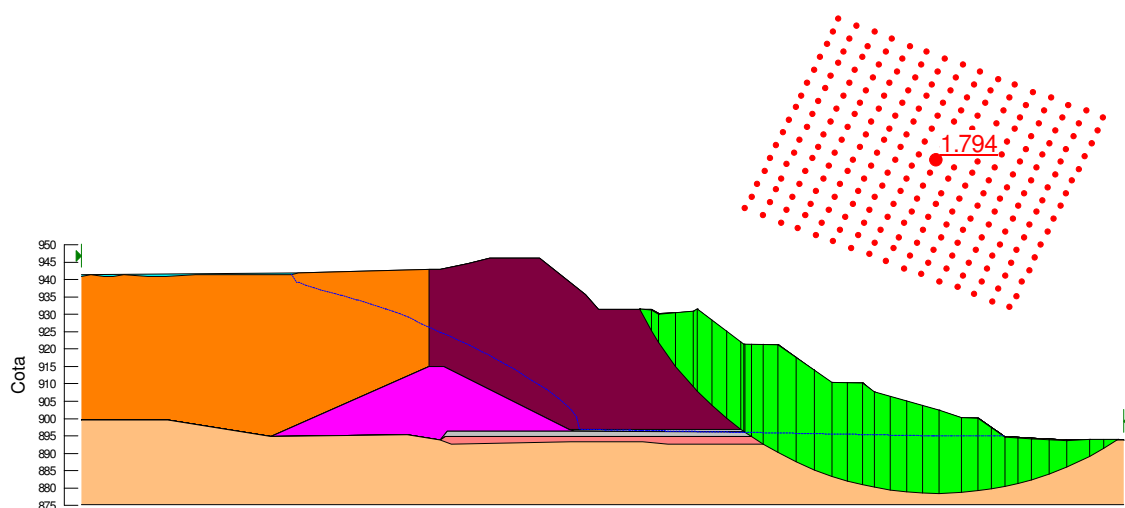


Figura 7.3 – Análise de estabilidade para a seção central (não segregação de permeabilidades).

Os resultados mostram que, particularmente no caso da Barragem de rejeitos B5, desde que mantida a capacidade de drenagem interna, as condições operacionais não desempenham uma influência crítica em termos de sua estabilidade global, para a seção analisada. Os condicionantes relativos ao sistema de drenagem interna, anisotropia da permeabilidade dos rejeitos, permeabilidade da fundação e extensão da praia são determinantes para a garantia de uma situação bastante favorável da estabilidade da Barragem B5 em condições operacionais.

Finalmente, pode-se observar que cerca de 50 % da superfície crítica de ruptura está localizada ao longo da fundação da barragem. Uma vez que, neste trabalho, não foram realizados ensaios específicos para a determinação dos parâmetros de resistência do solo de fundação, adotando-se valores de projeto, e considerando a relevância destes dados na avaliação da estabilidade global da barragem, torna-se interessante uma análise mais abrangente e complementar dos parâmetros de resistência da fundação da Barragem B5.

Neste sentido, foram feitas análises probabilísticas da estabilidade da Barragem B5, a partir de uma análise de sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo de fundação (27° e 6 kPa), conforme mostrado na Tabela 7.3 Os resultados mostram que, para uma variação do ângulo de atrito de até 4° e da coesão em até 10 kPa, a probabilidade de ruptura é virtualmente nula. Para uma variação da ordem de 6° e 8° do ângulo de atrito e 15 e 17 kPa da coesão, a probabilidade de ruptura passa a ser representativa e menor que 1%.

Tabela 7.3 – Probabilidades de ruptura considerando análises de sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo de fundação da Barragem B5

Variações de		Probabilidade de ruptura	FS mín	FS máx
c' (kPa)	φ' (°)			
5	2	0,000% (≈ Nula)	1,542	2,031
10	4	0,000% (≈ Nula)	1,306	2,241
15	6	0,035 %	0,630	2,462
17	8	0,553 %	0,329	2,844

Aproveitando esta flexibilidade apresentada pelo programa, também foi feita uma análise probabilística da estabilidade global/operacional da barragem B5 por meio da

variação no ângulo de atrito efetivos dos rejeitos do aterro (underflow). Conforme já discutido no Capítulo 4, o underflow, por ser submetido ao processo de compactação mecânica no campo, têm sua compacidade relativa e conseqüentemente os parâmetros de resistência (atrito apenas) influenciados pela eficiência despendida na compactação. Assim, como geralmente utiliza-se de baixo controle tecnológico durante a compactação dos alteamentos, a densidade relativa do aterro e conseqüentemente seu ângulo de atrito têm grande chance de apresentarem uma dispersão de valores, ou seja, regiões da barragem mais compactadas e outras menos compactadas. Destaca-se que essa dispersão de valores de densidade relativa do aterro também foi observada em avaliações recentes de sua medida no campo (Capítulos 4 e 5 – Caracterização tecnológica dos rejeitos).

Nesse sentido, com o intuito de se avaliar a estabilidade da barragem levando-se em conta as possíveis margens de variação da compacidade relativa medida para a barragem, procedeu-se às análises probabilísticas promovendo a variação do ângulo de atrito dentro da faixa de densidades genericamente medidas em campo.

As análises foram feitas a partir da variação do ângulo de atrito de 40.28 ($Dr = 50\%$), utilizado nas análises operacionais (FS da análise determinística igual 1,8), dentro de faixas de variação preestabelecidas de acordo com os ensaios já realizados para as amostras do underflow em outras compacidades. Como o menor valor de ângulo de atrito obtido para os ensaios realizados nos rejeitos do aterro da barragem forneceu 32 graus (ver resultados no Capítulo 5), estabeleceu-se às faixas de variação deste parâmetro, para as análises probabilísticas, até, no máximo, 8 graus.

Tabela 7.4 – Probabilidade de ruptura segundo variação do ângulo de atrito para o underflow da barragem de rejeitos.

Variação do ângulo de atrito (°)	Probabilidade de ruptura	FS mín	FS máx
2	0,000% (Nula)	1,728	1,865
4	0,000% (Nula)	1,665	1,889
6	0,000% (Nula)	1,616	1,950
8	0,000% (Nula)	1,505	2,010

Conforme pode ser observado na tabela, mesmo para uma variação no ângulo de atrito de 8 graus, referente a um rejeito em baixas compacidade relativas no aterro da B5, a probabilidade de ruptura da barragem é nula. Também pode ser observado, que mesmo para esta variação máxima, o fator de segurança mínimo para a barragem ainda encontra-se acima daquele prescrito para obras desta natureza. Além disso, nesta análise do aterro, evidencia-se ainda mais a importância da fundação na estabilidade global da barragem, já que esta passa a ser condicionante da estabilidade global.

Complementando as análises operacionais da barragem de rejeitos, também foram feitas as mesmas análises anteriores, porém com os parâmetros de resistência advindos dos ensaios de cisalhamento direto. Para estas análises, utilizou-se um valor de ângulo de atrito igual a 32,87 graus para o overflow e 37,25 para o underflow. Conforme pode ser observado, estes valores são sensivelmente inferiores àqueles medidos nos ensaios triaxiais, como normalmente verifica-se na prática.

Apesar de já ter sido mostrado que a probabilidade de ruptura da barragem é nula para variações no ângulo de atrito de até 8 graus, foi feita a análise de estabilidade operacional da barragem com estes valores de ângulo de atrito do ensaio de cisalhamento direto apenas como maneira de complementar as análises. Nesse sentido o valor obtido para o fator de segurança global operacional da barragem dispondo-se de ensaios de cisalhamento direto foi de 1,75, ou seja, apenas 0,05 menor que aquele determinado pelos resultados do ensaio triaxial.

Posteriormente as análises de estabilidade realizadas, percebe-se que do ponto de vista operacional, a barragem de rejeitos B5 encontra-se com um elevado grau de segurança, uma vez que, todas as análises de estabilidade para a seção central, apresentaram fator de segurança maior que 1,5, considerados como o mínimo para projetos dessa natureza. Além disso, também foi mostrado que a fundação representa o principal condicionante na estabilidade global da barragem, sendo que valores de resistência ao cisalhamento muito dispersos daqueles informados nos relatório de projeto são indicativos de probabilidade de ruptura da barragem.

□ Seções B e D

Para a Seção B, foram adotados os seguintes parâmetros de resistência: *underflow* (resultados dos ensaios triaxiais para a amostra S1-U-A1 com $D_r = 50\%$): $c = 0$; $\phi' = 40.3^\circ$; *overflow* (resultados dos ensaios triaxiais para a amostra S2-F5 com $D_r = 22\%$): $c = 0$; $\phi = 36.1^\circ$. O resultado desta análise está apresentado na Figura 7.4.

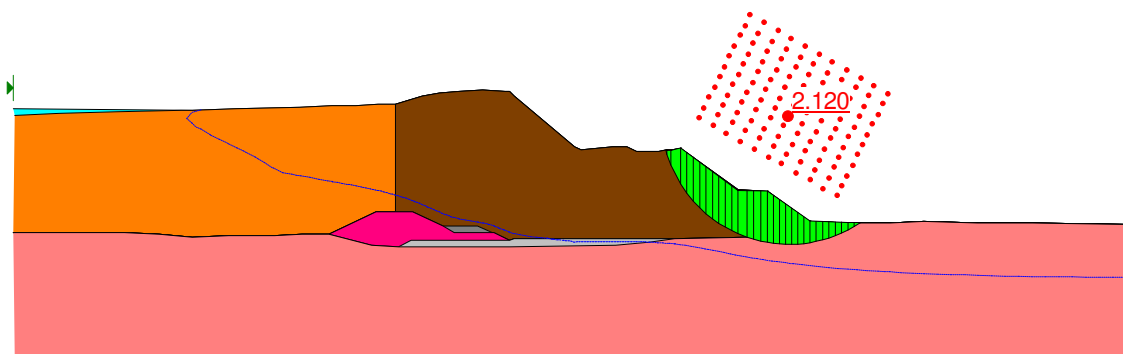


Figura 7.4 – Análise de estabilidade para a seção B.
(Fator de segurança operacional igual a 2,12 para ruptura global).

O resultado francamente conservativo ($FS = 2,12$) ratifica a ação eficaz do sistema de drenagem interna, constituído pelo septo drenante ao longo da ombreira lateral, que promove um efetivo rebaixamento da linha freática na região de jusante da barragem de rejeitos. Novamente, verifica-se que a superfície potencial de ruptura está localizada na parte inferior do talude e passando pela fundação da barragem. Nota-se também que a região mobilizada é sensivelmente menor que aquela associada à ruptura global caracterizada na seção mais central da barragem.

Para a Seção D, foram adotados os seguintes parâmetros de resistência: *underflow* (resultados dos ensaios triaxiais para a amostra S1-U-A1 com $D_r = 50\%$): $c = 0$; $\phi' = 40.3^\circ$; *overflow* (resultados dos ensaios triaxiais para a amostra S2-F5 com $D_r = 22\%$): $c = 0$; $\phi = 36.1^\circ$. A superfície freática foi estabelecida com base em uma prescrição de uma vazão no dreno igual a $1,65 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$. O resultado desta análise está apresentado na Figura 7.5.

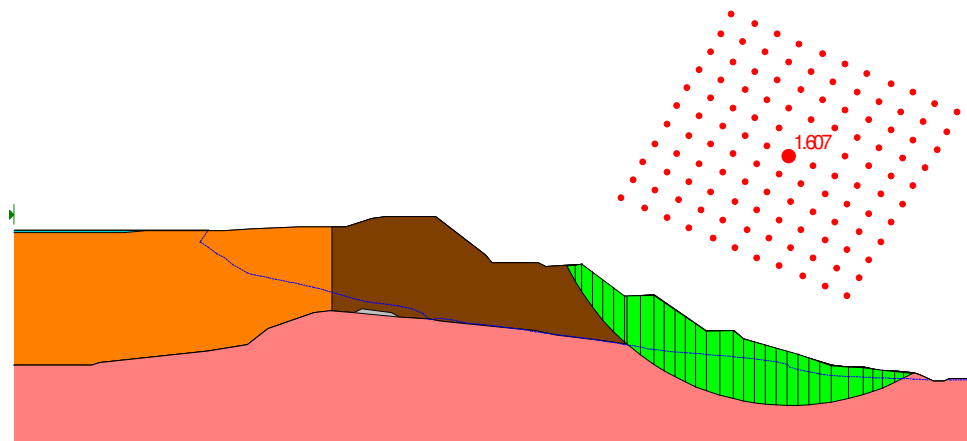


Figura 7.5 – Análise de estabilidade para a seção D.
(Fator de segurança operacional igual a 1,61 para ruptura global).

No caso da seção D, foi obtido um valor de FS igual a 1,61, inferior aos das demais seções, mas ainda superior ao valor de referência prescrito ($FS = 1,5$). Do ponto de vista funcional, o sistema de drenagem de ombreira, representado pelo tapete lateral, também promove um excelente rebaixamento da linha freática na região de jusante da barragem. Quanto à posição da superfície crítica de ruptura, a mesma está localizada na parte inferior do talude de jusante, com mais de 70% de sua extensão ao longo da fundação da Barragem B5.

As análises precedentes demonstram uma condição de estabilidade bem satisfatória para a Barragem em estudo, na hipótese de sua operação corrente, ainda que eventualmente afetada pelas variáveis do processo de disposição. Em outras palavras, apesar desta disposição não se configurar rigorosamente uniforme, tais efeitos são pouco contundentes sobre o bom desempenho geotécnico global desta estrutura.

7.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE PARA CONDIÇÕES ESPECÍFICAS

Complementarmente às análises das condições operacionais da barragem, foram efetuadas as análises de estabilidade da barragem para determinadas situações admitidas como críticas e previamente simuladas na etapa dos estudos de percolação operacional. Estas análises de estabilidade foram restritas à seção central e mais crítica da Barragem B5.

Neste caso, as hipóteses adotadas para a simulação dos modelos de percolação foram associadas à possibilidade de uma redução dos parâmetros de compacidade do material, indicada por uma redução nos parâmetros de resistência.

7.3.1 Colmatação do Sistema de Drenagem Interna

Para a simulação do processo de colmatação do sistema de drenagem interna da seção central da Barragem B5, admitiu-se uma redução da permeabilidade do tapete drenante da ordem de 10 e 100 vezes, respectivamente, considerando um efeito de colmatação progressiva do dreno, conforme exposto no capítulo anterior. Os resultados das respectivas análises de estabilidade implementadas estão apresentados nas Figuras 7.6 e 7.7 (obtenção de valores de FS iguais a 1,73 e 1,58, respectivamente, observando-se que as superfícies críticas de ruptura, em ambos os casos, delimitam, mais uma vez, a zona inferior do talude de jusante e a fundação da barragem).

Nestas análises de estabilidade, foram utilizados os mesmos parâmetros de resistência adotados para o caso das análises operacionais. Esta situação ainda consistente resulta basicamente, como já explicitado nas análises de percolação, do excelente desempenho do dreno-de-pé como elemento de interceptação da superfície freática no interior do maciço de rejeitos.

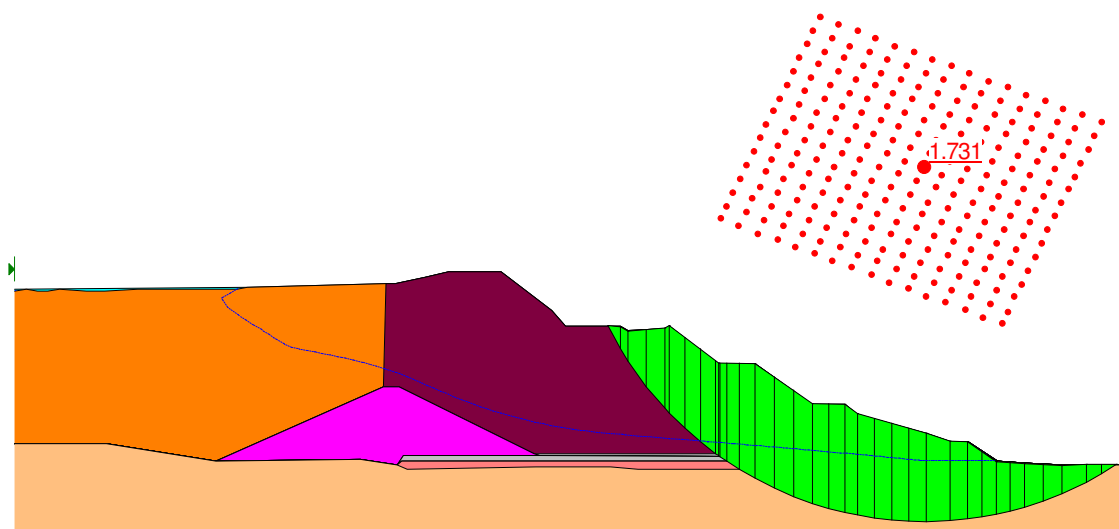


Figura 7.6 – Análise de estabilidade para a seção central.
(Colmatação parcial do tapete drenante, com permeabilidade reduzida em 10 vezes).

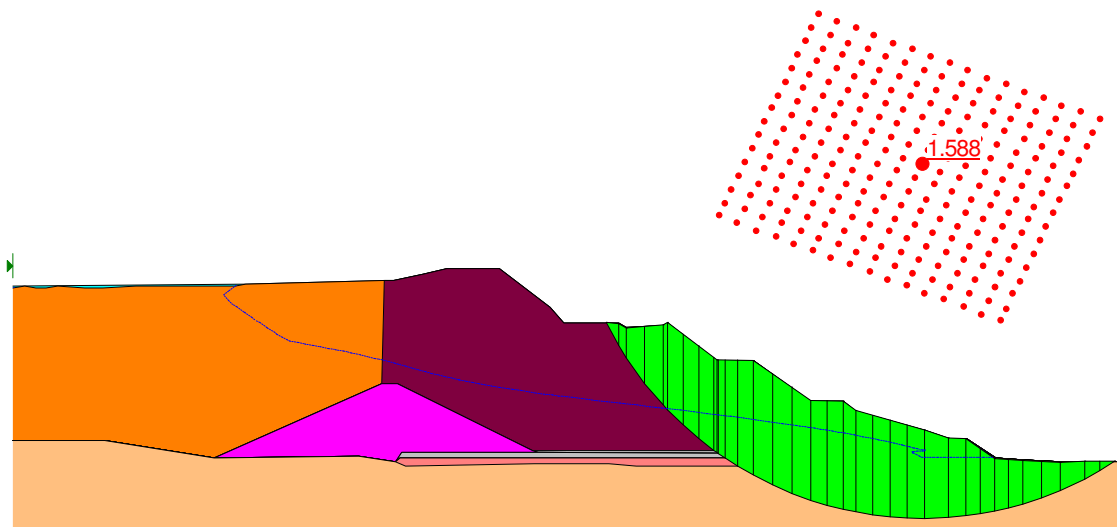


Figura 7.7 – Análise de estabilidade para a seção central.
 (Colmatação parcial do tapete drenante, com permeabilidade reduzida em 100 vezes).

Para a hipótese de uma colmatação plena do sistema de drenagem da barragem, isto é, colmatação do tapete drenante associada à colmatação do dreno-de-pé, foi obtida a condição de estabilidade apresentada na Figura 7.8 (valor de FS igual a 1,43). Neste caso crítico, a superfície freática passa a emergir no talude de jusante da barragem, favorecendo potencialmente o *piping* e o completo comprometimento da barragem.

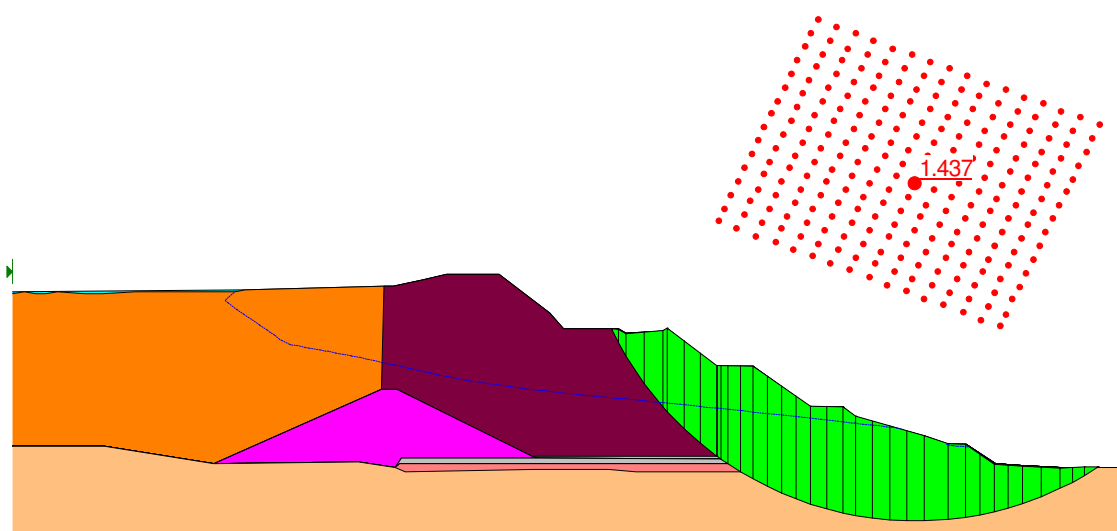


Figura 7.8 – Análise de estabilidade para a seção central.
 (Colmatação total do tapete drenante, incluindo tapete drenante e dreno-de-pé).

7.3.2 Variação do N.A. do Reservatório

Na hipótese de uma elevação substancial do N.A. do reservatório e uma conseqüente redução da extensão da praia, os níveis freáticos tornam-se sensivelmente mais elevados na região de jusante da barragem, com impactos diretos nos valores de FS da barragem. Estas análises estão apresentadas nas Figuras 7.9 e 7.10, para a seção central da barragem, para condições do N.A. do reservatório mais afastado e próximo à crista, respectivamente.

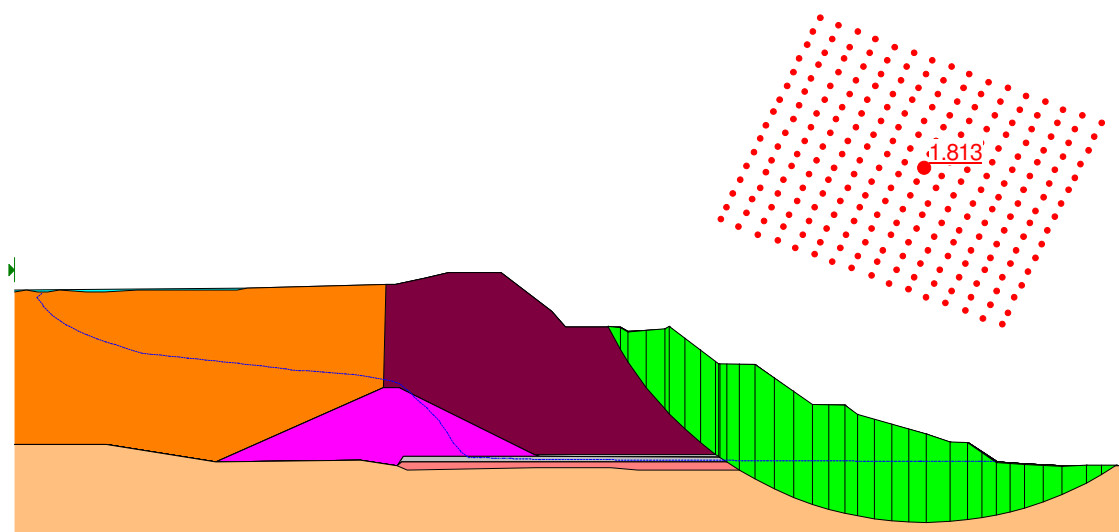


Figura 7.9 – Análise de estabilidade para a seção central.
(N.A. do reservatório referente a uma extensão de 100m de praia).

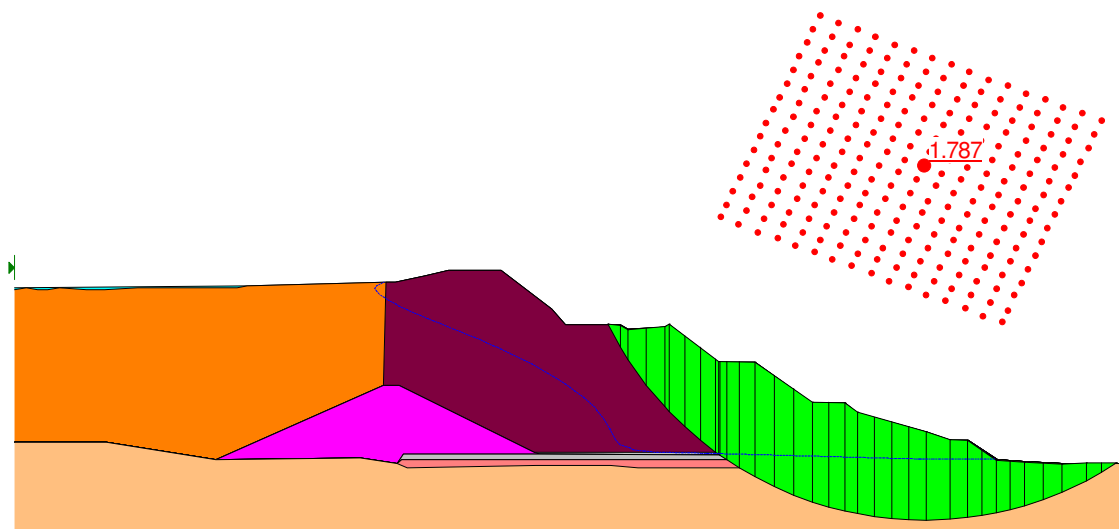


Figura 7.10 – Análise de estabilidade para a seção central.
(N.A. do reservatório próximo à crista da barragem).

7.3.3 Ausência do Processo de Ciclonação

Na hipótese da não ciclonação dos rejeitos no processo operacional da Barragem B5, a condição de estabilidade seria aquela indicada na Figura 7.11, a partir do modelo de fluxo estabelecido previamente para esta condição específica de análise. A exemplo de outras abordagens, o valor de FS mantém-se praticamente inalterado. É importante ressaltar que a ciclonação de rejeitos é aplicada à Barragem, não só para fins de manutenção do afastamento da freática a montante, mas, principalmente, para se obter um rejeito mais grosso na região de jusante da barragem, garantindo, assim, uma alta drenabilidade e, portanto, uma rápida trabalhabilidade destes materiais na construção da barragem.

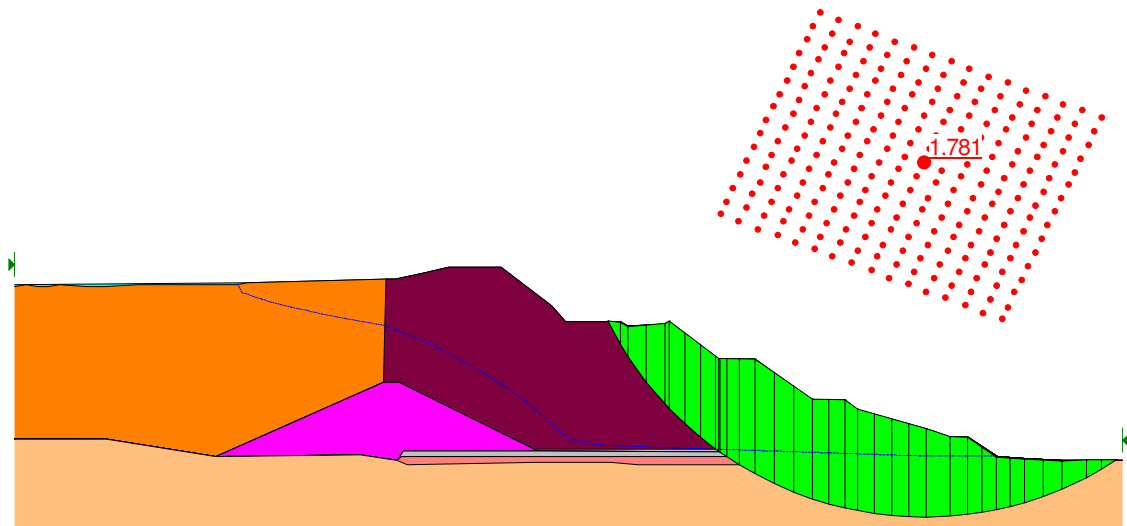


Figura 7.11 – Análise de estabilidade da seção central
(hipótese de não ciclonação dos rejeitos).

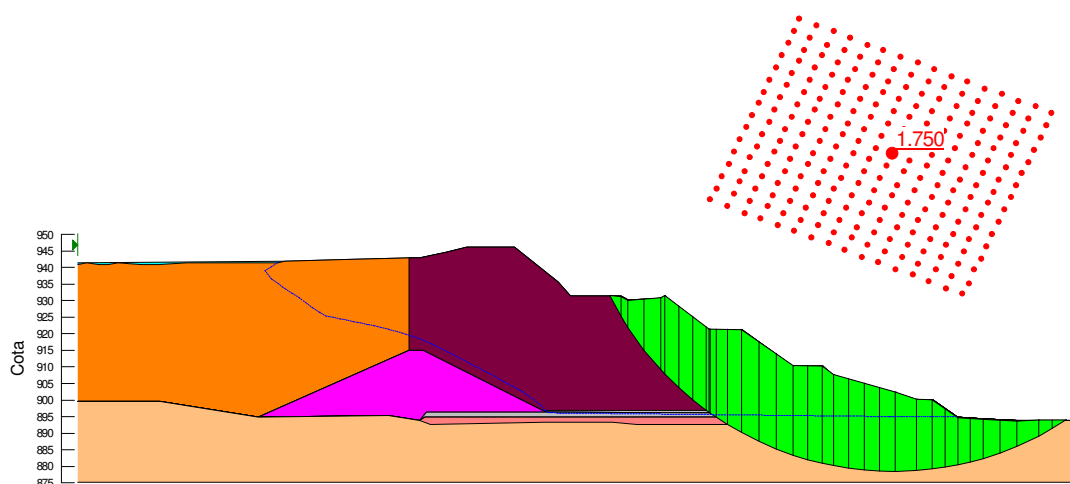
7.3.4 Variações da Compacidade Relativa dos Rejeitos

Durante a etapa de caracterização tecnológica dos rejeitos, verificou-se que o *underflow* do aterro encontrava-se com uma compacidade variável, mantendo uma média de 40% de densidade relativa. Nesse sentido, as análises de estabilidade até aqui realizadas englobaram o valor de ângulo de atrito representativo a tal compacidade relativa, com um fator de segurança operacional estimado em 1,80.

Neste contexto, com o intuito de se avaliar a influência da compacidade relativa na estabilidade da barragem, foram feitas duas reavaliações da sua estabilidade global. No primeiro caso, relativo a uma eventual perda da eficiência do processo de compactação, utilizou-se um valor de ângulo de atrito indicativo de condição fofa, isto é, para uma compacidade relativa inferior a utilizada nas análises operacionais. No segundo caso, procedeu-se ao contrário, analisando uma condição de maior eficiência e controle tecnológico do processo de compactação, adotando-se um valor de ângulo de atrito indicativo de uma condição mais compacta que aquela utilizada na análise operacional. (Tabela 7.5). Os resultados das análises, para diferentes compacidades relativas (50%, 80% e 20%) são apresentados nas Figuras 7.12 a 7.14.

Tabela 7.5 – Parâmetros de resistência efetivos para análises de estabilidade simulando variações da compacidade relativa dos rejeitos.

material	amostra	D_r (%)	atrito ($^\circ$)	condição	fonte
<i>underflow</i> (aterro)	S2-U-A2	20	32,3	fofa	ensaio de cisalhamento Direto
		50	37,3	in situ	
		80	40,5	compacta	
<i>overflow</i>	S2-F5	20	32,9	In situ	cisalhamento direto



**Figura 7.12 – Análise de estabilidade da seção central
(rejeitos com $D_r = 50\%$; condição operacional da barragem)**

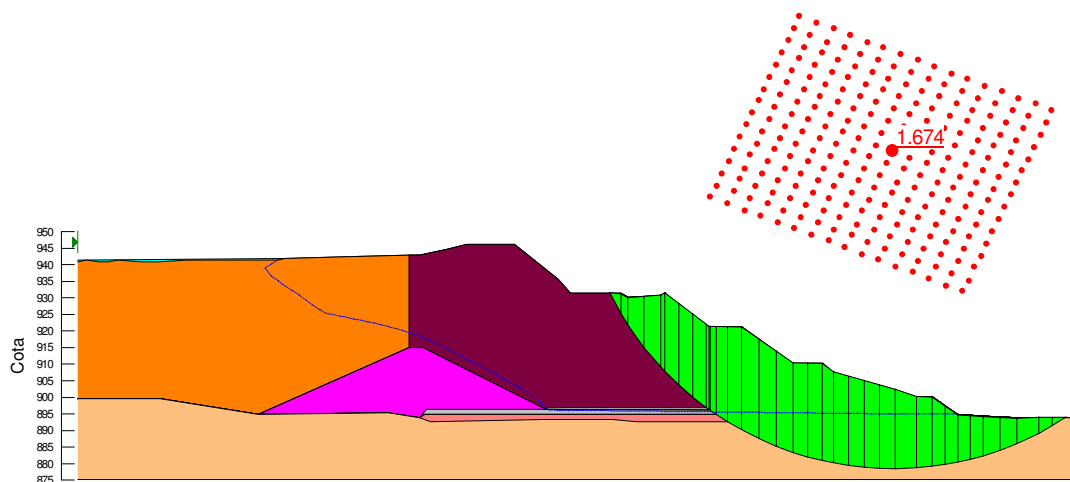


Figura 7.13 – Análise de estabilidade da seção central
(rejeitos com $D_r = 20\%$; condição mais fofa que a operacional da barragem)

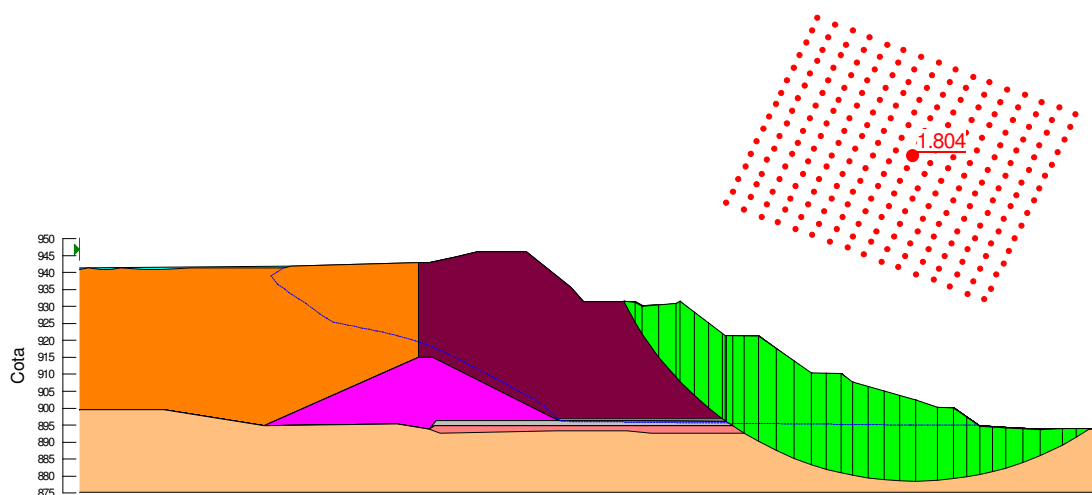


Figura 7.14 – Análise de estabilidade da seção central
(rejeitos com $D_r = 80\%$; condição mais compacta que a operacional da barragem)

Assim, o aumento da compactidade relativa dos rejeitos acumulados no aterro propicia um conseqüente acréscimo dos valores de FS da Barragem B5, passando de 1,67 para 1,80 da condição mais fofa à condição mais compacta admitidas no processo de simulação (Para resultados do ensaios de cisalhamento direto). Constata-se adicionalmente que o ganho efetivo de uma sobre-compactação dos rejeitos induziria um acréscimo de apenas 5% na estabilidade global da barragem. Assim, conclui-se que as condições atuais de deposição e compactação dos rejeitos, desde que mantidas as

condições de percolação operacionais, atendem plenamente aos critérios de segurança estabelecidos para projetos desta natureza.

7.3.5 Combinação de Condições Críticas

Neste item, serão retomados os casos relativos à combinação de eventos críticos, tal como considerado previamente nos estudos de percolação, procedendo-se às análises de estabilidade correspondentes.

□ Colmatação total do tapete drenante associada à elevação do N.A. do reservatório para a barragem na cota atual

Esta análise foi implementada associando-se uma elevação do N.A. do reservatório até próximo à crista com a colmatação do tapete drenante principal da barragem (redução de 100 vezes na sua permeabilidade) e, posteriormente, vinculando-se a estas duas condições, também a colmatação do dreno-de-pé da barragem (condição de colmatação total do sistema de drenagem interna da barragem). Os resultados destas duas análises de estabilidade estão indicados nas Figuras 7.15 e 7.16, em função dos modelos de percolação estabelecidos previamente.

Para ambas as condições, os valores de FS são críticos e comprometedores da segurança da barragem. A colmatação do tapete drenante implica um estado de emergência para a barragem, ao passo que, na condição da colmatação total do sistema de drenagem interna, a barragem seria levada à iminência de ruptura.

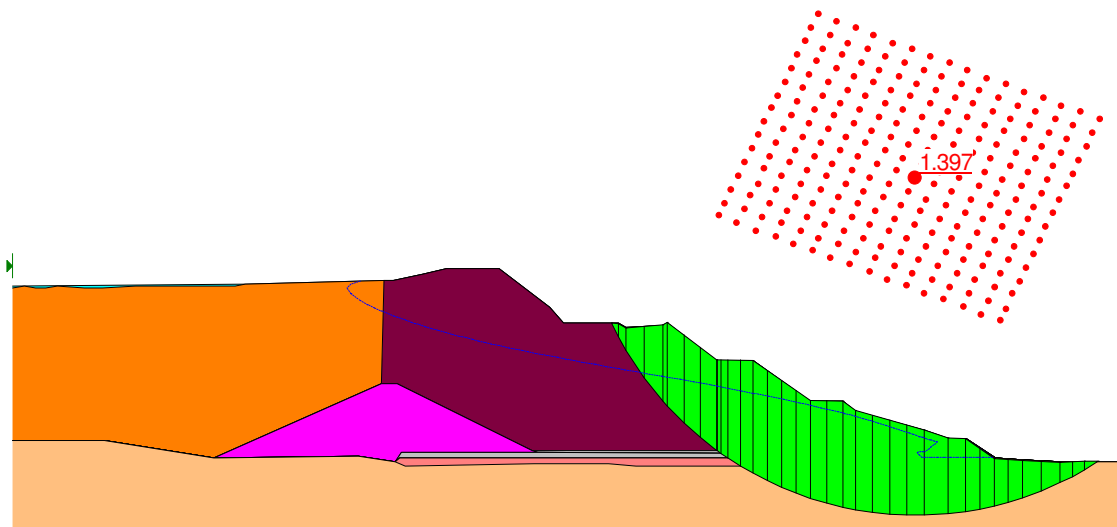


Figura 7.15 – Análise de estabilidade da seção central
(colmatação do tapete drenante + elevação do N.A. do reservatório próximo à crista da barragem)

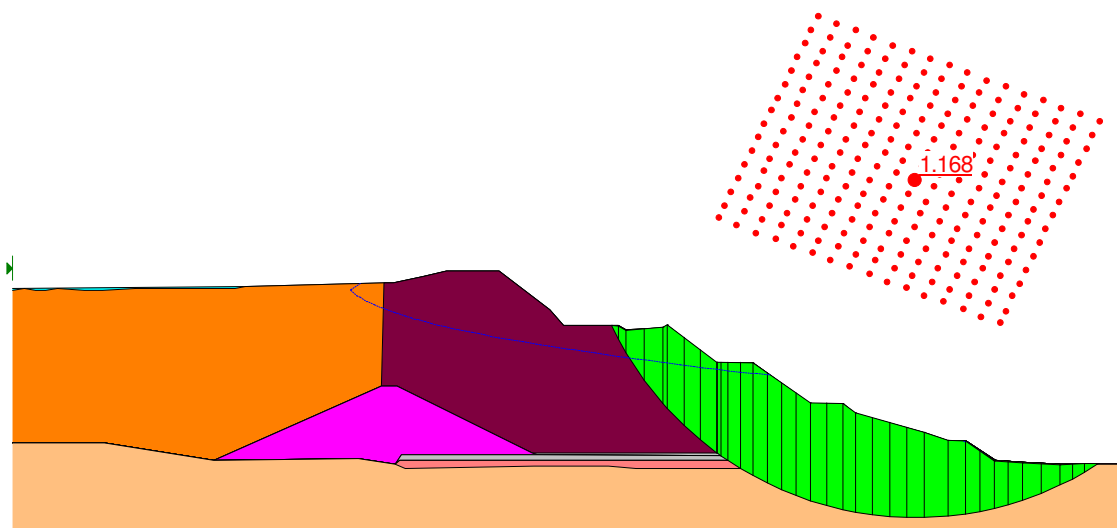


Figura 7.16 – Análise de estabilidade da seção central
(colmatação total do sistema drenagem interna + elevação do N.A. do reservatório próximo à crista da barragem)

Dessa maneira, é possível concluir-se que, apesar da reduzida influência verificada para as análises operacionais, a elevação do N.A. no reservatório ou mesmo outras condições atípicas que remetam a elevações na superfície freática no interior do maciço, quando associados a um processo de colmatação do sistema de drenagem interna, pode levar a barragem a níveis muito baixos de segurança, conforme apresentados nas análises de estabilidade. Tal fato ratifica a importância, mesmo para hipóteses bastante críticas e atípicas como as aqui consideradas, da manutenção rigorosa do controle tecnológico nas

operações de disposição de rejeitos e de manutenção da barragem. Desta forma, mesmo não influenciando diretamente na estabilidade operacional da barragem, condições como a ciclonagem dos rejeitos, afastamento do N.A. do reservatório ou segregação de permeabilidades são de grande relevância para a estabilidade global da barragem.

❑ **Colmatação do tapete drenante + elevação do N.A. do reservatório para a barragem na cota atual + disposição de rejeitos fofos no aterro**

A hipótese proposta neste item é uma sugestão típica para um potencial mecanismo de rupturas associadas ao fenômeno da liquefação dos rejeitos. Nesse sentido, as análises devem incorporar parâmetros de resistência em termos de tensões totais, simulando carregamentos não drenados de rejeitos finos, fofos e saturados.

A Figura 7.17 apresenta o resultado desta análise. Os parâmetros utilizados foram aqueles obtidos em ensaios triaxiais CIU, realizados para a amostra S1-U-A1, moldada com 15% de densidade relativa.

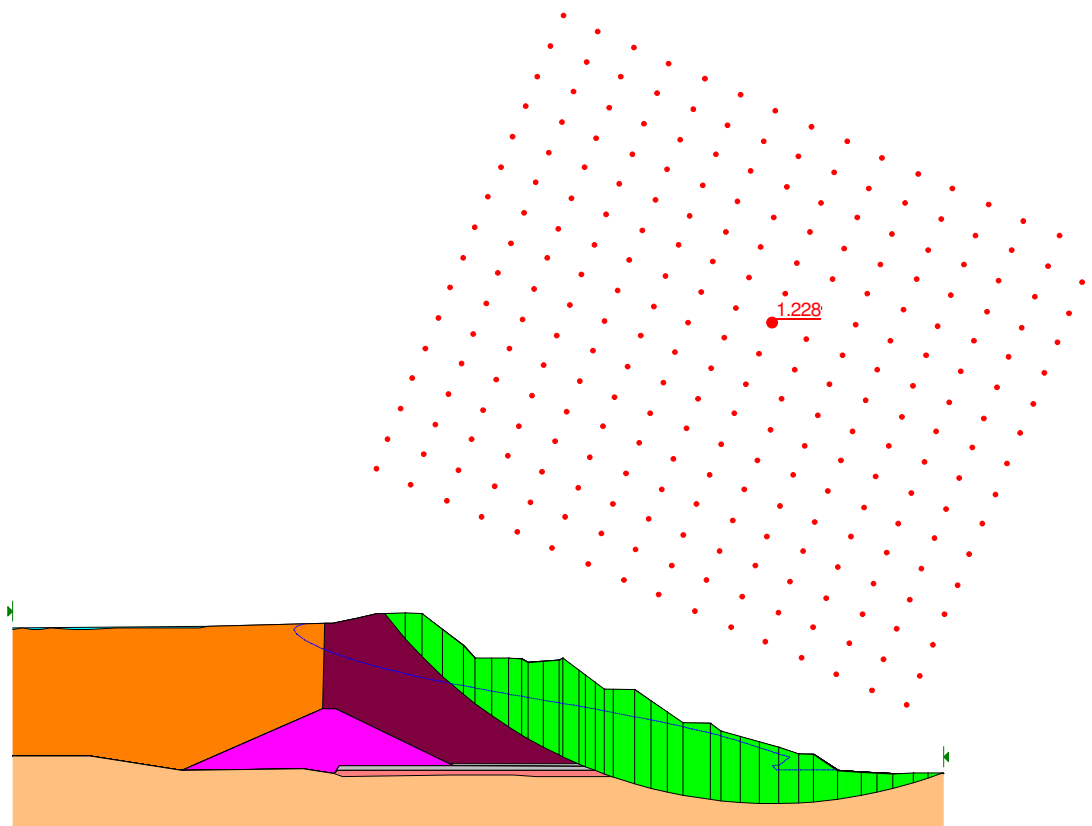


Figura 7.17 – Análise de estabilidade da seção central (colmatação total do sistema de drenagem interna + elevação do N.A. do reservatório + rejeitos fofos no aterro)

Verifica-se que, mesmo com valores inaceitáveis para as condições de segurança prescritas para a barragem, a hipótese por liquefação dos rejeitos do aterro não induziria por si só um processo de ruptura global na Barragem B5. Entretanto, estando o material nas condições críticas mencionadas e no caso da barragem ser submetida a esforços cisalhantes ou quaisquer carregamentos externos com potencial comprometimento do equilíbrio da estrutura, a liquefação poderia induzir consequências catastróficas. Nesse sentido, enfatiza-se a necessidade de se manter o processo de compactação e aumento da compacidade relativa, que têm sido aplicados correntemente no sistema atual de disposição de rejeitos na região a jusante da Barragem B5.

Adicionalmente, pode ser verificado que a adoção de parâmetros totais condiciona uma mudança na localização da região potencialmente mobilizada, que se mostra, então, mais superficial, porém, englobando todo o talude de jusante e não mais apenas a sua porção inferior.

7.3.6 Condições Finais de Alteamento da Barragem

Um outro tipo de análise de estabilidade implementada abordou a hipótese da Barragem B5 em sua condição de final de operação. O projeto original prescreve que a barragem deverá ser alteada até a cota 950, isto é, com mais dois alteamentos a partir da geometria atual da barragem. Entretanto, em função da recente aquisição de terras laterais pela empresa, ao longo do eixo da barragem, impôs-se à possibilidade de avaliação de um eventual alteamento da barragem até a cota 965.

Estas abordagens, para as condições finais de operação da barragem, estão apresentadas nas Figuras 7.18 e 7.19, tanto para a cota 950 de projeto, como para a hipótese de alteamento até a cota 965. Nas análises, o N.A. do reservatório foi mantido em sua posição operacional (2m abaixo da cota de crista da barragem) e as linhas freáticas foram prescritas com base nos modelos de fluxo calibrados e realizados previamente. Além disso, é importante lembrar que, excepcionalmente para o alteamento até a cota 965, houve a necessidade de se alterar os alteamentos subseqüentes da barragem para ângulos de inclinação dos taludes um pouco mais íngremes, modificados de 36° para

45°. Tal adoção se justifica pelo propósito de não se promover alteamentos a montante, isto é, ao longo da na praia de *overflow*.

Conforme pode ser observado, a mudança na geometria da barragem também condicionou uma mudança de configuração da superfície potencialmente mobilizada. Na hipótese de alteamento da barragem até a cota 965, a mudança na geometria do talude condicionou uma superfície de ruptura localizada em toda a região de jusante e parte da região de montante da Barragem B5. Adicionalmente, embora promovendo uma sensível redução no fator de segurança em termos da estabilidade global da barragem, o valor de FS obtido foi igual a 1,69 e, portanto, ainda superior ao valor de referência adotado em projeto.

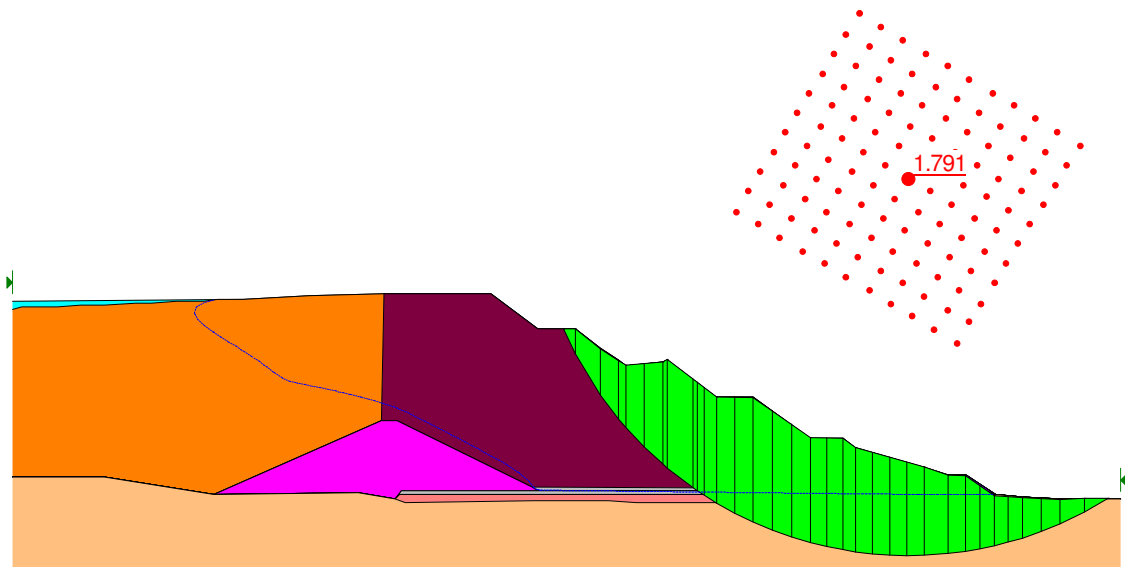


Figura 7.18 – Análise de estabilidade da seção central
(Barragem na cota 950 e N.A. do reservatório na cota operacional - 948)

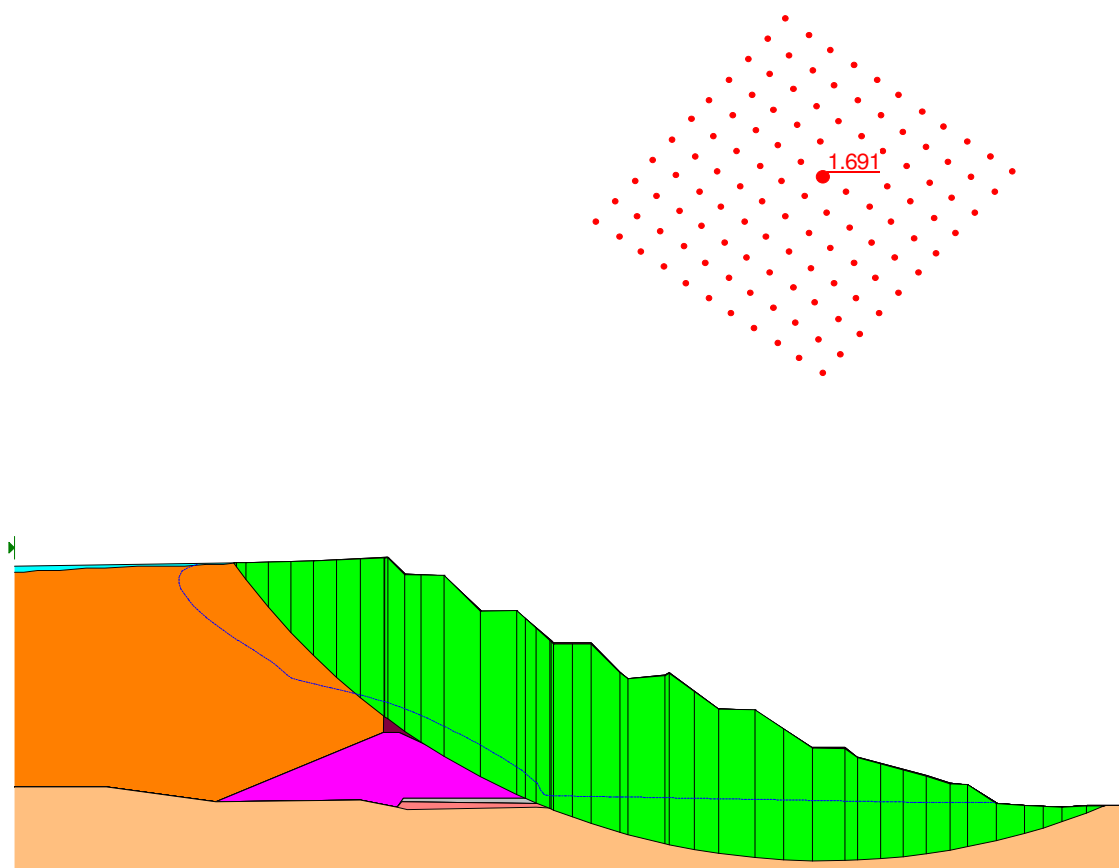


Figura 7.19 – Análise de estabilidade da seção central
(Barragem alteada até a cota 965 e N.A. do reservatório na cota operacional - 963)

Finalmente, ainda nesta condição final da barragem de rejeitos B5, foram refeitas as análises, admitindo-se a posição do N.A. do reservatório próximo à crista da barragem. Estas novas análises de estabilidade estão apresentadas nas Figuras 7.20 e 7.21.

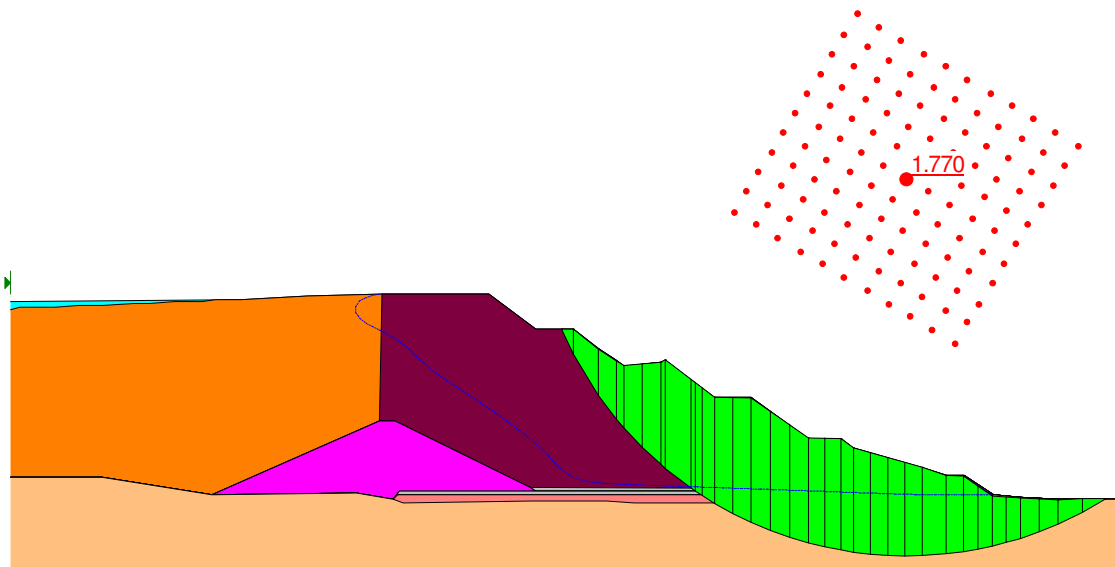


Figura 7.20 – Análise de estabilidade da seção central
(Barragem alteada até a cota 950 e N.A. do reservatório em cota crítica - 949,42)

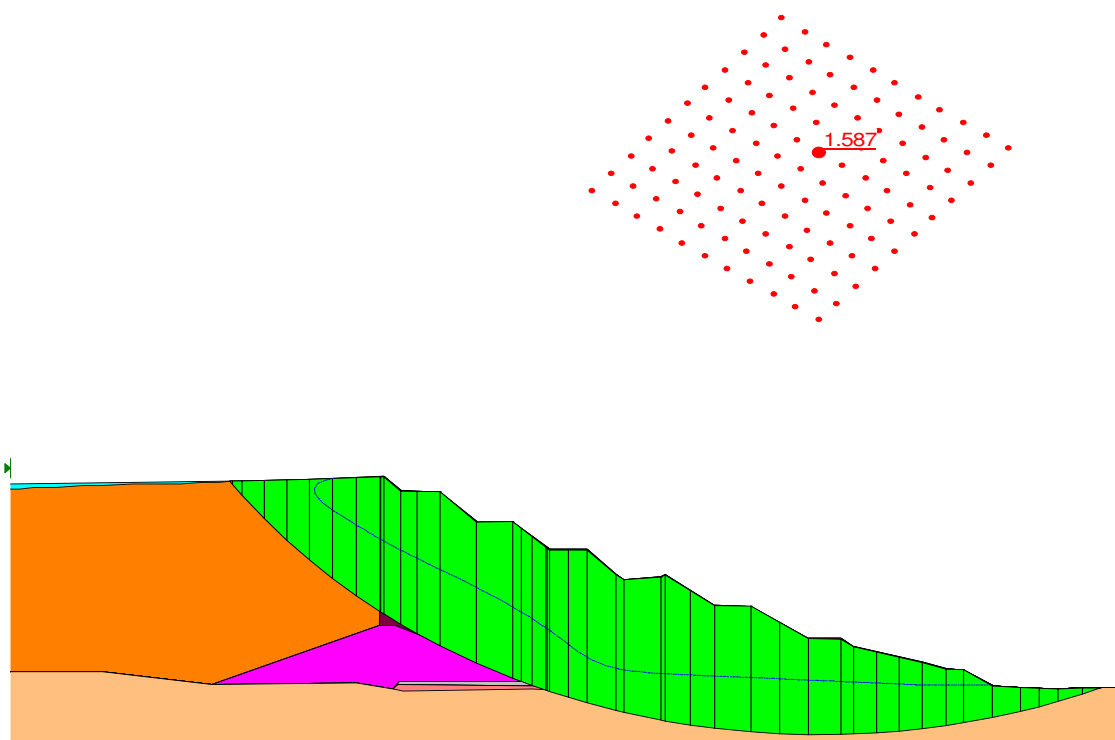


Figura 7.21 – Análise de estabilidade da seção central
(Barragem alteada até a cota 965 e N.A. do reservatório em cota crítica - 964,42)

Conforme pode ser observado nas figuras, mesmo que durante o final da vida útil da barragem ocorram elevações indesejadas no N.A. do reservatório, condicionados por uma chuva crítica ou mesmo por problemas no vertedouro de superfície, as condições

de estabilidade da barragem ainda se mantêm a níveis muito aceitáveis. Estas análises, bem como as precedentes, ratificam a condição conservativa do projeto da Barragem B5 em termos de modelos de percolação e à estabilidade quanto a eventuais mecanismos de rupturas global ou localizadas.

CONCLUSÕES

8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A concepção do presente trabalho consistiu na avaliação das condições de estabilidade de uma barragem de rejeitos de fosfato, localizada no município de Araxá/MG, por meio de uma extensa e abrangente caracterização tecnológica destes materiais, cujo comportamento geotécnico é ainda muito incipiente e pouco estudado. Isto é um problema ainda generalizado no âmbito da engenharia dos rejeitos, uma vez que, na maioria das vezes, tais estudos são restritos a abordagens empíricas ou constituem meras extrapolações de análises convencionalmente adotadas para os solos naturais.

A inadequabilidade destas proposições tem sido objeto de inúmeras discussões técnicas e as exigências crescentes dos órgãos ambientais, aliadas às recentes rupturas de estruturas de contenção de rejeitos, têm demonstrado a necessidade de estudos mais elaborados, incluindo análises e metodologias não necessariamente geotécnicas, bem como a utilização de ensaios e técnicas específicas para se estabelecer às propriedades de engenharia dos rejeitos de mineração (Gomes et al, 2002).

Inserido neste propósito, o presente trabalho pretendeu estabelecer e incorporar um novo padrão de investigação e análise de sistemas de contenção de rejeitos de mineração, integrando procedimentos e técnicas experimentais de campo e de laboratório com o controle e o monitoramento da instrumentação in situ. Desta forma, mediante uma análise de ordem abrangente e integrada, pressupõe-se a definição de um ‘modelo científico’ para avaliação mais criteriosa de tais empreendimentos.

8.2 CONCLUSÕES GERAIS

De uma maneira geral, enfatiza-se que a integração dos dados e metodologias adotadas na caracterização tecnológica dos rejeitos de fosfato, por meio de ensaios de laboratório e campo, mostraram-se bastante eficazes e representativas das condições reais de sua deposição na Barragem B5.

Por outro lado, as simulações numéricas de percolação e de estabilidade também convergiram para resultados muito consistentes com as condições analisadas. Desta forma, pode-se concluir que os critérios e as metodologias propostas realmente configuram-se como ferramentas pertinentes a um padrão mais criterioso de avaliação da segurança em barragens construídas com rejeitos.

Em termos específicos, são expostas, nos itens subseqüentes, as principais conclusões obtidas no presente trabalho.

8.2.1 Em relação à caracterização tecnológica dos rejeitos

- As correlações de Gibbs & Holtz (1957) e De Mello (1971) mostraram-se aplicáveis aos rejeitos de fosfato depositados e utilizados com o material de construção da barragem de rejeitos B5. Os valores de densidades relativas e ângulos de atrito inferidos a partir dos ensaios SPT executados enquadraram-se muito bem àqueles verificados por métodos diretos de investigação e por meio de ensaios de laboratório.
- O permeâmetro de Guelph mostrou-se uma ferramenta bastante versátil para a determinação dos coeficientes de permeabilidade dos materiais ao longo da praia de rejeitos, principalmente pelo baixo custo, rapidez e praticidade dos ensaios, visto que apenas uma pessoa pode, em curto espaço de tempo, executar uma ampla campanha investigativa. Em função destes excelentes resultados e da praticidade da técnica, o autor recomenda a sua efetiva implementação como instrumento de controle e de monitoramento de sistemas de contenção de rejeitos;

- Constatou-se também uma clara tendência de correlação entre os resultados dos ensaios realizados com o permeâmetro de Guelph e os ensaios em laboratório, com os valores de permeabilidades do Guelph sistematicamente maiores que os valores estimados em laboratório (Tabela 8.1 e Figura 8.1).

Tabela 8.1 – Coeficientes de permeabilidade determinados em campo e laboratório

Ponto	Campo		Laboratório	
	D_r (%)	k (cm/s)	D_r (%)	k (cm/s)
<i>S1.F2</i>	12,24	$4,30 \times 10^{-3}$	20	$2,49 \times 10^{-3}$
<i>S1.F4</i>	5,33	$3,90 \times 10^{-3}$	20	$3,07 \times 10^{-3}$
<i>S1.F6</i>	5,34	$2,40 \times 10^{-3}$	20	$2,01 \times 10^{-3}$
<i>S2.F1</i>	7,96	$6,30 \times 10^{-3}$	20	$3,89 \times 10^{-3}$
<i>S2.F3</i>	9,78	$3,15 \times 10^{-3}$	20	$1,46 \times 10^{-3}$
<i>S2.F5</i>	8,01	$1,45 \times 10^{-3}$	20	$5,23 \times 10^{-4}$

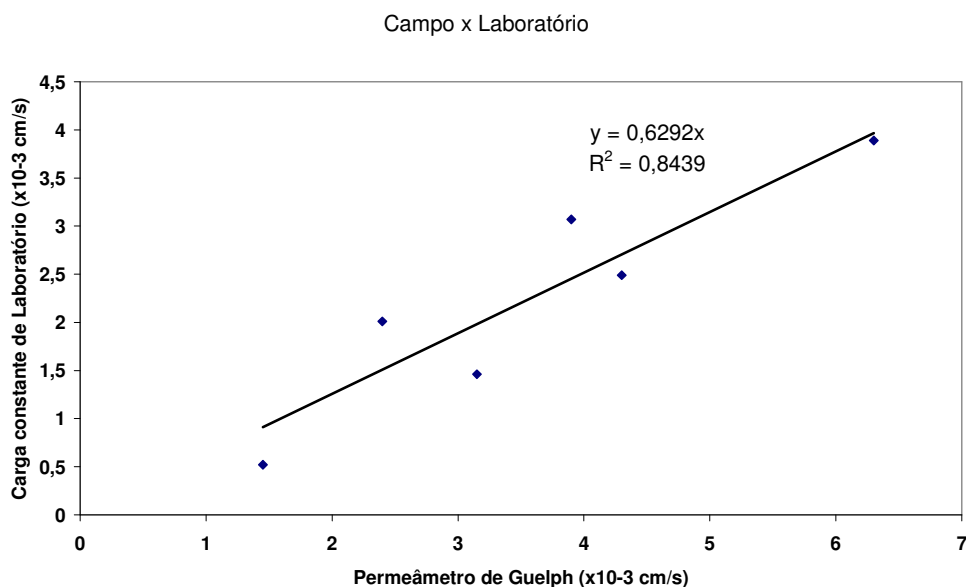


Figura 8.1– Coeficientes de permeabilidade determinados em campo e laboratório

- Tal fato justifica-se, em grande parte, pela presença de estratos heterogêneos na praia, conforme pode ser observado na Figura 8.2 (em função da própria variabilidade do processo de disposição de rejeitos totais e ciclados, como referido no trabalho) e também pelas diferenças da condição de saturação no campo, não passíveis de controle como aquelas impostas em laboratório.

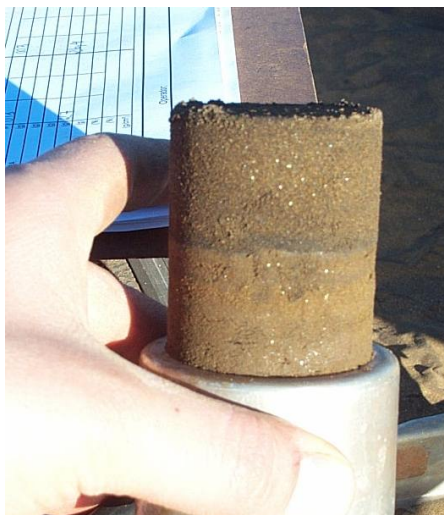


Figura 8.2 – Detalhe da presença de estratos de diferentes granulometrias (amostra de rejeito extraída da praia da barragem B5).

- ❑ Na seção 1 de investigação da praia de rejeitos, não se observou os efeitos de segregação hidráulica; na seção 2, a diferenciação granulométrica foi clara ao longo da praia, ocorrendo uma redução gradativa da permeabilidades e incorporando uma maior segurança à barragem pela garantia de um maior afastamento da superfície freática do barramento;
- ❑ Constatou-se uma baixa eficiência do processo de ciclonagem no que se refere à separação granulométrica do rejeito atualmente lançado, uma vez que os rejeitos amostrados na praia e no aterro apresentaram distribuições granulométricas bastante similares, com perdas óbvias da concepção e dos critérios construtivos de uma barragem alteada com rejeitos pelo método da linha de centro;
- ❑ Os ensaios realizados mostraram que a densidade relativa média dos rejeitos do aterro são da ordem de 40% e não de 65%, como se pensava;
- ❑ Os rejeitos atuais apresentam granulometrias sensivelmente maiores que o rejeitos lançados no passado; a partir das análises granuloquímicas e mineralógicas, observa-se que a granulometria está intimamente associada às composições de ferro (frações de rejeitos finos e mais escuras) e sílica (frações grossas e mais claras);

- Verificou-se ainda que as micas e os grãos de quartzo constituem as partículas minerais de maiores dimensões, sendo que os minerais micáceos exercem uma influência marcante na resistência ao cisalhamento do rejeitos, principalmente sob compactação relativas e tensões confinantes mais baixas.

8.2.2 Em relação à estabilidade global da barragem

A Tabela 8.2 apresenta a síntese dos resultados relativos às análises de estabilidade realizadas para a Barragem B5, tanto para sua condição operacional, como para as críticas simuladas. Deste conjunto de análises, podem ser estabelecidas as seguintes conclusões principais:

- A seção central foi tomada como referência para a implementação das análises de estabilidade, por se tratar da seção de máxima altura e envolver os maiores volumes de material em uma eventual ruptura. A seção contempla ainda o tapete drenante principal ao longo de toda a região de jusante da barragem, que atua como a principal estrutura de captação e adução das águas de percolação. Desta forma, nesta região da barragem, foram implementadas análises de diversas naturezas e situações, envolvendo condições operacionais e específicas impostas à Barragem B5;
- Para a condição operacional, a barragem encontra-se com excelentes níveis de segurança, indicados por fatores de segurança sensivelmente acima dos mínimos prescritos ($FS = 1,80$). Tal fato pode ser associado à excepcional capacidade de rebaixamento da superfície freática, face à presença do tapete drenante, e também devido a boa drenabilidade dos rejeitos utilizados para a construção dos alteamentos (*underflow* com permeabilidade da ordem de 10^{-3} cm/s);
- Variantes dos procedimentos operacionais da barragem, desde que não sejam excessivos, não interferem substancialmente na sua estabilidade global. Assim, eventuais elevações do N.A., variações na compactação dos rejeitos ou variações do processo de disposição (como o freqüente espigotamento de rejeitos grossos na praia da barragem) podem ser controlados sem grandes riscos.

Seção da barragem	Cota de crista	Situação de análise	Cota do reservatório	Densidade Relativa do underflow (%)	Maior porção da superfície potencial de Ruptura	Mínimo fator de segurança obtido na análise	Mínimo fator de segurança aceitável
CENTRAL	943,50	Operacional	941,53	50%	Fundação	1,80	1,50
CENTRAL	Ruptura local	Operacional	Talude atual	20%	Alteamento atual	1,79	1,50
B – centro/later.	943,50	Operacional	941,53	50%	Fundação	2,12	1,50
D – lateral	943,50	Operacional	941,53	50%	Fundação	1,61	1,50
CENTRAL	Colmatação do tapete drenante		941,53	50%	Fundação	1,73	1,50
						1,58	
						1,43	
CENTRAL	Variação do N.A. do reservatório		939	50%	Fundação	1,81	1,50
			943	50%	Fundação	1,78	1,50
CENTRAL	Ausência de ciclonagem		941,53	50%	Fundação	1,78	1,50
CENTRAL	Variação na compactidade relativa do aterro		941,53	20%	Fundação	1,67	1,50
			941,53	50%	Fundação	1,75	1,50
			941,53	80%	Fundação	1,80	1,50
CENTRAL	Final de operação / Cota 950		948	50%	Aterro	1,79	1,50
CENTRAL	Final de operação / Cota 965		963	50%	Aterro	1,69	1,50

Tabela 8.2 – Síntese dos principais resultados das análises (operacionais e críticas) de estabilidade realizadas para o talude de jusante da barragem de rejeitos B5.

- ❑ Entretanto, é importante destacar que esta condição favorável não significa desconsiderar as premissas que devem reger o controle e o acompanhamento de uma obra deste porte; com efeito, as análises de estabilidade demonstraram que, para condições operacionais indesejadas (como a elevação do N.A.) associadas a determinadas condições críticas da barragem, como por exemplo, a colmatção do sistema de drenagem interna, a barragem pode ser seriamente comprometida em sua segurança global;
- ❑ As atividades atuais de operação da barragem atendem plenamente todos os requisitos de segurança. Desta forma, o processo de compactação utilizado permite que sejam mantidas densidades relativas que, apesar de abaixo daqueles valores prescritos internacionalmente para estruturas desta natureza (acima de 60%), remetem a bons níveis de segurança, não sendo necessárias alterações significativas da realidade atual;
- ❑ A barragem apresentou também fatores de segurança aceitáveis e conservativos contra rupturas localizadas, principalmente no talude utilizado para estoque de *underflow* (situação mais crítica), evidenciando a probabilidade remota de rupturas desta natureza para condições operacionais;
- ❑ A instrumentação, embora reduzida, mostrou-se adequada aos procedimentos de controle e aos objetivos propostos. Os instrumentos foram instalados de modo a se avaliar o N.A. do reservatório a montante das estruturas drenantes da barragem, como os septos de ombreira e o tapete principal, bem como avaliar a eficiência das estruturas drenantes no rebaixamento da superfície freática (medidores localizados nas zonas de jusante da barragem). Os registros indicam que os instrumentos permanecem secos, sem a presença da superfície freática na região de jusante da barragem;
- ❑ Atenção especial deve ser dispensada à barragem por ocasião de eventos chuvosos, devido às condições de fluxo das águas pluviais. Com efeito, tem-se observado que, nestas ocasiões, diversos caminhos preferenciais de fluxo que podem gerar erosões no talude de jusante; as bermas da barragem devem também ser melhor conformadas para evitar o acúmulo das águas pluviais;

- Apesar dos bons resultados obtidos nas análises de percolação implementadas para a barragem, um tratamento utilizando um software 3D, como o SEEP 3D, por exemplo, permitiria uma maior representatividade do estudo das condições de fluxo interno na Barragem B5, principalmente ao longo das seções laterais, constituídas por septos drenantes.

8.3 CONTRIBUIÇÕES PRÁTICAS DA PESQUISA

Nos últimos anos, após inúmeros acidentes causados por rupturas de barragens e pilhas de rejeitos, desde instabilizações localizadas até a ruptura global de estruturas de grande porte (casos recentes das minerações Rio Verde e Cataguases, por exemplo), o processo de disposição de resíduos de mineração tem sido objeto de novas legislações e intensas fiscalizações dos órgãos ambientais, exigindo das empresas mineradoras a adoção de políticas concretas de controle dos impactos da atividade mineradora sobre o meio ambiente (Pereira, 2005).

Nesse contexto, o trabalho desenvolvido nesta pesquisa, na medida em que sugere uma rotina de avaliação de segurança mais elaborada (e menos empírica) para barragens construídas com rejeitos, embasada na caracterização tecnológica dos resíduos e na previsão de riscos por meio de simulações numéricas, vem contribuir para a prática da geotecnia aplicada à mineração na adoção de projetos cada vez mais eficazes e confiáveis, envolvendo rejeitos de mineração.

Nesse sentido, torna-se importante alinhar algumas contribuições práticas do trabalho que remetem a uma operação da barragem em estudo de maneira mais confiável e segura. Estes aspectos são apresentados a seguir, relacionando os principais benefícios práticos advindos desta pesquisa em função das etapas realizadas no trabalho.

- **Através da completa e consistente caracterização tecnológica dos rejeitos de fosfato depositados e utilizados na confecção da barragem B5 foi possível:**
 - Conhecer as propriedades de permeabilidade e resistência dos rejeitos depositados atualmente em função da compacidade, propriedades estas

fundamentais quando se deseja avaliar as condições de fluxo e, conseqüentemente, as condições de estabilidade da barragem;

- Conhecer as características mineralógicas e granuloquímicas dos rejeitos estocados, permitindo a proposição de relações entre tais características e o comportamento geotécnico dos materiais (por exemplo, correlações entre frações granulométricas e gradientes de permeabilidade do rejeito), com impacto direto, inclusive, na otimização de processos de tratamento dos minérios e retomada futura da exploração comercial de antigos rejeitos;
- Conhecer qualitativamente e quantitativamente as características de compacidade dos rejeitos, permitindo um maior controle geotécnico dos alteamentos da barragem
- Avaliar o grau de eficiência do processo de ciclonagem e a influência das variáveis deposicionais, de maneira a implementar uma maior controle construtivo durante a estocagem e alteamentos da barragem.

- **Conhecendo-se os fatores de segurança operacionais e para condições específicas/críticas da barragem foi possível:**

- Quantificar o grau de segurança relativo à geometria da barragem, para as condições que prevalecem na sua rotina operacional;
- Avaliar a influência das condições ambientais e de operação atual com aquelas prescritas durante a fase de projeto da barragem, permitindo avaliar e quantificar o desempenho atual da barragem, bem como avaliar determinadas perspectivas de risco potencial;
- avaliar os efeitos do fluxo nos registros da instrumentação instalada na barragem, bem como as variações correspondentes a diferentes níveis de controle da barragem, permitindo ainda a avaliação da segurança da barragem para diferentes condições do NA do reservatório e a fixação de critérios práticos para a adoção de intervenções emergenciais;

- Avaliar as condições de fluxo interno em função das diferentes extensões da praia de rejeitos e a influência deste aspecto na segurança global do empreendimento, permitindo a avaliação adicional da segurança da barragem em eventos atípicos, de maneira expedita e rápida, independente de análises mais complexas e demoradas;
- Prever o comportamento da barragem B5 diante de certas circunstâncias específicas de operação ou críticas, aferindo-se os riscos associados e, conseqüentemente, permitindo a adoção de planos de contingência e planos de ação emergenciais (P.A.E.) cada vez mais efetivos.

Enfim, conhecendo-se em detalhe a concepção e as premissas de projeto da barragem de rejeitos B5, sua instrumentação, as características dos rejeitos depositados e utilizados nos alteamentos e, principalmente, seu comportamento geotécnico global, torna-se possível estabelecer uma formulação de um ‘modelo científico’ de abordagem, controle e monitoramento de sistemas de disposição de rejeitos, com uma efetiva redução dos riscos inerentes e facilitando o controle operacional da estrutura..

Embasados nos objetivos gerais propostos e nos resultados obtidos nesta dissertação de mestrado, reitera-se a necessidade que os projetos envolvendo barragens de rejeitos de mineração sejam cada vez mais norteados pela sistemática proposta neste trabalho e que pode ser resumida da seguinte forma: “**Conhecer** para poder analisar, **Analisar** para poder prever, **Prever** para poder evitar e **Evitar** para poder Preservar”.

8.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com relação à caracterização tecnológica dos materiais, nesta dissertação realizou-se varias análises baseadas nas características granulométricas e mineralógicas, visando conhecer o comportamento geotécnico do rejeito de fosfato, ainda pouco estudado. No contexto destas análises, alguns aspectos não foram ou não puderam ser melhor esclarecidos, até por não se enquadrarem ao escopo ou ao cronograma do trabalho. Desta forma, são sugeridas algumas pesquisas futuras para dar complementação aos estudos realizados neste trabalho:

- Ampliar a utilização das técnicas descritas neste trabalho, em especial as correlações de Gibbs & Holtz e o permeâmetro de Guelph, em outros tipos de barragens de rejeitos, de maneira a tornar esses procedimentos uma rotina na investigação geotécnica de estruturas de rejeitos de mineração
- Avaliar rejeitos de fosfato provenientes de outras minerações com diferentes processos de lavra e beneficiamento, avaliando seu grau de heterogeneidade mineralógica e granulométrica e suas implicações no seu comportamento geotécnico das estruturas de contenção;
- Comparar os resultados dos ensaios obtidos com rejeitos de fosfato com resultados similares obtidos para outros rejeitos (ferro, ouro, bauxita, etc), visando a criação de um banco de dados acerca das características específicas dos rejeitos de mineração;
- Ampliar os estudos relacionados às características de resistência ao cisalhamento do rejeito de fosfato estudado, de maneira a compreender melhor a influência específica das tensões confinantes;
- Pesquisar a influência específica sobre os parâmetros de resistência de rejeitos de fosfato por meio de amostragem direta nas estruturas de contenção e em simuladores de deposição hidráulica (flume), sob diferentes condições de preparação (amostras reconstituídas) e saturação dos corpos de prova;
- Executar uma maior diversidade de ensaios com o permeâmetro de Guelph em rejeitos de mineração, utilizando procedimentos adicionais com diferentes alturas de cargas hidráulicas ;
- Executar análises de percolação 3-D da Barragem B5, particularmente nas zonas dos septos drenantes, visando uma melhor representatividade dos modelos de fluxo e de suas interferências na análise da estabilidade global da barragem.

Com relação à avaliação de segurança realizada nesta dissertação, sugere-se como pesquisa futura a adoção da metodologia aqui proposta para outras barragens de rejeitos, de maneira a se criar e padronizar uma rotina de análises destas estruturas baseada na previsão de riscos. Adicionalmente, sugere-se que as novas pesquisas incorporem ainda simulações numéricas para eventos específicos/críticos não avaliados no presente caso, como a ocorrência de chuvas muito intensas ou de eventos sísmicos, por exemplo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ABNT (1984b). Solo – Análise granulométrica. **NBR 7191**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 13 p.

ABNT (1986). Solo – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia. **NBR 7185**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 13 p.

ABNT (1990). Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos. **MB 3324**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 6 p.

ABNT (1986). Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. **NBR 6457**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 9 p.

ABNT (1991). Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. **MB 3384**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 14 p.

ABNT (1993). Elaboração e apresentação de projeto de disposição de rejeitos de beneficiamento, em barramento, em mineração. **NBR13028**, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 10 p.

ABNT (1980). Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos (SPT). **NBR 6484/80**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABADJIEV, C. B. (1985). Improved Construction of Tailings Dam. XI International Conference on Soil Mechanics and foundation. San Francisco, Vol III, PP. 1235-1236

ABRÃO, P.C. (1987). Sobre a disposição de rejeitos de mineração no Brasil. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO 87), Rio de Janeiro, v. 1, p. 1-10.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. (2004). Análise do comportamento de barragens de rejeitos de minério de ferro através de ensaios de piezocone. Ouro Preto: UFOP, 2004. 192 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

AMORIM, N. R.; PORTO, N. L. F. & COSTA, A. G. D. (1995). Avaliação da Segurança de Barragens de Rejeitos em Operação. Caso da Barragem do Germano. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO 95), Ouro Preto, v. 1, p. 251-258.

AMORIM, N. R. (1993). Avaliação do Efeito da Deposição dos Rejeitos na Percolação de água Através do Aterro e da Fundação. Dissertação de Mestrado, USP-São Carlos, 96p

ATHMER, J. B. E. M. & PYCROFT, A. S. (1986). Methods and Results of Quality Control for Hydraulic Placed Sand Fill, 11 th World Dredging Congress, Vol. I p. 95 – 110.

BUSCH, R. G. (1987). Construção de Barragens com Rejeitos de Fosfato. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO 87), Rio de Janeiro, v. 1, p. 379-396.

BUSCH, R. G.; LAMY, L. F. (1981). Tailings Dams in Phosphate Mines. X ICSMFE, Estocolmo.

BUSCH, R. G.; CASTRO, H. Z. (1986). Barragens Alteadas com REjeitos Ciclonados na Arafertil. VII COBRAMSEF. Porto Alegre, Vol. IV, p. 156-168.

BLIGHT, G.E & BENTEL, G.M. (1983). The behaviour of mine tailings during hydraulic deposition. Journal of South African Institute of Mine and Metallurgy, 3(4): 73-86.

BLIGHT, G.E.; THOMSON, R.R. & VORSTER, K. (1985). Profiles of hydraulic fill tailings beaches and seepage trough hydraulically sorted tailings. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy* 85(5): 157-161.

BLIGHT, G.E. (1994). The master profile for hydraulic fill tailings beaches. *Proc. Institute of Civil Engineering and Geotechnical*, n° 107, p. 27-40.

CASTRO, G., ENOS, J.L., FRANCE, J.W. & POULOS, S.J. (1982) Liquefaction induced by cyclic loading. National Science Foundation, Washington, DC, n. NSF/CEE-82018.

CAVALCANTE, A. L. B. (2000). Efeito do gradiente de permeabilidade na estabilidade das barragens de rejeito alteadas pelo método de montante. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.

CEDERGREEN, H. R. (1977). Seepage, drainage and flow nets. John Wiley & Sons, New York.

CHAMMAS, R. (1989) Barragens de contenção de rejeitos: Curso de Especialização em Engenharia de Barragens da Universidade Federal de Ouro Preto, CEEB. Ouro Preto: UFOP, 29 p.

DNPM. Ferro. Sumário mineral brasileiro, Departamento Nacional de Produção Mineral - DNPM, p. 71-72, 2004.

DE MELLO, L. G. F. S.; CARDOSO, W. S.; CARRIER III, W. D. (1987). Disposição de Rejeitos da Lavagem de Bauxita de Trombetas nas áreas Anteriormente Lavradas. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO 87), Rio de Janeiro, v. 1.

DUPAS, F.A. (1992). Projetos e Execução de Barragens de Rejeitos. Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Geotecnia, Disciplina de Seminários Gerais em Geotecnia, 43p

DUPAS, F.A. (1993). Características de Percolação em Barragens de Rejeitos – Estudo do Caso da Barragem de Rejeitos B6. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP – São Carlos, 130p.

ESPÓSITO, T. J. (2002). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico. Brasília: UnB, 2000. 363 p. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

FERRAZ, F. (1993). Disposição de rejeitos de mineração: Aperfeiçoamento técnico dos serviços de Engenharia em atividades de mineração. Ouro Preto: Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, UFOP, 62 p.

GAIOTO, N. (1992). Sistemas de Controle de Percolação de Água em Projetos de Barragens de Terra. Departamento de Geotecnia, Livre Docência, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 257 p.

GEO-SLOPE (2002). SEEP/W for finite element seepage analysis Version 5. Geo-Slope Int. (User's manual).

GIODA, G.; DESIDERI, A. (1988) Some numerical techniques for free-surface seepage analysis. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, 1988. Proceedings. Rotterdam: A.A. Balkema, p.71-84.

GOBARA, W. (1991). O Adensamento com Deformações Finitas e Obtenção de Parâmetros pelo Ensaio de Adensamento Hidráulico. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

GOMES, R.C., RIBEIRO, L.F.M., BOTELHO, A.P.D. & PEREIRA, E.L. (2002) Caracterização tecnológica de rejeitos de mineração em sistemas de disposição. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, CBGE, 10. 2002, Ouro Preto. Anais... Ouro Preto, CD-ROM.

GOUVÊA, P. H. V. (2004). Monitoramento da Barragem de Rejeitos de Conceição – Complexo Minerador de Itabira. Dissertação de Mestrado, Mestrado Profissional em Geotecnia de Barragens, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto.

HERNANDEZ, H.M. (2002) Caracterização geomecânica de rejeitos aplicada a barragens de aterro hidráulico. Brasília: UnB, 2002. 174 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília.

ICOLD (1989). Tailings Dams Safety. Guidelines.

KLOHN, E.J. (1981). The development of current tailings dam design and construction methods. Design and Construction of Tailings Dams, Colorado School of Mines, Colorado, USA, p. 2-75.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1979). Soil Mechanics, SI Version. John Wiley & Sons, New York, 553 p.

LIMA, M. J. C. P. A. (1979) – Prospecção Geotécnica do Subsolo. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, 105 p.

LOPES, M.C. (2000). Deposição hidráulica de rejeitos granulares e a influência nos seus parâmetros de resistência. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 158 p.

DE MELLO, V.F.B. (1971). The Standard Penetration Test. Proceedings of the 4th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico.

MITTAL, H.K. & MORGENSTERN, N.R. (1975). Parameters for design of tailings dam. Canadian Geotechnical Journal, v. 12, p. 235-261.

MITTAL, H. K., MORGENSTERN, N. R. (1976). Seepage control in Tailings Dams. Canadian Geotechnical journal, v.13, n.3.

MITTAL, H. K., MORGENSTERN, N. R. (1977). Desing and Performance of Tailings Dams. Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, an Arbor, ASCE, pp. 475-492.

MORETTI, M.R. & CRUZ, P.T. (1996). Aterros hidráulicos e sua aplicação na construção de barragens. 100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto, P.T. Cruz, (ed.), Oficina das Letras, São Paulo, SP, pp. 556-591.

NELSON, J. P.; SHEPHERD, T.; CHARLIE, W. (1977). Parameters Affecting Stability of Tailings Dams. Proc. Conf. On Geotechnical Practice for Disposal of Sold. Waste Materials, ASCE, University Michigan, USA, p.p. 444-460.

NEGRO Jr., A.; SANTOS, F.M.G & GUERRA, M.O. (1979). Características geotécnicas de solos de aterros hidráulicos e a experiência da barragem de Guarapiranga. Revista Solos e Rochas, 1(3): 3-39.

NIEBLE, C. M.; CASTRO, H. Z.; LAMY, L.F. (1980). Alguns Dados Sobre as Características de Operação do Sistema de Deposição de Rejeitos e Lamas da Arafertil S.A.. Anais do XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. Vol. 1, Tema 3, p. 417 – 430.

PARRA, P.C. & RAMOS, J.V. (1987). Ruptura, recuperação e estabilização da barragem de rejeitos da Mina do Pico São Luiz. Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos industriais e de mineração (REGEO 91), Rio de Janeiro, p. 445-462.

PARRA, P.C. & LASMAR, N.T. (1987). Ruptura da barragem de rejeito da Mina de Fernandinho. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO 87). Rio de Janeiro. v. 1, p. 423-444.

PAULO ABIB ENGENHARIA S.A. (1980). Relatórios de Projeto, números 000-151-001, 000-151-002

PEREIRA, E.L. (2005). Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. Ouro Preto: UFOP, 2005. 168 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

PRESOTTI, E.S. (2002). Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro. Ouro Preto: UFOP, 2002. 153 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

RIBEIRO, L.F.M. (2000). Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicados a barragens de rejeitos. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 235 p.

SANTOS, A.G. (2004). Influência do teor de ferro na condutividade hidráulica de um rejeito de minério de ferro. Ouro Preto: UFOP, 2004. 191 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

SILVA RIBEIRO, S. G.; CAMARGO MONTES, C. (2004). O Uso de Programas de Computador em Análises Mais Elaboradas da Segurança de Barragens de Terra. IV Simpósio Brasileiro sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas, T16 – A02. Porto de Galinhas. p.1-15

SKEMPTON, A.W. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, v. 4, n. 4, p. 143-147, 1954.

SOTO, M. A. A. (1999). Estudo da Condutividade Hidráulica em solos não saturados. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Paulo.

STEFFEN, R.; KIRSTEN, D. (1985). Material considrations in the Desing of Downstream Embankments for Tailings Impoundments. *Mining science and Technology*, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, 3, p.35-49.

TAYLOR, D.W (1948). Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc., NewYork, USA, 500 p.

TIBANA, S., CAMPOS, T.M.P. & BERNARDES, G.P. (1997). Behaviour of a loose iron tailing material under triaxial monotonic loading. International Congress on Environmental Geotechnics, 3th ICEG, Lisbon, PT. CD-ROM.

VARGAS, M. (1977). Introdução a Mecânica dos Solos. Editora da Universidade de São Paulo/Editora McGrawll Hill do Brasil, São Paulo, SP, 509 p.

VICK, S.G. (1983). Planning, Design and Analysis of Tailings Dams. John Wiley & Sons, Inc., 369 p.

WAHLER, W. A.; GIFFORD, F. (1978). The Use of Cycloned Phosphate Tailings to Construct Plant Waste Storage Facilities in Brazil. Tailings Disposal Today – Vol 2. Second International Tailings Symposium. Denver, Colorado, U.S.A.. p. 96-108.

ANEXO 1

RESULTADOS DAS ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

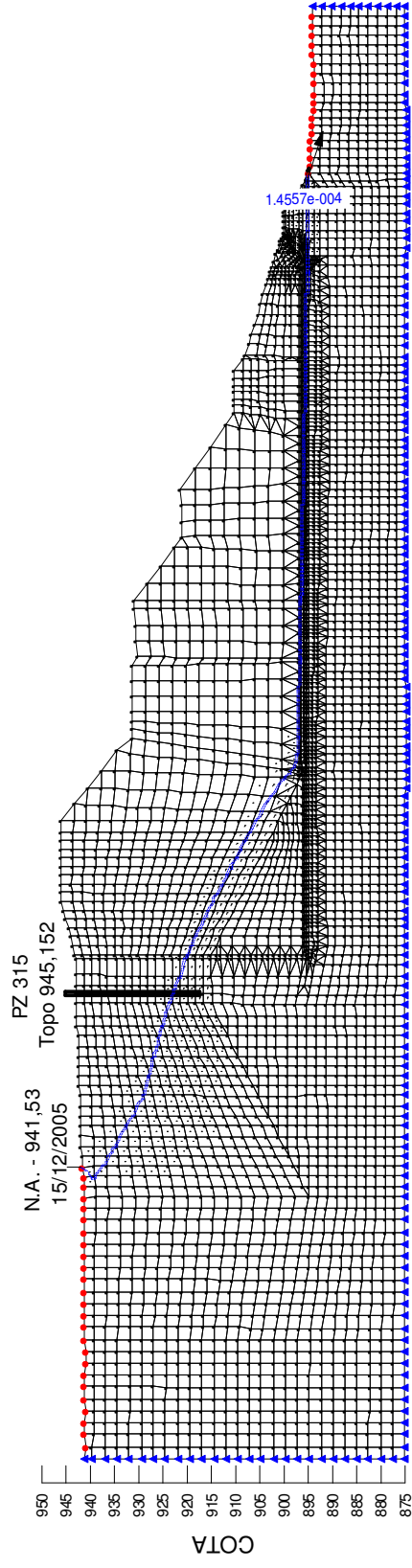


Figura 1.1 – Seção central calibrada (anisotropia de 8) com os coef. de permeabilidade de campo da seção 2. Condição operacional da barragem.

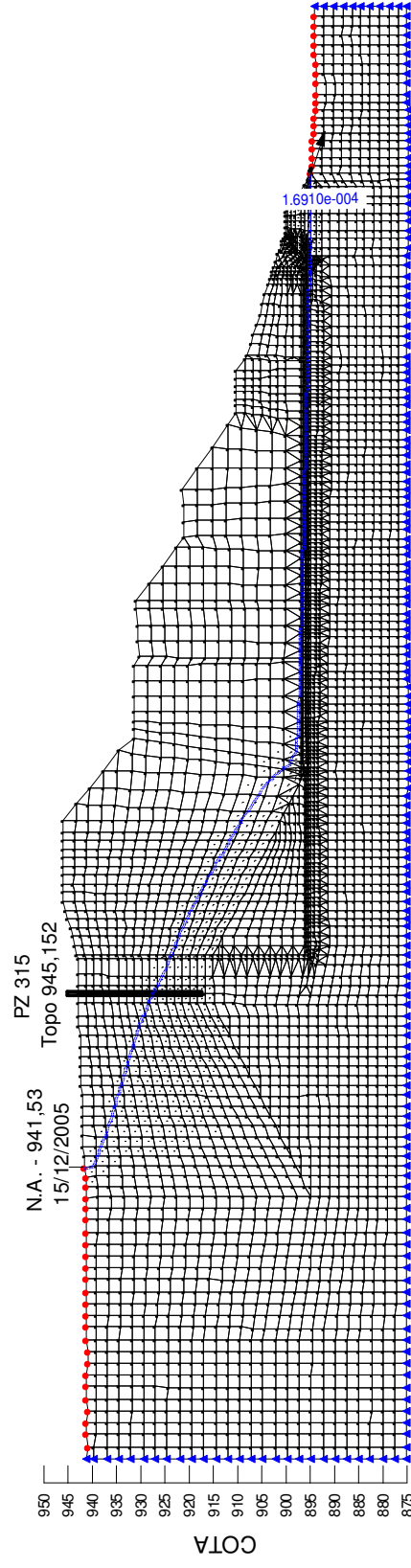


Figura 1.2 – Seção central (anisotropia de 8) com os dados de coef. de permeabilidade de campo da seção 1. Condição crítica, sem segregação hidráulica.

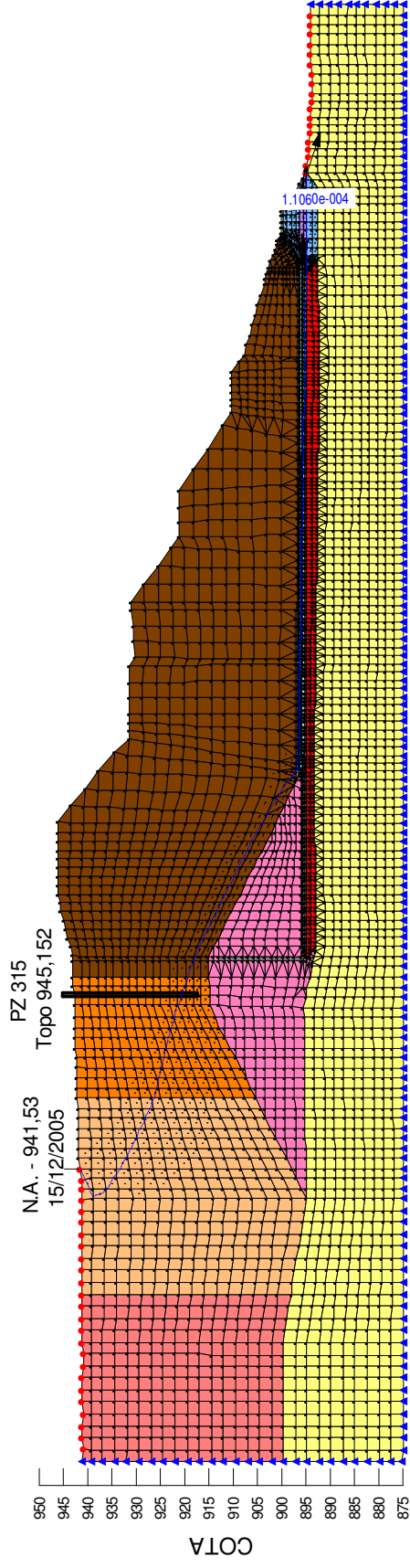


Figura 1.3 – Seção central calibrada (anisotropia de 11) com os coef. de permeabilidade de campo da seção 2. Condição operacional da barragem.

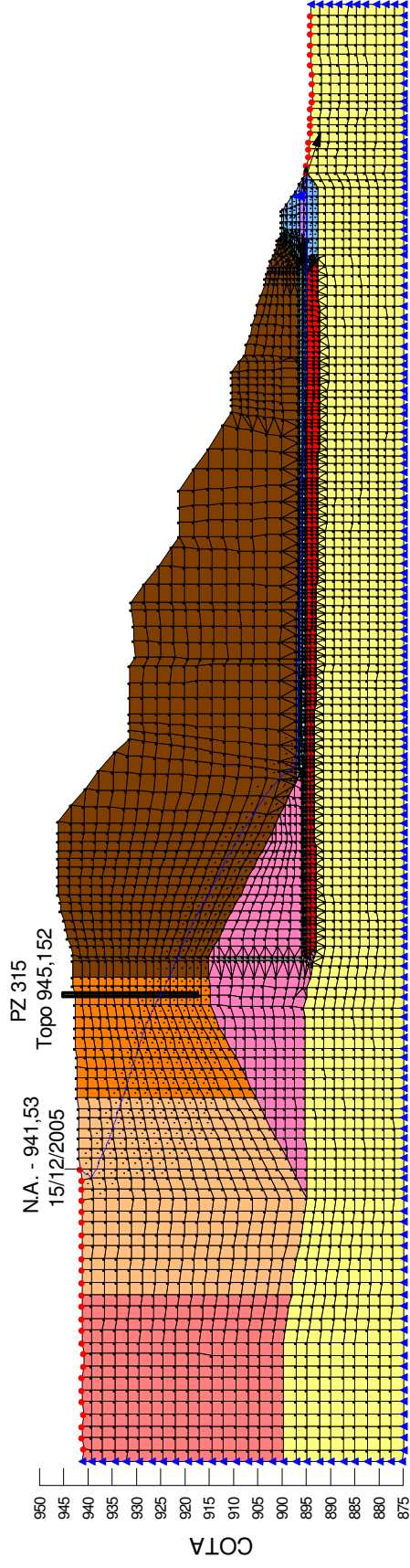


Figura 1.4 – Seção central (anisotropia de 11) com os dados de coef. de permeabilidade de campo da seção 1. Condição crítica, sem segregação hidráulica.

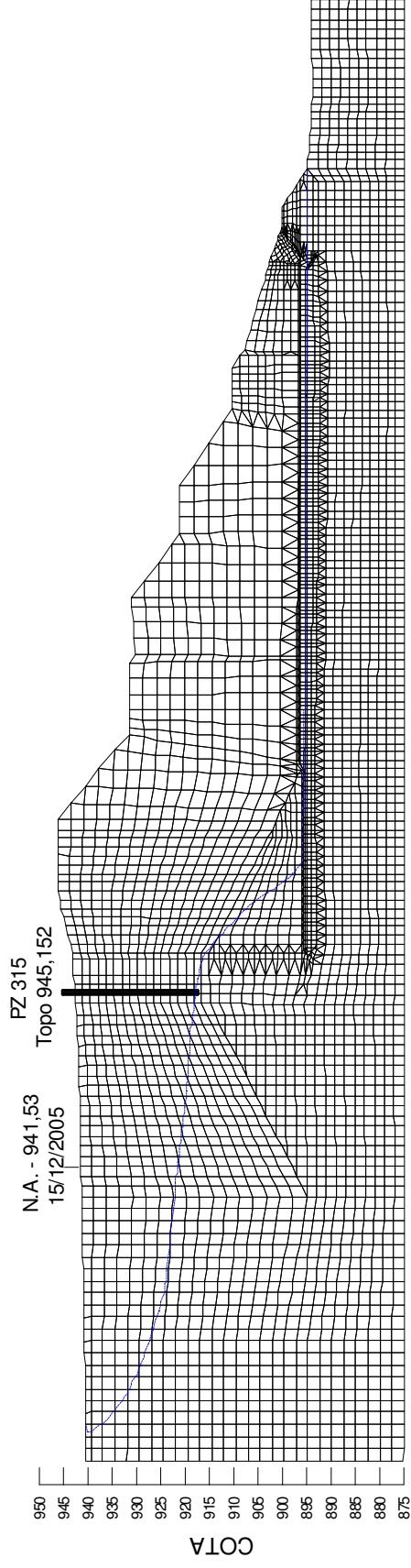


Figura 1.5 –Superfície freática para a seção central com o reservatório na cota 940,51 e praia com 93 metros; regime permanente.

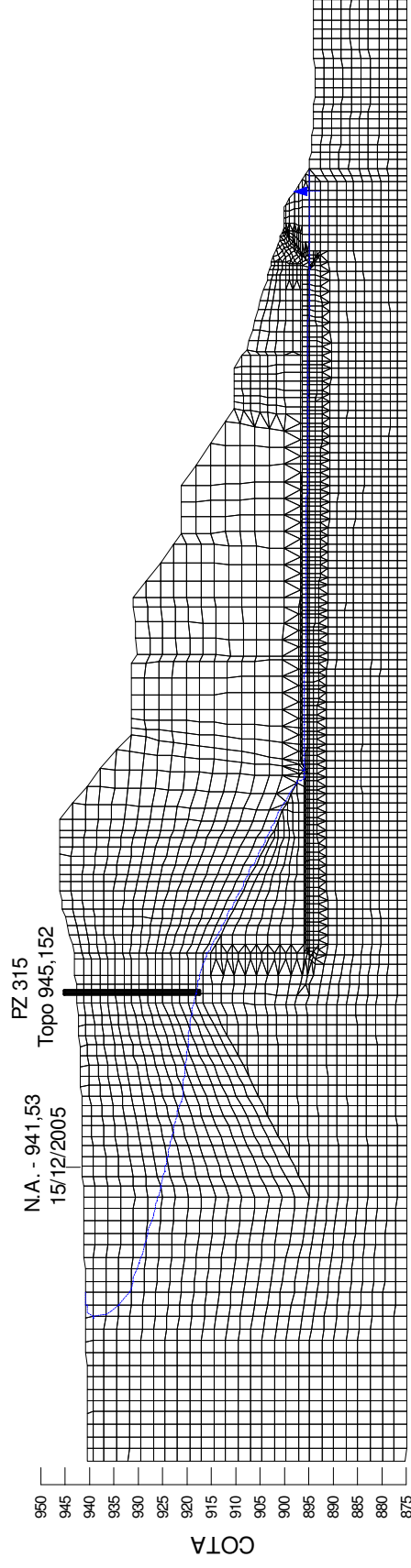


Figura 1.6 –Superfície freática para a seção central com o reservatório na cota 940,88 e praia com 66 metros; regime permanente.

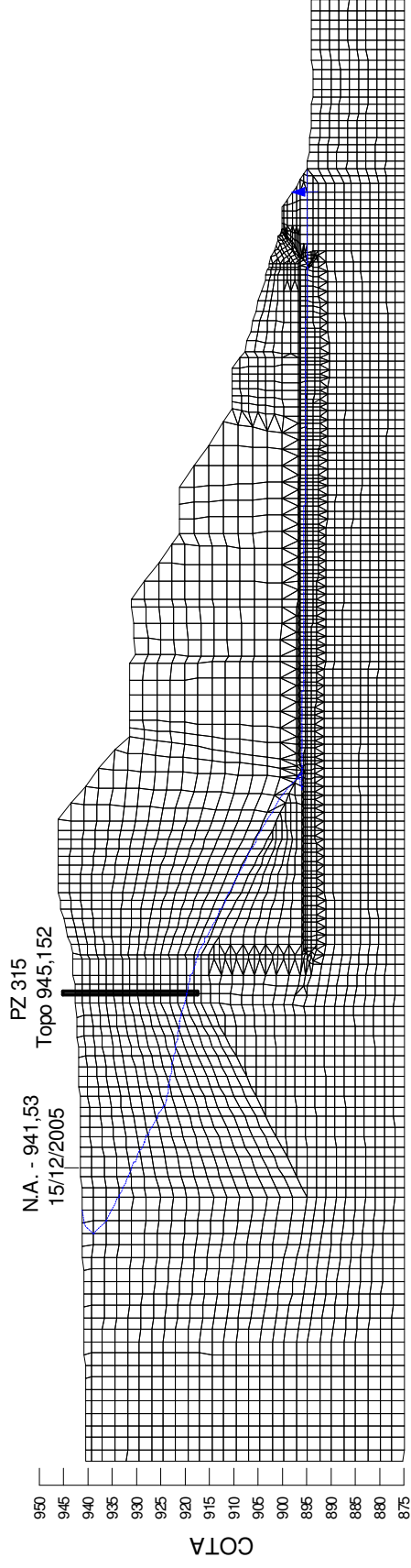


Figura 1.7 –Superfície freática para a seção central com o reservatório na cota 941,27 e praia com 49 metros; regime permanente.

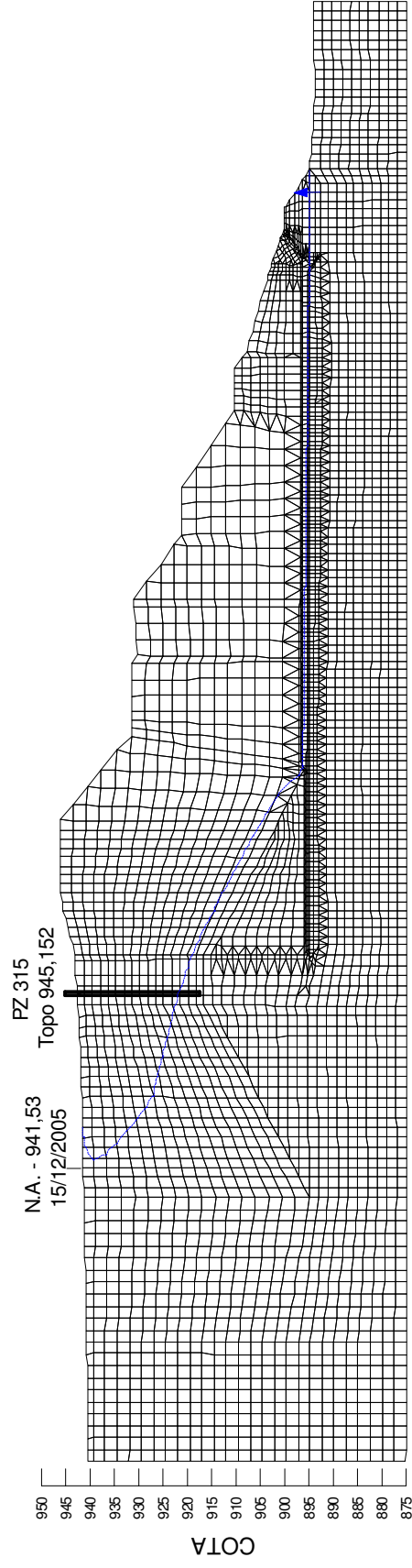


Figura 1.8 –Superfície freática para a seção central com o reservatório na cota 941,57 e praia com 32 metros; regime permanente.

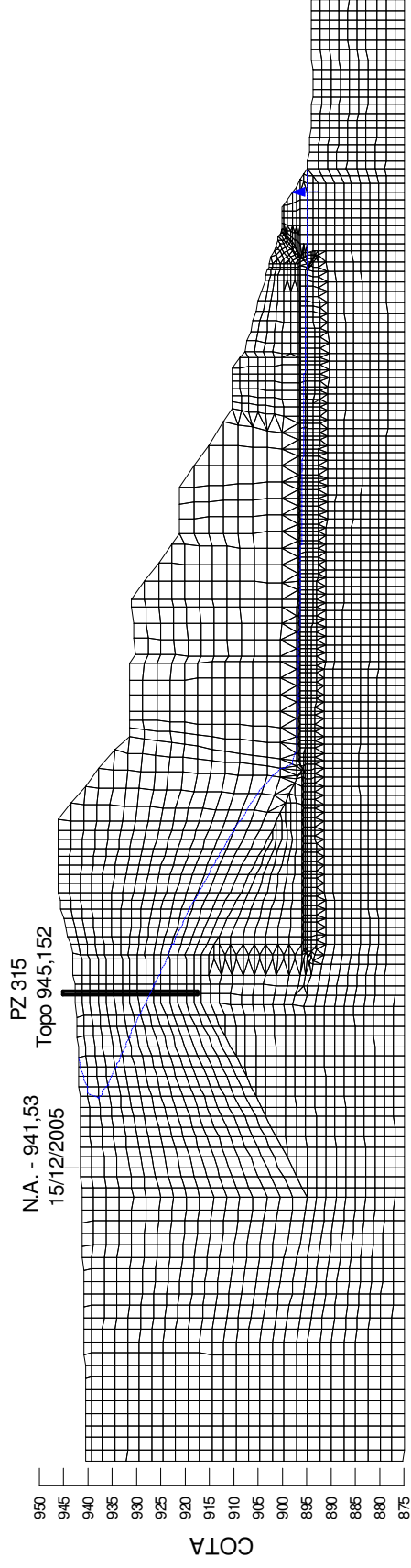


Figura 1.9 –Superfície freática para a seção central com o reservatório na cota 942,02 e praia com 17 metros; regime permanente.

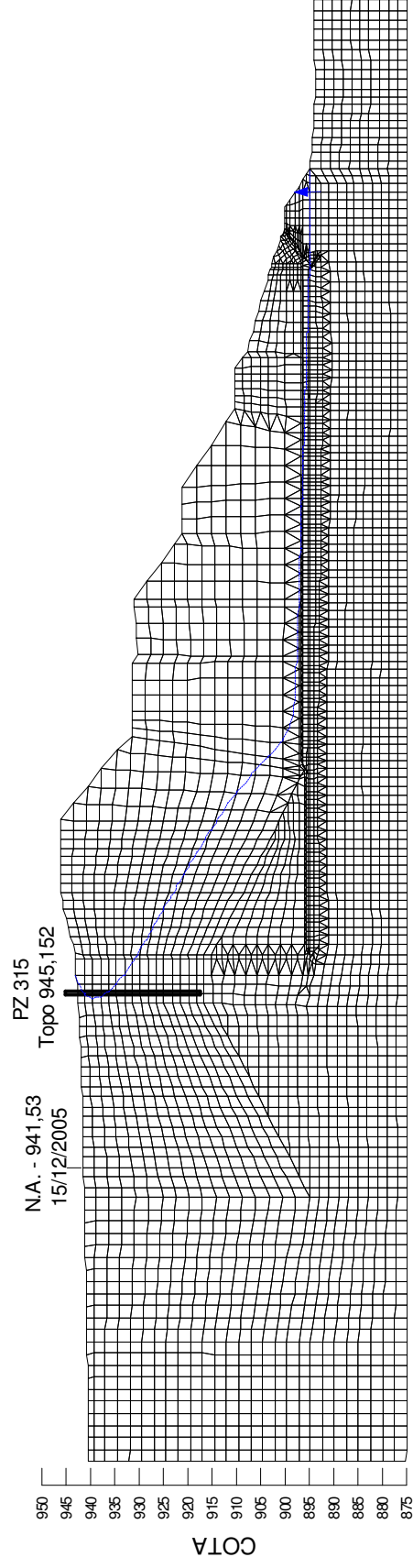


Figura 1.10 –Superfície freática para a seção central com o reservatório na cota 942,91 e praia com 0 metros; regime permanente.

**PLANILHAS PARA DETERMINAÇÃO DA
COMPACIDADE RELATIVA E ÂNGULO DE ATRITO
EFETIVO “IN SITU” A PARTIR DE ENSAIOS SPT VIA
CORRELAÇÕES DE GIBBS & HOLTZ (1957) E DE
MELLO (1971).**

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello										
FURO:	INA 303	Topo	939,567	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO						
SEÇÃO:	S- 01			Densidade dos Graços		Parâmetros de compactidade Máximo e Mínimo				
N.A.	921,56 - 18 m	Data:	20/08/04	Gs =	3,42	emáx =	1,61	emin =	0,89	
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	σ'z	Dr (%)	φ'	e infer.	γd inferido	Classificação - NBR - 7.520/82	
938,567	1,0	8	8,80	17	66	40,79	1,13	1,60	Pouco compacto	
937,567	2,0	7	7,70	34	57	37,69	1,20	1,55	Pouco compacto	
936,567	3,0	7	7,70	51	53	36,48	1,23	1,53	Pouco compacto	
935,567	4,0	8	8,80	68	53	36,49	1,23	1,53	Pouco compacto	
934,567	5,0	4	4,40	85	35	32,03	1,36	1,45	Fofo	
933,567	6,0	4	4,40	102	33	31,63	1,37	1,44	Fofo	
932,567	7,0	5	5,50	119	36	32,13	1,35	1,45	Pouco compacto	
931,567	8,0	9	9,90	136	46	34,59	1,28	1,50	Compacto	
930,567	9,0	10	11,00	153	46	34,75	1,28	1,50	Compacto	
929,567	10,0	10	11,00	170	45	34,31	1,29	1,49	Compacto	
928,567	11,0	14	15,40	187	51	36,02	1,24	1,53	Compacto	
927,567	12,0	9	9,90	204	40	33,07	1,32	1,47	Compacto	
926,567	13,0	9	9,90	221	38	32,79	1,33	1,47	Compacto	
925,567	14,0	9	9,90	238	37	32,54	1,34	1,46	Compacto	
924,567	15,0	8	8,80	255	34	31,84	1,36	1,45	Pouco compacto	
923,567	16,0	29	31,90	272	64	39,86	1,15	1,59	Compacto	
922,567	17,0	25	27,50	289	58	37,96	1,19	1,56	Compacto	
921,567	18,0	25	27,50	306	56	37,56	1,20	1,55	Compacto	
920,567	19,0	27	29,70	323	57	37,84	1,20	1,56	Compacto	
919,567	20,0	14	15,40	330	41	33,38	1,32	1,48	Medianamente compacto	
918,567	21,0	14	15,40	337	41	33,29	1,32	1,48	Medianamente compacto	
917,567	22,0	17	18,70	344	44	34,23	1,29	1,49	Medianamente compacto	
916,567	23,0	7	7,70	351	28	30,52	1,41	1,42	Pouco compacto	
915,670	23,9	6	6,60	358	26	30,05	1,42	1,41	Pouco compacto	
e méd =	1,28	n méd =	0,56		γs =	17	kN/m2			
Dr med =	45,25	φ med =	34,66		γd med =	1,50	g/cm3			

Tabela A.1 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento INA 303.

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello										
FURO:	INA 304	Topo	931,91	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO						
SEÇÃO:	S- 01			Parâmetros de compacidade Máximo e Mínimo						
N.A.	Seco	Data:	26/08/04	Densidade dos Graços		emín =				
				Gs =	3,42	emáx =	1,61			
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	σ'z	Dr (%)	φ'	e infer.	γd inferido	Classificação - NBR - 7.520/82	
930,910	1,0	2	2,20	17	33,24	31,59	1,37	1,44	Fofo	
929,910	2,0	3	3,30	34	37,22	32,50	1,34	1,46	Fofo	
928,910	3,0	2	2,20	51	28,17	30,51	1,41	1,42	Fofo	
927,910	4,0	5	5,50	68	41,69	33,56	1,31	1,48	Pouco Compacto	
926,910	5,0	5	5,50	85	39,33	32,99	1,33	1,47	Pouco Compacto	
925,910	6,0	4	4,40	102	33,39	31,63	1,37	1,44	Fofo	
924,910	7,0	5	5,50	119	35,61	32,13	1,35	1,45	Pouco Compacto	
923,910	8,0	7	7,70	136	40,36	33,24	1,32	1,47	Pouco Compacto	
922,910	9,0	5	5,50	153	32,78	31,49	1,37	1,44	Pouco Compacto	
921,910	10,0	7	7,70	170	37,38	32,53	1,34	1,46	Pouco Compacto	
920,910	11,0	6	6,60	187	33,44	31,64	1,37	1,44	Pouco Compacto	
919,910	12,0	8	8,80	204	37,40	32,54	1,34	1,46	Pouco Compacto	
918,910	13,0	9	9,90	221	38,49	32,79	1,33	1,47	Medianamente compacto	
917,910	14,0	12	13,20	238	43,20	33,94	1,30	1,49	Medianamente compacto	
916,910	15,0	11	12,10	255	40,26	33,22	1,32	1,47	Medianamente compacto	
915,910	16,0	11	12,10	272	39,25	32,97	1,33	1,47	Medianamente compacto	
914,910	17,0	11	12,10	289	38,30	32,75	1,33	1,47	Medianamente compacto	
913,910	18,0	9	9,90	306	33,85	31,73	1,37	1,45	Medianamente compacto	
912,910	19,0	8	8,80	323	31,22	31,15	1,39	1,43	Medianamente compacto	
911,910	20,0	9	9,90	340	32,42	31,41	1,38	1,44	Medianamente compacto	
911,460	20,4	12	13,20	347,65	37,09	32,47	1,34	1,46	Medianamente compacto	
e méd =	1,35	n méd =	0,57		γs =	17	kN/m2			
Dr med =	36,39	φ med =	32,32		γd med =	1,46	g/cm3			

Tabela A.2 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento INA 304.

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello										
FURO:	PZ 305	Topo	921,325	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO						
SEÇÃO:	S- 01			Parâmetros de compactidade Máximo e Mínimo						
N.A.	Seco	Data:	26/08/04	Densidade dos Graços						
				Gs =	3,42	emáx =		1,61	emín =	
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	σ'z	Dr (%)	φ'	e infer.	γd inferido	Classificação - NBR – 7.520/82	
920,325	1,0	7	7,70	17	62	39,36	1,16	1,58	Pouco compacto	
919,325	2,0	6	6,60	34	53	36,46	1,23	1,53	Pouco compacto	
918,325	3,0	3	3,30	51	34	31,87	1,36	1,45	Fofo	
917,325	4,0	2	2,20	68	26	30,14	1,42	1,41	Fofo	
916,325	5,0	2	2,20	85	25	29,84	1,43	1,41	Fofo	
915,325	6,0	2	2,20	102	24	29,59	1,44	1,40	Fofo	
914,325	7,0	3	3,30	119	28	30,39	1,41	1,42	Fofo	
913,325	8,0	2	2,20	136	22	29,19	1,45	1,39	Fofo	
912,325	9,0	6	6,60	153	36	32,19	1,35	1,45	Pouco compacto	
911,325	10,0	7	7,70	170	37	32,53	1,34	1,46	Pouco compacto	
910,325	11,0	7	7,70	187	36	32,24	1,35	1,46	Pouco compacto	
909,325	12,0	13	14,30	204	48	35,09	1,27	1,51	Medianamente Compacto	
908,325	13,0	11	12,10	221	43	33,78	1,30	1,48	Medianamente Compacto	
907,325	14,0	6	6,60	238	31	31,01	1,39	1,43	Pouco compacto	
906,325	15,0	11	12,10	255	40	33,22	1,32	1,47	Medianamente Compacto	
905,325	16,0	7	7,70	272	31	31,17	1,38	1,43	Pouco compacto	
904,325	17,0	14	15,40	289	43	33,94	1,30	1,49	Medianamente Compacto	
903,325	18,0	11	12,10	306	37	32,54	1,34	1,46	Medianamente Compacto	
902,230	19,1	7	7,70	324,615	29	30,71	1,40	1,42	Pouco compacto	
e méd =	1,35	n méd =	0,57		γs =	17	kN/m2			
Dr med =	36,05	φ med =	32,38		γd med =	1,46	g/cm3			

Tabela A.3 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento PZ 305.

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello									
FURO:	INA 306	Topo	921,39	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO					
SEÇÃO:	S- 01			Parâmetros de compactidade Máximo e Mínimo					
N.A.	Seco	Data:	26/08/04	Gs =	3,42	emáx =	1,61	emín =	0,89
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	$\sigma'z$	Dr (%)	ϕ'	e infer.	γ_d inferido	Classificação - NBR - 7.520/82
920,390	1,0	5	5,50	17	53	36,44	1,23	1,53	Pouco compacto
919,390	2,0	2	2,20	34	30	30,98	1,39	1,43	Fofo
918,390	3,0	4	4,40	51	40	33,11	1,32	1,47	Fofo
917,390	4,0	2	2,20	68	26	30,14	1,42	1,41	Fofo
916,390	5,0	2	2,20	85	25	29,84	1,43	1,41	Fofo
915,390	6,0	2	2,20	102	24	29,59	1,44	1,40	Fofo
914,390	7,0	3	3,30	119	28	30,39	1,41	1,42	Fofo
913,390	8,0	2	2,20	136	22	29,19	1,45	1,39	Fofo
912,390	9,0	6	6,60	153	36	32,19	1,35	1,45	Pouco compacto
911,390	10,0	6	6,60	170	35	31,90	1,36	1,45	Pouco compacto
910,390	11,0	15	16,50	187	53	36,53	1,23	1,53	Medianamente compacto
909,390	12,0	13	14,30	204	48	35,09	1,27	1,51	Medianamente compacto
908,390	13,0	29	31,90	221	69	41,70	1,11	1,62	Compacto
907,390	14,0	7	7,70	238	33	31,54	1,37	1,44	Pouco compacto
906,390	15,0	18	19,80	255	52	36,14	1,24	1,53	Medianamente compacto
905,390	16,0	6	6,60	272	29	30,68	1,40	1,42	Pouco compacto
904,390	17,0	7	7,70	289	31	31,01	1,39	1,43	Pouco compacto
903,940	17,4	9	9,90	296,65	34	31,83	1,36	1,45	Pouco compacto
e méd =	1,34	n méd =	0,57		γ_s =	17	kN/m2		
Dr med =	36,96	ϕ med =	32,68		γ_d med =	1,46	g/cm3		

Tabela A.4 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento INA 306.

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello											
FURO:	INA 307	Topo	941,17	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO							
SEÇÃO:	S- 01			Densidade dos Graços				Parâmetros de compactidade			
N.A.	931,87	Data:	19/08/04	Gs =	3,42	emáx =	1,61	emin =			0,89
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	$\sigma'z$	Dr (%)	ϕ'	e infer.	γ_d inferido	Classificação - NBR - 7.520/82		
940,170	1,0	3	3,30	17	41	33,33	1,32	1,48	Fofo		
939,170	2,0	4	4,40	34	43	33,88	1,30	1,49	Fofo		
938,170	3,0	3	3,30	51	34	31,87	1,36	1,45	Fofo		
937,170	4,0	5	5,50	68	42	33,56	1,31	1,48	Pouco compacto		
936,170	5,0	9	9,90	85	53	36,50	1,23	1,53	Pouco compacto		
935,170	6,0	5	5,50	102	37	32,52	1,34	1,46	Pouco compacto		
934,170	7,0	4	4,40	119	32	31,29	1,38	1,44	Fofo		
933,170	8,0	8	8,80	136	43	33,92	1,30	1,49	Pouco compacto		
932,170	9,0	7	7,70	153	39	32,86	1,33	1,47	Pouco compacto		
931,170	10,0	14	15,40	170	53	36,53	1,23	1,53	Medianamente compacto		
930,170	11,0	7	7,70	187	36	32,24	1,35	1,46	Pouco compacto		
929,170	12,0	6	6,60	204	32	31,41	1,38	1,44	Pouco compacto		
928,170	13,0	7	7,70	221	34	31,75	1,37	1,45	Pouco compacto		
927,170	14,0	10	11,00	238	39	33,02	1,33	1,47	Medianamente compacto		
926,170	15,0	7	7,70	255	32	31,35	1,38	1,44	Pouco compacto		
925,170	16,0	7	7,70	272	31	31,17	1,38	1,43	Pouco compacto		
924,170	17,0	7	7,70	289	31	31,01	1,39	1,43	Pouco compacto		
923,170	18,0	9	9,90	306	34	31,73	1,37	1,45	Medianamente compacto		
922,170	19,0	12	13,20	323	38	32,73	1,33	1,46	Medianamente compacto		
921,170	20,0	16	17,60	340	43	33,95	1,30	1,49	Medianamente compacto		
920,170	21,0	18	19,80	347	45	34,51	1,28	1,50	Medianamente compacto		
919,170	22,0	10	11,00	354	34	31,67	1,37	1,44	Medianamente compacto		
918,170	23,0	7	7,70	361	28	30,45	1,41	1,42	Pouco compacto		
917,170	24,0	9	9,90	368	31	31,18	1,38	1,43	Medianamente compacto		
916,170	25,0	7	7,70	375	27	30,36	1,41	1,42	Pouco compacto		
915,170	26,0	6	6,60	382	25	29,91	1,43	1,41	Pouco compacto		
914,170	27,0	12	13,20	389	35	32,07	1,36	1,45	Medianamente compacto		
913,700	27,5	9	9,90	396	30	30,98	1,39	1,43	Pouco compacto		
e méd =	1,35	n méd =	0,57		$\gamma_s =$	17	kN/m2				
Dr med =	36,59	ϕ med =	32,42		γ_d med =	1,46	g/cm3				

Tabela A.5 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento INA 307.

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello											
FURO:	INA 308	Topo	930,956	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO							
SEÇÃO:	S- 01			Densidade dos Graços				Parâmetros de compactidade Máximo e Mínimo			
N.A.	seco	Data:	30/08/04	Gs =	3,42	emáx =	1,61	emin =	0,89		
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	σ'z	Dr (%)	φ'	e infer.	γd inferido	Classificação - NBR - 7.520/82		
929,956	1,0	6	6,60	17	58	37,91	1,20	1,56	Pouco compacto		
928,956	2,0	5	5,50	34	48	35,20	1,26	1,51	Pouco compacto		
927,956	3,0	7	7,70	51	53	36,48	1,23	1,53	Pouco compacto		
926,956	4,0	8	8,80	68	53	36,49	1,23	1,53	Pouco compacto		
925,956	5,0	12	13,20	85	61	38,96	1,17	1,58	Medianamente compacto		
924,956	6,0	8	8,80	102	47	34,98	1,27	1,51	Pouco compacto		
923,956	7,0	5	5,50	119	36	32,13	1,35	1,45	Pouco compacto		
922,956	8,0	5	5,50	136	34	31,79	1,36	1,45	Pouco compacto		
921,956	9,0	10	11,00	153	46	34,75	1,28	1,50	Medianamente compacto		
920,956	10,0	18	19,80	170	60	38,64	1,18	1,57	Medianamente compacto		
919,956	11,0	10	11,00	187	43	33,93	1,30	1,49	Medianamente compacto		
918,956	12,0	15	16,50	204	51	36,06	1,24	1,53	Medianamente compacto		
917,956	13,0	16	17,60	221	51	36,09	1,24	1,53	Medianamente compacto		
916,956	14,0	17	18,70	238	51	36,12	1,24	1,53	Medianamente compacto		
915,956	15,0	10	11,00	255	38	32,77	1,33	1,47	Medianamente compacto		
914,956	16,0	12	13,20	272	41	33,39	1,31	1,48	Medianamente compacto		
913,956	17,0	14	15,40	289	43	33,94	1,30	1,49	Medianamente compacto		
912,956	18,0	12	13,20	306	39	32,94	1,33	1,47	Medianamente compacto		
911,956	19,0	17	18,70	323	46	34,53	1,28	1,50	Medianamente compacto		
910,956	20,0	16	17,60	340	43	33,95	1,30	1,49	Medianamente compacto		
909,956	21,0	19	20,90	357	46	34,69	1,28	1,50	Medianamente compacto		
908,956	22,0	17	18,70	374	43	33,84	1,30	1,49	Medianamente compacto		
907,956	23,0	16	17,60	391	41	33,34	1,32	1,48	Medianamente compacto		
906,956	24,0	20	22,00	408	45	34,33	1,29	1,49	Medianamente compacto		
906,510	24,4	17	18,70	415,582	41	33,38	1,32	1,48	Medianamente compacto		
e méd =	1,28	n méd =	0,56		γs =	17	kN/m2				
Dr med =	46,33	φ med =	34,82		γd med =	1,50	g/cm3				

Tabela A.6 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento INA 308.

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello									
FURO:	PZ 309	Topo	919,856	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO					
SEÇÃO:	S- 01			Parâmetros de compactidade Máximo e Mínimo					
N.A.	seco	Data:	23/08/04	Densidade dos Graços		emáx =		emín =	
				Gs =	3,42		1,61		0,89
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	$\sigma'z$	Dr (%)	ϕ'	e infer.	γ_d inferido	Classificação - NBR - 7.520/82
918,856	1,0	12	13,20	17	81	46,50	1,02	1,69	Medianamente compacto
917,856	2,0	2	2,20	34	30	30,98	1,39	1,43	Fofo
916,856	3,0	2	2,20	51	28	30,51	1,41	1,42	Fofo
915,856	4,0	2	2,20	68	26	30,14	1,42	1,41	Fofo
914,856	5,0	4	4,40	85	35	32,03	1,36	1,45	Fofo
913,856	6,0	3	3,30	102	29	30,67	1,40	1,42	Fofo
912,856	7,0	5	5,50	119	36	32,13	1,35	1,45	Fofo
911,856	8,0	4	4,40	136	31	31,00	1,39	1,43	Fofo
910,856	9,0	17	18,70	153	60	38,80	1,17	1,57	Medianamente compacto
909,856	10,0	9	9,90	170	42	33,74	1,30	1,48	Pouco compacto
908,856	11,0	7	7,70	187	36	32,24	1,35	1,46	Pouco compacto
907,856	12,0	7	7,70	204	35	31,98	1,36	1,45	Pouco compacto
906,856	13,0	10	11,00	221	41	33,29	1,32	1,48	Medianamente compacto
905,856	14,0	12	13,20	238	43	33,94	1,30	1,49	Medianamente compacto
904,856	15,0	14	15,40	255	45	34,50	1,28	1,50	Medianamente compacto
904,260	15,6	16	17,60	265,132	48	35,13	1,27	1,51	Medianamente compacto
e méd =	1,32	n méd =	0,57		γ_s =	17	kN/m2		
Dr med =	40,47	ϕ med =	33,60		γ_d med =	1,48	g/cm3		

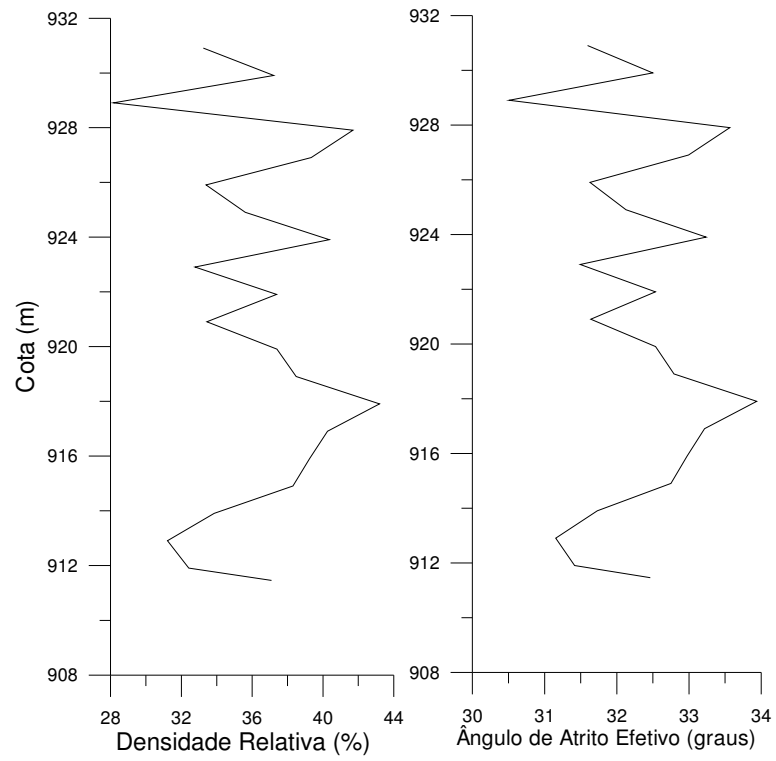
Tabela A.7 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento PZ 309.

Planilha para determinação de propriedades geotécnicas "in Situ" via Correlações de Gibbs & Holtz e De Mello										
FURO:	INA 310	Topo	919,849	ÍNDICES FÍSICOS DE LABORATÓRIO						
SEÇÃO:	S- 01			Densidade dos Graços			Parâmetros de compactidade Máximo e Mínimo			
N.A.	seco	Data:	23/08/04	Gs =	3,42	emáx =	1,61	emín =	0,89	
Cota	Profundidade (m)	Nspt	N60	σ'z	Dr (%)	φ´	e infer.	γd inferido	Classificação - NBR – 7.520/82	
918,849	1,0	7	7,70	17	62	39,36	1,16	1,58	Pouco compacto	
917,849	2,0	2	2,20	34	30	30,98	1,39	1,43	Fofo	
916,849	3,0	2	2,20	51	28	30,51	1,41	1,42	Fofo	
915,849	4,0	2	2,20	68	26	30,14	1,42	1,41	Fofo	
914,849	5,0	2	2,20	85	25	29,84	1,43	1,41	Fofo	
913,849	6,0	2	2,20	102	24	29,59	1,44	1,40	Fofo	
912,849	7,0	2	2,20	119	23	29,38	1,45	1,40	Fofo	
911,849	8,0	2	2,20	136	22	29,19	1,45	1,39	Fofo	
910,849	9,0	14	15,40	153	55	37,10	1,22	1,54	Medianamente Compacto	
909,849	10,0	6	6,60	170	35	31,90	1,36	1,45	Pouco compacto	
908,849	11,0	4	4,40	187	27	30,33	1,41	1,42	Fofo	
907,849	12,0	4	4,40	204	26	30,15	1,42	1,41	Fofo	
907,150	12,7	4	4,40	215,883	26	30,04	1,42	1,41	Fofo	
e méd =	1,38	n méd =	0,58		γs =	17	kN/m2			
Dr med =	31,45	φ med =	31,42		γd med =	1,44	g/cm3			

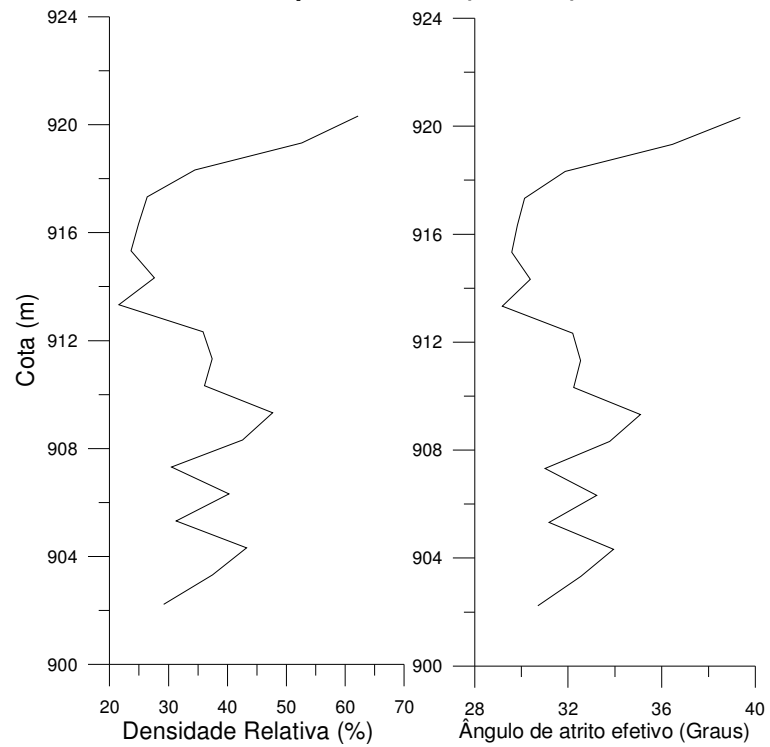
Tabela A.8 – Planilha para determinação de propriedades geotécnicas “in situ” (Dr, ϕ , e, γ_d) para o instrumento INA 310.

**GRÁFICOS REPRESENTATIVOS DA VARIAÇÃO DO
ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO E DA DENSIDADE
RELATIVA COM A PROFUNDIDADE PARA OS ENSAIOS
SPT REALIZADOS**

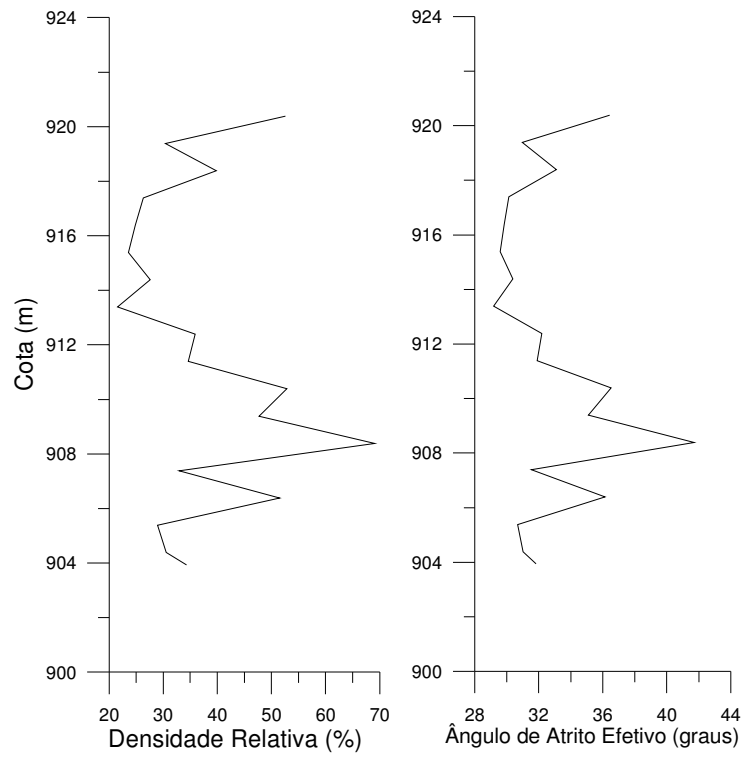
Seção S1 - INA 304
Topo = 931.91 (08/2004)



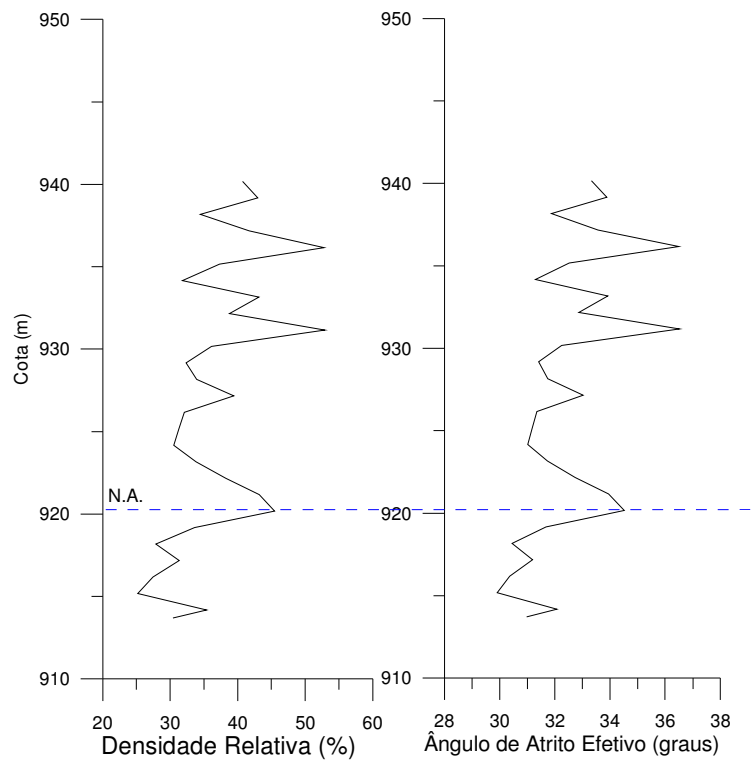
Seção S1 - PZ 305
Topo = 921.325 (08/2004)



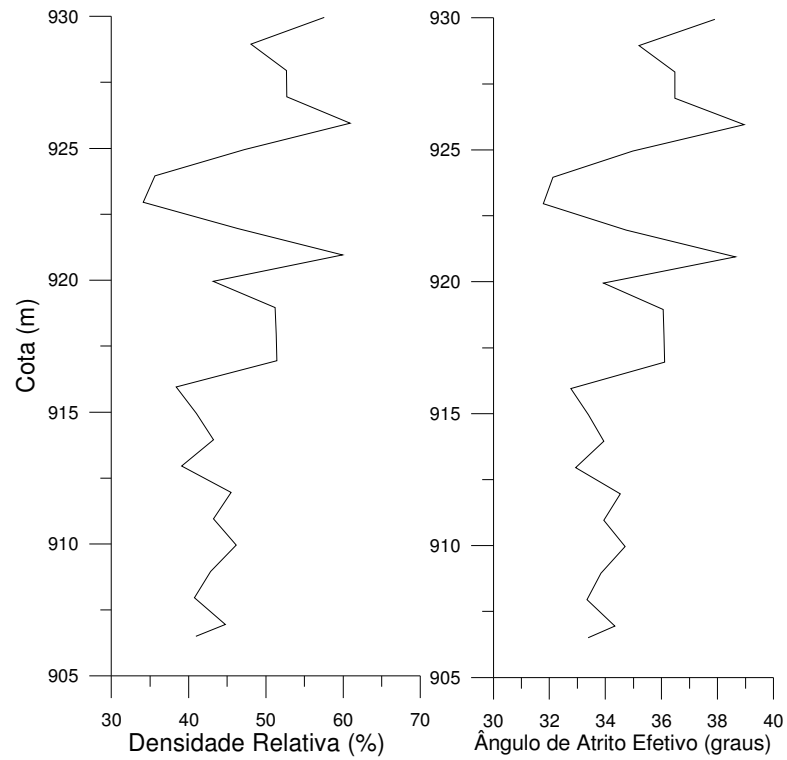
Seção S1 - INA 306
Topo = 921.39 (08/2004)



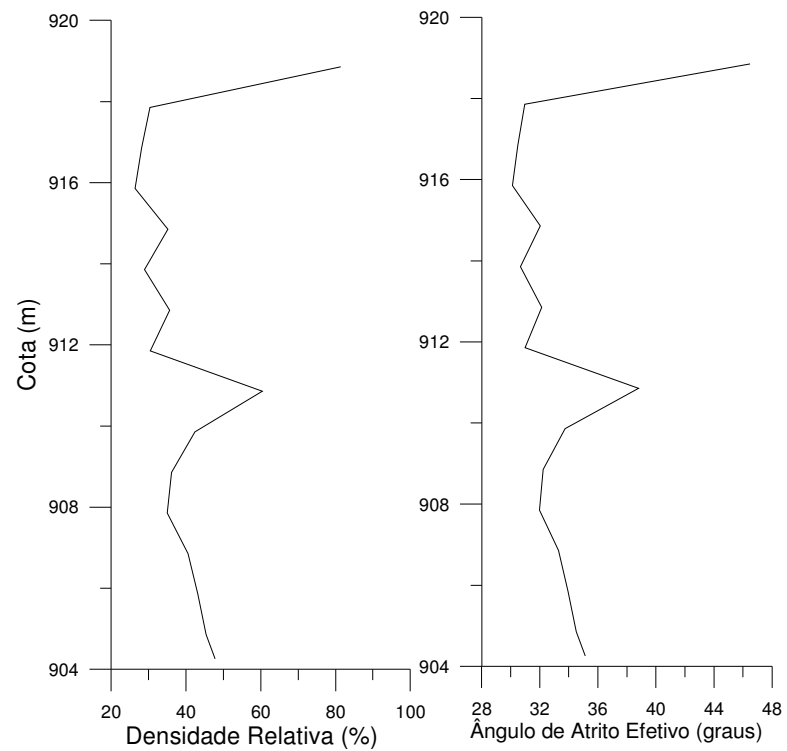
Seção S2 - INA 307
Topo = 941.17 (08/2004)



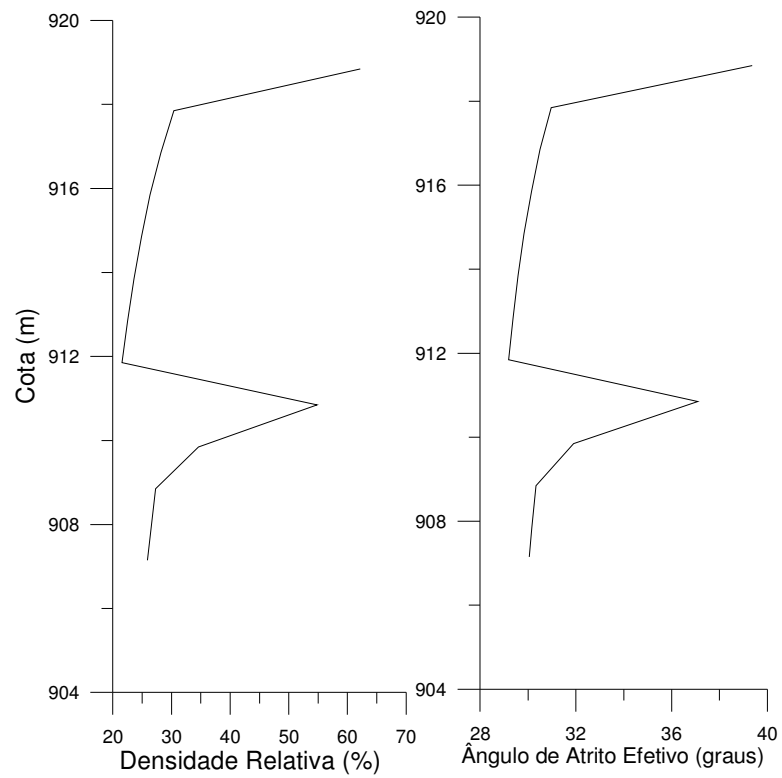
Seção S2 - INA 308
Topo = 930.956 (08/2004)



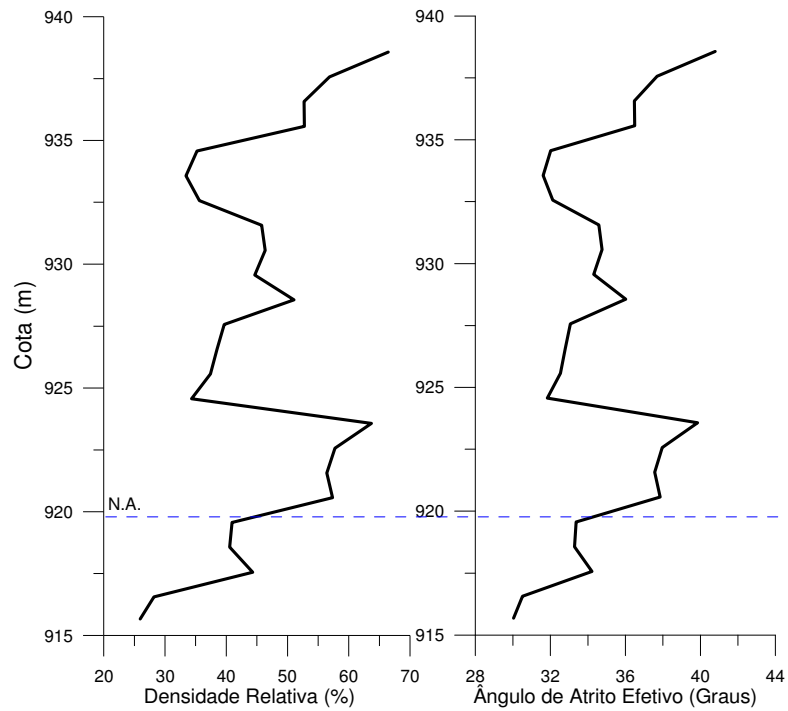
Seção S2 - PZ 309
Topo = 919.856 (08/2004)



Seção S2 - INA 310
Topo = 919.849 (08/2004)



Seção S1 - INA 303
Topo = 939.567 (08/2004)



**GRÁFICOS VELOCIDADE DE PERCOLAÇÃO *VERSUS*
GRADIENTE HIDRÁULICO PARA DETERMINAÇÃO DO
COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE SATURADO VIA
ENSAIOS DE CARGA CONSTANTE.**

Praia - Amostra S1-F2 (20%)

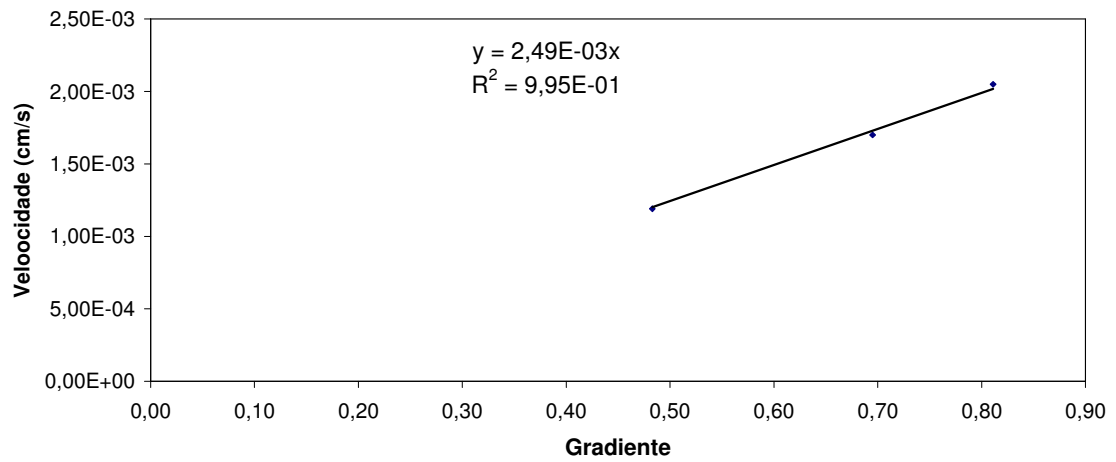


Figura C.1 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S1-F2 moldada com 20% de densidade relativa.

Praia - Amostra S1-F6 (20%)

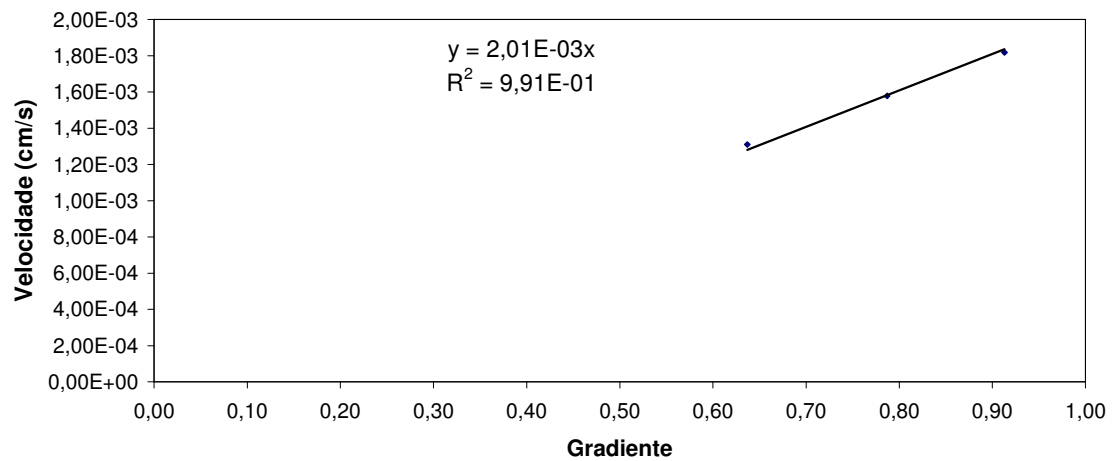


Figura C.2 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S1-F6 moldada com 20% de densidade relativa.

Praia - Amostra S1-F6 (60%)

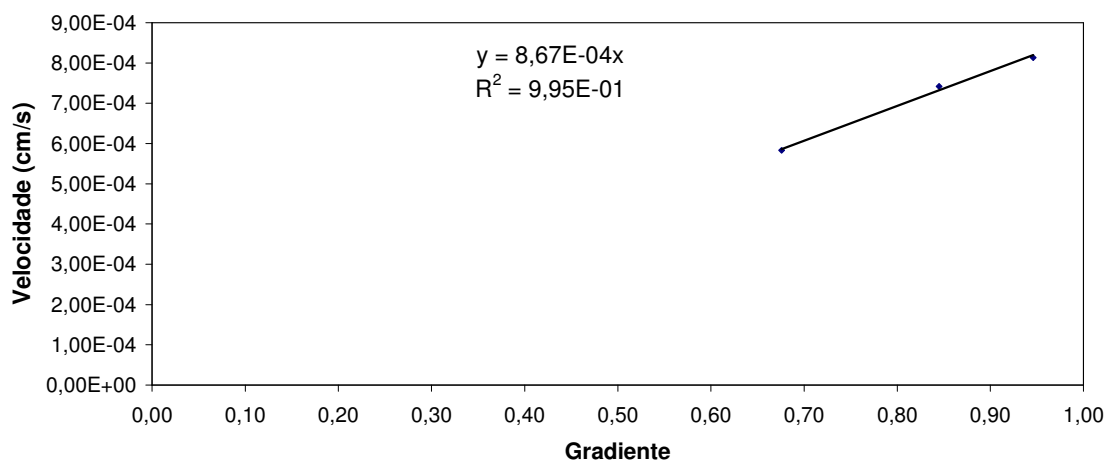


Figura C.3 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S1-F6 moldada com 60% de densidade relativa.

Praia - Amostra S2-F1 (20%)

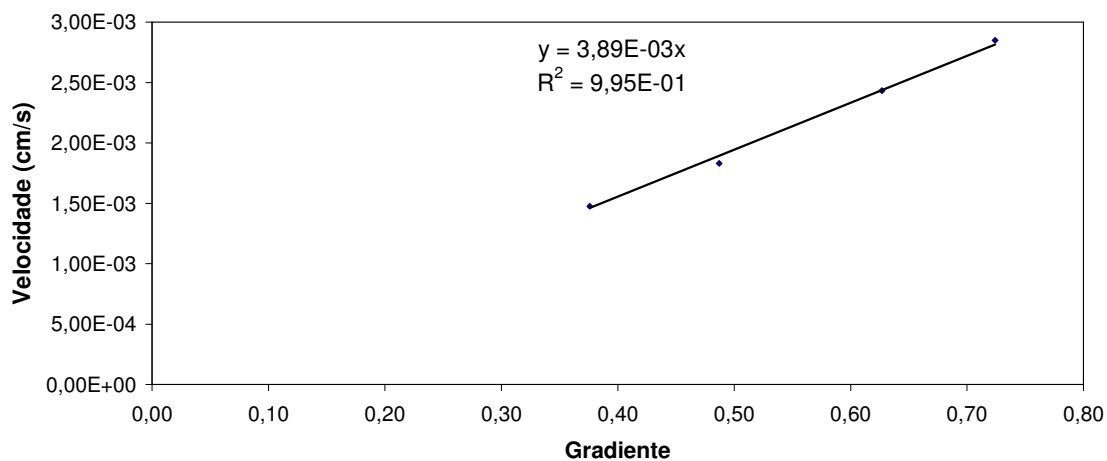


Figura C.4 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-F1 moldada com 20% de densidade relativa.

Praia - Amostra S2-F3 (20%)

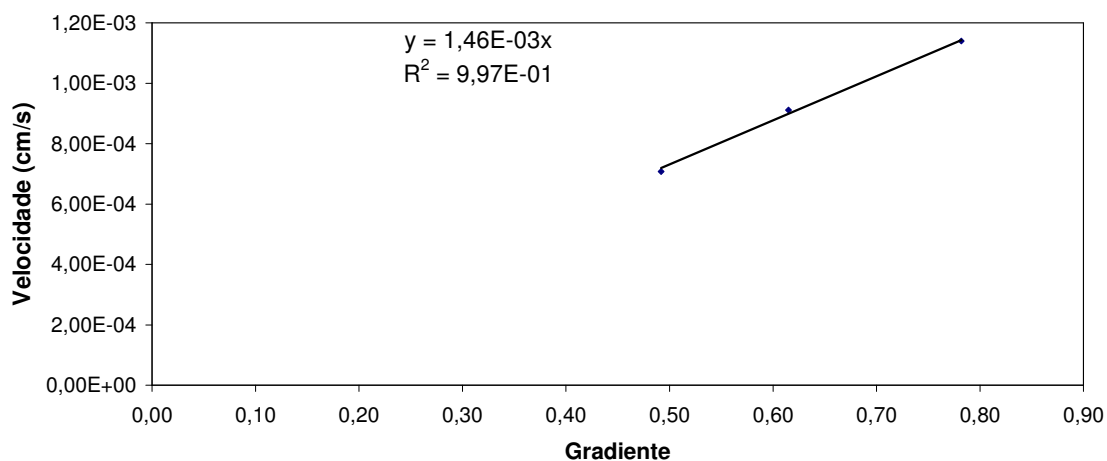


Figura C.5 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-F3 moldada com 20% de densidade relativa.

Praia - Amostra S2-F5 (20%)

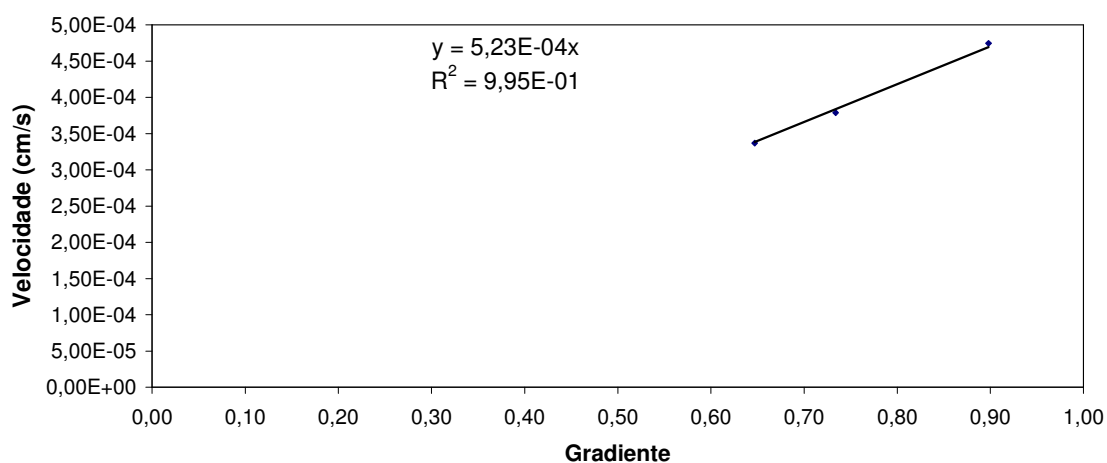


Figura C.6 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-F5 moldada com 20% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S2-A1 (30%)

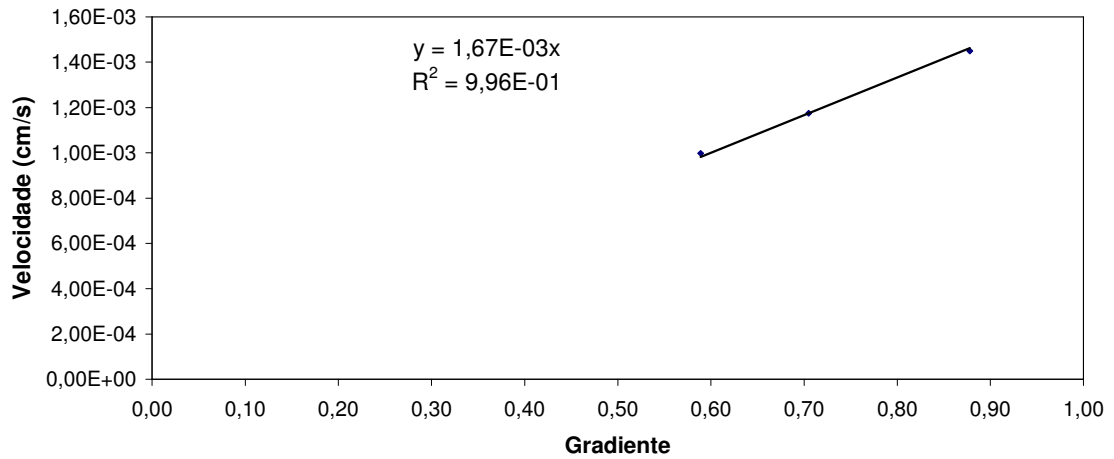


Figura C.7 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-A1 moldada com 30% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S2-A1 (60%)

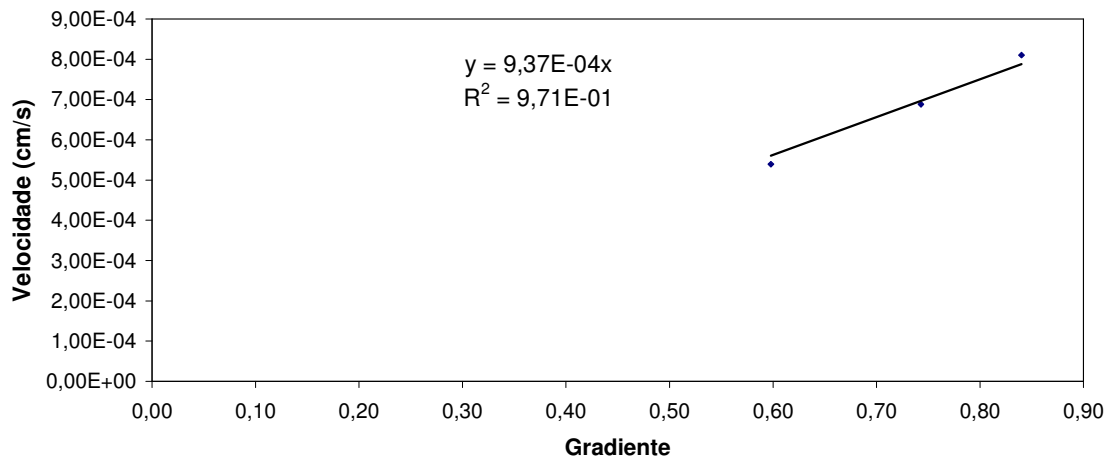


Figura C.8 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-A1 moldada com 60% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S2-A2 (53%)

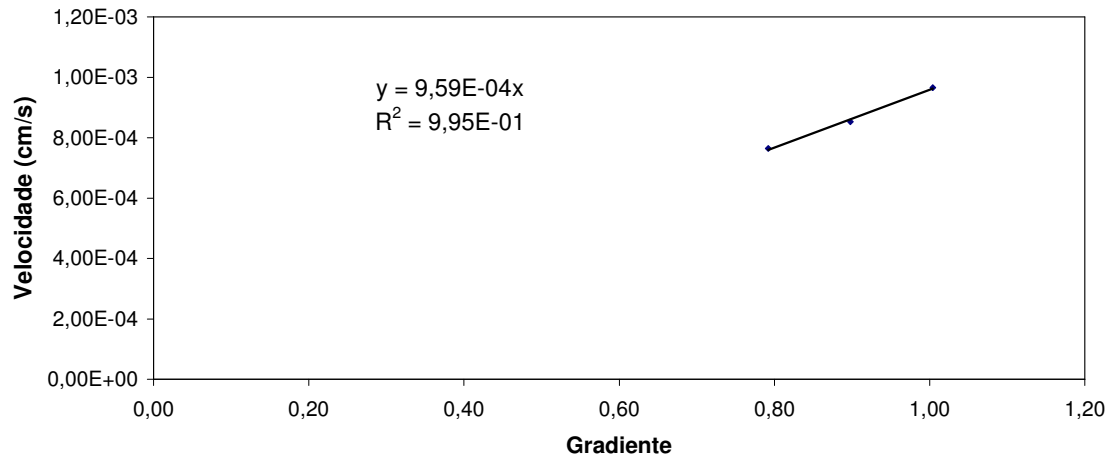


Figura C.9 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-A1 moldada com 53% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S2-A2 (75%)

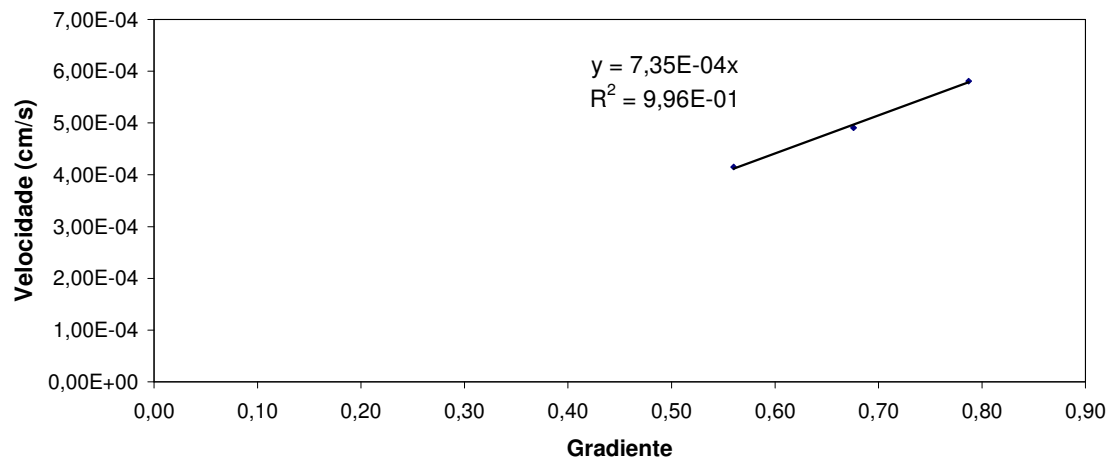


Figura C.10 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-A2 moldada com 75% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S1-U-A1 (30%)

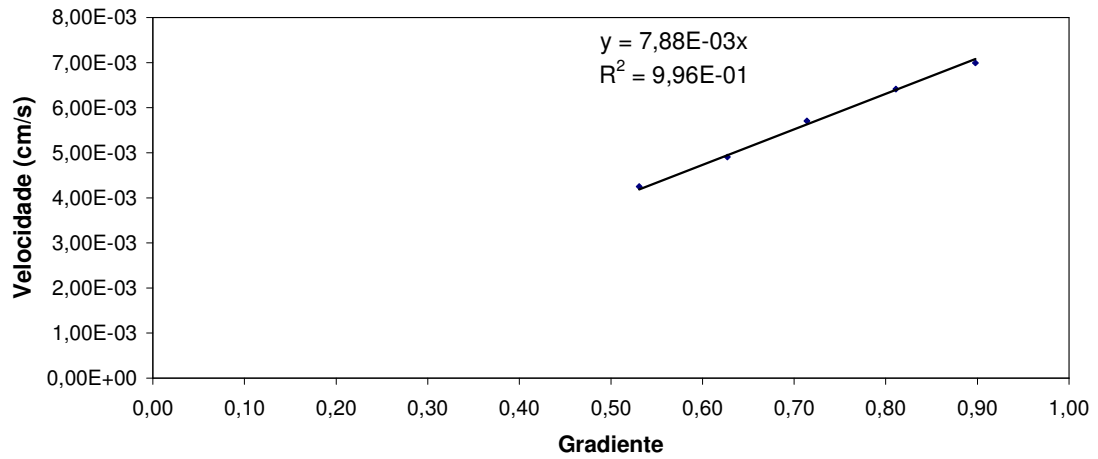


Figura C.11 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S1-U-A1 moldada com 30% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S1-U-A1 (75%)

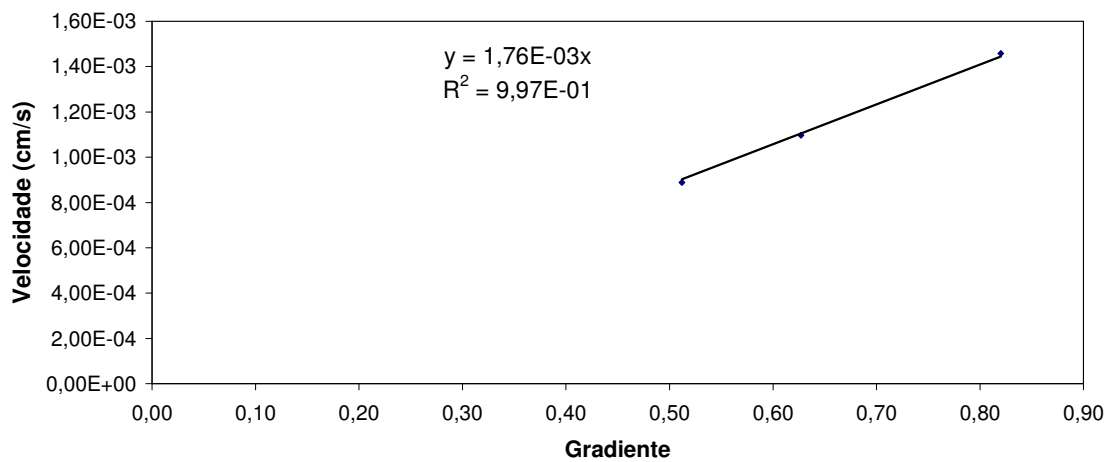


Figura C.12 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S1-U-A1 moldada com 75% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S2-U-A2 (30%)

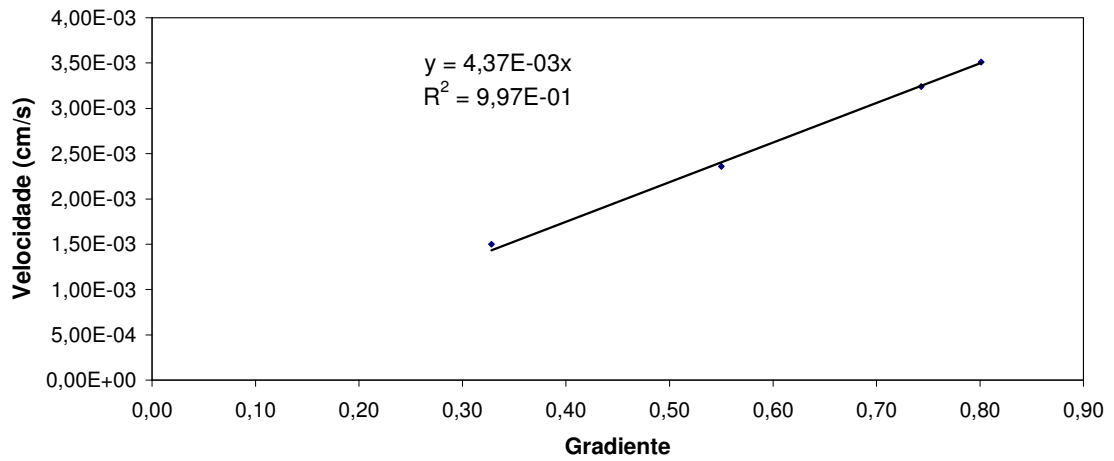


Figura C.13 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-U-A2 moldada com 30% de densidade relativa.

Aterro - Amostra S2-U-A2 (75%)

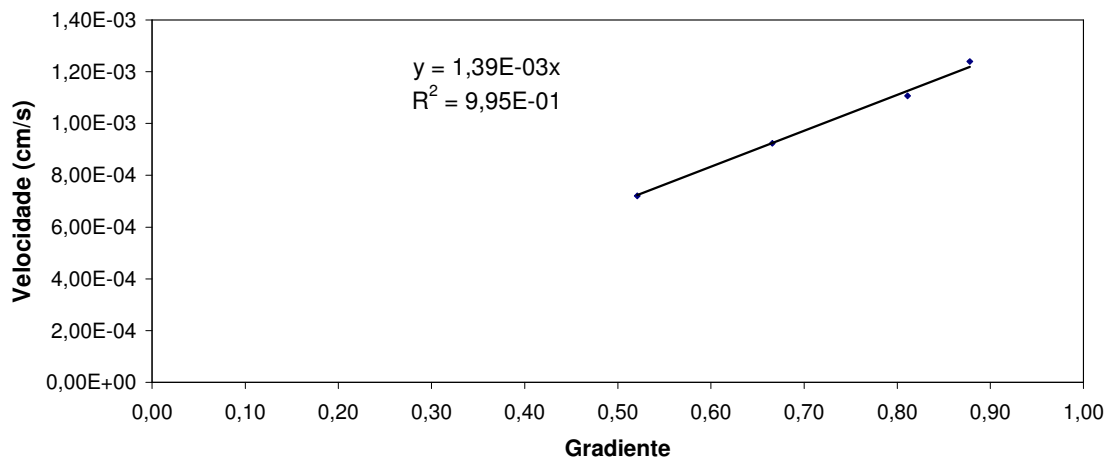


Figura C.14 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra S2-U-A2 moldada com 75% de densidade relativa.

APÊNDICE D

ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

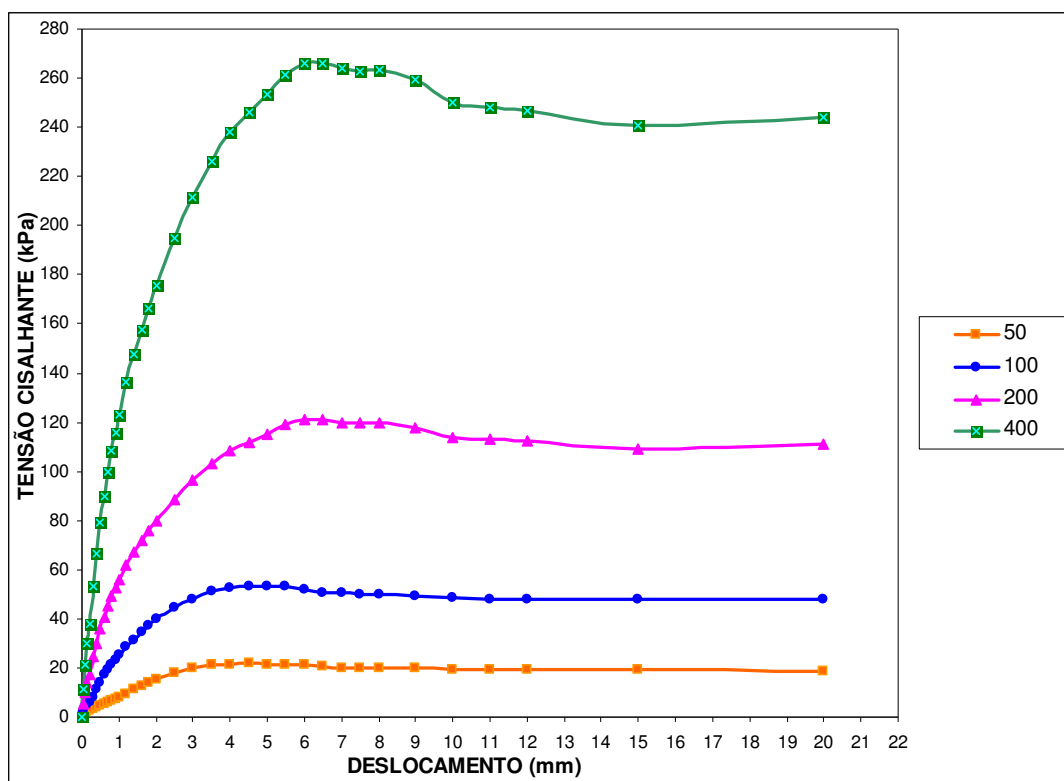


Figura D.1 – Curva tensão cisalhante (kPa) versus deslocamento horizontal para a amostra S1-U-A1 moldada com 25% de densidade relativa.

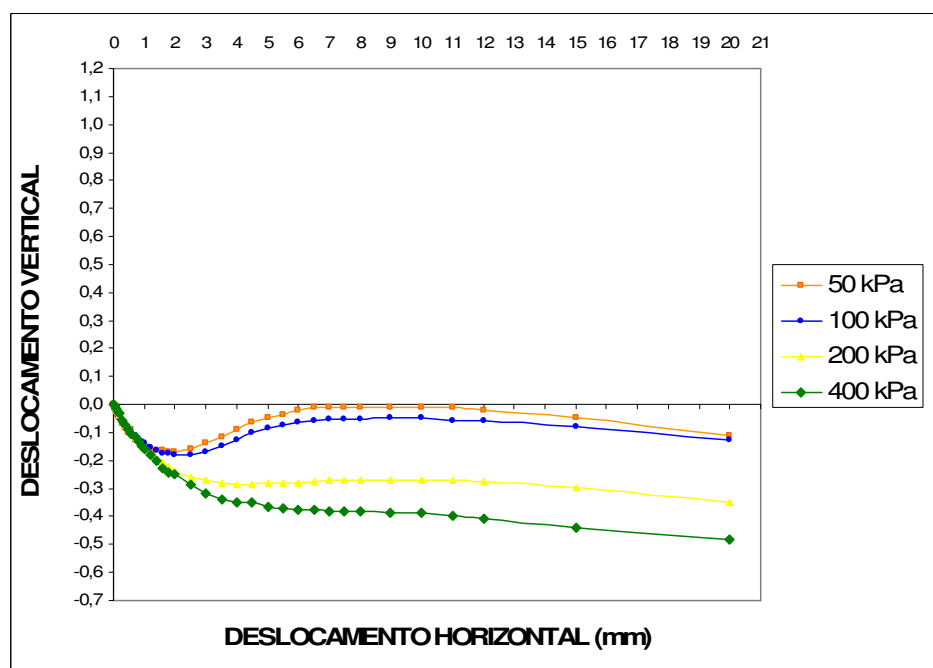


Figura D.2 – Curva deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a amostra S1-U-A1 moldada com 25% de densidade relativa.

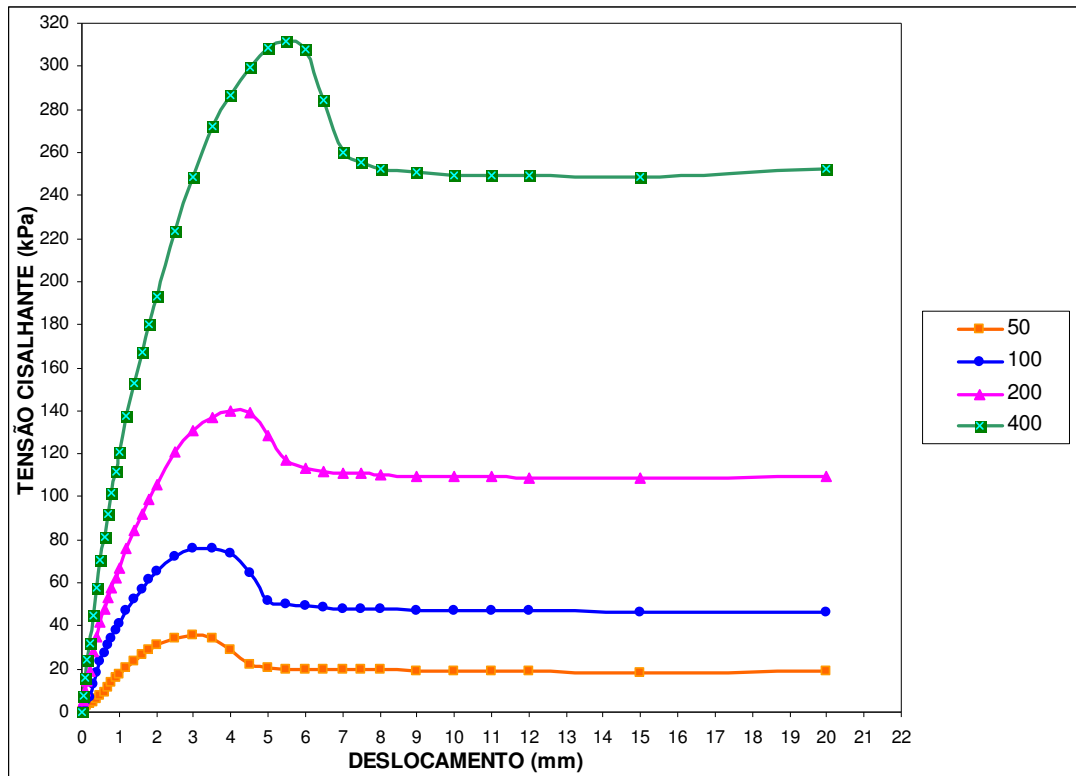


Figura D.3 – Curva tensão cisalhante (kPa) versus deslocamento horizontal para a amostra S1-U-A1 moldada com 55% de densidade relativa.

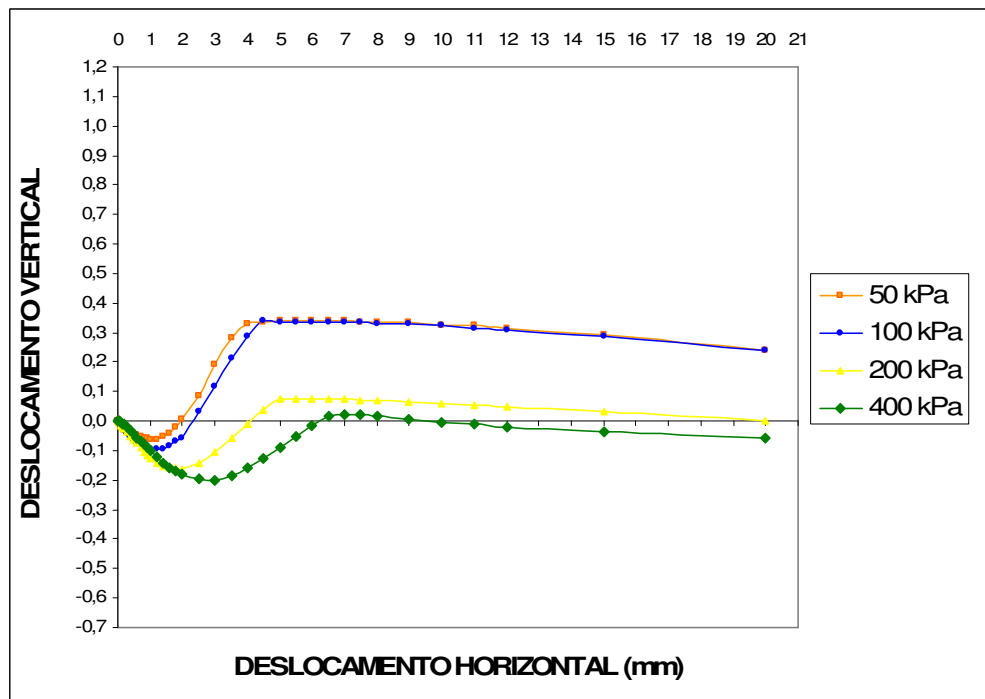


Figura D.4 – Curva deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a amostra S1-U-A1 moldada com 55% de densidade relativa.

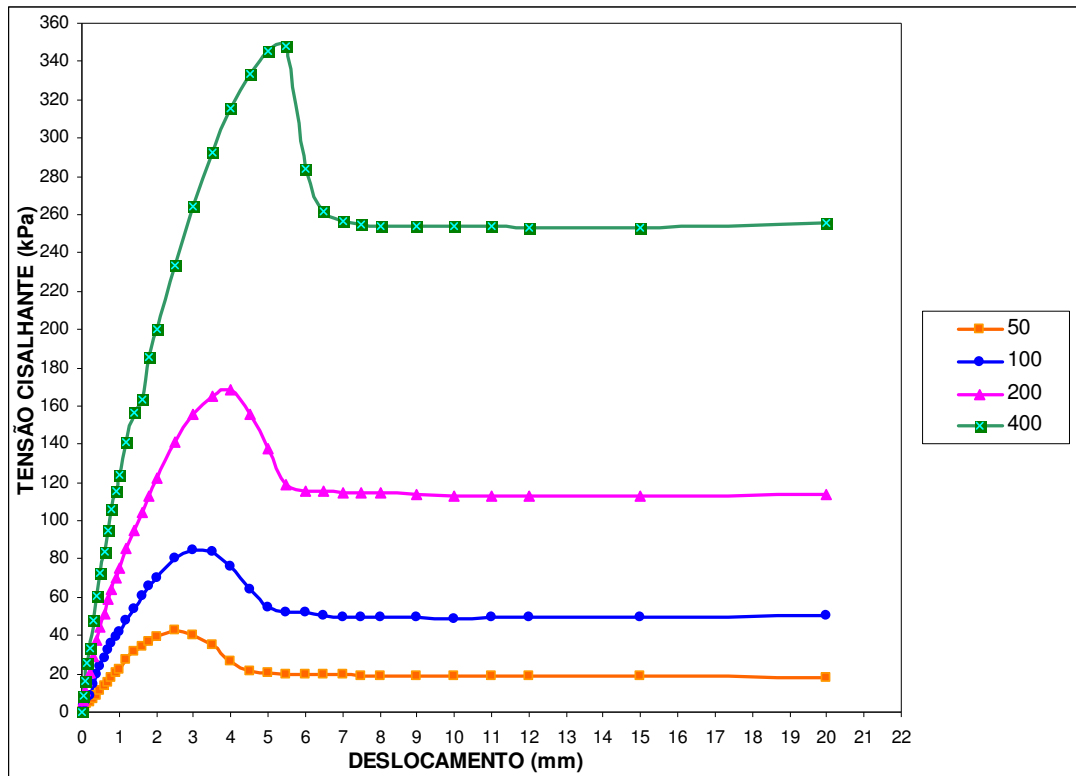


Figura D.5 – Curva tensão cisalhante (kPa) versus deslocamento horizontal para a amostra S1-U-A1 moldada com 80% de densidade relativa.

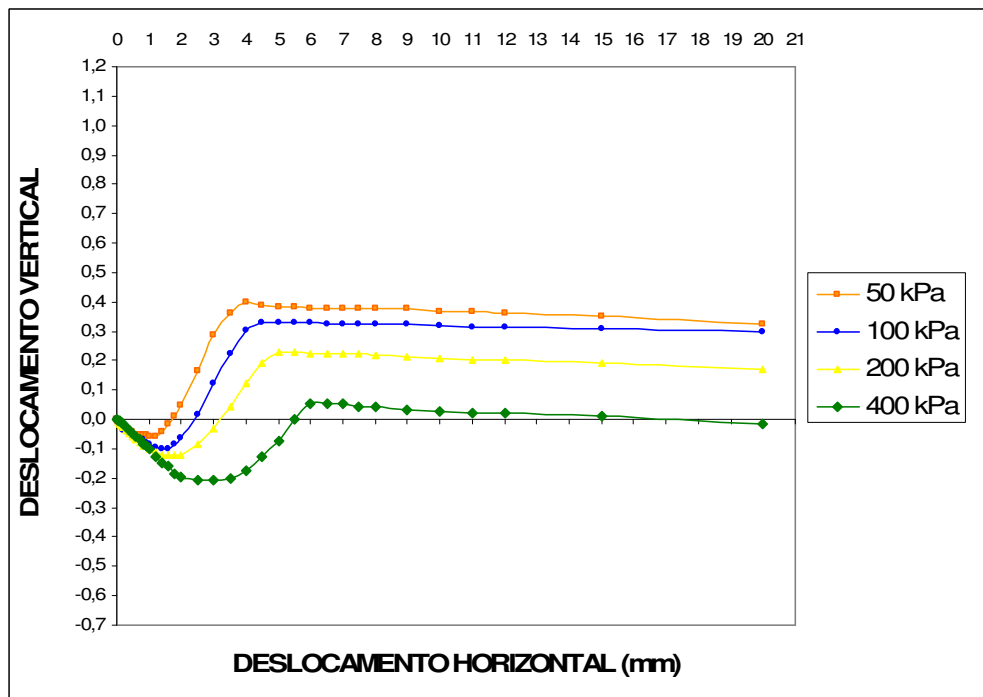


Figura D.6 – Curva deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para a amostra S1-U-A1 moldada com 80% de densidade relativa.

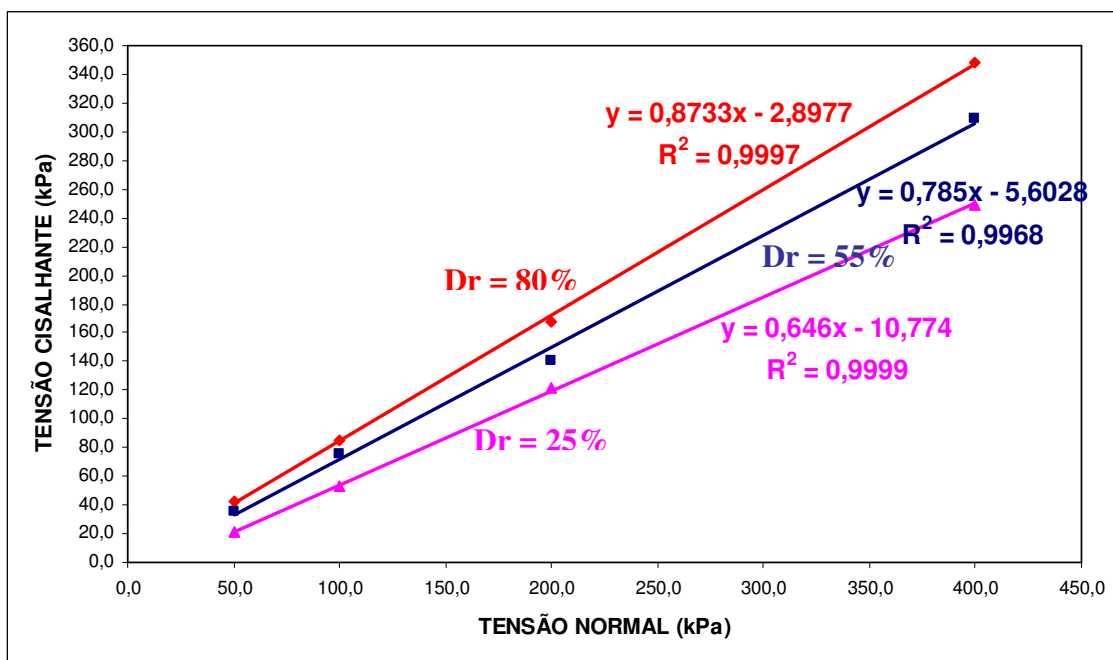


Figura D.7 – Envoltórias de ruptura para a amostra S1-U-A1 para densidades relativas de 25, 55 e 80% (Envoltória semelhante foi obtida para a amostra S1-U-A2).

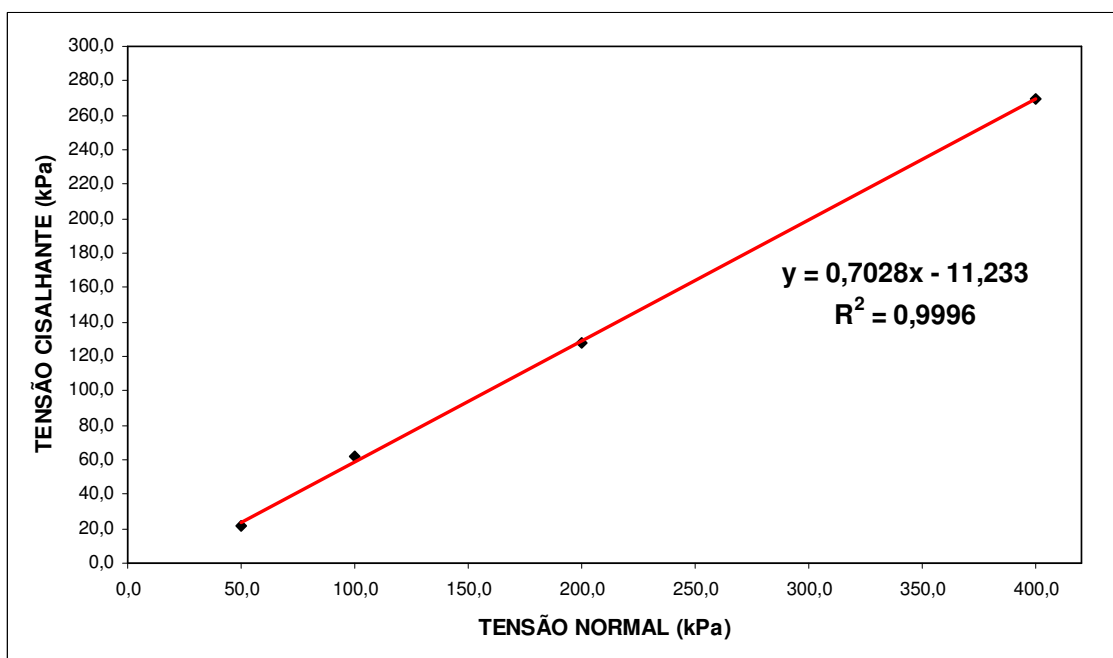


Figura D.8 – Envoltória de ruptura para a amostra S1-F2, moldada com 30% de densidade relativa.

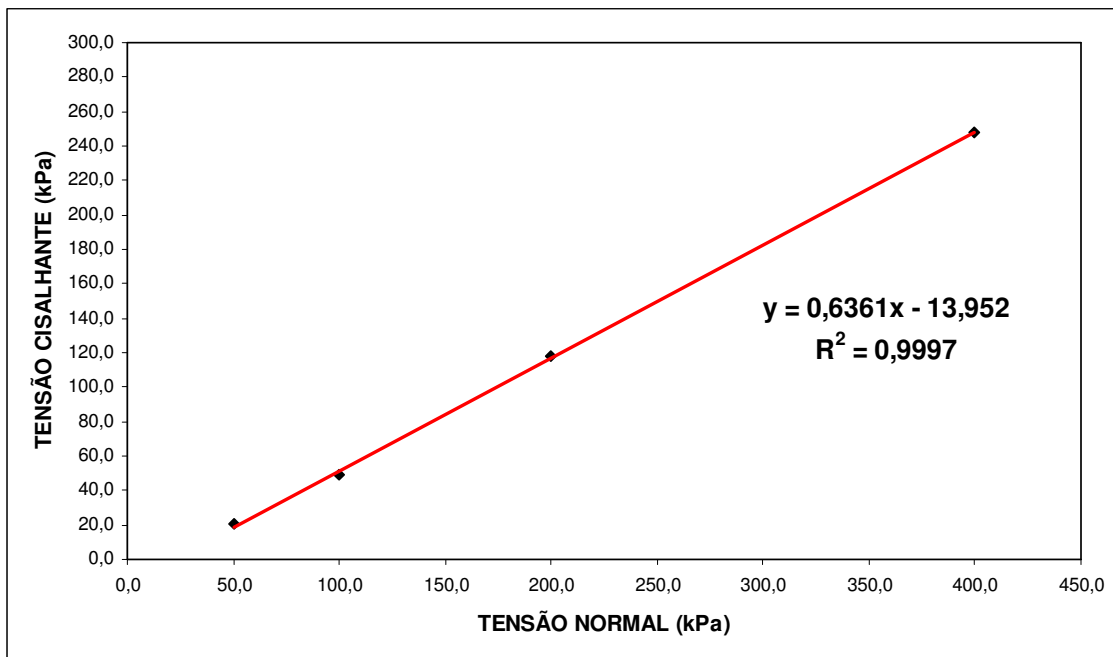


Figura D.9 – Envoltória de ruptura para a amostra S1-F4, moldada com 30% de densidade relativa.

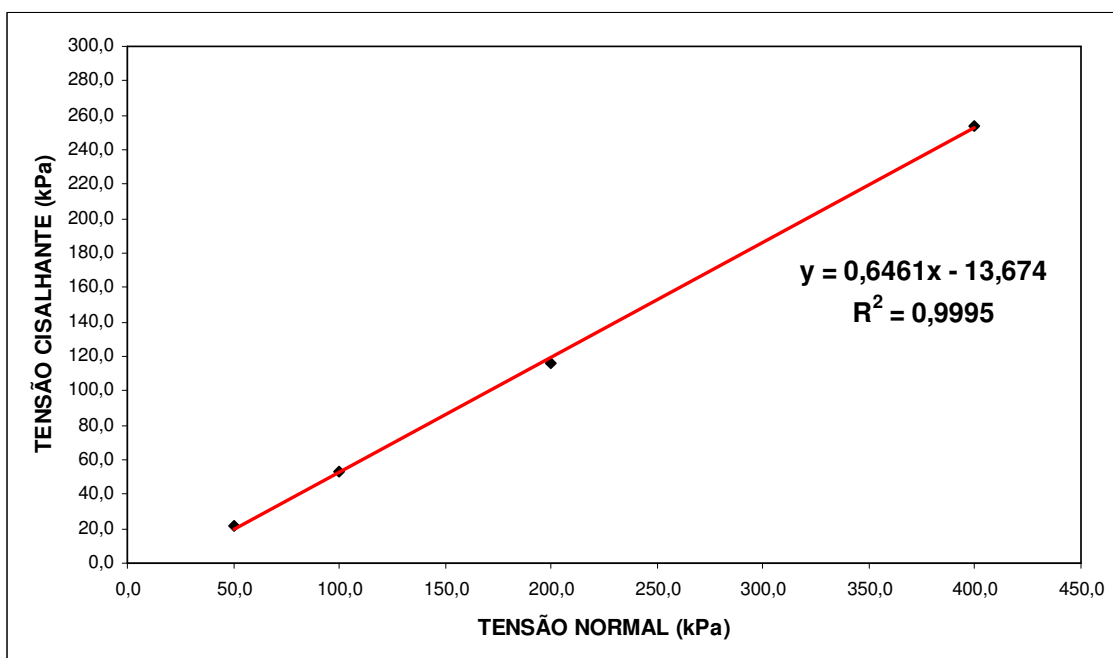


Figura D.10 – Envoltória de ruptura para a amostra S2-F1, moldada com 30% de densidade relativa.

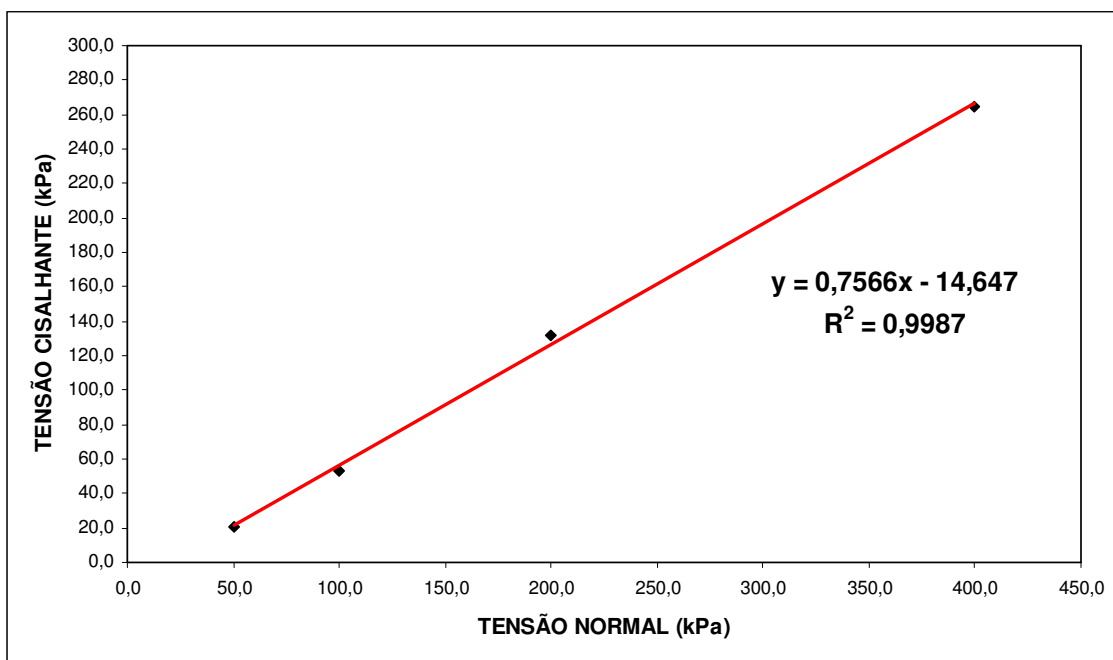


Figura D.13 – Envoltória de ruptura para a amostra S2-F3, moldada com 20% de densidade relativa.

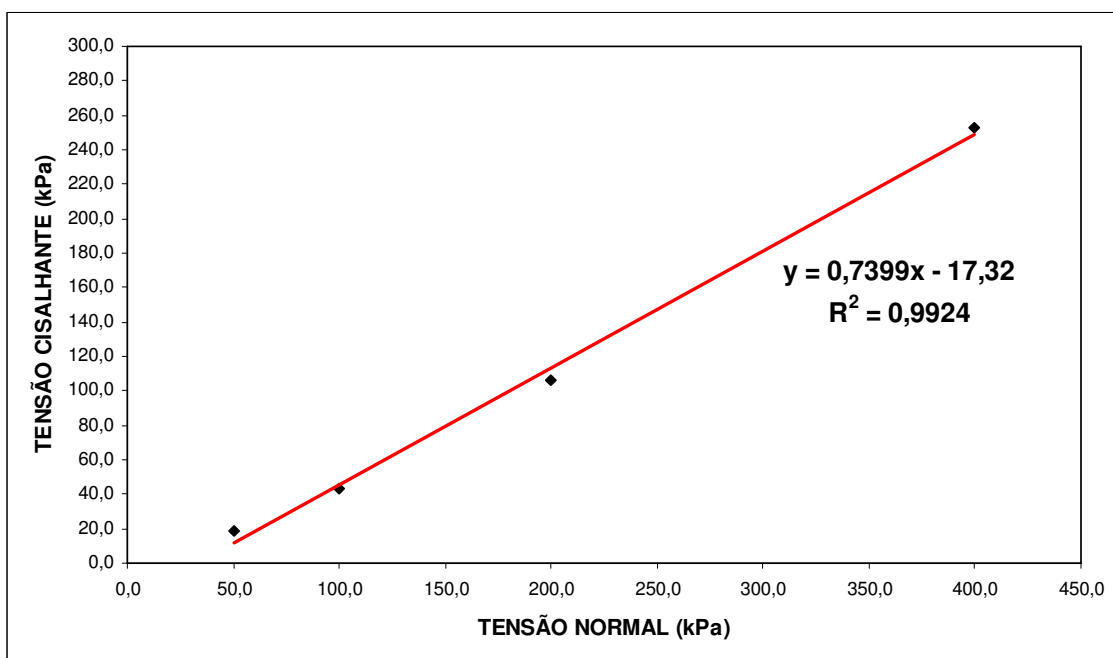


Figura D.14 – Envoltória de ruptura para a amostra S2-F5, moldada com 15% de densidade relativa.

APÊNDICE E

ENSAIOS TRIAXIAIS

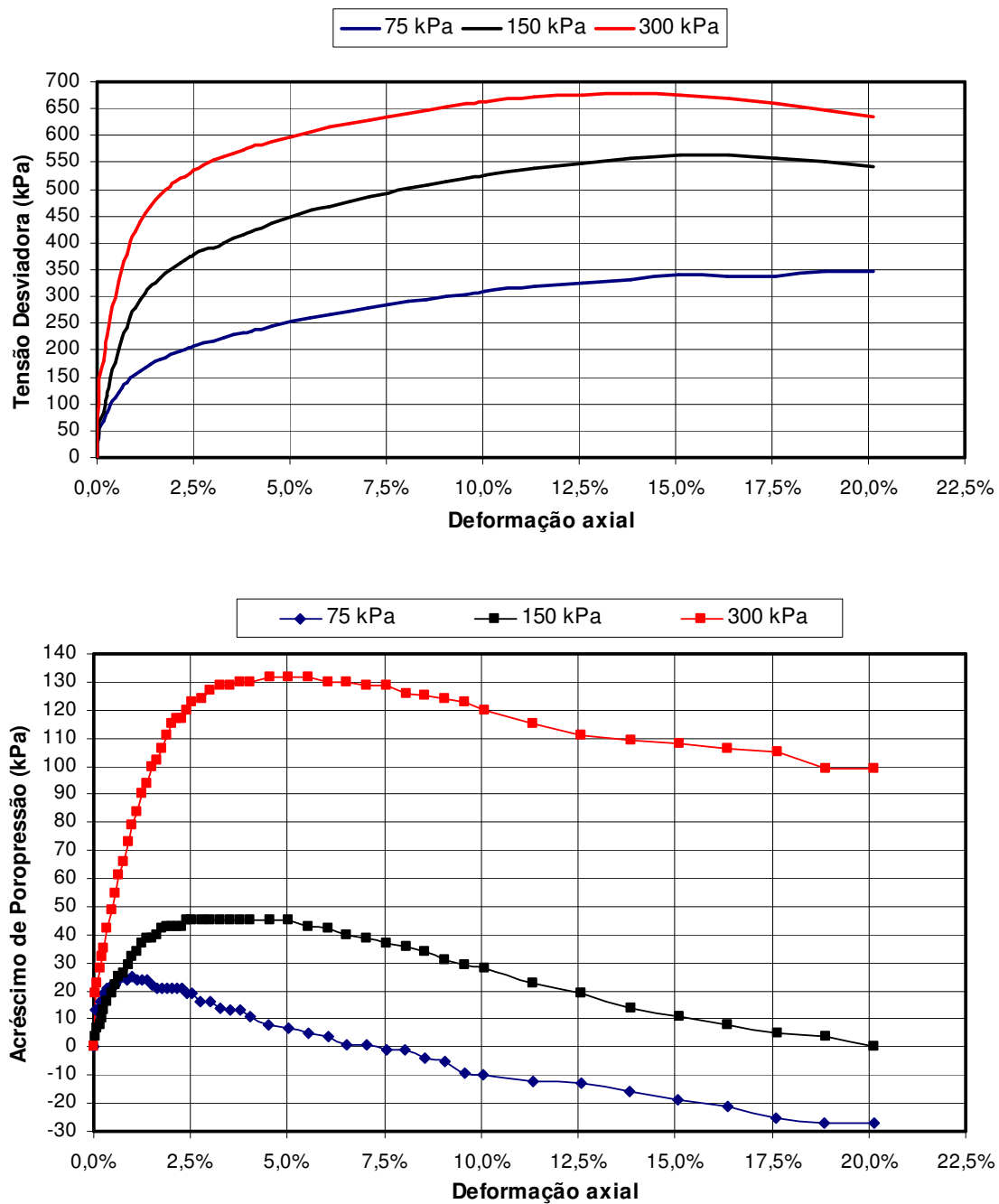


Figura E.1 – Curvas de tensão desviadora versus deformação e poropressão versus deformação para a amostra S1-U-A1 ($D_r = 50\%$)

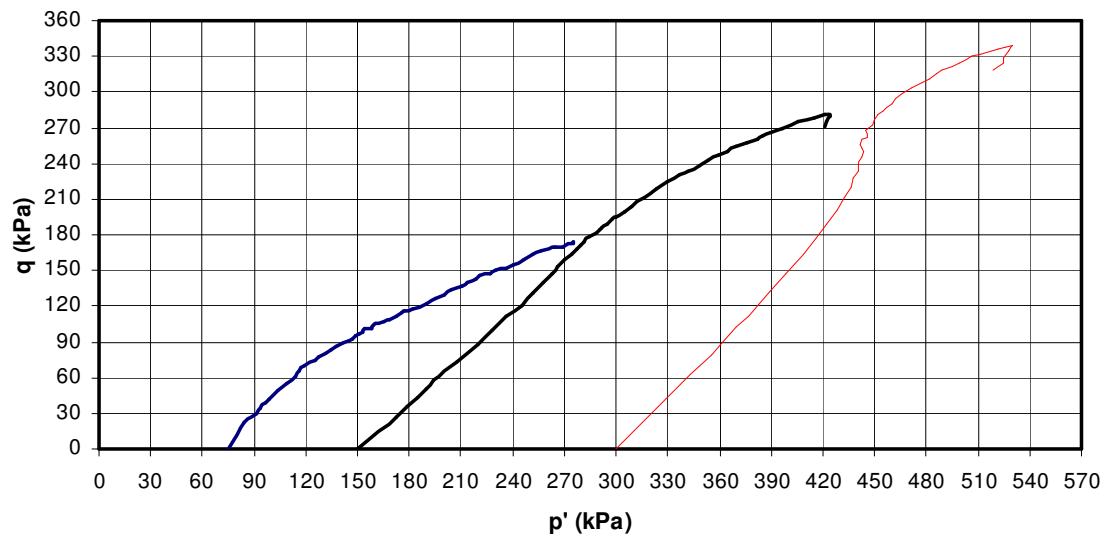


Figura E.2 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios do rejeito S1-U-A1 ($D_r = 50\%$)

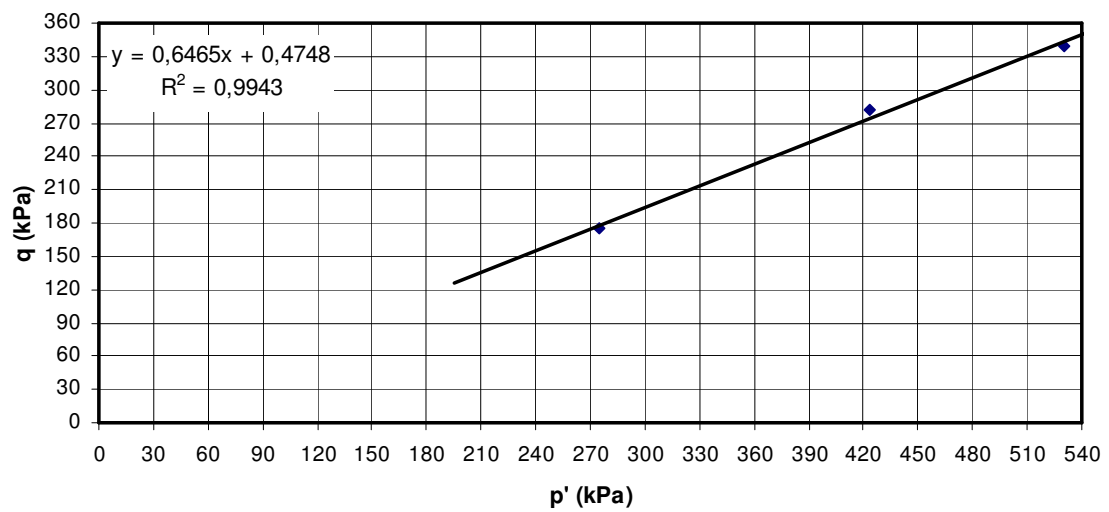


Figura E.3 – Envoltórias lineares em termos de tensões efetivas para a amostra S1-U-A1 ($D_r = 50\%$)

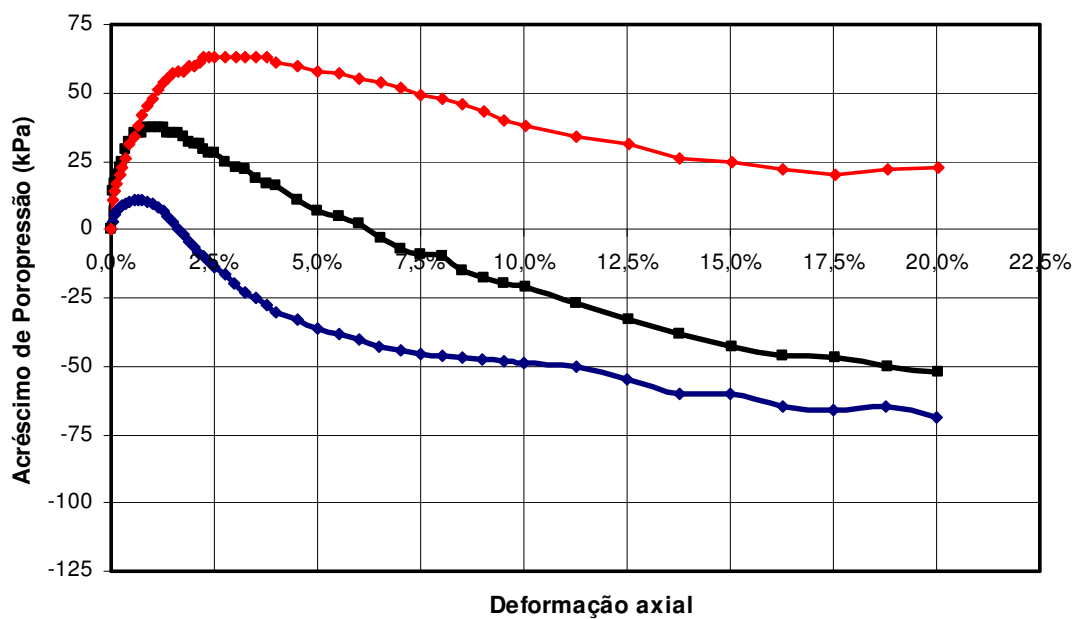
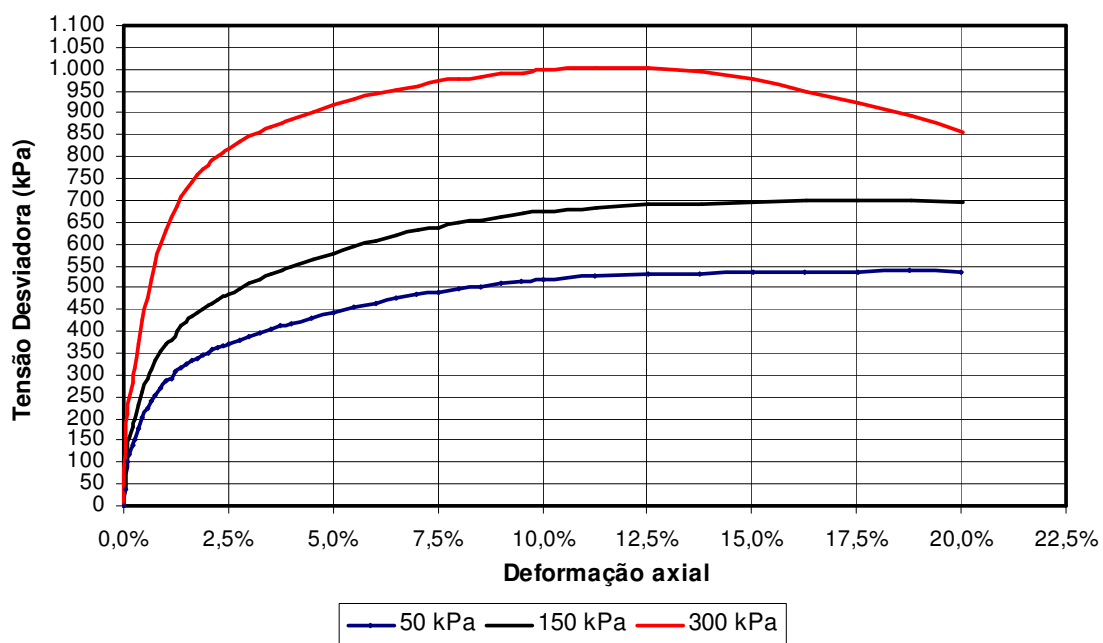


Figura E.4 – Curvas de tensão desviadora versus deformação e poropressão versus deformação para a amostra S1-U-A1 ($D_r = 70\%$)

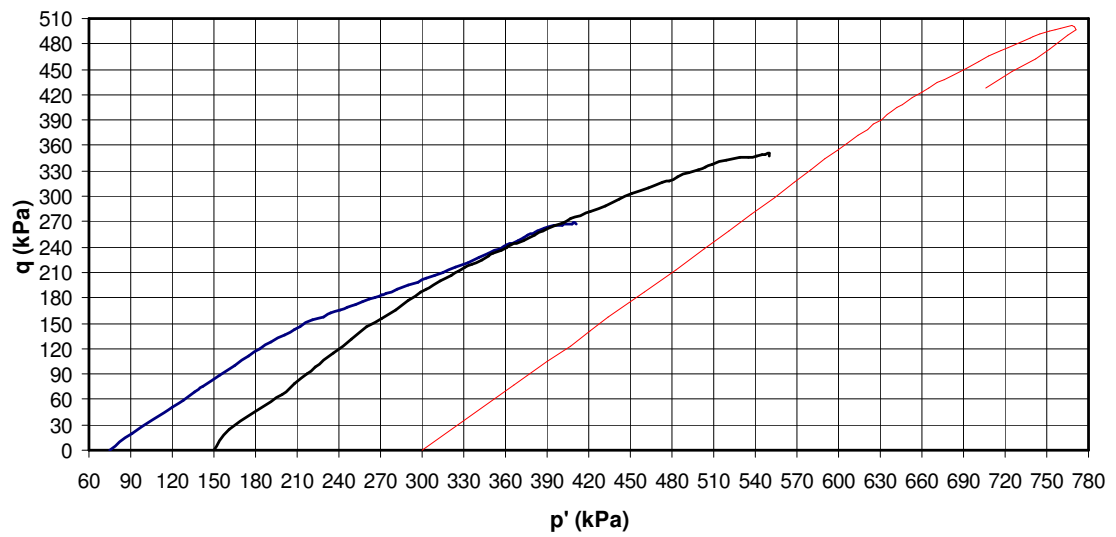


Figura E.5 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios do rejeito S1-U-A1 ($D_r = 70\%$)

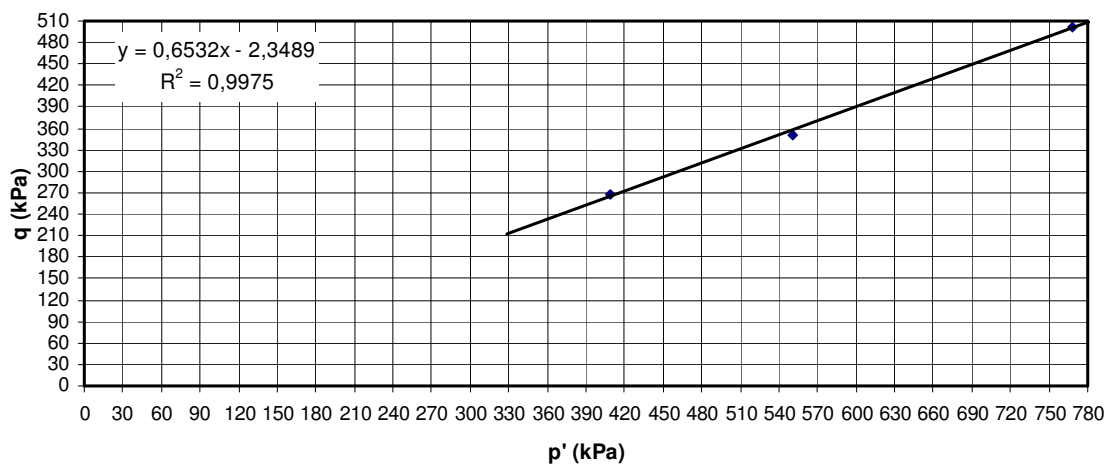


Figura E.6 – Envoltórias lineares em termos de tensões efetivas para a amostra S1-U-A1 ($D_r = 70\%$)

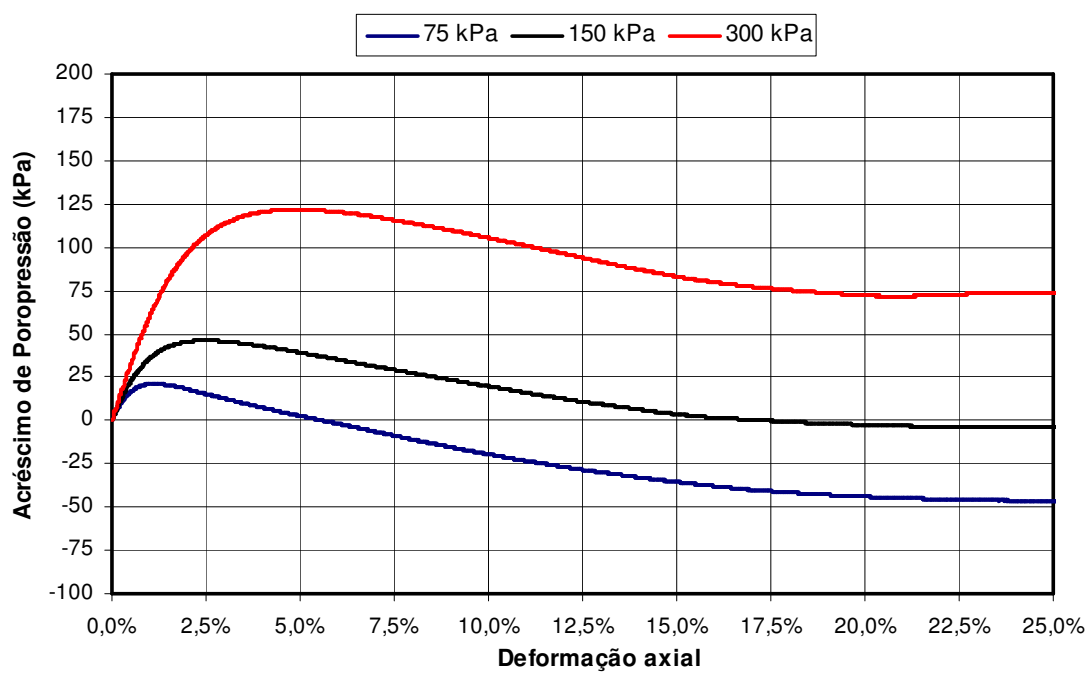
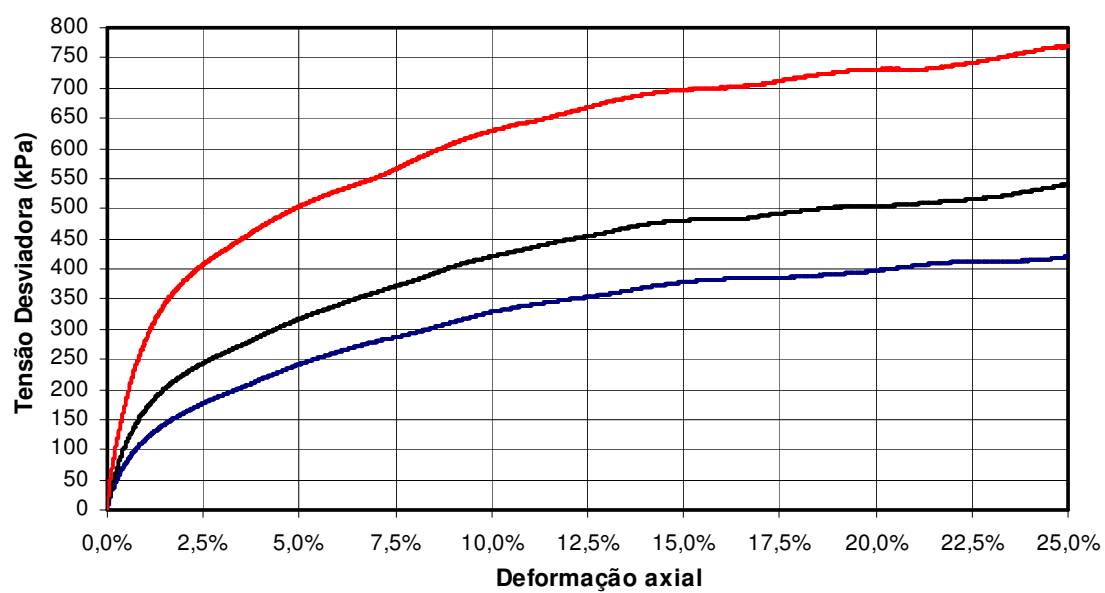


Figura E.7 – Curvas de tensão desviadora versus deformação e poropressão versus deformação para a amostra S2-A1 ($D_r = 50\%$)

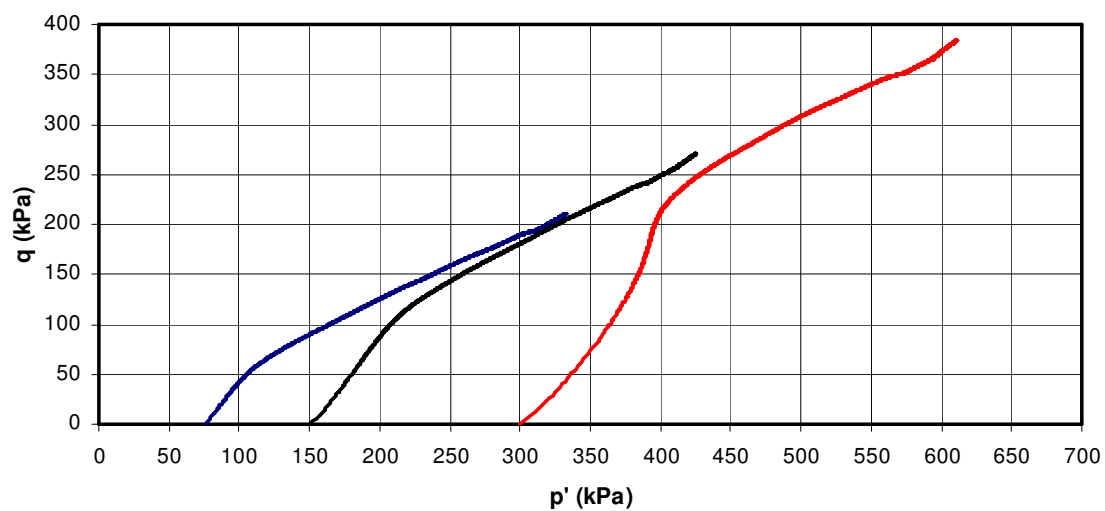


Figura E.8 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios do rejeito S2-A1 ($D_r = 50\%$)

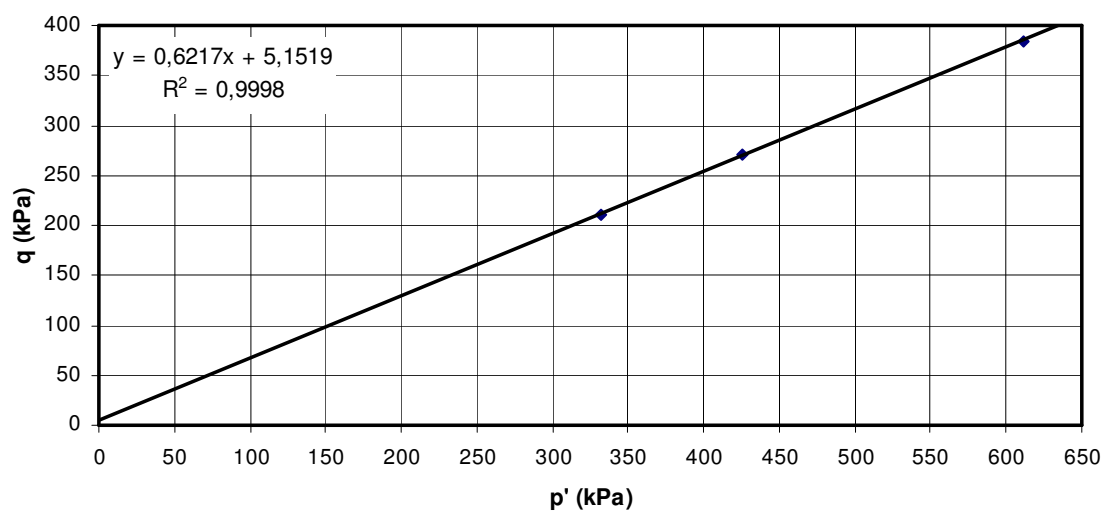


Figura E.9 – Envoltórias lineares em termos de tensões efetivas para a amostra S2-A1 ($D_r = 50\%$)

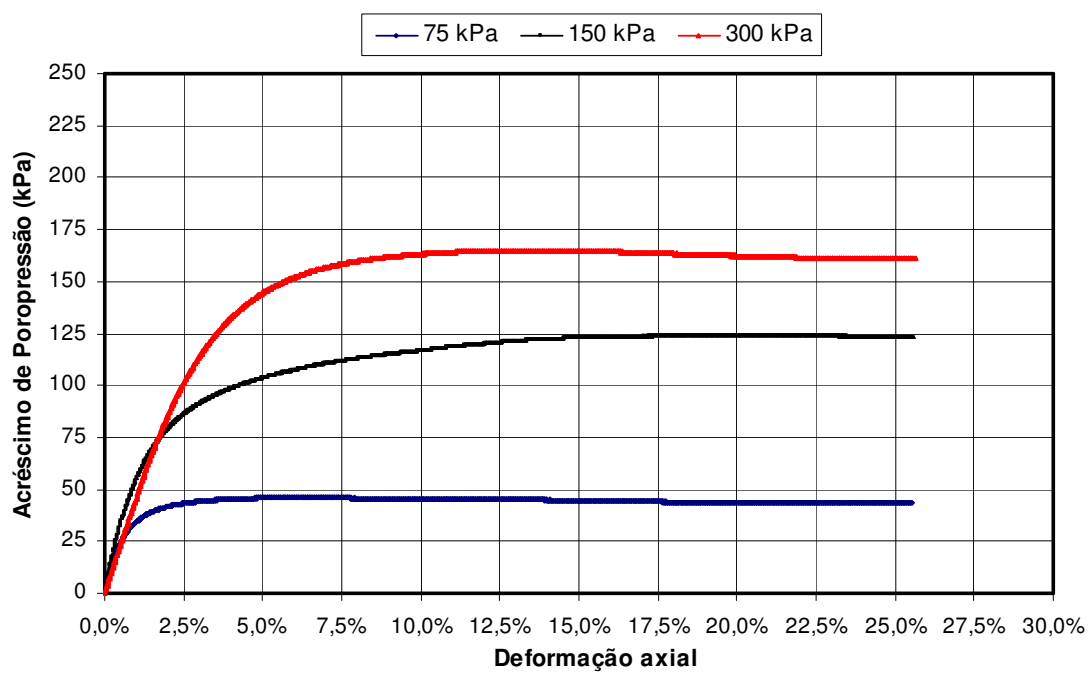
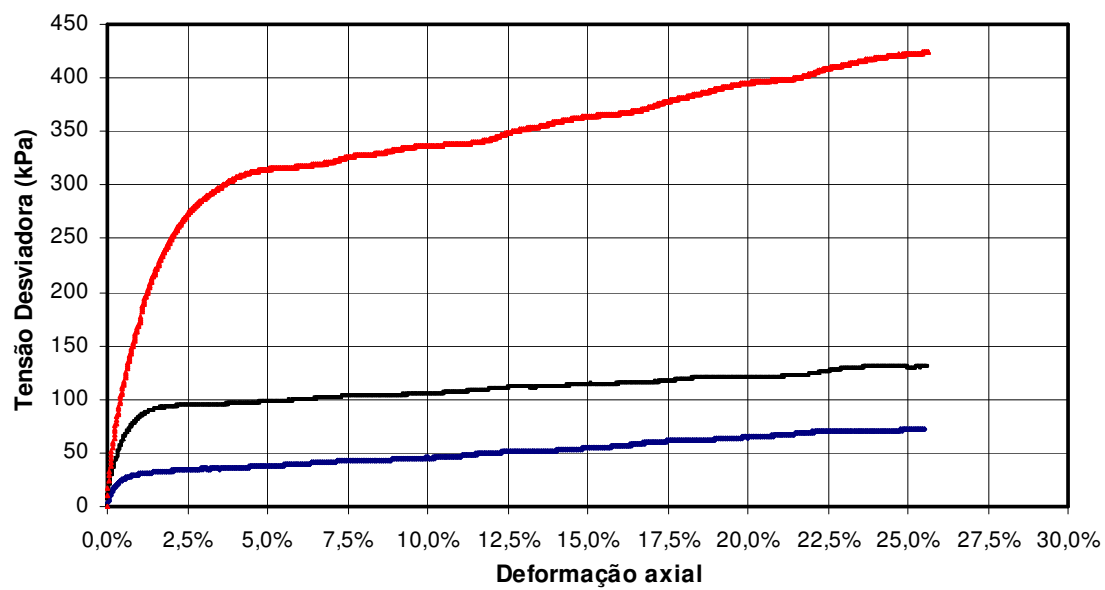


Figura E.10 – Curvas de tensão desviadora versus deformação e poropressão versus deformação para a amostra S2-F5 ($D_r = 22\%$)

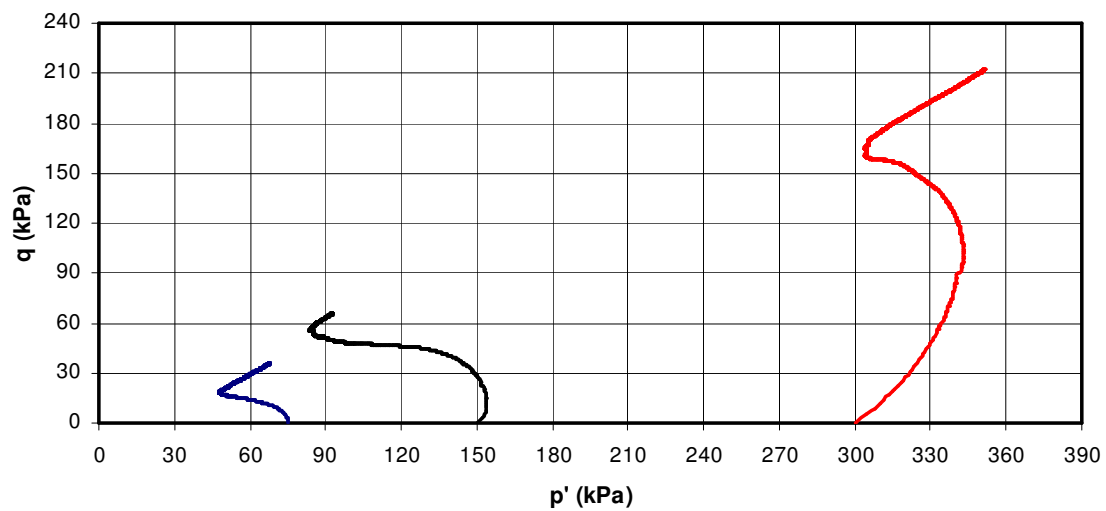


Figura E.11 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios do rejeito S2-F5 ($D_r = 22\%$)

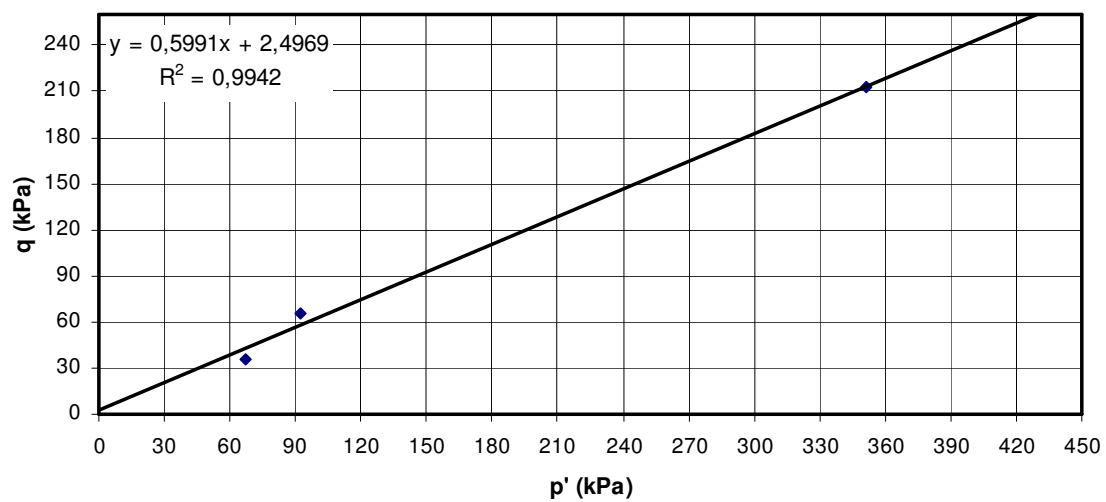


Figura E.12 – Envoltórias lineares em termos de tensões efetivas para a amostra S2-F5
($D_r = 22\%$)

APÊNDICE F

IMAGENS MEV

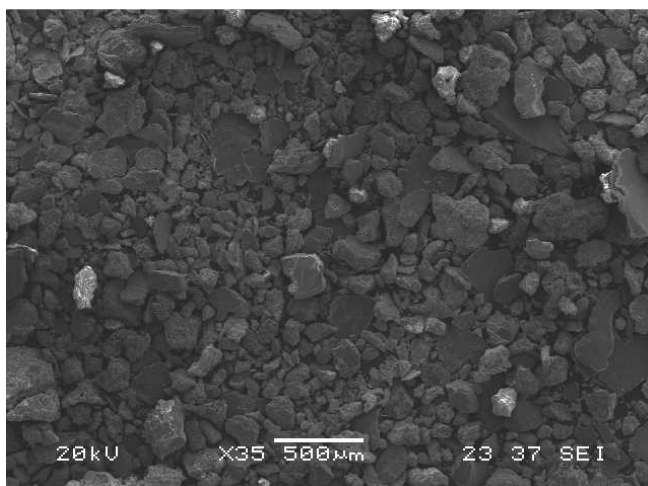


Figura 1 – Imagem amostra S1-A1

Amostra do aterro.

Underflow do Hidrociclone.

Observa-se a forte presença de micas e a considerável angulosidade geral das partículas.

Maior visualização da fase escura, indicando uma maior presença de quartzo e micas (sílica) em detrimento a materiais ferrosos (fase clara).

Material com maior presença de grãos de maior diâmetro. Aspecto de um rejeito mais grosso.

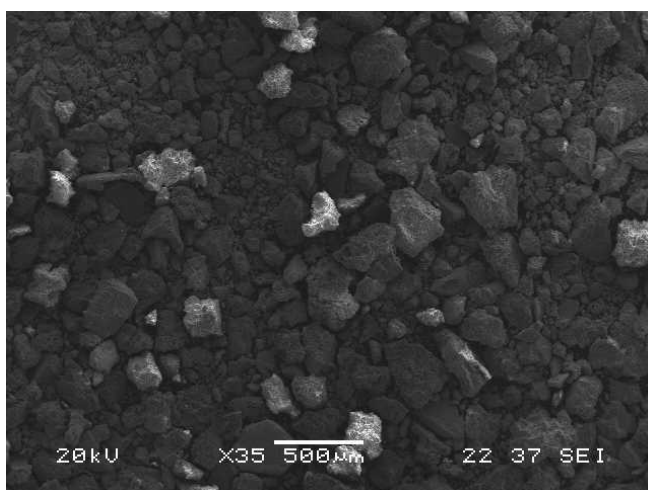


Figura 2 – Imagem amostra S1-F2

Amostra coletada na praia a mais ou menos 17 metros da crista da barragem.

Overflow do Hidrociclone.

Observa-se a uma menor presença de micas paralelamente a uma maior visualização da fase clara, indicando presença de ferro.

Amostra com forte presença de grãos de considerável diâmetro. Aspecto de um rejeito grosso, apesar de alocado na praia e ser o produto fino do hidrociclone. Indícios de baixa eficiência, ou mesmo interferências no processo de ciclonagem.

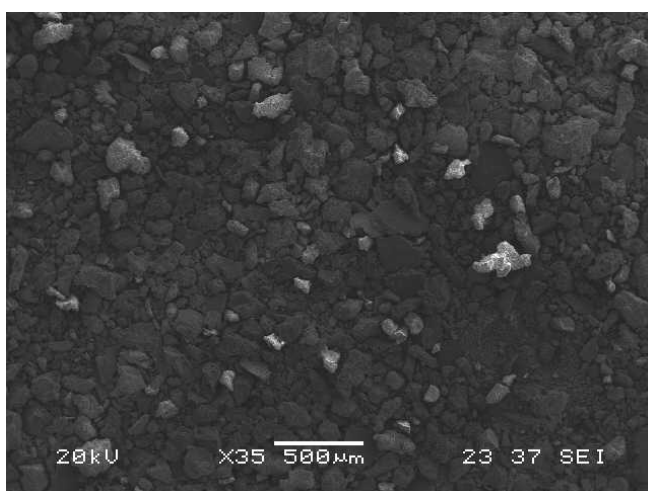


Figura 3 – Imagem amostra S1-F6

Amostra coletada bem próximo ao lago da barragem..

Overflow do Hidrociclone.

Novamente observa-se a fase clara.

Partículas angulares.

Presença de mica e quartzo como os maiores grãos do rejeito.

Amostra aparentemente composta por grãos de menor diâmetro que as anteriores.

Aspecto de um rejeito fino; como se espera para esta região da barragem –

Observação: Para efeitos comparativos todas as imagens estão na mesma escala (35X).

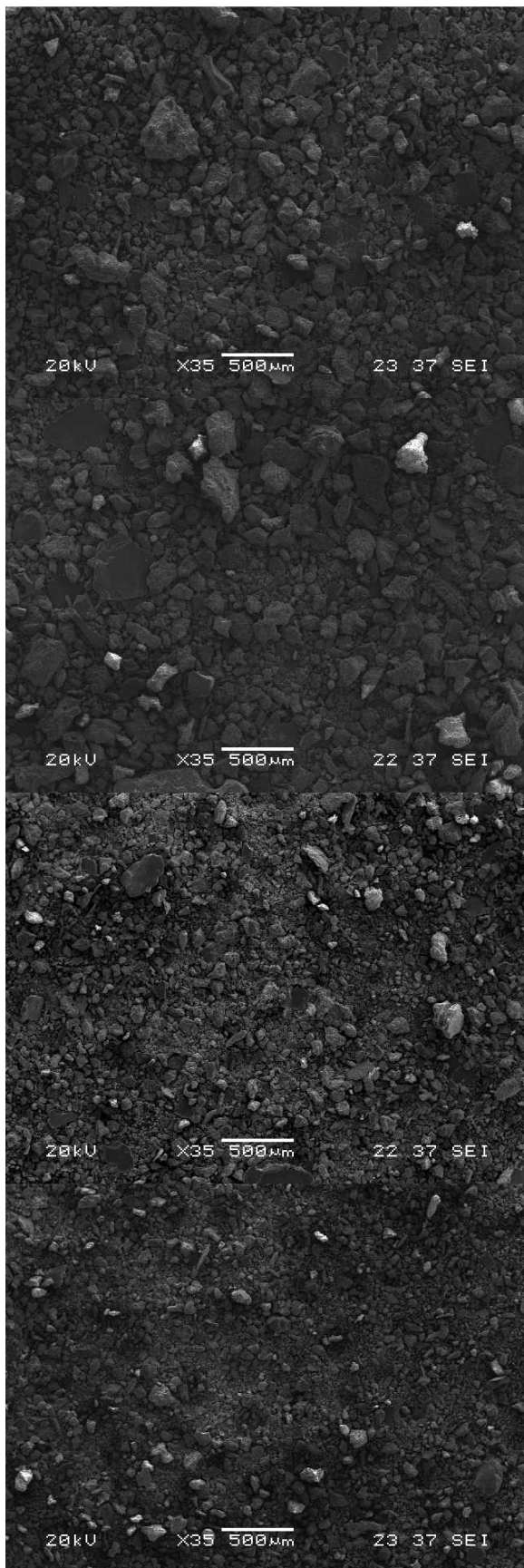


Figura 4 – Imagem amostra S2-A1

Amostra do aterro.

Underflow do Hidrociclone.

Presença marcante da fase escura.

Rejeito tipicamente grosso, com presença marcante de mica e quartzo.

Presença de partículas com maiores diâmetros.

Figura 5 – Imagem amostra S2-F1

Amostra da praia, porém coletada próximo à crista da barragem.

Overflow do Hidrociclone.

Presença da fase escura, porém com visual presença de pontos claros, indicando teor de ferro.

Apesar de ser um rejeito da praia ainda apresenta-se tipicamente grosso, com presença marcante de micas.

Amostra concordante com a segregação gran.

Figura 6 – Imagem amostra S2-F3

Amostra da praia, coletada a 30 metros da crista da barragem.

Overflow do Hidrociclone.

Amostra evidencia mais a fase clara, indicando maior teor de ferro.

Maior presença de partículas com menores diâmetros.

Amostra claramente mais fina que as anteriores, concordando com o processo de segregação granulométrica.

Figura 7 – Imagem amostra S2-F6

Amostra da praia coletada a 3 metros do lago da barragem.

Overflow do Hidrociclone.

Amostra semelhante à anterior, entretanto apresentando-se mais fina.

Preponderância de grãos menores.

Amostra sensivelmente mais fina que aquela verificada para a mesma distância na seção 1.

Evidencia-se ainda mais a baixa eficiência ou perturbação da ciclonagem naquela região em detrimento ao idealizado processo de segregação observado nesta seção 2