

GERSON RIBEIRO DE SOUZA JÚNIOR

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE RUPTURA DE TALUDES
EM BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS
DEVIDO AO DESENVOLVIMENTO DE SUBPRESSÕES**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

CONSULTA
FD-3347

São Paulo
2003

GERSON RIBEIRO DE SOUZA JÚNIOR

**RUPTURA DE TALUDES EM
BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS
DEVIDO AO DESENVOLVIMENTO DE SUBPRESSÕES**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia Mineral

Orientador:
Prof. Dr. Lindolfo Soares

**São Paulo
2003**



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA
TERMO DE JULGAMENTO
DE
DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Aos 21 dias do mês de fevereiro de 2003, às 10:00 horas, no Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, presente a Comissão Julgadora, integrada pelos Senhores Professores Doutores Lindolfo Soares, orientador do candidato, Fernando Fujimura e Nilson Gandolfi, iniciou-se a Defesa de Dissertação de Mestrado do(a) Sr(a) **GERSON RIBEIRO DE SOUZA JÚNIOR**

Título da Dissertação: "CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE RUPTURA DE TALUDES EM BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS DEVIDO AO DESENVOLVIMENTO DE SUBPRESSÕES"

Concluída a argüição, procedeu-se ao julgamento na forma regulamentar, tendo a Comissão Julgadora considerado o(a) candidato(a):

Prof.Dr. Lindolfo Soares.....(*aprovado*)

Prof.Dr. Fernando Fujimura.....(*aprovado*)

Prof.Dr. Nilson Gandolfi.....(*aprovado*)

Para constar, é lavrado o presente termo, que vai assinado pela Comissão Julgadora e pela Secretária de Pós-Graduação.

São Paulo, 21 de fevereiro de 2003.
 A COMISSÃO JULGADORA

Secretária: Elisabete Ap^a F.S.Ramos *Elisabete Ramos*
 Obs: Resolução 4476, de 17.09.1997 Altera dispositivos do Regimento Geral da USP Art.109 - Imediatamente após o encerramento da argüição da dissertação ou da tese cada examinador expressará seu julgamento em sessão secreta, considerando o candidato aprovado ou reprovado.

Homologado pela C.P.G. em reunião realizada 17/03/03.

113 p. + anexos

A minha família, meus amigos, minha noiva, em especial, ao meu orientador, e aos que me apoiaram em todos os momentos e têm sido a grande razão de minha alegria, incentivo, persistência, empenho e aperfeiçoamento técnico, fundamentais à concretização deste sonho. A eles dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Ao amigo e orientador, Prof. Dr. Lindolfo Soares, pelas diretrizes seguras e permanente incentivo.

Aos docentes do Curso de Mestrado em Engenharia Mineral da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, pelos inestimáveis ensinamentos.

Aos profissionais da Rio Paracatu Mineração, Antônio Landi, Rômulo Vasconcelos e Paulo Paiva, pela disponibilidade da literatura e atenção necessárias ao enriquecimento do trabalho.

Aos meus pais, minha noiva, Maria Eli Fernandes, e meu companheiro de mestrado, Salomão Roman Silveira, pelo estímulo e incansável apoio.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram de alguma maneira na execução deste trabalho.

RESUMO

O crescente volume de resíduos sólidos e líquidos gerados pela indústria mineira tem despertado a atenção da sociedade, governo e organismos ambientais quanto à segurança de seu armazenamento em barragens de contenção de rejeitos. Historicamente, as empresas mineradoras tem demonstrado pouco interesse em dispor recursos para projetos envolvendo barragens, concorrendo para o grande número de acidentes, em sua maioria, resultando em danos irreparáveis ao meio ambiente. Estatisticamente, dentre as principais causas responsáveis por estes acidentes está a liquefação, fenômeno este que provoca a ruptura do corpo da barragem devido à presença de água no corpo do maciço. Considerando estas premissas, o presente trabalho reúne elementos gerais para a compreensão e formulação de critérios sobre os principais aspectos que precisam ser adequadamente caracterizados, no sentido de que as barragens de contenção de rejeitos, dentro de suas funções operativas, possam atingir o maior nível de desempenho e segurança. Dentro do estudo de caso específico, concernente à Barragem Morro do Ouro, no Estado de Minas Gerais, o texto está centrado em critérios técnicos necessários ao acompanhamento do desenvolvimento das pressões neutras no corpo da barragem e seu comportamento diante de uma eventual ocorrência de agentes, como os sismos, que possam provocar a sua ruptura por liquefação.

ABSTRACT

The raising volume of solid and liquid residues generated by the mining industry has been arousing society, government and environmental organizations attention concerning its storage security in residue contention barrages. Historically, the mining companies have shown little interest in providing resources including dams projects, contributing to a large number of accidents, most of them bringing about irreparable damages to the environment. Statistically, among the main causes responsible for these accidents is liquefaction, phenomenon which provokes the dam body rupture due to water existence in the core body. Considering these premises, this work gathers general elements for the comprehension and criteria formulation on the main aspects which need to be properly characterized, in the sense that the residue contention barrages, concerning their operational functions, can reach the highest level of performance and safety. Concerning the study of a specific case, about Barragem Morro do Ouro, in Minas Gerais State, the text is centered in necessary technical criteria to the attendance of the development of the neutral pressures in the barrage body and its behavior facing an eventual agents occurrence, such as seismism, that may provoke its rupturing by liquefaction.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

1	INTRODUÇÃO.....	01
2	OBJETIVOS.....	03
3	JUSTIFICATIVA.....	04
4	REJEITOS.....	08
4.1	Conceito de estéril e rejeito.....	08
4.2	Natureza.....	10
4.3	Classificação.....	12
4.4	Condições para construção de barragens de rejeito.....	14
5	BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS.....	19
5.1	Aspectos gerais.....	19
5.2	Métodos de construção.....	20
5.3	Custos de uma barragem.....	34
6	CONCEPÇÃO BÁSICA DE UM PROJETO ENVOLVENDO BARRAGENS DE REJEITOS.....	37
6.1	Características do sistema de deposição.....	37
6.2	Características do sistema de disposição.....	38
7	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS REJEITOS.....	41
7.1	Distribuição granulométrica.....	41
7.2	Consistência das argilas, plasticidade e limites de Atterberg.....	42
7.3	Densidade “in situ”.....	47
7.4	Índice de vazios e porosidade.....	50
7.5	Compacidade e densidade relativa.....	54
8	PROPRIEDADES DE ENGENHARIA.....	57
8.1	Permeabilidade.....	57
8.2	Compressibilidade.....	64
8.3	Resistência ao cisalhamento.....	75

9 ESTUDO DA BARRAGEM MORRO DO OURO	88
9.1 Aspectos gerais	88
9.2 Critérios de construção do aterro da barragem.....	90
9.2.1 Fundações e estruturas	90
9.2.2 Aterros compactados.....	90
9.2.3 Filtros e drenos.....	92
9.2.4 Equipamentos de compactação.....	95
9.2.5 Controle do aterro	96
9.3 Ensaio de compressão triaxial.....	97
9.3.1 Aspectos gerais	97
9.3.2 Ensaio realizado.....	97
9.3.3 Resultados obtidos	98
9.4 Monitoramento e análise de estabilidade	98
9.5 Resultado das análises de estabilidade.....	101
9.5.1 Talude de jusante	101
9.5.1.1 Etapa 10A.....	101
9.5.1.2 Etapa 11	102
9.5.1.3 Etapa 24A.....	102
9.5.2 Talude de montante.....	102
9.5.2.1 Etapa 10A.....	103
9.5.2.2 Etapa 11	103
9.5.2.3 Etapa 24A.....	104
9.6 Análises dos resultados	104
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
ANEXOS	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - quantidades médias de rejeitos gerados na mineração	5
Figura 2 – curvas granulométricas de alguns rejeitos de mineração	11
Figura 3 – efeito da ciclonagem sobre a granulometria dos rejeitos de flotação da Arafertil	23
Figura 4 – Método de descarga periférica por um único ponto	24
Figura 5 – Método de descarga periférica por vários pontos por esguichos (“spigots”).....	24
Figura 6 – Seqüência de alteamento pelo Método de Jusante.....	25
Figura 7 – Seqüência de alteamento pelo Método de Montante	27
Figura 8 - Seqüência de alteamento pelo Método de Linha de Centro.....	31
Figura 9 – Comparação dos volumes de aterro para os vários métodos de alteamento de barragens.....	35
Figura 10 - Esquema típico de um sistema de deposição em barragens de rejeito	38
Figura 11 - Segregação granulométrica ao longo das praias formadas por rejeitos	40
Figura 12 – Curvas granulométricas típicas para rejeitos de cobre.....	42
Figura 13 - Variação do estado físico das argilas com sua umidade.....	44
Figura 14 - Gráfico de plasticidade para solos de granulometria fina.....	45
Figura 15 - Aumento da densidade “in situ” com a profundidade	48
Figura 16 - Modelo conceitual da variação da permeabilidade num depósito de rejeitos.....	60
Figura 17 - Variação da permeabilidade e anisotropia em função da distância do local de descarga, para rejeitos bem segregados	60
Figura 18 - Variação da permeabilidade média dos rejeitos em função do índice de vazios.....	62
Figura 19 - Variação dos módulos de deformabilidade com a umidade de moldagem	67

Figura 20 - Diagramas de tensão-deformação para areias e argilas	68
Figura 21 - Gráfico de plasticidade de alguns tipos de rejeitos e sua influência nas leis de compressibilidade	69
Figura 22 - Gráfico da compressibilidade para alguns tipos de rejeitos.....	70
Figura 23 - Variação do Coeficiente de Consolidação (C_v) com o Índice de Vazios (e) para vários tipos de rejeitos argilosos.....	73
Figura 24 - Ensaio triaxial rápido, não consolidado, não drenado	78
Figura 25 - Ensaio triaxial rápido, consolidado, não drenado	80
Figura 26 - Ensaio triaxial lento, consolidado, drenado	82
Figura 27 - Resistência ao cisalhamento de areias densas e fofas.....	84
Figura 28 - Linhas envoltórias de ruptura das argilas saturadas	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Exemplos de alguns acidentes em barragens por liquefação.....	7
Tabela 2 – Distribuição de freqüências segundo a causa do acidente.....	7
Tabela 3 – Resumo das características físicas dos rejeitos segundo sua categoria	13
Tabela 4 – Características geotécnicas de rejeitos de fosfato	16
Tabela 5 – Principais características, vantagens e desvantagens dos métodos de construção de barragens de rejeito.....	32
Tabela 6 – Comparação entre os métodos de construção de barragens de rejeito ..	33
Tabela 7 – Densidades “in situ” e índice de vazios de diversos tipos de rejeito.....	49
Tabela 8 – Valores típicos de índice de vazios das areias	53
Tabela 9 – Densidade mínima e máxima das areias dos rejeitos	55
Tabela 10 – Média da densidade relativa “in situ” das areias de rejeitos.....	56
Tabela 11 – Designação comumente empregada à densidade relativa em materiais granulares.....	56
Tabela 12 – Permeabilidade de alguns tipos de rejeitos	57
Tabela 13 – Valores estimados da permeabilidade em função da granulometria do solo.....	58
Tabela 14 – Coeficientes de permeabilidade de um solo compactado em diferentes teores de umidade (Barragem de Ilha Solteira).....	59
Tabela 15 – Valores típicos do Índice de Compressão (C_c).....	65
Tabela 16 – Avaliação das características geotécnicas de dois tipos de solos.....	66
Tabela 17 – Avaliação das características geotécnicas dos rejeitos que seriam utilizáveis na formulação das leis de compressibilidade	70
Tabela 18 – Valores típicos do coeficiente de consolidação para alguns tipos de rejeitos.....	72
Tabela 19 – Propriedades geotécnicas e de engenharia das lamas.....	74
Tabela 20 – Replanejamento das etapas de alteamento da barragem Morro do Ouro para os novos dados de produção anual.....	89

Tabela 21 – Faixas granulométricas das areias utilizadas na construção dos filtros e drenos da barragem.....	93
Tabela 22 – Faixas granulométricas da brita utilizada na construção dos filtros e drenos da barragem.....	93
Tabela 23 – Faixas granulométricas do material drenante utilizado na construção de filtros e drenos da barragem.....	94
Tabela 24 – Faixas granulométricas dos pedriscos utilizados na construção dos filtros e drenos da barragem.....	94
Tabela 25 – Compacidade relativa de filtros e drenos da barragem.....	95
Tabela 26 – Características do corpo de prova	98
Tabela 27 – Resultado dos ensaios de resistência ao cisalhamento do aterro de rejeitos.....	100
Tabela 28 – Condição de menor estabilidade para o talude de jusante	100
Tabela 29 – Condição de menor estabilidade para o talude de montante.....	101
Tabela 30 – Resultados das análises de estabilidade.....	104

1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios, em que o homem sentia a necessidade de extrair do solo e subsolo bens minerais para atendimento de suas necessidades mais corriqueiras e, mais recentemente, com a Revolução Industrial ocorrida no início do século passado, o consumo de minerais vem tendo um grande impulso.

Todavia, se por um lado, houve este crescente consumo, por outro, possibilitou que as jazidas de alto teor de minério viessem a se esgotar mais rapidamente, forçando as empresas de mineração a desenvolverem técnicas para o aproveitamento econômico das jazidas consideradas de baixo teor, até então, tratadas com pouco interesse.

Como era de se esperar, surgia um grande problema com a exploração das reservas de menor teor, uma vez que geravam um volume maior de rejeitos, por tonelada de minério concentrado produzido nas plantas de beneficiamento, que passou a se constituir numa fonte potencial de risco constante de poluição ao meio ambiente.

Não obstante a isso, a disposição dos rejeitos em barragens de terra, mesmo sob regime controlado, elevava os custos de produção por tonelada de minério concentrado, sem trazer benefícios imediatos à empresa mineradora. Além disso, a carência de leis ambientais e a falta de fiscalização por parte de órgãos competentes, fez com que essa atividade fosse negligenciada por muito tempo.

Por se tratarem de obras construídas a partir de barragens convencionais para armazenamento d'água, o que vinha comprometendo sensivelmente seus aspectos de segurança e controle durante a operação, as técnicas aplicadas às barragens de contenção de rejeitos, não acompanhavam o mesmo avanço tecnológico desenvolvido à mineração.

Afim de poder absorver esse crescente aumento na geração de rejeitos, as barragens foram adquirindo portes cada vez maiores. Entretanto, ao mesmo tempo em que cresciam de porte e capacidade para armazenar rejeitos, os acidentes também vinham ocorrendo com maior frequência nas barragens, principalmente, aqueles com sérios danos ambientais, materiais, patrimoniais e que envolviam vidas humanas. Isto

despertou a atenção de governos, sociedade e organismos ambientais para a questão da segurança das barragens de contenção de rejeito.

Nesse sentido, em sua “Coletânea de Normas de Mineração e Meio Ambiente”, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1993) estabelece procedimentos que visam minimizar o potencial poluidor da mineração, a partir de técnicas modernas compatíveis com o meio ambiente. A Norma Brasileira Regulamentadora – NBR 13028, fixa as condições exigíveis e dentro dos padrões legais, para elaboração e apresentação de um projeto de disposição de rejeitos de mineração em barragens de contenção, que venham a contemplar os requisitos de segurança, higiene, operacionalidade, economia, abandono e minimização dos impactos ambientais.

O United Nations Environment Programme (1996) destaca que a maioria dos acidentes envolvendo barragens de rejeitos, ocorre em função da presença da água no corpo da barragem. Estatisticamente, Arnez (1999) reforça esta posição, demonstrando ser o fenômeno de liquefação, o principal causador da ruptura de uma barragem de rejeitos, onde o elevado teor de água contido no corpo da barragem, possibilita uma menor resistência ao cisalhamento do material que a constitui. O estudo deste tipo de fenômeno requer o auxílio da tecnologia acumulada nos campos da Mecânica dos Solos, Hidrologia e Geologia de Engenharia.

No ano de 1981, o Brasil foi um dos participantes na Conferência de Estocolmo, passando, a partir deste evento, a encarar com seriedade este tipo de problema, com a sanção da Lei 6.938 que define atual Política Nacional do Meio Ambiente (Instituto Brasileiro de Mineração, 1992 apud Arnez, 1999).

Desta maneira, projetos envolvendo a construção e operação de barragens de contenção bem como a disposição dos rejeitos, deverão se tornar partes integrantes dentro do plano de lavra, ocupando assim uma parcela dos investimentos e custos aplicados na atividade de mineração.

2 OBJETIVOS

Geral

O desenvolvimento deste trabalho tem como objetivo o estudo de um dos processos causadores de rupturas em barragens de contenção de rejeitos: a liquefação, especificando suas formas de ocorrência, sua correlação ao método de construção empregado e ao comportamento geomecânico dos solos aplicados na presença da água, com descrição de um estudo de caso para uma barragem de aterro compactado e seus critérios técnicos específicos.

Específicos

Estudar a ocorrência deste tipo particular de acidente em barragens de contenção de rejeitos, isto é, como e em que condições ocorre a ruptura por liquefação.

Contribuir com informações necessárias ao conhecimento deste fenômeno, que poderão ser úteis no projeto de construção de uma barragem por parte das empresas do setor.

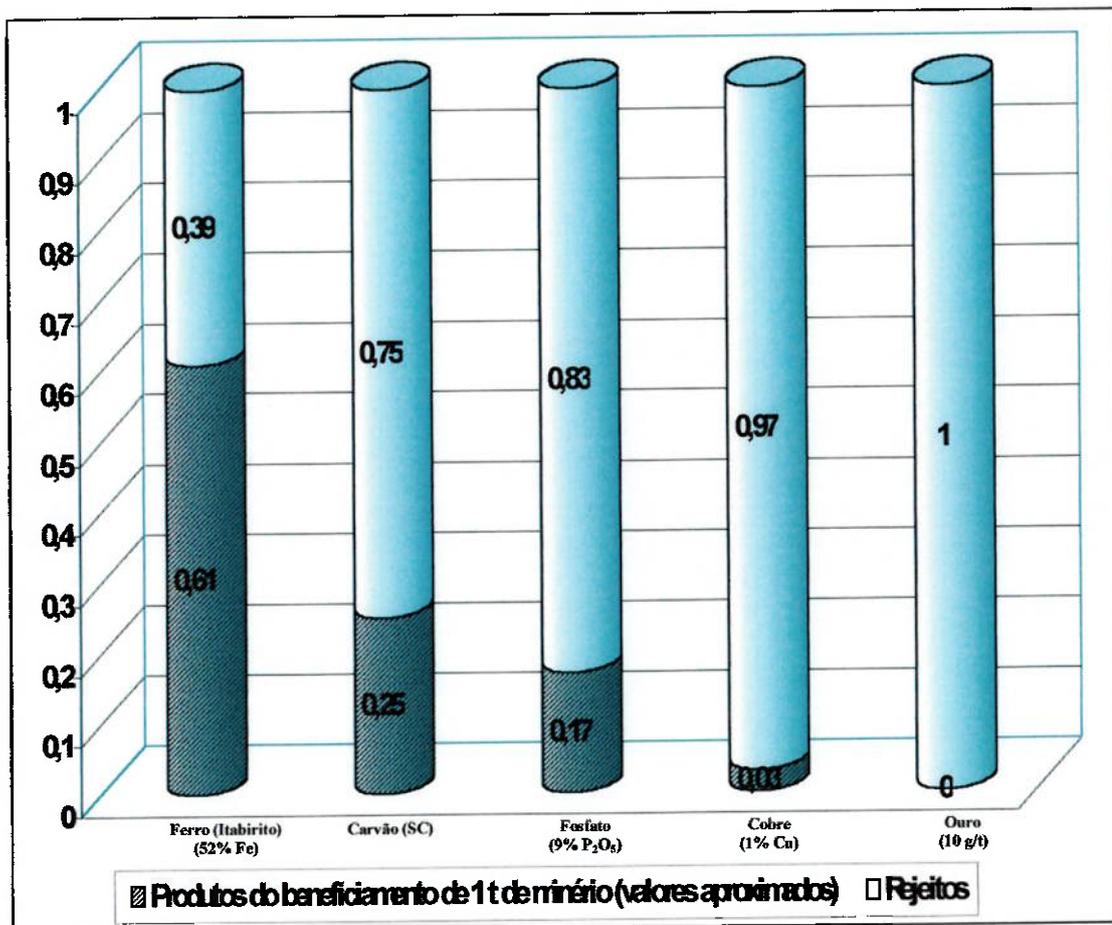
3 JUSTIFICATIVA

A indústria mineral tem se colocado como uma das principais atividades responsáveis pela poluição do meio ambiente. O grande volume de rejeitos gerados pelo processo de beneficiamento do minério, aliado à pouca importância dada aos estudos e investimentos na área de disposição dos rejeitos, vem elevando substancialmente o passivo ambiental a nível mundial.

A prática da disposição irregular dos rejeitos, principalmente àqueles lançados sob a forma de polpa residual, tem se tornado numa séria ameaça ao ecossistema devido ao despejo contínuo e descontrolado deste material nos reservatórios. Nos rejeitos estão presentes também substâncias químicas reativas e de elevada toxicidade, tais como metais pesados, e destes, o zinco, cobre, manganês e outros, além de partículas sólidas finas em suspensão, como argilas e siltes.

Para se ter idéia deste sério problema, a produção mundial de rejeitos gerados pela indústria mineira, passou de 1 bilhão de toneladas em 1975 (Down; Stocks, 1977), para cerca de 5 bilhões de toneladas em 1982 (Penman, 1987). Com base nas informações apresentadas no Anuário Estatístico Mineral Brasileiro de 1986 (ano-base 1985), em função das 22 principais substâncias minerais que compõem cerca de 91% da produção mineral brasileira, Abraão (1987) menciona uma produção próxima de 160 milhões de toneladas de rejeitos, destacando como os principais minerais geradores, em ordem crescente: ouro, cobre, fosfato, carvão e ferro (figura 1).

Para destacar a importância do emprego das barragens de terra, o United Nations Environment Programme (1996) ressalta que, para todo o concentrado de cobre produzido no ano de 1995, foram necessários o beneficiamento de aproximadamente 1,5 bilhões de toneladas de minério bruto ("run of mine"), que geraram um volume considerável de rejeitos os quais tiveram como destino as barragens de contenção de rejeitos. Destaca-se ainda que, a produção anual de ouro gerou, neste mesmo período, em torno de 500 milhões de toneladas de rejeito.



Fonte: Abraão (1987) modificado

Figura 1 – Quantidades médias de rejeitos gerados na mineração.

Chaves; Fujimura (1991) apud Filipov; Siqueira (1998) citam como exemplo o minério de ferro, do qual se produz em torno de 10 Mt/ano (milhões de toneladas por ano) de rejeito. Em termos práticos, gerando-se anualmente de 3,75 Mt de rejeito, a partir de um minério com um teor de 52% de Fe₂O₃, que produz um concentrado com 64% de Fe₂O₃ e um rejeito com 32% de Fe₂O₃, a quantidade total de rejeito produzido durante a vida do empreendimento passará a marca 75 Mt, se a vida útil da mina for de 20 anos.

Um outro fator a destacar que demonstra a importância do emprego das barragens de rejeito na “sobrevivência” de uma mina, diz respeito aos crescentes custos que são destinados à captação da água para o processo e à competição com atividades paralelas, como a agropecuária, a indústria, o uso doméstico, entre outras, que têm contribuído para sua escassez. Assim, as mineradoras se vêem forçadas a

investirem em técnicas e/ou obras que permitam o reaproveitamento desta água e sua reutilização no circuito de beneficiamento. Além disso, os rejeitos sólidos armazenados na barragem, em muitos casos, podem ser reaproveitados economicamente com o emprego de processos que permitam sua reintrodução no circuito de beneficiamento e, conseqüentemente, a recuperação de boa parte do mineral de interesse.

Outro fator importante no emprego das barragens de rejeito, diz respeito às exigências de proteção ambiental, uma vez que as barragens são um dispositivo eficiente de contenção dos rejeitos sólidos e de controle da qualidade dos efluentes líquidos. Ao final do projeto, o volume de rejeitos deverá ser coberto com uma camada de argila impermeável e, assim, isolado do ambiente. Durante a operação, o depósito deverá sempre ser coberto por uma lâmina d'água, impedindo o levantamento de poeiras.

Se, por um lado, as barragens de rejeito possibilitam a redução dos custos com a mineração, por outro, são nas obras de médio e grande portes onde ocorrem o maior número de acidentes por ruptura, geralmente com resultados catastróficos ao meio ambiente. Isto faz com que sejam necessários a realização de um minucioso estudo geológico e geotécnico na concepção de seus projetos.

Apesar disso, Marques Filho; Geraldo (1998) ressaltam que, por mais bem construídas que sejam as barragens em termos de projeto e segurança, sempre haverá uma certa margem de risco de acidente, o que, na verdade, ocorre em qualquer obra de engenharia.

Os estudos realizados pelo United Nations Environment Programme (1996), em seu "Environmental and principalmente pela ocorrência de terremotos naturais, que é um dos principais responsáveis pelo desencadeamento do fenômeno de liquefação.

A tabela 1 mostra alguns exemplos de acidentes ocorridos em barragens de rejeitos por liquefação do material. No Brasil, Parra; Lasmar (1987) e Arnez (1999) fazem referência aos acidentes por liquefação ocorridos nas barragens de

rejeitos da Mina Fernandinho (Brasil) e Los Frailes (Espanha), respectivamente, presentes nesta mesma tabela.

Tabela 1 – Exemplos de alguns acidentes em barragens por liquefação

Data	Local	Causa do acidente	Nº Vítimas	Impacto ambiental	Danos materiais
1965	El Cobre, Chile	Liquefação por terremoto	210	Área a jusante	Propriedades
1978	Mochikochi, Japão	Liquefação por terremoto	1	Área a jusante	-
1985	Cerro Negro, Chile	Liquefação por sismo induzido	-	Área a jusante	-
1985	Veta de Agua, Chile	Liquefação por terremoto	-	Área a jusante	-
1986	Fernandinho, Minas Gerais	Liquefação	4	Área a jusante	Propriedades
1998	Sevilha, Espanha	Liquefação por sismo induzido	-	-	-
1992	Padcal, Filipinas	Liquefação por terremoto	-	-	-
1996	Acari e Nazca, Peru	Liquefação por terremoto	-	Área a jusante	-
1998	Los Frailes, Aznalcollar, Espanha	Liquefação por sismo induzido	-	Área a jusante	Propriedades

Fonte: Parra; Lasmar (1987), Parra; Ramos (1987), UNEP (1996), Arnez (1999)

Em termos estatísticos, a tabela 2 mostra ser o fenômeno ruptura por liquefação o principal causador de acidentes em barragens de rejeitos, reforçando os estudos da UNEP (1996).

Tabela 2 – Distribuição de freqüências segundo a causa do acidente

Causa do acidente	Nº de acidentes	Frequência relativa (%)	Nº de acidentes (acumulado)
Liquefação	21	46,7	21
Não definida	13	28,9	34
"Piping"	11	24,4	45
Total	45	100	-

Fonte: Arnez (1999)

4 REJEITOS

4.1 Conceito de estéril e rejeito

Do grande volume de resíduos sólidos gerados pela mineração, os estéreis e os rejeitos são os mais importantes e devem ser manipulados e tratados de forma adequada para cada tipo específico, desde a sua geração até o destino final. Embora os conhecimentos na área de Mecânica dos Solos forneçam informações relevantes ao comportamento geomecânico dos materiais terrosos (solos, estéril e rejeito), dada a sua diversidade, é importante enfatizar o conceito e a natureza desses materiais descartados pela atividade mineira.

Estéril

“Estéril é toda rocha ou solo que ocorre dentro do corpo de minério, ou externamente ao mesmo, sem valor econômico, que é extraído na operação de lavra para o aproveitamento deste minério. Também neste caso, tal como se aplica aos conceitos de jazida e minério, dada à sua conotação econômica, o que é estéril numa época, pode ser minério em outra, ou seja, poderá se tornar economicamente viável no futuro” (Abraão; Oliveira, 1998).

Para a Associação Brasileira de Normas Técnicas, em sua Norma Brasileira Regulamentadora NBR 12649 (1992), que trata da Caracterização de Cargas Poluidoras na Mineração, estéril são solos ou rochas não mineralizados ou com mineralização economicamente inviável. Esta mesma definição é dada por Stellin Jr. et al. (1987) apud Arnez (1999), que define estéril como solo ou rocha não mineralizada ou com mineralização de baixo teor, abaixo dos níveis econômicos admissíveis até então praticados.

Em comum, observa-se que estéril é todo material sem valor econômico para a mineração, compreendendo desde o material extraído da camada superficial do solo, até as rochas que “abraçam” todo o corpo mineralizado que se pretende extrair, esteja ele no subsolo ou mesmo na superfície. O estéril compreende uma mistura de solos e blocos de rochas, que podem conter também substâncias orgânicas

e detritos, geralmente de origem vegetal, que alteram e empobrecem suas propriedades geotécnicas, fundamentais para um projeto de construção de uma barragem de terra.

Arnez (1999) ainda ressalta que, o material estéril pode ser classificado como coesivo ou não coesivo, estável ou instável (susceptível de sofrer processos de desagregação) e combustível (estéril das minas de carvão).

Rejeito

Diversos autores definem rejeito de mineração como sendo composto apenas pela parcela produzida durante o processo de beneficiamento do minério. Outros, consideram também o material estéril produzido durante a retirada do minério bruto (“run of mine”), conjuntamente com os efluentes líquidos e sólidos resultantes do beneficiamento, o que causa uma certa confusão da literatura especializada.

Fornasari Filho et al. (1981) dão a seguinte definição: “rejeito de mineração seria tanto os resíduos derivados do processo de concentração de minério (“tailings”), assim como aqueles provenientes diretamente da lavra, isto é, o estéril (“waste”) idem ao o minério da baixo teor (“low grade ore”), onde as características físicas e químicas do rejeito estariam intimamente relacionadas com os tipos litológicos específicos ocorrentes na área explorada e com os processos adotados para a lavra e concentração do minério”.

Por sua vez, Chaves; Fujimura (1991) deram conotações distintas aos resíduos oriundos da lavra e do beneficiamento. O termo rejeito aplica-se apenas aos efluentes sólidos e líquidos derivados do processo de beneficiamento do minério, enquanto que os resíduos originados durante as etapas de lavra seriam o estéril, que englobaria o material não mineralizado e o minério marginal, com teores não-econômicos que foram retirados.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas, em sua Norma Brasileira Regulamentadora NBR 12649 (1992), que trata da Caracterização de Cargas Poluidoras na Mineração e Abraão (1987) reforçam esta colocação, reportando-se ao

estéril como sendo apenas o material “não-minério” removido durante a lavra de uma jazida, e rejeito como o material não aproveitável que é separado na etapa de beneficiamento, para obtenção do mineral ou substância de interesse.

Sanchez (1995) e Nieble (1986) complementam que, sendo a maioria dos processos de beneficiamento dos minerais realizados por via úmida, isto é, com o uso água, os rejeitos apresentam-se geralmente sob a forma de polpa, com uma fração sólida e outra fração aquosa contendo diferentes partículas minerais em suspensão e/ou dissolvidas.

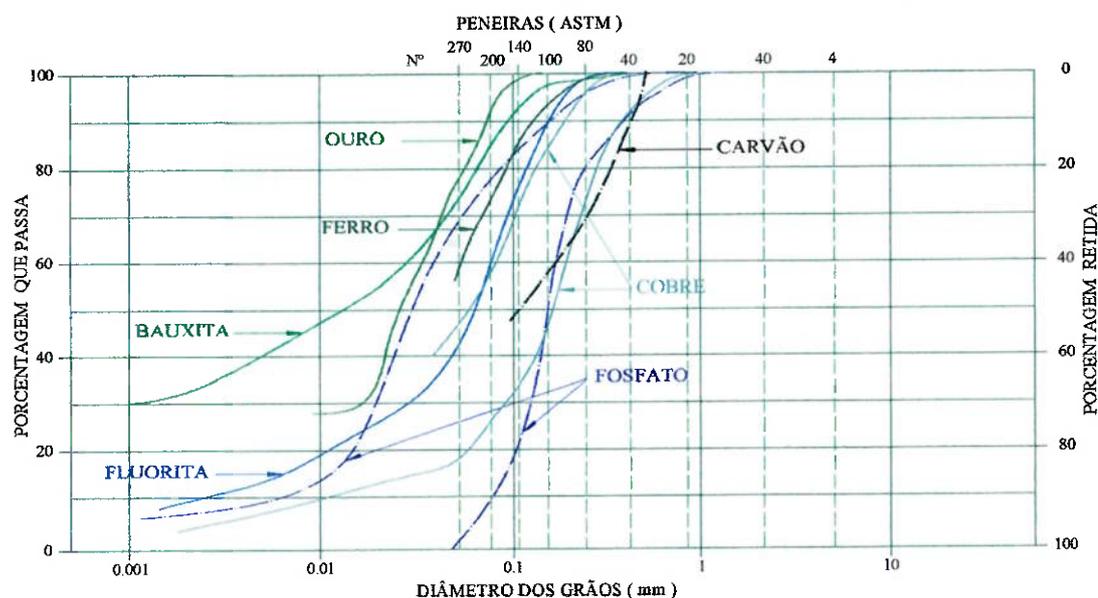
Em termos granulométricos, os rejeitos podem possuir desde frações variáveis de material fino até blocos, se provenientes diretamente da lavra, ou situar-se na faixa de colóides e cascalho fino, se derivados do processo de beneficiamento.

Do ponto de vista químico e mineralógico, os rejeitos, notadamente aqueles derivados do processo de concentração, além de apresentarem similaridades com o minério original, têm sua composição influenciada pela presença de reagentes oriundos do processo de beneficiamento, tais como espumantes, coletores, depressores e óleos, bem como por processos de intensa alteração desenvolvidos com o tempo, após sua deposição.

4.2 Natureza

Na usina de beneficiamento o minério extraído é normalmente submetido à fragmentação mecânica, por processo de britagem e moagem, que permitirá a liberação dos minerais de interesse econômico, os quais farão parte do material concentrado e sua separação dos minerais de ganga: os rejeitos. Outras etapas a seguir, que incluem processos físicos, químicos e físico-químicos, tais como separação magnética, separação em meio denso, flotação e lixiviação, irão complementar o processo de concentração, afim de que se obtenha uma melhor separação econômica do mineral.

Nieble (1986), Fujimura; Soares (1996) e Almeida; Rosa (S/D) ressaltam que a britagem e a moagem são etapas básicas à liberação do(s) mineral (is) útil (eis) contidos no minério bruto, que reduzem a granulometria das partículas à faixa entre 10 e 40 mesh (respectivamente: 2 e 0,4 mm), constituindo-se geralmente nas dimensões das malhas das peneiras. Nesta etapa, são produzidas partículas angulosas, com bordas vivas, cortantes e de alta energia, principalmente em minerais são, tanto para o rejeito como para o concentrado. As exceções ficam restritas aos minérios constituídos principalmente por folhelhos e aqueles que apresentam conteúdos argilosos. A figura 2 mostra um exemplo de curvas granulométricas de alguns tipos de rejeitos (Abraão, 1987).



Fonte: Abraão (1987)

Figura 2 – Curvas granulométricas de alguns rejeitos de mineração.

Entretanto, cabe ressaltar que jazidas com elevado grau de alteração devido ao processo de intemperismo natural, acarretam numa maior produção de materiais finos, que interferem diretamente no tipo e na qualidade do rejeito que é gerado na usina de beneficiamento.

4.3 Classificação

Nieble (1986) classifica os rejeitos em três categorias: rejeitos totais, “underflow” e lamas. Os rejeitos totais compreendem o produto dos processos de britagem e moagem, enquanto que os termos “underflow” e as lamas referem-se, respectivamente, aos rejeitos grossos e finos gerados por processos posteriores, tais como ciclonagem e flotação, por exemplo.

Segundo Vick (1983), o fato dos rejeitos possuírem uma ampla variedade de características físicas, variedade esta, em função do minério de origem e ao tipo de processamento empregado, não impede que se possa generalizá-los na busca de um resumo útil dessas características. Em qualquer categoria de fração, as características físicas e os problemas de disposição serão quase sempre similares. Desta maneira, quando poucas informações estiverem disponíveis para a prática de disposição dos mesmos, a comparação com rejeitos de uma determinada categoria geral, poderá auxiliar numa orientação preliminar para este tipo de atividade.

Entretanto, é importante reconhecer que algumas classificações refletem apenas o comportamento de vários tipos de rejeitos, em relação à suas características físicas e de engenharia. Em alguns casos, para determinadas práticas de disposição, as características químicas e as considerações ambientais podem ser mais importantes que o comportamento físico. A tabela 3 mostra uma divisão dos rejeitos em quatro categorias, de acordo com a granulometria e plasticidade. Arnez (1999) ressalta que esta classificação, traz apenas uma visão das características físicas e comportamentos de engenharia para esses rejeitos.

Tabela 3 – Resumo das características físicas dos rejeitos segundo sua categoria.

CATEGORIA	CARACTERÍSTICAS GERAIS
Rejeitos de rochas brandas: - Carvão - Potássio	Contém areia e frações finas (menor que 200 mesh ou 0,074 mm), mas as frações finas poderão dominar as propriedades geotécnicas devido à presença de argilas.
Rejeitos de rochas duras: - Chumbo-zinco - Cobre - Ouro-prata - Níquel	Pode conter areia e frações finas, mas as frações finas são geralmente não-plásticas ou de baixa plasticidade. As areias geralmente controlam as propriedades de engenharia.
Rejeitos finos: - Argilas fosfáticas - Lama vermelha da bauxita - Taconita fina - Finos de areia betuminosa	Fração arenosa geralmente pequena ou ausente. O comportamento do material particuladamente compreende a sedimentação-consolidação, dominado pelas partículas siltosas ou argilosas, que podem causar problemas no volume de deposição.
Rejeitos grosseiros: - Areia betuminosa - Urânio - Gesso - Taconita - Areia fosfática	Contém principalmente areias ou partículas siltosas não-plásticas e geralmente propriedades de engenharia favoráveis.

Fonte: Vick (1983) apud Arnez (1999)

Pelo fato da tabela 3 dar ênfase às características físicas de diversos tipos de rejeitos, bem como aos comportamentos de engenharia e geotécnicos, uma mudança no processo de tratamento poderá gerar um grande volume de finos e, conseqüentemente, alterar a categoria para um determinado tipo de rejeito, introduzindo novos e diferentes problemas de disposição. Entretanto, pertencendo à uma determinada faixa granulométrica, os rejeitos terão praticamente as mesmas características físicas, que irão resultar em problemas de disposição semelhantes.

4.4 Condições para construção de barragens de rejeito

Apesar dos rejeitos não serem materiais ideais para a construção de uma barragem de contenção, o fato de serem a principal fonte de material disponível e de mais baixo custo encontrado na mineração, fazem com que sejam empregados em larga escala na maioria dos projetos que envolvem obras dessa natureza. Ainda assim, requerem condições especiais durante a fase de alteamento da barragem, devido ao permanente risco de ruptura da mesma, por meio de fenômenos como a erosão interna (“piping”) e a liquefação, este último, quando o rejeito encontrar-se saturado no interior do corpo da barragem e houver a ocorrência de tremores naturais ou induzidos.

Sendo o rejeito uma mistura com proporções conhecidas de água e materiais sólidos, afim de que se possa racionalizar o seu manuseio, transporte e disposição, de acordo com Chammas (1986), o material estará sujeito a três estados diferentes de comportamento para que alcance sua condição final de deposição:

1º estado: estágio inicial, correspondente ao comportamento líquido, denominado de polpa, que possibilita o seu transporte em polpa até a reservatório;

2º estado: estágio intermediário, correspondente ao comportamento semi-líquido a semi-viscoso, devido ao processo de sedimentação do material; e

3º estado: estágio final, correspondente ao rejeito propriamente dito, comportando-se como um solo arenoso ou argiloso, dependendo de sua granulometria, devido ao processo de adensamento.

Na visão de Mello; Silveira (1991) os processos de sedimentação e consolidação do material no reservatório podem ser resumidos em três etapas: 1) o transporte do material até a barragem de rejeitos; 2) a sedimentação propriamente dita das partículas, onde ocorrerão as interações físicas entre elas; e, finalmente 3) o processo de adensamento pelo próprio peso das partículas, caracterizado a partir do momento em que elas passam a transmitir tensões através do arcabouço sólido do material.

Klohn (1982) apud Arnez (1999) ressalta algumas condições importantes, que devem ser levadas em consideração no projeto de uma barragem de rejeitos:

1. separação dos rejeitos em fração grossa (areia) e lamas (argilas), utilizando-se apenas a fração arenosa na construção da barragem;
2. controle dos procedimentos de separação para se obter materiais com as granulometrias requeridas;
3. instalação de filtros internos e drenos para prevenção do fenômeno de “piping” e, principalmente, possibilitar o rebaixamento da superfície freática;
4. compactação do rejeito disposto na barragem, até o alcance da densidade máxima, elevando assim sua resistência ao cisalhamento e permitindo o emprego de taludes mais íngremes, bem como a não ruptura da barragem devido ao fenômeno de liquefação; e
5. proteção dos taludes externos da barragem com cobertura vegetal ou cascalho grosso, afim de evitar o processo de erosão por ação de agentes atmosféricos, como a chuva e os ventos.

Cada vez mais, a construção de barragens de rejeitos vem exigindo a aplicação de princípios geotécnicos para a obtenção, não apenas de parâmetros meramente técnicos, mas também do controle da qualidade e segurança da obra, em substituição aos tradicionais procedimentos empíricos que normalmente vinham sendo empregados e tinham como referências as barragens convencionais para armazenamento d'água.

O comportamento geotécnico de uma barragem, em parte, está relacionado às características do material empregado na sua construção, isto é, na natureza do depósito (jazida) que o originou e na forma de como ele é depositado na barragem, esta última, definida por duas classes distintas de material: as areias, que são depositadas hidraulicamente e as lamas, que são depositadas por sedimentação. Entretanto, a graduação do rejeito, sua densidade e formas de lançamento do material no reservatório, é que efetivamente definirão as zonas onde serão encontradas as areias e as lamas e a interface entre ambas.

Particularmente, a deposição das lamas é um processo que poderá influir de maneira significativa no tamanho da bacia de decantação necessária à clarificação da água e sua conseqüente reutilização no processo de beneficiamento mineral, por depender da velocidade de sedimentação de suas partículas sólidas. Mostra-se, então, inteiramente diferente da deposição dos rejeitos grossos, em que ocorre segregação granulométrica das partículas por força da gravidade.

A tabela 4 apresenta as características dos rejeitos de fosfato pouco permeáveis, utilizados no projeto de construção de uma barragem de rejeitos no Complexo Industrial da Fosfértil (Busch et al., 1982).

Tabela 4 – Características geotécnicas de rejeitos de fosfato

MATERIAL	PRODUÇÃO (t/h)	PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS (t/m³)	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO (t/m³)	% SÓLIDOS NA POLPA
Rejeitos de flotação	722	3,4	1,1	50
Lama	188	3,2	0,7	25

Fonte: Busch et al (1982)

Mittal; Morgenstern (1976) apud Arnez (1999) ressaltam ainda que a associação entre o comportamento geotécnico dos rejeitos e seus parâmetros geotécnicos, são responsáveis pelo funcionamento da barragem, no que concerne à deformabilidade, estabilidade dos taludes, vazão e percolação. Assim, um comportamento não adequado à barragem geralmente é resultado de um controle ineficaz da percolação e estabilidade, podendo, inclusive, resultar em sua ruptura por fenômenos conhecidos, como, por exemplo, o da liquefação.

A medição da densidade “in situ” e a instalação de piezômetros para monitorar as condições de água subterrânea na barragem, são fundamentais na avaliação periódica do seu projeto de construção e à obtenção de dados necessários ao controle de seu desempenho.

Para Coates; Yu (1977) apud Espósito (1995), certos fatores ligados à estabilidade das barragens de rejeitos devem se investigados:

1. degradação do material que forma o rejeito, resultando em perda de resistência ao cisalhamento;
2. efeito da drenagem na barragem;
3. nível freático na barragem;
4. material incompetente na fundação da barragem; e
5. densidade “in situ”.

Nesta investigação, Arnez (1999) acrescenta também:

1. sondagens e amostragens;
2. desempenho de barragens feitas com rejeitos similares em barragens existentes;
3. ensaios de aceleração de degradação do rejeito;
4. monitoramento contínuo da barragem, por meio de leituras piezométricas;
5. medidas de deformação; e
6. registros fotográficos em intervalos de tempo regulares para detectar quaisquer mudanças.

É importante ressaltar que alguns rejeitos, quando lançados, perdem sua resistência original, podendo vir a comprometer a estabilidade da barragem. A própria forma de lançamento do material na barragem, sem que haja o controle de sua densidade, é outro fator que põe em risco a estabilidade da obra, uma vez que interfere diretamente nos parâmetros de resistência do rejeito. Além disso, fenômenos como congelamento e degelo, umedecimento e secagem, ou alívio de tensões por escavação, por exemplo, podem contribuir para essa perda gradual de resistência.

A vazão da polpa residual que é lançada, a concentração de sólidos, a altura de queda do material e o espaçamento entre os pontos de lançamento da lama, são variáveis que definem a energia de deposição numa barragem de rejeitos. Para que se possa obter a densidade ideal ao sistema de deposição, o primeiro passo é procurar manter fixos três desses parâmetros, variando apenas um deles de cada vez, alternadamente, até que se alcance a densidade esperada. Todavia, é possível que

ocorra sinergia entre pares ou entre três desses parâmetros, tornando-as não necessariamente independentes entre si.

5 BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS

5.1 Aspectos gerais

Campos (1986) define como sendo barragens de rejeitos, estruturas construídas especificamente para a contenção, cujo aterro é construído com o próprio rejeito oriundo do beneficiamento do minério. O represamento neste tipo de barragens, tem a vantagem de manter o material armazenado em local acessível, para fins de controle da poluição e de seu eventual reprocessamento, para recuperação do mineral contido.

Chaves e Fujimura (1991) ainda acrescentam serem as barragens depósitos inteligentes e de custo relativamente baixo, devendo estar integrada ao projeto mineiro como um todo.

Não obstante a esse crescimento industrial, e do volume de rejeitos produzidos pela indústria mineral, seguindo a tendência natural e irreversível de aproveitamento de minérios com baixo teor e aumento simultâneo na escala de produção, as barragens de rejeito acabaram evoluindo de porte, passando a acumular grandes quantidades de polpas residuais (Vick, 1983).

A significativa evolução tecnológica empregada na construção das barragens de rejeitos, deve-se principalmente às técnicas adotadas à construção das barragens hidroelétricas. Se, no passado, as barragens de rejeito eram consideradas obras temporárias que admitiam fatores de segurança relativamente baixos, atualmente, por armazenarem maiores volumes, estão inspirando mais cuidados, devido à uma série de fatores, tais como: armazenamento de materiais radioativos ou tóxicos, localização em regiões habitadas, agricultáveis e, até mesmo, turísticas.

Parra et al. (1991) ressaltam que, por serem construídas em sucessivas etapas, as barragens de rejeito poderão elevar consideravelmente os custos da mina, devido à mobilização e desmobilização de equipamentos e mão-de-obra, tornando-a, por vezes, antieconômica.

Nas minerações, a existência de um canteiro permanente de obras com oficinas, equipamentos de terraplenagem e mão-de-obra especializada, torna a

construção da barragem economicamente atrativa. Além disso, viabiliza sua construção em alteamentos sucessivos, sem os custos de mobilização e desmobilização citados anteriormente. Isto irá permitir a diluição dos custos envolvidos, dando ao minerador condições de flexibilizar sua operação, podendo adaptar a construção da barragem às necessidades reais da mina.

Penteado (1986) faz referência aos requisitos básicos que devem ser levados em consideração, num projeto de construção de uma barragem de rejeitos:

1. segurança da barragem, que deve ser estável afim de assegurar a integridade das pessoas, propriedades e meio ambiente diretamente envolvidos;
2. controle de poluição do meio ambiente;
3. capacidade de armazenamento do reservatório compatível com a produção total de rejeitos; e
4. fator econômico, onde a obra deverá ter o menor custo possível, e prever o reaproveitamento da água armazenada nas operações da mina.

5.2 Métodos de construção

As barragens de rejeitos podem ser construídas de maneira tradicional, por meio de terra compactada com altura fixa definida no projeto, ou por alteamentos sucessivos, com o uso do próprio material gerado nos processos de beneficiamento, ou, ainda, do material estéril da lavra.

Diferentemente das barragens de terra, a construção de uma barragem de rejeitos é definida por um processo contínuo, que dura vários anos até o término de operação da mina. Desta maneira, irá permitir o seu constante acompanhamento e o fornecimento de dados importantes, que culminarão em eventuais modificações e aprimoramento do projeto inicial. Entretanto, com relação ao material empregado em sua construção, é mais frágil, menos compactado, com teor de água mais elevado e de menor resistência ao cisalhamento, devido à pouca coesão, em relação às barragens de terra (Penteado, 1986).

Construídas por alteamentos sucessivos, compreendem a execução de um dique inicial com altura média em torno de 5 m, geralmente constituído de material

argiloso compactado que mantém impermeabilizada a fundação da barragem. Os alteamentos subsequentes deverão acompanhar o nível dos rejeitos depositados no reservatório, bem como apresentarem borda livre para a contenção de cheias e a armazenagem, para que haja o reaproveitamento da água retida.

A ABNT, através da NBR 13028 (1993) e Hennies et al. (1998) deixam claro que, em se tratando de obras construídas com o próprio material da mina, devem garantir um mínimo aceitável de custo e segurança à barragem, independentemente da escala de produção e do tempo de vida útil da jazida. Devem ser consideradas no projeto a dimensão da bacia de distribuição, sua capacidade de armazenamento e altura máxima de cheia previsível.

Segundo Chaves; Fujimura (1991), o alteamento é feito normalmente com os próprios rejeitos gerados na usina de beneficiamento, pois, seu custo é praticamente nulo. Por outro lado, por se tratar de um obra essencialmente de terra, os mesmos autores alertam para o fato de que, na construção do dique inicial (dique de partida), devem ser tomadas todas as precauções preliminares, no que diz respeito à homogeneização cuidadosa do material e à compactação do maciço com o uso de equipamentos específicos, em camadas geralmente de 15 a 30 cm de espessura.

Rémy (1987) e Parra; Ávila; Musman (1991) fazem algumas observações quanto aos materiais que serão empregados na construção da barragem e estão presentes na mina. O material utilizado para a impermeabilização do maciço da barragem ou do fundo do lago, deverá incluir materiais argilosos ou qualquer outro tipo adequado para certas zonas do maciço, exceto àqueles evolutivos ou solúveis. O material drenante de alta permeabilidade, deve ser utilizado na construção de filtros, drenos e tapetes, lembrando que os materiais naturais ou de transição, como cascalhos, aluvionares, laterita e rocha decomposta são muito mais econômicos que os materiais processados; os materiais grosseiros e resistentes à erosão, devem ser utilizados na construção de enrocamentos (“rip-rap”).

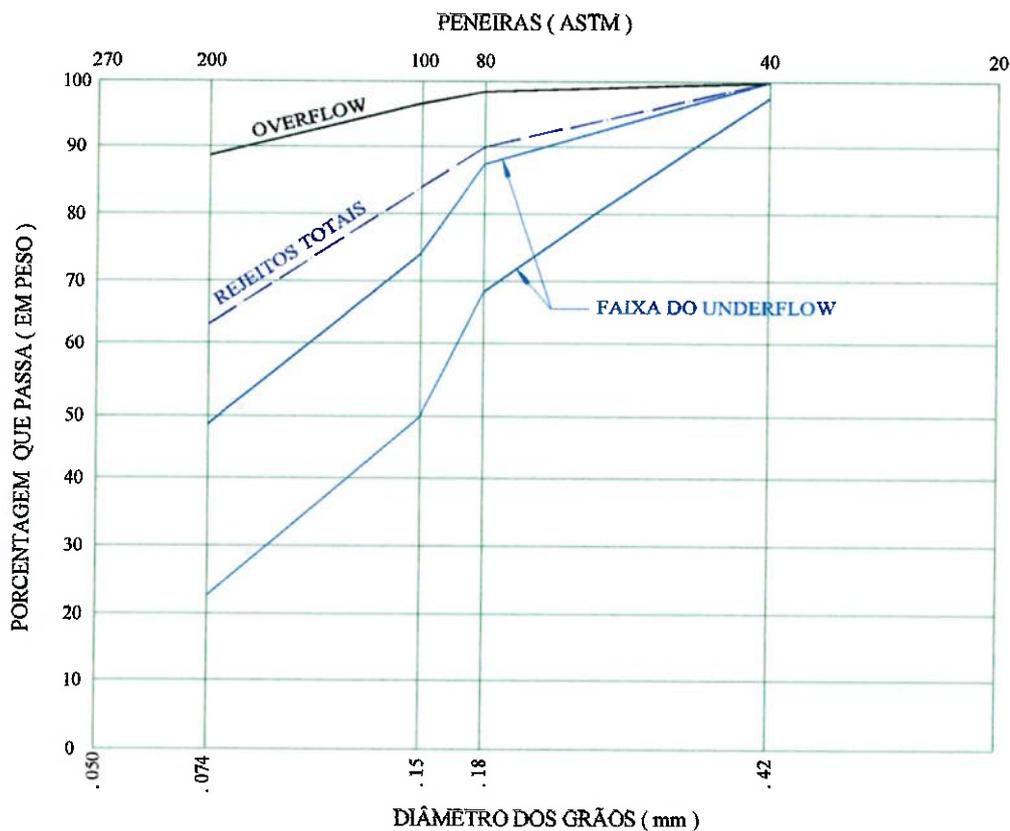
Para se utilizar o rejeito gerado na construção de uma barragem, é imprescindível que se transforme a polpa produzida em materiais que possam ser “trabalhados” por equipamentos convencionais de terraplenagem, como tratores e rolos compactadores, que irão efetivamente construir e “moldar” o corpo da

barragem (Bush, 1987). Além disso, é necessário que os coeficientes de permeabilidade do material sejam altos, afim de permitir a drenagem da água do reservatório num prazo estabelecido.

O processo mais comum para se obter esse resultado, tem sido o emprego do processo de ciclonação, que, além de aumentar significativamente o teor de sólidos, possibilita a eliminação de boa parte da fração fina, elevando sua permeabilidade. Os ciclones são utilizados quando se necessita separar a fração mais grossa (“underflow”), que compreende o material que irá constituir a barragem, da fração mais fina (“overflow”), que compreende as lamas que serão lançadas na bacia de decantação, a certa distância do maciço. Com a prática da ciclonação, é possível que essa separação ocorra de tal maneira, que venha a permitir a operação contínua de todo o circuito operacional, desde a unidade de produção de minério bruto (“run of mine”) até a usina de beneficiamento (Vick, 1983).

Entretanto, Busch (1987) alerta para o fato de que, embora a ciclonação possa ser aplicada a qualquer tipo de rejeito, é necessário que os produtos de sua alimentação sejam suficientemente grosseiros, para permitir a geração de “underflows” suficientemente permeáveis. Isto porque, fatores como o teor de sólidos, granulometria, peso específico dos grãos, viscosidade da polpa, geometria do ciclone e pressão aplicada, interferem na operação de ciclonação.

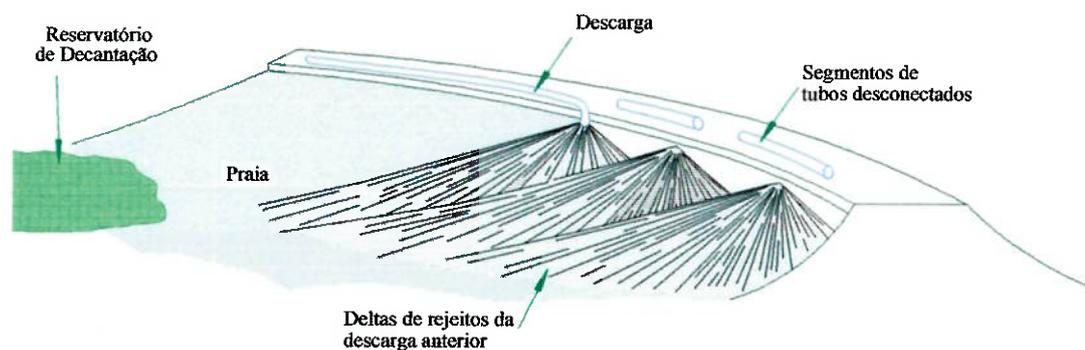
A título de exemplo, a figura 3 mostra o efeito da ciclonação sobre a granulometria dos rejeitos de flotação da Arafertil. O “underflow”, com peso na faixa entre 22% e 48% abaixo da peneira nº 200 série tyler (0,074 mm), apresentou uma permeabilidade de 1 a 4×10^{-3} cm/s, fazendo com que fosse adequado à construção da barragem (Mangolim Filho, 1987).



Fonte: Busch (1987)

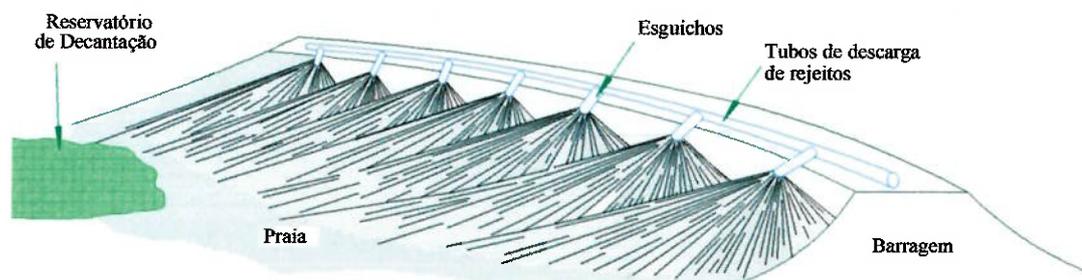
Figura 3 - Efeito da ciclonagem sobre a granulometria dos rejeitos de flotação da Arafertil

Segundo Nieble (1986) e Soares; Fujimura (1998), a descarga da polpa na bacia de decantação pode ser feita a partir de um único ponto ou de vários pontos da crista da barragem, utilizando-se tanto os ciclones como os esguichos (“spigots”). No caso de um único ponto de lançamento, as tubulações de transporte devem ser desconectadas e relocadas de modo a formar depósitos seqüenciais adjacentes (figura 4). Para vários pontos, os “spigots” ficam posicionados ao longo da tubulação, espaçados em média entre 15 e 45 m (figura 5).



Fonte: Vick (1983)

Figura 4 - Método de descarga periférica por um único ponto



Fonte: Vick (1983)

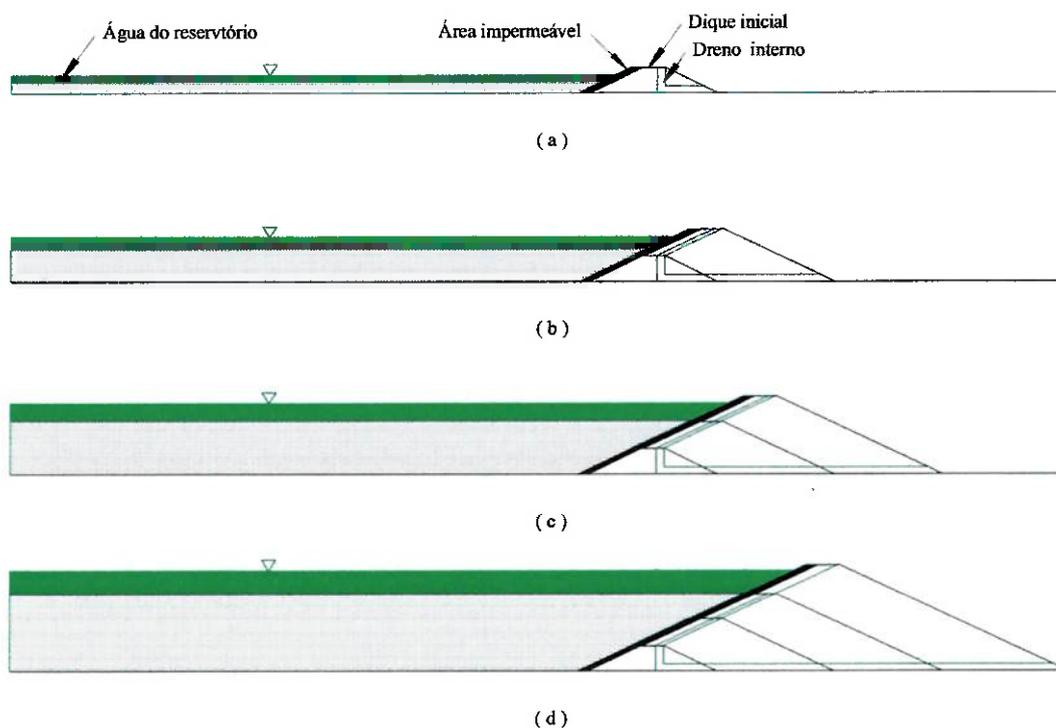
Figura 5 – Método de descarga periférica por vários pontos por esguichos (“spigots”)

Vick (1983), Chaves; Fujimura (1991) e o UNEP (1996), citam três os métodos (ou técnicas) mais comuns que são empregados no alteamento das barragens de contenção de rejeitos: Método de Jusante (“Downstream Method”), Método de Montante (“Upstream Method”) e Método por Linha de Centro (“Centerline Method”).

Fatores como a topografia do terreno, hidrologia, geologia, propriedades do subsolo, tipo, granulometria e concentração dos rejeitos, velocidade de deposição, variação da capacidade de armazenamento do reservatório com o aumento da altura, disponibilidade de equipamentos de terraplenagem/compactação e equipes de controle, irão definir que tipo de método deverá ser empregado na construção de uma determinada barragem de rejeito.

Método de Jusante (“Downstream Method”)

Segundo Nieble (1986), Chaves; Fujimura (1991) e Soares; Fujimura (1998), neste método os rejeitos são depositados a jusante do dique inicial, de tal maneira que cada etapa sucessiva de alteamento apoia-se na crista e no talude a jusante da etapa anterior, que se encontram normalmente compactados por equipamentos de terraplenagem. É o método mais seguro, pois, além de permitir a impermeabilização do talude de jusante da barragem, mantendo o maciço praticamente seco, permite também a incorporação de elementos estruturais no maciço alteado, tais como filtros, tapetes drenantes e núcleos impermeáveis, que possibilitarão o controle efetivo da superfície freática no corpo da barragem. O material ciclonado (“underflow”) ou “espigotado” é lançado e compactado à jusante do maciço. A figura 6 descreve, em linhas gerais, a seqüência de alteamento pelo Método de Jusante.



Fonte: Vick (1983)

Figura 6 – Seqüência de alteamento pelo Método de Jusante

Vick (1983) e Guidicini; Nieble (1983) ressaltam que, mesmo se tratando do método de maior segurança dentre aqueles conhecidos, é o de menor aplicação devido, principalmente, ao grande volume de material necessário à construção da barragem, que envolvem custos cada vez mais elevados, proporcionalmente à necessidade de maiores volumes exigidos à medida que barragem é alteada. Por isso, é fundamental que haja um planejamento adequado deste volume de material ao longo da vida útil da barragem, que deverá ser assegurado pela razão de produção da planta de beneficiamento.

Em linhas gerais, Penteadó (1986) descreve como principais vantagens e desvantagens deste método:

vantagens:

1. maior segurança, em decorrência do alteamento controlado;
2. menor probabilidade de ocorrência do fenômeno de “piping” (entubamento) e de rupturas horizontais, devido à maior resistência ao cisalhamento do material da barragem;
3. maior resistência do material da barragem às vibrações provocadas por tremores naturais ou induzidos, este último devido ao emprego de explosivos nas frentes de lavra ou tráfego de equipamentos pesados; e
4. instalação de sistema de drenagem e impermeabilização à medida que o alteamento avança.

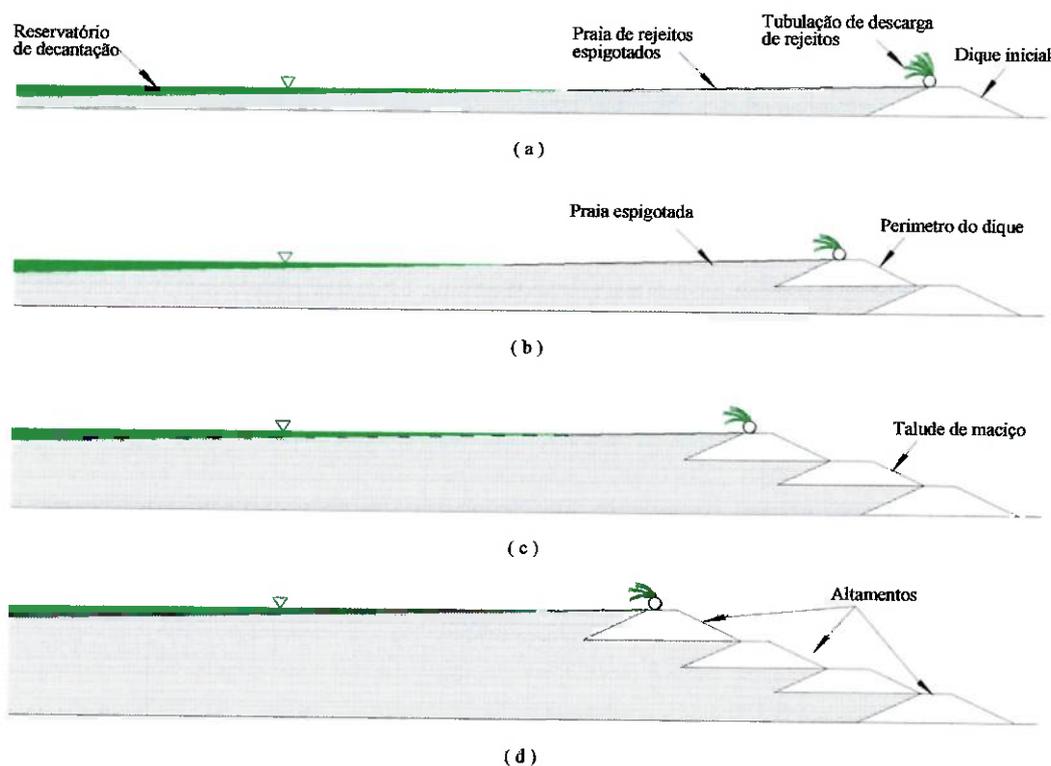
desvantagens:

1. custo mais elevado, tendo em vista exigir um maior volume de material e compactação durante os sucessivos alteamentos da barragem;
2. maior volume de material a ser movimentado e compactado;
3. menor velocidade de alteamento da barragem;
4. não possibilita a cobertura vegetal e, tampouco, drenagem superficial durante a fase construtiva, devido à superposição dos rejeitos no talude de jusante; e

5. exigência de um enrocamento de pé, além do dique inicial, afim de conter o avanço do “underflow” e o emprego de hidrociclones.

Método de Montante (“Upstream Method”)

Segundo Chaves; Fujimura (1991) e Soares; Fujimura (1998), este método consiste basicamente em altear a barragem com os rejeitos lançados a montante a partir da crista do dique inicial, de tal maneira que os alteamentos sucessivos irão formar uma praia que servirá como fundação para o novo alteamento. Ou seja, os rejeitos depositados farão parte da estrutura de contenção da barragem, como mostra a figura 7. Além disso, dentre os métodos de alteamento conhecidos, é o de menor custo conforme será visto no item 6.3 deste capítulo.



Fonte: Vick (1983)

Figura 7 – Sequência de alteamento pelo Método de Montante

Penteado (1986) ressalta que a barragem inicial deverá ser suficientemente permeável, para permitir a percolação água em seu interior oriunda do reservatório. “Spigots” e ciclones deverão ser empregados para o lançamento dos rejeitos à montante do topo da barragem inicial, de maneira a formar um dique composto sempre da fração mais grossa da polpa.

Durante o lançamento dos rejeitos, ocorrerá o processo de segregação granulométrica do material, ficando a fração mais grosseira depositada próximo ao maciço da barragem e as frações mais finas (lama) ao longo do lago de decantação. Entretanto, para que o material sirva de base para um novo alteamento, é necessário que os rejeitos contenham entre 40% e 60% de areia e baixa densidade de polpa, afim de que venha a ocorrer a segregação granulométrica (Vick, 1983).

Segundo Vick (op. cit.), Filipov; Siqueira (1998) e Chaves; Fujimura (1991), apesar de ser o método mais aplicado pela indústria mineira, principalmente por ser o mais barato, é também o mais inseguro, pois a linha central da crista desloca-se progressivamente para montante, sobre os rejeitos depositados, de tal forma que cada dique subsequente ficará apoiado no topo do dique anterior. Este fato, acarretará no deslocamento da “cunha de rompimento” cada vez mais para dentro do rejeito, fazendo com que, numa eventual presença de camadas argilosas por onde passe a linha freática, possa ocorrer o aumento da pressão neutra e diminuição da resistência ao cisalhamento, vindo a provocar a ruptura do talude. Por isto a necessidade de que a praia formada seja competente, para que possa suportar os diques imediatamente subsequentes.

Por esta razão, as barragens com alteamento para montante, exigem que o dique inicial seja construído com material granular e de boa qualidade. A altura máxima recomendável dever ficar entre 30 e 40 m (Almeida; Rosa, S/D), embora existam casos de barragens construídas com alturas de até 100 m (Silveira; Reades, 1973).

Segundo Vick (op. cit.), um outro aspecto importante e que afeta diretamente a segurança da obra, diz respeito à velocidade com que a barragem é alteada, que está condicionada às propriedades do rejeito e depende, entre outros, da

taxa de produção de rejeitos finos e da configuração topográfica da área onde ela será construída.

Uma velocidade de alteamento elevada não permitirá um adensamento adequado do material que irá compor o corpo da barragem, o que poderá provocar o aparecimento de pressões neutras excessivas nos poros, tanto para os materiais arenosos como, e principalmente, para os argilosos. De acordo com Silveira; Reades (1973), isto acontece porque os materiais argilosos desenvolvem freqüentemente uma crosta fina na superfície, altamente impermeável, que pode reduzir consideravelmente a velocidade de adensamento e, conseqüentemente, causando estas pressões. O mesmo não acontece com os materiais arenosos, que podem adensar praticamente com a mesma velocidade com que vão sendo adicionadas novas camadas de material.

Mittal; Morgenstern (1975) e Nieble (1986) sugerem gradientes de elevação das barragens da ordem de 5 a 10 metros/ano.

Penteado (1986) descreve as principais vantagens e desvantagens deste método.

vantagens:

1. menores volumes envolvidos no alteamento da barragem;
2. menor custo de produção;
3. pouco uso de equipamentos de terraplenagem e mão-de-obra. Somente volumes mínimos de rejeito são depositados mecanicamente para alteamento dos diques periféricos, como trabalhos de rotina;
4. maior velocidade de alteamento; e
5. proteção com cobertura vegetal e drenagem superficial do talude de jusante.

desvantagens:

1. menor coeficiente de segurança, em função da linha freática estar geralmente situada muito próxima ao talude de jusante, estando diretamente influenciada pela posição do lago, pela segregação granulométrica na praia e pela permeabilidade da fundação.

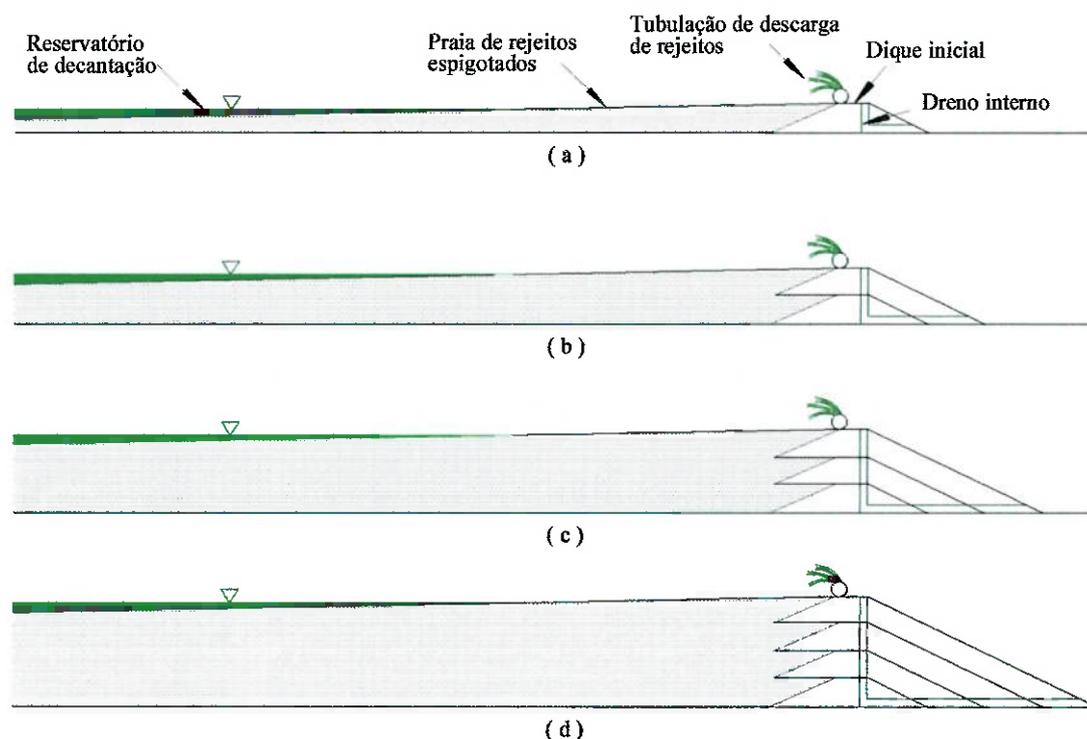
2. a superfície crítica de ruptura passa pelos rejeitos sedimentados, porém, não devidamente compactados;
3. possibilidade de ocorrência de “piping”, devido ao surgimento de água na superfície do talude de jusante, principalmente quando ocorre concentração de fluxo entre dois diques compactados; e
4. a baixa densidade relativa e o elevado grau de saturação do aterro tornam as barragens susceptíveis à ruptura devido à liquefação dos rejeitos, por efeito de tremores naturais ou induzidos.

Cabe ressaltar que, muitas das rupturas ocorridas em barragens construídas por este método são atribuídas à separação inadequada entre o lago de decantação e a crista. Assim sendo, Nieble (1986) não recomenda o seu uso para armazenamento de água, uma vez que se torna difícil o controle do avanço dela sobre o talude da barragem durante os períodos de chuvas intensas e duradouras, devido à baixa inclinação do talude típico da praia formada.

Método da Linha de Centro (“Centerline Method”)

Segundo Vick (1983) e Filipov; Siqueira (1998), trata-se de um método intermediário entre o Método de Jusante e o Método de Montante, inclusive, em termos de custo e segurança.

A partir do dique inicial da barragem, os sucessivos alteamentos serão realizados com o lançamento periférico dos rejeitos, tanto à montante como à jusante do mesmo. A ciclonagem é um outro fator importante neste método, uma vez que possibilitará a deposição hidráulica do material mais fino (“overflow”) na face à montante, e a deposição mecânica do material mais grosseiro (“underflow”) na face à jusante, e, por onde serão tomadas as medidas de ordem técnica e de prevenção na construção da obra (Chaves; Fujimura, 1991). O eixo da crista do dique inicial e dos diques resultantes dos sucessivos alteamentos, mantém-se na mesma posição, conforme mostra a Figura 8.



Fonte: Vick (1983)

Figura 8 – Seqüência de alteamento pelo Método de Linha de Centro

Barragens construídas por este método podem atingir alturas superiores a 40 m. Entretanto, não deve ser recomendada para o armazenamento permanente de lâmina d'água de grande espessura, ao contrário do Método de Jusante, uma vez que poderão surgir zonas preferenciais de drenagem interna no interior da barragem, na face de montante.

Cabe ressaltar que, para se altear a barragem é necessário que o material a ser empregado na construção do maciço seja grosseiro, o que irá favorecer a drenagem mais rápida e dar suporte aos equipamentos que serão empregados no processo de compactação dos taludes de montante e jusante.

Penteado (1986) e Chammas (1986) ressaltam que, por se comportar de maneira semelhante ao Método de Jusante, em termos estruturais, o Método de Linha de Centro também compartilha de muitas vantagens e desvantagens destes métodos.

vantagens:

1. facilidade na construção;
2. o material usado para alteamento poderá vir de áreas de empréstimo, de estéril ou do “underflow” dos hidrociclones; e
3. permite o controle da linha freática no talude de jusante.

desvantagens:

1. a área à montante é passível de escorregamentos;
2. além do dique inicial, requer a construção de um enrocamento de pé para conter o avanço do “underflow”;
3. faz-se necessário o uso de hidrociclones ou classificadores; e
4. não permite tratamentos da superfície do talude de jusante.

A tabela 5 trás um resumo dos métodos de construção descritos, mostrando suas principais características, vantagens e desvantagens. Em termos comparativos, a tabela 6 dá uma idéia dos métodos descritos.

Tabela 5 – Principais características, vantagens e desvantagens dos métodos de construção de barragens de rejeito

	MÉTODO DE MONTANTE	MÉTODO DE JUSANTE	MÉTODO DE LINHA DE CENTRO
CARACTERÍSTICAS GERAIS	- método mais antigo e o de maior emprego atualmente; - lançamento do rejeito a partir da crista da barragem por meio de “spigots” (as frações grosseiras se depositam junto ao corpo da barragem); - também admite o uso de hidrociclones no lançamento do rejeito.	- construção de dique inicial impermeável e dreno de pé à jusante; - separação dos rejeitos na crista do dique por meio de hidrociclones.	- variações do Método de Jusante,
VANTAGENS	- menor custo; - maior velocidade de alteamento;	- maior segurança; - possibilidade de compactação de todo o corpo da barragem.	- redução do volume de “underflow” em relação ao Método de Jusante.
DESvantagens	- maior probabilidade de problemas de estabilidade da barragem devido à: 1) presença de finos não adensados junto ao corpo da barragem; 2) baixa compacidade do material, podendo haver problemas de liquefação.	- maior custo em relação aos outros métodos; - necessidade de grandes quantidades de “underflow” (problemas nas primeiras etapas da construção da barragem); - deslocamento do talude de jusante (revegetação só poderá ser feita no final da construção).	- pode ser necessário estender os trabalhos de compactação a montante do eixo da barragem.

Fonte: Vick, 1983 (modificado)

Tabela 6 – Comparação entre os métodos de construção de barragens de rejeito

TIPO	TIPO DE REJEITO RECOMENDADO	ARMAZENAMENTO D'ÁGUA	RESISTÊNCIA SÍSMICA	RESTRICÇÕES DE ALTEAMENTO	REQUISITOS DE ALTEAMENTO	CUSTO RELATIVO (CORPO DE ATERRO)
MONTANTE	Mais de 40 a 60% de areia. Baixa densidade de polpa para promover a segregação	Não recomendado para grandes volumes	Pobre em alta área sísmica	Menos de 5 a 10 m/ano.	Solo natural, rejeitos ou estéril	Baixo (V_m)
JUSANTE	Qualquer	Boa	Boa	Nenhuma	Rejeitos ou estéril	Alto ($3V_m$)
LINHA DE CENTRO	Areias ou lamas de baixa plasticidade	Não recomendado para armazenamento permanente	Aceitável	Pouca	Rejeitos ou estéril	Moderado ($2 V_m$)

V_m – Volume de material utilizado na construção da barragem

Fonte: Nieble, 1986 (modificado)

Se nas barragens alteadas por montante a porcentagem de areia no rejeito ficar abaixo da faixa de 40%-60%, a praia poderá não apresentar boas condições de suporte para os alteamentos subseqüentes, não sendo possível, portanto, o manuseio destes rejeitos como material de construção da barragem, sem que sejam submetidos ao processo de ciclomagem.

Chaves; Fujimura (1991) fazem menção também de alguns problemas especiais que poderão ocorrer durante a construção de uma barragem de rejeitos, mas que podem ser previamente evitados durante à concepção do projeto de construção:

1. as barragens construídas em vales muito estreitos, podem sofrer recalques diferenciais e o conseqüente aparecimento de trincas no maciço ao longo do eixo da barragem, uma vez que as cargas verticais são maiores no centro da barragem;
2. em regiões onde ocorrem terremotos com freqüência, se o material que compõe a barragem estiver saturado, poderá ocorrer o fenômeno de liquefação, fazendo com que o talude perca sua resistência e desça à jusante, como um fluido, vindo a destruir tudo que encontrar pela frente.

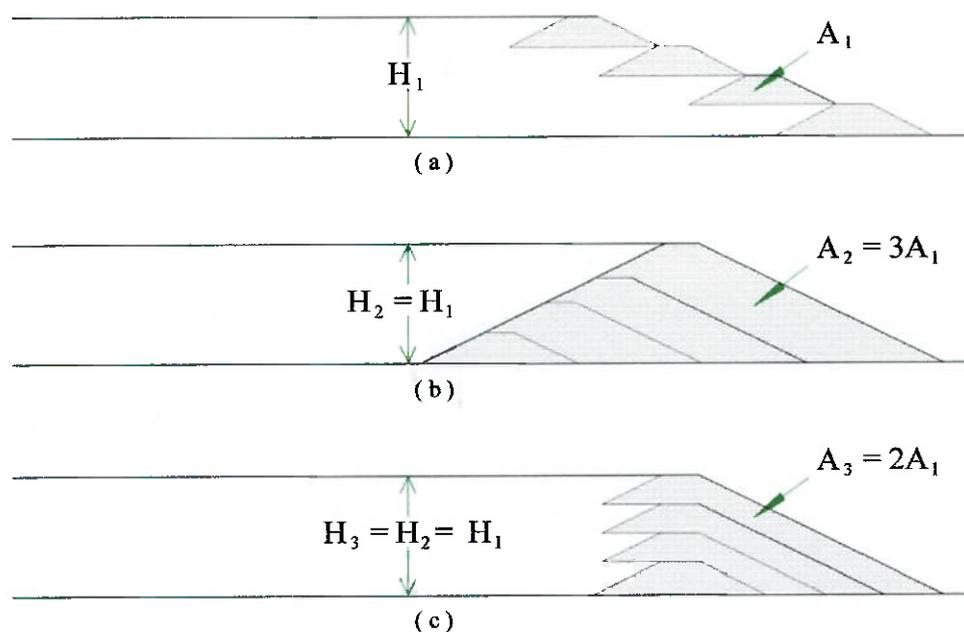
5.3 Custos de uma barragem

Conforme comentado anteriormente neste capítulo, para que haja a viabilidade técnica e econômica na construção de uma barragem pelos diferentes métodos descritos é necessário que os rejeitos empregados possuam uma fração de areia significativa, afim de criar características de suporte adequadas à obra. Ferraz (1992) apud Espósito (1995) ainda acrescenta que o seu lançamento deve ser elaborado de maneira que se forme, por segregação natural, uma praia de material imediatamente a montante da crista.

Não há dúvidas de que a escolha do método para construção de uma barragem de contenção de rejeitos, requer o estudo minucioso e a adoção de uma série de parâmetros técnicos, cujo resultado esperado seja um projeto que proporcione uma obra de custo baixo, diluído durante a vida útil da mina, e que venha a atender aos requisitos mínimos de segurança. Esta previsão de custo deverá abranger desde a sua construção, operação e, finalmente, o abandono da barragem.

Para Chaves; Fujimura (1991) o único investimento a ser considerado é a construção do dique inicial, uma vez que o alteamento da barragem deve ser incorporado aos custos de processamento do minério. Como exemplo, os autores citam o caso de uma barragem com 1.500.000 m³ para o dique inicial, capaz de armazenar 22.000.000 m³ de rejeitos. O custo de compactação do maciço ficará entre 5 e 7 US\$/m³. Adotando-se um valor médio de 6 US\$/m³, o investimento na barragem será de US\$ 9.000.000, cuja razão pelo volume de rejeitos contidos dará cerca de 0,41 US\$/m³ de rejeito. Sendo admitida uma densidade aparente de 1,6 para esses rejeitos e uma relação de 1 t de concentrado para 3 t de rejeito, tem-se 0,25 US\$/t rejeito depositado ou 0,75 US\$/t de concentrado produzido.

Vick (1983) ressalta que, embora a compatibilidade do método adotado para construção de uma barragem dependa, entre outros, da produção da mina e das características geotécnicas dos rejeitos, é de interesse particular, em muitos casos, comparar os diferentes métodos de construção de barragens de contenção de rejeitos com bases em seus custos. A figura 9 mostra a variação do volume de material empregado na construção do aterro, em função do método de alteamento da barragem.



(a) Montante; (b) Jusante; (c) Linha de Centro

Fonte: Vick (1983)

Figura 9 – Comparação dos volumes de aterro para os vários métodos de alteamento de barragens

Observa-se pela figura 9, levando-se em consideração alturas equivalentes das barragens e a configuração particular mostrada, que o Método de Jusante requer um volume de material cerca de três vezes maior que o exigido pelo Método de Montante, em termos de área comparativa do corte transversal. E esta diferença volumétrica tende a crescer consideravelmente à medida que a barragem vai sendo alteada.

Os custos com a construção do aterro são determinantes para a viabilidade econômica do projeto de uma barragem, principalmente em obras de grande porte projetadas para armazenar uma alta taxa de produção de rejeitos. Custos que envolvem a operação, manutenção, monitoramento e recuperação são também representativos para a obra como um todo.

Com relação ao monitoramento, este deverá compreender os custos com a instrumentação da barragem, que incluirá a instalação de piezômetros,

extensômetros múltiplos, inclinômetros e pêndulos invertidos (Fujimura; Soares, 1996).

Silveira; Reades (1973) incluem nos custos da obra o risco potencial de ruptura da barragem, que deverá ser estimado com base na avaliação de fatores como a perda de vidas humanas, danos físicos à usina de beneficiamento e propriedades vizinhas, magnitude da poluição, assim como as conseqüências pela interrupção do processo produtivo da mina. Obviamente que este risco deverá ter como referencial o coeficiente de segurança adotado no projeto.

Em cima do que foi comentado anteriormente neste capítulo, apesar de não haver dúvidas de ser o Método de Jusante mais seguro que o Método de Montante, todo o cuidado deve ser tomado na escolha daquele que será efetivamente empregado na construção da barragem. Se, por exemplo, os rejeitos a serem retidos forem lamas extremamente finas e sensíveis à liquefação, o projeto deverá contemplar todas as medidas capazes de evitar a ocorrência de ruptura da barragem por este fenômeno e, possivelmente, indicar como o mais adequado à situação o Método de Jusante, uma vez que o Método de Montante iria exigir elevadas dimensões do dique inicial para garantir um coeficiente de segurança razoável em função dos materiais retidos.

A topografia local também é outro fator importante na escolha do método a ser empregado. Em regiões montanhosas, pode-se projetar barragens através de vales, com diques relativamente curtos em termos de perímetro e que venham a armazenar grandes volumes de rejeito. Por se tratarem de regiões geralmente pouco habitadas e sem indústrias ou propriedades próximas, o risco de ruptura de uma barragem ali construída não traria conseqüências mais sérias, se comparadas com áreas de planície habitadas. Neste caso, o projeto poderia sugerir o Método de Montante à construção da barragem.

Apesar de menos seguro, o Método de Montante também poderia ser aplicado em regiões de topografia plana. Como a barragem iria exigir diques ao longo de todo o perímetro dos rejeitos a serem armazenados, uma pequena redução do custo/metro de maciço construído, poderia representar em grande economia no custo total da obra.

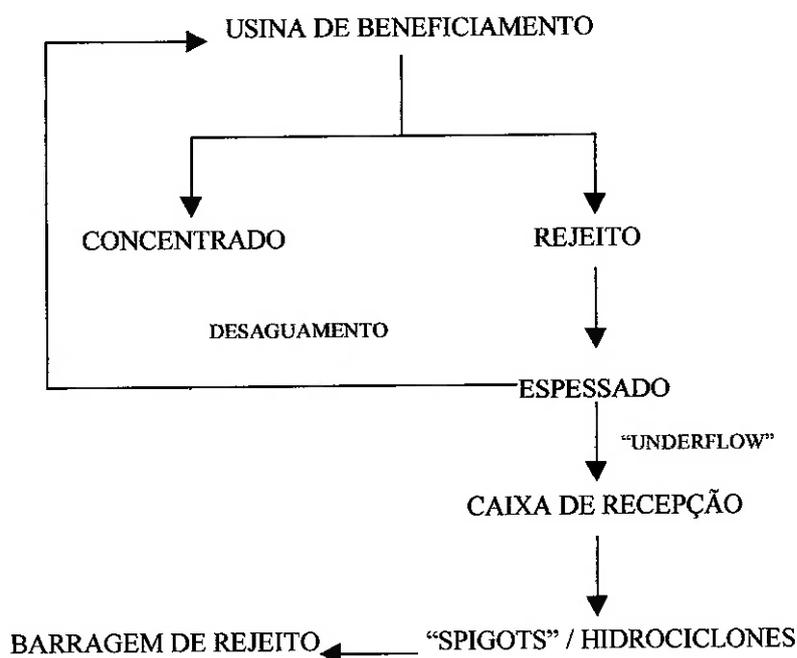
6 CONCEPÇÃO BÁSICA DE UM PROJETO ENVOLVENDO BARRAGENS DE REJEITOS

6.1 Características do sistema de deposição

Em linhas gerais, um circuito convencional de transporte da polpa residual até a barragem de rejeitos, inicia-se com o espessador que compreende o último estágio no processo de beneficiamento do minério. Sua finalidade é recuperar parte da água contida na polpa por desaguamento, reutilizando-a no processo, e adensar o componente mais grosseiro (“underflow”) que irá compor a barragem, numa faixa de peso entre 40% e 50% de sólidos contidos (Vick, 1983; Nieble, 1986). O “overflow”, que compreende o material mais fino será lançado no reservatório.

A fração grosseira do espessador (“underflow”) encontra-se geralmente sob a forma de uma polpa fluida e de elevada viscosidade, que pode ser transportada ao reservatório por meios gravimétricos, empregando-se calhas, valetas e tubulações, ou por bombeamento, que, apesar de exigir tubulações para o transporte da polpa e apresentar um custo operacional mais elevado que o anterior, pode tornar-se atrativo se a barragem estiver a grande distância. Entretanto, deve-se levar em conta no projeto, as características geotécnicas e hidráulicas da polpa, como à abrasividade, viscosidade, densidade e velocidade de transporte, as quais poderão reduzir consideravelmente o tempo de vida útil destas tubulações de transporte.

Uma vez nas proximidades do corpo da barragem, a polpa normalmente passa por caixas de recepção antes de serem lançadas ao longo do perímetro da barragem com o uso da tubulação de descarga (Gregório Filho; Nieble, 1975). Conforme abordado no Capítulo 5, pode-se utilizar “spigots” ou hidrociclones imediatamente antes do lançamento da polpa no reservatório. A figura 10 mostra resumidamente um esquema típico do sistema de deposição empregado em barragens de contenção de rejeito.



Fonte: Vick (1983) modificado

Figura 10 – Esquema típico de um sistema de deposição em barragens de rejeito

6.2 Características do sistema de disposição

O fato dos rejeitos serem transportados à barragem sob a forma de polpa, fazem com que as frações argilosas contidas percam totalmente sua plasticidade e coesão por se encontrarem acima de seu limite de liquidez (LL), comportando-se desta maneira como um fluido viscoso (Chaves; Fujimura, 1991, Soares; Fujimura, 1998).

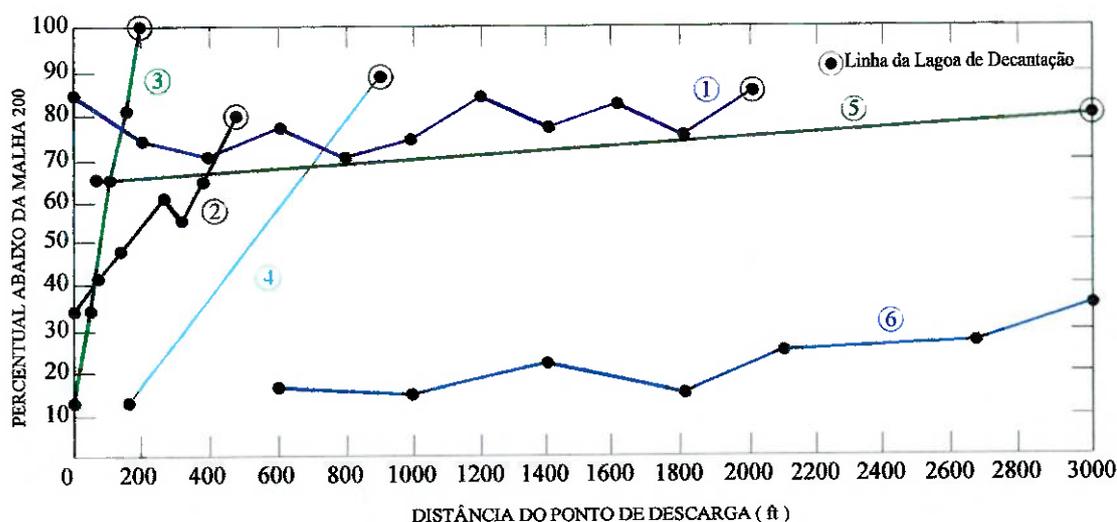
Na definição de um projeto de disposição de rejeitos, Arnez (1999) considera de fundamental importância as fases sólida e líquida que compõem a polpa, uma vez que combinadas, influem no tipo de sistema e nas características das obras que serão realizadas na barragem. Abraão (1987) acrescenta que as mesmas interferem diretamente nos processos de: segregação do material, ângulo de deposição, adensamento e clarificação da água.

Os rejeitos arenosos fornecem bons materiais de construção, por apresentarem alta resistência e boas condições de drenagem. Por outro lado, apesar

dos rejeitos finos argilosos apresentarem baixa resistência não drenada e baixa permeabilidade, suas propriedades variam muito. Penteado (1986) faz menção de alguns rejeitos finos siltosos e de natureza não plástica, que podem consolidar-se rapidamente e cujas propriedades se assemelham às dos rejeitos grossos, enquanto que outros podem ser totalmente incompetentes quando saturados, isto é, sem resistência, do ponto de vista estrutural.

Soares; Fujimura (1998), porém, ressaltam que a característica mais importante e que condiciona o comportamento da barragem de rejeitos, é sua granulometria, que é definida pela proporção entre o material grosseiro (arenoso) e o material fino (argiloso), sendo o diâmetro de 0,074 mm (peneira com malha 200 mesh, série tyler) o ponto de transição entre estas duas faixas granulométricas.

A segregação do material que é lançado no reservatório, constitui-se num processo natural de separação das partículas sólidas presentes na polpa, que depende da granulometria, forma e densidade das mesmas (Figura 11). O ângulo de deposição ou repouso, por sua vez, irá depender da porcentagem de sólidos contidos na polpa (% em peso), uma vez que, quanto mais diluída ela estiver, menor será esse ângulo de repouso. Este parâmetro é importante para o cálculo da largura da praia, e, conseqüentemente, no posicionamento do sistema extravasor da barragem.



Curva	Tipo de rejeitos	G	Abaixo 0,074 mm (%)	Densidade da polpa na descarga de finos	Fonte
1	Ouro	-	-	-	Blight e Steffen, 1979
2	Cobre	2,7	45	45	Volpe, 1979
3	Lamas de chumbo-zinco	3,4	75	< 40	Não publicado
4	-	2,7	38	30	Soderberg e Busch, 1977
5	-	2,7	60	50	Soderberg e Busch, 1977
6	Cobre	3,0	-	-	Não publicado

G – Peso específico do material; ft – Pés (0,305 m)

Fonte: Vick (1983)

Figura 11 – Segregação granulométrica ao longo das praias formadas por rejeitos

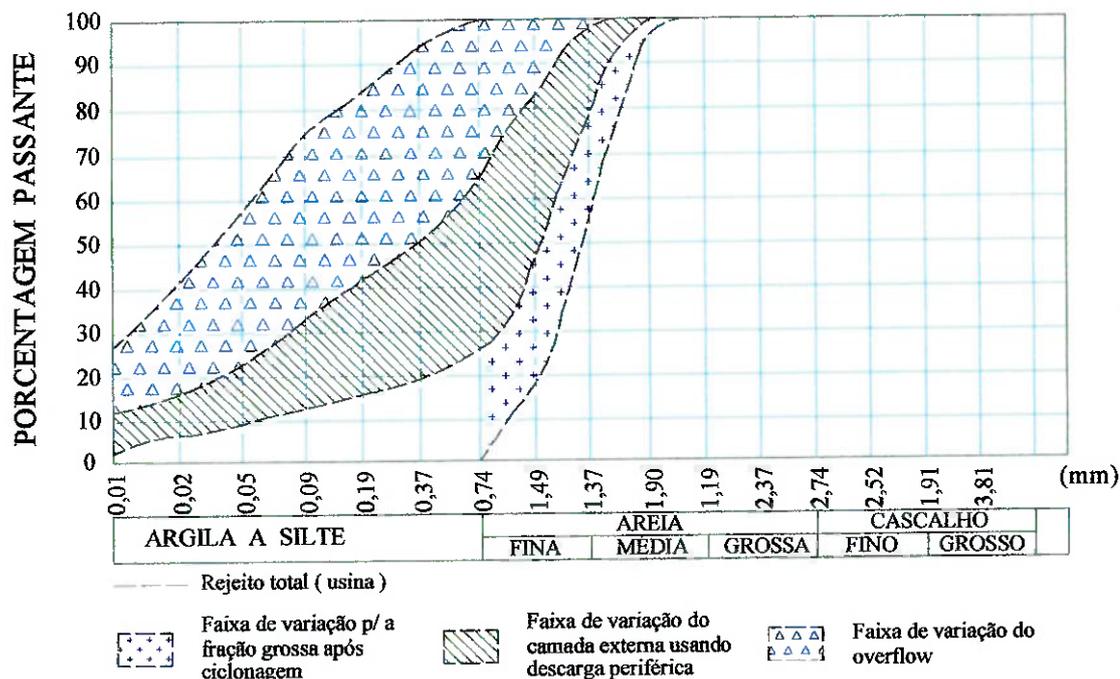
Observa-se pela figura 11, no que diz respeito ao material sedimentado abaixo de 0,074 mm, que o rejeito nº6, por exemplo, passa de um percentual aproximado de 17%, a 600 pés (197,0 m) de distância do ponto de lançamento da polpa, para algo em torno de 25% a cerca de 2.650 pés (808,0 m). Neste caso, é necessário que haja um aumento da área da lagoa de decantação, para que ocorra um percentual maior de sedimentação das partículas.

7 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS REJEITOS

7.1 Distribuição granulométrica

Na usina de beneficiamento, o rejeito é gerado a partir de uma série de etapas que compreendem processos de cominuição e classificação. Estes processos influenciam diretamente numa maior ou menor produção de finos que irão compor o rejeito final a ser descartado, assim como a faixa granulométrica em que ele se encontra. Entretanto, se este rejeito for submetido à processos de espessamento e, principalmente, ciclonagem, a porcentagem de finos poderá cair em mais de 50% do total que fará parte do corpo da barragem.

Pelo fato da granulometria ser a característica mais importante e que condiciona o comportamento dos depósitos de rejeitos, segundo Soares; Fujimura (1998), se o lançamento do rejeito ocorrer em um ponto qualquer do lago de decantação, a fração grosseira ficará depositada junto à este ponto, enquanto que os finos atingirão distâncias crescentes com a diminuição do tamanho das partículas. Os depósitos formados se mostram bastante heterogêneos em termos da distribuição granulométrica, tanto no sentido vertical como no horizontal, neste último caso, com a fração arenosa avançando sobre praias argilosas e camadas de lama depositadas sobre praias arenosas, em função das variações do nível da lagoa de decantação. A figura 12 mostra a distribuição granulométrica típica de um determinado tipo de rejeito.



Fonte: Gregório Filho; Nieble (1975)

Figura 12 – Curvas granulométricas típicas para rejeitos de cobre

7.2 Consistência das argilas, plasticidade e limites de Atterberg

Segundo Vargas (1977), as propriedades mecânicas do material que irá compor a barragem dependerão da granulometria (tamanho dos grãos), espécie mineralógica da fração argila (forma dos grãos) e do teor de umidade.

Para Cernica (1995), a consistência é o termo usado frequentemente para definir o grau de firmeza de um material (mole, médio, firme e duro). Nos processos que estabelecem e descrevem a consistência dos solos coesivos, emprega-se amplamente os limites de Atterberg, que, apesar de sua natureza empírica, podem trazer informações úteis quanto à resistência do material, comportamento, estabilidade, tipo e estado de consolidação, ou classificação da argila como orgânica ou inorgânica.

Esta consistência é muito afetada pela água presente no material, uma vez que os limites de Atterberg baseiam-se na constatação de que um material argiloso apresenta características bem distintas, conforme seu teor de umidade. Isto

é, quando muito úmido, ele se comporta como um líquido; quando parte de sua água é expulsa, torna-se plástico; e quando mais seco, torna-se quebradiço. Os teores de umidade correspondentes às estas mudanças de estado são definidos como Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Contração (LC).

A Mecânica dos Solos apresenta o Índice de Plasticidade (IP), que fornece o caráter argiloso do material que irá compor a barragem. Quanto maior o IP tanto mais plástico será o material (Caputo, 1996). O IP é definido pela seguinte expressão:

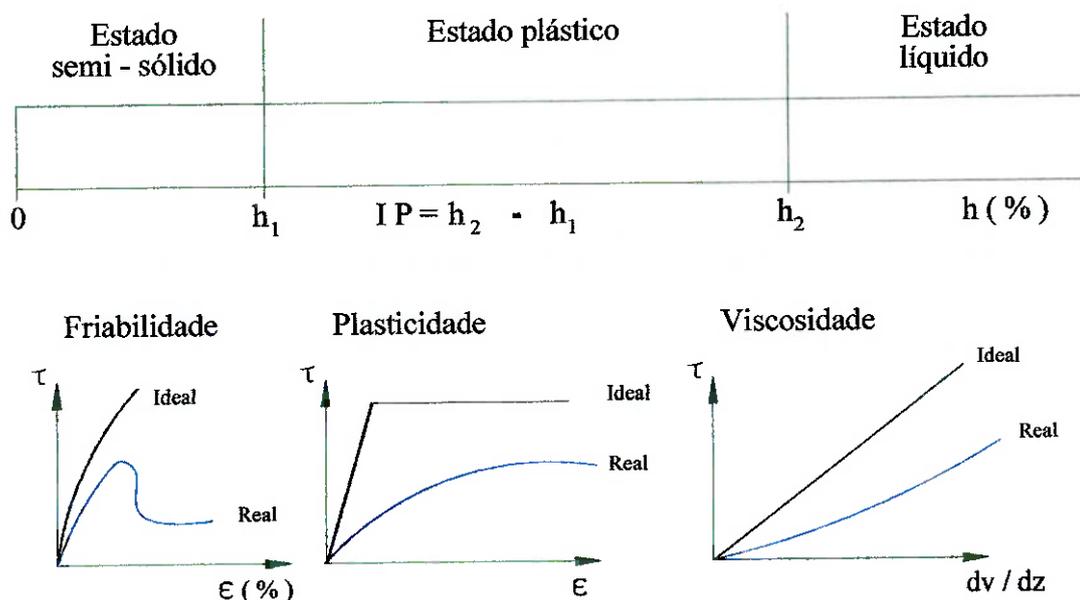
$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Como a coesão está intimamente relacionada à resistência que a fração argilosa empresta ao material, havendo uma predominância de pedregulhos e areias, cujos grãos podem ser tanto arredondados como angulosos, os espaços intergranulares serão grandes e as forças capilares desprezíveis, não havendo, portanto, coesão entre eles. Já nos materiais com grande quantidade de argilas, os espaços intergranulares serão relativamente pequenos e por onde se formarão de filmes d'água de pequena espessura, que irão gerar forças capilares que emprestarão uma resistência intrínseca ao material, tornando-o coesivo.

Vargas (1977) ainda salienta que a plasticidade está relacionada à moldagem do material provocada por forças externas, sem que haja variação de volume. Nas argilas, ela ocorre porque a forma lamelar, escamosa e filiforme de seus grãos, permite o deslocamento relativo das partículas sem que haja a necessidade de variação de seu volume. Entretanto, esta plasticidade irá depender também do teor de umidade, que corresponde à quantidade de água intersticial que preenche os espaços vazios entre os grãos, devendo funcionar como uma espécie de lubrificante. Assim, existindo em demasia, as partículas estarão em suspensão na água e o corpo passará de plástico para um líquido viscoso, como é o caso da lama.

Conforme pode-se observar na figura 13, à medida que o teor de umidade aumenta, o material argiloso vai passando de não moldável plasticamente, para plástico, até comportar-se como um líquido viscoso. Em cada uma das regiões, o material se comporta mecanicamente de forma diferente, uma vez que, para uma

mesma tensão de deformação aplicada, sua resistência ao cisalhamento será tanto menor quanto maior for o teor de umidade.



Fonte: Vargas (1977)

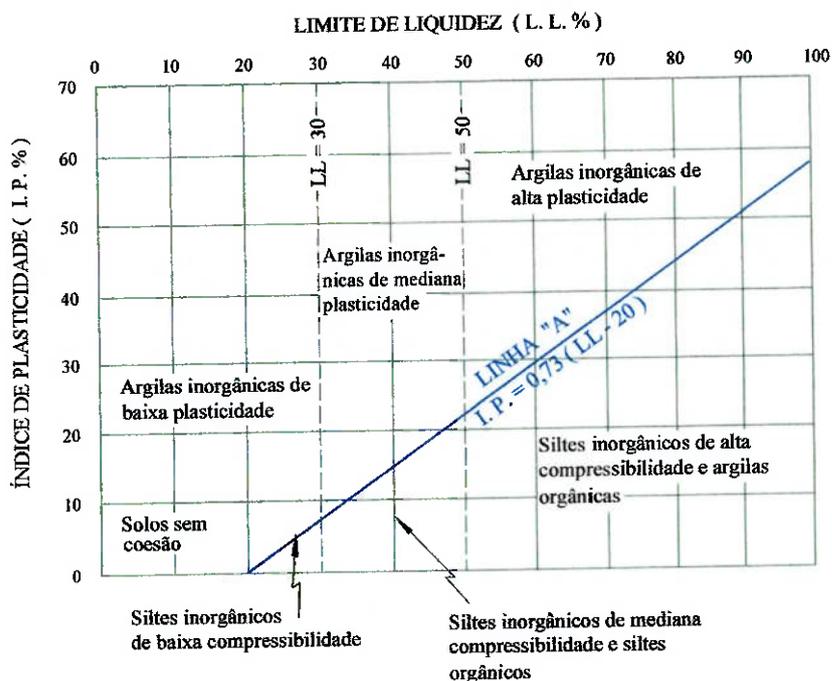
Figura 13 - Variação do estado físico das argilas com sua umidade.

Onde: h_1 = limite de plasticidade (LP); h_2 = limite de liquidez (LL); IP = índice de plasticidade; τ = resistência ao cisalhamento; ϵ = deformação.

É importante salientar que, quando o material argiloso sofre um esforço de ruptura, os grãos tendem-se a mover-se uns contra os outros, pelo efeito da tensão superficial que age ao longo da linha de contato grão-filme d'água, possibilitando a coesão entre eles. Entretanto, esta coesão é temporária, pois, à medida que o movimento entre os grãos continua, aumentam também as deformações e desfazem-se os meniscos mecanicamente ou por efeito da saturação.

Gregório Filho; Nieble (1975) apud Arnez (1999) alegam que a maior parte dos materiais que compõem o rejeito, não apresenta plasticidade alguma, embora algumas amostras muito finas possam exibir pouca plasticidade (com índices

de plasticidade não maiores que 25%). A figura 14 mostra o gráfico de plasticidade para solos de caráter argiloso.



Fonte: Caputo (1996)

Figura 14 – Gráfico de plasticidade para solos de granulometria fina.

No que diz respeito à previsão de comportamento do material, o emprego do Índice de Compressão (C_c) tem-se mostrado de fundamental importância sob o ponto de vista da engenharia. Terzaghi (1943) apud Caputo (1996), partindo de uma relação estabelecida por Skempton para argilas de Londres, estabeleceu a seguinte correlação, que expressa a compressibilidade em termos do Índice de Compressão e só deve ser empregada em cálculos estimativos, dado ao seu caráter empírico:

$$C_c = 0,009 \cdot (LL - 10\%) \quad (2)$$

Desta análise resulta que os solos são tanto mais compressíveis (sujeitos à recalques), quanto maior for seu LL.

A consistência das argilas pode ser quantificada por meio de um ensaio de compressão simples, em função de sua resistência à compressão. Esta resistência,

por sua vez, irá depender do arranjo entre os grãos e o índice de vazios em que o material se encontra.

Pinto (2000) ressalta que o estado em que a argila se encontra costuma ser expresso pelo seu teor de umidade, sendo o índice de vazios calculado a partir deste teor. Entretanto, por si só, o teor de umidade não indica o estado das argilas, sendo preciso analisá-lo em relação aos teores de umidade correspondentes à comportamentos semelhantes. Ou seja, quando argilas diferentes se apresentam com umidades correspondentes aos seus limites de plasticidade, elas poderão ter comportamentos semelhantes, ainda que suas umidades sejam diferentes.

Para se indicar a posição da umidade relativa aos limites de mudança de estado, Terzaghi (apud Pinto, op. cit.) propôs o índice de consistência (I_c), com a seguinte expressão:

$$I_c = \frac{(LL - w)}{(LL - LP)} \quad (3)$$

Onde w é o teor de umidade.

Este índice de consistência é especialmente representativo para o comportamento das camadas de material que vão se formando no reservatório. No início de sua formação, o teor de umidade é muito elevado e a resistência muito baixa. À medida que novas camadas vão se depositando sobre as primeiras, o peso deste material provoca a expulsão da água dos vazios do material, com a conseqüente redução do índice de vazios e o ganho de resistência ao cisalhamento. Este aumento na capacidade de carga fará com que as pressões neutras se mantenham próximas de zero.

O reflexo disto se dá na fase considerada mais crítica na vida de uma barragem, que é aquela correspondente ao seu alteamento. Se o adensamento gradativo do material for realizado sem que haja o controle da pressão neutra, poderá provocar a perda de resistência do material que constitui o corpo da barragem, e, conseqüentemente, a possível ruptura do talude. Mesmo que a baixa permeabilidade da argila possibilite a expulsão muito lenta da água contida em seus interstícios, com

o adensamento gradativo do material, o perigo de ruptura será minimizado desde que ocorra um controle efetivo da pressão neutra.

7.3 Densidade “in situ”

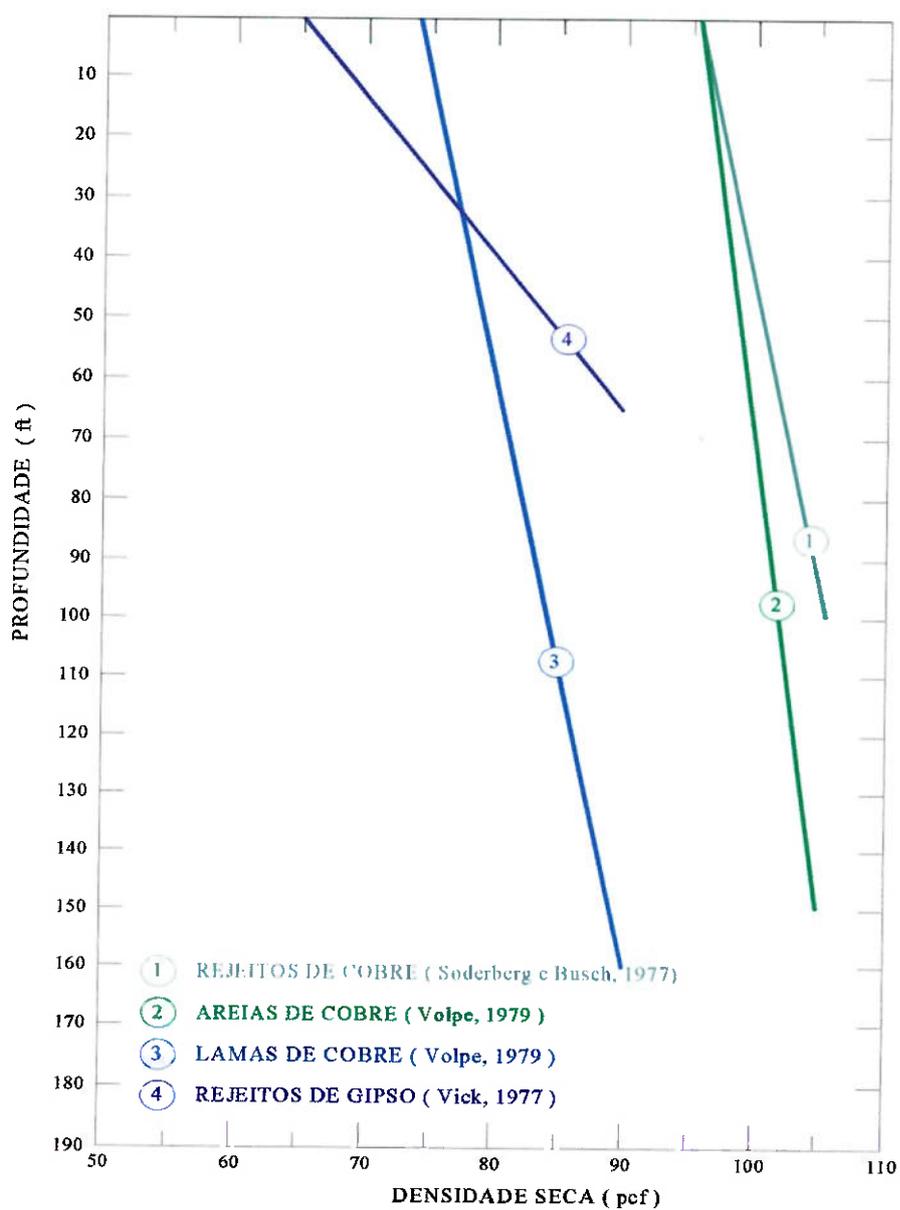
Segundo Vick (1983), a densidade “in situ” é expressa geralmente em termos de densidade seca “in situ” (γ_s) ou índice de vazios (e), estando dependente de três fatores: densidade aparente seca, tipo de rejeito (areias ou lamas) e conteúdo de argila.

Fujimura; Soares (1996) acrescentam que devido à sua ampla faixa de variação, que atingem valores entre 0,5 e 1,5 t/m³, a densidade dos grãos para um determinado tipo de rejeito poderá influir diretamente no comportamento geotécnico da massa do rejeito total.

É extremamente importante estimar a densidade “in situ” durante os estágios iniciais de planejamento da barragem, uma vez que ela será responsável pelo controle do volume requerido pelo reservatório, em função da produção dos rejeitos. Fatores como o método de deposição dos rejeitos e sua posição em relação à barragem, interferem diretamente no comportamento da densidade “in situ”, uma vez que possibilitam a compressibilidade do material pela pressão das camadas subjacentes, fazendo com que esta densidade cresça com a profundidade, descreve Vick (1983) apud Arnez (1999).

Para se ter idéia dessa importância, Nieble (1986) comenta que as lamas em geral mostram um aumento da ordem de 0,16 t/m³, a cada 30 m de profundidade, enquanto que os rejeitos mais grossos mostram um aumento entre 0,08 e 0,16 t/m³, à mesma profundidade. A densidade “in situ” pode variar de 0,22 t/m³ para lamas, e até 1,76 t/m³ para rejeitos com grãos de alta densidade, tais como o chumbo-zinco e a taconita.

A figura 15 mostra o incremento da densidade “in situ” com a profundidade, e a tabela 7 mostra valores típicos da densidade “in situ” para diversos tipos de rejeitos



Fonte: Vick (1983)

ft – pés; pcf – libra por pé cúbico

Figura 15 – Aumento da densidade “in situ” com a profundidade

Tabela 7 – Densidades “in situ” e índice de vazios de diversos tipos de rejeito

Tipo de rejeito	Densidade aparente seca (γ_s)	Índice da vazios (e)	Peso específico seco ($\gamma_s = \text{g/cm}^3$)
Rejeito fino de carvão			
EEUU do Leste	1,5 – 1,8	0,8 – 1,1	0,72 – 0,88
EEUU do Oeste	1,4 – 1,6	0,6 – 1,0	0,72 – 1,12
Grã Bretanha	1,6 – 2,1	0,5 – 1,0	0,88 – 1,36
Areias oleosas			
Areias	-	0,9	1,39
Lamas	-	6,0 – 10,0	-
Chumbo-zinco			
Lamas	2,9 – 3,0 2,6 – 2,9	0,6 – 1,0 0,8 – 1,1	1,49 – 1,81 1,28 – 1,65
Ouro-prata			
Lamas	-	1,1 – 1,2	-
Molibdênio			
Areias	2,7 – 2,8	0,7 – 0,9	1,47 – 1,59
Cobre			
Areias	2,6 – 2,8	0,6 – 0,8	1,49 – 1,76
Lamas	2,6 – 2,8	0,9 – 1,4	1,12 – 1,44
Taconita			
Areias	3,0	0,7	1,76
Lamas	3,1 3,1 – 3,3	1,0 0,9 – 1,2	1,47 1,55 – 1,68
Fosfatos			
Lamas	2,5 – 2,8	11	0,22
Gesso	2,4	0,7 – 1,5	0,96 – 1,44
Bauxita			
Lamas	2,8-3,3	8	0,34

g/cm^3 – gramas por centímetro cúbico

Fonte: Vick (1983) apud Arnez (1999), modificado

De acordo com a tabela 7, baixos índices de vazios ou elevadas densidades secas, geralmente estão associados com materiais situados a grandes profundidades dentro do depósito. Por outro lado, elevados índices de vazios ou densidades secas muito baixas, geralmente estão associados com materiais situados próximos à superfície ou a baixa profundidade, após a deposição.

Constata-se, então, pela figura 15 que materiais como o gipso (4) poderão atingir densidades bem maiores a profundidades menores, em relação aos outros rejeitos descritos. Isto possibilitará uma maior resistência ao cisalhamento das camadas inferiores do reservatório e, conseqüentemente, poderá servir de base para os novos alteamentos da barragem.

É importante observar que durante a construção da barragem, um material com densidade seca baixa, portanto, apresentando elevado volume de vazios entre os grãos, uma vez encontrando-se saturado e submetido à pressões de confinamento das camadas imediatamente acima, poderá vir a sofrer um brusco adensamento, fazendo com que ocorra rápida diminuição da quantidade destes vazios e, conseqüentemente, acarretar numa possível ruptura da barragem pelo fenômeno de liquefação.

7.4 Índice de vazios e porosidade

Para a Engenharia Geotécnica, os solos consistem de uma combinação de partículas sólidas e espaços vazios entre os grãos. O termo “vazio” compreende ambos os volumes de ar ou de água. Portanto, a massa total que compõe o solo estará composta de partículas sólidas do solo (embora possam existir alguns vazios desprezíveis dentro delas mesmas), de água e de ar.

Mello; Silveira (1991) enfatizam que a deposição de rejeitos pode ser caracterizada por três estágios distintos: o primeiro deles consiste na sedimentação propriamente dita, na qual as partículas são solicitadas pela gravidade sem contato umas com as outras. Uma segunda fase seria aquela em que ocorrem interações físicas entre as partículas. Finalmente, o fenômeno de adensamento, pelo peso do próprio material, que passa a ser caracterizado a partir do momento em que as partículas transmitem tensões através do arcabouço sólido que o constitui.

Segundo Carrier III, Bromwell; Somogyi (1983), o índice de vazios inicial (e_i) é definido como sendo a fronteira entre a sedimentação e a consolidação, em que se presume que as partículas chegam a ficar em contato entre si, quando há o início da transferência de esforços entre elas. Os autores citam o caso da argila fosfática da Flórida que, em geral, é bombeada sob a forma de lama extremamente diluída, com índice de vazios elevado, em torno de 90. Passados alguns poucos dias, onde geralmente se completa a sedimentação, este valor decai aproximadamente para 30, sendo definido como o ponto inicial para a consolidação pelo próprio peso do material. Na tabela 19 são mostrados valores típicos de “ e_i ” para vários rejeitos de

granulação fina, variando de 9 para a lama vermelha de alumina, até 132 para a lama grossa de FGD.

Em geral, torna-se difícil distinguir entre o fim da sedimentação e o início da consolidação, tornando arbitrária, às vezes, a seleção de um índice de vazios inicial (e_i), para fins de projeto de uma barragem de rejeito. Entretanto, Mello; Silveira (1991) asseguram na prática, que um pequeno erro em sua determinação resulta em estimativas de tempo de consolidação com pequena variação, em relação ao tempo total de adensamento previsto. Ou seja, se o valor de “ e_i ” arbitrado está levemente acima ou abaixo do valor verdadeiro, o tempo de consolidação poderá apresentar um erro de poucas semanas, o que pode ser considerado relativamente insignificante em termos operacionais, se comparado ao período total de alguns anos.

Na maioria das aplicações práticas, o valor de “ e_i ” é aproximadamente igual ao índice de vazios correspondente ao limite de liquidez multiplicado por sete (Carrier III; Bromwell; Somogyi, 1983). Ou seja:

$$e_i = 7G \left(\frac{LL}{100} \right) = 0,07G (LL) \quad (4)$$

Onde: G = peso específico dos solos secos; LL = limite de liquidez do material, expresso em percentagem.

Mello; Silveira (op. cit.) salientam que o teor de sólidos dos rejeito produzidos na usina de beneficiamento é quem governa a existência/duração do processo de sedimentação anterior à fase de adensamento do material no reservatório da barragem.

Em linhas gerais, o índice de vazios (e) é definido como sendo a razão entre o volume de vazios (V_v) e o volume da parte sólida de um solo (V_s) (Cernica, 1995; Caputo, 1996; Pinto 2000). Ou seja:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (5)$$

O índice de vazios é expresso como um número situado na faixa entre 0 e ∞ . Entretanto, é comum situarem-se na faixa entre 0,5 e 0,9 para as areias e pedregulhos e entre 0,7 e 1,5 para a maioria das argilas. Em alguns tipos de argilas coloidais, pode alcançar valores acima de 3 ou 4 (Cernica, 1995).

Vick (1983) apud Fujimura; Soares (1996) acrescenta índices de vazios na faixa de 0,6 a 0,9 para rejeitos de chumbo, zinco e taconita e de 0,7 a 1,3 para as lamelas de moderada plasticidade. A exceção inclui as lamelas de alta plasticidade, como as argilas fosfáticas e bauxita, cujos índices podem atingir de 5 a 10.

Chaves; Fujimura (1991) alertam para o fato de que, quando os processos de disposição dos rejeitos não forem devidamente controlados, poderá ocorrer a sedimentação de partículas com tamanho inferior ao silte (0,005 mm) no interior do reservatório e no próprio corpo da barragem, o que poderá acarretar a formação de horizontes de depósitos “frouxos” de elevado “e”. Um súbito carregamento de natureza dinâmica ou estática, resultaria num aumento brusco da pressão neutra, que poderia ocasionar o fenômeno de liquefação da barragem e a conseqüente ruptura de seu talude.

Tanto a densidade aparente seca (γ_s) como o índice de vazios (e), poderão dar uma noção do estado de compactação de uma areia, que é um material não coesivo. Isto é, quanto mais compacta for uma areia, maior será sua densidade aparente seca e menor será seu índice de vazios. Entretanto, estes números não serão os mesmos para qualquer areia, se houver uma diferença de granulometria, isto irá conferir ao material diferenças de “ γ_s ” e “e”, mesmo que igualmente compactados. Portanto, neste caso, não poderão ser comparados entre si, quando referirem-se à areias com diferentes granulometrias.

É necessário referir-se ao índice de vazios ou às densidades aparentes secas, correlacionando-os aos seus valores limites (diferentes para cada granulometria), isto é, nos estados considerados como mais “fofo” e mais “denso” possível, afim de que se possa julgar a compactação de uma determinada areia ou pedregulho, isto porque, com o mesmo índice de vazios (e) uma areia pode se encontrar compactada ou fofa, sendo necessário confrontar o seu índice de vazios natural com os índices de vazios máximo (e_{max}) e mínimo (e_{min}) alcançados para ela.

Estes índices de vazios máximo e mínimo dependem das características da areia, conforme pode-se observar na tabela 8.

Tabela 8 – Valores típicos de índice de vazios das areias

DESCRIÇÃO DA AREIA	e_{\min}	e_{\max}
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

Fonte: Pinto (2000)

Cernica (1995), Caputo (1996) e Pinto (2000), definem porosidade (n) como sendo a razão entre o volume de vazios (V_v) e o volume total (V) de uma amostra de material, de acordo com a seguinte expressão:

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 \quad (6)$$

A porosidade é expressa em termos de percentagem situada na faixa: $0 < n < 100$ (Cernica, op. cit.). Sua determinação pode ser feita em função do índice de vazios (e), através da relação:

$$n = \frac{e}{(e + 1)} \quad (7)$$

Embora todos os materiais venham a se deformar quando submetidos à uma tensão, a deformação relativa das partículas sólidas, quando vistas no contexto da massa total da amostra de material, é muito insignificante. Daí, é comum assumir que o volume de sólidos (V_s) em uma dada massa permanece constante, apesar da condição de tensão imposta. O volume de vazios (V_v), entretanto, é alterado pela mudança no volume de ar, água ou ambos. Daí, o índice de vazios varia na mesma proporção de mudança no " V_v ".

Cernica (1995) enfatiza que a porosidade para areias naturais depende muito da forma dos grãos e de sua uniformidade de tamanho, tanto quanto nas circunstâncias relacionadas à sedimentação e deposição. O autor acrescenta que a porosidade para a maioria das amostras de areia situam-se na faixa de 25 a 50%.

7.5 Compacidade e densidade relativa

Para Vargas (1977), a compacidade é a característica da maior ou menor densidade dos solos não coesivos, uma vez que, para estes tipos de materiais, pode-se falar efetivamente em maior ou menor compacidade, no sentido de apresentar-se ele mais “compacto” (denso) ou mais “fofo” (solto), em relação ao seu maior peso por unidade de volume.

Vargas (op. cit.), Cernica (1995), Caputo (1996), Pinto (2000) acrescentam que o estado de uma areia ou sua compacidade, pode ser expresso pelo grau de compacidade ou densidade relativa (D_r), em função do índice de vazios em que ela se encontra, em relação aos seus valores extremos (máximo e mínimo). Ou seja:

$$D_r = \frac{(e_{\max} - e_{\text{nat}})}{(e_{\max} - e_{\min})} \quad (8)$$

Onde: e_{\min} = índice de vazios na condição mais densa; e_{\max} = índice de vazios do material na condição mais “fofa”; e_{nat} = índice de vazios do material no seu estado natural.

Vargas (op. cit.) estabelece especificações relativas às densidades relativas para as areias, como sendo:

$0,0 < D_r \leq 0,3$ para areia fofa;

$0,3 < D_r \leq 0,7$ para areia medianamente compactada; e

$0,7 < D_r \leq 1,0$ para areia compactada.

Vick (1983) ainda complementa que a densidade relativa tem uma grande importância no comportamento de resistência dinâmica das areias depositadas hidraulicamente, uma vez que se trata da medida da densidade “in situ”, em relação ao estado mais “denso” e mais “fofo” que o material pode atingir em testes de laboratório. Mittal; Morgenstern (1975) e Pettibone; Kealy (1971) apud Vick (op. cit.), levantaram resultados das densidades mínima e máxima, determinados para diferentes areias de rejeitos de rocha dura, conforme apresentados na tabela 9.

Tabela 9 – Densidade mínima e máxima das areias dos rejeitos

$\gamma_s \text{ min (g/cm}^3\text{)}$	$\gamma_s \text{ max (g/cm}^3\text{)}$	$e \text{ min}$	$e \text{ max}$
1,20 – 1,54	1,59 – 1,79	0,51 – 0,68	0,72 – 1,23
1,36 – 1,59	1,68 – 2,07	0,51 – 0,67	0,99 – 1,32

Fonte: Vick (1983) apud Arnez (1999)

Pinto (1997) apud Arnez (1999) e Pinto (2000) ressaltam que, embora a compactidade seja um fator importante, uma vez que normalmente as areias compactadas mostram-se mais resistentes e de menor deformabilidade, fatores como a distribuição granulométrica e o formato dos grãos, também contribuem para que isto ocorra. A tabela 8 atesta esta condição, mostrando que camadas de material arenoso depositado no reservatório, bem graduadas e de grãos arredondados, compactam mais facilmente que se tivessem seus grãos angulosos.

Vick (1983) mostra resumidamente na tabela 10, a densidade relativa para rejeitos de areia depositados hidraulicamente em barragens de contenção. Entretanto, o fato desses materiais terem sido depositados sem compactação mecânica, provocam uma considerável variação da densidade relativa de um ponto a outro dentro do depósito (geralmente entre 30 e 50%), conforme constatação em muitas praias de depósitos de rejeitos.

Tabela 10 – Média da densidade relativa “in situ” das areias de rejeitos

Tipo	D_r (%)	Fonte
Areias de alcatrão	30 – 50	Mittal e Hardy, 1977
Areias de molibdênio	31 – 55	Nelson et al., 1977
Areias cicladas de cobre	33 – 54	Klohn e Maartman, 1973
Areias cicladas de cobre	45 – 68	Mittal e Morgenstern, 1977
Areias cicladas de cobre	10 – 55	Brawner, 1979
Areias cicladas de chumbo-zinco	30	Sandic, 1979
Areias de chumbo-zinco	17 – 43	Não publicado
Areias de cobre	37 – 60	Não publicado

Fonte: Vick (1983), modificado

De acordo com Cernica (1995), sendo a densidade relativa comumente usada como medida da densidade do material compactado, ou como uma indicação do estado de compactidade de solos em seu estado natural, indiretamente ela reflete também na estabilidade das camadas depositadas. Se um material solto (baixa D_r) é bastante instável, especialmente se submetido à carga de impacto ou vibração; cargas vibratórias o tornariam mais denso e estável. A tabela 11 mostra a faixa de valores comumente usada para a “ D_r ”, que se associa ao estado de compactação, como resultado de experimentos empíricos.

Tabela 11 – Designação comumente empregada à densidade relativa em materiais granulares

CATEGORIA	D_r (%)
Muito solto	0-15
Solto	15-35
Medianamente denso	35-70
Denso	70-85
Muito denso	85-100

Fonte: Cernica (1995)

8 PROPRIEDADES DE ENGENHARIA

8.1 Permeabilidade

Na interpretação de Caputo (1996), permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento da água através dele, sendo o seu grau de permeabilidade expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (k). Dependerá, principalmente, da porcentagem de finos e da curva granulométrica do material, que o colocará entre impermeável, semi-permeável e permeável.

Segundo Vick (1983), a permeabilidade abrange cinco ou mais ordens de magnitude, que vão de 10^{-2} cm/s, para areias grossas limpas, até não menos que 10^{-7} cm/s, para argilas bem consolidadas. Sua variação estará em função de fatores como a dimensão dos grãos, sua plasticidade, modo de lançamento e profundidade dentro do depósito. A tabela 12 mostra a permeabilidade de alguns tipos de rejeitos.

Tabela 12 – Permeabilidade de alguns tipos de rejeitos

REJEITO	PERMEABILIDADE (k)
Rejeitos ciclados, grossos e limpos, com menos de 15% de finos menor que 0,074 mm (passante na peneira 200 série tyler)	10^{-2} a 10^{-3} cm/s
Rejeitos “espigotados” com até 30% de finos (passante na peneira 200 série tyler)	10^{-3} a 5×10^{-3} cm/s
Lamas não plásticas ou de baixa plasticidade	10^{-5} a 10^{-7} cm/s
Lamas de alta plasticidade	10^{-4} a 10^{-8} cm/s

Fonte: Vick (1983), modificado

A permeabilidade média dos rejeitos diminui com o aumento de finos contidos (passante na peneira malha 200 tyler, de 0,074 mm). Entretanto, o percentual de finos não é o maior indicador da permeabilidade de um material. Mittal; Morgenstern (1975) apud Vick (op. cit.) demonstraram que a permeabilidade média para rejeitos grossos pode ser melhor definida através da Fórmula de Hazen:

$$k = 100 d_{10}^2 \quad (9)$$

Onde: k = permeabilidade média (cm/s);

d_{10} = diâmetro efetivo (em milímetros) tal que o peso de todos os grãos menores constitua 10% do peso total da amostra.

Mabes et al. (1977) apud Vick (1983) alega que a Fórmula de Hazen pode ser aplicada também para lamas não plásticas e Bates; Wayment (1967) apud Vick (op. cit.) descrevem a aplicação da Fórmula de Hazen e similares para areias cicladas.

Fujimura; Soares (1998) ressaltam que a fórmula (9) deve ser usada como ordem de grandeza, por ter sido determinada empiricamente para grãos de areia uniformes, onde d_{10} situa-se entre 0,01 e 0,3 cm. A tabela 13 mostra valores estimados para a permeabilidade em função da granulometria do solo.

Tabela 13 – Valores estimados da permeabilidade em função da granulometria do solo

K (cm/s)	10^3	10^2	10^1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-8}
SOLO	Pedregulhos			Areias		Areias finas siltosas e argilosas, siltes argilosos			Argilas

Fonte: Caputo (1996) e Fujimura; Soares (1996), modificado

Apesar de ser estimada com base no tamanho do grão, fatores como a anisotropia, distância do ponto de descarga e índice de vazios, os quais são responsáveis pelo controle da permeabilidade dos depósitos de rejeitos como um todo.

Efeitos da anisotropia

Por causa de suas propriedades naturais, os depósitos de rejeitos mostram uma significativa variação da permeabilidade nas direções horizontal (k_h) e vertical (k_v). Medidas de anisotropia informadas na literatura são poucas, mas a relação entre o coeficiente de permeabilidade horizontal e vertical (k_h/k_v) está geralmente na faixa de 2 a 10 para praias de depósitos formados por areias suficientemente uniformes e zonas de lamas depositadas abaixo d'água. Praias do depósito formado com zonas de transição entre áreas de areias relativamente limpas e lamas, são prováveis de ter alta razão de anisotropia devido ao inter-relacionamento entre partículas finas e grossas. Para depósitos de rejeitos onde os processos de descarga não são bem controlados,

resultando em extenso inter-relacionamento areia-lama, k_H/k_V , a anisotropia pode atingir 100 ou mais, uma vez que esta variação deve-se à natureza das camadas.

Vargas (1977) ressalta que o problema da anisotropia está sempre presente no caso de barragens de terra, uma vez que são construídas praticamente em camadas horizontais de material compactado, fazendo com que a permeabilidade seja maior que a vertical (em média, cerca de dez vezes superior) mesmo que haja homogeneidade.

Tal fato, na visão de Pinto (2000), é decorrente das partículas tenderem a ficar com suas maiores dimensões orientadas na posição horizontal, nos solos compactados. O arranjo dos grãos também influencia diretamente na permeabilidade, uma vez que quando um solo é compactado e mais seco, seu arranjo de partículas forma uma estrutura floculada a qual permite maior passagem de água, que quando compactado e mais úmido formando uma estrutura dispersa, ainda que com o mesmo índice de vazios. A tabela 14 mostra exemplos de coeficientes de permeabilidade para cada umidade de compactação de um determinado material.

Tabela 14 – Coeficientes de permeabilidade de um solo compactado em diferentes teores de umidade (Barragem de Ilha Solteira)

Umidade de compactação	Índice de vazios	Coef. de permeabilidade
17 %	0,71	2×10^{-8} m/s
19 %	0,71	9×10^{-9} m/s
21 %	0,71	5×10^{-9} m/s

Fonte: Pinto (2000)

Efeitos da distância do ponto de descarga

Para Fujimura; Soares (1996), a segregação hidráulica está intimamente ligada ao processo de deposição das partículas de tamanhos diferentes, à diferentes distâncias do ponto de lançamento. Kealy; Bush (1971) apud Vick (1983) elaboraram um modelo clássico, conforme é mostrado na figura 16, que consiste de uma zona de areias de alta permeabilidade, próximas ao ponto de descarga, uma zona de

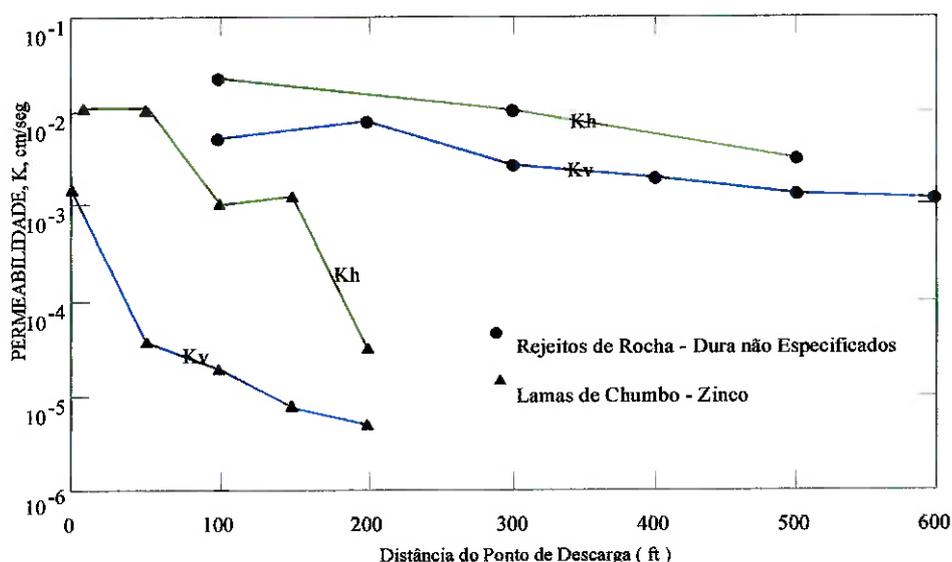
permeabilidade intermediária, constituída de mistura de areias e lamas e, finalmente, uma zona de lama de baixa permeabilidade.



Fonte: Vick (1983)

Figura 16 – Modelo conceitual da variação da permeabilidade num depósito de rejeitos

A amplitude relativa de cada zona depende da proporção relativa das frações de tamanho de areias e lamas no ponto de descarga. Os dados mostrados na figura 17 indicam que alguns depósitos de rejeitos realmente correspondem à este modelo conceitual, onde se observa a redução sistemática da permeabilidade horizontal e vertical, à medida que se distancia do ponto de descarga.



Fonte: Vick (1983)

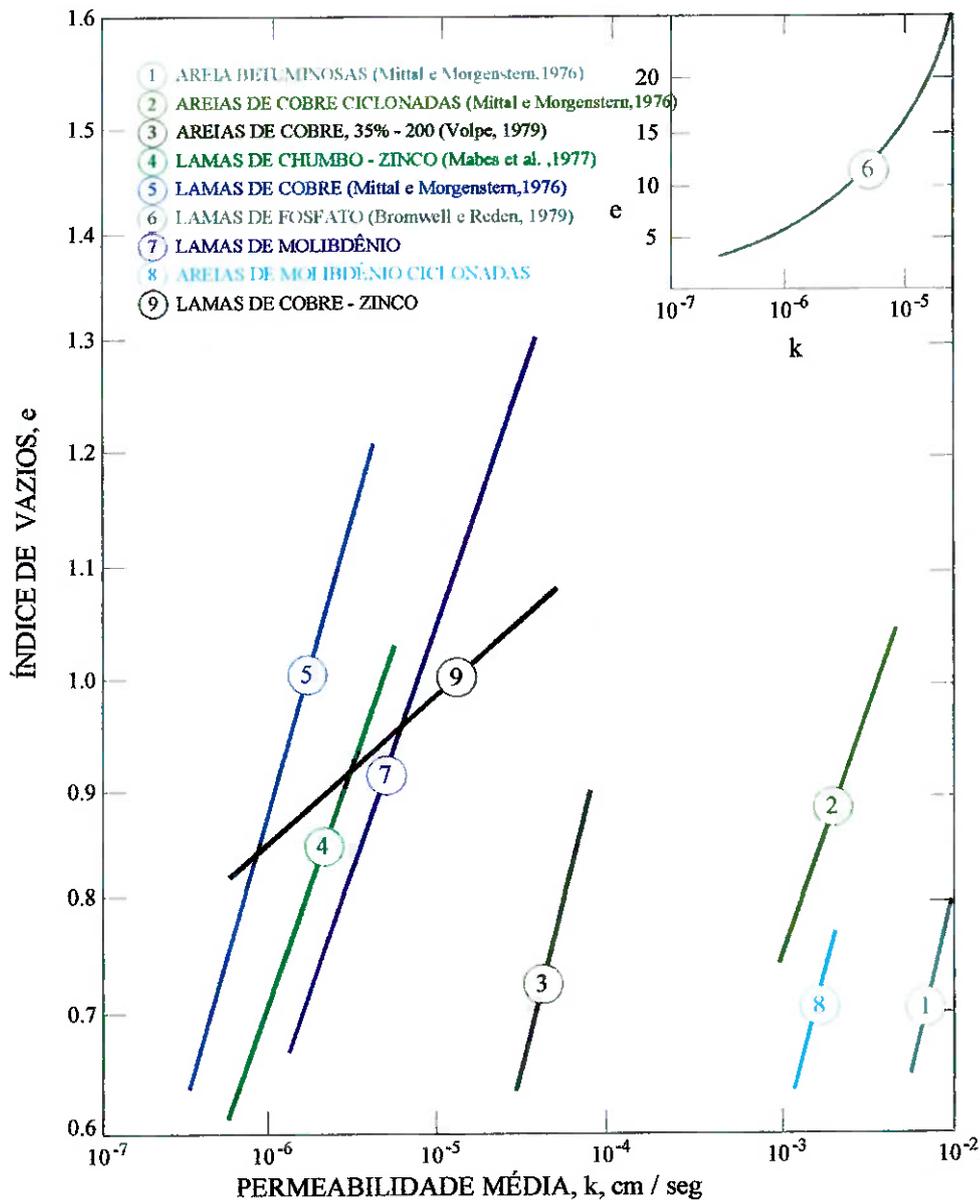
Figura 17 – Variação da permeabilidade e anisotropia em função da distância do local de descarga, para rejeitos bem segregados

Com base nos estudos de depósitos de rejeitos de cobre, Volpe (1979) apud Vick (1983) alega não ser tão significativa a variação global da permeabilidade média com a distância. Sodberg; Bush (1977) apud Vick (1983) fazem menção de casos que mostram esta variação menos sistemática para alguns depósitos, os quais exibem variação quase que aleatória da permeabilidade com a distância.

O fato é que o grau de segregação do tamanho da partícula durante a deposição na praia e os procedimentos de descarga parecem controlar a variação sistemática de permeabilidade com a distância. Depósitos que exibem uma maior variação, são provavelmente aqueles cujo tamanho das partículas presente na descarga da polpa apresenta uma faixa razoavelmente ampla, onde a descarga é feita com polpa de baixa densidade e os pontos de descarga ou “spigots” são suficientemente próximos um do outro para minimizar a deposição de camadas de lama sobre a praia. A menos que ocorra a separação mecânica por ciclonação durante a descarga, a variação da permeabilidade com a distância se tornará difícil de ser estimada para um dado tipo de rejeito, sem a amostragem do depósito em particular.

Efeito do índice de vazios

Segundo Vick (1983), a influência do índice de vazios (ou densidade seca) sobre a permeabilidade dos rejeitos tem sido exaustivamente estudada, conforme se observa na figura 18, que mostra a relação entre o índice de vazios e a permeabilidade média para vários tipos de rejeitos.



Fonte: Vick (1983)

Figura 18 – Variação da permeabilidade média dos rejeitos em função do índice de vazios

Embora a permeabilidade absoluta varie muito, a influência do índice de vazios é bastante significativa na permeabilidade dos rejeitos. Esta variação, com a diminuição do índice de vazios, é bastante consistente para a maioria dos rejeitos arenosos e para aqueles de baixa plasticidade. O índice de vazios pode provocar variações na permeabilidade de até 5 vezes nos rejeitos arenosos, e até 10 vezes nas lamas, esta última devido à compressibilidade mais alta. Como resultado da maior variação da permeabilidade exibida pelas camadas de lama, as quais geralmente controlam a permeabilidade vertical, a razão de anisotropia k_h/k_v tende a aumentar com a profundidade no depósito de areias intercaladas e lamas.

Carrier III, Bromwell, Somogyi (1983) citam alguns exemplos de permeabilidade para um índice de vazios igual a 5, que seria considerado alto na engenharia geotécnica convencional. Neste caso, a permeabilidade da lama FGD é maior que 1×10^{-6} m/s; a da argila fosfática aproximadamente 4×10^{-9} m/s; e da argila montmorilonítica sódica aproximadamente 1×10^{-12} m/s, que seria considerada como essencialmente impermeável. A equação empírica que define a permeabilidade (k) em função do índice de vazios (e) para um rejeito em particular é:

$$k = f(e) = E \frac{e^F}{(1 + e)} \quad (10)$$

Onde: k = permeabilidade (m/s); E, F = constante específica do material (com unidade apropriada).

Observa-se pela Figura 18, que os rejeitos arenosos possuem alta permeabilidade para índices de vazios relativamente baixos, em relação às lamas. Entretanto, a permeabilidade da lama de cobre-zinco (9) cresce numa proporção maior com o aumento do índice de vazios, em relação às outras lamas que apresentam comportamentos semelhantes. O comportamento deste rejeito deve-se à sua menor plasticidade, que a tornará menos compressível em relação às outras lamas.

Vick (1983) considera que as lamas fosfáticas e lodo grosseiro betuminoso constituem exceções para as generalizações feitas sobre os efeitos do

índice de vazios. Apesar da alta plasticidade e o conteúdo em argila, a permeabilidade destes materiais pode ser tão grande quanto 10^{-4} cm/seg, com índice de vazios extremamente alto, que segue a sedimentação do material. A permeabilidade pode chegar a 10^{-8} cm/seg ou valores menores para os índice de vazios devido ao alto grau de consolidação.

8.2 Compressibilidade

Segundo Vick (1983), Guidicini; Nieble (1983) e Nieble (1986), devido ao seu estado deposicional solto e ângulo de inclinação elevado, ambos os rejeitos de areias e argilas são mais compressíveis que a maioria dos solos naturais ou tipos similares. Esta compressibilidade é determinada através de testes de compressão unidimensional, mais comumente usados para avaliar a compressibilidade das argilas em mecânica dos solos convencionais. Entretanto, a interpretação dos testes nos rejeitos é complicada, pelo fato de que os rejeitos nem sempre possuem argilas naturais e granulometria bem definida.

Alguns rejeitos de argila podem mostrar efeitos de pré-consolidação de acordo com a teoria da Mecânica dos Solos. A maioria dos rejeitos arenosos, podem mostrar ampla curvatura de índice de vazios após a pré-consolidação. Entretanto, para uma significativa interpretação do coeficiente de compressibilidade, é necessário especificar a faixa de tensão sobre a qual ele se aplica. Valores típicos do índice de compressão (C_c) determinados em testes de compressão uniaxial, são mostrados na tabela 15, juntamente com faixas de tensão aproximadas sobre a qual os valores foram determinados e os correspondentes índices de vazios iniciais (e_0).

Tabela 15 – Valores típicos do Índice de Compressão (C_c)

Material	Índice de Vazios Inicial (e_i)	Índice de Compressão (C_c)	Faixa de Tensão (psf)	Fonte
Taconita, rejeitos finos, lamas de cobre	1,37	0,19	500 – 20.000	Guerra (1979)
Lamas de cobre	1,3 – 1,5	0,20 – 0,27	20 – 20.000	Mittal; Morgenstern (1975)
Areias de cobre (ciclonadas)	- 1,0 ($D_r = 0$)	0,28 0,05 0,11	- 200 – 2.000 2.000 – 20.000	Volpe (1979), Mittal; Morgenstern (1975)
Areias de alcatrão	- 1,0 ($D_r = 0$)	0,09 0,06	- 200 – 20.000	Volpe (1979), Mittal; Morgenstern (1975)
Molibdênio, areias de praia	0,72 – 0,84	0,05 – 0,13	500 – 20.000	Nelson et al. (1977)
Lamas de ouro	1,7	0,35	3.000 – 100.000	Blight; Steffen (1979)
Lamas de chumbo-zinco	0,7 – 1,2	0,10 – 0,25	1.000 – 12.000	Kealy et al. (1974)
Refugo de carvão fino	0,6 – 1,0	0,06 – 0,27	-	Wimpey (1972)
Lamas de fosfato	Maior que 20	3,0	100 – 1.600	Bromwell; Raden (1979)
Lamas de bauxita	1,6 – 1,8	0,26 – 0,38 ^a	1.000 – 20.000	Samogyi; Gray (1977)
Rejeitos de gipso	1,3	0,07 ^a 0,28	500 – 5.000 5.000 – 20.000	Vick (1977)

^a – A compressibilidade depende da duração da carga; psf – pound por pé quadrado

Fonte: Vick (1983) modificado

Como se observa na tabela anterior, o fato das areias e argilas apresentarem características diferentes, influencia consideravelmente na determinação do índice de compressão (C_c). Para rejeitos de areia, o valor de C_c , geralmente, situa-se na faixa de 0,05 a 0,28, enquanto que a maioria das argilas de baixa plasticidade, mostram para C_c valores entre 0,20 a 0,30 (cerca de três a quatro vezes maior que os valores das areias). Um outro fator importante é a densidade ou índice de vazios que os materiais inicialmente apresentam em sua deposição, pois o seu estado inicial de “leveza” ou “soltura”, possibilita um maior índice de vazios inicial e, conseqüentemente, uma maior compressão interna com o carregamento (Vick, 1983). Entretanto, por serem mais compressíveis que as areias, as argilas apresentam uma faixa de tensão mais ampla que as areias (cerca de 20 a 20000 psf) e requerem um maior intervalo de tempo para a compressão total.

Também de interesse na tabela anterior, destaca Vick (1983), são os materiais com características de compressibilidade particular, como é o caso das lamelas de argilas fosfáticas, que são excepcionalmente compressíveis devido ao alto índice de vazios inicial e a presença de elevada atividade dos minerais argilosos. Por outro lado, devido à probabilidade de união intergranular e/ou movimentação individual de grãos, ambas as lamelas de bauxita e gesso exibem uma excepcional dependência em relação ao tempo para sua deformabilidade. Para estes materiais, a compressibilidade está em função da duração da carga, sendo difícil avaliá-la pelos métodos convencionais.

Fazendo-se uma analogia para demonstrar este comportamento quanto à compressibilidade, Caproni Júnior et al. (1994) realizaram testes com solos distintos: 1) um solo coluvionar, constituído basicamente de material areno-siltoso, argiloso e pouco micáceo; 2) um solo residual jovem, constituído de material areno-siltoso, pouco argiloso, micáceo e estruturado (tabela 16).

Tabela 16 – Avaliação das características geotécnicas de dois tipos de solos

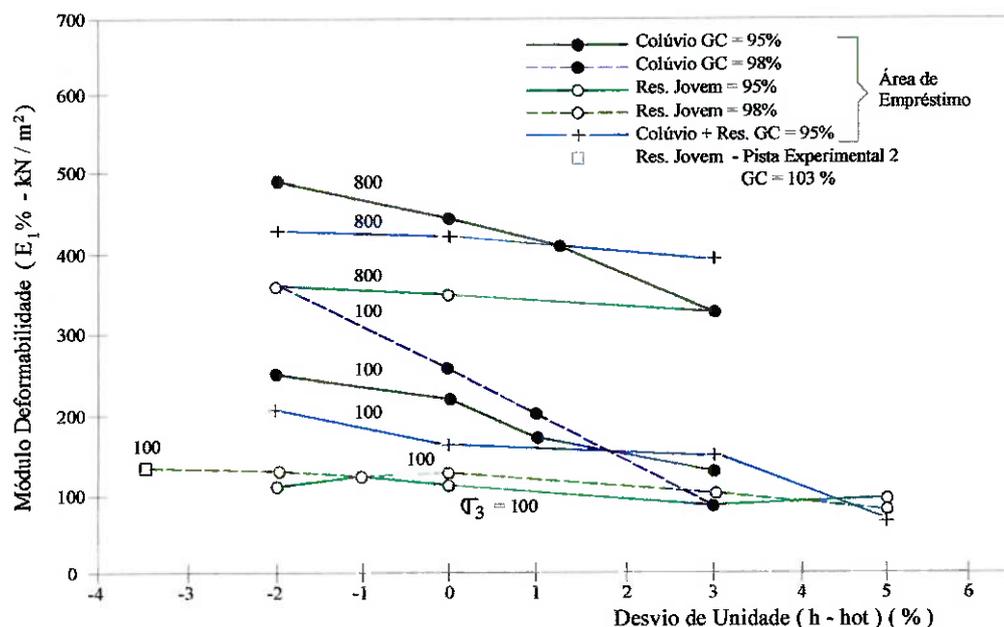
ÍNDICES	MÉDIA E INTERVALO DE VARIAÇÃO DOS ÍNDICES			
	Colúvio		Residual Jovem	
% argila	31	17,0 / 42,0	12	4,4 / 30,0
% silte	15	12,4 / 18,4	30	12,8 / 47,3
% areia	52	44,6 / 66,5	55	38,3 / 78,4
% pedregulho	2	0,0 / 9,20	3	0,0 / 17,3
LL (%)	36	22,2 / 45,1	42	24,1 / 52,8
LP (%)	20	10,8 / 26,8	24	14,7 / 34,1
IP (%)	16	11,4 / 24,7	18	5,3 / 29,4
h_{ot} (%)	17	13,0 / 20,2	18	11,4 / 22,6
h_{nat} (%)	21	14,3 / 37,0	16	2,2 / 28,8

h_{ot} – umidade ótima; h_{nat} – umidade natural

Fonte: Caproni Júnior et al. (1994)

A partir de testes de ensaios de compressão triaxial em laboratório para determinadas tensões de confinamento (100 e 800 kN/m²), chegou-se aos resultados apresentados na figura 19 os quais mostram que as propriedades desses solos têm valores muito próximos, estando a principal diferença na porcentagem de argila e silte contidos em cada um deles. Para uma mesma tensão de confinamento, observa-se que, com o aumento da umidade, o módulo de deformabilidade dos solos diminui,

sendo esta queda bem mais acentuada no colúvio e bem mais suave no solo residual jovem. Para umidade próxima de 3% acima da umidade ótima (h_{ot}), os módulos dos dois materiais têm valores muito próximos.



Fonte: Caproni Júnior et al (1994)

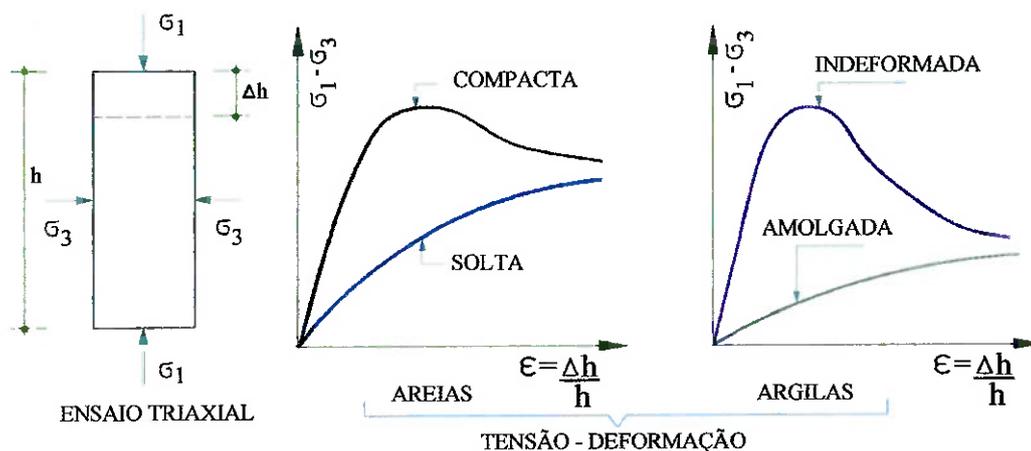
Figura 19 – Variação dos módulos de deformabilidade com a umidade de moldagem

Este mesmo comportamento se mantém para a tensão de 800 kN/m². Com o aumento do grau de compactação de 95% para 98% a única alteração observada é na queda mais acentuada do módulo de deformabilidade do colúvio, devido às interações intergranulares progressivas e o seu caráter pouco micáceo. Como se pode observar, a faixa de umidade em que o módulo de deformabilidade do solo residual jovem se mantém praticamente constante é bastante ampla, tanto abaixo como acima da “ h_{ot} ”, o que lhe confere uma maior uniformidade em termos de deformabilidade, se o maciço da barragem vier a ser compactado com este tipo de material. Estes comportamentos dos respectivos solos, servirão de base para estudos desta natureza, em rejeitos depositados na barragem, que apresentem características geotécnicas semelhantes.

Relação Tensão-Deformação

Segundo Caputo (1996), o comportamento de um material quando submetido à uma carga, depende das tensões nele instaladas. No “estado elástico”, as deformações crescerão proporcionalmente com as tensões; com o contínuo progresso delas, atinge-se o “estado inelástico” onde se observa deformações apreciáveis; a seguir, aparecem fissuras locais e atinge-se o “estado de ruptura”.

A figura 20 retrata este comportamento, mostrando diagramas de tensão-deformação obtidos de ensaios triaxiais com areias e argilas, nos quais se distingue um trecho linear (estado elástico), seguido de um trecho curvo (estado inelástico) até alcançar a ruptura.



Fonte: Caputo (1996).

Figura 20 – Diagramas de tensão-deformação para areias e argilas

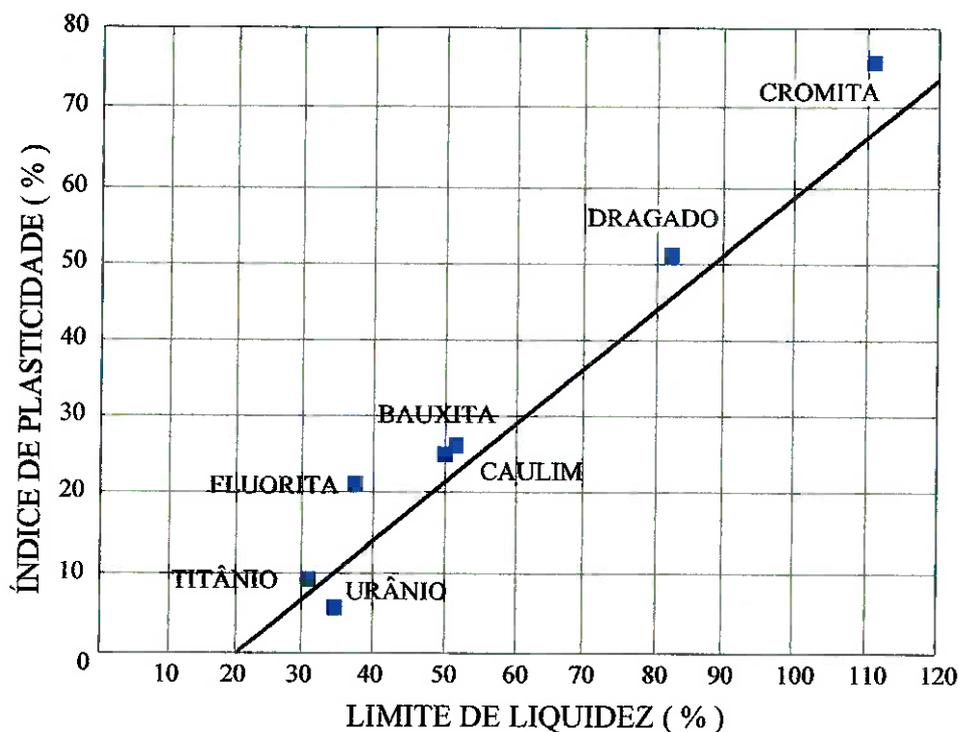
Influência da plasticidade nas leis da compressibilidade

Para Mello; Silveira (1991), de uma maneira geral, a plasticidade tem uma grande influência no adensamento dos rejeitos e no estabelecimento de seu comportamento geotécnico.

Com o aumento da plasticidade é sensível a mudança na consolidação dos rejeitos. Nos materiais mais argilosos, são requeridos maiores tempos de adensamento, uma vez que as argilas se depositam muito lentamente em relação aos materiais grosseiros. Assim, em seu estado inicial de deposição, isto é, seu estado

líquido, ela se encontra no seu limite de liquidez, admitindo-se que a pressão grão-a-grão é praticamente nula. Os rejeitos de cromita da figura 21 demonstram este comportamento, cujo adensamento será logicamente retardado durante a deposição destes rejeitos no reservatório da barragem.

Ainda na figura 21, é mostrado o gráfico da plasticidade para alguns tipos de rejeitos, onde estão materiais de baixa compressibilidade formados pelos rejeitos de urânio, titânio e fluorita e os materiais de alta compressibilidade que compreendem os rejeitos de bauxita, caulim, cromita e material fino dragado (Rio Pinheiros-SP). Os rejeitos de urânio e titânio possuem permeabilidade maior que os rejeitos de fluorita, bauxita e caulim, devido ao baixo índice de plasticidade (IP) que tem influência direta na compressibilidade do material, em consequência da menor quantidade de material argiloso.



Fonte: Mello; Silveira (1991)

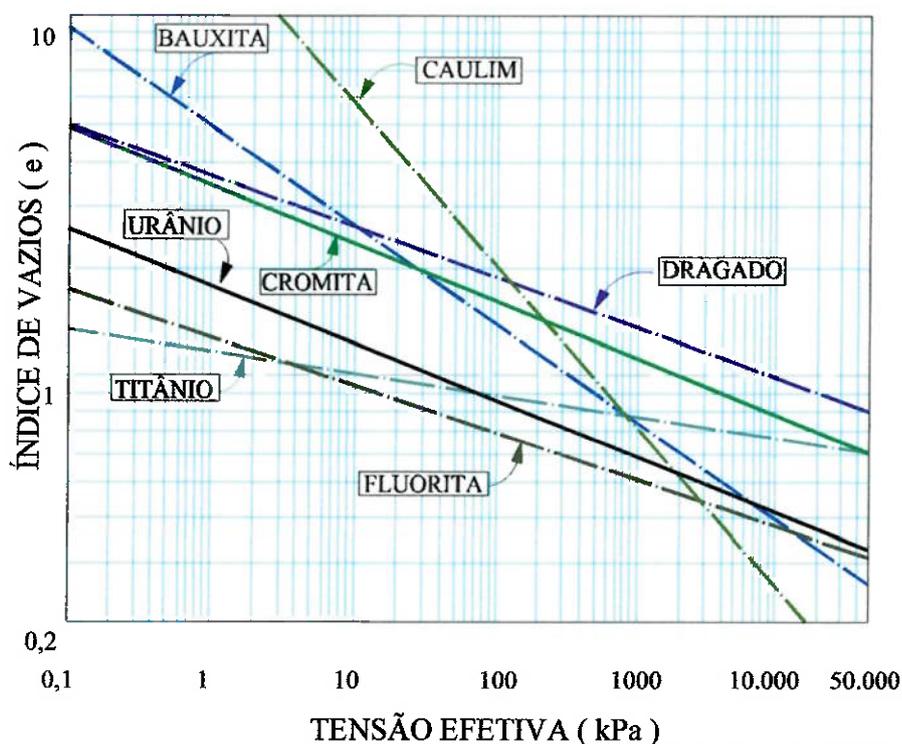
Figura 21 – Gráfico de plasticidade de alguns tipos de rejeitos e sua influência nas leis de compressibilidade

A tabela 17 mostra uma avaliação das características geotécnicas destes tipos de rejeitos citados no parágrafo anterior, que seriam utilizáveis na formulação de suas leis de comportamento a partir de equações empíricas. A alta compressibilidade dos rejeitos de caulim e bauxita, como mostra a figura 22, deve-se, entre outros, ao seu caráter argiloso. A queda mais acentuada do índice de vazios destes dois rejeitos com o aumento da tensão efetiva comprova este comportamento peculiar.

Tabela 17 – Avaliação das características geotécnicas dos rejeitos que seriam utilizáveis na formulação das leis de compressibilidade

REJEITO	LL (%)		LP (%)		Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Dens. Grãos
	#40	#200	#40	#200				
Urânio	-	34	-	28	8	36	56	2,7
titânio	26,3	30,4	21,4	21,2	1	69	30	3,6
Fluorita	37	-	17	-	4	96	0	2,9
Cromita	113,9	110,8	38	35,9	2	96	2	2,7
Bauxita	-	51	-	25	56	44	0	2,9
Caulim	53	50	26	25	46	54	0	2,6
Dragado	82	-	31	-	10	45	45	2,5

Fonte: Mello; Silveira (1991)



Fonte: Mello; Silveira (1991)

Figura 22 – Gráfico da compressibilidade para alguns tipos de rejeitos

Relação entre Índice de Compressão (C_c) e o Limite de Liquidez (LL) Consolidação e Adensamento

Para explicar em que consiste o mecanismo do processo de adensamento, Caputo (1996) considera o caso em que uma camada de argila saturada, limitada por uma camada de areia e um leito rochoso (impermeável), é submetida à uma pressão uniforme sobre a camada de areia. Em um ponto P qualquer da camada compressível de argila, será admitido que a pressão transmitida neste ponto seja p_0 . Parte da pressão p_0 vai ser transmitida à água que enche os vazios dos solo, denominada de pressão neutra (u) e a outra parte, denominada de pressão efetiva (ou pressão grão-a-grão) às suas partículas sólidas, de maneira a se ter a lei que rege o fenômeno de adensamento das camadas de solo:

$$p_0 = p + u \quad (11)$$

A água (admitida incompressível) que está presa nos vazios do solo, sofrendo esta sobrepressão, começa a escoar em direção vertical, no sentido da camada drenante de areia; no caso da argila, como a sua permeabilidade é baixa, o escoamento se faz muito lentamente. Dessa forma, a pressão “ u ” vai diminuindo até anular-se, e “ p ” vai aumentando, uma vez que p_0 é constante. Assim, no momento da aplicação da carga: $u = p_0$ e $p = 0$. No final, quando cessa a transferência de pressões de u para p , praticamente $u = 0$ e $p = p_0$.

Em se tratando de materiais permeáveis, como as areias e pedregulhos, o processo de adensamento não se apresenta como descrito anteriormente, pois a pressão efetiva é praticamente igual à pressão aplicada e, conseqüentemente, as deformações ocorrem de maneira muito rápida. Tais deformações explicam-se simplesmente como devido à um reajuste de posição das partículas do solo; daí, serem irreversíveis as deformações nos solos permeáveis, em muito maior grau que nas argilas.

Segundo Lambe; Whitman (1969) apud Vick (1983), a taxa de consolidação para materiais conforme a Teoria de Terzaghi, pode ser dividida como uma fase primária e secundária. A consolidação primária governa a razão da pressão de dissipação nos poros sob uma carga constante, a qual pode ter uma importante

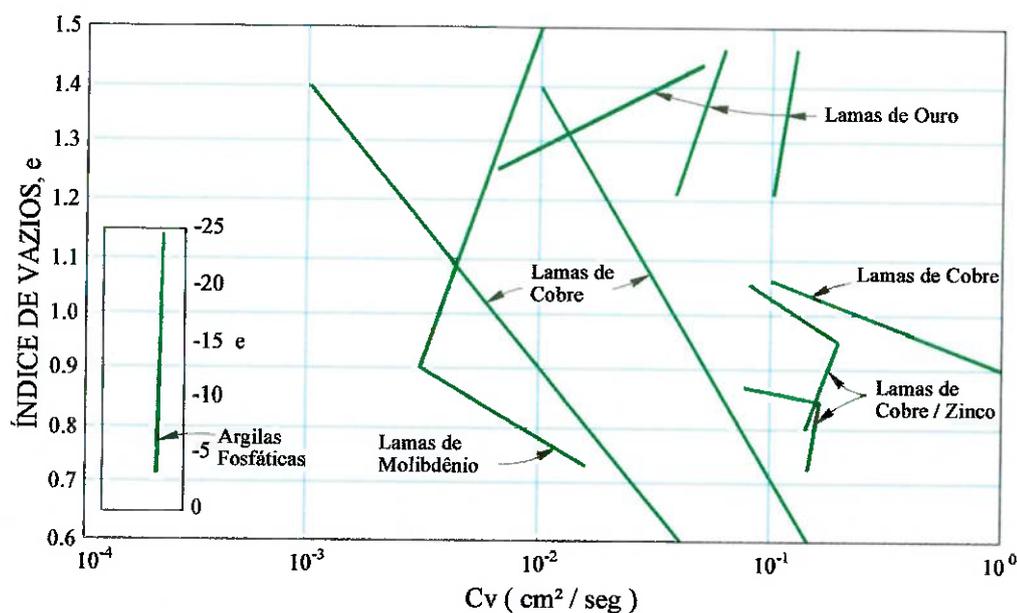
implicação para certas classes de estabilidade e problemas de percolação. A consolidação dos rejeitos de areia ocorre muito rapidamente, sendo difícil sua medição em laboratório. Os poucos dados avaliados sugerem que o coeficiente de consolidação C_v varia aproximadamente entre 5×10^{-1} a 10^2 cm^2/s para praias de depósitos de areia e, para rejeitos argilosos, C_v geralmente entre 10^{-2} e 10^{-4} cm^2/s , em algumas faixas como tipicamente exibida por argilas naturais. Dados obtidos da literatura para ambos rejeitos de areias e argilas são mostrados na tabela 18.

Tabela 18 – Valores típicos do coeficiente de consolidação para alguns tipos de rejeitos

Tipo de Material	Coefficiente de Consolidação cm^2/seg	Fonte
Areias de praia de molibdênio	10^2	Nelson et al, 1977
Areias de praia de cobre	$3,7 \times 10^{-1}$	Volpe, 1979
Lamas de cobre	$1,5 \times 10^{-1}$	Volpe, 1979
Lamas de cobre	$10^{-1} - 10^{-3}$	Mittal e Morgenstern, 1975
Lamas de ouro	$6,3 \times 10^{-2}$	Blight e Steffen, 1979
Refugo de carvão fino	$3 \times 10^{-3} - 10^{-2}$	Wimpey, 1972
Lamas de bauxita	$10^{-3} - 5 \times 10^{-2}$	Somogyi e Gray, 1977
Lamas de chumbo-zinco	$10^{-2} - 10^{-4}$	Kealy et al, 1974
Lamas fosfáticas	2×10^{-4}	Bromwell e Randen, 1979

Fonte: Vick (1983) modificado

Para Vick (1983), bastante diferente das argilas naturais, os rejeitos argilosos mostram baixa consistência na variação do C_v com o índice de vazios. Para as lammas de cobre, C_v aumenta com a diminuição do índice de vazios (figura 23), o oposto do comportamento mostrado pelas argilas naturais com índice de vazios correspondente à tensão na faixa da pressão de consolidação. Para as lammas de ouro, C_v apresenta uma ligeira diminuição com uma diminuição do índice de vazios.



Fonte: Vick (1983)

Figura 23 – Variação do coeficiente de consolidação (C_v) com o índice de vazios (e) para vários tipos de rejeitos argilosos

O coeficiente de consolidação pode ser expresso em função da permeabilidade e das características de tensão-deformação, nos testes de compressão unidimensional, de acordo com a relação:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_w} \quad (12)$$

Onde: k = permeabilidade; γ_w = peso da água; $m_w = \partial \varepsilon / \partial \sigma$ (ε = deformação, σ = tensão).

A mudança de C_v com o índice de vazios está relacionada com a correspondente mudança na permeabilidade e na razão da mudança da deformação em função da tensão.

Para a maioria dos tipos de rejeitos, a compressão secundária produz uma deformação contínua sob a carga constante, mesmo após a pressão de dissipação dos poros associada com a consolidação primária, que é essencialmente completa. A

compressão secundária das areias e rejeitos argilosos não plásticos pode ser atribuída ao contínuo rearranjo das partículas e o escorregamento grão-a-grão sob influência da carga. Lee et al. (1967) apud Vick (1983) ressalta que a contínua propagação da fratura no contato grão-a-grão promovida pela presença de água, pode ser responsável pela compressão secundária de alguns rejeitos com ângulo de repouso elevado e, estas observações também se aplicam comumente em ângulos de partículas de rejeitos.

A tabela 19 apresenta as propriedades geotécnicas e de engenharia das lamas, resultantes do beneficiamento mineral.

Tabela 19 – Propriedades geotécnicas e de engenharia das lamas

PROPRIEDADES	MATERIAL DRAGADO				
	LAMA VERMELHA DE ALUMINA	LAMA GROSSA DE FGD	ÁGUA DO MAR	ÁGUA DOCE	ARGILA FOSFÁTICA
Limites de Atterberg (LL)	41 - 46	65	45 - 215	60 - 105	100 - 200
Limites de Atterberg (IP)	7 - 9	17	20 - 150	10 - 65	70 - 150
Índice de vazios inicial (e_i)	9	132	9 - 30	12 - 21	15 ^a - 30
Compressibilidade (Pascal)	1.4 - 4.6	43	5.4 - 36	9.6 - 120	15 - 88
Coefficiente de compressibilidade (m^2/N)	2.2×10^{-8} - 1.4×10^{-5}	3.6×10^{-8} - 5.3×10^{-5}	3.9×10^{-7} - 1.0×10^{-2}	4.6×10^{-7} - 1.1×10^{-2}	1.6×10^{-8} - 1.4×10^{-2}
Permeabilidade,	7.7×10^{-10}	3.0×10^{-9}	4.5×10^{-14}	6.2×10^{-12}	1.1×10^{-13}

Fonte: Carrier III; Bromwell; Somogyi (1983) modificado

Legendas:

^a = argila fosfática pré-adensada tipicamente tem o índice inicial de 15

FGD = dessulfuração de gás no fumeiro (chaminé)

8.3 Resistência ao cisalhamento

Atrito e coesão

Caputo (1996) define resistência ao cisalhamento como sendo a tensão de cisalhamento sobre um plano de ruptura, na ruptura. A resistência ao cisalhamento de um material, diz respeito à sua propriedade em suportar cargas e conservar sua estabilidade, vindo a romper-se quando esta resistência é cedida.

Segundo Tschebotarioff (1978), a resistência ao cisalhamento de um material se decompõe em duas componentes, sendo uma devido à coesão entre partículas do material e outra devido ao atrito entre as mesmas, conforme a equação geral de Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma - u) \operatorname{tg}\phi \quad (13)$$

Onde: τ = resistência ao cisalhamento (kg/cm^2); c = coesão (kg/cm^2); σ = pressão normal (kg/cm^2); u = pressão neutra (kg/cm^2); ϕ = ângulo de atrito interno.

Tschebotarioff (1978) expressa a hipótese de que a coesão (c) independe da pressão normal (σ) que atua no plano de ruptura, de maneira que, para $\sigma=0$ tem-se $\tau=c$. Assim, a coesão pode ser definida como a resistência ao cisalhamento quando a pressão normal sobre o plano de ruptura é nula. Por outro lado, a componente de atrito da resistência ao cisalhamento de um material é diretamente proporcional à pressão normal (σ), considerando-se $\operatorname{tg}\phi$ como valor constante para um determinado material.

Para Barata (1984) e Caputo (1996), o atrito interno inclui, não só o atrito físico entre suas partículas, como o atrito “fictício” proveniente do entrosamento ou embricamento entre elas. Isto é, nos materiais granulares (grãos isolados e independentes) o atrito é um misto de escorregamento (deslizamento) e de rolamento. Quanto à coesão, que é uma característica dos solos muito finos (argilas e siltes plásticos), distingue-se a coesão aparente e a coesão verdadeira, sendo a primeira como resultado da pressão capilar da água contida nos solos, agindo como

se fosse uma pressão externa e a segunda, como resultado das forças eletroquímicas de atração das partículas de argila.

Fujimura; Soares (1996) apud Arnez (1999) alegam que os rejeitos geralmente apresentam ângulos de atrito interno entre 3° e 5° maiores que os materiais naturais de mesma densidade e submetidos ao mesmo nível de tensões. Além disso, os rejeitos não têm caráter de coesão entre os grãos, salvo raras exceções. Os ângulos de atrito interno decrescem com o nível de tensão aplicada, mostrando valores de 35° a 40° para tensões baixas e 28° a 33° para tensões maiores.

É importante salientar a diferença existente entre ângulo de repouso (α) e ângulo de atrito interno (ϕ). O ângulo de repouso se refere à inclinação natural máxima que o talude pode alcançar naturalmente, para um determinado material empregado em sua construção (material granular), sem que haja o escorregamento, rolamento ou embricamento dos grãos. Deste modo, irá refletir sobre as características de atrito da camada superficial inclinada de areia fofa, que dificilmente será afetada pela compactidade das camadas subjacentes de areia. Por sua vez, o ângulo de atrito interno destas camadas subjacentes, portanto confinadas, será diretamente afetado pelo grau de compactação delas.

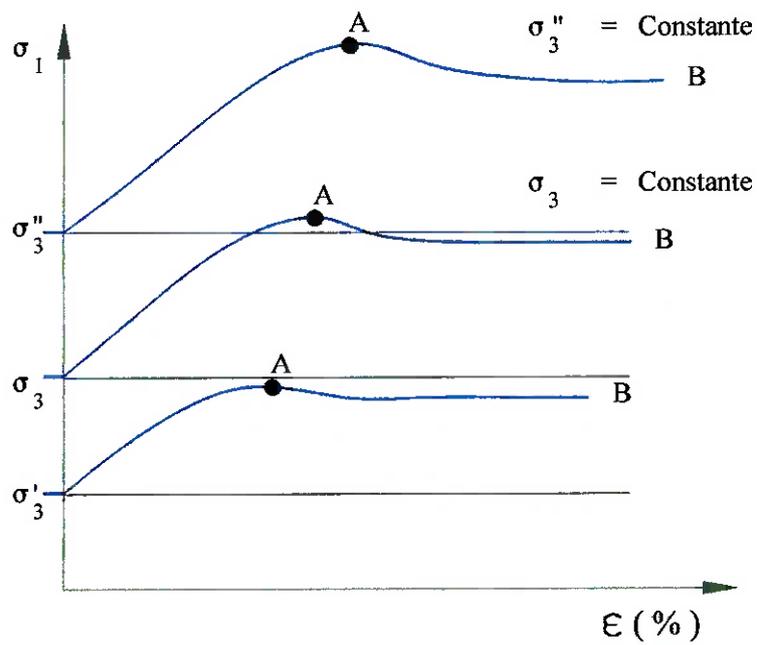
Sendo “u” a pressão neutra da água, seu valor dependerá não só das condições de carregamento, como também da velocidade da aplicação da carga. Vargas (1977) cita os dois ensaios empregados para se determinar experimentalmente a resistência ao cisalhamento de um material a ser empregado na construção de um barragem de rejeitos: o de cisalhamento direto e o de compressão triaxial.

O ensaio de cisalhamento direto não possibilita o controle das pressões neutras (u), só sendo possível mantê-las nulas ($u=0$) apenas executando-se o ensaio lentamente. Por outro lado, no ensaio triaxial é possível medir a resistência ao cisalhamento do material com ou sem a drenagem da água intersticial, possibilitando o controle da pressão neutra “u” induzida e, sua medição à medida que se desenvolvem durante o ensaio, através da maior ou menor drenagem e da velocidade de aplicação da carga.

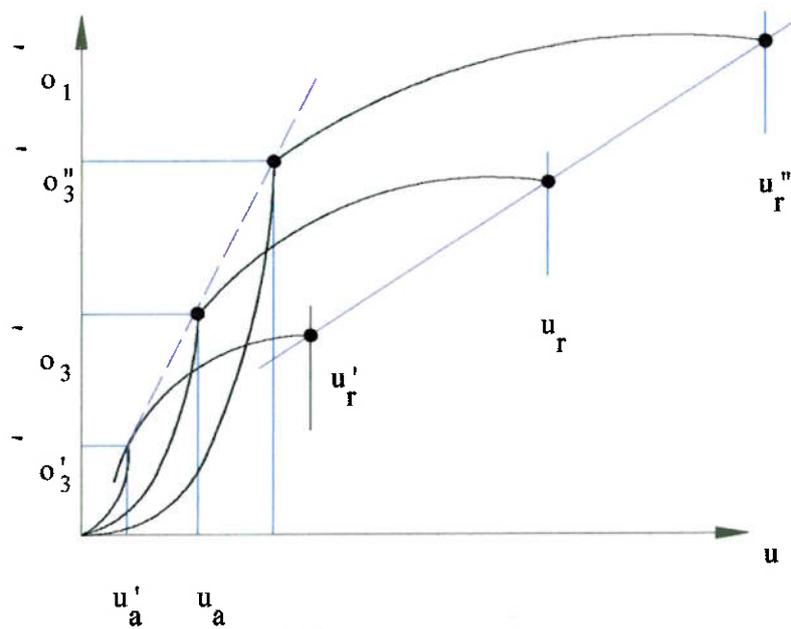
Ensaio rápido (não consolidado, não drenado)

No caso dos ensaios triaxiais rápidos, a tensão axial (σ_1) e a tensão de confinamento (σ_3) são aplicadas rapidamente, sem que haja a saída da água intersticial da amostra, ou seja, $u > 0$. Conseqüentemente, não há transferência e toda pressão aplicada age sobre a água, no caso de solo saturado (Vargas, 1977; Barata, 1984; Caputo, 1996).

A pressão neutra (u) irá crescendo sem que haja dissipação de pressão, até que a tensão cisalhante alcance a resistência ao cisalhamento, atingindo-se o valor de ruptura ($\sigma_1 - \sigma_3$), no qual se observará uma pressão neutra de ruptura (u_r). As figuras 24a e 24b mostram, respectivamente, as curvas de tensão-deformação obtidas nesse ensaio e as pressões neutras induzidas nos poros do material.



a) Curvas de tensão-deformação



b) Curva das pressões neutras

Fonte: Vargas (1977)

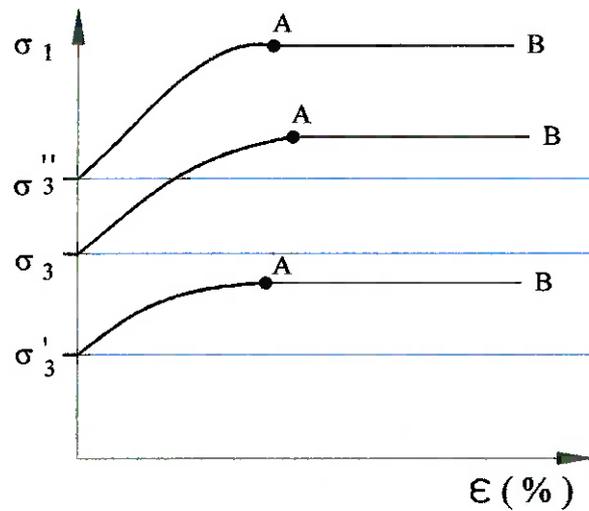
Figura 24 – Ensaio triaxial rápido, não consolidado, não drenado

Pelas curvas de tensão-deformação da figura 24a, observa-se que a deformação do material cresce proporcionalmente à tensão (σ_1) aplicada no estado dito elástico (reta), passando ao estado inelástico do material, onde as deformações são maiores com o acréscimo da tensão (curva), até o momento em que se atinge a resistência de pico da curva (ponto A) ou as resistências residuais observadas depois de deformações muito grandes, quando as resistências se tornam independentes das deformações (ponto B). Para as pressões neutras (figura 24b), numa primeira fase de cada curva, observa-se que o seu acréscimo é relativamente baixo com o crescimento da tensão σ_1 aplicada, devido ao contínuo rearranjo dos grãos contidos do material. Numa segunda fase da curva, u cresce consideravelmente com um pequeno acréscimo de σ_1 , pelo fato do corpo encontrar-se praticamente saturado e a água contida nos poros passar a “suportar” toda a pressão aplicada, até que se atinja u_r correspondente à resistência de pico.

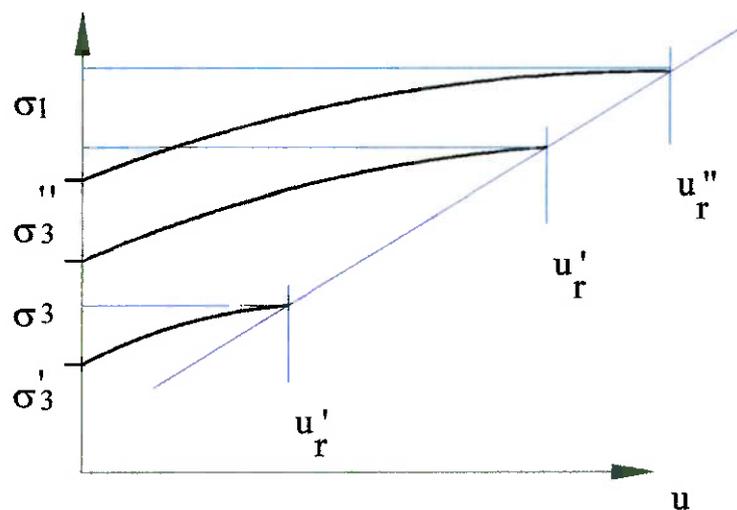
Ensaio adensado rápido (consolidado, não drenado)

Neste ensaio triaxial pré-adensado, σ_3 é aplicada, tão lentamente, que possibilita o adensamento completo do corpo-de-prova, mas σ_1 é aplicada rapidamente, sem admitir drenagem, ou seja, $u > 0$ (Vargas, 1977; Barata, 1984; Caputo, 1996).

Arnez (1999) ressalta que, para os ensaios triaxiais consolidados não drenados, o ângulo de atrito interno mostra valor típico entre 14° e 24° , sendo os mais comuns próximos de 20° . As figuras 25a e 25b mostram, respectivamente, as curvas de tensão-deformação obtidas neste ensaio e as pressões neutras induzidas nos poros do material.



a) Curvas de tensão-deformação



b) Curvas das pressões neutras

Fonte: Vargas (1977)

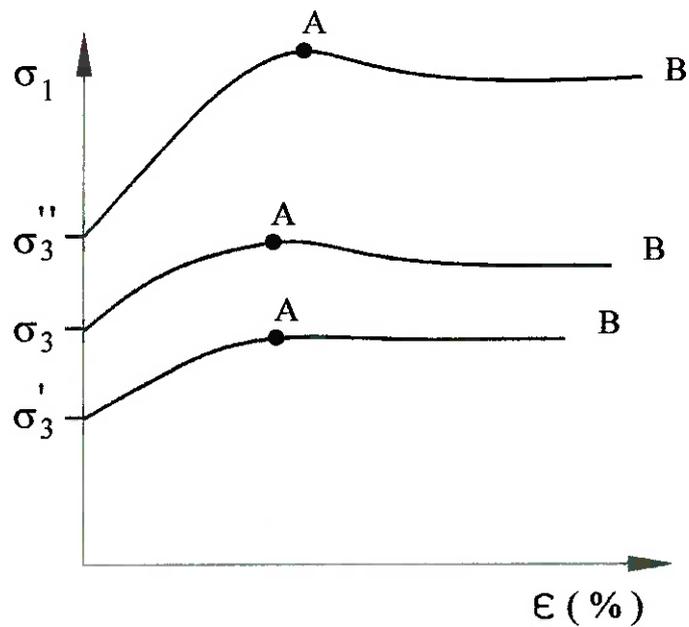
Figura 25 – Ensaio triaxial rápido, consolidado, não drenado

Pelas curvas da figura 25a, o pré-adensamento inicial do material acarreta no aparecimento de uma pressão neutra inicial maior que zero ($u > 0$), fazendo com que o corpo encontre-se praticamente em seu estado de deformação (estado inelástico) com a carga aplicada, sem dissipação de pressão, até que atinja o estágio

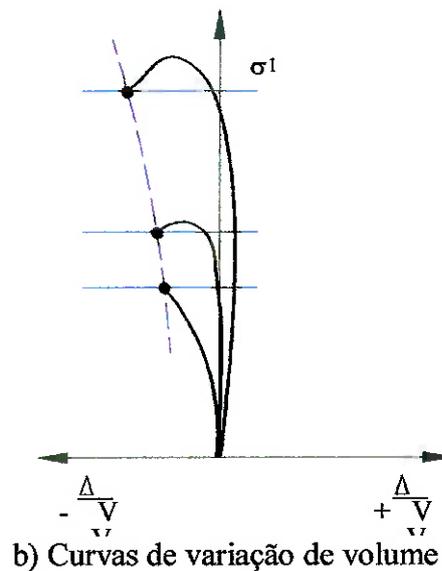
correspondente à pressão neutra de ruptura (ponto A). O rearranjo inicial dos grãos dentro da estrutura do material, permite esse aparecimento de uma pressão neutra inicial durante os ensaios, conforme pode-se observar nas curvas de pressões neutras (figura 25b).

Ensaio lento (consolidado, drenado)

Neste ensaio triaxial, as tensões σ_1 e σ_3 são aplicadas lentamente, havendo a saída da água intersticial da amostra e onde o cisalhamento ocorre com pressão neutra $u=0$ (Vargas, 1977; Barata, 1984; Caputo, 1996). As figuras 26a e 26b mostram, respectivamente, as curvas de tensão-deformação obtidas nesse ensaio e a variação de volume do corpo de prova.



a) Curvas de tensão-deformação



b) Curvas de variação de volume

Fonte: Vargas (1977)

Figura 26 – Ensaio triaxial lento, consolidado, drenado

Apesar da pressão neutra ser mantida praticamente nula durante os ensaios ($u=0$), as curvas de tensão-deformação mantêm comportamento semelhantes em relação aos ensaios não consolidados e não drenados, com a diferença de que toda a carga aplicada é suportada pelo arcabouço formado pelos grãos. As curvas de variação de volume mostram que, à medida que a carga aplicada aumenta, apesar do

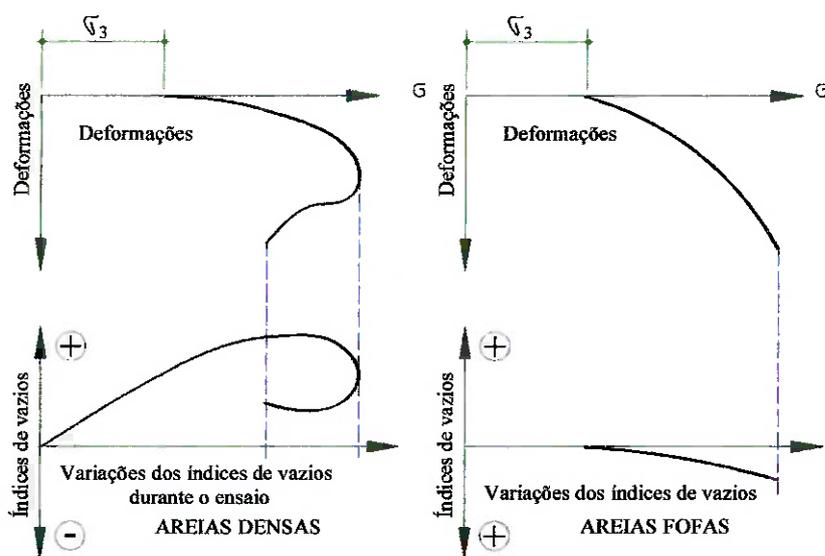
pré-adensamento inicial, o corpo vai se deformando devido ao contínuo rearranjo das partículas e escorregamento grão-a-grão. O leve crescimento de volume durante o confinamento, deve-se a “quebra” da estrutura formada pelos grãos, que passam a se movimentar e ocupar novas posições no arcabouço.

Resistência ao cisalhamento das areias

Para as areias, cujo material é considerado praticamente granular ou não-coesivo ($c = 0$), a equação de Coulomb seria expressa da seguinte forma:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg}\phi \quad (14)$$

Caputo (1996) acrescenta que, dentre os fatores que influem no valor do ângulo de atrito destacam-se a compacidade, a forma das partículas e a granulometria. Para a maioria das areias o ângulo de atrito interno situa-se entre 25° e 35° . Entretanto, dependendo do grau de compacidade, as areias aumentam ou diminuem de volume antes de chegarem a ruptura, quando submetidas ao ensaio de cisalhamento. Isto é, as areias compactadas aumentam o índice de vazios enquanto que as fofas diminuem, conforme indicado na figura 27. No caso das areias compactadas, o índice de vazios cresce até um certo limite de tensão, em que ela começa a decrescer ao mesmo tempo em que a tensão também decresce. Para as areias fofas, à medida que a tensão aumenta, o índice de vazios diminui, pois há contração do material.



Fonte: Caputo (1996)

Figura 27 – Resistência ao cisalhamento de areias densas e fofas

No caso das areias fofas, Vargas (1977) alega que a diminuição de volume corresponderá à uma compressão da água intersticial e, portanto, ao aparecimento de pressão neutra, inclusive no momento de ruptura. Nos casos extremos, em que a pressão neutra (u) iguala-se à pressão total (σ) atuante no plano de cisalhamento, ocorrerá o fenômeno de liquefação da areia, ou seja, haverá perda total de sua resistência fazendo com que ela venha a fluir como um líquido. Entretanto, para as areias compactadas, o aumento de volume quando estão sujeitas à ruptura, deve-se à dilatação dos poros, que implicará no aparecimento de forças capilares, as quais atuarão como pressões neutras negativas, que resultará numa pressão efetiva maior que a pressão total e, portanto, numa reação contra a ruptura – daí o motivo do pico que se observa na curva tensão-deformação, cuja ruptura se dará se tal pico for ultrapassado.

Para Pinto (2000), a resistência de pico das areias compactadas é justificada pelo embricamento entre as partículas. As tensões devem ser suficientes para vencer obstáculos representados pelos outros grãos de areia na sua trajetória – vencido este obstáculo, que exige um aumento de volume, a resistência cai ao valor da areia no estado fofo. No caso das areias fofas, o processo de cisalhamento provoca uma acomodação das partículas, que se dá com a redução do volume, isto é, as

partículas se alojarão em vazios existentes (reduzindo o índice de vazios), passando a escorregar e rolar entre si (mantendo, na média, o mesmo índice de vazios).

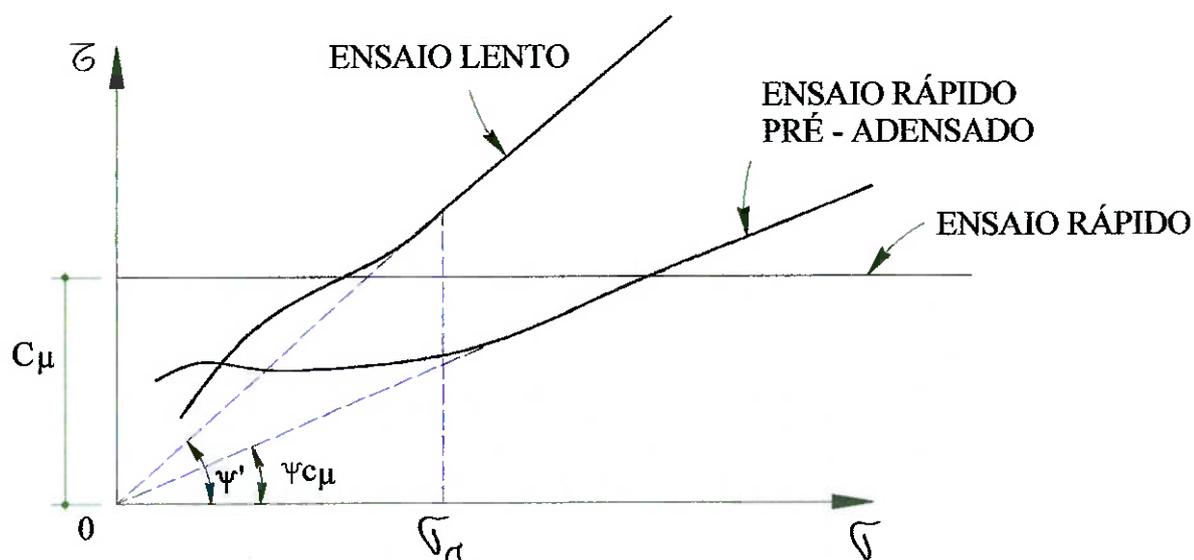
Existe um índice de vazios no qual o corpo de prova não apresenta nem diminuição nem aumento de volume por ocasião da ruptura, o qual é definido como “índice de vazios crítico” da areia (Vargas, 1977 e Pinto, 2000). Se a areia estiver com um índice de vazios inferior a ele, ela precisará se dilatar para romper; se o índice de vazios for maior que o crítico, a areia se romperá comprimindo-se. O índice de vazios crítico pode ser considerado como o índice de vazios em que a areia sofre deformação sem variação de volume.

Resistência ao cisalhamento das argilas

Para as argilas, cujo material é considerado coesivo ($c \neq 0$), os principais fatores que influenciam em sua resistência ao cisalhamento são: o estado de adensamento do material, a sensibilidade da estrutura, as condições de drenagem e a velocidade de aplicação das cargas (Caputo, 1996).

Argilas saturadas

Para os três tipos de ensaios descritos anteriormente – rápido, rápido adensado e lento, as linhas de envoltórias de ruptura das argilas saturadas mostram que, para os ensaios lento e pré-adensado, os gráficos são semelhantes, apresentando trechos retilíneos que passam pela origem, para pressões maiores que a pressão de pré-adensamento (σ_a), conforme a figura 28. Observa-se que, para pressões maiores a “ σ_a ”, as argilas funcionam geralmente como solos não coesivos.



c_u – coesão; φ_{cu} , φ' – ângulo de atrito interno

Fonte: Caputo (1996)

Figura 28 – Linhas envoltórias de ruptura das argilas saturadas

Entretanto, nos ensaios rápidos, não sendo permitida a drenagem, o índice de vazios da amostra será sempre o mesmo e, conseqüentemente, não exercerão pressões efetivas. Isto é, quando se aplica uma pressão confinante, surge uma pressão neutra de igual valor, que propiciará uma pressão confinante efetiva constante, qualquer que seja a carga aplicada. Como são essas pressões efetivas que mobilizam a resistência ao cisalhamento, conclui-se que será sempre a mesma, e a envoltória será, portanto, uma reta de equação $\tau = c$. Este valor da coesão (para ensaio não drenado) em depósitos de argilas normalmente adensadas, é dado pela fórmula estatística de Skempton segundo Caputo (1996):

$$c_u = p [0,11 + 0,0037 (IP)] \quad (15)$$

Onde “p” é a pressão efetiva devido às camadas sobrejacentes e “IP” é o índice de plasticidade.

Pinto (2000) ressalta que, como a resistência das argilas é resultante de um fenômeno de atrito entre as partículas, estando elas não confinadas, esta

resistência é fruto da tensão confinante efetiva existente, o que dá a ela um comportamento de um material que apresenta resistência, mesmo não estando submetido a qualquer confinamento e, portanto, a de um material coesivo.

Argilas não saturadas

Em materiais argilosos não saturados, como são os utilizados em aterros compactados, as envoltórias resultantes dos diversos tipos de ensaios, têm formas diferentes das obtidas para as argilas saturadas. Nestes casos, é fundamental que sejam consideradas as pressões neutras, desenvolvidas devido à redução do volume de vazios. No projeto de uma barragem de terra, onde são elevadas as pressões neutras que se desenvolvem, os ensaios rápidos são os recomendáveis. Entretanto, segundo Caputo (1996), deve-se também investigar a estabilidade da obra por meio de ensaios rápidos pré-adensados, sempre que houver a possibilidade de um rápido rebaixamento do nível da água do reservatório, uma vez que, haverá alteração no estado de tensões, que poderá conduzir à ruptura da barragem.

É importante destacar que, os ensaios de cisalhamento em materiais arenosos são geralmente ensaios lentos, devido à alta permeabilidade que esses materiais apresentam, possibilitando a rápida dissipação das pressões neutras.

9 ESTUDO DA BARRAGEM MORRO DO OURO

9.1 Aspectos gerais

A barragem de contenção de rejeitos da Mina Morro do Ouro, de propriedade da Rio Paracatu Mineração (RPM), encontra-se localizada no Município de Paracatu, Estado de Minas Gerais. A Barragem possui uma área total de 5.400.000 m² (ou 540 hectares) correspondente à bacia de armazenamento de rejeitos oriundos da usina de beneficiamento (anexo 1). O talude da barragem possui uma extensão aproximada de 3.500 m, cuja linha de referência encontra-se na direção preferencial sudeste/noroeste (anexo 2). Rochas metamórficas semi-intemperizadas e de grãos finos, denominadas de filitos, servem de alicerce à fundação do corpo da barragem. Os materiais empregados na construção do corpo da barragem provém de áreas de empréstimo circunvizinhas e compreende basicamente areias, siltes e argilas. Para os filtros e drenos são utilizadas areias e materiais mais grosseiros, como pedregulhos, produzidos nas atividades de lavra.

Para o armazenamento dos rejeitos gerados pela usina de beneficiamento, o projeto inicial da barragem previa o seu alteamento até a Etapa 7 na cota 625,00 m. Com o aumento da produção de minério bruto a partir de 1998, que passou de 13,5 Mtpa (milhões de toneladas por ano) para 18,0 Mtpa, houve a necessidade de se reavaliar o projeto construtivo da barragem visando a ampliação de sua capacidade de armazenamento, o que iria acarretar no incremento de mais etapas de alteamento para o aterro, entretanto, sem que houvesse o comprometimento das condições operacionais e de segurança. Com o replanejamento a barragem deverá ser alteada até a cota de coroamento 667,40 m, correspondente a Etapa 24A até o ano de 2016, conforme mostra a tabela 20. Isto representará num volume total de rejeitos armazenados no reservatório da ordem de 382 milhões de metros cúbicos ou 431 milhões de toneladas.

Tabela 20 – Replanejamento das etapas de alteamento da barragem Morro do Ouro para os novos dados de produção anual

Etapa	Atende Até	Produção Anual (Mt)	Produção Anual (Mt)	Volume Rejeitos (m ³)	N.A. Rejeitos	N.A. Reserva 7 milhões m ³	Coroamento Necessário (+ 2,50 m)	Valores de projeção adotados		Método de Construção
								Construir até	Barragem	
	31/12/96									
	30/09/97									
8	30/09/98							30/09/97	629,20	Jusante
8A	30/09/99							30/09/98	633,50	Montante
9A	30/09/00		161,807	136.032.615	631,85	633,05		30/09/99	636,70	Jusante
9A	30/09/01	19,745	181,552	152.632.407	634,63	635,76	639,32	30/09/00	640,00	Montante
10A	30/09/02	20,274	201,827	169.677.295	637,32	638,38	641,91	30/09/01	642,00	Montante
11	30/09/03	20,475	222,302	186.891.165	639,89	640,90	644,35	30/09/02	644,35	Jusante
12A	30/09/04	20,559	242,661	204.006.967	642,32	643,28	646,75	30/09/03	646,75	Montante
13	30/09/05	19,896	262,557	220.733.974	644,59	645,51	649,03	30/09/04	649,00	Jusante
14A	30/09/06	19,326	281,884	236.981.870	646,71	647,59	651,15	30/09/05	651,15	Montante
15	30/09/07	18,643	300,519	252.637.133	648,67	649,33	653,15	30/09/06	653,15	Jusante
16A	30/09/08	18,261	318,790	268.009.538	650,54	651,37	654,98	30/09/07	655,00	Montante
17	30/09/09	18,561	337,351	283.613.903	652,37	653,18	656,78	30/09/08	656,80	Jusante
18A	30/09/10	18,212	355,563	298.924.846	654,12	654,91	658,57	30/09/09	658,50	Montante
19	30/09/11	17,798	373,361	313.887.801	655,79	656,55	660,15	30/09/10	660,15	Jusante
20A	30/09/12	17,137	390,498	328.294.760	657,35	658,09	661,75	30/09/11	661,75	Montante
21	30/09/13	16,847	407,345	342.458.355	658,84	659,57	663,24	30/09/12	663,25	Jusante
22A	30/09/14	17,539	424,885	357.203.883	660,37	661,08	664,67	30/09/13	664,70	Montante
23	30/09/15	15,968	440,853	370.628.378	661,73	662,42	666,11	30/09/14	666,10	Jusante
24A	30/09/16	13,833	454,686	382.258.164	662,88	663,57	667,37	30/09/15	667,40	Montante

Critérios: 1. Densidade = 1,13 t/m³ N.A.- nível d'água

2. Ocupação = 96%

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Outro aspecto importante com as modificações ocorridas no projeto da barragem foi com relação ao método de alteamento da barragem. Até a Etapa 7 era empregado o método de jusante, passando para os métodos de montante e jusante alternados a partir da Etapa 8, ou seja, numa etapa de alteamento o método de montante, e na seguinte o de jusante (tabela 20). Isto resultou em estudos prévios do projeto construtivo, análise de estabilidade dos taludes, sondagens e ensaios laboratoriais. Atualmente, encontra-se em construção a Etapa 11 de alteamento pelo método de jusante (anexos 3 e 4), que deverá elevar a barragem a uma altura aproximada de 70 m, possibilitando um armazenamento da ordem de 187 milhões de metros cúbicos ou 211 milhões de toneladas de rejeitos produzidos. O relatório RPM10-GT-RT-001 da Rio Paracatu Mineração (2001), considerou-se os seguintes parâmetros para cada etapa de alteamento da barragem:

1. crista com 6,0 m de largura;
2. bermas no talude de jusante com 3,0 m de largura (1V:1,9H), espaçadas de 6,0 em 6,0 m; e
3. talude de montante com inclinação 1V:1,5H quando utilizado o método de jusante, e 1V:1,8H quando utilizado o método de montante.

9.2 Critérios de construção do aterro da barragem

Levaram em consideração os aspectos construtivos referentes às fundações e estruturas, características dos materiais empregados no aterro, filtros e drenos, controle da espessura e grau de compactação das camadas de material lançado, incluindo as características técnicas dos equipamentos compactadores utilizados na barragem.

9.2.1 Fundações e estruturas

Para comportar as fundações e estruturas de concreto que foram necessárias à construção da barragem, foram executadas escavações no solo original de acordo com alinhamentos, declividades e dimensões indicados no projeto. Escavações permanentemente expostas foram abertas com taludes estáveis, superfícies com acabamento final uniforme e drenagem adequada, para que as fundações fossem mantidas secas e adequadas às estruturas do aterro. Em porções ao longo do eixo da barragem em que o solo mostrou-se alterado foram realizados aprofundamentos além dos limites expostos em projeto, até que se atingisse o solo dentro das especificações esperadas.

Concluídos os trabalhos de escavação, manteve-se a superfície limpa de blocos soltos e devidamente compactada para receber o aterro e o filtro horizontal. Na zona definida à colocação deste filtro, as cavidades e reentrâncias existentes foram preenchidas e regularizadas com o próprio material usado para a confecção do filtro.

9.2.2 Aterros compactados

Nos locais onde a fundação foi construída em rocha firme foram colocadas duas camadas sobrepostas de aterro, compactadas individualmente com rolo pneumático para manutenção da umidade entre 0% e 2% acima da umidade ótima do ensaio Proctor Normal, permitindo assim uma melhor “ligação” entre o aterro e a fundação. Nos pontos onde a superfície da fundação não possibilitou uma compactação eficiente com este tipo de equipamento, empregou-se compactadores mecânicos manuais, tipo “sapo”, e foram utilizados materiais com umidade acima da

materiais com umidade acima da umidade ótima, compactados em camadas com até 10 cm de espessura. A princípio, as correções de umidade do material são realizadas no local de origem através de um trabalho de drenagem e irrigação adequados aos mesmos.

As superfícies muito secas e que não assegurem uma boa ligação com a camada sobrejacente do corpo barragem, são irrigadas e revolvidas adequadamente até uma profundidade que possa assegurar boas condições de ligação com a próxima camada do aterro. Caso as superfícies se apresentem muito úmidas, a camada também é revolvida até que se atinja a umidade esperada à compactação. Entretanto, se atingida a cota de projeto de escavação àquela etapa e o solo apresentar resistência à penetração (SPT - Standard Penetration Test) inferior a 10, a escavação prossegue até que se alcance este índice de resistência.

Como citado anteriormente, os materiais empregados na construção do aterro da barragem são basicamente siltosos e argilosos, provenientes das áreas de empréstimos existentes nas proximidades ou resultantes de escavações, desde que venham de encontro às condições técnicas exigidas. Os solos siltosos são usados predominantemente na construção do corpo da barragem, enquanto os argilosos são utilizados nas duas camadas sobrejacentes à camada superior do tapete drenante e na faixa de 4 m de largura adjacente ao talude de jusante.

A compactação do aterro da barragem obedece os mesmos princípios utilizados ao preparo das fundações. Entretanto, caso a superfície da camada de aterro mostre sinais de impermeabilização (selagem), antes mesmo do lançamento da próxima camada, esta deverá ser trabalhada com equipamento escarificador para que possibilite uma melhor ligação entre ambas no decorrer dos trabalhos. As camadas são lançadas e compactadas paralelamente ao eixo longitudinal da barragem, mantendo-se sempre uma declividade de 2% para montante ou para jusante, a partir da linha de centro, para que possibilite a drenagem das águas pluviais. Empregam-se grades de discos para que a camada seja devidamente homogeneizada antes de sua compactação. Entretanto, a definição do número de passadas do equipamento compactador é de fundamental importância para o controle da compactação e a espessura das camadas.

Após os trabalhos de compactação, as camadas deverão ficar com uma espessura aproximada de 20 cm, com tolerância máxima de 15% acima deste valor. Em toda a sua extensão a superfície do aterro deverá manter uma elevação uniforme e com desníveis máximos de 2 m entre as diversas praças de lançamento e compactação, minimizando o aparecimento de juntas de construção ao longo do aterro. Poços de inspeção são abertos periodicamente ao longo destas juntas para a verificação da necessidade de correções no aterro com o avanço dos trabalhos de alteamento da barragem.

O grau de compactação mínimo requerido para as camadas do aterro é de 95%, com média mínima de 98% em referência ao ensaio Proctor. A faixa de umidade nestes casos deverá ficar entre 2% abaixo e 2% acima da umidade ótima, com tolerância de 15% para os resultados do desvio de umidade fora desta faixa. Para as etapas alteadas pelo método de montante, a construção do aterro de ponta também é de fundamental importância à estabilidade da barragem, por evitar que o material do maciço sature de água e que grande parte do rejeito não consolidado seja afastado das proximidades do aterro compactado.

9.2.3 Filtros e drenos

Areia grossa, brita 1 e enrocamentos constituem os materiais utilizados na construção dos filtros e drenos do maciço da barragem, desde que permitam uma permeabilidade mínima de $2 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$, que é considerada alta (classe 1) segundo Pinto (2000). As areias deverão ser constituídas de partículas quartzozas, angulosas, e estarem isentas de raízes e detritos orgânicos. Sua granulometria deverá obedecer os limites apresentados na tabela 21.

Tabela 21 – Faixas granulométricas das areias utilizadas na construção dos filtros e drenos da barragem

ABERTURA DAS PENEIRAS (mm)	% QUE PASSA ACUMULADA EM PESO	
	LIMITES DA FAIXA	GRANULOMETRIA MAIS FINA ADMISSÍVEL P/ CURVA MÉDIA
0,074	0 - 5	5
0,15	0 - 25	15
0,30	15 - 50	35
0,60	35 - 70	60
1,20	60 - 90	85
2,40	85 - 100	100
4,80	100	100

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

A brita 1, os materiais drenantes e o enrocamento deverão ser constituídos por partículas sólidas, densas e resistentes à abrasão. A granulometria da brita 1 deverá ser mantida dentro dos limites apresentados na tabela 22.

Tabela 22 – Faixas granulométricas da brita utilizada na construção dos filtros e drenos da barragem

BERTURA DAS PENEIRAS (mm)	% QUE PASSA ACUMULADA EM PESO
4,80	0 - 5
9,60	30 - 35
19,00	90 - 100
25,00	100

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

A granulometria do material drenante deverá ser mantida dentro dos limites apresentados na tabela 23.

Tabela 23 – Faixas granulométricas do material drenante utilizado na construção dos filtros e drenos da barragem

ABERTURA DAS PENEIRAS (mm)	% QUE PASSA ACUMULADA EM PESO
0,60	0
1,20	0 – 15
2,40	0 – 35
4,80	15 – 60
9,60	40 – 100
19,00	70 – 100
38,00	100

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

No trecho central do filtro horizontal, cujo tapete drenante é constituído por cinco camadas, a granulometria do pedrisco empregado deverá ser mantida dentro dos limites apresentados na tabela 24.

Tabela 24 – Faixas granulométricas dos pedriscos utilizados na construção dos filtros e drenos da barragem

ABERTURA DAS PENEIRAS (mm)	% QUE PASSA ACUMULADA EM PESO
0,60	0
1,20	0 – 15
2,40	0 – 35
4,80	15- 60
9,60	40 – 60
19,00	100

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Os enrocamentos deverão ser constituídos de rocha sã, não desagregável, com uma tolerância máxima de 10%, em peso, do material que passa na peneira n° 10 série tyler. Os materiais que constituem os filtros são colocados em camadas horizontais, cuja espessura de cada uma delas dependerá do tipo de equipamento de compactação que será utilizado neste trabalho. Em princípio, esta espessura não deve ser superior a 25 cm e não deverá ultrapassar 15 cm, se empregados compactadores mecânicos leves.

As camadas de areia dos filtros e drenos são compactadas com 8 passadas do rolo vibratório liso, com simultânea irrigação da praça. Nas áreas em que é possível o uso deste equipamento, são utilizadas placas vibratórias para a compactação. A compactidade relativa dos filtros e drenos é controlada em função dos valores apresentados na tabela 25.

Tabela 25 – Compactidade relativa de filtros e drenos da barragem

FILTRO	COMPACIDADE RELATIVA (%)	
	MÉDIA	MÍNIMA
Horizontal	70	60
Vertical	60	50

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Segundo a classificação de Therzaghi (1996) apud Pinto (2000), a compactidade relativa para o material dos filtros verticais pode ser considerada como média (entre 0,33% a 0,66%), enquanto que para os filtros horizontais pode ser considerada como compacta (>0,66%).

9.2.4 Equipamentos de compactação

Como citado anteriormente, para a compactação dos filtros e drenos do aterro são utilizados rolos vibratórios lisos ou placas vibratórias. Para os aterros argilosos/siltosos podem ser utilizados rolos compactadores estáticos com patas “pé-de-carneiro”, rolos de pneus e rolos de alta velocidade com patas tipo “tamping”, todos providos de dispositivos próprios para variação de seu peso em função dos resultados obtidos na compactação das primeiras camadas.

Os rolos vibratórios são especialmente aplicados para solos granulares, enquanto os rolos pé-de-carneiro são adequados para solos argilosos, por penetrarem na camada nas primeiras passadas, evitando que uma placa superficial se forme e reduza a ação do equipamento em profundidade. Os rolos pé-de-carneiro estáticos são providos de lastro que possibilitam uma pressão mínima obtida nos pés de 30 kgf/cm², e possuem dispositivos permanentes que limpam os espaços entre eles,

mantendo assim sua eficiência na compactação da camada. A velocidade de compactação com este tipo de compactador não deve exceder a 5 km/h.

Os rolos pneumáticos possuem pneus de alta pressão com um mínimo 90 psi (“pounds per square inch” – libras por polegada quadrada) ou 6,3 kgf/cm², e também são providos de caixa adequada para o lastro afim de que a carga por roda possa variar entre 9 a 12,5 toneladas. A velocidade de compactação com este tipo de compactador não deve exceder a 6 km/h. Os rolos vibratórios possuem peso total estático do tambor superior a 4 toneladas e são operados com velocidade entre 3 e 5 km/h. Os rolos de alta velocidade com patas “tamping”, por sua vez, são operados com velocidades maiores que variam entre 18 e 25 km/h.

9.2.5 Controle do aterro

O controle da espessura das camadas de aterro argiloso/siltoso é realizado antes e depois dos trabalhos de compactação, através de medições topográficas em pontos pré-definidos ao longo da barragem. A frequência média das medidas é de uma vez por dia, embora na fase inicial ocorra uma maior quantidade de medições que irão permitir o ajuste mais rápido do coeficiente de correlação entre as espessuras da camada antes e após a compactação.

Conforme descrito, o controle básico do grau de compactação do aterro é realizado através do número de passadas do equipamento compactador, devendo ser realizado com um mínimo de um ensaio a cada 1.000 m³ de material do aterro lançado. De acordo com os resultados dos ensaios de controle do grau de compactação, altera-se o número de passadas do equipamento de compactação e/ou a espessura das camadas, até que se alcance os resultados esperados. O controle do gradiente de compactação é realizado através de ensaios no topo e na base das camadas, com uma frequência mínima também de um ensaio por dia. Poços de inspeção são abertos a cada 50.000 m³ de material lançado para verificação da qualidade destes trabalhos.

O controle da granulometria e limites de consistência do aterro é realizado através de ensaios granulométricos com sedimentação, de limites de liquidez e de plasticidade na frequência de um ensaio a cada 10.000 m³ de material

lançado. Estes limites de consistência correspondem aos teores de umidade dos materiais que apresentam comportamentos semelhantes. Isto é, materiais diferentes que apresentem umidades correspondentes aos seus limites de plasticidade/liquidez, deverão apresentar comportamentos semelhantes ainda que suas umidades sejam diferentes.

O controle da qualidade e granulometria dos materiais utilizados na construção de filtros e drenos, é realizado nas jazidas e pilhas de estoque na frequência de um ensaio a cada 200 m³ de material lançado e nunca inferior a dois ensaios por semana. O controle da espessura das camadas, sanidade do material e número de passadas do equipamento de compactação é realizado visualmente em campo. O controle da qualidade da pedra britada é realizado através de ensaios de abrasão Los Angeles na frequência de um ensaio a cada 6.000 m³ de material. O controle da compactação relativa dos materiais que constituem os filtros é realizado a cada 200 m³ de material lançado.

9.3 Ensaios de compressão triaxial.

9.3.1 Aspectos gerais

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, com amostra indeformada enviada pela RPM no ano de 2002. A amostra, na forma de bloco 40x40x40 cm³, foi extraída do talude do aterro compactado da Etapa 9 de alteamento da Barragem Morro do Ouro, na estaca 55 + 14,73 m e cota 636,42 m, corresponde à um solo silto-argiloso, bege, com manchas variegadas, proveniente do horizonte de solo de alteração de filito escavado na área de empréstimo.

9.3.2 Ensaios realizados

Foram realizadas duas séries de ensaios de compressão triaxial, do tipo adensado rápido, com medida de pressões neutras sobre corpos de prova de dimensões aproximadas de 5 cm de diâmetro por 11 cm de altura. Na primeira série, os corpos de prova foram ensaiados com sua umidade natural e, na segunda, após a

saturação por contra-pressão. O critério de saturação dos corpos de prova foi baseado em um valor de parâmetro definido, com relação ao acréscimo mínimo de 96% da pressão neutra gerado pelo efeito de um acréscimo na pressão confinante.

Em ambas as séries os corpos de provas foram adensados sob tensões confinantes nominais de 50, 100, 200 e 400 Kpa. Em seguida, foram cisalhados com a velocidade de formação controlada de 0,5 mm/min. Durante o cisalhamento foram registrados automaticamente os valores das cargas de cisalhamento, das pressões neutras e do encurtamento dos corpos de provas (Rio Paracatu Mineração, 2002).

9.3.3 Resultados Obtidos

Na tabela 26 estão apresentadas as características dos corpos de prova ensaiados, onde γ é o peso específico natural, w a umidade inicial antes da saturação, γ_d o peso específico seco, σ_3 a tensão de adensamento, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ a diferença de tensões principais máximas, e u a pressão neutra na ruptura. Os anexos 5 e 6 mostram os gráficos com variações de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e da pressão neutra (u) em função da deformação específica (ϵ_1), registradas durante o andamento dos ensaios não saturados e saturados, respectivamente.

Tabela 26 – Características do corpo de prova

Corpo de Prova	Saturação	γ (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kPa)	u (kPa)	Figura
1	Não	18,0	21,78	1,48	50	380	5	A1
2	Não	17,8	21,74	1,47	100	490	8	A2
3	Não	18,0	22,09	1,47	200	720	16	A3
4	Não	17,9	22,03	1,47	400	1000	30	A4
1	Sim	18,3	22,81	1,49	50	302	-72	B1
2	Sim	18,0	22,00	1,48	100	324	-35	B2
3	Sim	17,6	22,17	1,44	200	352	33	B3
4	Sim	17,6	21,96	1,44	400	411	212	B4

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2002)

9.4 Monitoramento e análise de estabilidade

Em janeiro de 2001 foram instalados 9 novos piezômetros e 3 medidores de nível d'água, do tipo "stand-pipe", com o objetivo de monitorar o posicionamento

da linha freática a montante do filtro vertical da barragem. Esta linha freática, que nos acompanhamentos anteriores comportava-se quase que horizontalmente, passou a ter uma inclinação aproximada de 34%. As leituras nestes novos piezômetros também tiveram uma contribuição fundamental na adoção de parâmetros de avaliação e controle da pressão neutra no maciço da barragem.

Nas análises do talude de jusante o nível d'água do reservatório e do topo do rejeito foram considerados nas suas cotas máximas, as quais seriam atingidas no mês de setembro do ano seguinte ao da sua construção. Nestas condições a linha freática a jusante do filtro vertical apresentou um gradiente de 10%, com o nível de água a jusante da barragem sobre a cota 575 m, correspondente à elevação da saída do poço de drenagem no centro do vale. Para as pressões neutras (u) representativas da condição final de construção e devido ao adensamento do aterro, chegou-se a $u = 4\%$ acima da linha freática e $u = 15\%$ abaixo dela.

Nas análises do talude de montante, o nível d'água do reservatório e do topo do rejeito foram considerados também nas suas cotas máximas, que seriam atingidas em setembro do ano de construção da respectiva etapa.

Levando-se em consideração a possibilidade de ocorrência de sismos, foram processadas análises com valores crescentes de aceleração horizontal, com o objetivo de se determinar quais valores provocariam a redução do fator de segurança para 1,0, correspondente ao mínimo recomendado pela ICOLD - International Commission on Large Dams. Foram realizados ensaios de cone piezometria cujos resultados serviram de base para as análises das envoltórias de resistência ao cisalhamento dos aterros e rejeito, tendo como parâmetros de referência a seção mais alta da barragem, no centro do vale, com o maciço do aterro apoiado diretamente sobre a rocha da fundação, na cota 570 m. A tabela 27 mostra os resultados destes ensaios. Os fatores de segurança recomendados pela ICOLD são os seguintes:

1. a condição de funcionamento, com reservatório cheio: $FS \geq 1,5$;
2. a condição final de construção: $FS \geq 1,3$; e
3. o sismo em análise pseudo-estática: $FS \geq 1,0$.

Tabela 27 – Resultado dos ensaios de resistência ao cisalhamento do aterro e rejeitos

MATERIAL	COESÃO (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO (°)
Aterro compactado	10	33
Aterro compactado saturado	0	31
Aterro lançado saturado	0	33
Rejeito, até 5 m de profundidade	0	0
Rejeito, entre 5 e 10 m de profundidade	0	6
Rejeito, entre 10 e 15 m de profundidade	0	12
Rejeito, abaixo de 15 m de profundidade	0	17

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Para o talude de jusante a situação mais crítica de estabilidade corresponde à condição de funcionamento com o reservatório cheio, antes do início da construção da etapa seguinte. As elevações da crista da barragem, da superfície do rejeito e dos níveis d'água do reservatório estão apresentadas na tabela 28, para três das etapas de alteamento da barragem definidas no Relatório RPM10-GT-RT-001 (2001).

Tabela 28 – Condição de menor estabilidade para o talude de jusante

ETAPA	COTA DA CRISTA (m)	COTA DO REJEITO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)
10 ^A	642,00	637,32	638,38
11	644,35	639,89	640,90
24 ^A	667,40	662,88	663,57

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Para o talude de montante a situação mais crítica corresponde à condição de final de construção, com o reservatório e a superfície do rejeito nas cotas correspondentes ao mês de setembro, no ano de construção de cada etapa. As elevações da crista da barragem, da superfície do rejeito e os níveis d'água do reservatório, para as mesmas três etapas de alteamento descritas na tabela 28, estão apresentadas na tabela 29.

Tabela 29 – Condição de menor estabilidade para o talude de montante

ETAPA	COTA DA CRISTA (m)	COTA DO REJEITO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)
10A	642,00	634,63	635,76
11	644,35	637,32	638,38
24A	667,40	661,73	662,42

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

9.5 Resultados das análises de estabilidade

9.5.1 Talude de jusante

Procurou-se analisar os taludes de jusante das etapas de alteamento 10A, 11 e 24A para as condições de funcionamento em regime permanente e de final de construção de cada uma das etapas da barragem, visando a obtenção do fator de segurança (FS) incluindo situações em que há a presença de sismos.

9.5.1.1 Etapa 10A

Condição de funcionamento em regime permanente

Na condição de funcionamento em regime permanente, os resultados da análise estática resultaram num fator de segurança (FS) equivalente a $FS = 1,605$, conforme caracterizado na seção transversal da barragem constante no anexo 7.

Introduzindo-se forças horizontais com diferentes valores da porcentagem de aceleração da gravidade (a) representativa de sismos em análise pseudo-estática, determinou-se o valor de “ a ” que resulta $FS = 1,0$. No gráfico constante no anexo 7 é mostrada a curva que representa os valores de FS em função de “ a ”, observando-se que para $FS = 1,0$, resulta $a = 17\%$.

Condição final de construção

Na condição de final de construção, os resultados da análise estática resultaram num fator de segurança equivalente a $FS = 1,320$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 9,3\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 7).

9.5.1.2 Etapa 11

Condição de funcionamento em regime permanente

Na condição de funcionamento em regime permanente, a análise estática resultou num fator de segurança equivalente a $FS = 1,652$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 19\%$ para $FS = 1,0$, (anexo 7).

Condição final de construção

Na condição de final de construção, os resultados da análise estática resultaram num fator de segurança equivalente a $FS = 1,460$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 13\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 7).

9.5.1.3 Etapa 24A

Condição de funcionamento em regime permanente

Na condição de funcionamento em regime permanente, a análise estática resultou num fator de segurança equivalente a $FS = 1,611$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 17\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 7).

Condição final de construção

Na condição de final de construção, os resultados da análise estática resultaram num fator de segurança equivalente a $FS = 1,399$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 11\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 7).

9.5.2 Talude de montante

A mesma análise foi realizada quanto à estabilidade do aterro para as três etapas de alteamento descritas, nas mesmas condições impostas de funcionamento e construção, com avaliação do fator de segurança (FS).

9.5.2.1 Etapa 10A

Condição de funcionamento em regime permanente

Na condição de funcionamento em regime permanente, a análise estática resultou num fator de segurança equivalente a $FS = 1,728$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 29\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 8).

Condição final de construção

Na condição de final de construção, os resultados da análise estática resultaram num fator de segurança equivalente a $FS = 1,547$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 22\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 8).

9.5.2.2 Etapa 11

Condição de funcionamento em regime permanente

Na condição de funcionamento em regime permanente, a análise estática resultou num fator de segurança equivalente a $FS = 1,974$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 32\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 8).

Processou-se ainda uma análise estática considerando-se que a plataforma de aterro lançado durante a construção da Etapa 10A, permanecesse submersa na elevação 636,80 m, após a construção da Etapa 11. Esta análise determinou um fator de segurança $FS < 1,2$ (anexo 8).

Condição final de construção

Na condição de final de construção, os resultados da análise estática resultaram num fator de segurança equivalente a $FS = 1,877$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 30\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 8).

9.5.2.3 Etapa 24A

Condição de funcionamento em regime permanente

Na condição de funcionamento em regime permanente, a análise estática resultou num fator de segurança equivalente a $FS = 1,980$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 33\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 8).

Condição final de construção

Na condição de final de construção, os resultados da análise estática resultaram num fator de segurança equivalente a $FS = 1,873$. A análise pseudo-estática resultou em $a = 29\%$ para $FS = 1,0$ (anexo 8).

9.6 Análises dos resultados

A tabela 30 mostra os resultados das análises de estabilidade descritas no item anterior com os respectivos fatores de segurança necessários à estabilidade da barragem.

Tabela 30 – Resultados das análises de estabilidade

ETAPA	TALUDE	CONDIÇÃO	a / g (%)	FS	FS (necessário)	FIGURA
10A	Jusante	Funcionamento	0	1,605	1,5	29
10A	Jusante	Func. com sismo	17	1,0	1,0	30
10A	Jusante	Final construção	0	1,320	1,3	31
10A	jusante	Final com sismo	9,3	1,0	1,0	32
11	jusante	Funcionamento	0	1,652	1,5	33
11	jusante	Func. com sismo	19	1,0	1,0	34
11	Jusante	Final construção	0	1,460	1,3	35
11	jusante	Final com sismo	13	1,0	1,0	36
24A	Jusante	Funcionamento	0	1,611	1,5	37
24A	Jusante	Func. com sismo	17	1,0	1,0	38
24A	Jusante	Final construção	0	1,399	1,3	39
24A	jusante	Final com sismo	11	1,0	1,0	40
10A	Montante	Funcionamento	0	1,728	1,5	41
10A	Montante	Func. com sismo	29	1,0	1,0	42
10A	Montante	Final construção	0	1,547	1,3	43
10A	Montante	Final com sismo	22	1,0	1,0	44
11	Montante	Funcionamento	0	1,974	1,5	45
11	Montante	Func. com sismo	32	1,0	1,0	46
11	Montante	Funcionamento (*)	0	< 1,2	1,5	47
11	Montante	Final construção	0	1,877	1,3	48
11	Montante	Final com sismo	30	1,0	1,0	49
24A	Montante	Funcionamento	30	1,980	1,5	50
24A	Montante	Func. com sismo	0	1,0	1,0	51
24A	Montante	Final construção	33	1,873	1,3	52
24A	Montante	Final com sismo	0	1,0	1,0	53

Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

O exame da tabela 30 indica que as seções transversais da barragem estão bem dimensionadas para as três etapas de alteamento analisadas. Os fatores de segurança relativos à estabilidade do talude (FS), encontram-se acima dos valores mínimos recomendados pela ICOLD, tanto para jusante quanto para montante, embora os taludes de montante sejam mais conservadores e possuam FS bem maiores que os necessários em relação aos taludes de jusante. Por esta razão, uma eventual ruptura da barragem teria maior probabilidade de ocorrer no talude de jusante que no de montante, fato este que determinou sua construção mais abatida (1,9H:1,0V) que o de montante (1,5H:1,0V). Entretanto, deve-se ressaltar que o aterro lançado a montante não poderá ficar submerso, o que resultaria numa redução significativa do fator de segurança para índices inaceitáveis, conforme pode-se observar no exame da figura 47 relativo à Etapa 11, na qual fator de segurança encontra-se abaixo do mínimo requerido.

A posição do lençol freático com inclinação de 34% a montante do filtro vertical, o controle do grau de compactação do aterro e da granulometria dos materiais empregados na construção do aterro, reforçam consideravelmente o comportamento do maciço quanto à sua estabilidade estática e dinâmica. Para a condição final de construção, considerada a mais crítica delas, as pressões neutras medidas abaixo e acima da linha freática não representam ameaça à barragem quanto à ocorrência do fenômeno de liquefação.

O caráter siltsoso do material que constitui o corpo da barragem, deverá manter sua coesão mesmo que seja atingido o gradiente hidráulico crítico, que no caso do talude de jusante é considerado baixo (10%). A compactação do material em camadas com espessuras máximas de 10 cm e a sobrecarga gradativa das demais camadas subjacentes, permitirá a expulsão da água dos vazios existentes no material elevando sua tensão efetiva e, conseqüentemente, sua resistência ao cisalhamento.

Na análise dos ensaios de compressão triaxial, observa-se que para os ensaios não saturados, o material praticamente mantém o mesmo comportamento quando submetido a tensões de confinamento diferentes. O pressão neutra para cada um dos ensaios é bem inferior a resistência ao cisalhamento, para cada um dos

ensaios avaliados, mesmo havendo o acréscimo da tensão confinante. Isto demonstra o acréscimo das tensões efetivas, que empresta ao material uma maior resistência ao cisalhamento devido à dissipação da pressão neutra. Para os ensaios saturados, embora haja um acréscimo maior da pressão neutra com o aumento da tensão de confinamento, sua intensidade ainda é bem inferior à resistência imposta pelo material para cada um dos ensaios avaliados. Além disso, para os dois primeiros ensaios avaliados, a partir de uma determinada tensão, a água fica sob uma sobrepressão negativa (de sucção), resultando também num aumento da tensão efetiva e, conseqüentemente, aumento de resistência ao cisalhamento do material.

A baixa incidência e grau de intensidade das vibrações transmitidas ao corpo da barragem, seja pelo impacto de ondas, explosões, tráfego pesado ou cravação de estacas, não tornam a liquefação uma ameaça de ruptura da barragem. Além disso, a consideração de ocorrência de terremoto também não é uma condicionante deste risco de acidente. A condição mais crítica ocorreria no final da construção da Etapa 10A, com a inclusão de uma aceleração horizontal correspondente à 9,3% da aceleração da gravidade, para que o fator de segurança venha a atingir o valor mínimo ($FS = 1,0$), na análise pseudo-estática do talude de montante (conforme figura 32). De acordo com a Mito (1984) apud Rio Paracatu Mineração (2001), para se produzir esta aceleração seria necessário a ocorrência de um terremoto de intensidade VII na Escala Mercanalli modificada, correspondente à uma magnitude de cerca de 5,5 graus na Escala Richter.

Segundo O Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo (2002) apud Rio Paracatu Mineração (2001), dentre as ocorrências de sismos catalogadas no período entre 1720 até 1998, especificamente à região compreendida dentro de um círculo com 300 km de raio, tendo como centro o Município de Paracatu, foram registrados 52 sismos dos quais 42 de magnitude entre 2 e 2,9 na Escala Richter, 10 deles de magnitude entre 3 e 3,9, e apenas 2 de magnitude superior a 4. Aplicando-se a atenuação do terremoto e convertendo-se as magnitudes em intensidades, em função das distâncias, apenas 2 sismos teriam intensidade superior a 3 na Barragem Morro do Ouro. A maior intensidade equivaleria a cerca de 5 cm/s^2 , ou seja, 0,005g (sendo "g" a aceleração da gravidade), muito inferior ao

valor encontrado na análise referida na figura 32, isto é, 0,093g. por outro lado, com a inclusão de uma aceleração horizontal equivalente a 0,005g, o fator de segurança cairia de 1,32 para 1,30, superior ao mínimo necessário para provocar a instabilização da barragem.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Sendo a barragem de contenção de rejeitos parte integrante dentro do processo de lavra, é importante o estudo contínuo de fenômenos que venham a provocar sua ruptura, como é o caso da liquefação, visto que os resultados de um acidente desta natureza, e se tratando de uma barragem de grande porte, na maioria das vezes resulta em danos irreparáveis principalmente ao meio ambiente.

O trabalho apresentado mostrou que os aspectos relacionados ao desencadeamento do processo de liquefação de uma barragem de contenção, requer o estudo contínuo dos parâmetros geotécnicos e de engenharia que deverão ser cuidadosamente avaliados e controlados durante as fases de projeto, construção e operação da barragem, através de inspeções de campo, ensaios e interpretação de dados obtidos de leituras instrumentais. O estudo deste tipo de fenômeno requer o auxílio da tecnologia acumulada nos campos da Mecânica dos Solos, Hidrologia e Geologia de Engenharia. As propriedades geotécnicas e de engenharia dos rejeitos mereceu destaque neste estudo, pela influência que exercem na estabilidade e comportamento do maciço.

Para elucidar os aspectos práticos e necessários à construção de uma barragem de rejeitos, foi abordado o estudo de caso para a Barragem Morro do Ouro, que, embora de aterro compactado, serviu como base de modelo comparativo aos atuais procedimentos adotados em projetos envolvendo barragens construídas com os próprios rejeitos, e suas peculiaridades frente ao desencadeamento de subpressões. O diagnóstico apontou se tratar de uma barragem de extrema segurança, haja visto os critérios construtivos, processos de controle, monitoramento e análise de estabilidade empregados, mesmo para a condição de eventuais ocorrências de sismos na região.

As razões para esta avaliação da segurança da Barragem Morro do Ouro podem ser assim descritas:

1. a seqüência de alteamento da barragem a partir da Etapa 9A até a 24A, mostrou-se técnica e economicamente viável alternando-se os métodos de montante e jusante, conforme mostram os resultados das análises de estabilidade realizados para as Etapas 10A, 11 e 24A;

2. as análises mostraram ser imprescindível que o aterro lançado de montante seja alteado juntamente com a construção do aterro compactado das etapas ímpares, afim de evitar a submersão. Esta medida tem como resultado o deslocamento da entrada da linha freática para montante melhorando a estabilidade e aumentando significativamente o fator de segurança.;
3. os elevados fatores de segurança (FS) obtidos nas análises de estabilidade do talude de montante, nas três etapas de alteamento consideradas, poderiam induzir na conclusão de que o projeto da barragem esteja conservador. Estes resultados são decorrentes da necessidade de construção de plataformas largas de aterro lançado a montante, objetivando o deslocamento da linha freática de montante, garantindo a estabilidade do talude de jusante, cujos fatores de segurança não são conservadores. A construção de plataformas mais estreitas não alcançariam o objetivo desejado; e
4. a consideração de terremotos não é condicionante à estabilidade da barragem, visto que os sismos na região são de baixa intensidade e não provocam queda significativa dos fatores de segurança, quando incluídos nas análises em termos de forças horizontais.

Qualquer que seja o critério de avaliação empregado à barragem Morro do Ouro, seja pelo volume do reservatório ou pela altura do maciço de aterro compactado, deve ser sempre encarada como uma obra de grande porte, e como tal, submetida aos critérios recomendados pela ICOLD – International Commission on Large Dams, no que concerne à análise de estabilidade dos taludes e sua segurança.

Como exemplo da necessidade de implantação de novos projetos de barragens alteadas com rejeitos, destaca-se sua aplicabilidade na contenção dos rejeitos gerados pelas mineradoras da Região Carbonífera do Estado de Santa Catarina, por exemplo. O atual sistema de contenção e armazenamento destes materiais vem sendo realizado, em sua maioria, por meio de bacias de decantação escavadas geralmente em áreas de antigos aterros de rejeitos. Além do risco de contaminação do solo e água, as bacias possuem uma vida útil reduzida, se comparadas com as barragens alteadas, forçando as empresas a requisitarem novas áreas para construção de bacias, o que vem se tornando cada vez mais difícil devido à legislação ambiental vigente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAÃO, P. C. Deposição de rejeitos de mineração no Brasil. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO. Rio de Janeiro, 1987. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/CBGB/DTG-CE, 1987. p.1-9.
- ABRAÃO, P. C.; OLIVEIRA, S. L. Mineração. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de engenharia**. São Paulo: ABGE/CNPq/FAPESP, 1998. p.431-438.
- ALMEIDA A. L.; ROSA, L. R. Disposição de resíduos em mineração. s/d. (Estudo Técnico).
- ARNEZ, F. I. V. **Avaliação das principais causas de acidentes envolvendo barragens de contenção de rejeitos devido à fatores geológicos e geotécnicos**. São Paulo, 1999. 83p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Caracterização de cargas poluidoras na mineração. NBR 12649**. Rio de Janeiro: ABNT, 1992, 30p.
- _____. **Elaboração e apresentação de projeto de disposição de rejeitos de beneficiamento, em barramento, em mineração. NBR 13028**. Rio de Janeiro: ABNT, 1993, 10p.
- BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos**. Rio de Janeiro; Livros Técnicos e Científicos, 1984.
- BUSCH, R. G. Construção de barragens com rejeitos de fosfato. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO. Rio de Janeiro, 1987. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/CBGB/DTG-CE, 1987. p. 379-396.
- BUSCH, R. G.; ABRAÃO, P. C.; MACHADO, P. T.; FREITAS A. Z. Construção de barragens com rejeitos pouco permeáveis. In: CONGRESSO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., Recife, 1982. **Anais**. Recife: ABMS, 1982, p.333-345.
- CAMPOS, T. M. P. de. Geotecnia e meio ambiente: relato do estado da arte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Porto Alegre, 1986. **Anais**. Porto Alegre, 1986, p.123-49.
- CAPRONI JÚNIOR, N. et al. Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares e residuais da UHE Corumbá I. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 21., Rio de Janeiro, 1994. **Anais**. Rio de Janeiro: FURNAS, 1994, p.57-64.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1996.

CARRIER III, W. D.; BROMWELL, L. G.; SOMOGYI, F. Design capacity of slurried mineral waste ponds. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.109, n.5, May 1983, p.699-714.

CERNICA, J. N. **Geotechnical engineering soil mechanics**. Canada: John & Wiley e Sons, 1995. p.85-453

CHAMMAS, R. Contribuição ao estudo dos rejeitos da mineração e dos seus sistemas de contenção. In: SEMINÁRIO SOBRE BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS. Ouro Preto, 1986. *Anais*. Ouro Preto: UFOP, 1986, p.101-127.

CHAVES, A. P.; FUJIMURA, F. Utilização de barragens de rejeitos na indústria minero-metalúrgica. In: SEMINÁRIO SOBRE RECUPERAÇÃO DE REJEITOS DA INDÚSTRIA. São Paulo: 1991. *Anais*. São Paulo: ABM/COREME, 1991.

DOWN, C.G.; STOCKS, J. Environmental problems of tailings disposal. *Mining Magazine*, v.137, p.25-33, 1977.

ESPÓSITO, J. T. **Controle geotécnico da construção de barragens de rejeito – análise da estabilidade de taludes e estudos de percolação**. São Paulo, 1995. 159p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia - Universidade de Brasília.

FILIPOV M.; SIQUEIRA. M. A. J. **Possibilidades de aproveitamento de rejeitos de mineração**. São Paulo: Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, 1998.

FORNASARI FILHO, N. et al. Geologia aplicada à disposição de rejeitos de mineração: a problemática e contribuições à diagnose e solução. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3., Itapema, Santa Catarina, 1981. *Anais*. Santa Catarina: ABGE, 1981, p.355-374.

FUJIMURA F.; SOARES L. **Sistemas de disposição de resíduos particulados em mineração**. São Paulo: Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, 1996.

GREGÓRIO FILHO, J.; NIEBLE C. M. Barragens de rejeito: concepção e projeto. In: SIMPÓSIO DE MINERAÇÃO, 5., Ouro Preto, 1975. *Anais*. Ouro Preto: UFOP, 1975, p.275-299.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.

HENNIES, W. T. et al. Legal and environmental aspects on mine tailings. In: INTERNATIONAL ENVIRONMENTAL ISSUES AND WASTE MANAGEMENT IN ENERGY AND MINERAL PRODUCTION, 5., Rotterdam, 1998, p.66-72.

MANGOLIM FILHO, A. Critérios para disposição e aspectos construtivos de pilhas de estéril e de estruturas de contenção de rejeitos adotados na Arafétil. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO. Rio de Janeiro, 1987. *Anais*. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/CBGB/DTG-CE, 1987, p. 397-421.

MARQUES FILHO, P. L.; GERALDO, A. Barragens e reservatórios. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE/CNPq/FAPESP, 1998. p.397-418.

MELLO, L. G. F. S. de; SILVEIRA, A. A. da. Leis de compressibilidade e permeabilidade de alguns rejeitos brasileiros. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS, 2., Rio de Janeiro, 1991. *Anais*. Rio de Janeiro: ABGE/CBGB/CERJ, 1991, p. 67-76.

MITTAL, H. K.; MORGENSTERN, N. R. Parameters for design of tailings dams. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 12, n.2, 1975, p.235-261.

NIEBLE, C.M. *Deposição de rejeitos*. Itabira: Paulo Abib Engenharia, 1986. (Estudo Técnico).

PARRA, P. C.; ÁVILA, J. P. de; MUSMAN, J. Características específicas de projetos de barragens de rejeito de mineração. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS, 2., Rio de Janeiro: 1991. *Anais*. Rio de Janeiro: PUC/ABGE//ABMS, 1991, p.1-13.

PARRA, P. C.; LASMAR, N. T. Ruptura da barragem de rejeitos da mina Fernandinho. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO. Rio de Janeiro, 1987. *Anais*. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/CBGB/DTG-CE, 1987, p.423-444.

PARRA, P. C.; RAMOS, J. V. Ruptura, recuperação e estabilização da barragem de rejeitos da mina do Pico São Luiz. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO. Rio de Janeiro, 1987. *Anais*. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/CBGB/DTG-CE, 1987, p.445-462.

PENMAN, A.D.M. Tailings dams and lagoons. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO. Rio de Janeiro, 1987. *Anais*. Rio de Janeiro: ABMS/ ABGE/ CBGB/ DTG-CE, 1987, p. 45-66.

PENTEADO, H. L. de B. *Relatório das atividades desenvolvidas na seção de prospeção do agrupamento de geologia aplicada a barragens – DMGA*. São Paulo: IPT, 1986.

PINTO, C. de S. *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

RÉMY, J. P. P. Concepção de projeto de lagos de rejeitos poluentes. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO. Rio de Janeiro. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/CBGB/DTG-CE, 1987, p. 11-22.

RIO PARACATU MINERAÇÃO. **Sistema de contenção de rejeitos – Barragem Morro do Ouro – Análises de estabilidade das etapas 10A, 11 e 24A em função do replanejamento de fev/2001**. RPM10-GT-RT-001. Paracatu: GeoHidroTech, 2001, 29p.

RIO PARACATU MINERAÇÃO. **Ensaio de compressão triaxial**. Paracatu: RPM, 2002, 13p.

SANCHEZ, L. H. Manejo de residuos solidos en mineria. In: REPETO, F. L. et al. **Aspectos geologicos de proteccion ambiental**. Montevideo: ORCYT/UNESCO, 1995, p.135-144.

SILVEIRA, E. B. S.; READES, D. W. Barragens para contenção de rejeitos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 9., Rio de Janeiro, 1973. **Anais**. Rio de Janeiro: SNGB, 1973.

SOARES, L.; FUJIMURA, F. **Barragens de rejeitos: metodologia de implantação, operação e manutenção**. São Paulo: Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, 1998.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Fundações, estruturas, muros de arrimo e obras de terra: a arte de projetar e construir e suas bases científicas na mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil, 1978.

UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME. **Environmental and safety incidents concerning tailings dams at mines**. Paris: UNEP, 1996.

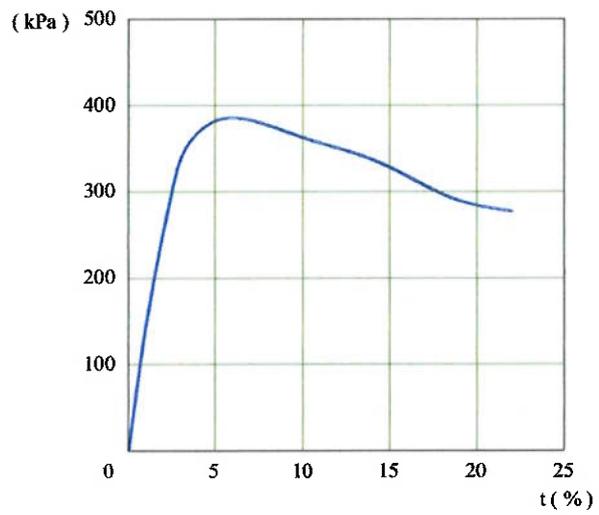
VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil, Universidade de São Paulo, 1977.

VICK, S. G. **Plannig, design, and analysis of tailings dams**. New York: John Wiley & Sons, 1983.

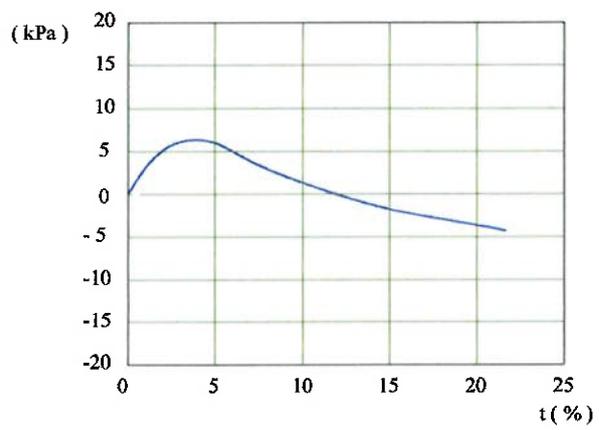
ANEXO 5

**Resultados dos ensaios de compressão triaxial
para o corpo de prova não saturado**

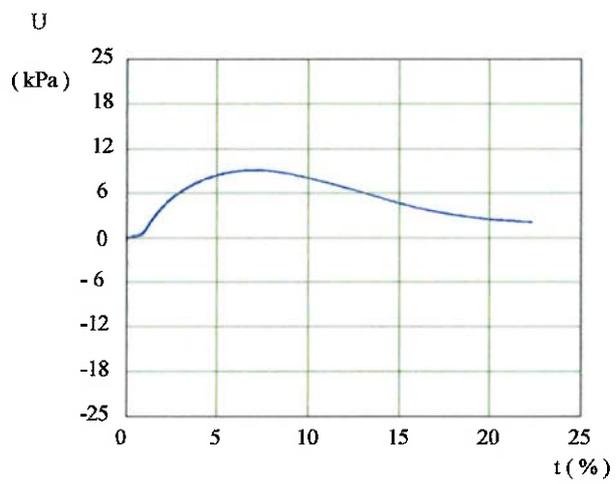
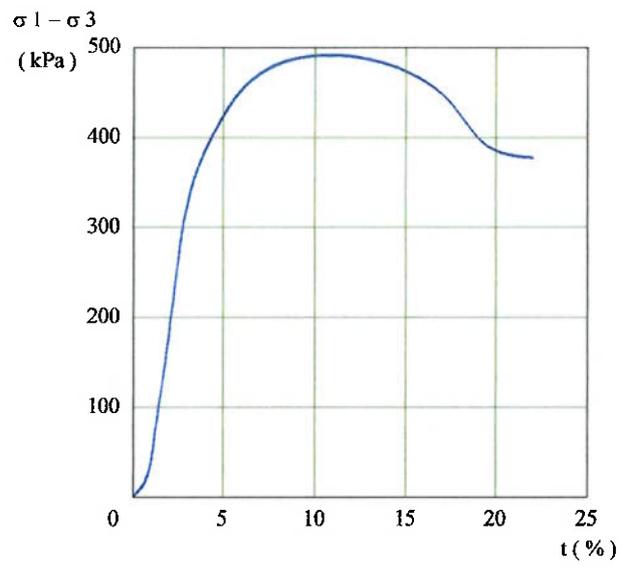
$\sigma_1 - \sigma_3$



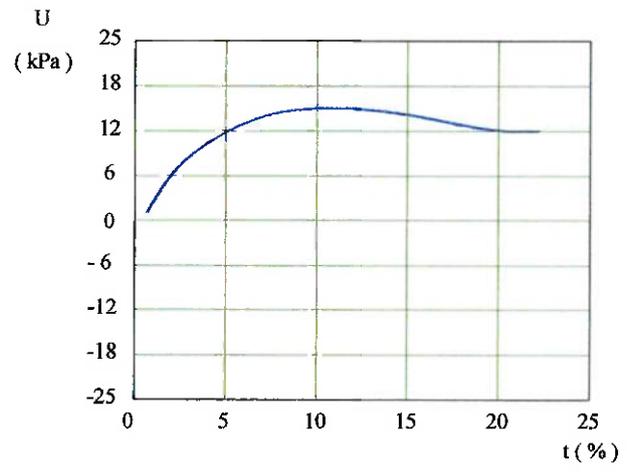
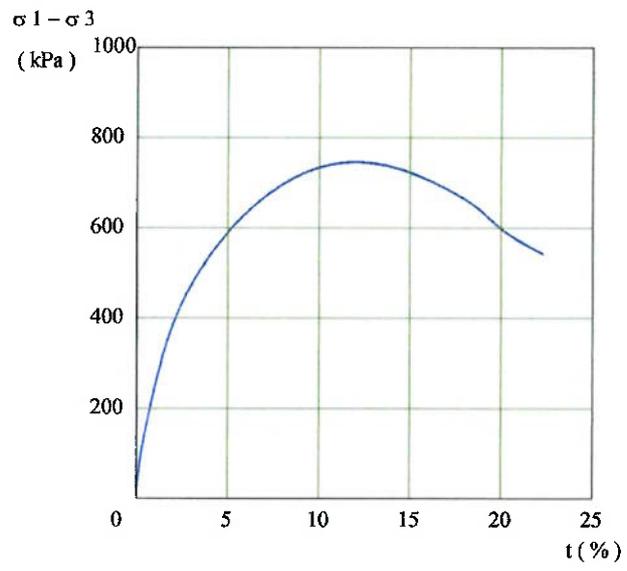
U



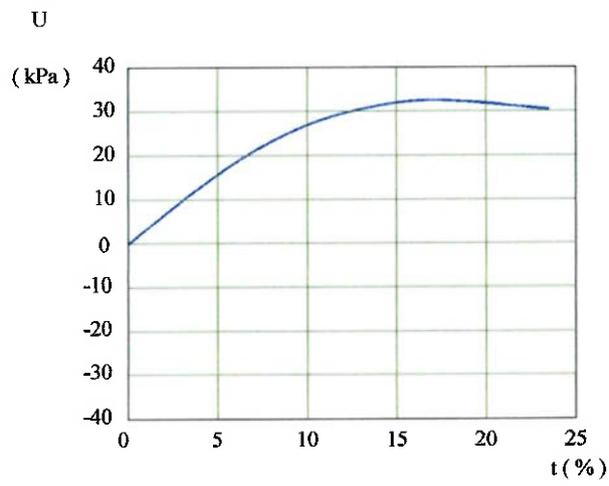
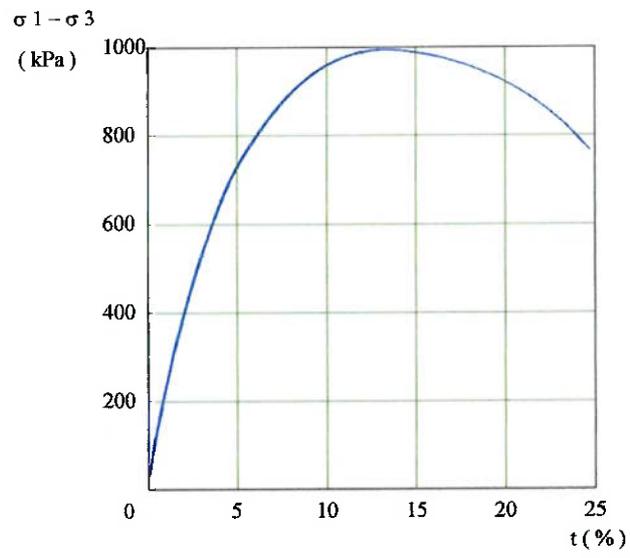
Gráficos da variação ($\sigma_1 - \sigma_3$) e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 50$ kPa



Gráficos da variação ($\sigma_1 - \sigma_3$) e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 100$ kPa



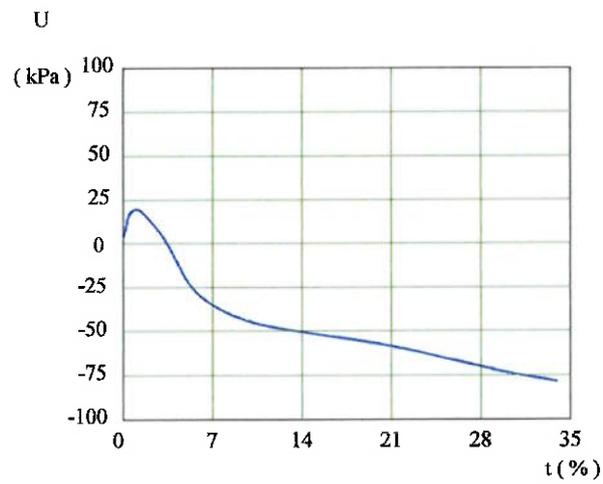
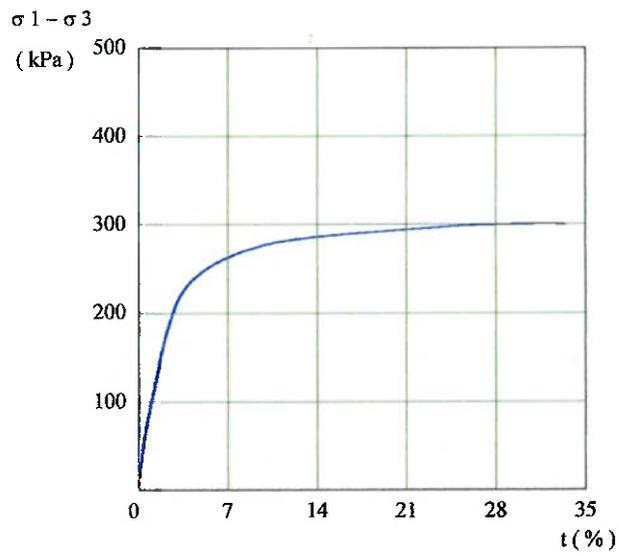
Gráficos da variação ($\sigma_1 - \sigma_3$) e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 200$ kPa



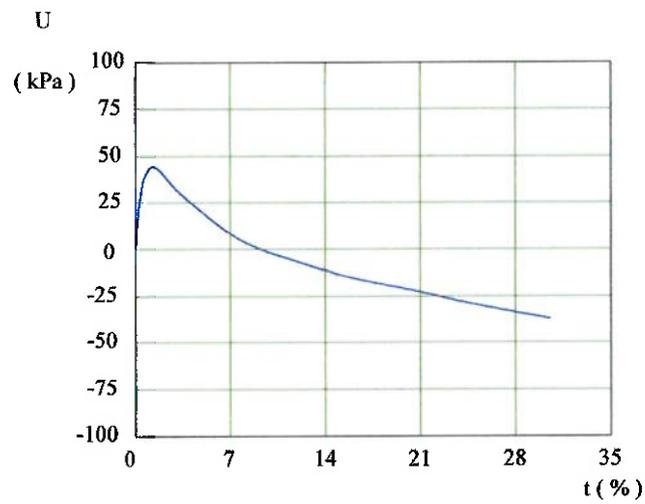
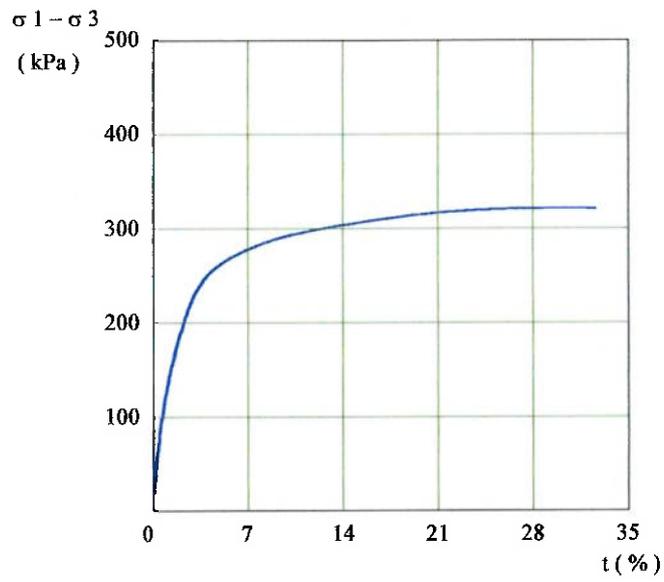
Gráficos da variação $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 400$ kPa

ANEXO 6

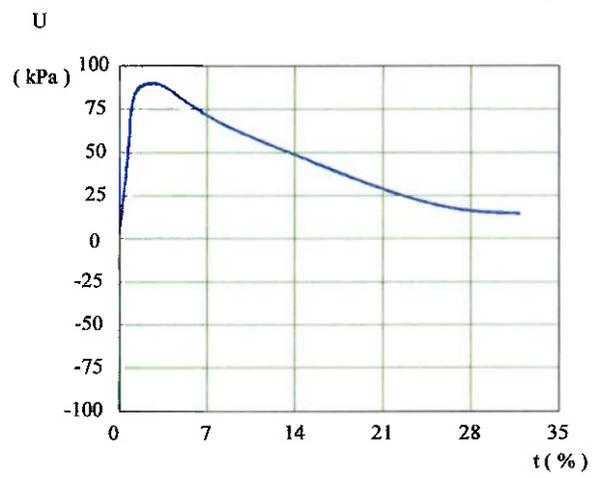
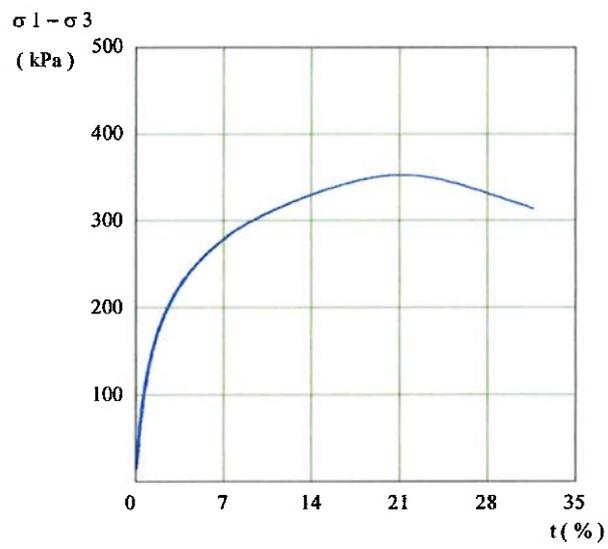
**Resultados dos ensaios de compressão triaxial
para o corpo de prova saturado**



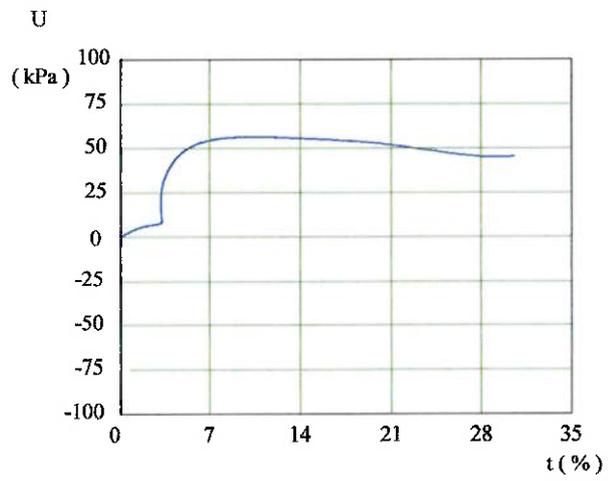
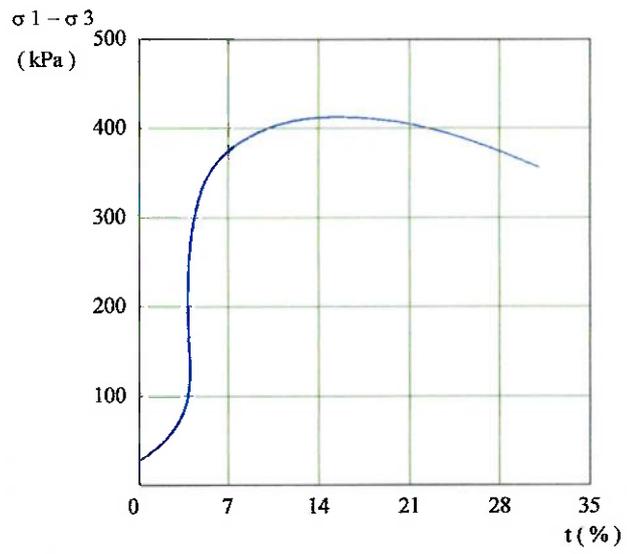
Gráficos da variação $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 50$ kPa



Gráficos da variação $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 100$ kPa



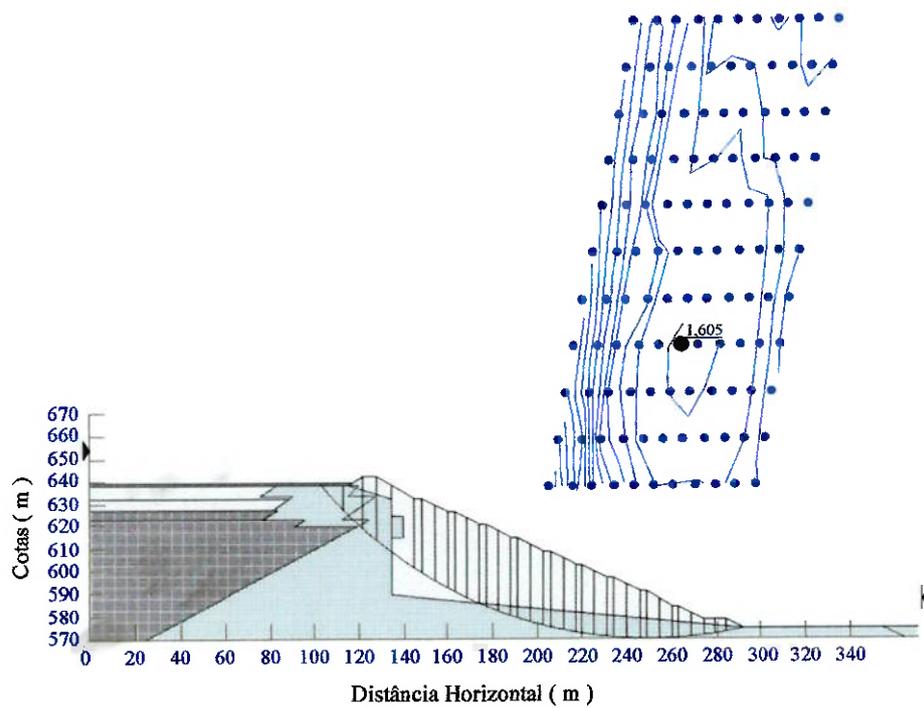
Gráficos da variação $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 200$ kPa



Gráficos da variação $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e de μ com ϵ , para $\sigma_1 = 400$ kPa

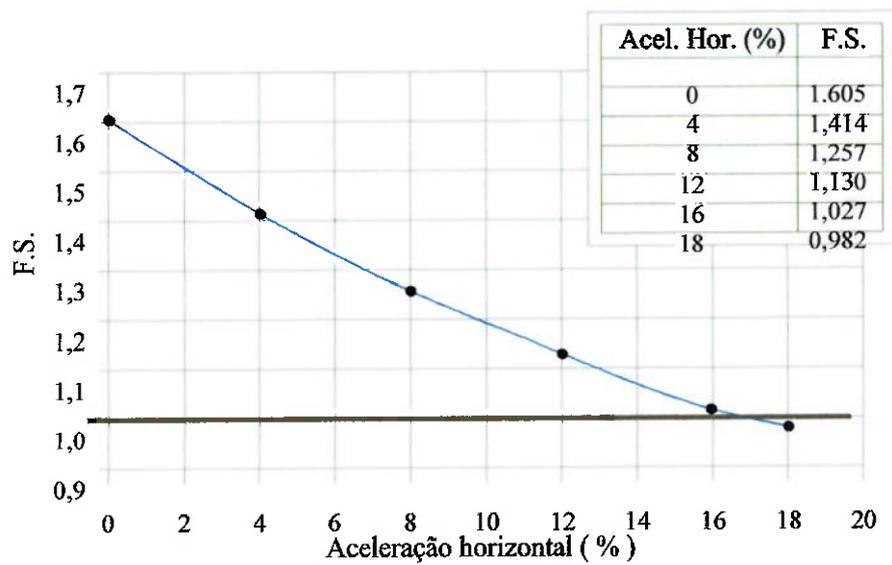
ANEXO 7

Análise de estabilidade do talude de jusante



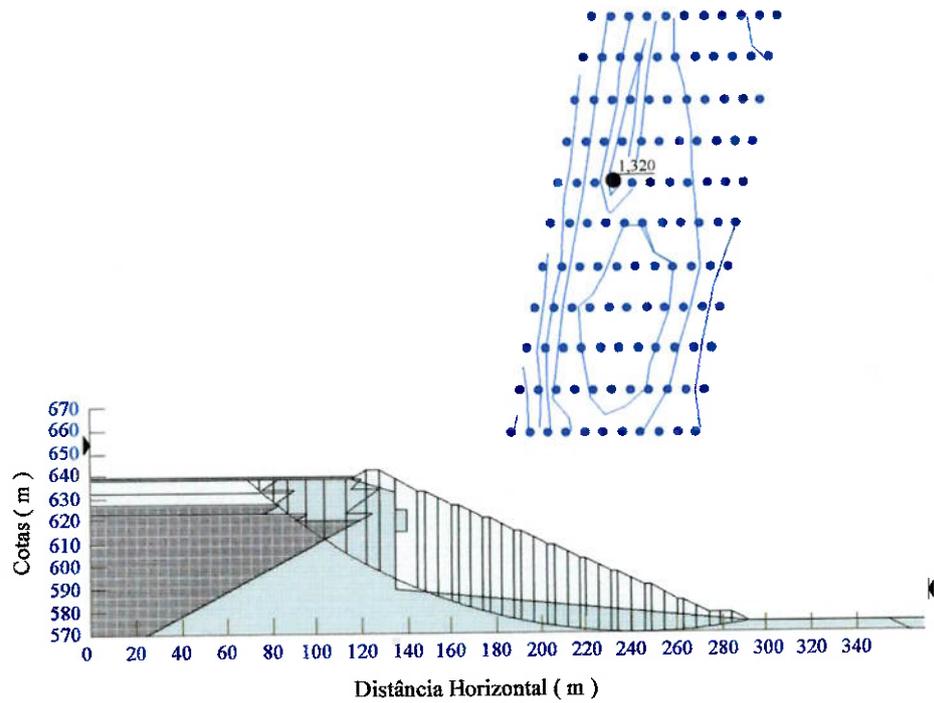
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de jusante (Etapa 10A - regime permanente)



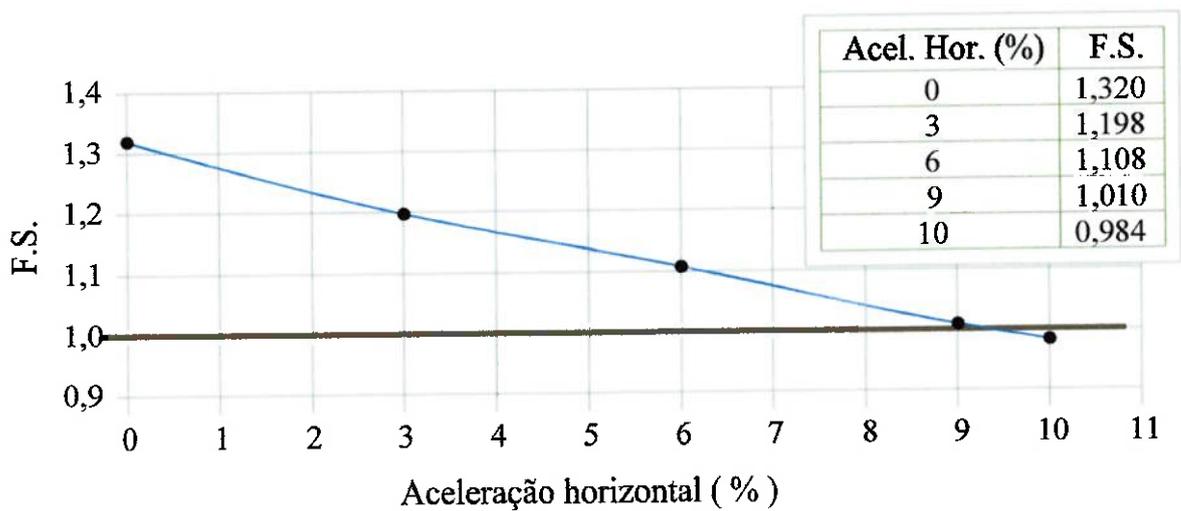
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de jusante (Etapa 10A - regime permanente)



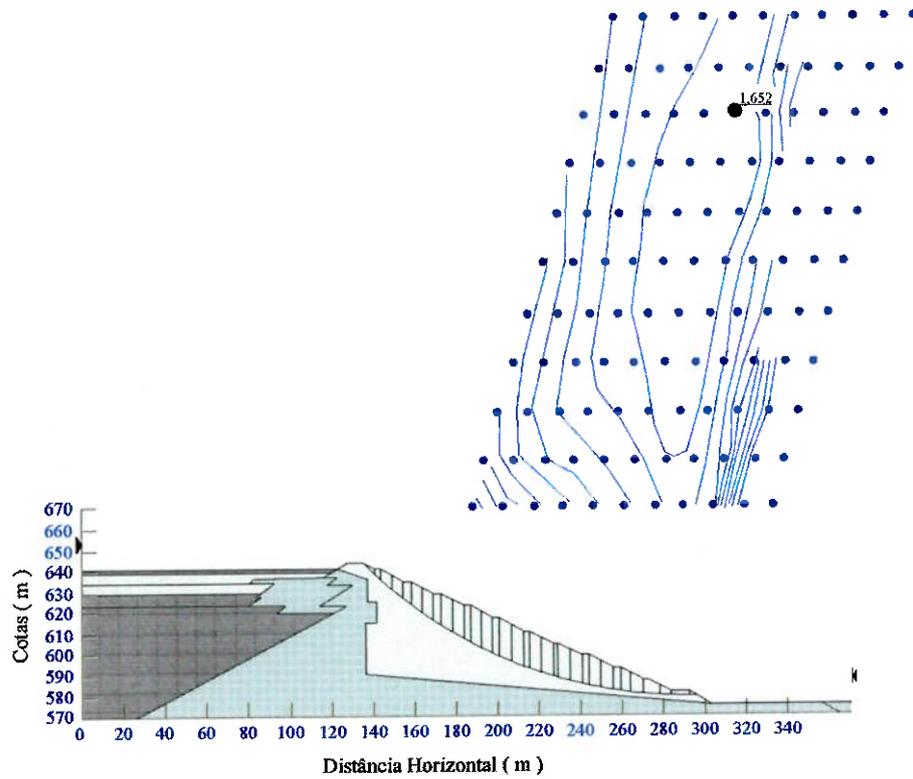
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de jusante (Etapa 10A – final de construção)



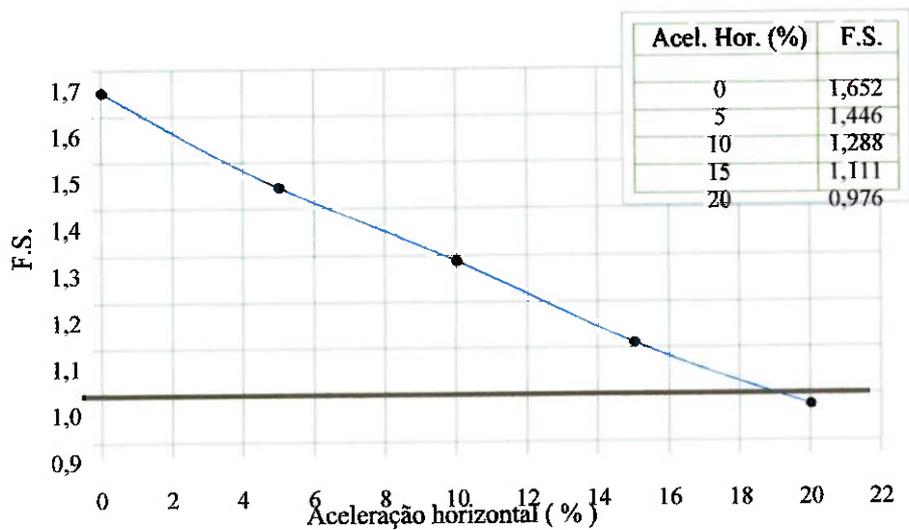
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de jusante (Etapa 10A – final de construção)



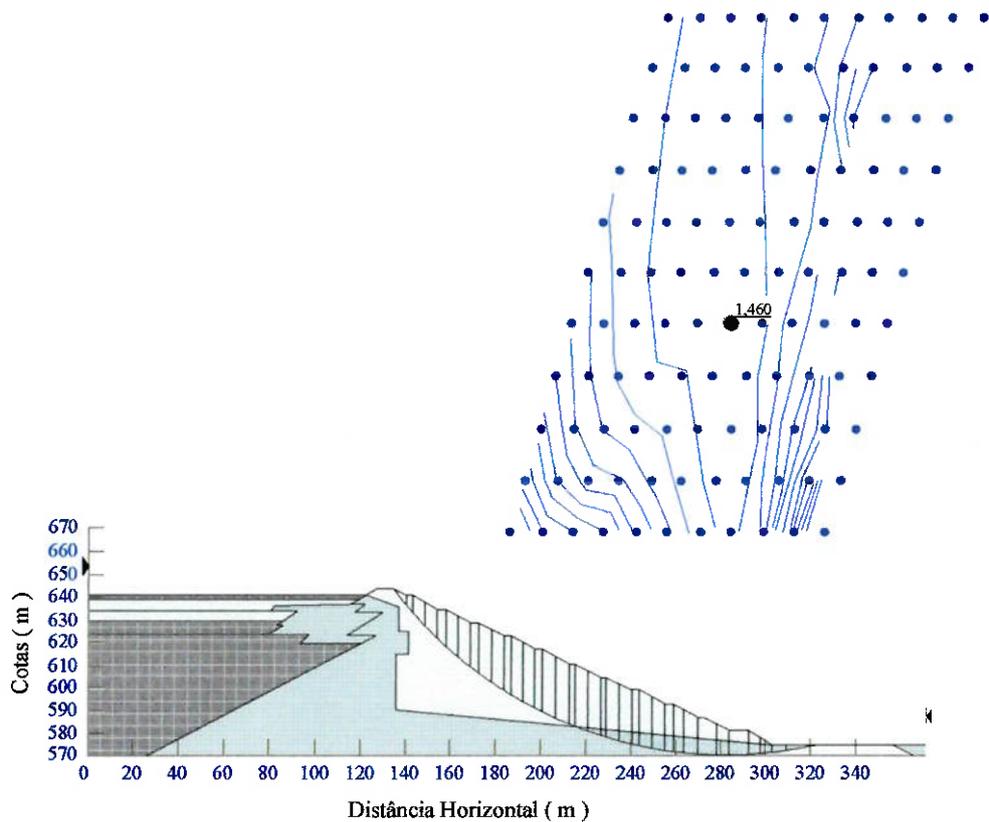
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de jusante (Etapa 11 – regime permanente)



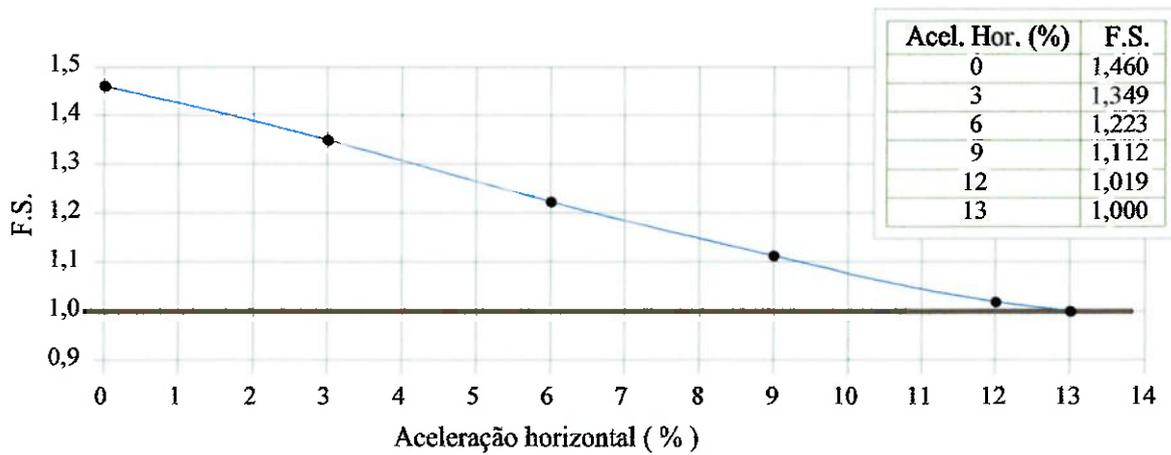
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de jusante (Etapa 11 – regime permanente)



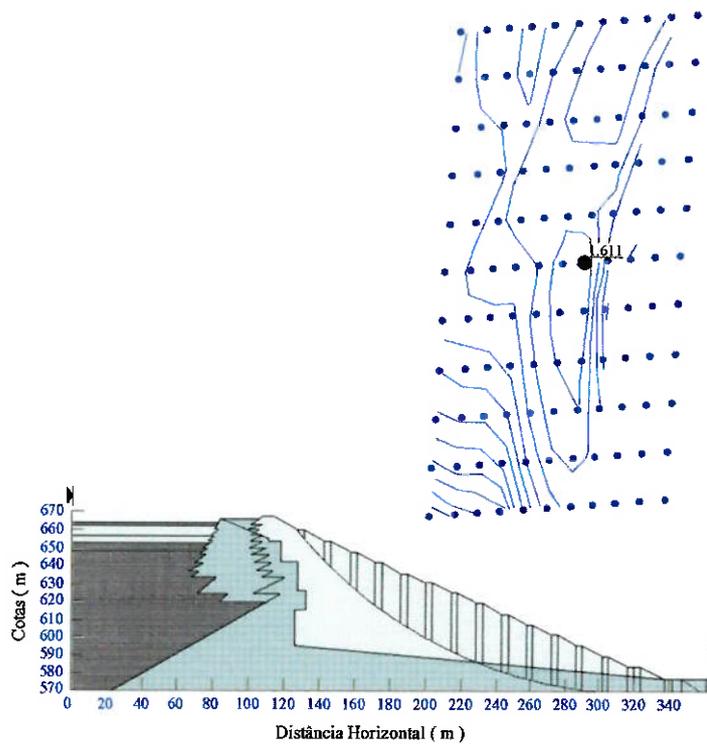
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de jusante (Etapa 11 – final de construção)



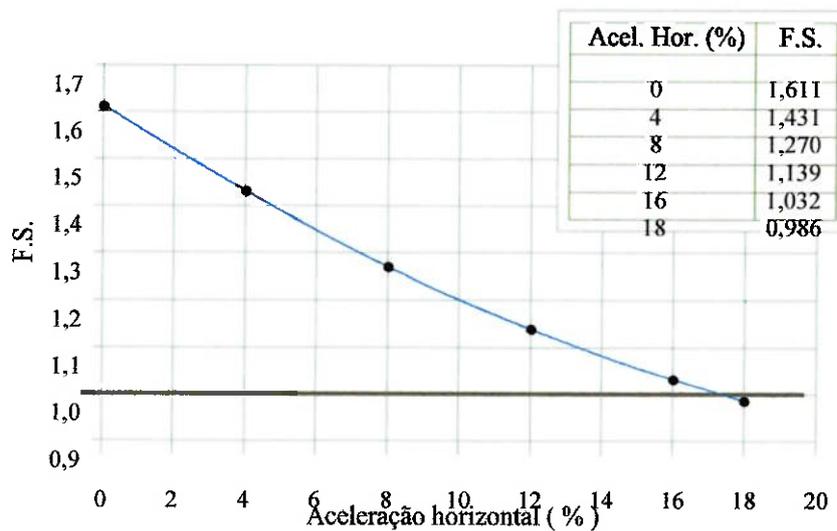
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de jusante (Etapa 11 – final de construção)



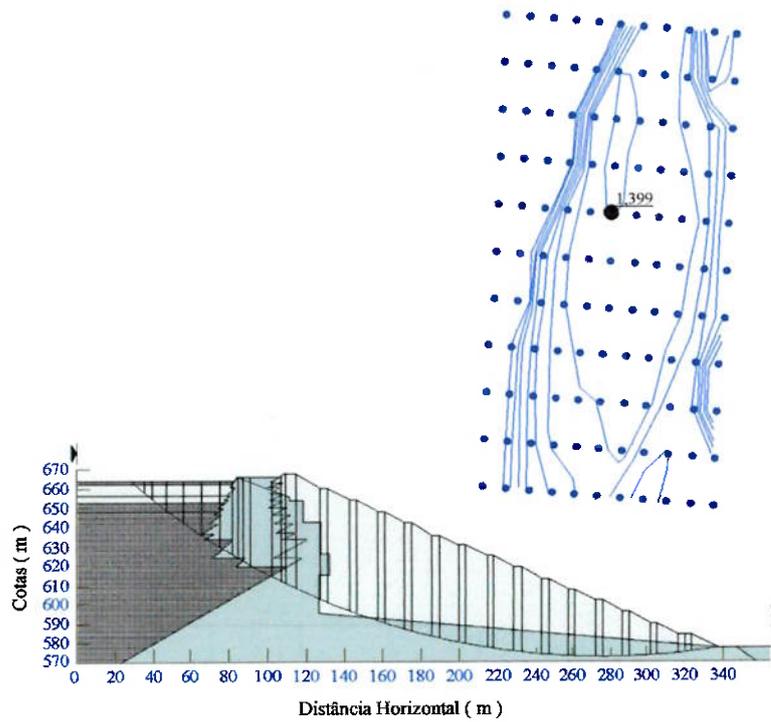
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de jusante (Etapa 24A – regime permanente)



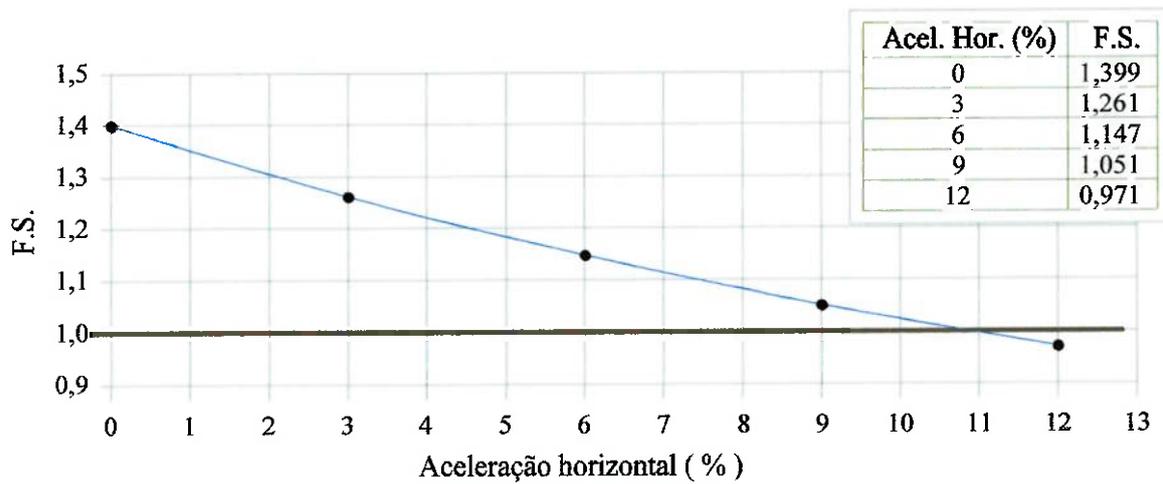
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de jusante (Etapa 24A – regime permanente)



Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de jusante (Etapa 24A – final de construção)

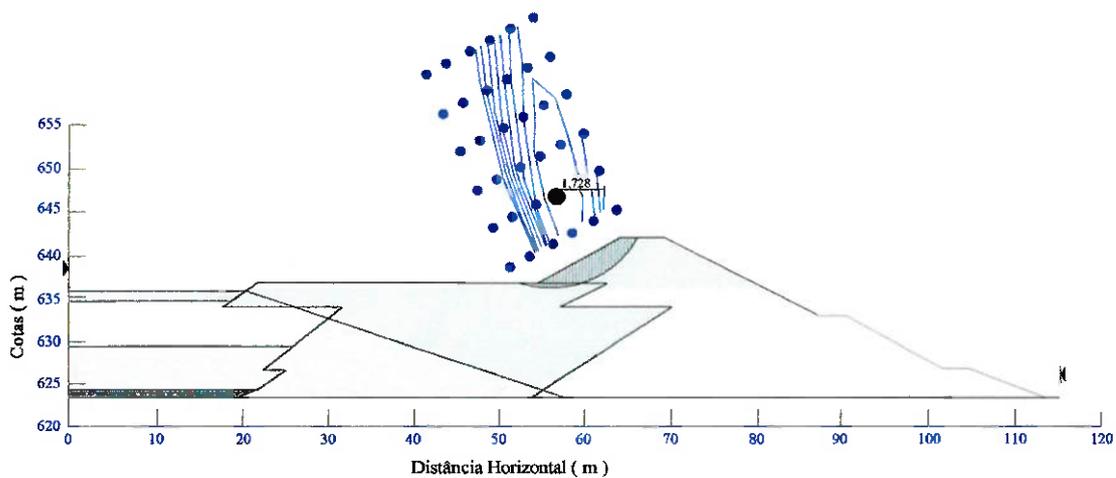


Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de jusante (Etapa 24A – final de construção)

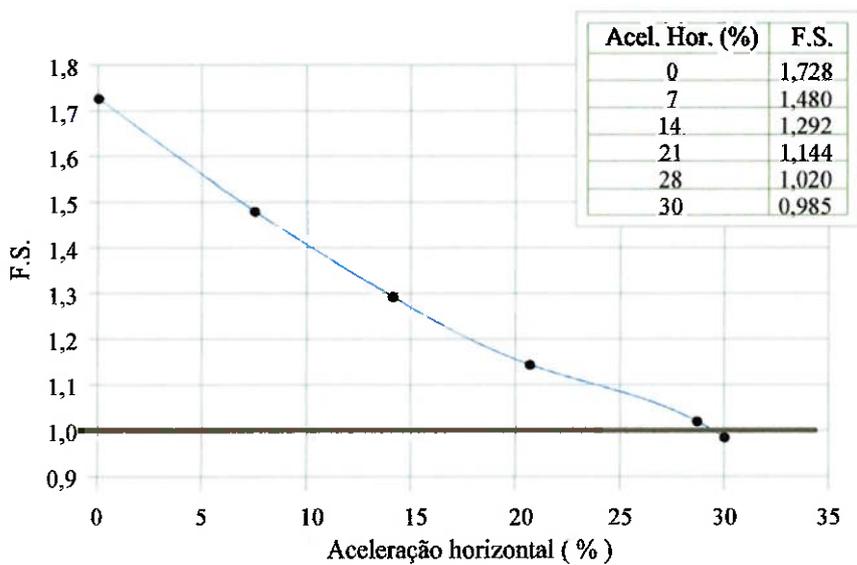
ANEXO 8

Análise de estabilidade do talude de montante



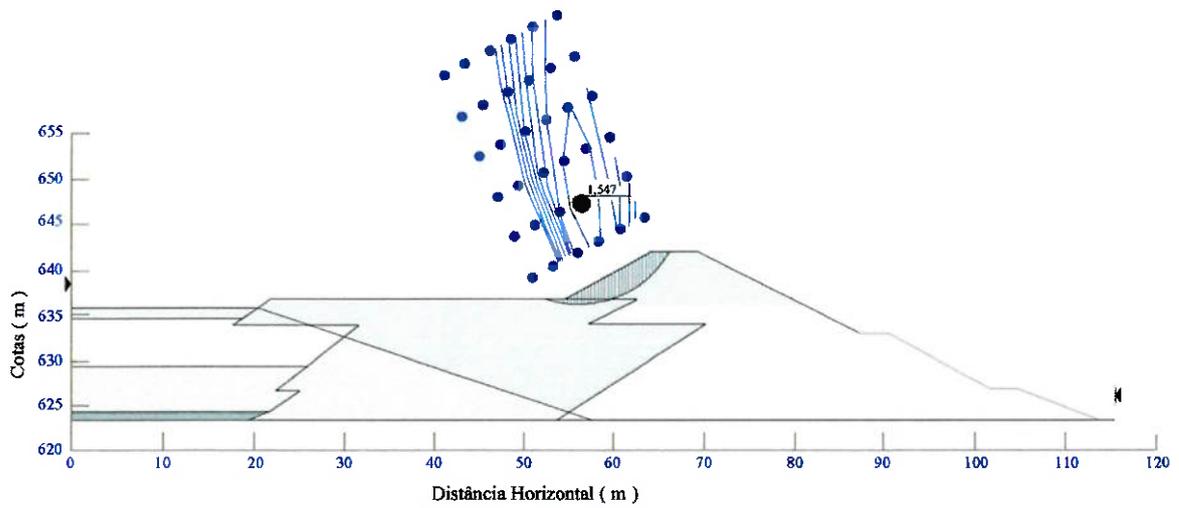
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de montante (Etapa 10A – regime permanente)



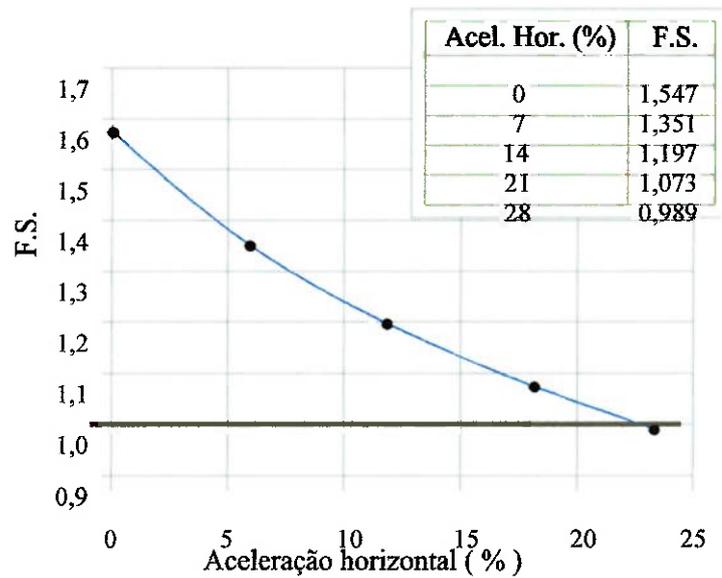
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de montante (Etapa 10A – regime permanente)



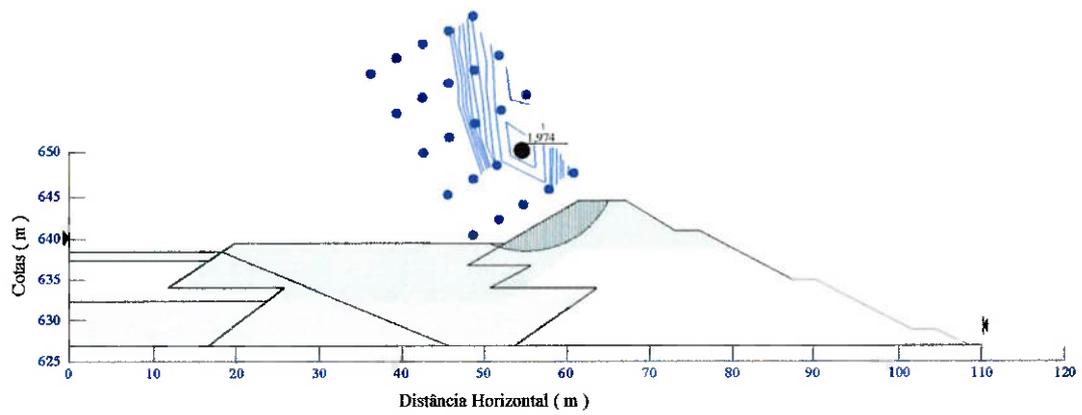
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de montante (Etapa 10A – final de construção)



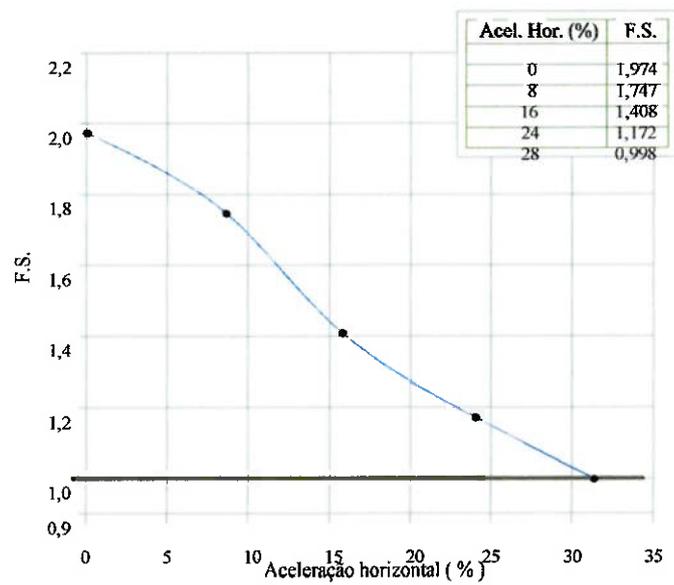
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de montante (Etapa 10A – final de construção)



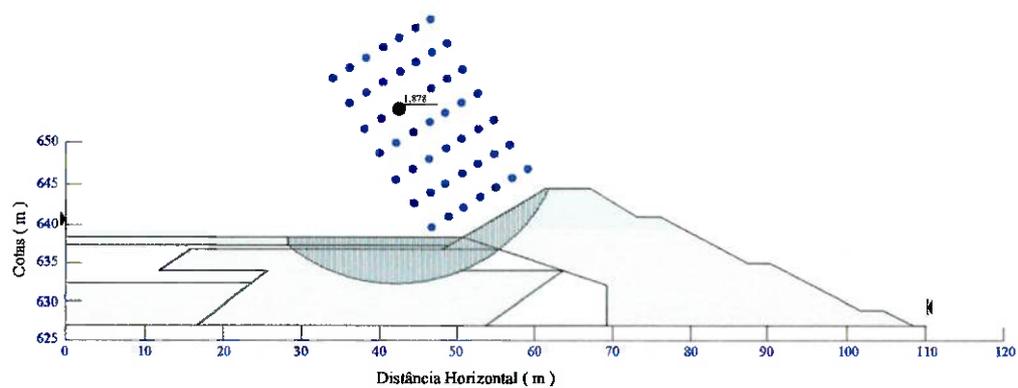
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de montante (Etapa 11 – regime permanente)



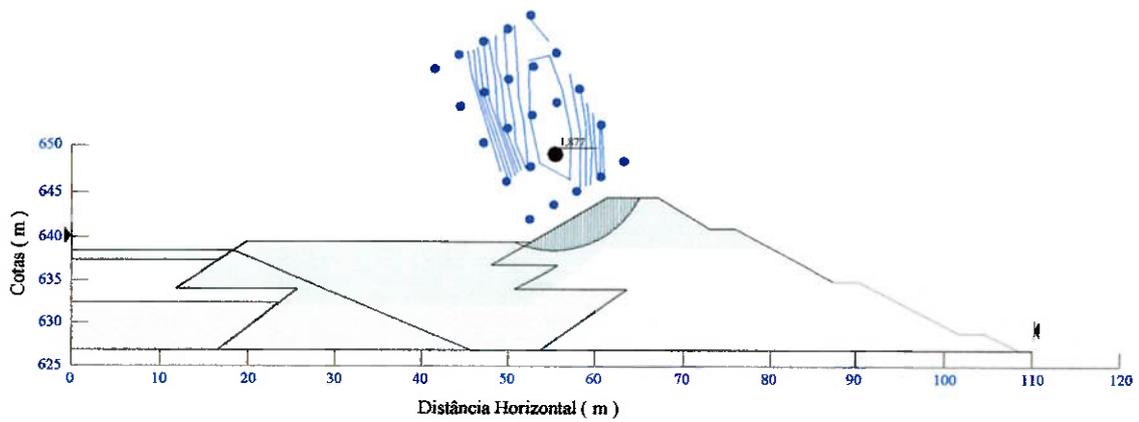
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de montante (Etapa 11 – regime permanente)



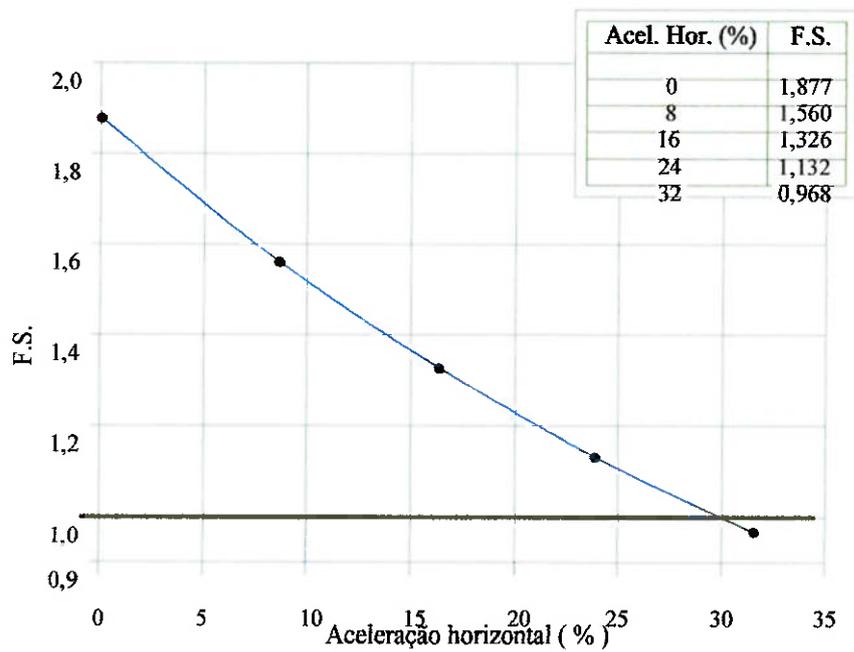
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de montante com plataforma de aterro da
Etapa 10A submersa (Etapa 11 – regime permanente)



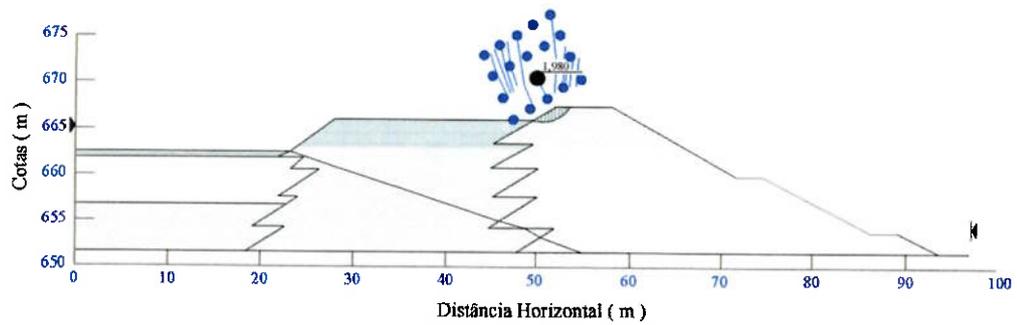
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de montante (Etapa 11 – final de construção)



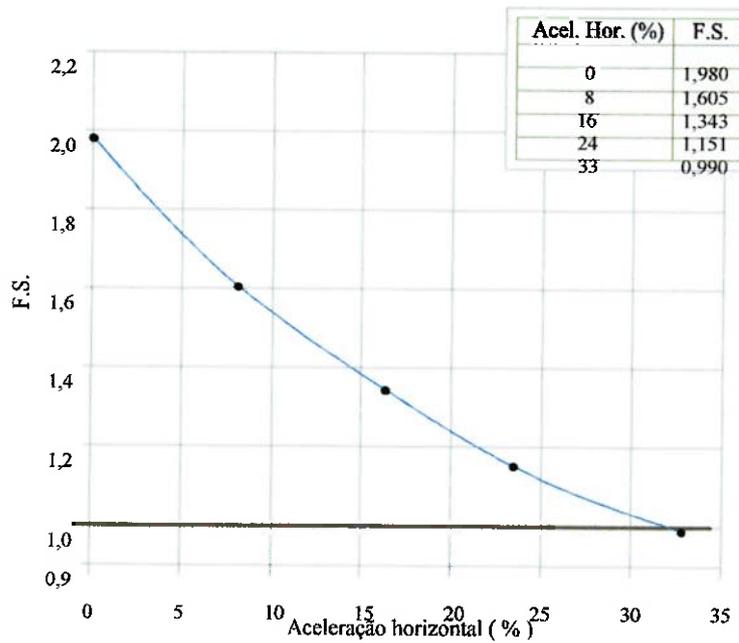
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de montante (Etapa 11 – final de construção)



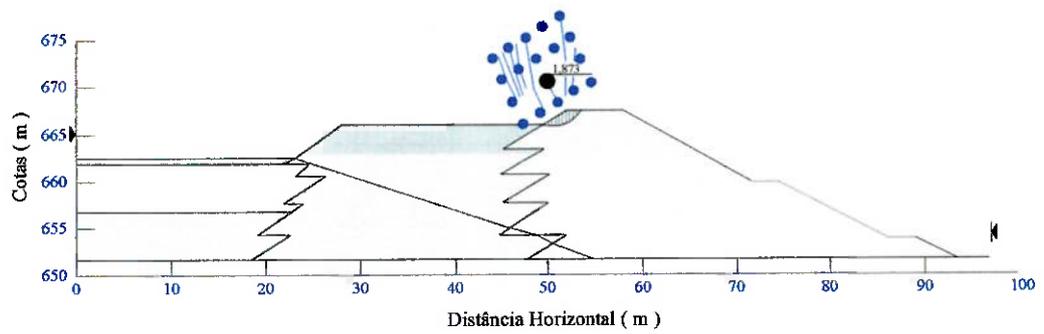
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de montante (Etapa 24A – regime permanente)



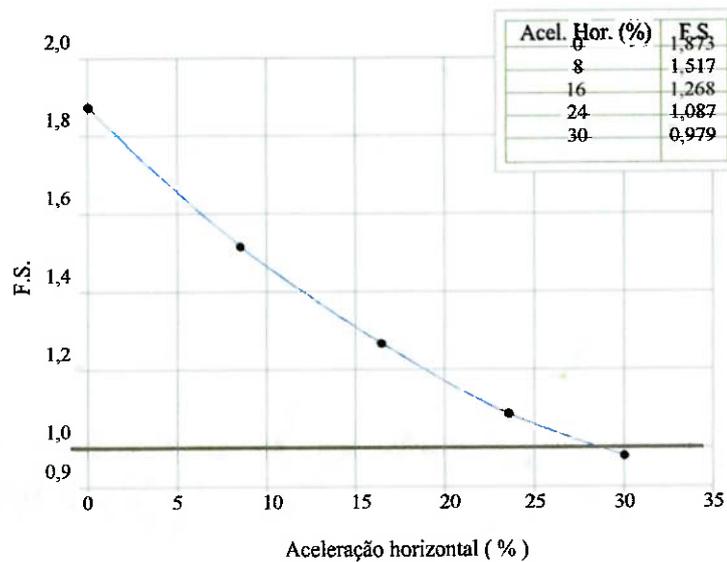
Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de montante (Etapa 24A – regime permanente)



Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise estática do talude de montante (Etapa 24A – final de construção)



Fonte: Rio Paracatu Mineração (2001)

Análise pseudo-estática do talude de montante (Etapa 24A – final de construção)