JOÃO PAULO DE SOUSA SILVA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO REGIME DE FLUXO NO COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO DE UMA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PELO MÉTODO DE
MONTANTE**

SÃO PAULO

2014

JOÃO PAULO DE SOUSA SILVA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO REGIME DE FLUXO NO COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO DE UMA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PELO MÉTODO DE
MONTANTE**

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

SÃO PAULO

2014

JOÃO PAULO DE SOUSA SILVA

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO REGIME DE FLUXO NO COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO DE UMA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PELO MÉTODO DE
MONTANTE**

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

Área de Concentração: Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Faïçal Massad

SÃO PAULO

2014

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 11 de dezembro de 2014

Assinatura do autor

Assinatura do orientador

CATALOGAÇÃO-NA-PUBLICAÇÃO

Silva, João Paulo de Sousa

Avaliação da influência do regime de fluxo no comportamento geotécnico de uma barragem de rejeito alteada pelo método de montante / J.P.S. Silva. -- São Paulo, 2014. 159p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Barragens de rejeito 2.Geotecnia 3.Método de Montante I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.II.t.

As minhas irmãs Arilda e Ilza, pelo carinho e apoio.
Aos meus pais, Araildo Lima e Maria Nilda, a eles todos os créditos.

AGRADECIMENTOS

Dedico este espaço aos amigos e a todos que colaboraram direta ou indiretamente na execução deste trabalho. Obrigado.

Agradeço a Deus todas as graças que tenho recebido ao longo da minha vida.

Ao professor Dr. Façal Massad a orientação, a paciência e o constante estímulo transmitido durante todo o trabalho.

Aos amigos de Geoconsultoria Paulo César Abrão, Camila Souza, Ricardo G. Busch, Silvio Luiz de Oliveira, Aires Venâncio, Fabíola Taís Charamitar Baricelo Ramos, Izabel, Nathaly Semensato e Guilherme Semensato Abrão, a convivência e a amizade.

À Mariana Diniz o carinho e o apoio.

Gostaria também de agradecer ao Mardon Borges Mendes, ao Waldson José de Souza e ao Wanderson Silvério Silva sua colaboração durante os estudos e na revisão desta dissertação.

“Quando a gente acha que tem todas as respostas, vem a vida e muda todas as perguntas...”.

Luís Fernando Verissimo

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - FLUXOGRAMA TÍPICO DE TRATAMENTO DE MINÉRIO.	28
FIGURA 2 - PERCENTAGEM DE FERRO, EM DIFERENTES TIPOS DE REJEITOS DAS MINAS DA VALE NO QF.	31
FIGURA 3 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS REJEITOS GRANULARES DE MINÉRIOS DE FERRO DO	31
FIGURA 4 - CURVAS DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL DE REJEITOS DO QF.	32
FIGURA 5 - RELAÇÃO ENTRE O ÂNGULO DE ATRITO E O GRAU DE COMPACTAÇÃO PARA REJEITOS GRANULARES DA VALE NO QF.	33
FIGURA 6 - ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS EM REJEITOS DE ALEGRIA – VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA NA RUPTURA, CONSIDERANDO O GRAU DE COMPACTAÇÃO E AS TENSÕES CONFINANTES.	33
FIGURA 7 - OPERAÇÃO TÍPICA DE BARRAGENS DE REJEITOS ALTEADAS PARA MONTANTE.	37
FIGURA 8 - MÉTODOS DE ALTEAMENTO PARA MONTANTE.	38
FIGURA 9 - MÉTODOS DE ALTEAMENTO PARA JUSANTE.	38
FIGURA 10 - MÉTODOS DE ALTEAMENTO POR LINHA DE CENTRO.	38
FIGURA 11 - MÉTODOS DE LANÇAMENTO DE REJEITOS: (A) EM PONTO ÚNICO; (B) EM LINHA.	41
FIGURA 12 - ZONAS DE PERMEABILIDADE DEVIDO À SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA.	43
FIGURA 13 - VARIAÇÃO DA GRANULOMETRIA DOS REJEITOS NO RESERVATÓRIO EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA DO PONTO DE LANÇAMENTO.	45
FIGURA 14 - VARIAÇÃO DA % (PORCENTAGEM) QUE PASSA NA PENEIRA #200 DOS REJEITOS NO RESERVATÓRIO EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA DO PONTO DE LANÇAMENTO.	46
FIGURA 15 - VARIAÇÃO DA PERMEABILIDADE DOS REJEITOS NO RESERVATÓRIO EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA DO PONTO DE LANÇAMENTO.	46
FIGURA 16 - FATORES QUE INFLUENCIAM A SUPERFÍCIE FREÁTICA EM BARRAGENS DE REJEITOS ALTEADAS A MONTANTE: (A) EFEITOS DA VARIAÇÃO NA LARGURA DA PRAIA. (B) EFEITOS DA SEGREGAÇÃO NA PRAIA DE REJEITOS. (C) EFEITOS DA PERMEABILIDADE DAS FUNDAÇÕES.	47
FIGURA 17 - REGIMES DE PRESSÕES NEUTRAS PARA BARRAGENS DE REJEITO.	49
FIGURA 18 - PERFIS DE CPTU MOSTRANDO PRESSÃO NEUTRA INFERIOR À HIDROSTÁTICA, APÓS DISSIPAÇÃO.	53

FIGURA 19 - SEÇÃO MOSTRANDO ESQUEMA DE MONITORAMENTO IDEAL - INSTRUMENTAÇÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA UMA BARRAGEM DE REJEITOS.	57
FIGURA 20 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE SOLOS, ENSAIOS TRIAXIAIS DE COMPRESSÃO E EXTENSÃO E ENSAIOS DE CISALHAMENTO SIMPLES.	65
FIGURA 21 - PIEZOCONE ELETRÔNICO.	67
FIGURA 22 - ESTRATIGRAFIA.	68
FIGURA 23 - MÉTODO DAS FATIAS OU LAMELAS - SEÇÃO TÍPICA DE UM TALUDE.	76
FIGURA 24 - MÉTODO DAS FATIAS OU LAMELAS - SEÇÃO TÍPICA DE UM TALUDE.	78
FIGURA 25 - EXEMPLO DE MODELO COM GRADE DE POROPRESSÃO.	80
FIGURA 26 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSOS.	83
FIGURA 27 - FOTO AÉREA DA BARRAGEM ITATIAIUÇU. NA COTA 994,00 M.	84
FIGURA 28 - PLANTA DE LOCAÇÃO INSTRUMENTOS - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	88
FIGURA 29 - SEÇÕES INSTRUMENTADAS - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	89
FIGURA 30 - PLUVIOMETRIA DA REGIÃO DA (MSA), ITATIAIUÇU-MG.	92
FIGURA 31 - PIEZÔMETROS DE TUBO ABERTO (PZ 09,10 E 15) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	93
FIGURA 32 - PIEZÔMETROS DE TUBO ABERTO (PZ 8, 11 A 13, 16 A 20 E 32) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	94
FIGURA 33 - PIEZÔMETROS DE TUBO ABERTO (PZ 21 A 31) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	95
FIGURA 34 - MEDIDORES DE NÍVEL DE ÁGUA (MNA 1 A 6, 13, 14, 22 E 23) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	96
FIGURA 35 - MEDIDORES DE NÍVEL DE ÁGUA (MNA 7 A 10, 15 A 19 E 24) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	97
FIGURA 36 - MEDIDORES DE NÍVEL DE ÁGUA (MNA 11, 12, 20 E 21) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	98
FIGURA 37 - PIEZÔMETROS ELÉTRICOS (PZE 1 A 6) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	99
FIGURA 38 - MEDIDORES DE VAZÃO (MV 1 A 3) – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	100
FIGURA 39 - REALIZAÇÃO DE ENSAIO DE PIEZOCONE NA PRAIA DE REJEITOS DA BARRAGEM DO ITATIAIUÇU.	108
FIGURA 40 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-02 - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	109

FIGURA 41 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-03 - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	109
FIGURA 42 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-04 - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	110
FIGURA 43 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-06 - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	110
FIGURA 44 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-07 - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	111
FIGURA 45 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-08- BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	111
FIGURA 46 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-09. - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	112
FIGURA 47 - RESISTÊNCIA DE PONTA E ATRITO LATERAL DO REJEITO NO F-10. - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	112
FIGURA 48 - ENSAIOS DE DISSIPACÃO REALIZADOS NO CPTU-09 A 4 E A 18 METROS DE PROFUNDIDADE – BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	116
FIGURA 49 - LPI - ÍNDICE DE LIQUEFAÇÃO POTENCIAL (22% MUITO ALTO, 33% ALTO E 45% BAIXO). - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	117
FIGURA 50 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS AMOSTRAS DO REJEITO – BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	119
FIGURA 51 - CONTROLE DO GRAU DE COMPACTAÇÃO DA PRAIA DE REJEITOS DA BARRAGEM DO CAMPO GRANDE.....	120
FIGURA 52 - ENSAIOS TRIAXIAIS EM COPOS DE PROVA MOLDADOS (DR= 40%) - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS; DESENVOLVIMENTO DAS PRESSÕES NEUTRAS; E CÍRCULOS DE MOHR - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	122
FIGURA 53 - CORRELAÇÃO ENTRE ÂNGULO DE ATRITO E GRAU DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL.....	123
FIGURA 54 - INSTRUMENTAÇÃO – SEÇÕES L2 (DETALHE) - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	124
FIGURA 55 - LEITURA DE TODOS OS MNAS - BARRAGEM ITATIAIUÇU. (DADOS ENTRE NOV/1989 E FEV/2011).	125
FIGURA 56 - PARÂMETRO B DE SKEMPTON, CALCULADO COM BASE NA INSTRUMENTAÇÃO (PZ, PZE E MNA) - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	126
FIGURA 57 - PARÂMETRO B DE SKEMPTON, CALCULADO COM BASE NOS CPTU - POROPRESSÕES MEDIDAS NOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO (U₀) - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	127
FIGURA 58 - PARÂMETRO B DE SKEMPTON, CALCULADO COM BASE NOS PIEZÔMETROS - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	127
FIGURA 59 - PARÂMETRO B DE SKEMPTON, CALCULADO COM BASE NOS CPTU - POROPRESSÕES MEDIDAS NOS ENSAIOS DE DISSIPACÃO (U₀) - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	128

FIGURA 60 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS ($FS / B / \Phi'$) E CARTA DE SUSCETIBILIDADE AO RISCO- BARRAGEM ITATIAIUÇU.	132
FIGURA 61 - ANÁLISE (A) - BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PRÉ-ALTEAMENTO, PRAIA NÃO SEGREGADA, NA DOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EM COTAS MAIS BAIXAS E PARÂMETROS UTILIZADOS PELA PROJETISTA (VER TABELA 21) - OS NÚMEROS 1A6NA FIGURA REMETEM À TABELA 21.	135
FIGURA 62 - ANÁLISE (B) -BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PRÉ-ALTEAMENTO, PRAIA NÃO SEGREGADA, NA DOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EM COTAS MAIS BAIXAS E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA REVISADOS.	136
FIGURA 63 - ANÁLISE (C) - BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PRÉ-ALTEAMENTO, PRAIA SEGREGADA, NA DOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EM COTAS MAIS BAIXAS E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA REVISADOS. (OS NÚMEROS (7), (8) E (9) REMETEM À TABELA 23)	137
FIGURA 64 - ANÁLISE (D) - BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PRÉ-ALTEAMENTO, PRAIA SEGREGADA, NA DOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EM COTAS MAIS ELEVADAS E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA REVISADOS.	138
FIGURA 65 - MODELO CONSIDERANDO FLUXO OBTIDO POR INTERPOLAÇÃO - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	138
FIGURA 66 - ANÁLISE (E) -BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PRÉ-ALTEAMENTO, PRAIA SEGREGADA, DISTRIBUIÇÃO, PRESSÕES NEUTRAS OBTIDAS PELA INTERPOLAÇÃO DAS PRESSÕES MEDIDAS EM TODOS OS INSTRUMENTOS E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA REVISADOS.	139
FIGURA 67 - ANÁLISE (F) - BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PRÉ-ALTEAMENTO, PRAIA SEGREGADA, PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA $B = 11,8\%$ E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA REVISADOS.	140
FIGURA 68 - ANÁLISE (G) - BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PÓS-ALTEAMENTO, PRAIA SEGREGADA, DISTRIBUIÇÃO, PRESSÕES NEUTRAS OBTIDAS PELA INTERPOLAÇÃO DAS PRESSÕES MEDIDAS EM TODOS OS INSTRUMENTOS E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA REVISADOS.	140
FIGURA 69 - ANÁLISE (H) - BARRAGEM ITATIAIUÇU - GEOMETRIA PÓS-ALTEAMENTO, PRAIA SEGREGADA, PARÂMETROS DE PRESSÃO NEUTRA $B = 11,8\%$ E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA REVISADOS.	141
FIGURA 70 - SEÇÃO PRINCIPAL - ANÁLISES DE ESTABILIDADE - BARRAGEM DO ITATIAIUÇU.	143

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE REJEITOS.....	30
TABELA 2 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EFETIVOS DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO DO QF.....	34
TABELA 3 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO DO QF.....	35
TABELA 4 - ENSAIOS DE CONTROLE CONSTRUTIVO, GRANULOMETRIA. ..	41
TABELA 5 - ENSAIOS DE CONTROLE CONSTRUTIVO, ÍNDICE DE VAZIOS...	41
TABELA 6 - ENSAIOS DE CONTROLE CONSTRUTIVO, DENSIDADE SECA. ..	42
TABELA 7 - ENSAIOS DE CONTROLE CONSTRUTIVO, GRAU DE COMPACTAÇÃO.	42
TABELA 8 - ENSAIOS DE CONTROLE CONSTRUTIVO, PERMEABILIDADE...	42
TABELA 9 - SUMÁRIO DE REGIMES DE PRESSÃO NEUTRA.	50
TABELA 10 - TABELA DOS ESTADOS DE COMPACIDADE E DE CONSISTÊNCIA.....	61
TABELA 11 - FICHA TÉCNICA DA BARRAGEM DE REJEITOS ITATIAIUÇU.	84
TABELA 12 - RELAÇÃO DE DOCUMENTOS SOBRE A BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	85
TABELA 13 - INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	101
TABELA 14 - SPT MÉDIO POR SONDAGEM - BARRAGEM ITATIAIUÇU.	105
TABELA 15 - SPT MÉDIO POR COTA E POR MATERIAL - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	106
TABELA 16 - ÂNGULO DE ATRITO MÉDIO ESTIMADO COMO NSPT (TEIXEIRA,1996) -- BARRAGEM ITATIAIUÇU.	107
TABELA 17 - ÂNGULO DE ATRITO MÉDIO ESTIMADO COMO NSPT,60 (HATANAKA E UCHIDA,1996) - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	107
TABELA 18 - ENSAIO DE DISSIPACÃO – COEFICIENTES DE ADENSAMENTO HORIZONTAL – BARRAGEM ITATIAIUÇU.	115
TABELA 19 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO – GRANULOMETRIA E DENSIDADE DOS GRÃOS – BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	118
TABELA 20 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADOS DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO DA BARRAGEM ITATIAIUÇU.	123
TABELA 21 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PROJETO - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	131
TABELA 22 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA ADOTADOS PARA O REJEITO- BARRAGEM ITATIAIUÇU.	134
TABELA 23 - PARÂMETROS REVISADOS DE RESISTÊNCIA ADOTADOS PARA OS REJEITOS DEPOSITADOS NA BARRAGEM ITATIAIUÇU.	136

TABELA 24 - LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA, ANÁLISE DE DESENCADEAMENTO - BARRAGEM ITATIAIUÇU.....	144
TABELA 25 - GATILHOS POTENCIAIS PARA LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA.	145

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

AFPS – *French Earthquake Engineering Association* (Associação Francesa de Barragens)

ASTM – *American Society for Testing and Materials* (Associação Americana de Normas Técnicas)

CPTU – *Cone Penetration Testing* (Ensaio de Piezocone)

EPA – *U.S. Environmental Protection Agency*

FMEA – *Failure Mode and Effect Analysis*

FS – Fator de Segurança

GC– Grau de Compactação Proctor Normal (%)

INA – Indicador de Nível de Água

IP – Índice de Plasticidade

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

LPI – Liquefaction Potencial Index (Índice de Liquefação Potencial)

MNA – Medidor de Nível de Água

MS – Marco Superficial

MSA – Mineração Serra Azul S.A. (grupo Arcelor Mittal)

MV – Medidor de Vazão

NA – Nível de Água.

NBR – Denominação de norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)

Nspt– Valor da Resistência à Penetração Medido nos Ensaio de SPT

OCR –Razão de Sobre adensamento

PVC – Policloreto de Vinila

PZ – Piezômetro de Tubo Aberto (*Standpipe*)

PZE – Piezômetro Elétrico de Corda Vibrante

QF – Quadrilátero Ferrífero

SAMARCO –Samarco Mineração S.A.

SCPTU– *Sismic Cone Penetration Testing* (Ensaio de Piezocone Sísmico)

SPT – *Standard Penetration Test* (Sondagem à Percussão)

VALE – Vale S.A.

LISTA DE SÍMBOLOS

$(N_1)_{60}$ – número de golpe normalizado para uma eficaz pressão de sobrecarga de 100 kPa e corrigida para 60% da energia de queda livre teórica

$\bar{B}$ – Parâmetro de poropressão B de Skempton (adotado no presente trabalho como sendo igual ao parâmetro ru)

a'_v – coeficiente de compressão primária

b – largura da lamela

$B_q (\%) = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_v)$ – parâmetro de poropressão

c – coesão do solo

c' – intercepto de coesão efetivo

C_c – índice de compressibilidade

C_h – coeficiente de adensamento horizontal

C_v – coeficiente de adensamento vertical

Dr – compacidade ou densidade relativa

e – índice de vazios

e_{nat} – índice de vazios natural

e_{max} – índice de vazios máximo

e_{min} – índice de vazios mínimo

E_m – força normal no lado da lamela

E_o – índice de vazios inicial

f_s – resistência ao atrito lateral

h – altura da lamela

h – carga hidráulica total

I_L – índice de liquidez

I_P – índice de plasticidade

I_q – fator de influência

I_r – índice de rigidez, relação entre o módulo cisalhante G dividido pela resistência não drenada c_u da argila. O valor para este índice pode ser adotado para os casos usuais como 100.

k – coeficiente de permeabilidade

k_x – permeabilidade na direção x

k_y – permeabilidade na direção y

k_z – permeabilidade na direção z

l – comprimento da base (ao longo do arco)
 N – força normal na base
 O – centro de rotação
 q_c – resistência de ponta do cone (CPT)
 q_t (MPa) – resistência de ponta corrigida (CPTU)
 r – raio do círculo de deslizamento
 r – raio do piezocone
 $R_f = f_s / q_t$ (%) – relação de atrito
 ru – parâmetro de poropressão
 S – grau de saturação
 S_u – resistência não drenada
 su_{liq} – resistência não drenada na liquefação
 su_{pico} – resistência não drenada de cedência ou de pico
 T – fator tempo fornecido pela teoria de dissipação
 t – tempo
 u_2 – pressões neutras
 W – peso da fatia
 w_L – limite de liquidez
 w_{ot} – umidade ótima
 w_P – limite de plasticidade
 w_s – sobrecarga
 X_n – força cisalhante no lado da lamela
 α – ângulo da base com a horizontal;
 ϕ – ângulo de atrito
 ϕ' – ângulo de atrito efetivo
 γ_{dmax} – peso específico seco máximo
 γ_d – peso específico seco
 γ_{nat} – peso específico natural
 γ_s – peso específico dos sólidos
 γ_w – peso específico da água
 γ – peso específico do aterro
 σ'_v – tensão vertical efetiva
 σ'_{vm} – tensão de pré-adensamento

σ'_{vo} – tensão vertical efetiva de campo

σ_c – tensão confinante

τ – tensão cisalhante mobilizada

RESUMO

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO REGIME DE FLUXO NO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UMA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PELO MÉTODO DE MONTANTE

A presente pesquisa faz uma avaliação da influenciado regime de fluxo na estabilidade de uma barragem construída pela disposição hidráulica de rejeitos. Usualmente, essas estruturas são avaliadas com modelos de equilíbrio limite adotando-se, de modo simplificado, uma superfície freática em um regime hidrostático. No entanto, em casos em que a condutividade hidráulica da fundação ou de camadas na base do aterro é relevante em relação à dos rejeitos, o fluxo se torna verticalizado e o gradiente significativo, portanto, a premissa de regime hidrostático se torna não válida. Com o objetivo de avaliar a influência desses fatores, foram realizadas análises numéricas, simulando condições de fluxo e seus reflexos nos fatores de segurança. Ademais, foi desenvolvida uma extensa análise de dados e cálculos no estudo de caso de uma barragem, com expectativa de ampliar a vida útil de uma Planta de beneficiamento de minério de ferro. Ao se incorporar a real distribuição de pressões neutras, medidas na barragem, concluiu-se que o seu Fator de Segurança era cerca de 20% maior do que o obtido em cálculos simplificados, que desconsideram o regime de fluxo descendente, admitido, por hipótese, na barragem em estudo. Alguns comentários quanto à segurança à liquefação foram feitos, exceto a liquefação dinâmica, que foge do escopo desse trabalho.

Palavras-chave: Barragens de rejeito, Geotecnia, Método de Montante.

ABSTRACT

EVALUATION OF THE FLOW SCHEME INFLUENCE IN THE GEOTECHNICAL BEHAVIOR OF A TAILING DAM HEIGHTENED THROUGH THE UPSTREAM METHOD

The present research evaluates the influence of the foundations' permeability in the scheme of flow and in the stability of a dam built through the hydraulic tailings disposal. Usually, these structures are evaluated with models of equilibrium limit, considering, in a simplified way, a phreatic surface in a hydrostatic scheme. However, in cases in which the foundation's hydraulic conductivity is relevant when related to the tailings', the flow becomes verticalized and the gradient becomes significant. Therefore, the hydrostatic scheme premise becomes not valid. With the purpose of evaluating the influence of these factors, numerical analysis were made, simulating flow conditions and their influence in the factor of safety. Moreover, an extensive data and calculations analysis was developed in the case study of a dam, with the expectation of increasing the lifetime of an ore mining beneficiation plan. When incorporating the actual distribution of porepressure, measured at the dam, it was concluded that the safety factor of the dam was about 20% higher than that obtained for simplified calculations, that disregard the downward flow regime, admitted in the dam under study. Some comments about the safety of liquefaction were made, except the dynamic liquefaction, beyond the scope of this work.

Keywords: Tailings dam; Geotechnical; Upstream Method.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	21
1.1	OBJETIVOS	21
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	CARACTERÍSTICAS REGIONAIS DO QF (QUADRILÁTERO FERRÍFERO)	23
2.1.1	Geologia	23
2.1.2	Geomorfologia	24
2.1.3	Estratigrafia	26
2.2	OS REJEITOS.....	26
2.2.1	O beneficiamento mineral e a formação dos rejeitos	27
2.2.2	Características dos rejeitos	29
2.3	BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE REJEITOS.....	36
2.3.1	Construção e operação de barragens de rejeitos.....	36
2.3.2	Métodos de alteamento das barragens de rejeitos.....	37
2.3.3	Percolação em barragens de rejeitos	39
2.3.4	Fluxo em barragens de rejeitos (direção e quantidade)	39
2.3.5	Aterros hidráulicos.....	40
2.3.6	Segregação hidráulica em praias de rejeitos.....	42
2.4	REGIMES DE POROPRESSÕES.....	47
2.4.1	Regime de Pressões Neutras Hidrostáticas	49
2.4.2	O regime de pressões neutras maiores que as hidrostáticas e sem drenagem pelas fundações	51
2.4.3	O regime de pressões neutras maiores que as hidrostáticas e com drenagem pelas fundações	51
2.4.4	Menor que o hidrostático	51
2.4.5	Próximas de zero	53
2.4.6	Não saturado	54
2.5	MODOS DE COLAPSO OU INSTABILIDADE	54
2.5.1	Cisalhamento no maciço (ruptura circular)	54
2.5.2	Instabilidades de fundação.....	54
2.5.3	Galgamento.....	55
2.5.4	Erosão	55
2.5.5	Erosão Interna (<i>Piping</i>).....	55
2.5.6	Liquefação.....	56
2.6	AUSCULTAÇÃO	56

2.6.1	PZ – Piezômetro de Casagrande ou de tubo aberto (<i>Standpipe</i>).....	58
2.6.2	PZE –Piezômetro Elétrico de Corda Vibrante	58
2.6.3	MNA - Medidor de Nível de Água	58
2.6.4	MV – Medidor de vazão	59
2.6.5	MS - Marco Superficial	59
2.6.6	PL - Pluviômetro.....	59
2.7	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	59
2.7.1	Ensaio de Campo	60
2.7.1.1	Sondagem à Percussão (SPT).....	60
2.7.1.2	Ensaio de Piezocone (CPTU) e Piezocone Sísmico (SCPTU).....	66
2.7.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	70
2.7.2.1	Ensaio normalizados	70
2.7.2.2	Demais ensaios de laboratório.....	70
2.8	AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA GEOTÉCNICA.....	71
2.8.1	Avaliação da ruptura por liquefação	71
2.8.1.1	Liquefação dinâmica	72
2.8.1.2	Liquefação estática	73
2.8.1.2.1	Método de Olson (análise de liquefação).....	74
2.8.1.3	Liquefação devido a deformação excessiva.....	75
2.8.2	Avaliação da ruptura por cisalhamento	76
2.8.2.1	Métodos de análises expeditos	77
2.8.2.2	Métodos de análises computacionais.....	79
3	ESTUDO DE CASO – PARTE 1 (DADOS GERAIS).....	81
3.1	LOCALIZAÇÃO	82
3.2	DESCRIÇÃO SUCINTA DA BARRAGEM.....	83
3.3	HISTÓRICO DOS PRINCIPAIS DOCUMENTOS SOBRE A BARRAGEM	85
3.4	INSPEÇÕES DE CAMPO	86
3.5	AUSCULTAÇÃO	87
3.6	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	101
3.6.1	Sondagens à percussão.....	101
3.6.2	Ensaio de Cone	107
3.6.2.1	Estratigrafia dos rejeitos.....	113
3.6.2.2	Parâmetros Gerais dos Ensaio.....	113
3.6.2.2.1	Densidade (compacidade) relativa (D_r)	114
3.6.2.2.2	Ângulo de atrito efetivo (ϕ').....	114

3.6.2.2.3	Curvas de Dissipação	114
3.6.2.3	Liquefação dinâmica	117
3.6.3	Ensaio de Laboratório	118
3.6.3.1	Ensaio de caracterização	118
3.6.3.2	Ensaio de resistência ao cisalhamento (triaxiais)	119
4	ESTUDO DE CASO - PARTE 2 (AVALIAÇÃO).....	124
4.1	PRESSÕES NEUTRAS PARA AS ANÁLISES.	124
4.2	AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DO ALTEAMENTO.....	130
4.2.1	Avaliação da ruptura por cisalhamento	130
4.2.1.1	Análises expeditas	131
4.2.1.2	Análises computacionais.....	133
4.2.1.2.1	Situação pré-alteamento	134
4.2.1.2.2	Situação pós-alteamento.....	140
4.2.2	Avaliação da ruptura por liquefação	141
4.2.2.1	Liquefação dinâmica	141
4.2.2.2	Liquefação estática	142
4.2.2.2.1	Suscetibilidade à liquefação.....	142
4.2.2.2.2	Análises de desencadeamento da liquefação	142
4.2.2.2.3	Análises da estabilidade pós-gatilho	144
4.2.2.2.4	Ruptura localizada não drenada:	145
4.2.2.2.4.1	Elevação rápida do nível do reservatório:	146
4.2.2.2.4.2	Vibrações por desmonte na cava:.....	146
4.2.2.2.4.3	Vazamentos ou <i>piping</i> no talude de jusante:.....	146
4.2.2.2.4.4	Erosão no pé (solapamento):.....	146
4.2.2.2.4.5	Taxa elevada de alteamento:.....	146
4.2.2.2.4.6	Deterioração da drenagem interna.....	147
4.2.2.2.4.7	Movimentação da fundação ou ombreiras:	147
4.2.2.2.4.8	Precipitações intensas:	147
4.2.2.2.4.9	Saturação da faixa frontal do rejeito acima do nível d'água:	148
5	CONCLUSÕES.....	149
5.1	PREÂMBULO.....	149
5.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS	151
5.3	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	152
	REFERÊNCIAS.....	154

1 INTRODUÇÃO

O processo de beneficiamento e concentração de minério, nas instalações industriais, gera uma grande quantidade de resíduos, que são denominados rejeitos de mineração.

Em decorrência da dificuldade de utilização dos resíduos sólidos de mineração a curto prazo e das quantidades envolvidas, eles são comumente dispostos em formas de pilhas ou em reservatórios formados por barramentos. Em casos especiais, os rejeitos podem ser utilizados como material construtivo do barramento, quer seja no corpo do próprio barramento, quer seja como fundação para etapas de alteamento.

As barragens de rejeito, executadas com a técnica do aterro hidráulico e com a utilização de rejeitos como material constitutivo do barramento, são largamente empregadas para viabilizar o aproveitamento de vales íngremes e encaixados, apresentando vantagens econômicas, construtivas e ambientais.

Para essas estruturas geotécnicas construídas com rejeitos, de forma total ou parcial, as análises são, normalmente, realizadas com base em metodologias e conceitos simplificados da mecânica dos solos, desenvolvidos para barragens de armazenamento de água. Entretanto, o comportamento geotécnico das barragens de contenção de rejeitos pode variar em relação às estruturas tradicionais (barragens de solo ou de enrocamento) por vários fatores.

No caso particular de barragens de rejeito construídas em regiões em que a permeabilidade da fundação (ou de camadas na base dos aterros) é alta, relativamente à dos rejeitos acondicionados, podem apresentar características de fluxo peculiares. Ao desprezar fenômenos como esse, a análise de estabilidade pode conduzir a resultados equivocados. Esse fato corrobora a importância de compreender o modelo, evitando equívocos na avaliação.

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho tem os seguintes objetivos:

- ✓ Avaliar a condição de segurança de uma barragem de rejeitos;
- ✓ Verificar se o alteamento dessa barragem poderia colocá-la em perigo.

Pretende-se, com fundamento nos resultados deste trabalho, propor metodologias de análise que considerem as particularidades geotécnicas de barragens de rejeitos, particularmente nos casos onde o regime de fluxo é verticalizado, determinando, desse modo, qual o impacto no comportamento, na segurança, e na operacionalidade de depósitos desse tipo.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Além deste capítulo introdutório, seguem mais quatro capítulos divididos da seguinte maneira:

Capítulo 2 –Revisão Bibliográfica

Apresenta um levantamento bibliográfico de publicações relevantes para o tema da presente dissertação. Trata-se de uma apresentação geral dos fundamentos que embasam a compreensão do problema em pauta.

Abrange também um levantamento bibliográfico de publicações relevantes aos principais conceitos e metodologias utilizados na interpretação dos dados disponíveis sobre a barragem.

Capítulo 3 – Estudo de Caso – Parte 1

Introduz um caso prático da barragem de rejeito de minério de ferro do Itatiaiuçu, alteada para montante com 76 m de altura. Trata de aspectos relacionados ao histórico, ao projeto, à instrumentação e ao comportamento geotécnico.

Capítulo 4 – Estudo de Caso - Parte 2

Consiste nos estudos desenvolvidos para avaliar a viabilidade de altear a barragem de Itatiaiuçu em 16 m, o que fez com que ela atingisse a cota 1.015 m, com 92 m de altura.

Capítulo 5 – Comentários e Conclusões

Apresenta conclusões e comentários, fundamentados nos resultados teóricos, nos estudos de caso e nas discussões.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo é um levantamento bibliográfico de publicações relevantes ao tema da presente dissertação e faz uma apresentação geral dos fundamentos que embasam a compreensão do comportamento de barragens de rejeitos de minério de ferro alteadas para montante, no contexto do Quadrilátero Ferrífero(QF), no estado de Minas Gerais– MG.

2.1 CARACTERÍSTICAS REGIONAIS DO QF (QUADRILÁTERO FERRÍFERO)

A porção meridional do Cráton do São Francisco se insere no contexto evolutivo da porção oeste do QF, uma região geologicamente importante do Pré-Cambriano brasileiro devido às suas riquezas minerais.

Um trecho de serra que se prolonga até a Serra do Curral se enquadra, em relação aos seus domínios estruturais, na Serra de Itatiaiuçu, MG.

2.1.1 Geologia

Os minérios de ferro têm sua origem primária em processos sedimentares e/ou processos vulcanogênicos e hidrotermais (efusivos/ exalativos). O ambiente de deposição pode ser ambiente lacustre –de acordo com Trendall (1973); Button (1976); Garrels (1987) – ou ambiente marinho, quer seja num ambiente plataformar em margens continentais, quer seja nas zonas de talude continental, quer seja em *rifts*, *grabens* e cadeias meso-oceânicas, ou em taludes de cinturões/ arcos vulcânicos. Nos ambientes marinhos abertos, com pouca ou nenhuma atividade bacteriana, são encontradas as formas mais estáveis de minério, Goethita e Hematita, compostas de Fe^{+3} .

Segundo Silva et al. (1995), o QF, assim como os principais depósitos de ferro no mundo, teve sua formação no Proterozóico Inferior, entre 1,9 e 2,7 bilhões de anos. Esses depósitos são considerados Formações Ferríferas Bandadas (FFB) e têm sua sedimentação primária relacionada aos precipitados químicos em ambientes marinhos, ou eventualmente lacustrinos.

Os litotipos do QF foram submetidos a uma evolução tectônica policíclica, separada em três eventos deformacionais denominados Rio das Velhas,

Transamazônico e Brasileiro, que podem ser resumidos em quatro conjuntos litoestatigráficos (Alkimin & Marshak, 1998):

- (i) Embasamento Cristalino ou Complexo Metamórfico, composto por granitos, gnaisses e migmatitos, de idade Arqueana;
- (ii) Supergrupo Rio das Velhas, composto basicamente por quartzitos, xistos e filitos, que constituem uma sequência vulcano-sedimentar tipo *greenstonebelt*, também de idade Arqueana;
- (iii) Supergrupo Minas, constituído por rochas metassedimentares (quartzitos, xistos, filitos, formações ferríferas) de idade Proterozóica; e
- (iv) Grupo Itacolomi, constituído basicamente por quartzitos igualmente de idade Proterozóica. Toda a sequência é seccionada por diques máficos de idade de 906 milhões de anos (Silva et al., 1992).

No Supergrupo Minas, se encontra o Grupo Itabira, que por sua vez está inserido na Formação Cauê. Essa última é constituída predominantemente por itabiritos com lentes de dolomito, hematita compacta e friável, filitos e mármore. A formação Cauê corresponde à unidade economicamente mais importante, devido a seus extensos depósitos de ferro locados no itabirito. Segundo Dorr e Barbosa (1963) apud Silva et al. (1995), ela é uma formação ferrífera na fácies óxido, laminada e metamorfizada, em que o chert ou jaspe foi recristalizado em um quartzo granular, e o ferro em hematita, magnetita ou martita—consoante SETE(2012).

Os itabiritos ricos, explorados na extração de ferro no QF, têm, ainda, alta liberação de grãos, especialmente sílica. Nesses materiais, o enriquecimento supergênico foi favorecido pela lixiviação da sílica dos itabiritos em um ambiente de bacia confinada por rochas impermeáveis (filitos), diques básicos, e vulcânicas-sedimentares (xistos). Como resultado de processos supergênicos, tectônicos hipogênicos e hidrotermais, os minérios de ferro lavrados são de hematitas compactas, hematitas friáveis, itabiritos ricos friáveis e cangas.

2.1.2 Geomorfologia

O QF corresponde a uma das mais elevadas regiões do Planalto Brasileiro, ocupando uma área de aproximadamente 7.000 km², onde as altitudes variam entre 800 m e 900 m, delineadas por cristas que ultrapassam, usualmente, 1.200 m e,

excepcionalmente, alcançam 2.000 m ou mais, como na Serra do Caraça, localizada na borda leste do QF.

A geomorfologia do QF apresenta forte controle litoestrutural e expressivos contrastes de resistência litológica. Essas características são refletidas em um modelo de dissecação acentuada, com importantes variações de altitude e presença marcante de serras e cristas (Serras do Curral, do Caraça, de Ouro Branco, da Moeda) cortadas por Vales Epigênicos, como o Vale do Rio das Velhas, no Fecho de Sabará, e o Vale do Rio Paraopeba, no Fecho do Funil –de acordo Magalhães; Saadi(1994) apud Delphi(2009).

As cristas em quartzitos e itabiritos demarcam as bordas do QF: Serra do Curral, a noroeste; Serras da Moeda e do Itabirito, a oeste; Serras do Gandarela e do Caraça, a leste; e Serra de Ouro Branco, a sul.

A distribuição das formas estruturais de relevo do QF orienta a hidrografia no sentido predominantemente sul-norte. Os níveis de base são estabelecidos pelo Rio das Velhas, na porção leste, e pelo Rio Paraopeba, na porção oeste. Os vales do Rio das Velhas e seus afluentes são, em geral, encaixados e estreitos. A diferença de altitude entre interflúvios e talvegues chega a centenas de metros, sendo os cursos d'água adaptados regularmente às discontinuidades estruturais– Barbosa(1964) apud Delphi (2009); Medina et al. (2005). Nos trechos de maiores desnivelamentos, esses vales estruturais alojam-se no sopé das escarpas ou ressaltos topográficos. Nos patamares escalonados, ocorrem, com frequência, vales suspensos.

Segundo Tricart (1961); Cristofolletti; Tavares (1976) apud Medina et al. (2005) no QF a diversidade litológica e de arranjos estruturais propicia, também, uma ampla variedade de conformação das vertentes. As rochas mais resistentes, como quartzitos e itabiritos, dão origem às vertentes com declividades acentuadas de até 70°, com forma retilínea nas escarpas, ou de levemente convexas a convexo-côncavas sobre os reversos estruturais. De maneira oposta, os terrenos granito-gnáissicos dão origem a espessos mantos de intemperismo que permitem um modelado de colinas rebaixadas.

As vertentes elaboradas sobre xistos, também pouco resistentes ao intemperismo químico e à erosão mecânica, assemelham-se àquelas desenvolvidas sobre granito-gnaisses. Já as vertentes desenvolvidas sobre filitos podem, dependendo da situação geomorfológica, apresentar declividades mais acentuadas devido à dificuldade de infiltração das águas, como explica SETE(2012).

Destacam-se, regionalmente na paisagem, rampas de colúvio ou complexos de rampas desenvolvidos no sopé das vertentes, principalmente as dominadas por cristas em itabiritos. Todas essas rampas representam registro de fases de intenso coluvionamento que envolveram o retrabalho de materiais e a reconfiguração da topografia, como explica Medina et al. (2005).

A forte sazonalidade das precipitações constitui um elemento que favoreceu a morfogênese com suas fortes enxurradas sobre vertentes íngremes e relativamente desnudas. Segundo SETE(2012), a cobertura vegetal escassa predominante nas áreas de rochas pouco friáveis e a declividade conduzem à prevalência da morfogênese e, portanto, à predominância da perda dos produtos da fraca alteração, contribuindo, conseqüentemente, para o predomínio permanente da abrasão mecânica.

2.1.3 Estratigrafia

Quanto à estratigrafia, o QF é constituído por rochas metassedimentares deformadas que se assentam sobre o embasamento e são cortadas por rochas intrusivas ultrabásicas, básicas, intermediárias e ácidas. O embasamento cristalino e a sequência *greenstonebelt* do Supergrupo Rio das Velhas compõem uma associação de rochas arqueanas. Já a associação de rochas paleoproterozóicas engloba os metassedimentos do Supergrupo Minas e do Grupo Itacolomi, além de rochas intrusivas de ampla variedade composicional.

2.2 OS REJEITOS

Os rejeitos são partículas fragmentadas de rochas, oriundas do processo de beneficiamento mineral. As características dos rejeitos são definidas pelo tipo de minério (composição, estrutura da rocha, etc.), pelos tipos de processos (físicos e químicos) aos quais foram submetidos e pela forma de disposição. Segundo Nieble (1987), rejeitos de um mesmo minério podem ser diferentes, dependendo dos tipos de processo utilizados nas usinas.

2.2.1 O beneficiamento mineral e a formação dos rejeitos

Conforme descrito por Luz (2010), o tratamento ou beneficiamento de minérios consiste em operações aplicadas aos bens minerais, visando modificar a granulometria, a concentração relativa das espécies minerais presentes, ou ainda, a forma. Há autores que defendem um conceito mais amplo para o tratamento e o definem como sendo um processamento por meio do qual os minerais podem sofrer alterações de ordem química, resultantes de simples decomposição térmica ou mesmo de reações típicas geradas pela presença do calor. A aglomeração (sinterização e pelletização) de minérios finos, a ustulação e a calcinação são consideradas nesse conceito.

Ainda segundo Luz (2010), minério é toda rocha constituída de um mineral ou agregado de minerais que contém um ou mais minerais valiosos e podem ser aproveitados economicamente. Esses minerais valiosos, aproveitáveis como bens úteis, são chamados de minerais-minério. O mineral ou conjunto de minerais não aproveitados de um minério é denominado ganga.

O termo “concentração” consiste na remoção de ganga presente no minério. Usualmente, as operações de concentração são realizadas a úmido. Os rejeitos, então, são transportados, geralmente, através de tubulações e depositados em reservatórios.

Em um fluxograma típico de tratamento de minérios (Figura 1), as operações são:

- a. Cominuição: britagem e moagem;
- b. Peneiramento (separação por tamanhos) e classificação (ciclonagem, classificador espiral);
- c. Concentração gravítica, magnética, eletrostática, por flotação e etc.
- d. Desaguamento: espessamento e filtração;
- e. Secagem: secador rotativo, *spray dryer*, secador de leito fluidizado;
- f. Disposição de rejeito.

Figura 1 - Fluxograma típico de tratamento de minério.

Fonte: Luz (2010).

Todos os processos citados acima são, na verdade, muito complexos, e os seus detalhamentos fogem ao escopo desta dissertação. O que deve ser salientado é que ao final dos processos de concentração, o concentrado de valor econômico é separado do restante, e este restante denomina-se rejeito.

2.2.2 Características dos rejeitos

As características dos rejeitos são definidas pelo tipo de minério (composição, estrutura da rocha, etc.) e pelo tipo de processo a que o minério foi submetido.

Os vários tipos de minério que são explorados, assim como os inúmeros tipos de processos minerais, tornam difícil reunir os rejeitos em grupos com as mesmas características. Vick (1990) apresenta uma classificação dos tipos de rejeitos, mostrada na Tabela 1, que pode ser utilizada como referência inicial. É importante lembrar que variações no tipo de minério e no processo podem modificar as características dos rejeitos.

Especificamente sobre as características dos rejeitos de minério de ferro no QF, um amplo trabalho foi apresentado por Silva et al. (2013). As principais usinas de beneficiamento de minério de ferro da VALE S.A. no QF foram avaliadas neste estudo. Os testes foram realizados com os rejeitos granulares das Usinas de Alegria, Timbopeba, Brucutu, Cauê, Conceição, Pico, Vargem Grande e Fábrica, todas localizadas no QF. Nove grupos de rejeitos foram identificados a partir das sete estações de tratamento de minério.

O teor de ferro dos rejeitos proveniente de cada processo é mostrado na Figura 2.

Verificou-se que rejeitos finos (lamas) possuem teores de ferro mais elevados, com valores superiores a 50%. Ainda com relação à química do rejeito de minério de ferro do QF, pode-se dizer que esses rejeitos são inertes.

Tabela 1 - Classificação dos tipos de rejeitos

Categoria	Características Gerais
Rejeitos de rochas brandas	
- Carvão - Potássio	A fração fina domina as propriedades geotécnicas devido à presença de argilas.
Rejeitos de rochas duras	
- Chumbo-zinco - Cobre - Ouro-prata - Níquel	As frações finas são, geralmente, plásticas, e as areias controlam o comportamento.
Rejeitos finos	
- Argilas fosfáticas - Bauxita	Como a fração arenosa é pequena, o comportamento do material é governado pela fração siltosa e argilosa.
Rejeitos grossos	
- Urânio - Ferro - Fosfato	Material mais grosseiro, normalmente apresentam propriedades de engenharia favoráveis (para construção de barragens de rejeitos)

Fonte: Vick (1990).

Os rejeitos de flotação são granulares não plásticos, exceto o rejeito proveniente de Vargem Grande. As curvas granulométricas dos rejeitos apresentam média de 7% de areia média, 48% de areia fina e 45% de silte (Figura 3).

Figura 2 - Percentagem de ferro, em diferentes tipos de rejeitos das minas da VALE no QF.

Fonte: Silva et al. (2013).

Figura 3 - Curvas granulométricas dos rejeitos granulares de minérios de ferro do

Fonte: Silva et al. (2013).

A Figura 3 apresenta as curvas granulométricas dos rejeitos.

Na Figura 4 os ensaios indicaram umidade ótima (w_{ot}), variando entre 11% e 15%, e peso máximo de unidade seca (γ_{dmax}) entre 17,4 e 18,9 kN/m². É interessante observar que, mesmo com matriz arenosa, a pequena fração de argila dos rejeitos (< 5%) já influencia o seu comportamento na compactação. Em função disso e da facilidade executiva, acompanhar o grau de compactação em barragens de rejeito tem se tornado prática comum em detrimento do acompanhamento da densidade relativa.

Figura 4 - Curvas de compactação Proctor normal de rejeitos do QF.

Fonte: Silva et al. (2013).

A resistência ao cisalhamento dos rejeitos também foi estudada por Silva et al. (2013). Ensaio triaxiais foram realizados em corpos de prova moldados em diversas densidades. Os resultados de resistência são apresentados na Figura 5, onde é correlacionado o grau de compactação com o ângulo de atrito. Os dados de Pereira (2005) não tem boa aderência à equação apresentada na Figura 5; todos os seus dados indicam resistência superior aos valores obtidos por Silva (2013).

Adicionalmente, foi avaliada a variação de volumetria na ruptura em ensaios triaxiais drenados. Amostras dos rejeito granulares da Usina de Alegria, moldadas em diferentes graus de compactação, foram cisalhadas em quatro pressões confinantes (50, 100, 200 e 400 kPa). A Figura 6 apresenta os resultados.

Figura 5 - Relação entre o ângulo de atrito e o grau de compactação para rejeitos granulares da vale no QF.

Fonte: Silva et al. (2013).

Figura 6 - Ensaios triaxiais drenados em rejeitos de Alegria – variação volumétrica na ruptura, considerando o grau de compactação e as tensões confinantes.

Fonte: Silva et al. (2013).

Os resultados da Figura 6 indicam que o material tem comportamento dilatante em amostras com grau de compactação superior a 90%.

Ainda sobre as características dos rejeitos de minério de ferro no QF, um trabalho relevante foi apresentado por Pereira (2005), que estudou os rejeitos granulares de Usinas da VALE S.A. e da SAMARCO Mineração S.A.. No estudo, Pereira realizou ensaios de compressão triaxial consolidado não drenados (CIU_{sat}) em amostras moldadas com a menor densidade de moldagem possível. As Tabelas 2 e 3, a seguir, apresentam algumas características dos rejeitos estudados por Pereira (2005).

Tabela 2 - Parâmetros de resistência efetivos de rejeitos de minério de ferro do QF.

Amostra	γ_d (kN/m^3)	e	Dr (%)	GC (%)	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
Cava do Germano (SAMARCO)	16,4	1,07	36,8	78	2	35
Barragem Itabiruçu (VALE)	15,8	1,11	39,5	79	0	26
Barragem Forquilha 3 (VALE)	18,5	1,13	56,5	77	6	29
Barragem Campo Grande (VALE)	19,9	1,09	30,8	83	0	29
Barragem Doutor (VALE)	16,2	1,08	37,8	77	0	22

Fonte: Pereira (2005). Todos os símbolos estão apresentados e identificados nas Listas de Abreviaturas e Siglas e Símbolos.

Observa-se, na Tabela 2, que os rejeitos têm comportamento fundamentalmente atritivo, com coesão aproximadamente nula (c' variando de 0 a 6kPa). O rejeito da SAMARCO Mineração S.A. tem ângulo de atrito relativamente elevado (35°), mesmo em baixa compacidade ($Dr = 35,8\%$).

Tabela 3 - Resistência não Drenada de rejeitos de minério de ferro do QF.

Amostra	γ_s (kN/m ³)	Dr (%)	e	e_{min}	e_{max}	σ'_c (kPa)	su (kPa)	su/ σ'_c
Cava do Germano (SAMARCO)	34,0	36,8	1,07	0,62	1,33	50	30,86	0,62
						100	58,91	0,59
						200	120,38	0,60
Barragem Itabiruçu (VALE)	33,4	39,5	1,11	0,67	1,39	50	15,17	0,30
						100	29,07	0,29
						200	59,59	0,30
Barragem Forquilha 3 (VALE)	39,5	56,5	1,13	0,64	1,77	50	17,75	0,36
						100	30,6	0,31
						200	61,21	0,31
Barragem Campo Grande (VALE)	41,5	30,8	1,09	0,74	1,25	50	19,69	0,39
						100	40,81	0,41
						200	88,27	0,44
Barragem Doutor (VALE)	33,7	37,8	1,08	0,60	1,37	50	6,71	0,13
						100	13,58	0,14
						200	46,82	0,23

Fonte: Pereira (2005).

É interessante observar que mesmo trabalhando com baixa compactidade relativa, as razões de resistência (s_u/σ'_c) não drenada encontradas por Pereira (2005) estão entre 0,29 e 0,62. A exceção são os rejeitos de Doutor (Usina de Timbopeba) que apresentam valores menores (entre 13 e 23%). O comportamento particular observado nos rejeitos da Barragem Doutor certamente está associado às características do minério beneficiado a época no local. Os denominados Itabiritos Hidratados que abasteciam a Usina de Timbopeba, provenientes da Mina de Capanema, eram ricos em goethita, um óxido de ferro de granulometria muito fina; em consequência a permeabilidade do rejeito era significativamente reduzida. Em 2006, a Mina de Capanema parou de operar e ensaios mais recentes não evidenciam as baixas resistências relatadas por Pereira.

Considerando que a resistência não drenada (s_u) seja equivalente à resistência não drenada de cedência ($s_{u_{pico}}$), o valor da relação de resistência não drenada estimado pela proposição de Olson (2010), conforme será apresentado no item 2.7.1.1 – Equação (10) –, deveria estar entre 0,165 a 0,335.

2.3 BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE REJEITOS

A forma mais corriqueira de disposição de rejeitos é aquela feita em reservatórios criados por barragens ou diques. Estas estruturas de contenção podem ser de dois tipos: barragens convencionais e barragens alteadas com rejeitos.

As barragens convencionais são assim chamadas por serem semelhantes às barragens de contenção de água. Elas podem ser de solo argiloso, ou de enrocamento com núcleo argiloso.

Nas barragens alteadas com rejeitos a estrutura é construída, de forma total ou parcial, com os próprios rejeitos.

2.3.1 Construção e operação de barragens de rejeitos

Segundo Ballard (2001), uma barragem de rejeitos é geralmente um lago onde os subprodutos da indústria química ou de mineração são eliminados. Na maioria dos casos, o rejeito é lançado hidraulicamente a partir da periferia da barragem (Figura 7). Os rejeitos escoam para o centro do tanque, onde há um vertedouro para esgotar o excesso de água. Um volume de água é mantido no reservatório para permitir a deposição de partículas finas. Como resultado, um lago é formado. Portanto, há um fluxo da água percolando através do corpo da barragem e das fundações. É essencial implantar um sistema de drenagem interna para impedir que a freática se aproxime do talude da barragem (International Commission of Large Dams - ICOLD, 1996).

O processo começa com a construção de um dique inicial (dique de partida – Figura 7), que tem apenas alguns metros de altura. Quando este volume inicial está cheio, o dique de partida é alteado.

Figura 7 - Operação típica de barragens de rejeitos alteadas para montante.

Fonte: Ballard (2001).

2.3.2 Métodos de alteamento das barragens de rejeitos

Segundo o ICOLD(1996), há três métodos de alteamento das barragens: método de montante, método de jusante e método da linha de centro. A nomenclatura dos métodos se deve ao sentido do alteamento em relação ao dique inicial, conforme explanado a seguir.

- ✓ Método de montante (Figura 8): este método consiste na construção de diques sobre o rejeito consolidado. O novo dique pode ser construído com o próprio rejeito ou com material de empréstimo. Esta abordagem é a mais rentável, uma vez que maximiza o volume de armazenamento e reduz o volume de material importado. No entanto, é também a menos robusta, especialmente em caso de sismos.
- ✓ Método jusante (Figura 9): este método consiste em altear a barragem, ao ampliar a estrutura do maciço. As barragens são construídas com material retirado de locais próximo (material de empréstimo), geralmente selecionado por sua boa permeabilidade e resistência. Neste caso, os rejeitos não contribuem para a estabilidade da barragem. Esta abordagem é a mais robusta, mas também a mais cara, e demanda grandes volumes de empréstimo. Ademais, o volume de armazenagem é reduzido.
- ✓ Método de linha de centro (Figura 10): o método consiste em construir a nova etapa sobre o eixo da barragem existente. Esta abordagem é uma intermediária entre os métodos de montante e de jusante.

Figura 8 - Métodos de alteamento para montante.

Fonte: Vick (1990).

Figura 9 - Métodos de alteamento para jusante.

Fonte: Vick(1990).

Figura 10 - Métodos de alteamento por linha de centro.

Fonte: Vick (1990).

É comum encontrar combinações dessas diferentes técnicas. A composição mais usual é construir as etapas iniciais no método de jusante, ou no de linha de centro, e nos últimos alteamentos, usar o método de montante.

O material de aterro dos alteamentos pode ser solo ou rejeito. Nos métodos de montante e de linha de centro, os rejeitos dispostos são parte integrante da estrutura de contenção, pois servem de fundações para os alteamentos.

2.3.3 Percolação em barragens de rejeitos

O fenômeno de percolação de fluidos em meios porosos é essencial em problemas de estabilidade de barragens e de controle de águas subterrâneas.

A equação 1, geral para o caso de fluxo laminar tridimensional em solos, pode ser expressa na forma diferencial a seguir.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} + \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (1)$$

Onde: “ k_x ”, “ k_y ”, “ k_z ” são as permeabilidades nas direções x , y e z ; “ h ” é a carga total; “ e ” o índice de vazios; “ S ” o grau de saturação; e “ t ” o tempo.

Nessa equação admitem-se as seguintes hipóteses:

- ✓ Solo homogêneo;
- ✓ Coeficiente de permeabilidade constante nas direções x ; y e z ;
- ✓ Validade da Lei de DARCY.

No caso de barragens, pode-se admitir que o fluxo, no seu corpo e na fundação, ocorre em regime permanente.

Redes de fluxo e outros métodos analíticos podem ser usados para calcular os volumes de infiltração. De acordo com Ferguson et al. (1985), um método adicional para estimar a infiltração em barragens que estão em operação é avaliar o balanço de massa, considerando todas as entradas e saídas possíveis para se determinar o movimento da água em geral.

A percolação e o fluxo em barragens de rejeitos foram bem estudados por CANMET (1977), Ritcey (1989) e Vick (1990).

2.3.4 Fluxo em barragens de rejeitos (direção e quantidade)

Infiltração é o movimento da água (contaminada e não contaminada) através do maciço e/ou das fundações da barragem. Segundo Vick (1990), os principais fatores que afetam a vazão infiltrada em um sistema são a profundidade do lençol freático e a capacidade de infiltração na zona não saturada dos rejeitos.

A avaliação do volume e da direção do fluxo são normalmente realizadas usando princípios hidráulicos semelhantes aos utilizados nos projetos de aterro

convencionais. As mesmas variáveis usadas durante a fase de projeto para prever a superfície freática podem ser utilizadas para estimar a vazão percolada.

As permeabilidades do aterro e da fundação influenciam a superfície freática e também a vazão infiltrada. Avaliar a infiltração pode exigir informações sobre: componentes geológicos, hidrológicos, hidrogeológico e estudos das caracterizações físicas e químicas dos rejeitos. Os fatores geológicos que afetam a infiltração são: rocha fraturada, lentes de argila, camadas geológicas com diferenças de permeabilidade, tipo de solo e condições da superfície. Esses dados podem ser utilizados para calcular as vazões de infiltração, sendo que redes de fluxo e modelos mais complexos de fluxo podem ser utilizados.

2.3.5 Aterros hidráulicos

Em contraste à simplicidade da metodologia construtiva, a dinâmica de formação dos depósitos é extremamente complexa. Aspectos singulares com relação à granulometria e ao formato dos grãos dos rejeitos, acrescidos do método de deposição em forma de polpa, atribuem ao material comportamento diferenciado com relação à resistência, deformabilidade, permeabilidade, distribuição de pressões neutras e percolação.

A formação do aterro hidráulico inclui duas metodologias básicas de lançamento: em ponto único ou em vários pontos em linha (Figura 11).

De uma maneira geral, não há nenhum controle efetivo das variáveis que influenciam o processo de disposição.

Existe, atualmente, um amplo banco de dados sobre rejeitos oriundos dos principais processos de beneficiamento de minério no mundo. No entanto, ainda há carência na literatura técnica brasileira em relação à performance de depósitos construídos e em operação no país.

Nas Tabelas 4 a 8, adiante, apresentam dados de ensaios de acompanhamento e caracterização de duas barragens de rejeito de minério de ferro no QF. Os ensaios foram realizados em amostras coletadas das praias, sempre 50 m (cinquenta metros) a montante das cristas.

Figura 11 - Métodos de lançamento de rejeitos: (a) em ponto único; (b) em linha.

Fonte: Vick(1990), modificado por Pereira (2005).

Tabela 4 - Ensaios de controle construtivo, granulometria.

Granulometria (%)	Argila	Silte	Areia			Pedregulho.
			Fina	Média	Grossa	
Campo Grande	2	24	59	14	1	0
Doutor	2	29	59	10	0	0
Média geral	2	26	59	12	1	0

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5 - Ensaios de controle construtivo, índice de vazios.

e_{nat}	nº de ens.	média	máximo	mínimo	desvio padrão
Campo Grande	111	0,94	1,87	0,39	0,21
Doutor	29	0,83	1,30	0,48	0,16

Fonte: Autoria própria.

Tabela 6 - Ensaios de controle construtivo, densidade seca.

γ_d (kN/m ³)	n° de ens.	média	máximo	mínimo	desvio padrão
Campo Grande	111	18,2	25,6	12,6	2,3
Doutor	29	17,0	21,0	13,0	1,5

Fonte: Autoria própria.

Tabela 7 - Ensaios de controle construtivo, grau de compactação.

G.C. (%)	n° de ens.	média	máximo	mínimo	desvio padrão
Campo Grande	111	92	110	69	11
Doutor	29	89	107	71	7

Fonte: Autoria própria.

Tabela 8 - Ensaios de controle construtivo, permeabilidade.

K (10 ⁻³ cm/s)	n° de ens.	média	máximo	mínimo	desvio padrão
Campo Grande	111	1,30	4,00	0,07	0,96
Doutor	29	0,78	2,20	0,14	0,50

Fonte: Autoria própria.

Os resultados dos ensaios apresentados nas campanhas revelaram uma distribuição semelhante à normal para o índice de vazios, a densidade seca e o grau de compactação.

2.3.6 Segregação hidráulica em praias de rejeitos

Nos aterros hidráulicos, o processo de formação do depósito é governado pelo escoamento e pela infiltração da água contida na polpa ao longo do depósito de materiais acumulados, sendo que essa polpa do rejeito tende a segregar.

A segregação hidráulica, conforme exposto por Ribeiro (2000), representa a tendência de a fração sólida dos rejeitos ser depositada de forma diferenciada na praia de deposição, criando um gradiente de concentração e interferindo diretamente na composição granulométrica do depósito. O fluxo de uma polpa de rejeitos na praia provoca uma seleção das partículas e sua consequente deposição em diferentes locais ao longo da trajetória do fluxo. Esse fenômeno tende a gerar uma enorme

variabilidade estrutural, alterando significativamente os parâmetros de resistência, deformabilidade, e condutividade hidráulica.

De acordo com o modelo de segregação hidráulica proposto por Vick(1990), os mecanismos de segregação são influenciados fundamentalmente pelo tamanho das partículas de rejeito, formando zonas diferenciadas de permeabilidade (Figura 12).

Figura 12 - Zonas de permeabilidade devido à segregação hidráulica.

Fonte: Vick (1990).

Em princípio, consoante ilustra a Figura 12, as partículas maiores tenderiam a ocupar as regiões mais próximas aos pontos de lançamento, favorecendo, assim, as condições de segurança de um sistema de contenção de rejeitos – segundo Vick(1990).

Quando ocorre o fenômeno da segregação, conforme a bibliografia especializada, a permeabilidade dos rejeitos no reservatório pode variar até 100 vezes ao longo da distância do ponto de disposição.

Vale ressaltar que a segregação é um fenômeno que pode ou não ocorrer, dependendo de vários fatores, sendo que alguns dos principais fatores que interferem na segregação granulométrica dos rejeitos lançados no reservatório são: o teor de sólidos da polpa lançada e a relação entre o peso dos sólidos e o peso da polpa. A segregação ocorre mais intensamente em polpas com teores de sólidos mais baixos e quase não existe para teores de sólidos maiores. Outros fatores que afetam a segregação são o tipo do rejeito (granulometria, tamanho, forma e peso das partículas) e a maneira de disposição (ponto único, vários pontos, etc.).

No caso particular dos rejeitos de minério de ferro as partículas mais finas, muitas vezes, têm maior densidade, por serem predominantemente compostas de

óxidos ferro. Em função disso, a “zona 1” da Figura 12 pode não ser a mais permeável. Lopes (2000) apresenta um amplo estudo sobre a questão.

Para ilustrar os efeitos da segregação, são apresentadas as Figuras 13, 14 e 15.

A Figura 13 exibe a variação de granulometria de vários pontos de reservatório de rejeitos em função da distância do lançamento, na barragem Malko Tirново, em abril de 1979.

A Figura 14 mostra a variação da porcentagem que passa na peneira # 200 em função de distância do ponto de lançamento. Nota-se a significativa diferença entre os vários tipos de rejeitos.

Por fim, a Figura 15 mostra a variação das permeabilidades vertical e horizontal também em função da distância do ponto de lançamento.

As irregularidades de formação de aterros pela disposição hidráulica de rejeitos, como descrito por Mendes (2008), podem provocar comportamentos atípicos nos depósitos, tais como: aparecimento de diferentes níveis piezométricos em profundidade; gradientes hidráulicos descendentes junto aos diques iniciais; surgências de água em taludes onde os piezômetros medem pressões neutras nulas; etc.

De forma geral, a existência de camadas permeáveis (aluvião e/ou rocha fraturada) nos vales onde são dispostos os rejeitos, associadas às características de heterogeneidade dos depósitos gerados – entre outros fatores, pela segregação hidráulica – conferem a eles um regime peculiar de fluxo.

Cruz (1996) defende que a arte de projetar barragens está associada à arte de controlar o fluxo de água através do corpo e da fundação do maciço, evitando, assim, qualquer chance de o solo ser carregado pela água. Para o autor, a avaliação da vazão de percolação, que pode ser admitida pelo conjunto maciço/fundação, é feita com base na finalidade da barragem.

O objetivo final de uma barragem de rejeitos é conter os rejeitos –levando em consideração uma relação custo-benefício– de forma segura e ambientalmente adequada. Seguindo a lógica acima, ter um reservatório estanque perde relevância, tendo em vista que o objetivo não é o armazenamento de água.

Figura 13 - Variação da granulometria dos rejeitos no reservatório em função da distância do ponto de lançamento.

Fonte: Dupas (1993).

Figura 14 - Variação da % (porcentagem) que passa na peneira #200 dos rejeitos no reservatório em função da distância do ponto de lançamento.

Fonte: Vick (1990).

Figura 15 - Variação da permeabilidade dos rejeitos no reservatório em função da distância do ponto de lançamento.

..... Fonte: Vick (1990).

A Figura 16 apresenta três dos principais fatores que influenciam o comportamento da superfície freática e da segurança em barragens de rejeitos alteadas a montante: (a) efeitos da variação na largura da praia; (b) efeitos da segregação na praia de rejeitos; (c) efeitos da permeabilidade das fundações.

Figura 16 - Fatores que influenciam a superfície freática em barragens de rejeitos alteadas a montante: (a) efeitos da variação na largura da praia. (b) efeitos da segregação na praia de rejeitos. (c) efeitos da permeabilidade das fundações.

Fonte: Vick (1990).

2.4 REGIMES DE POROPRESSÕES

Martin (2004) desenvolveu um trabalho muito completo sobre o comportamento de barragens construídas pelo método de montante.

Em conformidade com o citado anteriormente, em contraste à simplicidade do método de construção, as barragens de rejeitos são estruturas altamente complexas,

e requerem um elevado grau de controle e avaliação contínua, para manter sua segurança.

Ademais, a estabilidade dessas estruturas depende das tensões efetivas que são controladas pela geração e dissipação das pressões neutras construtivas. Há uma distinção importante, que muitas vezes é negligenciada, entre as pressões neutras e as condições de saturação (freática). No entanto, a conveniente e simplificada suposição de condição hidrostática pode ser equivocada.

Nesse sentido, o monitoramento adequado para a caracterização das condições de pressões neutras é essencial para avaliar o funcionamento e a adequação do sistema de drenagem interna de barragens de rejeitos. De acordo com Eckersley (1990), Martin e McRoberts (1999), nas barragens alteadas a montante, o monitoramento adequado é de particular importância, pois um aumento gradual dos níveis de saturação e das pressões neutras pode iniciar um fenômeno de liquefação estática (a ser abordado mais a diante).

Ressalta-se que um sistema de monitoramento inadequado ou incompleto pode facilmente levar a erros de interpretação das condições de saturação e de pressões neutras, com resultados potencialmente desastrosos.

Outrossim, apesar da complexidade do comportamento e da distribuição das pressões neutras nas barragens de rejeitos alteadas a montante, Martin (2004) definiu, em termos gerais, seis regimes hipotéticos de poropressão. Os regimes são ilustrados na Figura 17, e a Tabela 9 indica as condições em que os regimes de poropressão são mais prováveis.

É importante destacar que as reais condições de poropressão são resultantes da combinação dos itens listados na Tabela 9 e de outros, sendo a Tabela uma ferramenta de comparação.

Figura 17 - Regimes de pressões neutras para barragens de rejeito.

Fonte: Martin (2004); apud Mendes(2008).

2.4.1 Regime de Pressões Neutras Hidrostáticas

O regime de pressões neutras hidrostáticas é comumente observado em barragens de rejeitos granulares construídas sobre fundações com permeabilidade igual ou inferior à dos rejeitos e em locais onde a hidrogeologia mostra nível freático superficial.

Estruturas com essa característica costumam apresentar pequena ou nenhuma geração de pressões neutras construtivas (devidas ao adensamento) e fluxo horizontalizado.

Nas análises de estabilidade de barragens de rejeitos uma condição de pressão hidrostática (Figura 17(a)) é normalmente assumida. Isso muitas vezes não é verdade, sendo resultado de:

- ✓ excessiva simplificação para facilitar a análise;

- ✓ monitoramento inadequado com cobertura piezométrica insuficiente e/ou má interpretação dos dados disponíveis.

Tabela 9 - Sumário de regimes de pressão neutra.

Regime	Fg. 8	Condições da fundação		Plasticidade da lama de rejeito	Razão de alteamento	Largura de praia	Comentários
		Hidrogeologia	k (fundação)				
Hidrostático	(a)	NA natural próximo ou na superfície do terreno	$\leq k$ (rejeito)	NP a PP ⁽¹⁾	baixa (< 6 a 8 m/ano)	Suficiente larga de modo que as lamas se não depositem próximas do pé talude	Indica um fluxo essencialmente horizontal dentro do depósito devido à perda sub-drenagem na base
Acima da hidrostática	(b)	Região de saída da água ou NA próxima a superfície do terreno ou solo de fundação compressível	usualmente $\leq k$ (rejeito)	BP a AP ⁽²⁾	Rápida (> 8 m/ano)	Estreita, com lamas tangenciando o pé do talude	Condições sobre-adensadas dentro do aterro de rejeito e na sua fundação, com perda de sub-drenagem na base
Acima da hidrostática com drenagem na base	(c)	Região de carregamento de água	$>k$ (rejeito) cerca de 10 e 100	BP a AP	Rápido (>8m/ano)	Estreita, com lamas tangenciando o pé do talude	Condições não adensadas dentro do aterro, mas a fundação é totalmente adensada e condiciona o dobro de condições de drenagem.
Pressões neutras positivas menores que a hidrostática	(d)	Superfície freática baixa (região de carregamento de água)	$>k$ (rejeito) cerca de 10 e 100	BP a PM	N/A	Estreita, com lamas tangenciando o pé do talude	Pode indicar uma condição não adensada onde a percolação é inteiramente vertical, ou uma condição totalmente adensada onde o fluxo tem componentes horizontais e verticais
Pressões neutras próximas de zero	(e)	Superfície freática baixa (região de carregamento de água)	$>k$ (rejeito) cerca de 10 e 100	NP	Lenta (< 6 a 8 m/ano)	Praia larga, com lamas não tangenciando o pé do talude	Indica uma condição totalmente adensada com percolação para baixo devido a boa drenagem da base
Não saturado	(f)	Superfície freática baixa (clima árido)	$>k$ (rejeito) cerca de 10 e 100	NP	Lenta (<< 6m/ano)	Praia larga, com lamas não tangenciando o pé do talude	Uma condição que pode provavelmente somente ser alcançada na operação de barramentos em climas áridos, com largas praias de rejeito e sistemático ciclos de disposição e secagem.

Nota: ⁽¹⁾ NP – Não Plástico, PP – Pouco Plástico. ⁽²⁾ BP – Baixa Plasticidade, PM – Plasticidade

Moderada, AP – Alta Plasticidade.

Fonte: Martin (2004); apud Mendes(2008).

2.4.2 O regime de pressões neutras maiores que as hidrostáticas e sem drenagem pelas fundações

A Figura 17(b) ilustra um regime de pressão neutra com pressões maiores que as hidrostáticas, indicando que o adensamento está ocorrendo. Esta condição, normalmente, exige pelo menos um dos seguintes fatos: rápida taxa de alteamento, ou rejeitos finos e plásticos, juntamente com fundação com permeabilidade semelhante, ou menor que a dos rejeitos.

Esse regime de pressão neutra é o mais desfavorável em termos de estabilidade e, geralmente, não passa despercebido pelos projetistas.

2.4.3 O regime de pressões neutras maiores que as hidrostáticas e com drenagem pelas fundações

A Figura 17(c) ilustra uma condição de pressão maior que a hidrostática devido a um estado não adensado, mas pressões inferiores ou iguais à hidrostática próximas à base e ao topo do depósito. O depósito está, portanto, em condições de adensamento com drenagem dupla. Esta condição é simplesmente uma variação da condição ilustrada na Figura 17(b). O caso duplo de drenagem é mais favorável em termos de estabilidade, mas ainda pode ser crítico.

Esse regime de poropressão pode não ser percebido com piezômetros localizados apenas perto da base do depósito.

2.4.4 Menor que o hidrostático

A Figura 17(d) pode indicar uma condição não adensada onde a percolação é inteiramente vertical ou uma condição totalmente adensada onde o fluxo tem componentes verticais e horizontais. É uma condição em que as pressões são menores que a hidrostática, comumente encontrada em locais com drenagem vertical para baixo, exigindo materiais de fundação significativamente mais permeáveis do que os rejeitos. Esse regime de poropressão é, obviamente, mais favorável que as três condições discutidas anteriormente, por ter relativamente maior grau de adensamento e, portanto, tensões efetivas maiores dentro do depósito. Pode ser tentador interpretar pressões neutras menores que a hidrostática como indicadores de adensamento completo do depósito, o que pode justificar uma análise de estabilidade drenada.

Carrier (1991) discute casos históricos de rupturas em que essa suposição foi assumida de forma equivocada.

Desse modo, é importante lembrar que no fluxo vertical através de um solo pouco compressível, totalmente adensado, as pressões neutras tendem a ser nulas—Lambe; Whitman (1951); Carrier (1991). Portanto, o regime de poropressão da Figura 17(d) poderia indicar uma condição não totalmente adensada do depósito. Por outro lado, as pressões também podem indicar simplesmente um componente de infiltração horizontal (ou seja, a infiltração não é totalmente vertical) devido a camadas de rejeito mais permeáveis trabalhando como caminho preferencial de drenagem. Portanto, além das pressões, outros dados são necessários para determinar se o depósito está totalmente adensado.

Na Figura 18, Martin (2004) apresenta dados de dois CPTUs realizados em uma barragem de rejeitos onde a taxa de alteamento era de aproximadamente 6 m/ano.

Uma sondagem foi realizada no talude do reservatório, 40 m a montante da crista da barragem, e outra no talude de jusante. Ensaio de dissipação de poropressão foram realizados em várias profundidades. As poropressões na sondagem realizada no talude de montante, após dissipação, indicam condição similar à mostrada na Figura 18(b). As poropressões dinâmicas (u_2) indicam claramente uma resposta contrátil na penetração do cone.

Ao analisar os dados mostrados na Figura 18 (a), é evidente que as condições de pressão neutra podem ser mal interpretadas sem piezômetros instalados em várias profundidades. Em barragens onde o fluxo é verticalizado, piezômetros elétricos são essenciais. Por outro lado, piezômetros de tubo aberto e MNAs podem ser de grande valia para determinar o nível de saturação. Em casos de fluxo vertical, as pressões neutras, isoladamente, não permitem a determinação da linha de saturação.

Figura 18 - Perfis de CPTU mostrando pressão neutra inferior à hidrostática, após dissipação.

Fonte: Martin(2004).

2.4.5 Próximas de zero

A Figura 17e) indica pressões neutras, aproximadamente nulas, mas com elevada saturação do depósito. Como discutido anteriormente, se o fluxo no depósito for vertical, esta condição pode indicar que os rejeitos no depósito estão totalmente adensados, pois as pressões neutras oriundas do carregamento já não são observadas.

Usando apenas piezômetros de tubo aberto, é possível interpretar equivocadamente que o depósito está não saturado. Nessa interpretação, como as pressões neutras são aproximadamente nulas, as tensões verticais efetivas são calculadas corretamente, mas um possível comportamento não drenado no cisalhamento é negligenciado.

No piezocone realizado no talude de jusante (ensaio mostrado na Figura 18a), as pressões neutras após dissipação chegam essencialmente à zero em todo o perfil. No entanto, piezômetros de tubo aberto perto deste ponto indicam um nível de

saturação a 3 m da superfície. Além disso, o perfil de pressões neutras dinâmicas (u_2) indica que o material é contrátil.

2.4.6 Não saturado

A Figura 17(f) indica o maciço da barragem de rejeito em uma condição não saturada, com pressões neutras negativas ao longo do perfil. Essa condição pode ser alcançada em climas áridos (onde a evaporação excede em muito a precipitação anual) com alternância sistemática no ponto de lançamento de rejeitos e com boa drenagem de fundo.

2.5 MODOS DE COLAPSO OU INSTABILIDADE

Há vários modos de instabilidade possíveis em barragens de rejeito. A *U.S. Environmental Protection Agency* (EPA) emitiu em 1994 um relatório técnico denominado *Design and Evaluation of Tailing Dams* no qual descreve as seguintes formas, apresentados a seguir.

2.5.1 Cisalhamento no maciço (ruptura circular)

A ruptura circular é assim chamada porque a superfície de ruptura aparece como um segmento de um cilindro que varia de deslizamentos locais, de face, a grandes escorregamentos que se estendem por toda a estrutura. Segundo Vick (1990), a instabilidade ocorre quando a tensão cisalhante em uma determinada superfície atinge a resistência ao cisalhamento do material.

CANMET(1977) explica que as causas da ruptura por cisalhamento podem incluir alterações no nível freático, mudanças na permeabilidade dos materiais da fundação, elevação das poropressões causada por vibração ou impacto, a liquefação dos materiais de fundação, etc.

2.5.2 Instabilidades de fundação

Instabilidades de fundação não são incomuns entre as rupturas de aterros, ocorrendo quando uma camada de baixa resistência, de solo ou de rocha, existe a pequena profundidade nas fundações da estrutura. O movimento ao longo de um

plano de falha irá ocorrer se o carregamento do aterro produzir tensões superiores à resistência ao cisalhamento da camada fraca, como estabelece CANMET (1977).

2.5.3 Galgamento

Uma das causas mais comuns de colapso de barragens é o galgamento devido a chuvas intensas. O fenômeno, normalmente, é decorrente do dimensionamento inadequado do sistema extravasor ou da operação inadequada da barragem. Tais situações possibilitariam que o volume disponível no reservatório fosse insuficiente, face à cheia máxima de projeto, que deve valer para esta barragem.

Como os aterros de rejeitos são construídos com materiais não coesivos, o atrito causado pelo fluxo rápido sobre a crista do aterro sem proteção pode desgastar rapidamente o barramento, permitindo libertação do material do reservatório e a ruptura da estrutura. Além disso, pode gerar um aumento rápido das poropressões que, associado ao grande aporte de águas pluviais, pode resultar em liquefação de rejeitos armazenados. Ainda segundo CANMET (1977), o galgamento pode, portanto, resultar no colapso total da estrutura em poucos minutos.

2.5.4 Erosão

Em regiões de elevada pluviometria, geralmente são necessárias medidas de proteção contra a erosão.

De conformidade com CANMET (1977), a erosão ao longo da linha de contato entre o aterro e o terreno natural pode resultar do fluxo de águas de chuva que se concentra no local.

Normalmente, esse tipo de falha é evitável com métodos apropriados de drenagem superficial e adequada manutenção. Erosões nos taludes podem resultar em ruptura nas linhas de rejeitos instaladas ao longo da crista. Mais uma vez, a manutenção (e localização alternativa de linhas de rejeitos) pode impedir esse tipo de instabilidades.

2.5.5 Erosão Interna (*Piping*)

O termo *Piping* refere-se à erosão regressiva do solo (ou dos rejeitos) ao longo de um canal de escoamento no interior, ou por baixo de um barramento, o que resulta

na formação de um caminho preferencial, concentrando o fluxo. Geralmente, o *Piping* ocorre em consequência de surgência e elevado gradiente nos taludes ou a jusante do barramento.

Em casos extremos, o escoamento pode resultar na criação de um canal direto, a partir do reservatório de rejeitos até a face de jusante da barragem, como esclarece CANMET (1977).

2.5.6 Liquefação

Hazen (1920), Terzaghi (1925) e Casagrande (1936), foram pioneiros na discussão e estabelecimento da fundamentação teórica do fenômeno de liquefação em solos granulares.

Consoante argumenta Pereira (2005), a partir da medição das poropressões geradas durante um carregamento qualquer, as pesquisas e conceitos relacionados à liquefação sofreram avanços consideráveis. Estudos pormenorizados sobre o tema podem ser encontrados em (Poulos et al., 1985; Sladen et al., 1985; Verdugo et al., 1991; Yamamuro & Lade, 1997, entre outros).

De acordo com Vick (1990), como os depósitos de rejeitos compreendem tipicamente materiais não consolidados, saturados e com distribuição granulométrica uniforme, eles são suscetíveis à liquefação.

Na liquefação, as poropressões se elevam a ponto de anular as tensões efetivas. Se isso acontecer, a pressão intergranular também será nula (ou muito baixa), assim como o atrito entre partículas. Rejeitos liquefeitos podem comportar-se como um fluido viscoso, podendo passar através de aberturas estreitas e fluir por distâncias consideráveis, como elucida CANMET (1977). Por esse motivo, até mesmo instabilidades em barragens pequenas podem resultar no escoamento de volumes substanciais de material, incluindo os rejeitos.

2.6 AUSCULTAÇÃO

Segundo Carrasco Gutiérrez (2003), o monitoramento hidráulico-mecânico de barragens através da instalação de um adequado sistema de instrumentação desempenha um papel fundamental na avaliação do comportamento dessas estruturas, tanto durante o período de construção quanto no regime de plena

operação. Através da leitura de valores de pressões neutras, dos deslocamentos, das vazões e das tensões desenvolvidos no corpo da barragem é possível avaliar se a estrutura está se comportando adequadamente.

O manual de instrumentação de barragens da *U.S. Army Corps of Engineers* (1995) indica que os principais objetivos da instrumentação geotécnica são: avaliações analíticas; previsão do desempenho futuro; avaliações legais e desenvolvimento e verificação de futuros empreendimentos.

Como referência de literatura sobre instrumentação de barragens pode-se citar o trabalho de Silveira (2006), que fez uma abordagem pormenorizada do tema.

No caso específico das barragens de rejeitos, como já foi discutido no item 2.4, a correta análise de estruturas geotécnicas construídas com rejeitos demanda um sistema de monitoramento robusto, pois as pressões neutras podem variar não linearmente com a profundidade. A instrumentação dessas barragens deveria seguir, por exemplo, a metodologia proposta por Martin (2004), resumidamente apresentada na Figura 19, mas infelizmente essa situação é pouco comum nas barragens de rejeitos brasileiras.

Figura 19 - Seção mostrando esquema de monitoramento ideal - instrumentação mínima necessária para uma barragem de rejeitos.

Fonte: Martin, 2004.

A seguir serão descritos alguns instrumentos de maior interesse para esta pesquisa. Um trabalho pormenorizado sobre instrumentação de barragens foi desenvolvido Fusaro (2007), e pode ser indicado como referência.

2.6.1 PZ – Piezômetro de Casagrande ou de tubo aberto (*Standpipe*)

Os Piezômetros *Standpipe*, também chamados de Piezômetros de Casagrande, constituem a maneira mais simples de se medir a poropressão e consistem em um tubo conectado a um bulbo de areia instalado onde se deseja medir a poropressão. A instalação é feita em um furo de sondagem e o bulbo de areia é isolado do restante do furo por um selo de bentonita / cimento em seu topo. Dessa forma, a água só entra no interior do tubo pelo bulbo de areia. Ademais, a leitura é realizada com um medidor de nível de água, que indica a coluna de água sobre o bulbo.

Como a pressão é dada pela altura da coluna de água no interior do tubo, variações de pressão se caracterizam por um volume de água que entra ou sai do tubo, sendo que o tempo necessário para isso depende da permeabilidade do solo e do diâmetro do tubo. Entretanto, as variações de pressão rápidas em solos pouco permeáveis não são corretamente indicadas pelo piezômetro. Dentre as principais vantagens do mencionado instrumento estão: confiabilidade, durabilidade e sensibilidade e possibilidade de verificação de seu funcionamento a qualquer momento (aferição).

2.6.2 PZE –Piezômetro Elétrico de Corda Vibrante

Piezômetros Elétricos de Corda Vibrante são instrumentos para a medição de pressões neutras ou poropressões, sendo que a leitura é realizada através de uma unidade leitora portátil, ou podem ser conectados a um *datalogger*. Demais disso, por uma equação de calibração transforma-se a grandeza medida (frequência) em pressão.

Ressalta-se que a grande vantagem da utilização de Piezômetros Elétricos é o tempo de resposta (praticamente imediato), mesmo para pequenas variações de poropressões em solos de baixa permeabilidade.

2.6.3 MNA - Medidor de Nível de Água

Medidores de Nível de Água (MNA) são instrumentos utilizados para indicar o nível de água no terreno e consistem em um tubo de PVC (Policloreto de Vinila) todo perfurado, revestido com geossintético, instalado em um furo de sondagem. O espaço

entre o tubo e as paredes do furo é preenchido com areia. Outrossim, o objetivo é permitir a entrada de água no tubo, e as leituras são feitas com um medidor de nível de água.

2.6.4 MV – Medidor de vazão

São instrumentos hidráulicos utilizados para medir vazão em cursos d'água naturais e em canais construídos, sendo que os vertedores triangulares são recomendados para medir pequenas vazões, pois permitem maior precisão na leitura do que os de soleira plana.

MVs são usualmente construídos a partir de chapas metálicas, com ângulo de 90°.

2.6.5 MS - Marco Superficial

O monitoramento de recalques pode ser realizado através de marcos superficiais, que são constituídos de pinos metálicos instalados em blocos de concreto de pequenas dimensões inseridos no terreno.

As leituras são feitas através de controle topográfico, com nível óptico e estações totais. Marcos superficiais são utilizados para o acompanhamento de deslocamentos horizontais e verticais em regiões onde há grande sobrecarga, por exemplo, em grandes aterros.

Deslocamentos verticais e horizontais do terreno ou da estrutura a ser monitorada são os resultados obtidos.

2.6.6 PL - Pluviômetro

Os pluviômetros são aparelhos de meteorologia usados para recolher e medir, em milímetros lineares, a quantidade de líquidos ou sólidos (chuva, neve, granizo) precipitados durante um determinado tempo e local.

2.7 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste item serão apresentados, sumariamente, os principais métodos de investigação geotécnica de campo e de laboratório, interessantes para esta pesquisa.

Como referência de literatura sobre ensaios de campo, pode-se mencionar o trabalho de Schnaid (2000), que fez uma abordagem pormenorizada do assunto. Já nos ensaios de laboratório, Lambe (1951) é uma referência.

2.7.1 Ensaios de Campo

Ensaios de Campo são os ensaios no local de construção da obra. Tais Ensaios permitem a obtenção de parâmetros dos solos, como: o coeficiente de permeabilidade, o módulo de deformabilidade, o coeficiente de empuxo em repouso e a resistência ao cisalhamento, que são necessários para o dimensionamento de Obras de Terra, como esclarece Massad (2003).

2.7.1.1 Sondagem à Percussão (SPT)

Este bem conhecido ensaio de penetração dinâmica consiste na cravação de um amostrador tubular, constituído por duas meias canas, uma boquilha e uma cabeça, com medidas normalizadas (diâmetro exterior de 51 ± 1 mm, diâmetro interior 35 ± 1 mm, comprimento separável 450 mm e comprimento total 600 mm). O tubo é cravado na base de um furo de sondagem com um pilão normalizado de 63,5 kg $\pm$ 0,5 kg e uma queda livre constante de 760 ± 10 mm, conforme descrito por Martin (2003).

No tubo são registrados os números de pancadas para três penetrações sucessivas de 150 mm, sendo que o número de pancadas para as duas últimas penetrações, num total de 300 mm, é o resultado (N_{spt}) do ensaio.

O ensaio de penetração dinâmica (SPT), normalizado pela NBR 6484, é realizado a cada metro na sondagem à percussão. Ademais, a norma traz ainda uma tabela relacionando o N_{spt} com os estados de compactidade e de consistência (Tabela 10). As designações de compactidade apresentadas na tabela 10 se referem à capacidade de carga, não ao índice de vazios.

Tabela 10 - Tabela dos estados de compacidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: ABNT - NBR 6484.

A Tabela 12 refere-se apenas à designação dos estados de compacidade e de consistência. Sousa Pinto (1966) demonstrou que para as areias a qualificação quanto à compacidade deve ser deixada de lado, pois “areias diferentes apresentam diferentes resistências à penetração quando em iguais condições de compacidade” e termina recomendando o uso de SPT para fins classificatórios e estimativa de parâmetros geotécnicos das areias.

A seguir serão apresentadas algumas correlações que podem ser úteis nas análises dos resultados de ensaios, mas é muito importante ter clareza que as correlações empíricas convencionais para solos podem não representar adequadamente o comportamento dos rejeitos e que essas correlações de vem ser usadas com cuidado e parcimônia.

Densidades relativas (D_r)

Ademais disso, a partir dos valores de N_{spt} , podem ser calculados os valores das densidades relativas (D_r) pela da Eq.(2), proposta por Skempton (1986):

$$D_r = \left(\frac{(N_1)_{60}}{0,28\sigma'_v + 27} \right)^{0,5} \quad (2)$$

onde $(N_1)_{60}$ é a contagem de golpe normalizado para uma eficaz pressão de sobrecarga de 100 kPa e corrigida para 60% da energia de queda livre teórica.

Segundo Youd, et al. (2001), $(N_1)_{60}$ pode ser determinado pela Eq. 3, usando valores dos ensaios de SPT (N_m), fator de correção da energia do martelo (C_E) e fator normalizador do valor do SPT de campo (C_N), devido à cobertura existente na profundidade do ensaio.

$$(N_1)_{60} = N_m + C_E + C_N \quad (3)$$

o valor de C_N pode ser calculado pela seguinte Eq. 4:

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad (4)$$

onde:

$$\sigma_v = \gamma_{aterro} z_{aterro} + \gamma_{rejeito} z_{rejeito} \quad (5)$$

$$u = (z_{rejeito} - z_w) \times \gamma_w \quad (6)$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad (7)$$

O valor de C_E varia entre 0,5 e 1.0. Neste trabalho, adotou-se o valor de 0,7; A pressão de referência (Pa) foi adotado como sendo igual à 100 kPa.

Também existem outras correlações entre a compacidade relativa e os valores do SPT.

Ângulo de atrito (ϕ').

O ângulo de atrito pode ser estimado com a Eq. 8, proposta por Teixeira (1996):

$$\varphi' \cong 15^\circ + \sqrt{24 \times N_{\text{spt}}} \quad (8)$$

ou pela Eq. 9, proposta por Hatanaka e Uchida (1996).

$$\varphi' \cong 20^\circ + \sqrt{15,4 \times (N_1)_{60}} \quad (9)$$

A segunda relação, Eq. 9 acima, apresenta a vantagem de corrigir a energia aplicada no SPT.

Relações de resistência não drenada (su/σ'_{v0})

Foi utilizada a comparação da relação de resistência não drenada de cedência (ou pico) e resistência à penetração normalizada, $(N_1)_{60}$, obtida por Olson (2001) em retroanálises de ruptura por liquefação, conforme apresentado na Eq. 10.

De modo análogo, foi utilizada a comparação da relação de resistência não drenada na liquefação (resistência residual) e a resistência à penetração normalizada $[(N_1)_{60}]$, também obtida por retroanálises de rupturas por liquefação, conforme Eq. 11.

$$\frac{su_{\text{pico}}}{\sigma'_{v0}} = [0,205 + 0,0075 \times (N_1)_{60}] \pm 0,04 \quad (10)$$

$$\frac{su_{\text{liq}}}{\sigma'_{v0}} = [0,03 + 0,0075 \times (N_1)_{60}] \pm 0,03 \quad (11)$$

Onde:

$su_{\text{pico}}/\sigma'_{v0}$: Razão entre a resistência ao cisalhamento de pico e a tensão vertical efetiva inicial;

$su_{\text{liq}}/\sigma'_{v0}$: Razão entre a resistência ao cisalhamento liquefeita e a tensão vertical efetiva inicial;

$(N_1)_{60}$: Resistência à penetração Normalizada.

As equações 10 e 11 são válidas para $(N_1)_{60}$ inferior a 12.

Cabe ressaltar que, a relação de resistência proposta por Olson nas equações 10 e 11, resultados da pesquisa dos 33 casos históricos de ruptura por liquefação, apresenta grande dispersão nos dados sendo $(\pm 0,04)$ representativo dentro da variação possível. A equação é válida para $(N_1)_{60}$ menor ou igual a 12, de modo que o

intervalo possível para a equação está entre 0,165 a 0,335, sendo que dessa variação de 0,17, o N_{spt} é responsável por 0,09 e 0,08 correspondendo ao erro da equação.

O critério adotado foi estimar a resistência não drenada com a Eq. 12 proposta por Jamiolkowski et al. (1985).

$$\frac{su}{\sigma'_{v0}} = (0,23 \pm 0,04)(OCR)^{0,8} \quad (12)$$

Onde:

su/σ'_{v0} : Razão entre a resistência ao cisalhamento e a tensão vertical efetiva inicial;

OCR: Razão de pré-adensamento.

A equação proposta por Jamiolkowski et al. (1985) foi definida considerando ensaios triaxiais de compressão e extensão e ensaios de cisalhamento simples (Figura 20) em diversos tipos de solos. Nesse enfoque a resistência não drenada dos solos é função da razão de pré-adensamento, no caso particular de aterros hidráulicos a equação poderia ser reescrita como a Eq. 13, pois o material é normalmente adensado.

$$\frac{su}{\sigma'_{v0}} = (0,23 \pm 0,04) \quad (13)$$

É interessante observar que as propostas de Olson e de Jamiolkowski (Equações 10 e 12 respectivamente) são bastante similares, nesse sentido o valor da resistência à penetração poderia ser considerada em função da razão de pré-adensamento.

Figura 20 - Resistência não drenada de solos, ensaios triaxiais de compressão e extensão e ensaios de cisalhamento simples.

Fonte Jamiolkowski et al. 1985 apud Pinto, 2000.

2.7.1.2 Ensaio de Piezocone (CPTU) e Piezocone Sísmico (SCPTU)

O ensaio de CPTU consiste na cravação de uma ponteira cônica, munida de sensores, à velocidade constante de 2cm/s. A cravação é feita com o auxílio de equipamento hidráulico e hastes metálicas padronizadas.

Durante a cravação, a cada centímetro, podem-se efetuar três leituras por meio de sensores: resistência de ponta (q_c); resistência ao atrito lateral (f_s); e pressões neutras (u_2).

As sobre pressões neutras são lidas através de elemento poroso situado originalmente na base do cone, saturado com o auxílio de bomba a vácuo e óleo de silicone. Demais disso, durante a cravação, podem ser realizados ensaios de dissipação da pressão neutra, como será descrito mais adiante.

O cone, segundo as normas da ABNT MB 3406 e ASTM D 5778, tem 36 mm de diâmetro e ângulo de base é de 60 graus. Também a luva de atrito tem 150 cm² de área e a poropressão é medida logo acima do cone na posição u_2 , segundo Robertson e Campanella (1989). Outrossim, o cone é conectado a equipamento eletrônico que amplifica os sinais dos sensores e os transmite por cabo à superfície onde são registrados.

Por meio da colocação de geofones no piezocone, podem-se coletar dados de ondas sísmicas e calcular as velocidades de cisalhamento e compressão durante o ensaio de penetração de cone.

Nesse caso, às vantagens do uso do ensaio CPTU, acrescenta-se a possibilidade de realizar de maneira conjunta, medidas sísmicas que permitem, de maneira simples e econômica, a obtenção da velocidade de onda. Desta conjunção surge o ensaio denominado SCPTU.

No referido ensaio, a fonte de energia escolhida depende das condições de campo e dos dados específicos a serem coletados para o projeto. Os ensaios sísmicos devem ser realizados a cada metro ao longo de toda a profundidade da sondagem. As ondas sísmicas de cisalhamento (S) e de compressão (P) na superfície do terreno são usualmente conseguidas através de pancadas normais e laterais de uma maretá de 10 kg em uma placa de aço na superfície do terreno. As ondas S e P geradas dessa forma são captadas pelos geofones horizontal e vertical localizados no topo do piezocone, sendo que o mais comum arranjo de um equipamento de piezocone sísmico pode ser visualizado na Figura 21.

Figura 21 - Piezocone eletrônico.

Fonte: TER-RT01(2008).

Durante a troca de haste ou paralisação da cravação, o sistema de aquisição entra em modo de dissipação, ou seja, registra as variações de poropressão com o tempo. Além disso, a medida da razão de dissipação de poropressão pode ser feita em qualquer profundidade, estabelecendo-se pontos que servem para interpretação dos coeficientes de permeabilidade do material. Na tela do programa são apresentados: gráficos dos parâmetros; resistência de ponta, atrito lateral e poropressão versus profundidade. Ademais, uma tela adicional mostra as leituras durante a dissipação.

Estratigrafia

Além da interpretação direta dos ensaios, os dados são trabalhados de forma a se obter uma melhor visualização dos resultados e para que sejam encontrados os índices de uso corrente na interpretação, que determinam parâmetros e uma estratigrafia detalhada (ver Figura 22).

Figura 22 - Estratigrafia.

Fonte: Robertson (2007).

Os resultados interpretados incluem:

- ✓ Resistência de ponta corrigida q_t (MPa);
- ✓ Relação de atrito, F_r (%);
- ✓ Parâmetro de poropressão B_q (%);
- ✓ Estratigrafia.

Coeficiente de adensamento (c_h)

O ensaio de dissipação é feito com a paralisação da penetração e a observação da variação da poropressão (u) com o tempo (t). Do gráfico da poropressão versus $t^{0.5}$, obtém-se o valor de t_{50} , nos moldes das recomendações de Robertson e Campanella (1989).

O valor do coeficiente de adensamento (c_h) na direção radial pode ser obtido pela teoria de Houlsby & Teh (1988) através da Eq.14:

$$C_h = \frac{(T \times r^2 \times Ir^{0,5})}{t_{50}} \quad (14)$$

T = fator tempo fornecido pela teoria de dissipação;

r = raio do piezocone;

Ir = índice de rigidez, relação entre o módulo cisalhante G dividido pela resistência não drenada su da argila. O valor para este índice pode ser adotado para os casos usuais como 100.

Densidades relativas (D_r)

Viega (2010) argumenta que é possível prever-se *in situ* o estado de compactidade (compactidade/ densidade relativa - D_r) dos solos a partir dos resultados de q_t , recorrendo a correlações empíricas. Expressões têm sido desenvolvidas tendo por base câmaras de calibração, como por exemplo, Schmertmann (1978), Robertson e Campanella (1989), Jamiolkowski. 1985).

Um trabalho relevante envolvendo um grande conjunto de dados permitiu chegar à relação expressa na Eq. 15 (Jamiolkowski et al., 2001, apud Mayne, 2007).

$$D_r = 100 \left[0,268 \ln \left(\frac{q_t / \sigma_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{v0} / \sigma_{atm}}} \right) - 0,675 \right] \quad (15)$$

No entanto estes trabalhos mostraram que não existe uma única relação entre D_r , σ'_{v0} *in situ* e q_t , para todas as areias. Para o caso particular dos rejeitos a definição de uma correlação é ainda mais complexa, pois outros fatores influenciam q_t , como por exemplo, a compressibilidade, que por sua vez depende da composição, da forma e do grau de arredondamento dos grãos.

Ângulo de atrito (ϕ').

Robertson e Campanella (1989) sugerem uma correlação para estimar o ângulo atrito (ϕ') para solos arenosos não cimentados. A correlação apresentada na Eq. 16 foi obtida com base em resultados de testes de calibração de câmara em areias predominantemente quartzosas.

$$\tan \varphi' = \frac{1}{2,86} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad (16)$$

2.7.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório, habitualmente feitos na caracterização de barragens e rejeitos, são: granulometria por peneiramento e sedimentação; densidade dos grãos; densidade e teor de umidade natural; compactação (Proctor normal); índices de vazios máximo e mínimo; compressão triaxial.

2.7.2.1 Ensaios normalizados

Os ensaios de caracterização são normalmente executados de acordo com as normas da ABNT, abaixo indicadas:

- ✓ Preparação de amostras de solo para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – NBR - 6457
- ✓ Análise granulométrica de solos – peneiramento e sedimentação – NBR-7181
- ✓ Massa específica dos sólidos – NBR-6508
- ✓ Ensaio de compactação – NBR-7182
- ✓ Índice de vazios máximo – NBR-12004
- ✓ Índice de vazios mínimo – NBR-12051
- ✓ Massa específica aparente – NBR-2887

2.7.2.2 Demais ensaios de laboratório

Os demais ensaios costumam ser executados, consoante a prática já consagrada pelos laboratórios especializados.

Além disso, as referências bibliográficas para a realização dos ensaios são:

- ✓ Soil testing for engineers – LAMBE, T.W., 1951
- ✓ The measurement of soil properties in the triaxial test – BISHOP, A.W. E HENKEL, D.J. – 1967
- ✓ Manual of soil laboratory testing – HEAD, K.W. – 1986

2.8 AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA GEOTÉCNICA

Como foi discutido no item 2.6, há vários modos de instabilização possíveis em uma barragem de rejeito, sendo que a avaliação de segurança geotécnica desenvolvida no presente estudo aborda duas formas possíveis de ruptura: liquefação e cisalhamento.

2.8.1 Avaliação da ruptura por liquefação

As barragens construídas e alteadas com rejeitos demandam operações com elevado nível de controle, representando um desafio para engenharia geotécnica. Estas estruturas, normalmente compostas predominantemente por materiais com granulometria de areia fina e silte, exigem análises complexas e apresentam difícil previsão do comportamento em solicitações cisalhantes.

Os rejeitos de mineração dispostos em barragens na forma de polpa quando constituídos de materiais finos, uniformes e saturados, podem ser propensos à liquefação, principalmente quando apresentam baixa compactação. Nesse caso é indispensável compreender seu comportamento no cisalhamento e incorporá-lo às análises de estabilidade para garantia da segurança da barragem.

O fator determinante para que a liquefação ocorra é o comportamento do material, quando submetido a carregamento. Os materiais que apresentam um acréscimo volumétrico durante o cisalhamento, com redução das poropressões e aumento das tensões efetivas, são denominados materiais com comportamento dilatante, que não são suscetíveis à liquefação. O seu comportamento pode variar em função do carregamento. Por outro lado, os materiais que mostram redução de volume, com comportamento contrátil, são suscetíveis à liquefação.

Dentro desse contexto, os rejeitos de mineração, dispostos em barragens na forma de polpa, tendem a ser suscetíveis ao fenômeno de liquefação, pois apresentam relativa uniformidade granulométrica, baixa compactação relativa e alto grau de saturação.

Em consonância com as características e condições dos rejeitos, a ocorrência do fenômeno da liquefação pode ser identificada como sendo de três origens distintas:

1. Dinâmica: a liquefação dinâmica pode ser causada por efeitos de vibrações e terremotos;
2. Estática: a liquefação estática está normalmente associada a carregamentos rápidos, alteração do nível d'água e elevada precipitação;
3. Devido à deformação excessiva: a liquefação também pode, em alguns casos, ser desencadeada por uma deformação excessiva.

2.8.1.1 Liquefação dinâmica

O método de Yegian e Whitman (1978) permite estimar a suscetibilidade a liquefação a partir do índice de liquefação potencial (LPI – *Liquefaction Potential Index*). A liquefação é possível se a tensão cisalhante (τ_{sis}) causada pelo sismo for maior que a resistência ao cisalhamento do solo (τ), podendo ser definida pela Eq. 17.

$$LPI = \frac{\tau_{sis.}}{\tau} \quad (17)$$

Para $LPI > 1$ é possível ocorrer liquefação e para $LPI < 1$ admite-se que não ocorra liquefação. O valor de (τ_{sis}) depende das características do sismo e pode ser estimado a partir da Eq. 18.

$$\tau_{sis.} = \frac{H \times e^{0,5M}}{(R + 16)\sigma'_v} \quad (18)$$

M – magnitude do sismo; H – profundidade considerada, em pés (ft); R – distância ao foco (milhas); σ'_v – tensão efetiva, em libras por polegada ao quadrado (psi) (1 t/m² ~ 1,42 psi).

A resistência ao cisalhamento do solo (τ) e a propensão à liquefação podem ser estimadas em função do (q_t) e (FR) do CPTU, conforme a proposta de Robertson e Wride (1997).

Iwasaki desenvolveu um procedimento de cálculo do LPI que pode ser usado para avaliação de liquefação em termos de magnitude em profundidade (Iwasaki et al., 1982, e Iwasaki, 1986). Este procedimento de cálculo foi adotado pela French Earthquake Engineering Association (AFPS).

Para estimar a magnitude da liquefação em um determinado local, LPI é calculado com base na Eq. 19.

$$LPI = \int_0^n (10 - 0,5z) F_L dz \quad (19)$$

Onde

$FL = 1 - FS$ quando $FS < 1$; $FL = 0$ quando $FS > 1$.

Os valores do LPI variam entre 0, quando nenhum ponto ao longo do perfil de penetração do ensaio de cone é caracterizado como suscetível à liquefação, e 100, quando todo o perfil é caracterizado como suscetível. Iwasaki propôs quatro categorias distintas com base no valor numérico da LPI:

- LPI = 0 risco muito baixo de liquefação
- $0 < LPI \leq 5$ risco baixo de liquefação
- $5 < LPI \leq 15$ risco alto de liquefação
- $LPI > 15$ risco muito alto de liquefação.

2.8.1.2 Liquefação estática

As análises de liquefação de solos submetidos a uma tensão estática de cisalhamento são compostas tipicamente por três etapas:

- a. Análises de suscetibilidade;
- b. Análises de desencadeamento ou gatilhos;
- c. Análises da estabilidade pós-gatilho/ análise de fluxo.

Olson (2001) desenvolveu um extensivo estudo sobre o fenômeno de liquefação em barragens e propôs um procedimento que aborda as três etapas supracitadas. Baseado em casos históricos, ele avaliou a resistência ao cisalhamento disponível no desencadeamento da liquefação (resistência de cedência; su_{pico}) e a resistência ao cisalhamento disponível durante a liquefação (resistência residual ou em liquefação $su_{liq.}$). Adicionalmente, foi sistematizada uma metodologia.

2.8.1.2.1 Método de Olson (análise de liquefação)

No presente estudo, a susceptibilidade à liquefação estática foi avaliada com base no método de Olson (2001), que consiste na identificação e análise da influência de zonas contráteis e saturadas na estabilidade global, como forma de gatilho de ruptura. A sistemática proposta pelo autor está sucintamente transcrita nos três subitens a seguir:

a) Análises suscetibilidade.

Verificar se o material está saturado e tem comportamento contrátil.

b) Análises de desencadeamento ou gatilhos.

Para o caso específico da análise de desencadeamento, Olson (2001) propôs o seguinte procedimento:

1. Realizar uma análise de estabilidade do talude nas condições existentes, isto é, em que se encontra, para estimar a tensão de cisalhamento estática no solo contrátil. A resistência dos materiais suscetíveis à liquefação deve ser reduzida até a obtenção de um Fator de Segurança igual a 1. Admite-se que as resistências dos materiais não suscetíveis à liquefação sejam totalmente mobilizadas.
2. Determinar o valor médio ponderado da tensão efetiva vertical (σ'_{v0}) ao longo da superfície crítica, para cada lamela, e calcular a relação entre a tensão de cisalhamento estático e tensão efetiva vertical (τ / σ'_{v0}).
3. Estimar a tensão de cisalhamento média sísmica (τ_{sis}) aplicada a cada segmento de superfície de ruptura (quando aplicável). Em regiões sujeitas a sismos essa parcela é de grande relevância. O estudo desenvolvido por Seed & Idriss (1971) é uma boa referência na metodologia de determinação desta componente.
4. Se for o caso, estimar outras tensões de cisalhamento (τ_{out}) aplicadas a cada segmento da superfície de ruptura crítica com análises apropriadas.
5. Determinar a razão de resistência não drenada de pico (su_{pico} / σ'_{v0}).
6. Calcular os valores da resistência não drenada de pico (su_{pico}) e da tensão cisalhante (τ), para cada segmento da superfície crítica.

7. O fator de segurança para o gatilho da liquefação pode ser estimado através da Eq. 20:

$$FS_{gatilho} = \frac{su_{pico}}{(\tau + \tau_{sis.} + \tau_{out.})} \quad (20)$$

Onde:

$FS_{gatilho}$: Fator de segurança para o gatilho;

su_{pico} : Resistência não drenada de cedência ou pico;

τ : Tensão cisalhante estática atuante;

$\tau_{sis.}$: Tensão cisalhante devido a sismo;

$\tau_{out.}$: Outras eventuais tensões cisalhantes.

Nos segmentos com $FS_{gatilho}$ igual ou superior à 1 é improvável ocorrer a liquefação. Para estes segmentos, na análise de estabilidade pós-gatilho, devem ser atribuídas resistências ao cisalhamento de cedência (su_{pico}).

Nos segmentos com $FS_{gatilho}$ menor que 1, é provável que a liquefação ocorra. Para estes segmentos devem ser atribuídas resistências ao cisalhamento liquefeito ($su_{liq.}$, que é a parcela de resistência remanescente após o desencadeamento da liquefação) para análise de estabilidade pós-gatilho (análise de fluxo).

c) Análises da estabilidade pós-gatilho

Refazer a análise de estabilidade por equilíbrio limite considerando a resistência ao cisalhamento liquefeito ($su_{liq.}$) para as lamelas que apresentaram $FS_{gatilho}$ inferior à unidade.

2.8.1.3 Liquefação devido a deformação excessiva

Há casos onde após período de deformação a liquefação pode ser desencadeada em camadas de solo ou de rejeito granular. O colapso global dessas estruturas ocorre quando a plastificação de uma determinada região se propaga para toda a camada contrátil, levando a estrutura à ruína.

O acompanhamento desse modo de instabilização é feito com o monitoramento do deslocamento superficial com marcos topográficos, sendo que em casos específicos podem ser utilizados inclinômetros. Esse modo de ruptura é relativamente pouco abordado na literatura científica e não será aprofundado no presente estudo. Há indícios que a aceleração é preponderante na evolução desse

modo de ruptura e sempre que houver manutenção ou aumento da velocidade a ruptura pode ser considerada iminente.

2.8.2 Avaliação da ruptura por cisalhamento

Os métodos atualmente em uso para a análise da estabilidade de taludes baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Partindo-se do conhecimento das forças atuantes, são determinadas as tensões de cisalhamento induzidas, através das equações de equilíbrio; a análise termina com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão.

Além disso, as rupturas ou o deslizamento de terra ocorrem ao longo de uma superfície de colapso (geralmente circular). Os métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite consideram a discretização do maciço em lamelas, ou fatias, mostradas na Figura 23.

Figura 23 - Método das fatias ou lamelas - seção típica de um talude.

Fonte: Freitas (2011).

Nessa figura: W = peso da fatia; r = raio do círculo de deslizamento; E_n = força normal no lado da lamela; X_n = força cisalhante no lado da lamela; N = força normal na base; l = comprimento da base (ao longo do arco); α = ângulo da base com a horizontal; T = tensão cisalhante mobilizada; FS = fator de segurança; c = coesão do solo; ϕ = ângulo de atrito; γ = peso do solo; b = largura da lamela; h = altura da lamela e O = centro de rotação.

Um talude muito simples, como mostrado na Figura 25, serve para ilustrar os métodos de equilíbrio limite. Há muitos métodos de análise que não serão descritos

no corrente trabalho, sendo que uma revisão pormenorizada do tema pode ser encontrada no trabalho desenvolvido por Abramson, Lee, Sharma & Boyce (2002).

2.8.2.1 Métodos de análises expeditos

Vick (1990) argumenta que em muitos casos de escorregamentos de taludes de rejeitos não coesivos, a superfície crítica é semelhante à condição de talude infinito. Na ausência de análises de estabilidade mais elaboradas, as seguintes equações podem ser utilizadas para avaliação inicial de barragens de rejeitos não coesivos (*Corps of Engineers*, 1970):

para talude seco–Eq. 21;

$$FS = \frac{\tan(\varphi')}{\tan(\alpha)} \quad (21)$$

para fluxo paralelo ao talude –Eq. 22;

$$FS = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_{total}} \times \frac{\tan(\varphi')}{\tan(\alpha)} \quad (22)$$

para fluxo horizontal –Eq. 23;

$$FS = \frac{\gamma_{sub} - \gamma_w \tan^2(\alpha)}{\gamma_{total}} \times \frac{\tan(\varphi')}{\tan(\alpha)} \quad (23)$$

As equações acima são, na realidade, casos particulares da Equação 29 mais abrangente que pode ser deduzida do método de Bishop Simplificado, conforme será demonstrado com a Figura 24 e as equações 24 a 30.

Figura 24 - Método das fatias ou lamelas - seção típica de um talude.

Fonte: Pinto (2000).

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos^2(\alpha) \quad (24)$$

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \sin(\alpha) \cos(\alpha) \quad (25)$$

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_v - u = \gamma \cdot z \cdot \cos^2(\alpha) - \gamma \cdot z \cdot \bar{B} \quad (26)$$

$$FS = \frac{\gamma \cdot z \cdot (\cos^2(\alpha) - \bar{B}) \tan(\varphi')}{\gamma \cdot z \cdot \sin(\alpha) \cos(\alpha)} \quad (27)$$

$$FS = \frac{\left(1 - \frac{\bar{B}}{\cos^2(\alpha)}\right) \tan(\varphi')}{\frac{\sin(\alpha)}{\cos(\alpha)}} \quad (28)$$

$$FS = (1 - \bar{B} \sec^2(\alpha)) \times \frac{\tan(\varphi')}{\tan(\alpha)} \quad (29)$$

onde:

$$\bar{B} \cong ru = \frac{u}{\gamma \times h} \quad (30)$$

Na realidade a equação 30 é uma simplificação aproximada para facilitar os cálculos. Essa convenção será assumida como verdadeira para todos os cálculos da presente dissertação.

A Equação 29 permite calcular a estabilidade de taludes de rejeito não coesivo, mas demanda conhecer a distribuição das poropressões e a densidade do material depositado.

2.8.2.2 Métodos de análises computacionais

O software geotécnico para análises bidimensionais SLIDE, desenvolvido e comercializado pela ROCSCIENCE, é utilizado na avaliação da estabilidade de taludes. O programa foi escolhido nesta pesquisa por sua qualidade, rapidez e precisão nas análises. Ele permite a criação de modelos complexos que podem ser considerados componentes de carregamento externo, sismo, água subterrânea e estruturas de arrimo.

Dos vários métodos de análises de estabilidade por equilíbrio limite disponíveis no software, o método de Spencer (1969), que foi selecionado para as análises desenvolvidas por ser rigoroso e atender a todas as equações de equilíbrio de forças e momentos.

No presente trabalho, foram realizadas análises de estabilidade considerando vários cenários possíveis de pressão neutra, buscando entender o comportamento observado nas barragens de rejeito.

No SLIDE, estão disponíveis três opções para modelar a pressão da água no solo: regime hidrostático, grade de poropressão e análise de percolação por elementos finitos. Também é possível entrar com o parâmetro de poropressão (ru ou $\bar{B}$) isoladamente, ou em conjunto com outros métodos.

Análises a partir de superfície freática definida – regime hidrostático:

Essa é a metodologia mais utilizada em análises corriqueiras. Nesse método, a superfície freática é definida com base nos níveis indicados nos MNAs e/ou PZs, sendo que para um determinado ponto a carga hidráulica é calculada como a coluna de água acima do local. Além disso, é possível estabelecer linhas piezométricas independentes para cada camada de material modelado.

Análises a partir de uma grade de poropressões:

Uma grade de pressão de água é especificada, e por interpolação é calculada a pressão de água em todos os pontos no solo. A Figura 25, abaixo, ilustra a entrada de dados no modelo.

Figura 25 - Exemplo de modelo com grade de poropressão.

Fonte: Rocscience (2003).

Cada ponto acima representa a pressão medida no local. Para o presente estudo, os valores das pressões serão obtidos de uma malha de piezômetros instalados na barragem.

Essa metodologia de análise tem a grande vantagem de incorporar a distribuição de poropressão real e medida em campo, mas demanda um sistema de monitoramento robusto, situação pouco comum nas barragens de rejeitos brasileiras.

Análise de percolação com o Método de Elementos Finitos:

Praticamente todos os fenômenos da natureza – física, química, biologia, mecânica, etc. podem ser descritos em termos de equações algébricas, diferenciais ou integrais. A solução analítica das equações que governam estes problemas, no entanto, costuma ser muito complexa. Por essa razão, são empregados métodos numéricos capazes de resolver as equações, e obter-se, mesmo que aproximadamente, a solução. Esses procedimentos para solucionar as equações são largamente empregados.

O SLIDE permite a utilização do método de elementos finitos para, definidas as condições de contorno e as características de permeabilidade dos materiais, calcular os componentes de fluxo, as vazões e as poropressões nas seções. Ademais, o programa pode realizar análises de estabilidade e percolação de forma conjunta.

3 ESTUDO DE CASO – PARTE 1 (DADOS GERAIS)

A barragem de rejeitos da MINERAÇÃO SERRA AZUL (MSA), de propriedade da ARCELORMITTAL (Conglomerado Industrial Multinacional de empresas de Siderurgia e Mineração), está localizada no município de Itatiaiuçu, Minas Gerais, situado aproximadamente a 65 km ao sudoeste de Belo Horizonte. A barragem vem sendo operada desde a década de 1980 para fins de disposição do rejeito proveniente do beneficiamento do minério de ferro e de recirculação de água para o processo industrial. Está situada, de forma mais específica, em um talvegue à jusante das instalações de beneficiamento da mineração.

A barragem foi originalmente projetada para 76 m de altura, mas, em auditoria de segurança realizada quando a barragem estava a 10 m da cota final de projeto, é dizer, com 66 m de altura, houve um parecer desfavorável à continuidade das operações na barragem, pois, segundo o auditor, a barragem estaria com Fator de Segurança inferior ao mínimo exigido para a estrutura.

Em face do esgotamento da capacidade de armazenamento dos rejeitos na barragem, tendo em vista que ela se acercava da cota máxima analisada pela projetista, a ARCELORMITTAL vinha, há algum tempo, analisando opções de continuidade operacional da sua Unidade de Itatiaiuçu, como espessamento dos rejeitos para empilhamento dos mesmos, novos locais de barragens e outros sistemas de contenção.

Não obstante essa ação, o espessamento (uso de super-floculantes) não se mostrou viável operacionalmente. Outros locais de barragens estavam em estudo, mas eram de implementação lenta devido à dificuldade de negociação de terras e de licenciamento ambiental. A opção de sistema alternativo de disposição vinha sendo implantada na Unidade, mas ainda não se encontrava em operação. Sendo assim, o alteamento da barragem foi considerado como única forma de garantir a operação da usina de concentração.

A descontinuação das atividades geraria relevantes impactos socioeconômicos e ambientais. Os empregos diretos e indiretos, a arrecadação de impostos do município e as expectativas econômicas da companhia estariam comprometidos, se não fosse encontrada uma solução de engenharia adequada.

Por essa razão a MSA solicitou que fosse verificada a viabilidade de alteamento complementar da barragem, de forma a permitir a continuidade das operações na mina.

Foram feitos estudos para viabilizar o alteamento da barragem em mais 16 m, passando a ter 92 m de altura com a crista na cota final (1.015 m), volume entendido como suficiente para a operacionalização do novo sistema de disposição de rejeitos.

Esses estudos foram desenvolvidos em caráter comercial, na empresa de engenharia consultiva GEOCONSULTORIA LTDA., pelo autor dessa dissertação, que agradece a autorização da empresa ARCELORMITTAL para divulgação dos resultados.

Para facilitar a compreensão e a contextualização do problema, o estudo será apresentado em dois capítulos.

No presente Capítulo apresenta-se a Parte 1, que consiste em apresentar dados sobre a barragem. Consta deste capítulo o histórico da barragem, os principais estudos já desenvolvidos (avaliações, ensaios de campo e laboratório), os dados de monitoramentos e de ensaios mais relevantes. No capítulo 4, apresenta-se a segunda parte, compreendendo os estudos e as avaliações feitos sobre o alteamento da estrutura para a cota 1.015 m.

3.1 LOCALIZAÇÃO

A barragem de Itatiaiuçu está localizada no município de Itatiaiuçu, em plena Cordilheira do Espinhaço, nas encostas da Serra do Itatiaiuçu, Zona Metalúrgica. O município, com 267 quilômetros quadrados, tem como principal atividade econômica a mineração de ferro, sendo que está situado a aproximadamente 65 km a sudoeste de Belo Horizonte, no estado de Minas Gerais, como mostra a Figura 26.

Conforme discutido no Capítulo 2, um trecho de serra que se prolonga até a Serra do Curral se enquadra, em relação aos seus domínios estruturais, na Serra de Itatiaiuçu, que está na porção meridional do Cráton do São Francisco e se insere no contexto evolutivo da porção oeste do QF, uma região geologicamente importante do Pré-Cambriano brasileiro devido às suas riquezas minerais.

O local da deposição fica próximo ao alto da Serra Azul, a oeste da BR 381/MG.

Figura 26 - Mapa de localização e acessos.

Fonte: Autoria própria.

3.2 DESCRIÇÃO SUCINTA DA BARRAGEM

A barragem, destinada a conter os rejeitos do beneficiamento do minério de ferro processado na usina da MSA, foi alteada a montante com os próprios rejeitos. O dique inicial foi construído com terra compactada, com crista na cota 952 m, de seção homogênea, no 2º semestre de 1986.

Quando da avaliação que deu início a este estudo, a altura máxima da barragem era de cerca de 70 m (entre as cotas 994 m e 923 m) – ver Figura 27.

Figura 27 - Foto aérea da Barragem Itatiaiuçu. Na cota 994,00 m.

Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 11 são apresentadas as principais características da Barragem.

Tabela 11 - Ficha técnica da Barragem de Rejeitos Itatiaiuçu.

Altura máxima de projeto – aproximada (m)	76
Cota mínima de jusante (m)	923
Ângulo de talude global (°)	19
Largura mínima das bermas (m)	2,3
Largura máxima das bermas (m)	11,3
Altura mínima dos taludes entre bermas (m)	3,4
Altura máxima dos taludes entre bermas (m)	10,1
Ângulos aproximados de taludes entre bermas (°)	27,09
Capacidade volumétrica (m ³)	5.555.556
Área ocupada (ha)	14,55
Base do vertedouro de emergência trapezoidal (m)	1,5

Fonte: Autoria própria.

3.3 HISTÓRICO DOS PRINCIPAIS DOCUMENTOS SOBRE A BARRAGEM

Para melhor compreensão do problema apresentado, foi necessário inventariar e avaliar os projetos e relatórios do empreendimento.

Os principais documentos sobre a barragem utilizados na elaboração do estudo estão listados na Tabela 12, sendo que os documentos julgados mais relevantes estão destacados em negrito na Tabela.

Tabela 12 - Relação de documentos sobre a Barragem Itatiaiuçu.

Documento	Descrição	Autor	Data
R-030/86	Barragem de rejeitos. Primeira etapa Elementos para licitação.	José Jaime R. Branco	Jun/1986
R-002/87	Barragem de rejeitos. Elementos básicos e Memória justificativa.	José Jaime R. Branco	Jan/1987
3054/GEO/9/00 1/0	Barragem de rejeitos. Relatório final de fiscalização e controle tecnológico (maciço Geotécnica 1ª. etapa).	Geotécnica	Jan/1987
R-031/96	Estudo básico do projeto de alteamento da barragem de contenção de rejeitos.	Engeo	Out/1996
R/031/96	Estudo básico do projeto de alteamento da barragem de contenção de rejeitos.	Engeo	Out/1996
R-034/04	Monitoramento barragem de rejeito. Complementação programação de MNA's e sondagens.	Engeo	Ago/2004
R/002/95	Barragem de rejeito	Engeo	Jan/2005
R-007/05	Análise de estabilidade barragem de contenção de rejeitos - Volume-01.	Engeo	Mar/2005
R-009/05	Alteamento da barragem - cota 990,50m "Depósito de rejeitos".	Engeo	Mar/2005
R-014/06	Relatório de auditoria técnica de segurança "Depósito-Barragem" Minas Itatiaiuçu, Diques de captação "Terra e Concreto".	Engeo	Mar/2006
R025/2006	Projeto Básico "Depósito-Barragem" Minas Itatiaiuçu Município de Itatiaiuçu -MG.	Engeo	Ago/2006

Documento	Descrição	Autor	Data
R-017/07	Relatório de auditoria técnica de segurança "Depósito-Barragem".	Engéo	Mar/2007 Continua
MI051107	Levantamento planialtimétrico – Minas Itatiaiuçu.	Engéo	Nov/2007
4LMBM001-1-GT-RTE-0001	Diagnóstico sobre a situação atual de segurança da barragem de rejeito da mina London Mining - Itatiaiuçu -	VOGBR	Mar/2008
4LMBM001-1-RH-0001	Estudos do balanço de massa e água pré-dimensionamento do sistema extravasor e avaliação do sistema de adução do reservatório da barragem de rejeitos de Itatiaiuçu.	VOGBR	Mar/2008
TER-RT01	Ensaio de piezocone sísmico - SCPTU	Terratek	Out/2008
TLF- 6329/PP-1654/09	Relatório de resultados de ensaios geotécnicos de laboratório	Geolabor	Fev/2009
AR 013-09-E-BR-PT-11-001	Parecer técnico sobre a barragem de rejeitos Serra azul – Itatiaiuçu	BVP	Mar/2009
AR 013-09-E-BR-ME-16-001	Memorando Técnico	BVP	Mar/2009
AC01-RT-01	Relatório de Avaliação	Geoconsultoria	Jun/2009
AC01RT02-R0	Relatório Anual 2009 - Serra Azul	Geoconsultoria	Ago/2009
AC01RT06-R2	Alteamento para a cota 1015 m	Geoconsultoria	Abr/2011
Fonte: Autoria própria.			Conclusão

3.4 INSPEÇÕES DE CAMPO

Nas inspeções efetuadas pelo autor dessa pesquisa, observou-se que o aspecto geral da barragem é bom, com os taludes protegidos por vegetação aparada, facilitando a inspeção visual. A drenagem superficial está cuidada adequadamente, os instrumentos são identificados, não tendo sido observadas trincas ou feições que denotassem condição de instabilidade.

Em várias bermas, são encontradas surgências de água condicionadas pelo sistema de drenagem que foi implantado sob os diques de alteamento. Essas águas de surgência são coletadas e conduzidas, por canaletas, para fora da área do maciço, tendo suas vazões medidas para controle.

O sistema extravasor é composto de galeria de encosta, operada com stop-logs de madeira, conectada a uma galeria de fundo, tendo sido dimensionada para chuvas com tempo de recorrência decamilenar. Esse sistema tem a vantagem de permitir o controle do nível d'água no reservatório e, conseqüentemente, da largura da praia, que afeta significativamente a estabilidade da barragem.

No reservatório opera uma captação de água flutuante, que recircula a água sobrenadante para a usina de concentração. Essa captação está posicionada em área próxima da tomada d'água do extravasor.

3.5 AUSCULTAÇÃO

Na barragem estão instalados os seguintes instrumentos:

- 28 piezômetros tipo Casagrande (PZ);
- 6 piezômetros elétricos (PZE);
- 26 medidores de nível d'água (MNA);
- 5 medidores de vazão (MV);
- 25 marcos superficiais (MS);
- 1 pluviômetro (PL).

O NA do reservatório é medido com levantamento topográfico.

A locação destes instrumentos é mostrada na Figura 28 e as seções de monitoramento constam da Figura 29.

Figura 28 - Planta de locação instrumentos - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2* (2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 29 - Seções instrumentadas - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2* (2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Estes instrumentos são medidos com frequência pré-determinada e os valores registrados são plotados em gráficos e nas seções de monitoramento. Os gráficos são apresentados nas Figuras 30 a 38, cabendo as seguintes observações:

- A pluviometria da região pode ser considerada elevada, com valores totais anuais em torno de 1800 mm, em 4 anos dos 9 anos de medições (Figura 30).
- Os piezômetros tipo Casagrande praticamente não acusam variações do nível d'água com a elevação do NA do reservatório (Figuras 31, 33 e 35), devido ao alteamento da barragem, com o tempo e nem com as chuvas. Observa-se que

o NA entre janeiro/2009 e julho/2010 elevou-se 8 m, sendo que os níveis d'água medidos nos piezômetros não se elevaram.

- Os indicadores de nível d'água mostram comportamentos semelhantes aos dos piezômetros, com algumas exceções, que respondem ao período chuvoso (Figuras 34, 35 e 36). Apenas o MNA-19 responde de maneira leve à elevação do NA do reservatório, possivelmente por algum contato com o terreno de fundação, pois o MNA-21, em cota superior, não acusa qualquer oscilação e, pelo contrário, mostra uma leve redução no nível. Os MNAs 13 e 14, que mostram resposta ao período chuvoso, encontram-se instalados no terreno natural, na ombreira direita, e o MNA-5, está instalado no dique inicial, cruzando o filtro inclinado.
- Os piezômetros elétricos (Figura 37) mostram que, mesmo com o alteamento da barragem, o comportamento das pressões neutras na parte mais superior do maciço tem decrescido. Ainda pela análise individual das medições constata-se que os piezômetros instalados em cotas inferiores mostram pressões neutras menores que as dos piezômetros superiores, indicando haver um fluxo descendente no maciço, que é favorável à estabilidade da barragem. As pequenas elevações, de cerca de até 5 kPa, refletem os alteamentos, significando pequena relevância dos mesmos na estabilidade da barragem.
- As vazões dos drenos (Figura 38) variam com a estação chuvosa, podendo mesmo dobrar o valor. A vazão do dreno de fundo da barragem (Dreno 1) chega quase a dobrar, passando de 6 m³/h para 11 m³/h, o que, provavelmente, é resultado de recarga das ombreiras e aumento do nível d'água do terreno natural. Considerando-se que o comprimento da crista da barragem é de cerca de 500 m, essa vazão (máxima) corresponderia a cerca de 0,4 l/min/m, que é baixa em comparação a outras barragens. Mesmo aumentando a vazão para 25 m³/h, que representaria a soma dos valores máximos dos três medidores de vazão da barragem, a vazão específica ficaria em 0,8 l/min/m, que ainda seria baixa em comparação a outras barragens de seção semelhante.
- Em geral, pode-se comentar que as medições mostram nível d'água interno (lençol freático) elevado, resultado da largura da praia, do método construtivo e da topografia local.

- As movimentações registradas nos marcos topográficos são erráticas, refletindo a precisão da metodologia de controle, não se identificando tendências, ou seja, não há qualquer evidência de movimentação do talude da barragem, por isso os gráficos não serão apresentados.

Figura 30 - Pluviometria da região da (MSA), Itatiaiuçu-MG.

Fonte: AC01RT06-R2* (2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 31 - Piezômetros de Tubo Aberto (PZ 09,10 e 15) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2*(2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 32 - Piezômetros de Tubo Aberto (PZ 8, 11 a 13, 16 a 20 e 32) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2*(2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 33 - Piezômetros de Tubo Aberto (PZ 21 a 31) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2*(2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 34 - Medidores de Nível de Água (MNA 1 a 6, 13, 14, 22 e 23) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2*(2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 35 - Medidores de Nível de Água (MNA 7 a 10, 15 a 19 e 24) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2* (2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 36 - Medidores de Nível de Água (MNA 11, 12, 20 e 21) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2*(2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 37 - Piezômetros Elétricos (PZE 1 a 6) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2* (2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 38 - Medidores de Vazão (MV 1 a 3) – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AC01RT06-R2*(2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

3.6 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Para embasar as avaliações e os diversos projetos das etapas de alteamento da barragem, foram realizadas investigações geotécnicas de campo e de laboratório.

Como investigações de campo, foram executadas sondagens à percussão, sondagens mistas, CPTU, abertura de poços e coleta de amostras deformadas e indeformadas, para os ensaios de laboratório.

3.6.1 Sondagens à percussão

As sondagens à percussão na região dos diques permitiram a coleta de amostras deformadas, classificadas conforme Tabela 13 abaixo.

Tabela 13 - Investigações geológico-geotécnicas - Barragem Itatiaiuçu.

Sondagem à Percussão		
De (m)	Até (m)	Classificação do Material
SP-07 / MNA-07		
0	8,7	Granulado de Minério com argila siltosa, compacto, marrom avermelhado (Aterro)
8,7	21,4	Fino de Minério com argila-Pouco compacto a medianamente compacto, marrom escuro (Aterro)
SP-08 / MNA-08		
0	7,7	Granulado de Minério com argila e fragmentos de filito decomposto, medianamente compacto, marrom avermelhado (Aterro)
7,7	28,6	Fino de Minério com argila-Pouco compacto a medianamente compacto, marrom escuro (Aterro)
28,6	29,5	Argila Plástica de consistência Média a rija, marrom clara.
SP-08A / MNA-08^a		
0	7	Areia Siltosa pouco arenosa com pedregulhos esparsos e consistência rija à dura, marrom avermelhada (Aterro)

Continua

Sondagem à Percussão		
De (m)	Até (m)	Classificação do Material
7,7	20,5	Areia Argilosa (areia fina) com fragmentos finos de Itabirito decomposto, compactidade fofa a pouco compacta, marrom (rejeito)
SP-09 / MNA-09		
0	3,6	Silte arenoso pouco argiloso, com fragmento de filito decomposto, medianamente compacto a compacto, amarelo (Aterro)
3,6	22,5	Areia Argilosa com fino de minério, pouco compacto à medianamente compacto, marrom escura (Aterro).
28,6	29,5	Argila Plástica de consistência Média a rija, marrom clara (Aluvião)
SP-10 / MNA-10		
0	4,7	Silte arenoso pouco argiloso, com fragmento de filito decomposto, Fofa a pouco compacto, amarelo(Aterro)
4,7	30,5	Areia Argilosa com fino de minério, pouco compacto à medianamente compacto, marrom escura (Aterro).
SP-11 / MNA-11		
0	6	Silte argiloso pouco arenoso com fragmentos de filito decomposto, consistência média, marrom (Aterro)
6	19,5	Areia fina argilosa com fino de minério, compactidade fofa a pouco compacta, cinza escura (rejeito)
SP-12 / MNA-12		
0	3,9	Silte argiloso pouco arenoso com fragmentos de filito decomposto, consistência rija, marrom (Aterro)
3,9	27,5	Areia fina argilosa com fino de minério, compactidade fofa a pouco compacta, cinza escura (rejeito)
SP-13 / MNA-13		
0	5,5	Argila Siltosa pouco arenosa, com fragmentos finos decompostos, consistência média, vermelha (Aterro)
SP-14 / MNA-14		
0	10,5	Argila siltosa pouco arenosa, com fragmentos finos de filito decomposto, consistência média à rija, vermelha (Aterro)

Continua

Sondagem à Percussão		
De (m)	Até (m)	Classificação do Material
SP-15 / MNA-15		
0	5,5	Argila Siltosa pouco arenosa, com fragmentos finos decompostos, consistência média, vermelha (Aterro)
SP-16 / MNA-16		
0	4,7	Argila Siltosa pouco arenosa, com pedregulhos esparsos, consistência rija à dura, vermelha (Aterro)
4,7	15,5	Areia Argilosa (areia fina) com fragmentos finos de itabirito decomposto, compacidade fofa a pouco compacta, marrom (rejeito)
SP-17 / MNA-17		
0	5,5	Fino de Minério com argila e pedregulhos esparsos, compacto, marrom (Aterro)
SP-18 / MNA-18		
0	1,8	Fino de Minério com argila e pedregulhos esparsos, pouco compacto à medianamente compacto, marrom (Aterro)
1,8	20,5	Argila Arenosa com fragmentos finos de itabirito decomposto, consistência muito mole à média, marrom escura (Aterro)
SP-19 / MNA-19		
0	2,8	Argila Arenosa com fragmentos de filito decomposto, consistência média à rija, marrom (Aterro)
2,8	18,5	Argila com fino de minério e fragmentos de itabirito decomposto, consistência muito mole a mole, marrom escura. (Aterro)
SP-20 / MNA-20		
0	4,7	Argila Arenosa com fragmentos de filito decomposto, consistência média à rija, marrom (Aterro)
4,7	20,5	Argila com fino de minério e fragmentos de itabirito decomposto, consistência muito mole a mole, marrom escura. (Aterro)
SP-21 / MNA-21		
0	3,9	Argila Arenosa com fragmentos de filito decomposto, consistência média à rija, marrom (Aterro)

Continua

Sondagem à Percussão		
De (m)	Até (m)	Classificação do Material
3,9	18,5	Argila com fino de minério e fragmentos de itabirito decomposto, consistência muito mole a mole, marrom escura. (Aterro)
SP-22 / MNA-22		
0	1,8	Argila com pedregulhos de minério, consistência rija, vermelha (Colúvio)
1,8	5,5	Silte arenoso com passagens de itabirito friável, compacto, marrom (Solo Residual)
SP-23 / MNA-23		
0	8,8	Argila siltosa pouco arenosa com fragmentos finos de filito decomposto consistência média à rija, vermelha (Aterro)
8,8	15,5	Areia Argilosa (areia fina) com fragmentos finos de itabirito decomposto, compactidade fofa a pouco compacta, marrom escura (rejeito)
SP-24 / MNA-24		
0	6,8	Argila siltosa pouco arenosa com fragmentos finos de filito decomposto consistência média à rija, vermelha (Aterro)
6,8	13,4	Areia Argilosa (areia fina) com fragmentos finos de Itabirito decomposto, compactidade fofa à medianamente compacta, marrom escura (rejeito)
13,4	13,5	Matacão

Fonte: AR 013-09-E-BR-PT-11-001*

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Conclusão

Os resultados médios dos ensaios SPT em cada ponto de sondagem estão relacionados na Tabela 14:

Tabela 14 - SPT médio por sondagem - Barragem Itatiaiuçu.

SPT Médio por camada							
Nome	Aterro			Rejeito			cota (m)
	Geral	Seco	Saturado	Geral	Seco	Saturado	
SP8	27,6	27,6	-	-	-	-	963,78
SP8A	26,7	26,7	-	-	-	-	963,78
SP8B	20,3	20,3	-	4,5	5,0	3,2	963,78
SP11	8,3	8,3	-	4,8	3,9	6,6	985,69
SP12	12,5	12,5	-	3,5	3,4	3,6	985,69
SP13	8,2	8,0	9,0	-	-	-	942,56
SP14	11,8	12,5	5,0	-	-	-	951,37
SP15	9,5	9,5	-	-	-	-	954,08
SP16	22,4	22,4	-	3,9	6,0	2,1	963,78
SP17	21,6	21,6	-	-	-	-	963,78
SP18	8,8	8,8	-	4,0	2,6	7,2	974,77
SP19	9,4	9,4	-	2,6	1,9	3,8	974,77
SP20	11,4	11,4	-	2,9	2,3	4,3	985,69
SP21	9,8	9,8	-	2,5	2,3	2,9	985,69
SP22	20,2	20,2	-	5,1	-	-	955,38
SP23	13,0	13,0	-	5,1	5,0	5,3	951,37
SP24	17,4	17,4	-	6,7	8,6	2,0	963,78
SP24A	20,7	20,7	-	5,1	7,0	4,6	963,78
Média	12,8	12,8	7,0	4,3	3,9	3,8	
Desvio	6,6	6,6	2,8	1,2	2,2	1,7	
Padrão							
Maior Valor	27,6	27,6	9,0	6,7	8,6	7,2	
Menor Valor	8,2	8,0	5,0	2,5	1,9	2,0	

Fonte: Autoria própria.

Visando a uma análise em relação às etapas de alteamentos da barragem, outra estatística foi feita em função de valores médios associados às elevações/cotas dos ensaios no universo de várias sondagens (Tabela 15).

Tabela 15 - SPT médio por cota e por material - barragem Itatiaiuçu.

SPT Médio por Cota						
Cota (m)	Aterro			Rejeito		
	Geral	Seco	Saturado	Geral	Seco	Saturado
985,69	10,50	10,5	-	3,5	3	4,4
974,77	9,10	9,1	-	3,3	2,3	5,5
963,78	22,40	22,4	-	5	6,7	3
955,38	20,20	20,2	-	-	-	-
954,08	9,50	9,5	-	-	-	-
951,37	12,40	12,8	5	5,1	5	5,3
942,56	8,20	8	9	-	-	-
Média	13,19	13,21	7,00	4,23	4,25	4,55
Desvio Padrão	5,73	5,75	2,83	0,96	1,99	1,14

Fonte: Autoria própria.

Essa forma de agrupamento mostra-se mais coerente para análise de variações no rejeito seco e saturado. Observa-se que as médias do rejeito nas duas condições se confundem em função da pequena diferenciação das duas distribuições acima e abaixo do nível de água. Na média geral, a faixa de variação dos valores SPT no rejeito fica entre 3 e 5 golpes.

Analisando as tabelas anteriores, verifica-se uma mudança de comportamento do rejeito próximo às cotas 985, 974 e 963, ou seja, um aumento significativo da resistência à penetração (SPT).

A partir dos valores de N_{spt} foram estimados para os rejeitos os valores dos ângulos de atrito (ϕ') utilizando-se as equação (8) e (9) já apresentadas, propostas por Teixeira (1996) e por Hatanaka e Uchida (1996), respectivamente.

Tabela 16 - Ângulo de atrito médio estimado como N_{spt} (Teixeira,1996) -- Barragem Itatiaiuçu.

	Aterro			Rejeito		
	Geral	Seco	Saturado	Geral	Seco	Saturado
Média	33	33	28	25	25	25
Maior Valor	38	38	30	26	28	26
Menor Valor	29	29	26	24	22	23

Fonte: Autoria própria.

Tabela 17 - Ângulo de atrito médio estimado como $N_{spt,60}$ (Hatanaka e Uchida,1996) - Barragem Itatiaiuçu.

	Aterro			Rejeito		
	Geral	Seco	Saturado	Geral	Seco	Saturado
Média	35	35	31	28	28	29
Maior Valor	39	39	32	29	31	30
Menor Valor	32	32	29	27	26	27

Fonte: Autoria própria.

Esses valores, assim calculados, são apresentados nas Tabelas 16 e 17. A metodologia de Hatanaka E Uchida (1996) apresenta a vantagem de corrigir a energia.

Para os rejeitos, situam-se entre 27° e 30°, cuja pequena dispersão é decorrente da dos SPTs, refletindo homogeneidade do aterro gerado pelo método construtivo da barragem.

3.6.2 Ensaios de Cone

Em 2008, foi realizada na barragem de rejeitos uma campanha de ensaios de piezocones do tipo CPTU e SCPTU. Esses ensaios tinham como objetivo determinar as características *in situ* do depósito de rejeitos.

Os ensaios de cone em número de dez aconteceram em duas locações paralelas: uma na praia de rejeito (El. 993.80m) e outra no dique (El. 995.60m), sendo que dois ensaios programados não foram realizadas por dificuldade de acesso. A foto apresentada na Figura 39 ilustra a execução de um dos ensaios na praia de rejeitos da barragem da MSA.

Figura 39 - Realização de ensaio de piezocone na praia de rejeitos da Barragem do Itatiaiuçu.

Fonte: TER-RT01* (2008)

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

As Figuras 40 a 47 apresentam os resultados obtidos. Há grande semelhança nos pares de furos F-02/F-07, F-04/F-06, F-05/F-09. No entanto, esses furos foram executados distantes uns dos outros e alguns deles com distâncias diferentes em relação à crista da barragem.

Figura 40 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-02 - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 41 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-03 - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 42 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-04 - Barragem Itatiaiuçu.

CPT: F-04 - Total depth: 26.33 (m)

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 43 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-06 - Barragem Itatiaiuçu.

CPT: F-06 - Total depth: 24.26 (m)

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 44 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-07 - Barragem Itatiaiuçu.

CPT: F-07 - Total depth: 22.25 (m)

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 45 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-08- Barragem Itatiaiuçu.

CPT: F-08 - Total depth: 23.87 (m)

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 46 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-09. - Barragem Itatiaiuçu.

CPT: F-09 - Total depth: 25.52 (m)

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Figura 47 - Resistência de ponta e atrito lateral do rejeito no F-10. - Barragem Itatiaiuçu.

CPT: F-10 - Total depth: 18.86 (m)

Fonte: TER-RT01*(2008).(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Avaliando a resistência de ponta e o atrito lateral, observa-se uma mudança de comportamento em alguns furos (F-02, 04, 06, 07, 08 e 09) nas profundidades iniciais, bem como a 8 e 18 m (El. 986 e 976m). A Figura 43 exemplifica esse comportamento observado no F-06, sendo que na profundidade de 18 m a variação é notória.

3.6.2.1 Estratigrafia dos rejeitos

Um dos usos mais importantes do ensaio de cone é em perfilagem de terrenos, isso decorre de sua capacidade de identificar comportamento ou de sua condição. Destaca-se que o inconveniente de não permitir a recuperação de amostras é suprido pela existência de várias classificações baseadas na resposta à penetração (resistência e poropressão geradas).

Normalmente, a interpretação estratigráfica do depósito de rejeitos apresentada no relatório TER-RT01 da Terratek Tecnologia Ltda. (empresa de engenharia e sondagem geotécnica), com base no ábaco de Robertson et al. (Figura 22), indica a presença de materiais de comportamento argilo-siltoso, areno-siltoso, silto-arenoso e arenoso, de espessuras dessimétricas a centimétricas variáveis, que se alternam ao longo do furo. Esses resultados poderiam, em princípio, ser confrontados com amostras coletadas em profundidade para um ajuste nas classificações apresentadas no relatório, mas isso não foi feito.

Outrossim, alguns perfis indicaram a predominância de alguns materiais, como é o caso do Furo 09, basicamente arenoso ao longo de todo o fuste. No caso do Furo 10, tem-se um material mais granular até os 12 m (El. 982 m), seguido de material mais silto-argiloso até o final do furo (prof. 22 m, El 972 m).

3.6.2.2 Parâmetros Gerais dos Ensaio

Com base na perfilagem estratigráfica e nas considerações teórico-experimentais, uma das maiores contribuições do ensaio de CPTU é permitir que alguns índices físicos e algumas propriedades de engenharia possam ser determinados.

Na análise de parâmetros obtidos a partir do ensaio de cone, é comum agrupar os resultados, de acordo com modelos que se aplicam a argilas (coesivos) ou a areias (não coesivos).

Dessa maneira, para os solos não coesivos dos perfis tem-se:

3.6.2.2.1 Densidade (compacidade) relativa (D_r)

Nos perfis do depósito, a análise estratigráfica identificou como material granular que as densidades relativas interpretadas apresentam-se na faixa de 30% a 40%, indicando material de pouco fofo a medianamente compacto.

3.6.2.2.2 Ângulo de atrito efetivo (ϕ')

Como já referido na interpretação estratigráfica, nas profundidades de 7.5m a 8.5m (El. 896 a 895 m), o perfil mostra a presença de um material granular densificado (dreno superior, El. 895) e, para esse, o ângulo de atrito efetivo fica na faixa de 40° a 42°.

Em todas as demais espessuras do perfil, em que se tem material não coesivo interpretado, o ângulo de atrito estimado fica entre 32° e 37°.

3.6.2.2.3 Curvas de Dissipação

Outras propriedades de engenharia podem ser determinadas no ensaio de cone com o expediente dos ensaios de dissipação. As poropressões geradas na cravação do cone em solos finos (coesivo) são transientes (u_2) e, quando da parada do ensaio seja para colocação de hastes ou para o teste de dissipação propriamente dito, ocorre um decaimento das leituras até sua estabilização (u_0). Demais disso, o monitoramento das poropressões no tempo permite que se determinem os coeficientes de adensamento e de permeabilidade horizontal na profundidade do ensaio.

Na campanha realizada, os registros de dissipação foram feitos sistematicamente a cada troca, com hastes no intervalo de 2 m, independentemente do material que estava sendo atravessado. Essa regra acabou resultando em testes de dissipação quase que exclusivamente em materiais não coesivos, ou seja, muito

permeáveis e para os quais o adensamento é quase instantâneo, com t_{50} da ordem de uma centena de segundos e c_h de 100 a 1000 m²/ano (ver Tabela 18).

Tabela 18 - Ensaio de dissipação – coeficientes de adensamento horizontal – Barragem Itatiaiuçu.

(ch m ² /ano)								
Prof. (m)	F-02	F-03	F-04	F-06	F-07	F-08	F-09	F-10
2	100	755	-	1439	-	138	-	3370
4	11521	-	-	127	745	11043	-	190
6	300	2981	751	-	454	397	1569	-
8	-	-	475	400	462	-	1367	904
10	-	3168	481	-	376	-	2281	-
12	-	9569	376	-	695	1737	8062	-
14	317	4349	-	539	608	157	4261	1107
16	1764	859	621	90	624	895	2256	192
18	-	1537	625	74	-	-	1249	162
20	-	-	344	148	332	-	9804	297
22	352	3587	369	-	359	355	-	-
24			438	-	439		1054	-
26			2138		2045			

Fonte: Autoria própria.

No caso dos Furos 10 e 08, há materiais claramente argilosos (elevado u_2) para os quais seria muito útil a realização dos ensaios de dissipação. Esses materiais apenas não se encontravam nas profundidades estabelecidas, o que é algo discutível e certamente não ajuda na caracterização do depósito.

Na Figura 48, são dados exemplos de ensaios de dissipação realizados na campanha CPTU.

Figura 48 - Ensaio de dissipação realizados no CPTU-09 a 4 e a 18 metros de profundidade – Barragem Itatiaiuçu.

a) Dilatância - Ensaio a profundidade de 4 m (CPTU-09).

b) Contrátil - Ensaio a profundidade de 18 m (CPTU-09).

Fonte: TER-RT01* (2008).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

O material apresenta comportamento característico de material granular (não coesivo). No ensaio realizado a 4 m de profundidade, observa-se dilatância (Figura 48(a)); já no ensaio realizado a 10 m, o material é contrátil (Figura 48(b)).

3.6.2.3 Liquefação dinâmica

No relatório “Ensaio de piezocone sísmico – CPTU”, elaborado pela empresa de engenharia que realizou as sondagens, foi avaliada a liquefação dinâmica sob a solicitação de terremoto de magnitude 7 na escala *Richter*, também conhecida como escala de magnitude local (ML), e uma aceleração sísmica horizontal de 0,24 g.

As metodologias de análises adotadas foram as propostas por Robertson e Wride (1997) e por Iwasaki et al. (1978), que avaliam respectivamente os dados de SCPTU e CPTU, sendo que a Figura 49 apresenta o índice de liquefação potencial obtido pela mencionada metodologia.

Figura 49 - LPI - Índice de Liquefação Potencial (22% muito alto, 33% alto e 45% baixo). - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: TER-RT01* (2008).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Fundamentada nos resultados mostrados na Figura 49, a conclusão apresentada no relatório TER-RT01 (2008), indicado na Tabela 12, explicita que: “Os ensaios indicam que a possibilidade de liquefação deste rejeito é muito remota”.

3.6.3 Ensaios de Laboratório

Foram realizadas três campanhas de ensaios de laboratório em amostras do rejeito lançado na Barragem Itatiaiuçu (em 2005, 2008 e 2009) e foram coletadas amostras deformadas e indeformadas.

3.6.3.1 Ensaios de caracterização

A Tabela 19 e a Figura 50 apresentam as características granulométricas das amostras ensaiadas nessas campanhas. Os rejeitos são granulares e não plásticos.

Tabela 19 - Ensaios de laboratório – granulometria e densidade dos grãos – Barragem Itatiaiuçu.

Amostra	Prof.	γ_s	Limites de Atterberg (%)			Granulometria (%)			
	m	g/cm ³	LL	LP	IP	Argila	Silte	Areia	Pedregulho
Dique Inicial	0 a 2	2,77	48,9	34,1	14,8	62,2	17,3	20,4	0,10
Canga Laterítica	0 a 2	3,04	39,2	28,5	10,7	58,0	13,4	28,5	0,10
Solo Compactado	0 a 2	2,85	38,8	24,7	14,1	56,4	10,6	32,7	0,21
Rejeito Maciço	0 a 3	3,82	NP	NP	NP	10,9	43,5	45,6	-
Rejeito Lançado	0 a 2,8	3,84	NP	NP	NP	11,2	44,4	44,4	-
Rejeito Lançado (2008)	0 a 2	3,44	NP	NP	NP	4,9	43,9	51,1	0,10

Fonte: Autoria própria.

As amostras de trado 01, 02 e 03 foram coletadas no maciço da primeira etapa e em bermas de solo compactado, já as demais amostras são de rejeitos.

As curvas granulométricas dos rejeitos apresentam mais de 44% de areia e em média 44% de silte, valores muito similares aos dos rejeitos estudados por Silva (2013) e já apresentados na Figura 3. Portanto, o rejeito estudado tem comportamento granular, conclusão esta diferente da estatigrafia revelada pelos CPTUs realizados.

Figura 50 - Curvas granulométricas das amostras do rejeito – Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: AR 013-09-E-BR-PT-11-001* (2009).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Os ensaios de compactação foram realizados na energia Proctor Normal e indicaram densidade seca máxima entre 2,2 e 2,25 g/cm³; a umidade ótima ficou entre 11,9 e 12,9 %. Os resultados também são similares aos dos rejeitos estudados por Silva (2013) e apresentados na Figura 6, mas a densidade seca é um pouco maior (possivelmente função de maior teor de ferro nos rejeitos). Essa faixa de variação de densidade seca máxima e umidade ótima confirmam o comportamento granular dos rejeitos

3.6.3.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento (triaxiais)

a) Solo do dique inicial

Para o aterro em solo do dique inicial, os ensaios indicaram coesão (c') variando entre 0 e 15 kPa, com ângulo de atrito entre 34° e 38°.

b) Rejeito

Em amostras do rejeito lançado na barragem foram realizadas duas campanhas de ensaios de laboratório. Em 2005, foram ensaiadas duas amostras TR-

04 e TR-05, com quatro corpos de prova cada uma, e com grau de compactação de 100%. Uma das amostras foi extraída da praia a cerca de 50 m da crista da barragem, enquanto a outra foi obtida mais junto à estrutura. As amostras que estavam muito densas mostraram comportamentos tensão-deformação e resistência muito similares, ambas apresentando dilatância e poropressões negativas. Apesar da distância, a granulometria foi praticamente idêntica, não demonstrando segregação importante.

Os resultados indicaram um material não coesivo, $c' = 0-2$ kPa, e com ângulo de atrito relativamente elevado, $\phi' = 36-37^\circ$. No entanto, os rejeitos depositados na praia tendem a apresentar grau de compactação muito inferior ao das amostras ensaiadas (GC 100%). Silva (2014) apresenta ensaios realizados na Barragem do Campo Grande que indicaram que o grau de compactação tende a estar entre 69% e 111% da energia Proctor Normal; a média de 92,4% pode ser considerada representativa para aterros hidráulicos de rejeitos de minério de ferro do QF (Figura 51).

Figura 51 - Controle do grau de compactação da praia de rejeitos da Barragem do Campo Grande.

Fonte: Silva(2014).

Em 2010, foram realizados novos ensaios nos rejeitos lançados na barragem, só que dessa vez com densidade relativa de 40% (grau de compactação de aproximadamente 80 % da energia Proctor Normal). Foram realizados sobre as amostras ensaios de compressão triaxial do tipo rápido, pré-adensado, saturado e com medida da pressão neutra, sendo uma série de cinco corpos de prova com tensões confinantes de 50, 100, 200, 300 kPa e 400 kPa.

Os corpos foram moldados por pisoteamento no aparelho *Harvard Miniature*, com dimensões de 5,08 cm de diâmetro e 11,00 cm de altura, nas condições de compacidade relativa $Dr=40\%$, e com índice de vazios igual a 1,016. A densidade seca dos corpos de prova moldados foi de 1,7 g/cm³, ou seja, aproximadamente 80% do grau da compactação Proctor Normal. Já o rompimento foi feito em prensa de deformação controlada, com velocidade de deformação de 0,09 mm/min.

A Figura 52 apresenta os gráficos das trajetórias de tensões efetivas, o desenvolvimento das pressões neutras em função da deformação axial específica, bem como os círculos de Mohr em termos de tensões efetivas.

As amostras mais fofas evidenciaram poropressões positivas elevadas no cisalhamento, persistindo até grandes deformações e acentuada perda de resistência nos estágios finais dos ensaios. Diante disso, o ângulo de atrito efetivo obtido foi de 20,5°, sendo que a coesão é nula.

Vale destacar que, mesmo em laboratório, foi muito difícil moldar e ensaiar os corpos de prova tão fofos. Tanto que, embora os ensaios CPTU indiquem que a densidade relativa é de 40%, esse valor não parece ser representativo das condições de campo, que apresenta boa capacidade de suporte.

Os valores de ângulo de atrito nos ensaios dos rejeitos da Barragem Itatiaiuçu são bem próximos aos obtidos pela correlação proposta por Silva (2013) – Figura 53 e indicam que os rejeitos ora estudados têm características similares aos demais rejeitos de minério de ferro do QF, também estudados por Silva (2013).

Figura 52 - Ensaios triaxiais em copos de prova moldados (DR= 40%) - trajetórias de tensões efetivas; desenvolvimento das pressões neutras; e Círculos de Mohr - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: TLF- 6329/PP-1654/09* (2009)

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Ainda sobre a Figura 53 é possível estimar que o ângulo de atrito médio dos rejeitos depositados na praia da Barragem Itatiaiuçu é de aproximadamente 32° , considerando que as densidades relativas na barragem são similares às apresentadas

na Figura 52, ou seja, que a praia tenha densidade equivalente a um grau de compactação da ordem de 92 % da energia proctor normal.

Figura 53 - Correlação entre ângulo de atrito e grau de compactação proctor normal.

Fonte: Silva (2013).

Em termos não drenados, a relação de resistência (su / σ'_{v0}) variou de 0,29 a 0,53, conforme se observa na Tabela 26, sendo que esses são valores similares aos da Tabela 3, obtidos por Pereira (2005) para rejeitos de minério de ferro do QF. Novamente é importante lembrar que a densidade relativa da praia tende a ser maior, ou seja, esse valor tende a ser conservador.

Tabela 20 - Parâmetros de resistência não drenados de rejeitos de minério de ferro da Barragem Itatiaiuçu.

Dr (%)	e	σ'_{v0} (kPa)	su (kPa)	su / σ'_{v0}
40 (aproximadamente 80% de Grau de Compactação)	1,01	50	20,6	0,41
		100	52,9	0,53
		200	56,0	0,29
		300	105	0,35
		400	116	0,29

4 ESTUDO DE CASO - PARTE 2 (AVALIAÇÃO)

Nesta segunda parte será apresentada inicialmente uma síntese dos dados de pressões neutras obtidas com monitoramento geotécnico e com os CPTUs.

4.1 PRESSÕES NEUTRAS PARA AS ANÁLISES.

A instrumentação instalada na Barragem Itatiaiuçu apresenta comportamento pouco comum, sendo que um aspecto que chama a atenção é que as leituras apresentam divergência sobre a posição da freática entre instrumentos próximos, porém instalados em cotas distintas, como foi visto no item 3.5, ao analisar as Figuras 28 e 29. Demais disso, a Figura 54 sintetiza esse comportamento.

Figura 54 - Instrumentação – Seções L2 (detalhe) - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: Adaptado de AC01RT06-R2* (2011)

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Em uma primeira análise, as leituras e o funcionamento dos instrumentos foram questionados.

Para verificar o funcionamento dos instrumentos e melhor compreender a distribuição das pressões piezométricas na barragem, foram feitas campanhas complementares de instalação de instrumentos (piezômetros de Casagrande, piezômetros elétricos, medidores de nível de água e marcos topográficos).

Na Figura 55, onde são apresentadas as leituras de todos os MNAs, observa-se que o comportamento dos instrumentos instalados em 2005 é similar aos antigos, um indício de que o sistema de monitoramento está funcionando.

Observa-se no gráfico da Figura 56 que o alteamento não é correspondido, sendo os MNAs praticamente insensíveis aos mais de 40 metros de alteamento executados no período. Também, comportamento similar ao dos MNAs é observado nos piezômetros.

Figura 55 - Leitura de todos os MNAs - Barragem Itatiaiuçu. (dados entre nov/1989 e fev/2011).

Fonte: AC01RT06-R2* (2011).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

Destaca-se, outrossim, que as pressões neutras têm se mantido aparentemente insensível à elevação do NA no reservatório, que, aliás, já foi comentado no item 3.5. Isso também pode ser observado na Figura 56, onde são apresentados os dados dos Medidores de Nível de água entre 1989 e 2011.

As poropressões geradas pelo alteamento também são medidas na barragem. Em 2010, foram instalados seis piezômetros elétricos de corda vibrante na praia da barragem e os dados registrados são apresentados na Figura 37.

Para melhor compreender a distribuição das pressões neutras, calculou-se o parâmetro $\bar{B}$ de Skempton para todos os instrumentos instalados na barragem (PZ, PZE e MNA). Os valores estão indicados na Figura 56.

Os resultados indicam que as poropressões tendem a ser menores que 21% da tensão total vertical, com média representativa de 15,8%.

Já as leituras dos MNA não apresentam qualquer correlação com a profundidade de instalação (Figura 56).

O piezômetro 10A foi o único a sair desse padrão de resposta, o que possivelmente é indício de funcionamento inadequado do equipamento. À sua vez, o comportamento se assemelha ao dos MNA.

Figura 56 - Parâmetro $\bar{B}$ de Skempton, calculado com base na instrumentação (PZ, PZE e MNA) - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: Autoria própria.

Ademais, os valores das poropressões medidas nos piezômetros e piezômetros elétricos foram confrontadas com as poropressões registradas nos CPTUs, mais precisamente no término dos ensaios de dissipação.

Na Figura 57, é possível observar que os valores do parâmetro $\bar{B}$ de Skempton obtidos nos piezômetros e nos ensaios de dissipação dos CPTUs possuem a mesma ordem de grandeza, mas os valores obtidos pelo piezocone têm maior variabilidade.

Figura 57 - Parâmetro $\bar{B}$ de Skempton, calculado com base nos CPTU - poropressões medidas nos ensaios de dissipação (u_0) - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: Autoria própria.

As dispersões dos dados observadas nas Figuras 56 e 57 indicam que o coeficiente de determinação, também chamado de R^2 , é baixo. Ou seja, a medida de ajustamento do modelo estatístico linear generalizado não representa bem os valores observados.

Figura 58 - Parâmetro $\bar{B}$ de Skempton, calculado com base nos Piezômetros - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: Autoria própria.

Em função do baixo valor de R^2 da equação apresentada nas Figuras 56 e 57, foram gerados histogramas com as pressões neutras registradas nos piezômetros e

nos CPTUS (Figuras 58 e 59 respectivamente). As médias e desvio padrão das amostras estão apresentados nas Figuras supracitadas.

Figura 59 - Parâmetro $\bar{B}$ de Skempton, calculado com base nos CPTU - poropressões medidas nos ensaios de dissipação (u_0) - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: Autoria própria.

Em síntese, pela análise das medições, constata-se que:

- O valor de 11,8% pode ser considerado como representativo da média de pressões neutras na Barragem;
- Os instrumentos instalados na barragem estão funcionando adequadamente;
- Os piezômetros instalados em cotas inferiores mostram pressões neutras menores que os de cotas superiores, indicando haver um fluxo descendente no maciço, bastante verticalizado com gradiente próximo à unidade.

As observações podem ser explicadas por uma significativa permeabilidade da fundação ou de camadas subjacentes do rejeito, gerando um fluxo bastante verticalizado com gradiente próximo à unidade. Trata-se de uma hipótese de trabalho, pois não se dispunha de resultados de ensaios de permeabilidade nas

camadas subjacentes e nem de ensaios de perda d'água no maciço rochoso de fundação. Nesse cenário, o aumento da carga hidráulica, decorrente do alteamento da barragem e da elevação da cota do NA no reservatório, estaria sendo compensado pelo assoreamento do reservatório, enquanto o fluxo francamente vertical estaria gerando a elevada perda de carga, o que pode ser observado pela diferença de nível dos instrumentos.

Dois pontos positivos decorrentes desse cenário são:

1. Há uma dissipação de poropressões pelo fluxo;
2. Eventuais ineficiências no sistema de drenagem interna da barragem são compensadas pela drenabilidade da fundação ou de camadas subjacentes do rejeito.

Embora peculiar, comportamento piezométrico semelhante ao observado na barragem da MSA já foi relatado na literatura.

Estudando uma barragem de rejeitos do QF em 2007, Mendes (2008) descreveu:

As irregularidades de formação do aterro depositado provocaram comportamentos atípicos como: o aparecimento de diferentes níveis piezométricos em profundidade; gradientes hidráulicos descendentes junto aos diques iniciais; surgências de água em taludes onde os piezômetros mediram pressões neutras nulas; artesianismo numa região particular próximo à fundação; inexistência de qualquer correlação linear plausível entre os parâmetros geotécnicos e a profundidade ou distância da crista ou tensão efetiva. (MENDES, 2008, p. 6)

Peter, Stauffer e James, Obermeyer apud Van Zyl, Dirk JA, & Steven G. Vick fizeram um amplo estudo de barragens de rejeitos de cobre em operação no sudoeste dos Estados Unidos. Os autores relatam que em algumas dessas barragens, dotadas de sistema de monitoramento robusto (piezômetros multiníveis e indicadores de nível de água) e acompanhadas ao longo de vários anos, as pressões neutras medidas abaixo da superfície freática eram menores que a pressão hidrostática.

4.2 AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DO ALTEAMENTO

A avaliação de segurança geotécnica do alteamento foi desenvolvida considerando duas formas possíveis de ruptura da barragem, descritas a seguir:

1. Cisalhamento;
2. Liquefação.

Esses cenários poderiam ocorrer pelas causas discutidas nos itens 2.8.1 e 2.8.2.

4.2.1 Avaliação da ruptura por cisalhamento

Poderia ocorrer a ruptura da barragem em decorrência da presença de materiais de baixa resistência (no aterro ou na fundação) ou por um aumento da poropressão em consequência da elevação do NA, consoante visto no item 2.8.2.

Dessa maneira, para esta avaliação, consideraram-se os resultados da análise da piezometria da barragem, apresentados nos itens 3.5 e 4.1.

Um item que poderia ser questionado é a profundidade dos instrumentos que estão instalados, no máximo, a 35 m de profundidade ($\sim 1/2$ da altura da barragem). Contudo, conforme argumenta Cruz (1967), no caso particular da coesão ser nula (ou quase nula), a superfície de escorregamento torna-se paralela à superfície do talude, e a inclinação da superfície de ruptura passa a ser a mesma do talude. Nesse contexto, e considerando a geometria da barragem, é plausível entender o fato de uma provável ruptura passar pela zona instrumentada.

Além disso, a localização e a geometria das seções já foram apresentadas nas Figuras 28 e 29, respectivamente, e foram feitas com base na topografia de fevereiro de 2010. A sua vez, os parâmetros de resistência dos materiais utilizados são os mesmos de projeto. A Tabela 21, a seguir, apresenta os parâmetros.

Tabela 21 - Parâmetros de resistência de projeto - Barragem Itatiaiuçu.

Material	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
1. Rejeitos	21	1	36
2. Dique inicial	19	50	34
3. Diques de alteamento	22	15	35
4. Fundações (solo residual 1)	20	25	31
5. Fundações (solo residual 2)	22	70	35
6. Dreno	18	0	33

Fonte: Autoria própria.

Cabe ressaltar que, os parâmetros de resistência foram obtidos de ensaios de laboratório (item 3.6.3.2.). Pela experiência com rejeitos oriundos de processos similares, pressupõe-se que os parâmetros de resistência dos rejeitos estão superestimados, possivelmente em função da utilização de corpos de prova em compacidade relativa superior à de campo (grau de compactação de 100% da energia Proctor Normal). Em razão das observações feitas sobre os parâmetros de resistência do rejeito, as análises do item (4.2.1.1.), a seguir, serão desenvolvidas reduzindo de 36° para 32° o ângulo de atrito do rejeito.

4.2.1.1 Análises expeditas

Na ausência de análises de estabilidade mais elaboradas, as Eq. 21 a 23 podem ser utilizadas para avaliação de barragens de rejeitos não coesivos.

a. para talude seco – Eq.31.

$$FS = \frac{\tan(32^\circ)}{\tan(19^\circ)} = 1,74 \quad (31)$$

b. saturado com fluxo paralelo ao talude –Eq. 32;

$$FS = \frac{1,1}{2,1} \times \frac{\tan(32^\circ)}{\tan(19^\circ)} = 0,95 \quad (32)$$

c. para talude saturado com fluxo horizontal – Eq. 33,

$$FS = \frac{1,1 - 1,0 \tan^2(19^\circ)}{2,1} \times \frac{\tan(32^\circ)}{\tan(19^\circ)} = 0,84 \quad (33)$$

Os resultados dos cálculos pelas Equações 31 a 33 indicam que a barragem somente estaria segura se os rejeitos estivessem secos (condição diferente da encontrada em campo).

No entanto, as equações são apenas particularizações da Equação 29 e não representam a distribuição de pressões neutras existentes na barragem. Outrossim, os cálculos podem ser refeitos, conforme apresentado na Equação 34.

$$FS = (1 - 0,118 \sec^2(19^\circ)) \times \frac{\tan(32^\circ)}{\tan(19^\circ)} = 1,62 \quad (34)$$

Nessa análise mais completa vê-se que a barragem está segura – equação (34). Adicionalmente, ainda em função da equação (29), é possível fazer uma análise paramétrica (variando as pressões neutras e o ângulo de atrito dos rejeitos) e definir níveis de segurança para a piezometria (Figura 60).

Figura 60 - Análises paramétricas ($FS / \bar{B} / \phi'$) e carta de suscetibilidade ao risco- Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: Autoria própria.

Considerando a média de 11,31 e o desvio padrão de 5,92 do parâmetro $\bar{B}$, apresentados na Fig. 59, foram definidos dois limites de confiança (linhas verticais tracejadas). A linha azul apresenta a média de $\bar{B}$ (obtido das pressões neutras medidas nos piezômetros) acrescida de duas vezes o desvio padrão das amostras os dados e permite afirmar (com 95% de certeza) que não há regiões na barragem com $\bar{B}$ superior à 23,15. Para essa faixa de variação das pressões neutras ($\bar{B}$ de 0 a 23%) e fixando-se o ângulo de atrito em 32° , tem-se Fator de Segurança (FS) variando de 1,8 a 1,35.

A linha tracejada vermelha é equivalente à linha azul, mas ao $\bar{B}$ médio foi acrescido o triplo do desvio padrão.

A definição dos níveis de segurança tem se tornado prática usual na operação de barragens de rejeitos, sendo comumente chamada de “Carta de suscetibilidade ao Risco”. Cumpre esclarecer que esse assunto não faz parte do escopo da presente dissertação.

4.2.1.2 Análises computacionais

As análises foram baseadas em cálculos para condições de equilíbrio limite, com programas de computador, utilizando-se o método de Spencer (software Slide, versão 5.044, desenvolvido pela empresa ROCSCIENCE). A metodologia foi discutida no item 3.3.2.2.

Demais disso, as análises foram subdivididas em dois grupos (situação pré-alteamento e situação proposta – alteamento para a cota 1.015m) e estão sucintamente apresentadas na Tabela 22 e são descritas nos itens 4.2.1.2.1 e 4.2.1.2.2.

Tabela 22 - Parâmetros de resistência adotados para o rejeito- Barragem Itatiaiuçu.

Análise	Figura	Situação	Aterro hidráulico da praia	Parâmetros de resistência	Pressão Neutra	FS
a	62	Atual (pré-alteamento)	Praia uniforme	Parâmetros de projeto (Tabela 27)	NA dos instrumentos instalados em cotas mais baixas	1,60
b	63				NA dos instrumentos instalados em cotas mais baixas	1,54
c	64				NA dos instrumentos instalados em cotas mais baixas	1,50
d	65		Praia segregada	Parâmetros revisados (Tabela 29)	NA dos instrumentos instalados em cotas mais elevadas	1,26
e	66				NA interpolado (malha de poropressões)	1,51
f	67				$\bar{B} = 11,8\%$	1,61
g	68	Proposta (pós alteamento)			NA interpolado (malha de poropressões)	1,50
h	69		$\bar{B} = 11,8\%$	1,54		

Fonte: Autoria própria.

4.2.1.2.1 Situação pré-alteamento

Visando validar o modelo e os parâmetros para análise do alteamento, realizou-se uma série de análises com base na geometria pré-alteamento, variando os parâmetros de resistência do rejeito no reservatório. Das várias análises feitas, algumas podem ser destacadas e estão apresentadas a seguir.

a. Geometria pré-alteamento e parâmetros utilizados pela projetista

A freática foi obtida dos PZs e MNAs instalados na seção principal e, nos locais onde houve divergência entre instrumentos, foi considerada a leitura daqueles instalados em cotas mais baixas (Figura 61).

Figura 61 - **Análise (a)** - Barragem Itatiaiuçu - Geometria pré-alteamento, praia não segregada, NA dos instrumentos instalados em cotas mais baixas e parâmetros utilizados pela projetista (ver tabela 21) - Os números 1a6na figura remetem à Tabela 21.

Fonte: Autoria própria.

Cabe ressaltar que os parâmetros de resistência foram obtidos de ensaios de laboratório, conforme anteriormente discutido. Pela experiência com rejeitos oriundos de processos similares, pressupõe-se que os parâmetros de resistência dos rejeitos estão superestimados, possivelmente em função da utilização de corpos de prova em compactidade relativa superior à de campo (grau de compactação de 100% da energia Proctor Normal).

b. Geometria pré-alteamento e parâmetros dos rejeitos revisados.

Em razão das observações feitas sobre os parâmetros de resistência do rejeito, a análise foi refeita revisando de 36° para 32° o ângulo de atrito do rejeito, sendo que os demais parâmetros foram mantidos. O resultado está apresentado na Figura 62 e indica que mesmo com a revisão do ângulo de atrito o fator de segurança ainda é satisfatório.

Figura 62 - **Análise (b)** -Barragem Itatiaiuçu - Geometria pré-alteamento, praia não segregada, NA dos instrumentos instalados em cotas mais baixas e parâmetros de resistência revisados.

Fonte: Autoria própria.

- c. Geometria pré-alteamento com parâmetros revisados para os rejeitos e considerando o efeito de segregação na praia.

O processo de segregação sedimentar constitui um fenômeno bastante comum na disposição hidráulica dos rejeitos, em virtude da interação de diferentes granulometrias e densidades dos grãos. As frações mais grosseiras e pesadas, usualmente com melhores características geotécnicas, tendem a se depositar próximas ao ponto de lançamento, gerando, assim, redução de resistência e permeabilidade nos materiais com o aumento da distância ao ponto de descarte. Visando considerar esse processo, a praia de rejeitos depositados foi subdividida, conforme a Tabela 23 abaixo, já o zoneamento vem apresentado na análise da Figura 63.

Tabela 23 - Parâmetros revisados de resistência adotados para os rejeitos depositados na Barragem Itatiaiuçu.

Material	c' (kPa)	ϕ' (°)
7. Rejeito mais grosso (contíguo ao ponto de lançamento)	0	32
8. Rejeito fino (distante do ponto de lançamento)	0	28
9. Rejeito muito fino (depositados de forma subaquática)	0	24

Fonte: Autoria própria.

Figura 63 - Análise (c) - Barragem Itatiaiuçu - Geometria pré-alteamento, praia segregada, NA dos instrumentos instalados em cotas mais baixas e parâmetros de resistência revisados. (Os números (7), (8) e (9) remetem à Tabela 23)

Fonte: Autoria própria.

O modelo da Figura 63 mostrou-se consistente, sendo que os parâmetros e a distribuição de materiais foram validados e utilizados para as demais análises. Já o FS obtido foi de 1,51.

Após a determinação dos parâmetros de resistência, foram realizados estudos adicionais, considerando duas diferentes hipóteses quanto ao nível piezométrico da barragem.

- d. Geometria pré-alteamento, parâmetros revisados para os rejeitos, segregação de rejeitos na praia e níveis piezométricos dos instrumentos instalados nas cotas mais elevadas.

Cabe destacar que, o modelo é conservador e conceitualmente limitado, pois ao desconsiderar os efeitos de fluxo na distribuição das pressões neutras na barragem, as tensões efetivas usadas no cálculo por equilíbrio limite resultam inferiores às reais (existentes em campo). Para essa análise (Figura 64), o Fator de Segurança obtido (1,26) é inferior ao mínimo exigido pela legislação brasileira e o alteamento seria desaconselhado.

Figura 64 - **Análise (d)** - Barragem Itatiaiuçu - Geometria pré-alteamento, praia segregada, NA dos instrumentos instalados em cotas mais elevadas e parâmetros de resistência revisados.

Fonte: Autoria própria.

- e. Geometria pré-alteamento, parâmetros revisados para os rejeitos, segregação de rejeitos na praia e considerando os efeitos do fluxo verticalizado, condicionado pelas fundações provavelmente permeáveis da barragem.

As tensões efetivas podem ser mais bem modeladas com o auxílio de uma malha de poropressões. A partir dos níveis piezométricos dos MNAs e PZs (item 3.5), as poropressões para todos os pontos do solo são calculadas por interpolação (Figura 65).

Figura 65 - Modelo considerando fluxo obtido por interpolação - Barragem Itatiaiuçu.

Fonte: Autoria própria.

Esse modelo é o conceitualmente mais adequado para a Barragem Itatiaiuçu e o Fator de Segurança obtido nessa análise (1,51) é satisfatório (Figura 66).

Figura 66 - **Análise (e)** -Barragem Itatiaiuçu - Geometria pré-alteamento, praia segregada, distribuição, pressões neutras obtidas pela interpolação das pressões medidas em todos os instrumentos e parâmetros de resistência revisados.

Fonte: Autoria própria.

- f. Geometria pré-alteamento, parâmetros revisados para os rejeitos, segregação de rejeitos na praia e usando o parâmetro $\bar{B}$ de Skempton para considerar a distribuição de pressões neutras.

Outra possibilidade de análises é a que usa o parâmetro $\bar{B}$ de Skempton para considerar a distribuição de pressões neutras. Nesse contexto, as tensões efetivas podem ser bem modeladas considerando-se que, nas análises, as pressões neutras são uma parcela da tensão total no ponto – Eq. (30). Ademais, a partir dos níveis piezométricos dos PZs e PEs, o parâmetro $\bar{B}$ médio dos rejeitos foi calculado em 11,8%, (Figura 65) e a estabilidade da barragem foi calculada (Figura 67).

Figura 67 - **Análise (f)** - Barragem Itatiaiuçu - Geometria pré-alteamento, praia segregada, parâmetros de pressão neutra $\bar{B} = 11,8\%$ e parâmetros de resistência revisados.

Fonte: Autoria própria.

4.2.1.2.2 Situação pós-alteamento.

Para confirmação da geometria pós-alteamento, foram feitas análises de estabilidade como segue.

- g. Geometria pós-alteamento, pressões neutras obtidas por interpolação dos valores das leituras de campo, parâmetros e modelo consolidados na análise da Figura 68.

Figura 68 - **Análise (g)** - Barragem Itatiaiuçu - Geometria pós-alteamento, praia segregada, distribuição, pressões neutras obtidas pela interpolação das pressões medidas em todos os instrumentos e parâmetros de resistência revisados.

Fonte: Autoria própria.

O Fator de Segurança obtido nessa análise é satisfatório, indicando que o alteamento da estrutura é viável.

- h. Geometria pós-alteamento, parâmetros revisados para os rejeitos, segregação de rejeitos na praia e usando o parâmetro $\bar{B}$ de Skempton para considerar a distribuição de pressões neutras (parâmetros e modelo consolidados na análise da Figura 69).

Figura 69 - **Análise (h)** - Barragem Itatiaiuçu - Geometria pós-alteamento, praia segregada, parâmetros de pressão neutra $\bar{B} = 11,8\%$ e parâmetros de resistência revisados.

Fonte: Autoria própria.

Novamente o Fator de Segurança obtido na análise foi satisfatório, indicando que o alteamento da estrutura é viável.

4.2.2 Avaliação da ruptura por liquefação

Os rejeitos de mineração dispostos em barragens na forma de polpa tendem a ser suscetíveis ao fenômeno de liquefação, pois apresentam relativa uniformidade granulométrica, baixa compacidade relativa e alto grau de saturação (item 2.8.1).

4.2.2.1 Liquefação dinâmica

Apesar desse assunto fugir do escopo do presente trabalho, são feitos a seguir alguns comentários não conclusivos quanto à segurança da barragem.

Fundamentada nos resultados dos ensaios de dissipação de pressões neutras dos CPTUs, mostrados na página 117, a conclusão apresentada no relatório TER-RT01 (2008), indicado na Tabela 12, explicita que: “Os ensaios indicam que a

possibilidade de liquefação deste rejeito é muito remota”. E mais, admitindo que a MSA localiza-se em uma região não sísmica, concluiu que a ruptura por liquefação dinâmica seria improvável.

Contudo é importante destacar que em caso de um terremoto de grande magnitude o comportamento do rejeito, eminentemente contrátil, já o torna suscetível a liquefazer-se, independentemente de a barragem ser alteada. Esse comportamento contrátil é observado na grande maioria das barragens de rejeitos, mas sem uma solicitação de um abalo sísmico as barragens permanecem seguras.

4.2.2.2 Liquefação estática

Com a metodologia e os ensaios apresentados nos itens anteriores (2.8.1.2.1 e 3.6.2) é possível avaliar a segurança da liquefação estática da Barragem do Itatiaiuçu.

4.2.2.2.1 Suscetibilidade à liquefação

Para o caso específico da Barragem do Itatiaiuçu, os 96 ensaios de dissipação (CPTU) realizados na praia de rejeitos (ver item 3.6.2.2.3) permitem avaliar o comportamento dos rejeitos depositados.

Durante a dissipação, 74 ensaios apresentaram redução das poropressões durante a dissipação, ou seja, 77% dos ensaios indicaram comportamento contrátil.

Dos ensaios de dissipação, pode-se observar que o comportamento do rejeito é eminentemente contrátil, mas as dissipações indicam valores de coeficiente de adensamento altos, da ordem de 300 m²/ano ($\sim 0,1 \text{ cm}^2/\text{s}$), ou superiores.

Tais resultados levam à conclusão de que os excessos das poropressões, devido ao alteamento no aterro, serão dissipados rapidamente, reduzindo consideravelmente a probabilidade de ruptura global por liquefação.

4.2.2.2.2 Análises de desencadeamento da liquefação

A análise de gatilho foi feita, em que pese os resultados do item 4.2.1.2.1 já indiquem pequena probabilidade de ocorrência de liquefação estática na Barragem do Itatiaiuçu.

A Figura 70 apresenta a seção principal da Barragem, analisada nesse estudo, sendo que a superfície de ruptura crítica foi calculada pelo método de Spencer, considerando uma superfície circular. Conforme a metodologia apresentada no item 2.8.1.2.1, a resistência do material suscetível à liquefação foi reduzida até a obtenção de Fator de Segurança igual a 1, ou seja, até que a resistência dos materiais não suscetíveis fosse totalmente mobilizada.

Figura 70 - Seção principal - análises de estabilidade - Barragem do Itatiaiuçu.

Fonte: Autoria própria.

O Fator de Segurança unitário foi alcançado atribuindo ângulo de atrito de $16,2^\circ$ para os rejeitos depositados.

A Tabela 24 apresenta o resultado da análise de gatilho, consoante metodologia apresentada no item 2.8.1.2.1, e evidencia que a barragem não é suscetível à liquefação.

O valor da relação de resistência não drenada (s_{upico}/σ'_{v0}) é igual a 0,29, ou seja, o menor valor obtido de ensaios triaxiais não drenados (CIU) realizados em amostras moldadas (Tabela 14) foi utilizado na análise.

Tabela 24 - Liquefação estática, análise de desencadeamento - Barragem Itatiaiuçu.

Lamela	σ_{vo} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	$s_{upico}/$ σ'_{vo}	s_{upico} (kPa)	τ (kPa)	$FS_{Gatilho}$	Gatilho
1 a 4							
5	588,0	518,6	0,29	150,4	117,1	1,28	não
6	567,0	500,1	0,29	145,0	126,9	1,14	não
7	640,5	564,9	0,29	163,8	140,6	1,17	não
8	661,5	583,4	0,29	169,2	149,6	1,13	não
9	722,4	637,2	0,29	184,8	162,3	1,14	não
10	632,1	557,5	0,29	161,7	155,7	1,04	não
11	619,5	546,4	0,29	158,5	142,5	1,11	não
12	480,9	424,2	0,29	123,0	122,9	1,00	não
13	390,6	344,5	0,29	99,9	92,1	1,08	não
14 e 15							

Fonte: Autoria própria.

Também foi feita a estimativa de resistência pela correlação proposta por Olson (2001). O valor 4,55 foi adotado para o N_{spt} (ver Tabela 14), já o valor de s_{upico}/σ'_{vo} , calculado pela equação (10), foi igual à $0,246 \pm 0,04$. Se considerado o desvio para mais, a razão de resistência não drenada poderia ser de até 0,286, ou seja, praticamente a mesma medida nos ensaios de laboratório, que são mais precisos. Como se viu acima, a barragem se mostrou segura nessa condição. Ademais, cabe enfatizar que a densidade relativa de 40 % é inferior à de campo. Logo, a condição de ensaio tende ser mais crítica que a real.

4.2.2.2.3 Análises da estabilidade pós-gatilho

Não foi necessário realizar análise de estabilidade por equilíbrio limite considerando a resistência ao cisalhamento liquefeito ($s_{uliq.}$), pois não houve nenhuma lamela que apresentasse $FS_{gatilho}$ inferior à unidade.

Na realidade, pelos resultados dos ensaios de laboratório e pelas investigações de campo disponíveis, e mais ainda pelo processo de alteamento da barragem, o fenômeno de liquefação pode ocorrer como mecanismo de ruptura da mesma. Não obstante, para que esse fenômeno ocorra, há necessidade de

concorrência de vários processos, que funcionariam como gatilhos para seu desencadeamento.

Assim sendo, a avaliação da possibilidade de ocorrência do fenômeno pode ser feita analisando os gatilhos potenciais para a liquefação estática, como se verá a seguir, considerando a mesma listagem apresentada na Tabela 25 do relatório técnico AR 013-09-E-BR-PT-11-001 (uma avaliação geotécnica da barragem, já referenciada na Tabela 12).

Tabela 25 - Gatilhos potenciais para liquefação estática.

Ruptura localizada não-drenada.
Elevação rápida do reservatório.
Vibrações por desmonte da cava (distância acima de 1 km) .
Vibrações de outras fontes devido proximidade com outras lavras.
Vazamentos ou piping no talude de jusante.
Erosão no pé (solapamento da base).
Taxa elevada de alteamento.
Deterioração da drenagem interna por colmatagem ou insuficiência de vazão com aumento de carga hidráulica.
Movimentação da fundação ou ombreiras
Precipitações intensas (aproximadamente 100mm/h ou acima).
Saturação total da faixa frontal do rejeito acima do nível de água.

Fonte: AR 013-09-E-BR-PT-11-001* (2009).

(*) A relação de documentos técnicos as apresenta na Tabela 12.

4.2.2.2.4 Ruptura localizada não drenada:

Como os rejeitos têm característica granular, o seu comportamento é mais atritivo que coesivo. Pelo levantamento topográfico de que se dispõe, os ângulos individuais dos taludes mostram inclinação média de 1V:2H, ou seja, de 26°. Os ângulos de atrito desses rejeitos, em geral, variam entre 30° e 35°. Sendo assim, com essa geometria e resistência, mesmo em condições saturadas, o coeficiente de segurança foi superior à unidade, ou seja, não é uma hipótese provável.

Confirma essa conclusão, o fato de não se ter, até o presente momento, observado qualquer escorregamento ou trincas na barragem, seja em talude individual, seja no talude global.

4.2.2.2.4.1 Elevação rápida do nível do reservatório:

Essa hipótese não é provável, tendo em vista que o sistema extravasor foi dimensionado para a cheia decamilenar, resultando em elevação do NA do reservatório em até 1 m. Por outro lado, como a torre extravasora é operada com *stop-logs*, as elevações do NA operacionais são sempre de cerca de 0,25m, que é a altura de cada *stop-log*.

Pelo histórico da piezometria da barragem, a elevação do reservatório não tem gerado aumento relevante dos níveis dos MNAs e dos PZs. Outro fato importante é que o coeficiente de adensamento, da ordem de 300 m²/ano (~0,1 cm²/s), não permite a geração de excesso de poropressão significativo durante o alteamento, como confirmam os PZs elétricos instalados na praia.

4.2.2.2.4.2 Vibrações por desmonte na cava:

Essa hipótese é improvável em razão de sua distância em relação à barragem (mais que 1 km) e, portanto, a vibração transmitida seria desprezível.

4.2.2.2.4.3 Vazamentos ou *piping* no talude de jusante:

Esse processo de instabilização foi analisado em campo, concluindo-se também que sua ocorrência é improvável.

4.2.2.2.4.4 Erosão no pé (solapamento):

A barragem é servida por eficiente sistema de drenagem superficial, com canaletas de concreto, que deságuam em outras canaletas periféricas, restituindo as vazões de águas coletadas para o terreno natural. Dessa maneira, é improvável que possa ocorrer erosão no pé dos taludes.

4.2.2.2.4.5 Taxa elevada de alteamento:

A taxa de alteamento da barragem vem se mantendo a razão de 6 m/ano. Além de os ensaios SCPTU terem mostrado elevada capacidade de dissipação de poropressões, os piezômetros elétricos instalados e em operação na barragem não

acusam qualquer resposta aos alteamentos que têm sido executados, confirmando os resultados dos ensaios.

Diante disso, mantida a taxa de alteamento, os resultados de ensaios e a instrumentação instalada mostram que esse não será gatilho para o fenômeno de liquefação.

4.2.2.2.4.6 Deterioração da drenagem interna

O sistema de drenagem interna é composto por pequenos tapetes de areia instalados sob os diques de todos os alteamento e um grande tapete drenante instalado na cota 970.

Aparentemente, não há razão para a deterioração da drenagem. Não obstante, se vier a ocorrer, com a instrumentação instalada, na forma de piezômetros/MNAs, medidores de vazão e inspeções rotineiras, semanais, o processo será detectado imediatamente, permitindo que sejam adotadas medidas para seu equacionamento, com drenagem sub-horizontal, por exemplo, ou poços de rebaixamento.

4.2.2.2.4.7 Movimentação da fundação ou ombreiras:

Esse mecanismo de ruptura também já foi avaliado em campo e se concluiu como improvável. Porque, após quase 30 anos de operação, não foram observados recalques diferenciais, trincas, abatimentos ou qualquer outro indicio de movimentação das fundações da barragem.

4.2.2.2.4.8 Precipitações intensas:

A barragem já experimentou, ao longo dos quase 25 anos de operação, chuvas com intensidades elevadas, mas não acusou qualquer problema de comportamento instável. Por outro lado, ao se observar os gráficos de medições dos piezômetros e MNAs, não se identifica elevação significativa dos níveis piezométricos em função das chuvas. Pelos gráficos, constata-se que, em geral, há resposta débil dos instrumentos ao período chuvoso, com oscilações de 1 a 2 m, e ainda com certo atraso. Considerando-se a altura da barragem, essa elevação praticamente não tem significado, do ponto de vista de instabilização.

4.2.2.2.4.9 Saturação da faixa frontal do rejeito acima do nível d'água:

Nas inspeções realizadas em campo foi observada a existência de surgências de água nos taludes da barragem, mas os instrumentos indicavam NAs mais baixos, nessas mesmas áreas.

Em função disso foram tomadas ações no campo para desobstruir as saídas dos drenos que estão instalados sob todos os diques de alteamento e sob o tapete drenante da cota 970, que estavam recobertas com solo erodido dos taludes, impedindo o livre fluxo de água e, com isso, saturando parcialmente os taludes. É importante registrar que os pontos de surgência estão sempre associados às bermas, onde estão os pontos de saída dos drenos. Desse modo, o problema das surgências já foi corrigido.

Assim sendo, observa-se que, ainda que o fenômeno de liquefação seja possível na barragem de rejeitos, a sua ocorrência é improvável, pelos motivos expostos, e o foco da gestão de segurança da barragem é preponderantemente direcionado ao controle desses gatilhos, que podem ser os iniciadores do processo.

5 CONCLUSÕES

5.1 PREÂMBULO

Esta dissertação apresentou um estudo sobre barragens de disposição de rejeitos de mineração com destaque para estruturas construídas e alteadas com os próprios rejeitos no denominado Quadrilátero Ferrífero (QF), uma das mais importantes províncias produtoras de minérios do mundo, localizada no estado Minas Gerais, Brasil.

A região do QF foi pioneira nas atividades industriais de extração de minério de ferro no Brasil e suas áreas mais propícias à disposição de rejeitos foram ocupadas ao longo de muitos anos de operação. Já as regiões remanescentes sofrem muitas restrições ambientais, espaciais e topográficas, o que dificulta enormemente a disposição de rejeitos.

Nesse contexto, as barragens de rejeito executadas com a técnica de aterro hidráulico e com a utilização de rejeitos como material constitutivo do barramento, têm sido largamente empregadas na região. A razão para tal é à viabilização do aproveitamento de vales íngremes e encaixados (característicos do QF) e a existência de vantagens econômicas, construtivas e ambientais.

Conforme discutido na revisão bibliográfica e exemplificado no estudo de caso da barragem de rejeitos da MSA, o comportamento geotécnico das barragens de contenção de rejeitos pode variar em relação às estruturas tradicionais (barragens de solo ou de enrocamento). No estudo, é possível perceber que contrastando com a simplicidade da metodologia construtiva, a dinâmica de gênese dos depósitos formados pela disposição hidráulica dos rejeitos é complexa. Barragens construídas em regiões em que a permeabilidade da fundação é alta, relativamente à dos rejeitos acondicionados, podem apresentar características de fluxo peculiares e ao se desprezar fenômenos como esse, a análise de estabilidade pode conduzir a resultados equivocados.

O grande banco de dados de ensaios de campo e de laboratório (obtido na operação da barragem por décadas) foi analisado e os dados confrontados entre si. Essa validação permitiu compreender que os comportamentos dos rejeitos e dos solos podem diferir. As correlações empíricas convencionais para solos, podem não representar adequadamente o comportamento dos rejeitos. Exemplos na Barragem

Itatiaiuçu são a estratigrafia e a densidade relativa obtidas nos ensaios de CPTU, onde as correlações propostas por Robertson e Campanella (Fig. 22) divergem consideravelmente da realidade observada em campo.

Ademais, a revisão bibliográfica associada ao banco de dados de barragens de rejeitos de minério de ferro da VALE no QF permitiu compreender que as características do minério beneficiado, o processo de beneficiamento, a forma de disposição, a granulometria dos rejeitos, a segregação hidráulica e a permeabilidade das fundações, constituem fatores que influenciam fortemente o comportamento dos depósitos de rejeitos.

Adicionalmente, foi desenvolvida uma análise pormenorizada do histórico de monitoramento e auscultação da barragem. A instrumentação instalada na Barragem Itatiaiuçu apresenta comportamento pouco comum, uma vez que as leituras apresentam divergência sobre a posição da freática entre instrumentos próximos, porém instalados em cotas distintas. Outro ponto importante é que a maioria dos instrumentos é insensível à elevação do nível de água no reservatório da barragem. Para verificar o funcionamento dos instrumentos e melhor compreender a distribuição das pressões neutras na barragem, foram feitas campanhas complementares de instalação de instrumentos (PZs, PZEs e MNAs). Os novos instrumentos mantiveram o padrão supracitado. Finalmente, visando dirimir as dúvidas remanescentes, as pressões neutras indicadas ao término dos ensaios de dissipação realizados em 8 sondagens tipo CPTU (totalizando 72 pontos ensaiados) foram confrontadas com as pressões indicadas no monitoramento. Concluiu-se dessa análise que a instrumentação está funcionando adequadamente e reflete um comportamento particular da Barragem.

Ficou claro na pesquisa que para a correta análise de estruturas geotécnicas construídas com rejeitos é demandado um sistema de monitoramento robusto, situação pouco comum nas barragens de rejeitos brasileiras. A instrumentação proposta por Martin (2004), ver Fig. 19, pode ser indicada como a mínima necessária para esse tipo de estrutura.

Um objetivo do presente trabalho foi avaliar a condição de segurança da barragem de rejeitos Itatiaiuçu da Mineração Serra Azul S.A. (MSA) e verificar se o alteamento da barragem poderia colocá-la em perigo. A demanda de alteamento em voga se justificava no fato de que a descontinuação das atividades geraria relevantes impactos socioeconômicos e ambientais. Os empregos diretos e indiretos, a

arrecadação de impostos do município e as expectativas econômicas da companhia estariam comprometidos, se não fosse encontrada uma solução de engenharia adequada.

Concluiu-se, com base na metodologia aplicada, na hipótese de haver um fluxo descendente e nos dados em disponibilidade, que a barragem de rejeitos Itatiaiuçu se apresenta estável, com Fator de Segurança acima do mínimo exigido por lei (Política Nacional de Segurança de Barragens - Lei Federal 12.334 de setembro de 2010), e que o alteamento não coloca a barragem em perigo. Entretanto, para manutenção dessas condições será necessário um controle sistemático e rigoroso do método construtivo e uma reavaliação da segurança quanto à sismicidade da região.

5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com fundamentação em uma extensa base de dados de ensaios de campo, ensaios de laboratório, monitoramento e auscultação da Barragem, conclui-se, através da análise dos resultados apresentados, que:

- ✓ Sendo válida a hipótese de fluxo descendente a condição de segurança da barragem de rejeitos é satisfatória;
- ✓ O alteamento para a cota 1.015 m, adotando-se as medidas corretas (gestão adequada da água no reservatório, continuo monitoramento e interpretação dos dados da instrumentação da barragem, execução das obras conforme especificação técnica, etc.), pode ser conduzido sem alterar as condições atuais de segurança;
- ✓ No que concerne aos mecanismos de cisalhamento, constatou-se que a condição é segura, como concluído através das análises de estabilidade, estando acima do nível mínimo de segurança exigido por lei (Política Nacional de Segurança de Barragens - Lei Federal 12.334 de setembro de 2010);
- ✓ Quanto à liquefação, a julgar pelas conclusões do relatório TER-RT01 (tabela 12) a possibilidade de ruptura por liquefação é muito remota com o controle adequado dos possíveis gatilhos. Com o alteamento da barragem a questão merece ser reavaliada quanto à sismicidade da região.

- ✓ As diversas campanhas de investigação, caracterização e instrumentação da barragem geraram um banco de dados muito completo sobre o comportamento da estrutura.
- ✓ Ao se incorporar a real distribuição de pressões neutras, medida na barragem do Itatiaiuçu, conclui-se que o Fator de Segurança da barragem é cerca de 20% maior do que o obtido em cálculos simplificados, que desconsideram o regime de fluxo descendente, admitido, por hipótese, na barragem.

Finalmente, cabe salientar que barragens de rejeitos são estruturas complexas que demandam um sistema de monitoramento robusto, situação presente na barragem estudada, mas infelizmente pouco comum nas barragens de rejeitos brasileiras. A garantia da estabilidade depende do acompanhamento, manutenção e monitoramento da barragem ao longo do tempo. Os dados das observações de campo devem sempre ser analisados e interpretados por profissional experiente e habilitado para que possíveis medidas corretivas e/ou preventivas sejam tomadas no tempo correto.

5.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o objetivo de continuar as pesquisas nesta mesma linha envolvendo a avaliação do comportamento geotécnico de barragem de rejeito, os seguintes tópicos são sugeridos para futuros trabalhos:

- ✓ Instrumentar barragens de rejeitos em seções de monitoramento com piezômetros multiníveis e fazer análises crítico-comparativas dos resultados da instrumentação e de simulação numérica de fluxo;
- ✓ Instrumentar barragens de rejeitos em seções de monitoramento com medidores de recalques, inclinômetros e fazer análises crítico-comparativas dos resultados da instrumentação e de simulação numérica de tensão deformação;
- ✓ Desenvolver e validar um programa de instrumentação capaz de monitorar a real distribuição de tensões em barragens construídas e alteadas com rejeitos;
- ✓ Propor ábacos de identificação do comportamento típico, similar ao proposto por Robertson (figura 22), mas particularizado para rejeitos de mineração. Esse

trabalho demandaria a caracterização de vários depósitos brasileiros de rejeitos com ensaios de campo (CPTU, SPT, VANE TEST, infiltração, etc.) e de laboratório.

- ✓ Avaliar a segurança da barragem de rejeitos Itatiaiuçu quanto à sismicidade da região onde se encontra implantada.

REFERÊNCIAS

- ABRAMSON, L. W.; LEE, T. S.; SHARMA, S.; BOYCE, G. M. **Slope Stability and Stabilization Methods**. 2nded. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2002. 712 p.
- ALKIMIN, F. F.; MARSHAK, S. Transamazonian orogeny in the southern São Francisco craton region, Minas Gerais, Brazil: Evidence for a paleo proterozoic collision and collapse in Quadrilátero Ferrífero. **Precambrian Research**, v. 90, n. 1, p. 29-58, 1998.
- BALLARD J.C.; VANDEN BERGHE J.F. **Risks of Tailings Dams Failure**. Bundesanstalt für Wasserbau, Germany: Vogt, Schuppener, Straub & Bräu (eds), 2001. P. 209 – 216.
- BARBOSA, A. L. M. **Contribuições recentes à geologia do Quadrilátero Ferrífero**. Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 68p, 1968.
- BISHOP, A.W. Progressive Failure - With Special Reference to the Mechanism Causing it. In: **Proceedings of the geotechnical conference, Oslo**. 1967. p. 142-150.
- BUTTON, R. **Transvaal and hamersley basins - Review of basin development and mineral deposits**: minerals science and engineering. Johannesburg: University of the Witwatersrand, Economic Geology Research Unit, 1976. v. 8. 262-293 p.
- CANADIAN CENTRE FOR MINERAL AND ENERGY TECHNOLOGY (CANMET). **Pit Slope Manual** - Chapter 9: Waste Embankments. Ottawa, Canada: 1977.137 p.
- CARRASCO GUTIÉRREZ, J.L. **Monitoramento da instrumentação da Barragem de Corumbá I por redes neurais e modelos de Box & Jenkins**. 2003. Tese (Doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro: 2003.
- CARRIER, W.D. **Stability of tailings dams**. XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, Italy, November: 1991.
- CASAGRANDE, A. **The determination of the pre-consolidation load and its practical significance**. In: Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering. 1936. p. 60-64.
- CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, materiais de Construção, Projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996. 648 p.
- CRUZ, P. T. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Escola Politécnica, U.S.P., 1967. 83 p.
- DARCY, H. **Recherches expérimentales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux**. Paris: Acad. Des Sci. de l'Inst. Imp. de France, 1857. v. 15. 14 – 401 p.

DELPHI PROJETOS E GESTÃO LTDA. **Duplicação do transportador de correia de longa distância (TCLD) e ampliação do pátio de produtos.** Belo Horizonte: Delphi Projetos e Gestão LTDA, 2009. v. 1.

DORR, John Van Nostrand; DE MIRANDA BARBOSA, Aluizio Licinio. **Geology and ore deposits of the Itabira district**, Minas Gerais, Brazil. US Government Printing Office, 1963.

DUPAS, F. A. **Características de percolação em barragens de rejeitos.** 1993. 130 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1993.

ECKERSLEY, D. Instrumented laboratory flowslides. **Geotechnique**, 40, 3, 489-502, 1990.

EPA - U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Design and Evaluation of Tailings Dams.** Washington, DC: 1994. 59 p.

FERGUSON, K. A.; HUTCHINSON, I. P. G.; AND SCHIFFMAN, R. L. Water Balance Approaches to Prediction of Seepage from Mine Tailings Impoundments. In: Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. ASCE, 1985. p. 263-285.

FUSARO, T.C. **Estabelecimento estatístico de valores de controle para a instrumentação de barragens de terra:** Estudo de caso das barragens de Emborcação e Piau. 2007. 309 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

GARRELS, R. M. A model for the deposition of microbanded Precambrian iron-formations. **American Journal of Science**, 2, 1987, v. 287, p. 81-106.

HATANAKA, Munenori; UCHIDA, Akihiko. **Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils.** Soils and Foundations, v. 36, n. 4, p. 1-10, 1996.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 1:** Soil Classification and Compaction Tests. London: Pentech Press, 1980. v. 1.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 2:** Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests. London: Pentech Press, 1982. v. 2.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 3:** Effective Stress Tests. London: Pentech Press, 1986. v. 3.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. **Analysis of the piezocone in clay.** In: Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando. 1988. p. 777-783.

ICOLD. **Monitoring of Tailings Dams - Review and Recommendations.** International Commission on Large Dams (ICOLD). [Bulletin No. 104]. 1996.

ICOLD. **Tailings Dams and Environment - Review and Recommendations.** International Commission on Large Dams (ICOLD). [Bulletin No. 103]. 1996.

ICOLD; UNEP. **A Guide to Tailings Dams and Impoundments: design, construction, use and rehabilitation.** International Commission on Large Dams (ICOLD). [Bulletin No. 106]. 1996.

ISHIHARA, K.; TSUKAMOTO, Y.; SHIBAYAMA, T. **Evaluation of slope stability against flow in saturated sand deposits, Jubilee volume of Terzaghi.** 2000.

IWASAKI, T. et al. **Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods.** In: Proceedings of the 3rd international conference on microzonation, Seattle. 1982. p. 1319-1330.

IWASAKI, T. **Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 5, n. 1, p. 2-68, 1986.

JAMIOLKOWSKI, M. et al. **"New developments in field and laboratory testing of soils,"** State of the Art Report. In: Proc. 11th Int. Conf. on SMFE. 1985. p. 57-153.

LADE, P.V.; YAMAMURO, J.A. **Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands.** Canadian Geotechnical Journal, v. 34, n. 6, p. 918-928, 1997.

LAMBE, T.W. Soil testing for engineers. **Soil Science**, 5, v. 72, 1951, p. 406.

LOPES, M. C. O. **Disposição hidráulica de rejeitos arenosos e influência nos parâmetros de resistência.** 2000. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

LUZ, A.B.; SAMPAIO, J.A.; FRANÇA, S.C.A. **Tratamento de minérios.** 2010.

MARTIN, T. E. **Characterization of pore pressure conditions in upstream tailings dams.** Burnaby: AGRA Earth & Environmental Limited, 2004. V. 99. P. 303-313.

MARTIN, T.E.; MCROBERTS, E.C. **Some considerations it the stability analysis of upstream tailings dams.** Proceedings, Tailings and Mine Waste. Fort Collins, Colorado: 1999. 287-302 p.

MASSAD, F. **Obras de Terra: curso básico de geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2003. v. 1. 170 p.

MAYNE, P.W. **Cone penetration testing.** Vol. 368. Transportation Research Board, 2007.

MEDINA, C.L. et al. **Fisiologia dos citros.** In: MATTOS JÚNIOR, D.; NEGRI, J.D.; Pio, R.M.; POMPEU JÚNIOR, J. Instituto Agrônômico. Fundag. Campinas: 2005. 148-195 p.

MENDES, M B. **Comportamento geotécnico de uma barragem de rejeito de minério de ferro alteada para montante.** 2008. 189 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

NIEBLE, C. M. **Disposição de rejeitos em minas subterrâneas.** In: SIMPÓSIO BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS E DE MINERAÇÃO, 1987, Rio de Janeiro, v. 1. p. 365-378.

OLSON, S.M. **Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance**. 2001. 546 p. Thesis (Ph.D.), University of Illinois at Urbana, Champaign, Urbana, 2001.

PEREIRA, E.L **Estudo do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro sob Carregamento Estático**. 2005. 185 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 2005.

PINTO, C. S. **Influência da Granulometria das Areias na Capacidade de Carga Investigada por Meio de Modelos**. 1966. Tese de Doutorado - EPUSP. Publicação nº 823 de 1969do IPT.

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

POULOS, S.J., CASTRO, G.; FRANCE, J.W. **Liquefaction evaluation procedure**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1985. Vol. 111, n. 6, p. 772-792.

RIBEIRO, L. F. M. **Simulação Física do Processo de Formação de Aterros Hidráulicos aplicados à Barragem de Rejeitos**.2000. 235 p. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

RITCEY, G.M. **Tailings Management: Problems and Solutions in the Mining Industry**. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier Science Publishers, B.U., 1989.

ROBERTSON P. K. **Guide to CPT Testing**. Gregg Drilling & Testing, Inc. 5th ed. California: 2007. 107 p.

ROBERTSON P. K., WRIDE C. E. **Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT, Proc NCEER: Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils**, Technical Report NCEER-97-0022. State University of New York, Buffalo, NY, 1997. p. 41-87.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. **Guidelines for Geotechnical Design using CPT and CPTU, Soil Mechanics Series**. Nº. 120.Civil Engineering Department, University of British Columbia. Canada: Vancouver, B.C., 1989.

RocScience. SLIDE 5.0 Tutorials (2003). www.rocscience.com - Rocscience Inc.

SALGADO, A.A.R.; BRAUCHER, R.; VARAJÃO, C.A.C.; COLIN, F.; VARAJÃO, A.F.D.; NALINI J.H.A. **Relief evolution of the Quadrilátero Ferrífero (Minas Gerais, Brazil)**. Stuttgart, Germany: 2008. Zeitschriftgeomorphol, 52, 317-323 p.

SCHMERTMANN, J.H. **GUIDELINES FOR CONE PENETRATION TEST.(PERFORMANCE AND DESIGN)**. 1978.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SEED, H. Bolton; IDRIS, Izzat M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 97, n. 9, p. 1249-1273, 1971.

SETE SOLUÇÕES E TECNOLOGIA AMBIENTAL LTDA. **Estudo de impacto ambiental (EIA) – Desenvolvimento do complexo Vargem Grande**. Minerações Brasileiras Reunidas S.A. Belo Horizonte: SETE Soluções e Tecnologia Ambiental LTDA, 2012. Vol. 1, 1173 p.

SILVA, A. B. et al. **Estudos geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos e geoambientais integrados no município de Belo Horizonte**. Belo Horizonte: UFMG, 1995. 450 p.

SILVA, A.M.; KUYUMJIAN, R.M.; AND CHEMALE JR.F. Rochas básicas do Quadrilátero Ferrífero e Espinhaço Meridional: estudos preliminares. **REM - Revista da Escola de Minas**, Ouro Preto, 45, 60-62, 1992.

SILVA, J.P.S. et al. **Geotechnical parameters of iron ore tailings from the Quadrilátero Ferrífero after different treatments and ore processing**. INTERNATIONAL SEMINAR ON PASTE AND THICKENED TAILINGS, 16th, 2013, Belo Horizonte, Brazil. Australian Centre for Geomechanics, Perth: 2013.

SILVEIRA, J.F.A. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. **Géotechnique**, 36, 3, 425 – 437, 1986.

SKEMPTON, A.W. The pore pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, 4, 4, 143-147, 1954.

SLADEN, J.A.; D'HOLLANDER, R.D.; KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. **Canadian Geotechnical Journal**, 22, 4, Canada, 1985. Vol. 22, p. 564-578.

SPENCER, E. **A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces**. **Géotechnique**, 1967. Vol. 17, p. II-26.

STAUFFER, P.A.; OBERMEYER, J.R. **Pore water pressure conditions in tailings dams. Hydraulic Fill Structures**. Colorado: ASCE Spec. Publication, 1988. No. 21, p. 924-939.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, NS de. **Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações, teoria e prática**. São Paulo, PINI. Cap, v. 7, p. 227-264, 1996.

TERZAGHI, Karl. **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage**. 1925.

TRENDALL, A. F. **Varve cycles in the Weeli Wolli Formation of the Precambrian Hamersley Group**. Western Australia: Econ. Geol., 1973.vol. 68 (7). p. 1089 – 1097.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Instrumentation of embankment dams and levees**: engineering manual. Washington, DC: US Army Corps of

VAN ZYL, DIRK JA, & STEVEN G. VICK. **Hydraulic Fill Structures**. ASCE, 1988.

VEIGA, A.Q.N.; QUINTA-FERREIRA, Mário Oliveira. **Caracterização geotécnica das margas da Dagorda do diapiro Parceiros - Leiria**. VIII CNG 2010, v. 9, 2010.

VERDUGO, R., ISHIHARA, K. & TOWHATA, I. (1991). **Steady state line as a reference state**. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng, .9. 1991, Viña del Mar, Chile. Proceedings Viña del Mar, 151, v.3, p1171-1184.

VICK, S.G. **Planning, design and analysis of tailings dams**. 2nd ed. Canada: Bitech Publishers Ltd, 1990.

YAMAMURO, J.A. & LADE, P.V. **Static liquefaction of very loose sands**. Canadian Geotechnical Journal, v. 34, p. 905-917, 1997.

YEGIAN, Mishac K.; WHITMAN, Robert V. **Risk analysis for ground failure by liquefaction**. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 104, n. 7, p. 921-938, 1978.

YOUD, T.L. et al. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF: Workshops on evaluation resistance of soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, October, 2001. v. 127, n. 10, p. 817-833.