

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA
AVALIAÇÃO DO EFEITO DE RUPTURAS DE
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS**

Vinícius Queiroga Fortes Ribeiro

Belo Horizonte
2015

Vinicius Queiroga Fortes Ribeiro

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA
AVALIAÇÃO DO EFEITO DE RUPTURAS DE
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Lúcio Flávio de Souza Villar

Coorientador: Gustavo Ferreira Simões

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG
2015

R484p	<p>Ribeiro, Vinícius Queiroga Fortes. Proposta de metodologia para avaliação do efeito de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos [manuscrito] / Vinícius Queiroga Fortes Ribeiro. - 2015. xxiv, 267 f., enc.: il.</p> <p>Orientador: Lúcio Flávio de Souza Villar. Coorientador: Gustavo Ferreira Simões.</p> <p>Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Apêndices: f. 199-267.</p> <p>Bibliografia: f. 186-198.</p> <p>1. Mecânica do solo - Teses. 2. Barragens e açudes - Teses. 3. Resíduos - Teses. 4. Minérios de ferro - Teses. 5. Reologia - Teses. 6. Reômetros - Teses. I. Villar, Lúcio Flávio de Souza. II. Simões, Gustavo Ferreira. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624.13(043)</p>
-------	--




FOLHA DE APROVAÇÃO

Proposta de Metodologia de Avaliação do Efeito de Rupturas de Estruturas de Contenção de Rejeitos

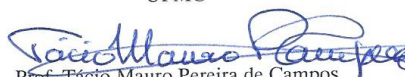
VINÍCIUS QUEIROGA FORTES RIBEIRO

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 03 de julho de 2015, pela banca constituída pelos membros:


Prof. Lúcio Flávio de Sousa Villar - Orientador
UFMG


Prof. Gustavo Ferreira Simões
UFMG


Prof. Tácio Mauro Pereira de Campos
PUC-Rio


Prof. Aloysio Portugal Saliba
TEC3/CBDB

Belo Horizonte, 3 de julho de 2015.

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento de um trabalho acadêmico normalmente requer dedicação, mas também o envolvimento de muitas pessoas que à sua maneira contribuem para a superação dos percalços encontrados no caminho. Este trabalho não é diferente e, por isso, gostaria registrar o meu profundo agradecimento às pessoas que diretamente me ajudaram na conclusão desta etapa.

Primeiramente agradeço ao meu pai, pois, sem a educação que tive, jamais conseguiria chegar até aqui.

Agradeço ao Eng. Aloysio Saliba pelos ensinamentos, estimada ajuda e encorajamento na escolha do tema.

Agradeço ao professor Martinez e ao Projeto: FAPEMIG TEC APQ 03110-11 - “Estudos Da Eficiência Das Barreiras Físicas Na Retenção De Sedimentos e Proteção Das Tomadas D’água De PCHS”, pela ajuda no desenvolvimento do equipamento viscosímetro, sem ela eu jamais teria conseguido torná-lo realidade.

Agradeço ao colega Luiz Moura, pela ajuda no desenvolvimento dos ensaios com tanta dedicação e competência.

Agradeço a Katia Barcelos pela parceria nos ensaios realizados.

Agradeço ao professor Gustavo Simões, por ter me apresentado com tanta competência à mecânica dos solos, sendo responsável pelo meu interesse profissional nesta área do conhecimento.

Agradeço ao professor Lúcio Villar, pela amizade, pelas conversas, pela orientação, e por sempre ter acreditado no meu trabalho.

Agradeço ao professor Antônio Ananias, pelos tantos ensinamentos incentivos e ajudas durante todos esses anos.

Agradeço aos meus amigos Pedro, Luis e Gustavo, os que sempre estiveram por perto, em todos os momentos da minha vida, sempre com palavras de incentivo e umas cervejas, claro!

Em especial agradeço a Cissa, pela paciência em todos os momentos em que me dediquei a este trabalho, pelas inestimáveis ajudas e, principalmente, pelo amor, que me ajudou a superar as dificuldades e tornar mais leve essa missão. Sem você eu não teria conseguido!

“All we learn from history is that we do not learn from history.”

Winston Churchill

RESUMO

Os estudos de rupturas hipotéticas de barragens têm sido foco de inúmeras pesquisas nas últimas décadas. Para barragens de contenção de água, embora não haja consenso metodológico, o conhecimento mais seguro do comportamento físico da água e das condições de contorno do problema garantiu a construção de modelos que simulam com certa acurácia o desenvolvimento do fenômeno. Para barragens de rejeitos o estudo das rupturas se torna mais complexo, uma vez que a saída do material do reservatório envolve fenômenos de ruptura geotécnica e fluxo hiperconcentrado dos rejeitos liquefeitos.

Este trabalho apresenta o desenvolvimento de uma proposta de metodologia para a avaliação do fenômeno de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos. O trabalho realizado procurou incorporar na metodologia aspectos geotécnicos de sedimentação e adensamento dos rejeitos, de forma a subsidiar a previsão do estado dos materiais depositados no reservatório e de sua resistência ao cisalhamento. A partir do conhecimento das características geotécnicas dos materiais depositados a metodologia proposta avaliou o desenvolvimento da ruptura no reservatório, de modo a permitir a previsão da geomorfologia da ruptura e volume de rejeitos rompido. Procurou-se criar ferramentas para a avaliação das características de fluxo dos rejeitos a partir do conhecimento das condições de operação da estrutura e das propriedades geotécnicas e reológicas dos materiais rompidos. Os resultados mostraram que a metodologia proposta tem condições de prever o volume de ruptura de maneira mais precisa em comparação às metodologias disponíveis.

Para a avaliação dinâmica do fenômeno de ruptura foi utilizada a ferramenta DAN-W, uma vez que esta permite a incorporação dos aspectos geométricos da ruptura e características reológicas não-Newtonianas do fluxo de rejeitos. Para viabilizar a implementação da metodologia proposta foram avaliadas, em laboratório, várias técnicas de determinação de propriedades reológicas dos rejeitos. Neste sentido foi construído um equipamento viscosímetro coaxial de palhetas de modo a permitir medição das propriedades reológicas dos rejeitos com um equipamento de baixo custo. Os resultados mostraram que o equipamento construído apresentou maior sensibilidade na medição de parâmetros reológicos para a polpa de rejeitos com baixas concentrações, quando estes foram comparados com os resultados dos ensaios de slump, mini-vane e flume.

ABSTRACT

Hypothetical Dam Breaks have been the focus of numerous studies in recent decades. For water containment dams, although there is no methodological consensus, a sound knowledge about the physical behavior of water and about the boundary conditions ensured the construction of models that simulate the development of the phenomenon with some accuracy. For tailings dams, the study of failures becomes more complex since the reservoir outflow is also a geotechnical material, and its flow characteristics depend on the proper description of rupture phenomenon and on hyperconcentrated properties of liquefied tailings.

This thesis presents the development of a proposed methodology for evaluating the phenomenon of ruptures of tailings storage facilities. The work sought to incorporate geotechnical aspects of settling and consolidation of tailings material in the methodology, in order to support the prediction of the state of the deposited materials in the reservoir and its shear strength. From the knowledge of the geotechnical characteristics of the deposited materials, the proposed methodology evaluates the development of the rupture in the reservoir so as to permit the prediction of the geomorphology of the failure and the volume of the failed tailings. Sought to create tools for the evaluation of the tailings flow characteristics from the knowledge of the operating conditions of the structure, geotechnical and rheological properties of the outflow volume material. The results show that the proposed methodology is able to predict the volume of rupture more accurately when compared to the available methodologies.

The dynamic evaluation of the failure phenomenon was simulated using DAN-W software, since this allows the incorporation of geometric aspects of failure and non-Newtonian rheological characteristics of tailings flow. A set of techniques to determine tailings rheological properties was tested on laboratory. In this sense, a vaned coaxial viscometer was constructed to allow measurement of the rheological properties of the tailings with a low cost. The results showed that the equipment built presented great sensitivity in the measurement of rheological parameters for the pulp tailings with low concentrations.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xix
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	xxi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos.....	2
1.1.1 Objetivo geral.....	2
1.1.2 Objetivos específicos.....	3
1.2 Estrutura Geral da Dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 A produção mineral no Brasil.....	5
2.2 Processamento Mineral.....	5
2.3 Disposição de Rejeitos.....	9
2.3.1 Disposição quanto à concentração.	13
2.3.2 Disposição quanto à estrutura.	25
2.4 A mecânica dos rejeitos.....	34
2.4.1 Sedimentação, adensamento e ressecamento dos rejeitos.....	35
2.4.2 Liquefação dos rejeitos.....	40
2.4.3 Reologia	52
2.5 Rupturas de estruturas de contenção de rejeitos.....	68
2.5.1 Aspectos conceituais do problema	70
2.5.2 O fenômeno da ruptura de barragens de rejeitos.....	84
2.5.3 A mecânica do fluxo dos rejeitos.	96
2.5.4 Principais métodos de análise do fluxo.....	98

3	METODOLOGIA DE PESQUISA.....	119
3.1	PROPOSTA DE METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE RUPTURAS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS.....	122
3.1.1	Introdução.....	122
3.1.2	Determinação do estado físico dos rejeitos depositados	124
3.1.3	Volume e Geomorfologia da Ruptura	127
3.1.4	Propriedades reológicas do fluxo de rejeitos.....	133
4	ANÁLISES DINÂMICAS DAS RUPTURAS A PARTIR DA METODOLOGIA PROPOSTA	138
4.1	Introdução.....	138
4.2	Análises de Sensibilidade	142
4.3	Avaliação dos hidrogramas e distâncias de alcance	149
4.4	Avaliação de rupturas de estruturas de disposição alternativas.....	159
5	EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E REOLÓGICOS PARA A UTILIZAÇÃO NA METODOLOGIA PROPOSTA.....	160
5.1	Caracterização geotécnica	160
5.2	Ensaio reológicos	163
5.2.1	Slump Test.....	164
5.2.2	Mini Vane Test.....	166
5.2.3	Viscosímetro Coaxial de Palheta.....	168
5.2.4	Flume Test.....	176
5.2.5	Comparação entre os resultados reológicos	180
6	CONCLUSÕES.....	182
7	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	185
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	187
	APÊNDICE A – PROJETO DO VISCOSÍMETRO COAXIAL DE PALHETA	200

APÊNDICE B – DESENVOLVIMENTO DAS EQUAÇÕES DE SOLUÇÃO DO MOVIMENTO DO VISCOSÍMETRO.....	205
APÊNDICE C – HISTÓRICO DE RUPTURAS DE BARRAGENS DE REJEITOS.....	220
APÊNDICE D – RESUMO DE DADOS HISTÓRICOS DE RUPTURAS DE BARRAGENS DE REJEITOS.....	259

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Fluxograma típico do tratamento de minérios (LUZ e LINS, 2004).....	7
Figura 2.2 - Faixas granulométricas de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011)	8
Figura 2.3 - Concentração vs tensão de escoamento. (BOGER, 2013)	14
Figura 2.4 – Aspecto dos rejeitos em várias concentrações e em ensaios de “Slump test”. (adaptado de GRABINSKY <i>et al.</i> , 2002).....	16
Figura 2.5 - Ensaios “slump test” realizados em lamas de minério de ferro da mina Capão Xavier. (GUIMARÃES, 2011).....	18
Figura 2.6 - Rejeitos de Cerro lindo na concentração de torta (LARA <i>et al.</i> ,2013)	22
Figura 2.7 - Características da disposição em superfície quanto à concentração de sólidos. (adaptado de LAUDRIALT, 2002)	25
Figura 2.8 - Diferentes configurações geométricas de barragens de rejeitos. a) barragem em vale, b) barragem em encosta, c) barragem de diques em anel. (adaptado de VICK, 1983).....	27
Figura 2.9 - Métodos de alteamento de barragens de rejeitos (adaptado de VICK, 1983)	28
Figura 2.10 - Empilhamento drenado da barragem do Germano (ÁVILA, 2011).....	29
Figura 2.11 - Pilha de rejeito em pasta da mina de Bulyanhulu (THERIAULT, <i>et al.</i> , 2003)	32
Figura 2.12 Processo físico de deposição dos rejeitos (adaptado de OLIVEIRA-FILHO e VAN ZYL, 2006).....	35
Figura 2.13 - Típica curva de sedimentação (adaptado de SALFATE, 2011).....	36
Figura 2.14 - Comportamento de areias fofas e compactas durante o cisalhamento (adaptado de UNIVERSIDADE DE WASHINGTON, 2008 <i>apud</i> FREIRE-NETO, 2009).....	41
Figura 2.15 - Linha de estado crítico (FREIRE-NETO, 2009)	41
Figura 2.16 - Linha de estado permanente. (adaptado de POULOS <i>et al.</i> , 1985).....	42

Figura 2.17 - Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados (RAFAEL,2012)	43
Figura 2.18 - Proporcionalidade entre a linha SSL baseada em resistência não drenada e a linha SSL baseada em tensão efetiva de confinamento em escala logarítmica (GUILLÉN, 2004).....	44
Figura 2.19 - Desencadeamento de liquefação estática e dinâmica (STARK, <i>et al.</i> , 1998)	46
Figura 2.20 - Trajetória de tensões para amostras sob mesmo índice de vazios (GUILLÉN, 2004)	47
Figura 2.21 - Superfície de fluxo por liquefação (GUILLÉN, 2004)	48
Figura 2.22 - Razões de resistência de pico em função do N_{SPT} corrigido (adaptado de OLSON, 2001).....	51
Figura 2.23 - Razões de resistência de liquefeita em função do N_{SPT} corrigido (adaptado de OLSON, 2001).	51
Figura 2.24 - Experimento de Newton de fluxo entre placas paralelas.....	53
Figura 2.25 - Esquema de classificação dos fluidos reais (MOTHÉ, 2007 <i>apud</i> GALINDO, 2013).....	55
Figura 2.26 - Comportamento reológico dos fluidos independentes do tempo (adaptado de NASCIMENTO, 2008).	57
Figura 2.27 - Esquema de um reômetro rotacional de palheta “bucket rheometer” (BOGER, 2013).....	60
Figura 2.28 - Viscosímetro coaxial de palheta (BRYANT <i>et al.</i> , 1983).....	60
Figura 2.29 - Esquema de execução do abatimento do cilindro (BOGER, 2013)	62
Figura 2.30 - Comparação entre alguns métodos de determinação das propriedades reológicas (BOGER, 2013).....	62
Figura 2.31 - Tensão de escoamento vs concentração gravimétrica para diversos tipos de rejeitos (adaptado de BOGER, 2013)	63

Figura 2.32 - Representação tridimensional esquemática do comportamento cisalhante do fluxo de rejeitos.	66
Figura 2.33 - Comparação dos dados dos ensaios realizados para os rejeitos da mina Climax (BRYANT <i>et al.</i> , 1983).....	67
Figura 2.34 - Morfologia de ruptura regressiva (“bottle-neck”) formada em uma ruptura por fluxo (SAVAGE <i>et al.</i> , 2003).....	71
Figura 2.35 - Imagem aérea da ruptura da barragem de Merriespruit (TAILINGS.INFO, 2015)	72
Figura 2.36 - Estimativa do volume de ruptura através da aproximação à elipse (adaptado de BLIGHT, 2010).....	72
Figura 2.37 - Foto do equipamento antes do início do ensaio. (ECKERSLEY, 1990).....	73
Figura 2.38 - Geometria da seção transversal do experimento 7. a) como construído. b) pós ruptura. (ECKERSLEY, 1990).....	74
Figura 2.39 - Mecanismos de iniciação da ruptura (ECKERSLEY, 1990).....	75
Figura 2.40 - Desenvolvimento das poropressões no experimento 7. a) durante todo o experimento. b) durante a ruptura (ECKERSLEY, 1990).	76
Figura 2.41 - Influência da geometria do reservatório na ruptura (adaptado de BERGER, 2011)	76
Figura 2.42 - Condições de contorno no reservatório. a) Período de estiagem. b) Período chuvoso. (BERGER, 2011).....	77
Figura 2.43 - Tensão de escoamento vs concentração volumétrica dos ensaios em viscosímetro rotacional realizados em materiais de corridas de massa (O’BRIEN & JULIEN, 1988)	81
Figura 2.44 - Viscosidade vs concentração volumétrica dos ensaios em viscosímetro rotacional realizados em materiais de corridas de massa (O’BRIEN & JULIEN, 1988)	81
Figura 2.45 - Variação do número de Reynolds crítico com o número de Hedstrom (JEYAPALAN <i>et al.</i> , 1983).	83
Figura 2.46 - Estatísticas de acidentes em barragens de rejeitos (ICOLD, 2008).....	85

Figura 2.47 - Representação dos processos erosivos observados (POWLEDGE, 1989b).....	88
Figura 2.48 - Evolução da formação da brecha (adaptado de HOWARD <i>et al.</i> , 2009).....	89
Figura 2.49 - Hidrograma afluente à brecha típico (adaptado de HOWARD <i>et al.</i> , 2009).	90
Figura 2.50 - Parâmetros geométricos de uma brecha idealizada (MELO, 2013).....	91
Figura 2.51 - Progressão da ruptura da barragem de Merriespruit (BLIGHT, 2003)	94
Figura 2.52 - Hidrograma efluente da ruptura da barragem Los Frailes, medido na estação El Guijo (adaptado de RICO <i>et al.</i> 2008)	95
Figura 2.53 - Estágios de uma ruptura por fluxo (BRYANT <i>et al.</i> , 1983).	97
Figura 2.54 - Seção transversal pós ruptura idealizada (LUCIA, 1981).....	100
Figura 2.55 - Ábaco de estabilidade (LUCIA, 1981 <i>apud</i> MELO, 2013).....	101
Figura 2.56 - Concepção da geometria do depósito para fluxo de rejeitos liquefeitos. (JEYAPALAN <i>et al.</i> , 1983 <i>apud</i> MELO, 2013).....	102
Figura 2.57 - Solução Lagrangeana para os blocos de massa deslocados em coordenadas curvilíneas (HUNGR, 1995).	105
Figura 2.58 - Forças atuantes no contorno de um bloco. (HUNGR, 1995)	106
Figura 2.59 - Fator de forma para uma seção elíptica. HUNGR (1995).....	108
Figura 2.60 - Definição do coeficiente k – razão entre tensão tangencial e normal variando ao longo do caminho. (HUNGR, 1995).....	110
Figura 2.61 - Gráfico da altura da barragem (H em metros), no momento da ruptura, <i>versus</i> a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura ($D_{máx}$ em km) para os 29 casos históricos. (RICO <i>et al.</i> , 2008).....	114
Figura 2.62 - Gráfico do volume expelido do reservatório (V_r em 10^6 m ³) <i>versus</i> a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura ($D_{máx}$ em km) para os 29 casos históricos. (RICO <i>et al.</i> , 2008).....	116

Figura 2.63 - Gráfico do “Fator da Barragem de Rejeitos”(HxV _F) <i>versus</i> a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura (D _{máx} em km) para os 29 casos históricos. (RICO <i>et al.</i> , 2008)	117
Figura 2.64 - Gráfico do “Fator da Barragem de Rejeitos” (HxV _F) <i>versus</i> a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura (D _{máx} em km) para os 29 casos históricos. (RICO <i>et al.</i> , 2008)	118
Figura 3.1 - Sequência de aplicação da metodologia desenvolvida.	123
Figura 3.2 - Fluxograma detalhado de aplicação da metodologia.	124
Figura 3.3 - Esquema de enchimento de reservatório de barragem e taxa de alteamento desenvolvida (adaptado de BRYANT <i>et al.</i> 1983).	125
Figura 3.4 - Evolução do índice de vazios em função da profundidade e tempo (LIMA & OLIVEIRA-FILHO, 2002).	126
Figura 3.5 - Ábaco de para estabilidade pós-ruptura em argilas normalmente adensadas. (adaptado de MORGENSTERN e GIBSON, 1948)	127
Figura 3.6 - Ajuste do realizado no ábaco de Morgenstern e Gibson.	128
Figura 3.7 - Relação entre a largura e o comprimento da ruptura dentro do reservatório.	131
Figura 3.8 - Relação entre volume total estocado (V _t) e volume de ruptura (V _f).	132
Figura 3.9 - Esquema representativo dos volumes de ruptura e do lago no momento da ruptura.	133
Figura 3.10 - Ilustração da variação do parâmetro R para diferentes tipos de estruturas de disposição de rejeitos	136
Figura 4.1 - Comparação da relação entre a largura final da brecha e volume de ruptura para com as relações de Froelich (2008).	139
Figura 4.2 - Comparação da relação entre a largura final da brecha e a altura da barragem com as relações disponíveis na literatura.	140
Figura 4.3 - Esquema simplificado do modelo de ruptura.	141

Figura 4.4 - Exemplo de modelo simplificado realizado no DAN-W.	142
Figura 4.5 - Resultado dos modelos [1] a [10] para barragens com H=10m.	144
Figura 4.6 - Resultado dos modelos [11] a [15] para barragens com H=10m.	145
Figura 4.7 - Resultado dos modelos [16] a [22] para barragens com H=50m.	147
Figura 4.8 - Resultado dos modelos [29] a [32] para barragens com H=100m.	148
Figura 4.9 - Comparação entre as vazões de pico obtidas nas análises	149
Figura 4.10 - Resultados das Análises [1], [2] e [3].....	153
Figura 4.11 - Resultados das Análises [4], [5] e [6].....	155
Figura 4.12 - Resultados das Análises [7].....	156
Figura 4.13 - Comparação entre as vazões de pico vs altura de barragem obtidas nas análises 1 a 7.....	156
Figura 4.14 - Comparação entre as vazões de pico vs Fator da barragem ($H \times V_f$) obtidas nas análises 1 a 7.	158
Figura 5.1 - Análises granulométricas para o rejeito de minério de ferro.....	161
Figura 5.2 - Análise de microscopia eletrônica de varredura nos rejeitos de minério de ferro... 162	162
Figura 5.3 - Curva de compactação Proctor Normal do rejeito de minério de ferro.....	162
Figura 5.4 - Resultado dos ensaios de Slump Test.....	165
Figura 5.5 - Ensaio de Mini Vane em execução.	166
Figura 5.6 - Palheta projetada para aumentar a precisão de medida (D=100mm e L=150mm). 167	167
Figura 5.7 - Resultado dos ensaios de Mini Vane pra tensão de escoamento vs teor de sólidos.168	168
Figura 5.8 - Seção transversal do equipamento viscosímetro construído.	170
Figura 5.9 - Cilindros interno e externo do equipamento	170
Figura 5.10 - Esquema tridimensional de funcionamento do equipamento.....	171

Figura 5.11 - Fotos do viscosímetro construído a) vista geral do equipamento no laboratório da UFMG. b) detalhe do rejeito com teor de sólidos $C_v=30\%$ dentro do viscosímetro.	171
Figura 5.12 - Curvas de deslocamento <i>vs</i> tempo para os ensaios realizados no rejeito ($C_v=45\%$).	172
Figura 5.13 - Resultado dos ensaios no viscosímetro pra Tensão de escoamento <i>vs</i> teor de sólidos volumétrico.	174
Figura 5.14 - Resultado dos ensaios no viscosímetro para viscosidade <i>vs</i> teor de sólidos volumétrico.....	175
Figura 5.15 - Curvas de Tensão de escoamento e viscosidade plástica <i>vs</i> índice de vazios.	175
Figura 5.16 - Esquema de um ensaio de Flume (SOFRA <i>et al.</i> 2002 <i>apud</i> FIGUEIREDO, 2007)	176
Figura 5.17 - Foto do equipamento de Flume antes e durante o desenvolvimento de um ensaio.	177
Figura 5.18 – Modelo DAN-W da calha do Flume com inclinação de 10°	178
Figura 5.19 –Retro análise do deslocamento da frente de rejeitos <i>vs</i> tempo para $C_v=45,3\%$	179
Figura 5.20 –Retro análise do deslocamento da frente de rejeitos <i>vs</i> tempo para $C_v=50,6\%$	179
Figura 5.21 – Resumo dos resultados de tensão de escoamento <i>vs</i> teor de sólidos volumétrico	180
Figura 5.22 – Resumo dos resultados de viscosidade plástica <i>vs</i> teor de sólidos volumétrico...	181

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Etapas do beneficiamento do minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011)	8
Tabela 2.2 - Dissertações e teses de mestrado e doutorado sobre rejeitos no Brasil	11
Tabela 2.3 - Principais características da disposição dos rejeitos nas concentrações de polpa, espessados, pasta e torta. (DAVIES, 2011).....	17
Tabela 2.4 - Tipos de espessadores de rejeitos (GUIMARÃES, 2011 <i>apud</i> PORTES, 2013)	19
Tabela 2.5 - Tipos de filtro para rejeitos (adaptado de GUIMARÃES, 2011)	24
Tabela 2.6 - Principais características das estruturas de rejeito em pasta existentes (LI <i>et al.</i> , 2009).....	32
Tabela 2.7 - Estruturas de disposição de rejeitos em operação na América do Sul (LARA E LÉON, 2011).....	34
Tabela 2.8 - Importância dos fenômenos ao longo da vida útil do rejeito disposto para diferentes tipos de rejeito (OLIVEIRA-FILHO e VAZ ZYL, 2006).....	39
Tabela 2.9 - Viscosidade de fluidos conhecidos	56
Tabela 2.10 - Modelos constitutivos reológicos que descrevem o comportamento reológico de fluidos diversos (NASCIMENTO, 2008).....	58
Tabela 2.11 - Taxas de cisalhamento para situações usuais.....	59
Tabela 2.12 – Razões entre os volumes expelidos e estocados no reservatório (BERGER, 2011)	77
Tabela 2.13 - Classificação do tipo de escoamento em função do teor de sólidos volumétrico (O'BRIEN & JULIEN, 1985 <i>apud</i> MELO, 2013).....	78
Tabela 2.14 - Resumo de valores de viscosidade e tensão de escoamento disponíveis na literatura	80
Tabela 2.15 - Resumo de parâmetros de fluxo típicos de rejeitos (JEYAPALAN <i>et al.</i> , 1983).....	84

Tabela 2.16 - Condições pós ruptura dos casos históricos estudados LUCIA (1981)	99
Tabela 2.17 - Equações de T (resistência viscosa na base) (MENEZES, 2011).....	112
Tabela 4.1 - Dados históricos de ruptura – Geometria estimada da ruptura	130
Tabela 5.1 - Resumo dos casos históricos de rupturas de barragens de rejeitos com informação de largura final da brecha.....	139
Tabela 5.2 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [1] a [10].	143
Tabela 5.3 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [11] a [15].	145
Tabela 5.4 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [16] a [22].	146
Tabela 5.5 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [23] a [26].	147
Tabela 5.6 - Resultados das modelagens DAN-W realizadas para a avaliação da influência volume de ruptura.....	151
Tabela 6.1 - Parâmetros geotécnicos de caracterização do rejeito de Minério de Ferro.....	160
Tabela 6.2 - Parâmetros granulométricos dos rejeitos de minério de ferro.....	161
Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios de Slump Test realizados nos rejeitos.	164
Tabela 6.4 - Resultados dos ensaios de Mini Vane.....	168
Tabela 6.5 - Resultados dos ensaios no viscosímetro coaxial de Palheta.	173
Tabela 6.6 - Resumo dos resultados dos ensaios de Flume realizados	177
Tabela 6.7 - Resultado das retro análises realizadas nos ensaios de Flume.....	179

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

C_v - teor de Sólidos volumétrico;

C_w - teor de Sólidos gravimétrico;

C - massa de partículas por volume unitário (concentração);

n - porosidade;

ρ_s - massa específica dos grãos;

v_s - velocidade de sedimentação;

e - índice de vazios;

k - coeficiente de permeabilidade;

σ' - tensão efetiva vertical;

Z - coordenada lagrangeana reduzida;

γ_w - massa específica da água;

γ_s - massa específica dos grãos;

A - coeficiente empírico para lei de compressibilidade;

B - coeficiente empírico para lei de compressibilidade;

Z - coeficiente empírico para lei de compressibilidade;

C - coeficiente empírico para lei de permeabilidade;

D - coeficiente empírico para lei de permeabilidade;

S_u - resistência não drenada;

p' - semi-soma das tensões principais efetivas

q - semi-diferença das tensões principais

Δu - variação de poropressão;

ψ' - inclinação da linha de estado constante

ψ'_{L} - inclinação da superfície de fluxo por liquefação

FLS - superfície de fluxo por liquefação;

SPT - ensaio standar de penetração

N_{SPT} - Número de golpes para penetração dos 30 centímetros finais no ensaio SPT

N^{corr} - correção do numero equivalente do SPT

σ'_{3c} - tensão efetiva principal menor após adensamento;

σ'_{10} - tensão efetiva principal maior após adensamento;

σ'_{v0} - tensão efetiva vertical de campo

Su/σ'_{vc} - Razão entre a resistência ao cisalhamento não drenada e a tensão vertical efetiva de adensamento;

(N1)60 - número de golpes de SPT corrigido para uma tensão vertical efetiva de 100 kPa e um nível de energia igual a 60% da energia teórica de queda livre do martelo;

τ - tensão de cisalhamento;

F - força cisalhante;

dv - diferença de velocidade entre duas partículas vizinhas

dy - distância entre duas partículas vizinhas

$\dot{\gamma}$ - taxa de cisalhamento;

T_m - torque medido no ensaio de Vane-Test;

d - diâmetro da palheta;

l - é comprimento da palheta imerso no material;

τ_y - tensão de escoamento adimensional;

$Surb$ - resistência residual não drenada retro analisada;

S' - slump adimensional;

H - altura;

ρ - massa específica da suspensão;

g - aceleração da gravidade;

τ_y - tensão de escoamento;

η_p - viscosidade plástica;

w - teor de umidade;

H' - número de Hedstrom;

Rh - raio Hidráulico;

H_b - altura de água no início da ruptura;

H_w - largura média da brecha;

B_m - largura da base da brecha;

P - pressão interna atuante entre blocos;

T - pressão interna resistente entre blocos;

F - pressão resultante na base de cada bloco;

H_i - média das alturas adjacentes a cada bloco;

B_i - largura do bloco;

ds - espessura infinitesimal;

v_i - velocidade inicial de cada bloco;

v_i - velocidade de cada bloco ao final de um intervalo de tempo;

g - aceleração da gravidade;

S_i - deslocamento inicial em coordenadas curvilíneas de cada bloco;

S_i - deslocamento em coordenadas curvilíneas de cada bloco ao final de Δt ;

H_j - média de profundidade para nova posição do bloco após Δt ;

V_j - volume para nova posição do bloco após Δt ;

K - coeficiente de pressão lateral ;

K_a - coeficiente de pressão lateral ativo ;

K_p -coeficiente de pressão lateral passivo

a_c - aceleração centrífuga;

R - Raio de curvatura;

M - Mudança no momento resultante devido a material erodido ou depositado;

m - Massa de cada bloco;

A - Área da base do Bloco;

r_u - Fator ou coeficiente de poropressão;

c - Constante de cisalhamento para o modelo reológico plástico;

n - Coeficiente de rugosidade para o modelo reológico turbulento;

Su_{LIQ} - Resistência não drenada do rejeito liquefeito;

γ - Peso específico do rejeito ;

γ^{\prime} - Peso específico submerso dos rejeitos ;

\bar{U} - Grau de adensamento médio dos rejeitos;

a - alcance da ruptura regressiva dentro do reservatório;

b - largura da ruptura regressiva dentro do reservatório;

V_r - Volume de ruptura;

N - Número de estabilidade;

V_{sr} - volume de sólidos de rejeitos na ruptura;

V_{wr} - volume de água presentes nos vazios do rejeito;

\bar{e} - índice de vazios médio da massa de rejeitos rompida;

V - volume total expelido do reservatório;

V_r - volume de ruptura dos rejeitos;

V_w - volume de água presente no lago no momento da ruptura;

\bar{Cv}_o - Teor de sólidos volumétrico médio da massa rompida antes da mistura com a água do lago;

\bar{Cv}_f - Teor de sólidos volumétrico médio da massa expelida após a mistura com a água do lago;

R - razão de mistura;

t - tempo;

V_t - Velocidade terminal;

LL - limite de liquidez;

1 INTRODUÇÃO

Os rejeitos são consequências inevitáveis dos processos de tratamento a que são submetidos os minérios, sendo gerados, paralelamente ao produto de interesse. Esses rejeitos, que são produzidos em grande quantidade, impactam o meio ambiente (Portes, 2013).

Em decorrência do grande volume de rejeitos gerados nas atividades de produção mineral, dispostos em áreas cada vez menores, as barragens de rejeitos têm, a cada dia, experimentado maiores taxas de carregamento e maiores alturas. As grandes taxas de alteamento em conjunto com estruturas de disposição cada vez mais altas culminam na geração de excessos de poropressão nas massas de rejeitos dispostas, que por sua vez podem desencadear processos de liquefação estática e ter, como consequência, rupturas por fluxo (Flow-slides).

Azam & Li (2010) apresentaram compilação de dados de 18.401 minas e estimaram uma taxa de acidentes de barragens de rejeitos de 1,2% nos últimos cem anos. Os autores comentam ainda que a taxa calculada é cerca de uma a duas ordens de grandeza maior que o valor para barragens de contenção de água (0,01%), conforme reportado pelo ICOLD (2008). Em face ao grande número de rupturas de barragens de rejeitos historicamente reportadas, foi promulgada em 2010 a Política Nacional de Segurança de Barragens através da Lei no 12.334/2010 que dispõe, entre outros aspectos, sobre a obrigatoriedade da execução do estudo de rupturas hipotéticas para barragens que apresentem maiores riscos associados. Para barragens de rejeitos, a portaria nº 416 do DNPM, de 03 de setembro de 2012, estabelece a necessidade do Plano de Ação de Emergência quando a estrutura for classificada como de “Dano Potencial Associado Alto”. Mais especificamente, a portaria nº 526 de 09 de Dezembro de 2013 trata do Plano de Ação de Emergência das Barragens de Mineração (PABEM). Como item obrigatório à elaboração do PABEM, tornou-se necessária a elaboração de estudos de rupturas hipotéticas para barragens de rejeitos.

Os estudos de rupturas hipotéticas de barragens, conhecidos como “*Dam Breaks*”, têm sido foco de inúmeras pesquisas nas últimas décadas (Fread, 1993; Froehlich, 2008; Wahl, 2004). Apesar do empenho do meio técnico internacional, não existe metodologia única para a abordagem do problema, uma vez que a especificidade de

cada caso fez com que inúmeras abordagens fossem desenvolvidas.

Para barragens de contenção de água, embora não haja consenso metodológico, o conhecimento mais seguro do comportamento físico da água e das condições de contorno do problema garantiram a construção de modelos que simulam com certa acurácia o desenvolvimento do fenômeno. No caso das barragens cujo reservatório contém rejeitos, a dinâmica do fenômeno se torna mais complexa, uma vez que o conhecimento das propriedades geotécnicas e reológicas dos rejeitos sedimentados e adensados, aspectos geométricos do reservatório e do maciço da barragem e aspectos hidrológicos-hidráulicos devem ser compatibilizados de maneira a formar um modelo fisicamente embasado. A dificuldade na compatibilização de diversas áreas do conhecimento, e a falta de compreensão do fenômeno, fez com que as barragens de rejeitos tivessem, na prática, tido suas rupturas estudadas através de metodologias desenvolvidas para barragens de retenção de água. Ao assumir as hipóteses aplicadas às rupturas de barragens de retenção de água aos depósitos de rejeitos, são negligenciadas diversas características físicas do problema, incorrendo em erros de previsão e compreensão do fenômeno.

Isto posto, torna-se evidente a relevância do desenvolvimento de pesquisas que objetivam criar ferramentas para avaliação da dinâmica de ruptura dos rejeitos, procurando incorporar aspectos geotécnicos e compatibilizá-los às metodologias fundamentadas no conhecimento da engenharia hidráulica.

1.1 Objetivos

Neste item são definidos os objetivos gerais e específicos atendidos no desenvolver da pesquisa.

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho foi o desenvolvimento de metodologia para avaliação dos efeitos de rupturas de estruturas de disposição de rejeitos com o foco na parcela dos rejeitos mobilizada na ruptura. A metodologia desenvolvida procurou incorporar a influência dos aspectos geotécnicos provenientes dos rejeitos dispostos no fenômeno de ruptura, de modo a permitir a diferenciação de cada caso de ruptura quanto às condições de operação da estrutura e propriedades dos materiais dispostos.

1.1.2 **Objetivos específicos**

- Desenvolver proposta de metodologia de avaliação do fenômeno de ruptura que inclua aspectos geotécnicos do meio depositado;
- Construir um equipamento que permita a medição das propriedades reológicas necessárias para os estudos de rupturas de rejeitos;
- Realizar caracterização geotécnica de um rejeito de minério de ferro;
- Realizar ensaios reológicos de laboratório em um rejeito de minério de ferro exemplificando a utilização do equipamento construído e sua aplicação para obtenção dos parâmetros necessários ao estudo de rupturas;
- Avaliar a influência das propriedades reológicas dos rejeitos no hidrograma efluente de rupturas através da utilização da ferramenta DAN-W.

1.2 Estrutura Geral da Dissertação

Esta dissertação trata sobre os aspectos geotécnicos associados ao fenômeno de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos. Para o desenvolvimento do tema o texto encontra-se dividido em sete capítulos.

No primeiro capítulo está apresentada a definição do tema e dos objetivos específicos atendidos no desenvolver do trabalho.

O segundo capítulo trata da revisão bibliográfica onde estão apresentados os aspectos teóricos necessários à compreensão do tema. Procurou-se incorporar ao trabalho uma revisão do estado-da-arte das pesquisas de rupturas de barragens de contenção de rejeitos e dos aspectos teóricos associados de modo a embasar o desenvolvimento da metodologia proposta.

No terceiro capítulo é apresentada a metodologia de pesquisa realizada para fundamentar a proposta de metodológica de análise das rupturas e a metodologia proposta para a avaliação do fenômeno de ruptura. Nele encontra-se descrito o processo de previsão das características geométricas da ruptura e características físicas do fluxo de rejeitos proveniente de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos.

O quarto capítulo apresenta o desenvolvimento de modelos de rupturas de barragens de rejeitos com a utilização da ferramenta DAN-W, incorporando aspectos teóricos desenvolvidos no trabalho para a previsão de hidrogramas efluentes de ruptura de barragens de rejeitos.

No quinto capítulo são apresentados os resultados de ensaios de laboratório realizados em um rejeito de minério de ferro. Os ensaios realizados procuraram caracterizar o rejeito do ponto de vista geotécnico e reológico, de maneira a avaliar os métodos disponíveis para a obtenção dos parâmetros necessários às análises de rupturas de rejeitos.

O sexto capítulo apresenta as conclusões extraídas do trabalho desenvolvido, avaliando os pontos críticos onde deve haver mais desenvolvimento de pesquisas. No sétimo capítulo são apresentadas e discutidas as recomendações para pesquisas futuras, identificadas no decorrer do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 *A produção mineral no Brasil*

As atividades de mineração apresentam destacada importância dentro do contexto econômico brasileiro. De acordo com, o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) em 2011 foram registradas 8.870 mineradoras, compreendendo esta totalidade tanto o Regime de Concessão de Lavra quanto o Regime de Licenciamento (IBRAM, 2011). A produção mineral no Brasil apresenta-se bem distribuída geograficamente, de uma maneira geral o Brasil produz 70 minerais: 21 metais, 45 minerais industriais e quatro combustíveis. Dentre os metais pode-se destacar a produção de ferro, bauxita, nióbio, ouro, cobre e manganês.

Atualmente, o Brasil ocupa o quarto lugar em relação às reservas mundiais de minério de ferro, estimadas em 160 bilhões de toneladas, alcançando destas, cerca de 29 bilhões de toneladas (aproximadamente 18%) (IBRAM, 2011). Considerando as reservas em termos de ferro contido, o Brasil assume lugar de destaque no cenário internacional devido ao alto teor nos minérios hematita, predominante no Pará, e itabirito, predominante em Minas Gerais (IBRAM, 2011).

2.2 *Processamento Mineral*

De acordo com Luz e Lins (2004), o processamento de minérios consiste em operações aplicadas aos bens minerais, visando modificar a granulometria, a concentração relativa das espécies minerais presentes ou a forma, sem, contudo, modificar a identidade química ou física dos minerais. Há, no entanto, autores que defendem um conceito mais amplo para o tratamento como sendo um processamento no qual os minerais podem sofrer até alterações de ordem química, resultantes de simples decomposição térmica ou mesmo de reações típicas geradas pela presença do calor. De maneira geral, para permitir a concentração do minério é necessário que os minerais de interesse estejam fisicamente liberados. Durante o processamento mineral a obtenção de minerais livres é realizada mediante operações unitárias de cominuição, ou seja, britagem e moagem.

Como as operações de redução de tamanho são caras (consumo de energia, meio moedor, revestimento, etc.), deve-se fragmentar só o estritamente necessário para a operação seguinte. Para evitar uma cominuição excessiva, faz-se uso de operações de separação por tamanho ou classificação (peneiramento, ciclonação etc.), nos circuitos de cominuição (LUZ E LINS, 2004).

O ROM (run-of-mine), ou minério bruto lavrado, passa pelo processo de beneficiamento, sendo a parte fina direcionada para a sinterização e a fração grossa, rebrita na granulometria desejada. Após beneficiamento do minério bruto são gerados produtos granulares ($6,3 < \varnothing < 31,5\text{mm}$) e finos, estes últimos denominados *sinter feed* ($0,15 < \varnothing < 6,3\text{mm}$) e *pellet feed* ($\varnothing < 0,15\text{mm}$) (GUIMARÃES, 2011).

Após as operações de cominuição, uma vez que os minerais encontram-se livres, ocorrem as etapas de classificação e separação, de maneira a se concentrar o minério e separá-lo da ganga, isto é, mineral sem valor econômico. O termo concentração significa, geralmente, remover a maior parte da ganga, presente em grande proporção no minério. A purificação, por sua vez, consiste em remover do minério (ou pré-concentrado), os minerais contaminantes que ocorrem em pequena proporção. Na maioria das vezes, as operações de concentração são realizadas a úmido. Antes de se ter um produto para ser transportado, ou mesmo adequado para a indústria química ou para a obtenção do metal por métodos hidro-pirometalúrgicos (áreas da Metalurgia Extrativa), é necessário eliminar parte da água do concentrado. Estas operações compreendem desaguamento (espessamento e filtração) e secagem e, geralmente, na ordem citada.

Em um fluxograma típico de tratamento de minérios (Figura 2.1), as operações unitárias são assim classificadas:

- Cominuição;
- Britagem e moagem;
- Peneiramento e classificação;
- Concentração gravítica, magnética, eletrostática, concentração por flotação etc.;
- Desaguamento: espessamento, filtração e secagem;
- Disposição de rejeito.

A partir do fluxograma da Figura 2.1, é possível identificar a origem do rejeito dentro do processo. Após a realização das operações unitárias de concentração, originam-se os rejeitos, cuja concentração mineral não se apresenta viável para aproveitamento econômico.

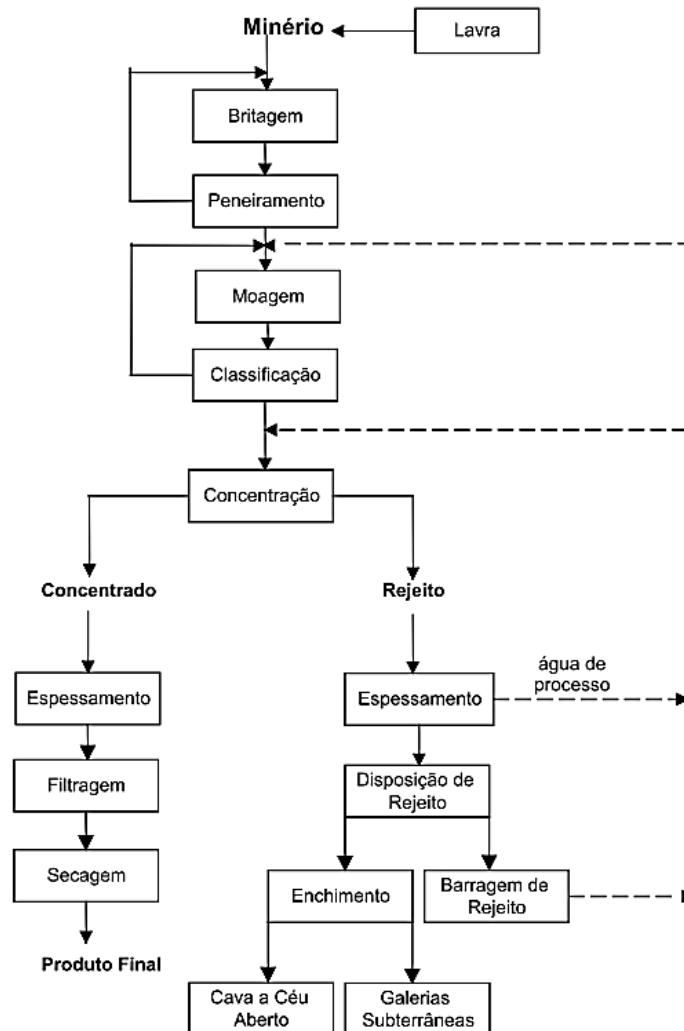


Figura 2.1 - Fluxograma típico do tratamento de minérios (LUZ e LINS, 2004)

Em função das etapas das diferentes operações unitárias de concentração que podem existir dentro do processamento mineral, obtêm-se rejeitos com características mineralógicas e granulométricas diferentes. A Tabela 2.1 apresenta a relação do produto e rejeito gerado em diferentes etapas do beneficiamento do minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero.

Tabela 2.1 - Etapas do beneficiamento do minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011)

Fração	Método de Concentração	Produto	Rejeito	Destinação do Rejeito
(-31,5 + 6,3)mm	-	granulado	-	-
(-6,3 + 1)mm	jigagem	<i>sinter feed</i>	rejeito da jigagem	pilhas de rejeitos ou moagem e incorporação ao circuito
(-1 + 0,15) mm	concentração magnética ou espirais		produto não magnético ou rejeito de espirais	pilhas de rejeitos ou barragens
(-0,15)mm	concentração magnética e/ou flotação	<i>pellet feed</i>	produto não magnético e/ou rejeito de flotação	barragens
(-0,010)mm	-	-	lamas	barragens

Os rejeitos finais das espirais concentradoras, concentração magnética (produto não magnético) e rejeito da flotação são, na maioria das vezes, direcionados junto com as lamas para as barragens, na forma de polpa (GUIMARÃES, 2011). Ainda segundo Guimarães (2011), as lamas são constituídas de partículas de ultrafinas (-10µm) e coloides (-1µm). Todavia, em uma operação usual nas usinas, denomina-se lama toda a massa de partículas constituinte do rejeito do circuito de deslamagem.

Na Figura 2.2 são apresentados os resultados de várias análises granulométricas em rejeitos de minério de ferro gerados em diferentes etapas do processo de beneficiamento. A análise da figura permite observar que os rejeitos de flotação e concentração magnética são predominantemente arenosos, sendo denominados rejeitos granulares. As lamas, como já mencionado, são provenientes da deslamagem e apresentam a granulometria silto-argilosa, sendo denominadas como rejeitos finos.

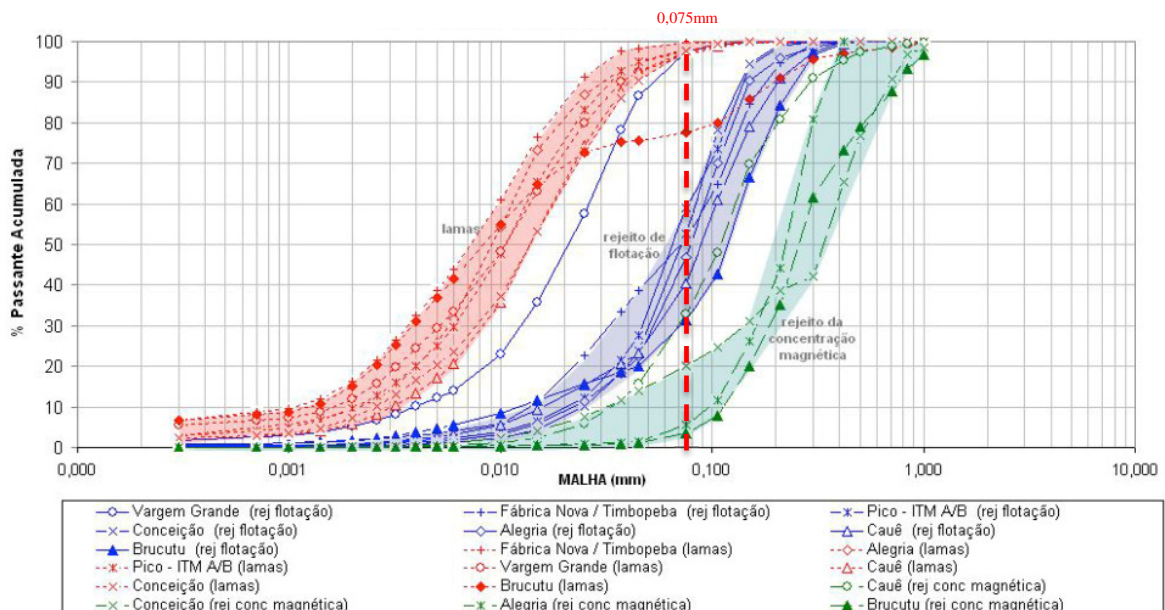


Figura 2.2 - Faixas granulométricas de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero (GUIMARÃES, 2011)

Após a geração dos rejeitos nas usinas, procede-se etapa de espessamento de maneira a recuperar parte da água utilizada no processo. A quantidade de água remanescente no rejeito é palco de discussões no meio geotécnico, uma vez que influi diretamente na maneira como os rejeitos são transportados e dispostos. Se por um lado a retirada da água do rejeito é desejável do ponto de vista ambiental, visto que reduz a quantidade de água nova necessária no processo, diminui as áreas impactadas na disposição e reduz os riscos associados a eventuais rupturas, por outro, os custos associados às operações unitárias de espessamento, filtragem e transporte dos rejeitos com maiores concentrações de sólidos muitas vezes inviabilizam economicamente o desaguamento.

2.3 Disposição de Rejeitos

De acordo com a NBR 13028 (ABNT, 2006), rejeito é “todo e qualquer material não aproveitável economicamente, gerado durante o processo de beneficiamento de minérios”. A disposição dos rejeitos pode ser feita a céu aberto, de forma subterrânea, ou subaquática. De acordo com Lozano (2006) a disposição subaquática não é muito utilizada pelos problemas ambientais que gera, entretanto, a técnica é por vezes utilizada para combater o desenvolvimento da drenagem ácida de mina (DAM).

Durante as três últimas décadas, as técnicas de disposição de rejeitos têm sofrido constante evolução, impulsionadas pelo aumento das pressões e exigências dos órgãos ambientais, aumento expressivo no volume de rejeitos gerados, escassez de áreas de disposição e dificuldade crescente na obtenção de outorgas para utilização de água nova em processos de beneficiamento.

Outro fator que contribuiu sobremaneira para a evolução das técnicas de disposição foi o histórico de acidentes com rupturas e vazamentos de rejeitos. O acidente da barragem de rejeitos de fluorita da cidade de Stava (Itália) em 19 de julho de 1985, relatado em Luino e Graff (2012), é considerado um marco na história das técnicas de disposição de rejeitos, em virtude da grande proporção dos danos causados.

No mundo, o trabalho de Vick (1983) pode ser considerado como o pioneiro no que diz respeito ao estabelecimento de técnicas de disposição de rejeitos. Pode-se citar também trabalhos importantes como o de Robinsky (1999), que introduziu o conceito de espessamento de rejeitos, e Blight (2010), que inseriu, dentro do contexto da

disposição de rejeitos, a utilização das novas tecnologias de prospecção geotécnica e novos materiais, como os geotêxteis.

No Brasil, a evolução do conhecimento dos fenômenos, das técnicas de disposição e das características geotécnicas dos rejeitos tem evoluído nas três últimas décadas, principalmente através de pesquisas nas universidades. Dentro dessa evolução, destacam-se como os mais investigados os rejeitos de minério de ferro, reflexo do expressivo volume de minas de ferro existentes no Quadrilátero Ferrífero (MG) e em Carajás (PA). Outros rejeitos, como os de ouro e a lama vermelha proveniente do processamento da bauxita, também têm destaque nas pesquisas nacionais. A Tabela 2.2 apresenta uma relação das principais teses e dissertações, relacionadas à disposição de rejeitos, realizadas em universidades brasileiras.

É interessante notar que, apesar do expressivo volume de trabalhos brasileiros desenvolvidos acerca da disposição de rejeitos, não foi encontrado em literatura nacional nenhuma publicação específica sobre o desenvolvimento das rupturas de estruturas de contenção de rejeitos. Este trabalho procura dar uma contribuição à compreensão dos fenômenos de ruptura.

Os itens a seguir descrevem os principais aspectos acerca da disposição de rejeitos desenvolvidos nas três últimas décadas. Com o intuito de organizar o trabalho, foram separados os aspectos relativos à concentração dos rejeitos dos relativos aos tipos de estrutura de disposição.

Tabela 2.2 - Dissertações e teses de mestrado e doutorado sobre rejeitos no Brasil

Ano	Título	Autor	Universidade
1986	Sobre a Deposição de Rejeitos de Mineração no Brasil	Paulo Cesar Abrão	-
1988	Teoria Unidimensional do Adensamento com Grandes Deformações	Waldir Terra Pinto	PUC/RIO
1990	Análise do comportamento de Resíduos Industriais de Bauxita: Desenvolvimento de Facilidades Experimentais de Campo de Laboratório	Lúcio Flávio de Souza Villar	PUC/RIO
1995	Controle Geotécnico da Construção de Barragens de Rejeito - Análise de Estabilidade de Taludes e Estudos de Percolação	Terezinha de Jesus Espósito	UNB
1997	Desenvolvimento de uma célula triaxial cíclica servo controlada e estudo da susceptibilidade à liquefação de um resíduo da lavra de mineração de ferro	Sérgio Tibana	PUC/RIO
2000	Simulação Física do Processo de Formação dos Aterros Hidráulicos Aplicado a Barragens de Rejeitos	Luiz Fernando Martins Ribeiro	UNB
2000	Metodologia Probabilística e Observacional Aplicada a Barragens de Rejeitos Construídas por Aterro Hidráulico	Terezinha de Jesus Espósito	UNB
2000	Deposição Hidráulica de Rejeitos Granulares e Influência nos seus Parâmetros de Resistência	Marilene Christina Oliveira Lopes	UNB
2000	Transporte por arraste de sedimento Heterogêneos Acoplado ao Mecanismo Tensão-deformação-poropressão Aplicado a Barragens de Rejeitos	André Luis Brasil Cavalcante	UNB
2001	Implementação de Metodologia de Ensaio Para Determinação de Relações Constitutivas de Processos de Fluxo em Solos Com a Utilização de Bomba de Fluxo	Ana Paula Diniz Botelho	UFOP
2002	Influência do Teor de Ferro nos Parâmetros de Resistência de um Rejeito de Minério de Ferro	Ednelson da Silva Presotti	UFOP
2002	Caracterização Geomecânica de Rejeitos Aplicada a Barragens de Aterro Hidráulico	Hector Maurício Osório Hernandez	UNB
2002	Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita	Lúcio Flávio de Souza Villar	PUC/RIO
2003	Estudos do Processo de Ressecamento de um Rejeito Fino de Minério de Ferro em um Área Teste	Daviely Rodrigues Silva	UFOP
2004	Influência do Teor de Ferro na Condutividade Hidráulica de um Rejeito de Minério de Ferro	Alexandre Gonçalves Santos	UFOP
2004	Análise Numérica do Processo de Ressecamento de um Rejeito Fino da Mineração de Ferro	Francisco Eduardo Almeida	UFOP
2004	Análise do Comportamento Geotécnico de Rejeitos em Pilhas e Barragens de Contenção Através de Ensaio CPTU	Luiz Heleno Albuquerque Filho	UFOP
2004	Análise da Compressibilidade e Permeabilidade de Rejeitos Finos	Leonardo Pereira Padula	UFOP
2004	Estudo de Modelos Constitutivos para Previsão da Liquefação em Solos sob Carregamento Monotônico	Jorge Luis Cárdenas Guillén	PUC/RIO
2004	Modelagem e Simulação do Transporte Por Arraste de Sedimentos Heterogêneos Acoplado Ao Mecanismo de Tensão-Deformação-Poropressão Aplicado a Barragens de Rejeitos	André Luis Brasil Cavalcante	UNB
2005	Estudo do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro sob Carregamento Estático	Eleonardo Lucas Pereira	UFOP
2005	Comportamento Filtro-Drenante de Geotêxteis em Barragens de Rejeitos de Mineração	Elder Antônio Berigo	UNB
2006	Análise do Processo de Reconstituição de Amostras Para Caracterização do Comportamento de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro em Aterro Hidráulico	Joice Gonçalves Milonas	UNB
2006	Retro-análise da Formação de um Depósito de Rejeitos Finos de Mineração Construído Pelo Método Sub-Aéreo	Luciana de Moraes Kelly Lima	UFOP
2006	Adensamento e Simulação do Processo de Enchimento de Reservatórios de Barragens para Contenção de Rejeitos de Ouro	Brasileu Agnaldo Pereira	UFOP
2006	Caracterização Tecnológica de Rejeitos de Fosfato e Análise da Estabilidade da Barragem de Contenção de Rejeitos B5 da Bunge Mineração S.A.	Rafael Jabur Bittar	UFOP
2006	Estudo Experimental do Comportamento Dreno-Filtrante de Interfaces Rejeitos Finos-Geotêxteis	Germano Silva de Araújo	UFOP
2006	Projeto do Empilhamento de Rejeito Arenoso à Jusante da Barragem do Germano	Manoel Font Juliá Júnior	UFOP
2007	Comportamento Geotécnico de Uma Barragem De Rejeitos Alteada Para Montante	Mardon Borges Mendes	POLI-USP
2007	Análise Acoplada Entre Consistência e Resistência Não Drenada de Um Rejeito Fino de Minério de Ferro	Daniel Claudino Ramos Penna	UFOP

Tabela 2.2 - Dissertações e teses de mestrado e doutorado sobre rejeitos no Brasil. (continuação)

Ano	Título	Autor	Universidade
2007	Estudo da Estabilidade e Condutividade Hidráulica de Sistemas de Revestimento Convencionais e Alternativos para Obas de Disposição de Resíduos	Helber Nazareno de Lima Viana	UNB
2007	Estudo de Metodologias Alternativas de Disposição de Rejeitos Para a Mineração Casa de Pedra - Congonhas-MG	Marcelo Marque Figueiredo	UFOP
2007	Ensaio de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) Para a Caracterização de Rejeitos Utilizados em Barragens de Aterro Hidráulico	Hector Maurício Hernandez	UNB
2007	Comportamento de Barragens de Rejeito Construídas Por Aterro Hidráulico: Caracterização Laboratorial e Simulação Numérica do Processo Construtivo	Felipe Moraes Russo	UNB
2008	Comportamento de um Rejeito de Transição em Centrífuga Geotécnica	Helena Portugal Motta	Coppe/UFRJ
2008	Estudo da Construção de Aterros em Depósitos Estratificados de Rejeitos de Mineração.	Lorena Romã Penna	UFOP
2008	Nova Metodologia Para Determinação de Propriedades de Sedimentação e Adensamento de Rejeitos de Mineração	Wander Rodrigues da Silva	UFV
2008	Praias de Barragens de Rejeitos de Mineração: Características e Análise da Sedimentação	Luiz Fernando Dâgostino	POLI-USP
2008	Avaliação do Desempenho de Sistemas de Cobertura na Mina Rio Paracatu Mineração RPM	Ney Rosario Amorim	UFV
2009	Estudo da Liquefação estática em Rejeitos e Aplicação de Metodologia de Análise de Estabilidade	João Pimenta Freire Neto	UFOP
2009	Uso das técnicas HCT e TDR no Monitoramento do Processo de Consolidação em Reservatórios de Barragens de Rejeito	Vagner Albuquerque de Lima	UFSCAR
2009	Modelagem do comportamento Pós-Sismo de uma Barragem de Rejeito	Fanny Herrera Loayza	PUC/RIO
2009	Quantificação de Éter-aminas em Rejeitos de Flotação de Minério de Ferro em Função da Granulometria	Fernanda Mara Fonseca da Silva	UFOP
2009	Caracterização Tecnológica no Aproveitamento do Rejeito de Minério de Ferro	Marcos Antônio Gomes	UFOP
2009	Metodologia de Análise Hierárquica Aplicada Para Escolha do Sistema de Disposição de Subproduto da Mineração com Ênfase nos Rejeitos de Minério de Ferro	Márcio Fernando Mansur Gomes	UFOP
2009	Gestão de Risco e Plano de Ações Emergenciais Aplicado à Barragem de Contenção de Rejeitos Casa de Pedra/CSN	Frank Marcos da Silva Pereira	UFOP
2009	Caracterização da Rejeitos de Minério de Ferro de Minas da Vale	Ana Paula Wolff	UFOP
2009	Disposição Compartilhada de Rejeito e Estéril Gerados no Processo de Extração de Minério de Ferro	Aureliano Robson Corgozinho Alves	UNB
2010	Estudo do Comportamento Geomecânico de Resíduos de Mineração	Jucélia Bedin	UFRS
2010	Estudo da Liquefação Estática de um Barragem de Rejeito Alteada para Montante Aplicando a Metodologia de Olson (2001)	Washington Pirete da Silva	UFOP
2010	Manual de Operação de Barragens de Contenção de Rejeitos como Requisito Essencial ao Gerenciamento dos Rejeitos e à Segurança de Barragens	José Bernardo V.R de Oliveira	UFOP
2012	Proposta de Nova Metodologia de Desaguamento de Rejeitos em Polpa	Cláudio Lineu Pereira Peixoto	UFOP
2012	Capacidade de Suporte de Praias de Rejeitos de Granulares de Mineração e Construção de Aterros Compactados	Lincoln Ribeiro Maia de Resende	UFOP
2012	Comportamento de um Aterro Experimental Sobre um Depósito de Rejeitos de Ouro – Mineração Paracatu	German Luis Gonzales Mamani	PUC/RIO
2012	Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito	Herbert Miguel Maturano Rafael	PUC/RIO
2012	Avaliação Numérica do Dimensionamento de Sistemas de Cobertura para Reservatórios de Disposição de Resíduos de Mineração	Lucas Barros Duarte	UFMG
2012	Aplicabilidade de Rejeitos de Mineração de Ferro Para Utilização em Filtros de Barragens	Julieta Echeverri Vergara	UNB
2013	Avaliação da Disposição de Rejeitos de Minério de Ferro nas Consistências de Polpa e Torta	Andréa Mírian Costa Portes	UFMG
2014	Caracterização geotécnica e compactação de um resíduo da produção de alumina (lama vermelha) desaguado por filtro prensa	Kellen Dias Nery	UFMG

2.3.1 Disposição quanto à concentração.

A diferença primordial entre as concentrações encontradas nos rejeitos está na quantidade de água presente por volume ou peso da massa total de rejeito.

Para o desenvolvimento deste trabalho faz-se conveniente definir dois índices físicos de estado normalmente utilizados para mensurar a relação água/sólidos presente nas massas de rejeitos, são eles teor de sólidos volumétrico (C_v) e gravimétrico (C_w). As duas relações são normalmente utilizadas para mensurar a concentração da massa de rejeitos, quando o volume de água é grande em proporção ao volume de sólidos. O teor de sólidos volumétrico expressa a relação entre o volume de sólidos presente na massa e o volume total da massa, em termos percentuais (Equação 2.1)

$$C_v = \frac{V_s}{V} \cdot 100\% \quad (2.1)$$

O teor de sólidos gravimétrico expressa a relação entre a massa de sólidos e massa total de rejeitos, em termos percentuais (Equação 2.2)

$$C_w = \frac{M_s}{M} \cdot 100\% \quad (2.2)$$

Theriault *et al.*(2003) citam que conceito de disposição de rejeitos espessados em superfície foi introduzido pelo Dr. Eli Robinsky no início da década de 70 e tem sido aplicado na operação de diversas minas, por várias décadas, como, por exemplo, a mina Kidd Creek, localizada a Nordeste de Ontario, Canadá, e, principalmente, na disposição das lamas vermelhas produzidas pela indústria do alumínio.

De acordo com Portes (2013), o espessamento consiste no aumento da concentração de sólidos por meio do desaguamento da polpa. Neste processo são utilizados os espessadores, que possuem a função de separar os sólidos do líquido via sedimentação de partículas por gravidade. O desaguamento é, portanto, um processo mecânico.

À medida que a água é retirada do rejeito, sua consistência vai aumentando progressivamente, de maneira que a sua resistência (“yield stress”) aumenta de maneira exponencial. A ciência que estuda as condições de fluxo para as várias concentrações que os rejeitos podem experimentar é denominada Reologia e será, no âmbito deste trabalho, tratada em separado face à sua importância sobre o tema central de pesquisa. A Figura 2.3 apresenta o gráfico de correlação entre a concentração de sólidos (C_w ou

Cv) e a resistência dos rejeitos. Através da Figura 2.3 é possível identificar as nomenclaturas internacionalmente utilizadas para designação das faixas de concentração dos rejeitos. São elas: rejeito em polpa, pasta e torta. Pela Figura 2.3 é possível identificar, também, uma sensibilidade da tensão de escoamento em relação à concentração de sólidos, sendo que, mesmo dentro do intervalo de teores de sólidos que caracterizam a pasta, podem existir rejeitos com resistências distintas.

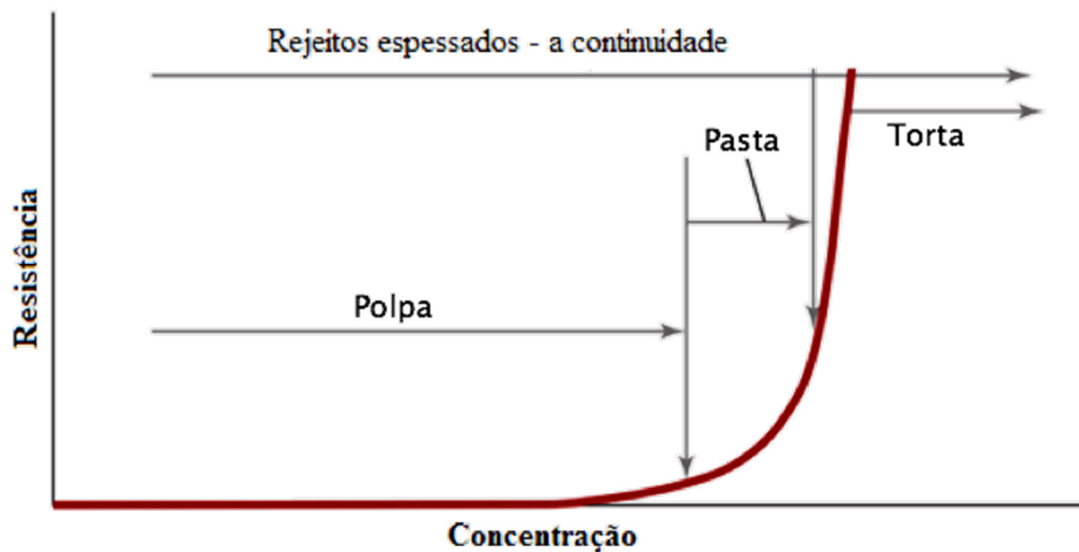


Figura 2.3 - Concentração vs tensão de escoamento. (BOGER, 2013)

Não existe ainda no meio técnico um consenso em relação à definição das nomenclaturas e limites de concentração que separam os rejeitos em espessados e em pasta, sendo este tema, palco de discussões nos principais congressos internacionais. Uma confusão constante relacionada às nomenclaturas é o termo em inglês “slurry”, utilizado para designar rejeitos segregáveis de baixo teor de sólidos, cuja tradução para o português é lama, mesmo termo comumente utilizado para caracterizar rejeitos finos originários do processo de deslamagem. O termo espessamento se refere às atividades de retirada da água dos rejeitos. Entretanto, comumente se utiliza o termo “rejeitos espessados” para se referir a rejeitos que sofreram espessamento, entretanto, o teor de sólidos obtido não foi suficiente para atingir características físicas de pasta mineral.

No âmbito deste trabalho serão considerados os seguintes termos:

- Rejeito em polpa: Rejeitos com baixas concentrações de sólidos ($30% < C_w < 40%$), sem espessamento, segregável. A polpa é a concentração mais comum na saída dos rejeitos de usinas de beneficiamento no Brasil;

- Rejeito espessado: Rejeitos com concentrações de sólidos aumentada através de processos mecânicos de espessamento ($45\% < C_w < 65\%$), porém, ainda segregável e bombeável por bombas centrífugas;
- Rejeito em pasta: Rejeitos com concentração de sólidos intermediária ($65\% < C_w < 70\%$), não segregável, somente bombeável com bombas de deslocamento positivo;
- Rejeito em torta: Rejeitos com alta concentração de sólidos ($80\% < C_w < 85\%$). A torta consiste em uma massa de rejeito com baixa umidade transportável apenas através de esteiras ou caminhões.

Um método simples utilizado para mensurar a concentração dos rejeitos é o teste do abatimento do tronco de cone, normalmente utilizado para realizar o controle da trabalhabilidade do concreto em obras, conhecido como “slump test” e normatizado pela NBR NM67 (ABNT, 2006). A Figura 2.4 apresenta o aspecto dos rejeitos e ensaios de “slump test” realizados com os materiais em teores de sólidos variáveis até o valor de um rejeito em forma de torta, no qual a concentração se torna tão grande que as forças entre as partículas começam a ditar o comportamento e o ensaio de “slump test” perde o sentido.

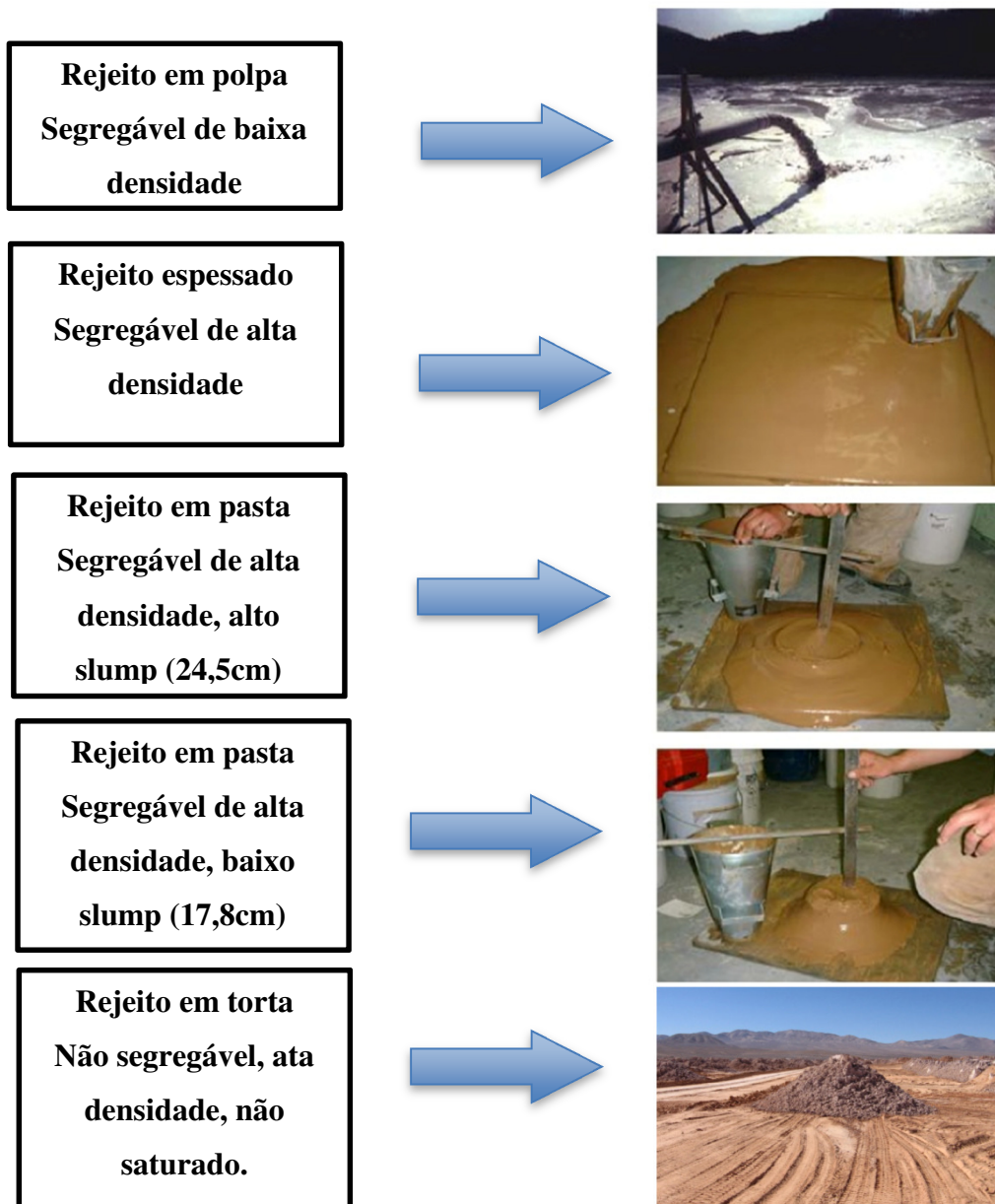


Figura 2.4 – Aspecto dos rejeitos em várias concentrações e em ensaios de “Slump test”.

(adaptado de GRABINSKY *et al.*, 2002)

A Tabela 2.3 apresenta as principais características oriundas da disposição dos rejeitos nas diferentes concentrações. Através dela é possível identificar algumas das principais características que devem ser consideradas para compreender as vantagens e desvantagens que cada teor de sólidos carrega quanto à disposição.

Tabela 2.3 - Principais características da disposição dos rejeitos nas concentrações de polpa, espessados, pasta e torta. (DAVIES, 2011).

	Polpa convencional	Espessado	Pasta	Torta
Estruturas de desaguamento¹	Nenhuma (ciclones podem ser utilizados)	Coagulantes/Floculantes/Ciclones/Espessadores/Modificadores químicos	Espessadores do tipo "Deep bed" aditivos	Filtros (vácuo ou pressão)
Teor de sólidos gravimétrico típico (Cw)²	30-40%	45-65%	65-70%	80-85% (não saturado)
Transporte Típico	Bombas centrífugas		Bombas de deslocamento positivo/ redutores de viscosidade	Caminhões esteiras
Água percolada	Finos para lago com volume significativo de água a ser manejada	Volume de água considerável a ser manejado	Pequeno ou nenhum volume de água a ser manejado	apenas consolidação - água percolada pode ser negligenciada
Características dos rejeitos depositados	Segregáveis	Possivelmente segregáveis	não segregáveis	aspecto de solo (não segregáveis)
Modelo de resistência aplicável	Reologia	Reologia	Transição para mecânica dos solos	Mecânica dos solos
Ângulos de praia	Suave com concavidade	concavidade menor, levemente mais íngreme que o método convencional. Praia forma fluxo em canais	"Sheet Flow", com possibilidade de ocorrência de canalização. Formação de praia pode ser inibida pela resistência.	N.A
Deformações pós deposição (consolidação)	Adensamento a grandes deformações		Próximo de modelos tradicionais da mecânica dos solos	Modelos tradicionais da mecânica dos solos
Retenção dos rejeitos	Estruturas de retenção para todos os métodos de disposição subaérea	Podem ser auto sustentados em ângulos de deposição muito baixos. Estruturas de retenção são ainda necessárias	Podem ser auto sustentáveis em ângulos modestos, têm potencial para disposição com estruturas de disposição mínimas	Auto sustentáveis em altos ângulos de deposição, dispensam estruturas de retenção.

¹Centrífugas não listadas, podem desenvolver concentração intermediária entre pasta e torta

²Densidades típicas para minerais de rejeitos de mineração de metais. Variação no comportamento para outros tipos de materiais minerados podem ser esperadas.

(a) Rejeitos Espessados e Pasta Mineral.

Neste item descreve-se brevemente as principais características técnico-operacionais, vantagens e desvantagens da utilização das tecnologias de disposição de rejeitos espessados e em pasta. A Figura 2.5 apresenta ensaios de “*slump test*” realizados em rejeitos de lamas de minério de ferro da mina Capão Xavier, nos quais é interessante observar o aspecto plástico do rejeito na concentração de pasta para os diferentes teores de sólidos gravimétricos indicados em cada foto.



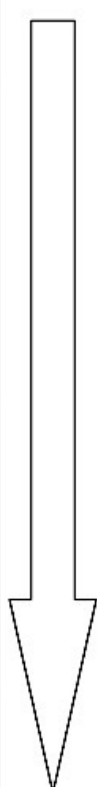






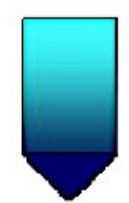

Figura 2.5 - Ensaios “*slump test*” realizados em lamas de minério de ferro da mina Capão Xavier. (GUIMARÃES, 2011)

Uma vez que os rejeitos são produzidos por via úmida, para realizar o espessamento são necessárias operações unitárias industriais de desaguamento, através dos chamados tanques espessadores. De acordo com Portes (2013), o funcionamento de um espessador convencional consiste na alimentação da polpa, seguida pela sedimentação das partículas. Na parte superior do tanque, a água clarificada (*overflow*) transborda, enquanto que as partículas sedimentadas (*underflow*) são direcionadas por pás até o cone de descarga. Para acelerar o processo de sedimentação, muitas vezes são adicionados reagentes, que são misturados antes da alimentação do tanque. Os reagentes adicionados, na maioria das vezes, alteram características físico-químicas dos rejeitos, como por exemplo, o pH. A influência das

modificações físico-químicas nas propriedades reológicas dos rejeitos serão comentadas em itens subsequentes.

A Tabela 2.4 apresenta os principais espessadores utilizados para desaguoamento de rejeitos. Portes (2013) apresenta a Tabela 2.4, em que é possível observar o histórico do desenvolvimento dos espessadores. Com o passar dos anos e com o desenvolvimento de novas tecnologias e reagentes, a geometria destes equipamentos tiveram sua área em planta reduzida e sua altura majorada. No final da linha evolutiva, podem-se observar os espessadores do tipo “Deep Cone”, mais adequados para a produção de rejeitos com altos teores de sólidos, visando-se atingir concentração de pasta.

Tabela 2.4 - Tipos de espessadores de rejeitos (GUIMARÃES, 2011 *apud* PORTES, 2013)

Tempo	Tipo	Forma	Características
	<p>Convencional</p> 		<p>Ação ineficiente do floculante,</p> <p>Grande área, Ø até 150m,</p> <p>Obtém baixa densidade.</p>
	<p><i>High Rate</i> ou <i>High Capacity</i></p> 		<p>Adição de floculante,</p> <p>Menor área se comparado ao Convencional,</p> <p>Obtém densidade similar ao Convencional.</p>
	<p><i>High Density</i></p> 		<p>Menor área e maior altura que o <i>High Capacity</i>,</p> <p>Obtém máxima densidade.</p>
	<p><i>Deep Cone</i></p> 		<p>Aumento da altura em relação ao <i>High Density</i>,</p> <p>Maior redução de área,</p> <p>Produção de pasta.</p>

Uma das principais vantagens do desaguamento de rejeitos é a recuperação de água na planta de modo a ser reutilizada no processo, reduzindo assim as perdas e conseqüentemente a demanda de água nova na usina. Este fator se torna decisivo em locais onde o balanço hídrico é negativo e a disponibilidade hídrica é limitada. A dificuldade e custo de obtenção de outorgas de água em climas áridos explica o fato da grande concentração de estruturas de disposição em pasta e torta no Chile e Peru. Entretanto, é importante observar que a cobrança pelo uso da água já está sendo implementada em algumas bacias hidrográficas no Brasil. Apesar da recirculação de água diretamente na planta ser uma vantagem atrativa, a construção dos tanques espessadores e adição de mais uma operação unitária a ser realizada no processo impõe altos custos ao sistema de disposição.

Além dos altos custos associados à instalação e operação dos sistemas de desaguamento, o transporte dos rejeitos da usina de beneficiamento até a disposição final deve ser considerado elemento chave na fase de estudo de alternativas de disposição. Conforme indicado na Tabela 2.4, em função das diferentes concentrações obtidas através do espessamento progressivo dos rejeitos, as técnicas de transporte vão sendo reavaliadas, de maneira a compatibilizar as mudanças nas características reológicas. Via de regra, quanto maior a concentração do material maior será o custo de transporte, associado à energia de bombeamento e/ou tamanho das estruturas de tubulação. O custo do emprego de bombas de deslocamento positivo muitas vezes inviabiliza economicamente a utilização da tecnologia de pasta para disposição dos rejeitos. A alternativa de construir a planta de desaguamento próxima à estrutura de disposição de maneira a bombear a maiores distâncias os rejeitos em polpa e retornar a água à planta é, muitas vezes, mais viável sob o ponto de vista econômico.

Slottee e Johnson (200?) relatam que, em função das restrições que as altas viscosidades dos rejeitos espessados e em pasta apresentam, o sucesso da aplicação das tecnologias requer uma abordagem diferente, integrando o dimensionamento dos sistemas de espessamento, bombeamento e disposição. No início dos estudos de implantação de um projeto, as investigações de laboratório para o sistema de espessamento, transporte e disposição são normalmente realizadas em separado, com pouca comunicação interdisciplinar. Esta abordagem desconexa pode resultar no dimensionamento da disposição, transporte e espessamento baseados em suposições reológicas distintas.

Outras vantagens ambientais e operacionais podem ser mencionadas no que diz respeito à disposição de rejeitos não segregáveis em forma de pasta:

- A presença de pouca água nos rejeitos reduz drasticamente os efluentes da estrutura de disposição, o que pode ser vantajoso para disposição de rejeitos não inertes;
- O menor índice de vazios reduz a entrada de ar no maciço disposto, diminuindo consequentemente os impactos sobre rejeitos potenciais geradores de drenagem ácida de mina (DAM);
- A maior concentração permite a deposição dos rejeitos espessados e em pasta sob ângulos maiores, o que aumenta a capacidade volumétrica das estruturas, reduz as áreas impactadas e a altura das estruturas de contenção;
- O tempo de acesso sobre os rejeitos é minimizado;
- Facilita o fechamento da estrutura, reduzindo drasticamente os custos envolvidos no descomissionamento. Li *et al.* (2013) chamam atenção ao fato de que o desaguamento de rejeitos visando melhorias de suas propriedades geotécnicas é atividade crítica para a indústria mineral em Alberta, Canada, onde os planos de fechamento de mina requerem uma superfície trafegável sobre os rejeitos em acordo com a Alberta Energy Resources Conservation Board (ERCB) Directive 074;
- Reduz drasticamente o risco de rupturas catastróficas do tipo “flow slides”. Uma vez que a pequena quantidade de água presente na pasta é expulsa por ressecamento, o rejeito endurecido e não saturado tem potencial de liquefação minimizado, seja estática ou dinâmica;

(b) Rejeitos em Torta

De acordo com Guimarães (2011), a filtragem pode ser definida como uma operação unitária de separação dos sólidos contidos em uma suspensão aquosa mediante a passagem da polpa através de um meio filtrante, que retém as partículas sólidas e permite a passagem do líquido. O líquido que atravessa o meio filtrante é denominado filtrado e os sólidos retidos constituem a torta. A Figura 2.6 mostra o aspecto de um rejeito do processo de produção de zinco, chumbo e cobre da mina de Cerro Lindo-Peru, na concentração de torta.



Figura 2.6 - Rejeitos de Cerro lindo na concentração de torta (LARA *et al.*,2013)

A disposição dos rejeitos na forma de torta requer o desaguamento do material até a formação de uma massa não saturada. Através da Tabela 2.3 é possível observar que, para a concentração de torta, o comportamento do material é mais próximo de um solo. O modelo físico de resistência aplicável à concentração de torta é o Mohr-Coulomb, comumente utilizado na mecânica dos solos.

O critério geral para aplicação da tecnologia de rejeitos filtrados para sua disposição em superfície é baseado no fato que depósitos de rejeitos em torta podem reduzir significativamente o volume dos rejeitos em contraste com a disposição convencional nas concentrações de polpa e torta. (LARA *et al.*, 2013).

Uma vez que os rejeitos em torta se constituem em uma massa não saturada, a resistência se torna tão elevada que seu transporte por tubulações não é mais possível, nem através do uso de bombas de deslocamento positivo. O transporte dos rejeitos na concentração de torta até a estrutura de disposição é, portanto, normalmente realizado através de caminhões ou correias transportadoras.

De acordo com Lara *et al.* (2013), o transporte e disposição de rejeitos com teor de umidade próximo do limite de liquidez pode dar o gatilho à mobilidade cíclica em processos de liquefação. Em geral, tortas com teor de umidade próximas ao limite de liquidez não ficam estáveis em um pequeno empilhamento cônico íngreme. Os mesmos autores completam ainda que, em 2007, os rejeitos de Cerro Lindo foram atingidos por um terremoto em Pisco (7.8 Mw

e epicentro a 90 km). Nesta ocasião os rejeitos não compactados que haviam acabado de ser depositados sofreram mobilidade cíclica. Por outro lado, ficou comprovado que os rejeitos que haviam sido compactados não experimentaram mobilidade cíclica nem deformações permanentes.



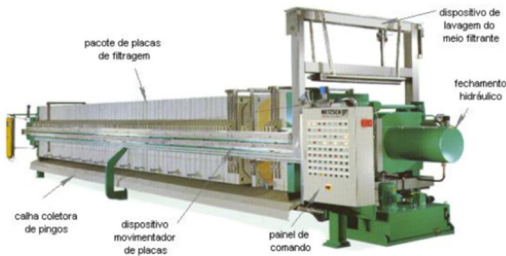


Uma das principais vantagens associada ao emprego dos rejeitos em torta consiste na eliminação da descarga através dos rejeitos. Portes (2013) comenta que a percolação num maciço de rejeito filtrado é governada, primordialmente, por características da curva de retenção (permeabilidade não saturada), o que dificulta a saturação deste tipo de estrutura. O fato da não existência de descarga nos rejeitos é fator favorável à disposição de rejeitos não inertes. Entretanto, isto não elimina a necessidade de estruturas de retenção de água. A grande susceptibilidade à erosão eólica e pluvial dos rejeitos nessa concentração torna necessária a implementação de diques de contenção de sedimentos adjacentes à estrutura. Estudos de viabilidade econômica devem incluir estas estruturas nos custos.

Para o desaguamento dos rejeitos até a concentração de sólidos de torta, normalmente são utilizados filtros, o que lhes fornece também a denominação de rejeitos filtrados. De acordo com Guimarães (2011), para que ocorra a filtração é necessária a existência de uma força incidente sobre as partículas através de um meio poroso. Essa força pode ser empregada através de: gravidade, vácuo, pressão ou centrifugação.

Lara *et al.* (2013) comentam que, quanto às propriedades dos rejeitos para processos de filtração, é desejável a menor porcentagem possível de partículas finas ($<2 \mu\text{m}$). O processo de filtração se torna mais eficiente quando o conteúdo de argila do rejeito é pequeno. Ainda segundo os autores, a mineralogia dos rejeitos também apresenta papel fundamental. Rejeitos que apresentam altos valores de massa específica dos grãos e teores baixos de argila e/ou minerais tixotrópicos resultam em melhores características para filtração.

A geração dos rejeitos filtrados normalmente requer operações unitárias de espessamento antes da filtração de maneira a proporcionar maiores taxas de filtração. Neste sentido, operações de espessamento e filtração estão se tornando mais populares (LARA *et al.*, 2013). A descrição detalhada do funcionamento de cada tipo de filtro não será tratada neste trabalho e pode ser encontrada nos trabalhos de Amarante (2002) e Guimarães (2011). A Tabela 2.5 apresenta resumidamente os principais filtros existentes e suas características.

Tabela 2.5 - Tipos de filtro para rejeitos (adaptado de GUIMARÃES, 2011)

Tipo de Filtro	Forma	Principais Característica
Filtro de disco		<ul style="list-style-type: none"> * Secagem à vacuo em ciclos com a rotação do disco. * Podem-se utilizar discos cerâmicos para facilitar a secagem através da capilaridade. * Pode-se aplicar pressão extra, através dos chamados filtros hiperbáricos.
Filtro horizontal de correia		<ul style="list-style-type: none"> * Aplicação de vácuo na parte inferior, no sentido gravitacional. * Equipamento mais apropriado para materiais granulares, porém pode ser utilizado para amplo espectro granulométrico (10 a 2000µm)
Filtro prensa de placas verticais	 <p>pacote de placas de filtragem calha coletora de pingos dispositivo movimentador de placas painel de comando dispositivo de lavagem do meio filtrante fechamento hidráulico</p>	<ul style="list-style-type: none"> * Caracterizado pela aplicação de pressão positiva. * Vantagem da produção de torta com menor umidade em comparação com outras tecnologias de filtragem. * Apropriado para filtragem de lamas.
Filtro prensa de placas horizontais		<ul style="list-style-type: none"> * Princípio similar ao filtro prensa de placas horizontais. * Apresenta a vantagem de utilizar menor área. * Alto custo de investimento.
Filtro de pressão vertical com injeção de calor	 <p>Módulo Simples (Piloto) Múltiplos Módulos (Industrial)</p>	<ul style="list-style-type: none"> * Aplicação de vapor quente para ajudar no processo de secagem (a temperatura e a pressão no interior da câmara de filtragem podem chegar até a 200°C e 25 bar, respectivamente). * Vantagem de maior controle da umidade da torta e aplicação a materiais com difícil secagem. * Maior gasto de energia.

2.3.2 Disposição quanto à estrutura.

Este item aborda brevemente os principais fatores relacionados às diversas tecnologias de disposição existentes no que diz respeito à estrutura formada pelo rejeito disposto. A deposição destes materiais pode ser feita em superfície, em cavidades subterrâneas ou em ambientes subaquáticos (ABRÃO, 1987). Neste trabalho serão tratados apenas os métodos de disposição em superfície, uma vez que o objetivo central consiste na avaliação das consequências de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos.

A técnica de disposição dos rejeitos em superfície aplicável para cada situação depende, fundamentalmente, das características geotécnicas de cada material, da concentração do rejeito a ser disposto, e das características geológicas e topográficas da área disponível. Quanto à concentração de sólidos, Laudrialt (2002) apresenta o esquema da Figura 2.7, em que é possível observar as distintas possibilidades de disposição em superfície de rejeitos em polpa e em pasta condicionadas a diferentes restrições topográficas.

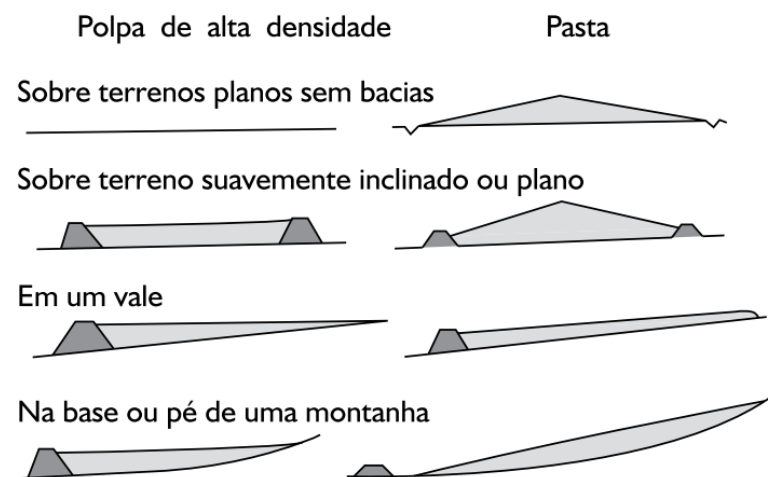


Figura 2.7 - Características da disposição em superfície quanto à concentração de sólidos. (adaptado de LAUDRIALT, 2002)

A partir da Figura 2.7 é possível observar que, para rejeitos na concentração de polpa, são necessárias grandes estruturas de contenção, uma vez que as praias formadas por estas estruturas apresentam ângulos de deposição muito baixos. Para os rejeitos na concentração de pasta, dependendo das condições topográficas, a necessidade de construção de estruturas de contenção dos rejeitos pode ser suprimida. Os itens subsequentes apresentam as formas de disposição em superfície, associando as concentrações e características geotécnicas aplicáveis a cada técnica.

(a) Disposição em barragens

A disposição dos rejeitos em reservatórios formados por barragens é, historicamente, a mais amplamente utilizada. Normalmente, a disposição em barragens é realizada para rejeitos na concentração de polpa, dispostos hidráulicamente. De acordo com Henderson (1988), os rejeitos granulares utilizados como material de construção, na maioria das vezes, são transportados por via hídrica, na forma de polpa, reduzindo substancialmente o custo do transporte desses materiais. Dessa forma, a técnica de aterro hidráulico para a construção dessas barragens se apresenta como uma alternativa viável tanto sob o ponto de vista de segurança como de economia (Espósito, 2000).

Historicamente, o desenvolvimento de técnicas para a construção de aterros hidráulicos foi realizado pelos soviéticos, face à experiência adquirida pela vasta utilização desta forma de deposição. A norma soviética SNIP-II-53-73 sumariza as principais condicionantes ao sucesso da utilização de aterros hidráulicos para construção de barragens. Küpper (1991) explica que a principal característica a ser observada no material a compor o aterro hidráulico é a granulometria. Outros fatores como forma do grão, vazão de descarga, método de descarga (espigotes, hidrociclones, “spray bars”) e teor de sólidos da polpa são também fundamentais para a avaliação da segregação hidráulica.

A técnica de construção de barragens pelo método do aterro hidráulico foi intensamente estudada nas universidades brasileiras. Espósito (2000) apresentou metodologia probabilística observacional para determinação da segurança de barragens de rejeitos através do contínuo monitoramento das densidades *in situ* e determinação das propriedades de resistência ao cisalhamento dos rejeitos em laboratório. Ribeiro (2000) realizou simulação física do processo de formação de aterros hidráulicos através de modelo reduzido em laboratório. O autor pôde constatar que os ângulos de deposição são dependentes de vários fatores como granulometria do rejeito, teor de sólidos da polpa e vazão de disposição. Outros aspectos relacionados à formação e características geotécnicas dos aterros hidráulicos também são encontrados em Cavalvante (2004), Milonas (2006), Russo (2007), Hernandez (2002), D`Agostino (2008).

Quanto à configuração geométrica, Vick (1983) coloca que as barragens podem ser projetadas de várias maneiras, sendo classificadas de acordo com as condições topográficas como barragens em vale, encosta e diques em anel, podendo ser simples ou múltiplas. A Figura 2.8

apresenta as principais configurações de barragens de disposição de rejeitos. Cada configuração geométrica da Figura 2.8 apresenta diferentes considerações quanto à construção, operação e manejo de água. As barragens em vale são o arranjo mais comum dentro do contexto brasileiro.

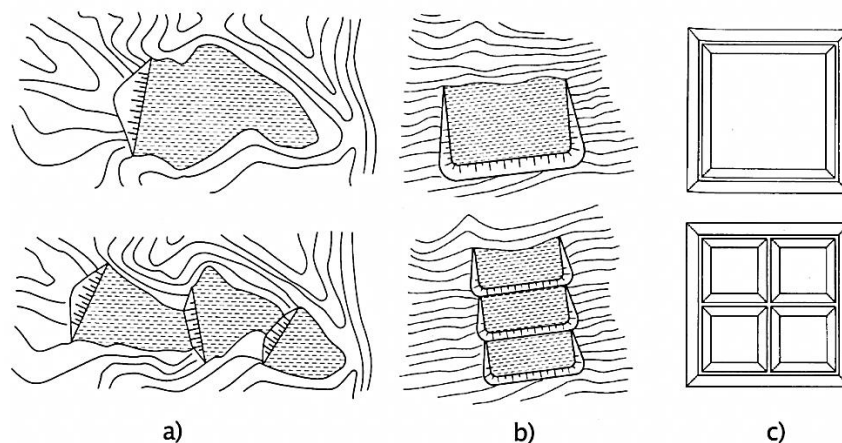


Figura 2.8 - Diferentes configurações geométricas de barragens de rejeitos. a) barragem em vale, b) barragem em encosta, c) barragem de diques em anel. (adaptado de VICK, 1983).

Os maciços de contenção que formam o corpo das barragens podem ser constituídos com materiais naturais, como solo e enrocamento, ou rejeitos. Para barragens de contenção de rejeitos construídas em solo e/ou enrocamento, o projeto e construção do barramento deve seguir os mesmos critérios de uma barragem de água. Esta técnica de disposição possui a vantagem de permitir a descarga dos rejeitos à montante do vale, de maneira a aumentar a capacidade volumétrica do reservatório, uma vez que não há restrição da posição do lago em relação ao maciço. É importante observar que os maciços construídos com materiais naturais possuem maior controle da superfície freática, garantindo maior segurança da estrutura.

As barragens de contenção de rejeitos construídas com os próprios rejeitos constituem alternativas que, normalmente, apresentam maior viabilidade econômica. Para as barragens construídas com rejeitos é prática comum a construção de dique de partida em solo compactado e, posteriormente, com a aproximação da exaustão da capacidade volumétrica do reservatório formado, a execução de alteamentos na estrutura. A prática dos alteamentos nas barragens de rejeitos procura distribuir no tempo os custos de investimento da estrutura de disposição.

Quanto aos métodos construtivos de barragens de rejeitos construídas por alteamentos sucessivos, podem-se citar os métodos de montante, de jusante e da linha de centro. Dentre os

métodos construtivos clássicos, o de montante é considerado o mais econômico e de maior facilidade executiva. Maiores detalhes sobre estes métodos podem ser encontrados em, por exemplo, Vick (1983). Conforme fica evidenciado na Figura 2.9, os três métodos apresentam diferentes características construtivas.

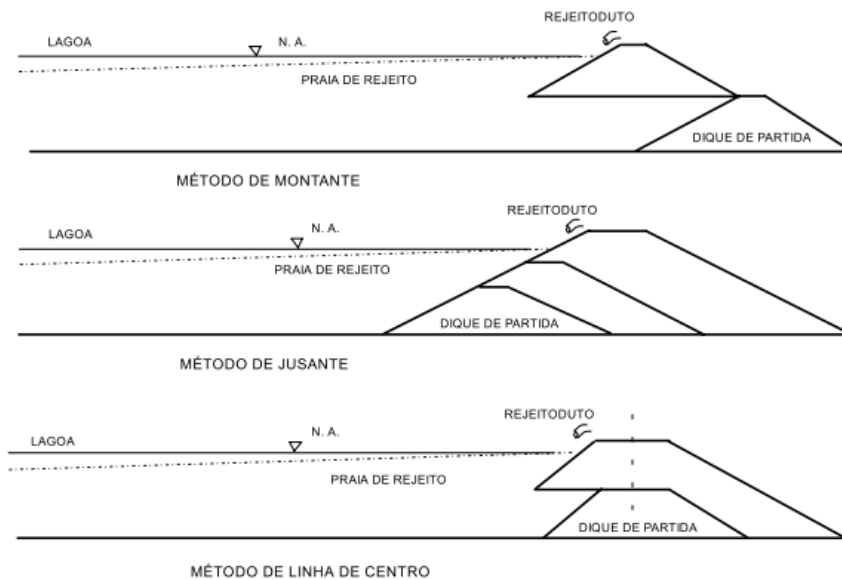


Figura 2.9 - Métodos de alteamento de barragens de rejeitos (adaptado de VICK, 1983)

No método de jusante, o maciço cresce sobre o material compactado e tem sua fundação em solo. As características geométricas deste tipo de estrutura permitem a implantação de sistemas de drenagem interna para controle da superfície freática. A técnica de alteamento pelo método de jusante, apesar de conceber um maciço com maior segurança, implica em maior volume de aterro compactado e maior custo operacional.

No método de montante, os diques de alteamento são construídos sobre os rejeitos previamente depositados no reservatório, de tal maneira que tanto a capacidade de suporte quanto a implementação de sistemas de drenagem interna ficam limitadas. O sucesso do método de montante é, portanto, fortemente dependente das características de segregação hidráulica dos rejeitos, sendo considerada a técnica que possui maiores riscos associados.

O método de linha de centro consiste em uma combinação dos métodos de montante e jusante. Nesta técnica parte dos rejeitos se apoia sobre a praia depositada hidráulica e parte se apoia a jusante, sobre fundação em solo natural.

(b)Empilhamentos drenados

Como variação da barragem alteada com rejeito, tem-se o empilhamento drenado, que é a disposição sob a forma de pilha com utilização de materiais mais granulares (Gomes, 2009b). De acordo com Ávila (2011), no empilhamento drenado, ao invés de utilizar uma estrutura impermeável de barramento, adota-se uma estrutura drenante, que não retém a água livre que sai dos poros dos rejeitos, mas libera esta água através de um sistema de drenagem interna, de grande capacidade de vazão, ligada aos rejeitos do reservatório. Este método tem sido utilizado no Brasil desde a década de 80, embora em poucos casos. Neste caso, os rejeitos arenosos são transportados sob a forma de polpa e depositados pela técnica de aterro hidráulico. O lançamento inicial é feito a partir da crista de um dique de partida, por meio de um ou vários pontos de descarga. Alteamento sucessivos são construídos sobre os rejeitos previamente depositados com utilização de equipamentos como trator de esteira. Procede-se a realocação do rejeitoduto para a crista dos novos diques formados e dá-se continuidade ao processo até se atingir a altura final prevista para a pilha (Gomes, 2009b). A Figura 2.10 apresenta uma seção transversal de um empilhamento drenado, onde se pode observar o sistema drenante de fundo, projeto para evitar a saturação e acúmulo de água da estrutura. Ávila (2011) apresentou três anos de monitoramento dos piezômetros locados na Figura 2.10, mostrando que em nenhum momento registrou-se poropressão, o que garante que a massa de rejeitos disposta esteja não saturada.

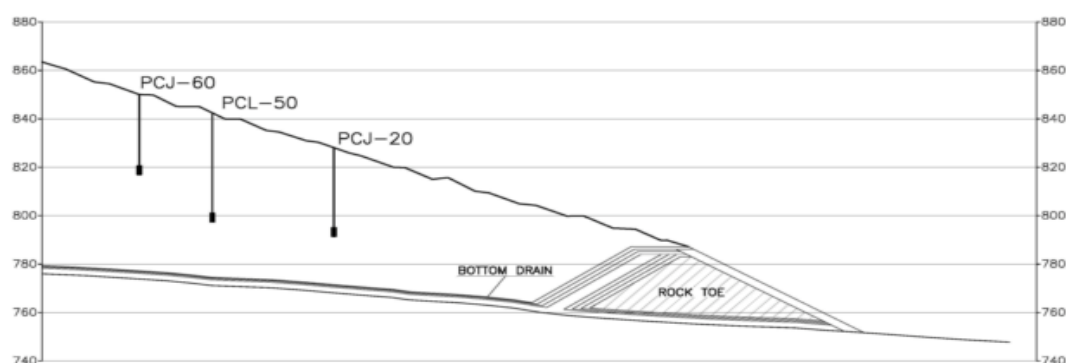


Figura 2.10 - Empilhamento drenado da barragem do Germano (ÁVILA, 2011).

O sistema distingue-se, formalmente, de uma barragem de contenção de rejeitos por inibir o acúmulo de água no interior da estrutura através da implantação de um eficiente sistema de drenagem interna e de fundo que garanta condições de um efetivo fluxo gravitacional ao longo da disposição do rejeito e períodos de chuva. A estrutura pode ser dotada de extravasores e sistemas de captação de água, de forma a permitir a rápida remoção de água

acumulada em período de precipitações mais intensas. Os sistemas de drenagem são dimensionados para a captação das águas efluentes da polpa de rejeito, águas de chuvas, de nascentes e cursos d'água existentes (Gomes, 2009b).

Devido à necessidade de livre drenagem de toda a estrutura, a disposição em empilhamentos drenados não é viável tecnicamente para rejeitos finos, cuja baixa permeabilidade impossibilita a livre passagem de água. Sob este aspecto, Gomes (2009b) comenta a desvantagem da técnica quando há a geração de rejeitos finos e granulares ao mesmo tempo na usina. Nestes casos, se a técnica de empilhamento drenado for utilizada para a disposição dos rejeitos granulares, deve-se dispor de outra estrutura para disposição de rejeitos finos ou estudar se o vale permite a disposição compartilhada. Segundo Gomes (2009b), o princípio de execução é similar aquele utilizado para a formação de pilha de estéril, porém, é dada bastante ênfase nos sistemas de drenagem interna e de fundo da estrutura. Trata-se, neste caso, de uma grande vantagem, pois permite a utilização de encostas e, não somente vales como as barragens, para disposição de rejeito. Segundo Ávila (2011), como exemplos principais de empilhamentos drenados no Brasil, citam-se as pilhas do Xingu (Mina de Alegria), Monjolo (Mina de Água Limpa), Pilha da Barragem do Germano da Samarco (altura de 95m a 175m) e Pilha da Cava do Germano (altura de 160 m) também da Samarco.

Ainda segundo Ávila e Castro (2008) os objetivos principais do método de empilhamento drenado são:

- Obter um maciço não saturado, portanto com maior estabilidade;
- Obter maior densidade e, portanto, maior capacidade e vida útil;
- Obter menor potencial de dano em uma eventual ruptura;
- Obter maior facilidade para o fechamento e recuperação ambiental;
- Aplicação segura do método de montante, com baixo risco de liquefação e de ruptura.

(c) Pilhas cônicas de rejeitos.

A técnica de disposição em pilhas cônicas de rejeitos é exclusiva para rejeitos desaguados na concentração de pasta e é ainda considerada uma técnica alternativa de disposição de rejeitos. Segundo Landriault *et al.* (2002), enquanto rejeitos na concentração de polpa formam praias com ângulos usualmente menores que 2° (1V:28,6H), os rejeitos espessados até a concentração

de pasta podem atingir 10° (1 V:5,7VH) ou mais, com pouco escoamento superficial e trincamento substancialmente menor.

Em função dos altos ângulos de deposição atingidos pelos rejeitos em pasta, a disposição dos rejeitos através de torres centrais e formação de estruturas cônicas é viabilizada. Esta técnica de disposição possui a vantagem de redução ou supressão das estruturas de contenção, sendo muito interessante para a disposição em áreas planas onde a disposição na concentração de polpa necessitaria de estruturas com arranjo em anel (“ring dike”), com alto custo de implantação. A estrutura de disposição de rejeitos em pasta na forma cônica de operação mais antiga existente é a da mina Kidd Creek no Canadá. Outro exemplo bem sucedido de disposição na forma de pilhas cônicas é o da mina de ouro de Bulyanhulu, na Tanzânia. Para os rejeitos de Bulyanhulu, Theriault *et al.* (2003) comentam que ensaios de laboratório com rejeitos em pasta atingindo 250 mm de slump indicavam ângulos de deposição próximos de 10:1 (H:V). Entretanto, a prática de disposição realizada no campo pode ser afetada por vários aspectos, incluindo condições climáticas, variações de temperatura, efeitos de cisalhamento durante o bombeamento, taxa de disposição e material base sobre o qual os rejeitos são dispostos. Os autores comentam ainda que, na prática, para a primeira célula teste, a maioria dos taludes atingiu ângulos de deposição na ordem de 13,5:1 (H:V).

A prática de construção da pilha consiste na disposição de camadas de aproximadamente 30cm, com posterior secagem para ganho de resistência. Na experiência de Bulyanhulu, foram necessários 3 (três) dias para o aparecimento das primeiras trincas e 5 (cinco) dias para o acesso à pé. A Figura 2.11 apresenta algumas imagens da disposição dos rejeitos de Bulyanhulu, onde se pode ver a torre de disposição no início da operação e após a formação do cone. Através da Figura 2.11 é possível notar também as trincas formadas após o ressecamento, o lançamento de rejeitos sobre base de rejeitos trincada e o esquema de lançamento de três camadas finas sobrepostas. A experiência de Bulyanhulu mostrou que o empilhamento de rejeitos direto do fim da tubulação é possível, sendo a dissecação o elemento chave para ganho de resistência da pasta. Theriault *et al.* (2003) comentam ainda que os rejeitos dissecados permanecem próximos à saturação, o que reduz oxidação e aumenta a resistência contra a erosão eólica. Para o caso de Bulyanhulu, a máxima espessura para a dissecação ótima foi de 30 cm, sendo que o tempo de ciclo de disposição ótimo que garantisse a secagem foi de 5 dias.



Figura 2.11 - Pilha de rejeito em pasta da mina de Bulyanhulu (THERIAULT, *et al.*, 2003)

Li *et al.* (2009) apresentaram um resumo dos principais dados de taxa de produção, tipo de rejeitos, teor de sólidos e ângulos de deposição atingidos de estruturas de disposição em pasta, conforme pode-se observar através da Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Principais características das estruturas de rejeito em pasta existentes (LI *et al.*, 2009)

MINA	LOCALIZAÇÃO	MINÉRIO	TAXA (Mt/ano)	Densidade do rejeito (%)	Inclinação atingida	
					MÁX (%)	FAIXA (%)
Kidd Creek	Ontario	Cu/Zn	2,92	60-65	5,70	2-4
Bulyanhulu	Tanzania	Au	0,70	73-79	11,00	6-8
Selbaie	Quebec	Cu/Au/Ag	0,54	60	4,00	4
Elura	Australia	Zn	1,00	60	1,70	-
Peak gold	Australia	Au	0,40	55-62	2,50	1,5-2,0
Union Reefs	Australia	Au	2,30	<65	0,90	-
McArthur River	Australia	Pb	2,40	60	1,00	-
Cluff Lake	Canadá	U	0,32	52	3,00	-
Ernest Henry	Australia	Cu	7,00	75	1,10	-
Mount Keith	Australia	Ni	10,50	44	2,00	-
Blendevalle	Australia	Pb	1,50	65	1,50	-
Warkworth	Australia	Ash	0,10	70	5,00	-
Ekati	Canadá	Diamante	1,60	40	1,00	-
Strathcona	Ontario	Ni	0,50	45	1,50	1,25-1,5
Century	Australia	Zn	4,30	52-58	1,00	0,6-1,0
Sunrise Dam	Australia	Au	3,60	64	2,00	1-2
Kimberley	África do Sul	Diamante	8,60	44-67	1,50	1
Osborne	Australia	Cu/Au	1,34	72-76	4,00	3-4
Miduk	Iran	Cu	4,80	63	2,50	2,3-2,5
Granites	Australia	Au	0,20	55-60	2,00	-
Vandreuil	Quebec	Bauxita	0,45	45	4,00	3,0-4,0
Aughinish	Irlanda	Bauxita	1,70	63	2,70	1,5-2,7

Apesar da adoção da disposição dos rejeitos na concentração de pasta reduzir ou suprimir a necessidade de estruturas de contenção de rejeitos, a experiência mostra que, mesmo para rejeitos não segregáveis em pasta, deve-se projetar um dique para coleta dos afluentes da pilha e contenção de sedimentos. De acordo com Davies (2010), o único caso em que se pode assumir a condição da não existência do lago é o dos rejeitos filtrados empilhados à seco (“dry stacks”).

(d) Empilhamento à seco ou “dry stacks”

A disposição dos rejeitos desaguados até a concentração de torta se dá através de empilhamentos desses materiais em pilhas, normalmente denominadas como “dry stacks”. Segundo Lara *et al.* (2013), o critério geral para aplicação da tecnologia de rejeitos filtrados é baseado no fato de que os “dry stacks” podem reduzir significativamente o volume de rejeitos, resultando em menores impactos em contraste com a disposição de rejeitos espessados e em polpa. Além disso, a alta recuperação de água na planta permite que a técnica seja atrativa do ponto de vista econômico, em regiões de baixa precipitação e alta evaporação, onde normalmente os recursos hídricos são limitados e de alto custo.

O transporte dos rejeitos da planta de filtragem até a área de disposição pode ser realizado através de caminhões ou correias transportadoras. Para a construção do empilhamento dos rejeitos na forma de torta, normalmente procede-se de maneira semelhante à construção de pilhas de estéril, pelo método ascendente com o despejo dos rejeitos através de caminhões e espalhamento por tratores.

Tanto as condições topográficas quanto o grau de sismicidade da área de implantação da estrutura são parâmetros importantes na decisão de projeto em compactar ou não os rejeitos em torta. Segundo Lara *et al.* (2013), uma estrutura bem compactada autoportante para todo o rejeito disposto, se torna relevante em áreas com altas inclinações (>20%) e alto risco sísmico (>0,25g correspondendo a um período de retorno de $T_r=475$ anos). Por outro lado, em locais onde tanto as condições topográficas quanto o risco sísmico são menos relevantes ao projeto, uma opção híbrida de construir uma estrutura bem compactada contendo uma zona de rejeitos secos não compactados é uma alternativa a ser levada em consideração.

Quando há a necessidade da compactação dos rejeitos, a diferença entre a umidade ótima de compactação e a umidade dos rejeitos na saída da planta de filtragem se torna altamente

relevante. Quando as diferenças entre as duas umidades é muito grande, a viabilidade técnica do empilhamento à seco pode ser comprometida.

A Tabela 2.7 apresenta um resumo das principais características das estruturas de “dry stacks” em operação na América do Sul, na qual pode observar a grande diferença negativa entre a evaporação e a precipitação anual, o que viabilizou a utilização da técnica.

Tabela 2.7 - Estruturas de disposição de rejeitos em operação na América do Sul (LARA E LÉON, 2011)

PROJETO	UNIDADE	MANTOS BRANCOS	LA COPIA	EL PEÑON	CERRO LINDO
Localização		Chile	Chile	Chile	Peru
Produção	tpd	12000	18000	2600	5000
Minério		Cu	Cu	Au	Zn-Pb-Cu
Transporte		Esteira	Esteira	Caminhão	Caminhão
Tipo de filtro		Belt	Belt	Belt	Belt
Concentração em massa (Cw)	%	82-83	79-82	82-83	87-88
Classificação	SUCS	SM	ML	ML	ML
% finos	%	35-40	53-55	61-65	56-58
Densidade dos grãos (Gs)		2,76-2,69	2,76-2,78	2,60-2,62	4,0-4,2
Compactação		Não	Não	Não	Sim
Pma	mm	<50	<50	<50	200
Ema	mm	>2000	>2000	>2000	1500

Pma = Precipitação anual média; Ema = Evaporação anual média.

A disposição dos rejeitos empilhados à seco traz diversas vantagens ambientais e de segurança, quando comparada às técnicas convencionais de disposição dos rejeitos em polpa. Com a compactação e a manutenção de uma estrutura densa e não saturada o potencial de liquefação dos empilhamentos à seco se torna mínimo. No que diz respeito ao fechamento, os rejeitos empilhados a seco possuem grande vantagem em relação às demais técnicas, uma vez que a superfície dos rejeitos é acessível em todos os instantes da operação, e a revegetação pode ser realizada concomitante à operação.

2.4 A mecânica dos rejeitos

No item 2.3 foram apresentadas algumas das diversas maneiras existentes de disposição de rejeitos em superfície. Este item agora aborda brevemente as propriedades mecânicas dos rejeitos, procurando formar um arcabouço teórico que permita a construção de modelos capazes de relacionar a forma e a concentração de disposição às propriedades geotécnicas de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e reologia dos rejeitos depositados. A previsão

das propriedades geotécnicas dos rejeitos depositados é de fundamental importância para a avaliação dos impactos causados por rupturas das diferentes estruturas de disposição.

2.4.1 Sedimentação, adensamento e ressecamento dos rejeitos

Uma vez disposta, a mistura de rejeitos e água é levada aos processos de sedimentação e adensamento. Segundo Oliveira-Filho e Van Zyl (2006) a evolução da deposição dos rejeitos no tempo se desenvolve conforme apresentado na Figura 2.12.

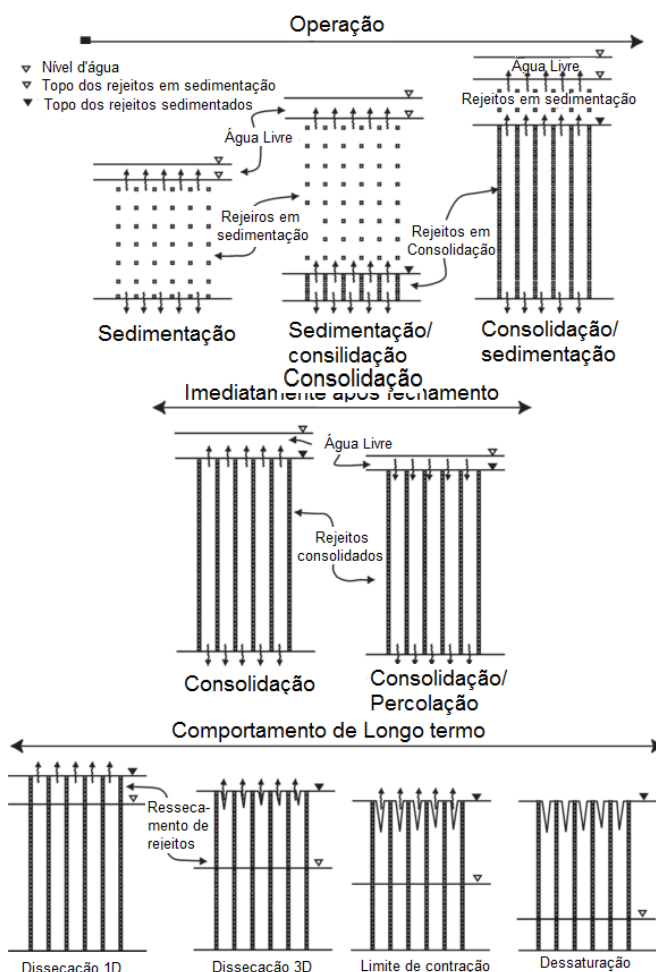


Figura 2.12 Processo físico de deposição dos rejeitos (adaptado de OLIVEIRA-FILHO e VAN ZYL, 2006)

Pela Figura 2.13, na fase inicial, os sólidos dos rejeitos suspensos na água, quando submetidos ao efeito da gravidade, sedimentam sob seu próprio peso até que se atinja o estado de equilíbrio. Dependendo da concentração de sólidos inicial da polpa, os sólidos podem depositar como sedimentação livre ou sedimentação obstruída (“hinderedsettling”), em que as partículas se movimentam como uma massa. Durante a sedimentação é geralmente aceitável considerar que não exista desenvolvimento de tensões efetivas e a polpa se comporta como

um fluido. Por outro lado, uma vez que as partículas entram em contato tem-se a formação de estados efetivos de tensão interparticular, a polpa se transforma progressivamente em um solo e as teorias de adensamento por peso próprio se tornam mais apropriadas para descrever o fenômeno. A partir desse ponto de transição, a quantificação da taxa da consolidação da massa depende de propriedades do material como condutividade hidráulica, densidade dos grãos, índice de vazios inicial e espessura da camada. Salfate (2011) comenta que uma das maiores dificuldades do problema consiste no fato de que a determinação do ponto em que a polpa se torna uma massa em consolidação não seja uma tarefa trivial.

O processo de sedimentação é apresentado na Figura 2.13, onde a superfície superior (suspensão) é caracterizada pela relação “ h vs t ” (em azul) e o sedimento é caracterizado por “ L vs t ” (em vermelho). A massa em sedimentação passará por três diferentes estágios: período de taxa constante, primeiro período de queda da taxa de sedimentação e segundo período de queda da taxa de sedimentação ou zona de compressão. O período de taxa de sedimentação constante é definido pela sedimentação livre das partículas, e geralmente ocorre em polpas muito diluídas. De acordo com Salfate (2011) o primeiro período de queda de taxa de sedimentação é causado quando se inicia um movimento ascendente da água, assim que ela é expulsa do sedimento, esse período se inicia no ponto A da Figura 2.13. Quando a linha do sedimento se encontra com a linha da interface da suspensão ($H=L$), apresentado pelo ponto B, o segundo período de queda da taxa de sedimentação se inicia, a massa entra na zona de compressão, sendo seu comportamento melhor descrito pela teoria do adensamento a grandes deformações. É importante mencionar que para pastas de rejeito de alta concentração o período de taxa constante pode não acontecer, e a sedimentação observada começa entre os pontos A e B. Salfate (2011) pontua que para suspensões com partículas de tamanhos variáveis pode ocorrer segregação quando a concentração de sólidos inicial é baixa.

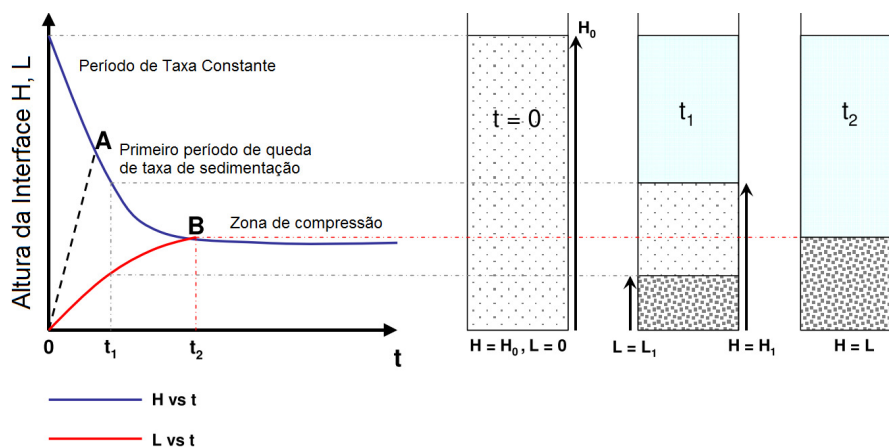


Figura 2.13 - Típica curva de sedimentação (adaptado de SALFATE, 2011)

As primeiras tentativas de descrever a sedimentação de suspensões concentradas de solo foram baseadas na “Lei de Stokes”, que descreve o comportamento idealizado de uma única partícula pelo equacionamento da força de arraste do fluido pela força gravitacional da partícula na velocidade terminal de sedimentação. Essa abordagem é extremamente simplista e não é aplicável a solos reais, uma vez que considera a queda de uma única partícula.

Kynch (1952) propôs uma abordagem para representar o fenômeno da sedimentação assumindo que a velocidade de queda das partículas em uma suspensão é determinada apenas pela densidade da suspensão. A Teoria de Kynch é baseada no fato de que a densidade da suspensão propaga como curvas características do fundo para o topo da massa de sedimentação. Outro importante ponto a respeito da teoria é que as propriedades requeridas para análise podem ser determinadas em um simples ensaio de sedimentação em proveta. A Equação 2.3 apresenta a solução proposta por Kynch (1952) para analisar problemas de sedimentação.

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V(C) \cdot \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad (2.3)$$

$$V(C) = \frac{\partial(V_s \cdot C)}{\partial C} \cdot 0$$

Em que “C” é a massa de partículas por volume unitário (concentração), dada por $C = \frac{1}{1+e} \cdot G_s$, “n” é a porosidade, “Gs” é a densidade dos grãos e “vs” é a velocidade de sedimentação.

A Teoria de Kynch é considerada como válida apenas se a concentração for tal que os grãos não estejam em contato entre si, uma vez que o contato pode diminuir a taxa de sedimentação real se comparada com a obtida pela teoria. Uma vez que os rejeitos atingem a zona de compressão (Figura 2.13), a variação volumétrica dos rejeitos é dominada pela consolidação devido ao peso próprio.

O fenômeno do adensamento à grandes deformações foi equacionado por Mikasa (1963) e Gibson *et al.* (1967). Segundo Almeida (2004), a teoria de Gibson é a que melhor descreve a magnitude e o progresso do adensamento dos solos finos moles. A equação diferencial que governa o processo de adensamento à grandes deformações é dada pela Equação 2.4.

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} = 0 \quad (2.4)$$

Em que “e” é o índice de vazios, “k” é o coeficiente de permeabilidade, “σ” é a tensão efetiva vertical, “Z” é a coordenada lagrangeana reduzida, “γ_w” é a massa específica da água e “γ_s” é massa específica dos grãos.

Através da Equação 2.4 é possível observar a dependência da solução às relações constitutivas do índice de vazios vs tensão efetiva e índice de vazios vs coeficiente de permeabilidade. As duas relações constitutivas supracitadas são, normalmente, denominadas de lei de compressibilidade e lei de permeabilidade.

Liu e Znidarcic (1991) apresentaram a Equação 2.5 para a lei de compressibilidade.

$$e = A(\sigma' + Z)^B \quad (2.5)$$

Em que “e” é o índice de vazios, “σ” é a tensão efetiva vertical. “A”, “B” e “Z” são coeficientes empíricos, obtidos, em laboratório, a partir de ensaios de adensamento à grandes deformações como ensaio de adensamento hidráulico “HCT” e o ensaio de deformação controlada “CRD”. Z tem a mesma unidade da tensão efetiva e A, a unidade inversa a ela. B é adimensional.

Para a lei de permeabilidade, Somogyi (1979) propôs a relação de potência apresentada na Equação 2.6.

$$k_{sat} = C e^D \quad (2.6)$$

Em que “K_{sat}” é o coeficiente de permeabilidade do solo saturado e “e” é o índice de vazios. “C” e “D” são coeficientes empíricos, em geral obtidos de ensaios de laboratório. “C” tem a mesma unidade do coeficiente de permeabilidade, enquanto “D” é adimensional.

Existem diversos aspectos que apresentam influência direta nos fenômenos de sedimentação, consolidação e ressecamento, como tipo de rejeito, método de disposição, clima local, condições de fundação e estratégia de recuperação de água. Oliveira-Filho e Van Zyl (2006) comentam que o tipo de rejeito é o fator mais importante, uma vez que a granulometria altera as características de interação das partículas com a água. A Tabela 2.8 sumariza a importância dos fenômenos de sedimentação, adensamento e ressecamento ao longo da vida útil do rejeito disposto em função do tipo de rejeito

Tabela 2.8 - Importância dos fenômenos ao longo da vida útil do rejeito disposto para diferentes tipos de rejeito (OLIVEIRA-FILHO e VAZ ZYL, 2006)

Estágio	Fenômeno	Fino	Médio	Grosso
Período de disposição/lançamento	Sedimentação	○	○	★
	Consolidação	●	○	★
	Compressão instantânea	★	○	●
	Percolação	NA	NA	○
Imediatamente após fechamento	Consolidação	●	○	NA
	Percolação	★	○	●
Comportamento de longo termo	Dissecação	●	○	NA
	Dessaturação	★	○	●

● Processo dominante ○ Processo secundário ★ Processo de menor influência

Nota: "NA" é indicado onde Não de Aplica

Através da Tabela 2.8 é possível observar que para rejeitos arenosos, a sedimentação e consolidação acontecem de maneira muito rápida e são menos relevantes ao processo, sendo a variação volumétrica dominada pela compressão elástica instantânea do material. Por outro lado, rejeitos finos (argilosos) sofrem grande influência do processo de consolidação devido ao peso próprio. Os solos de granulometria dita mediana (siltosos) encontram-se na fronteira dos fenômenos, sendo normalmente os mais complexos no que diz respeito à modelagem matemática do fenômeno, sendo estes muito comuns tendo em vista que as mineradoras costumam misturar os rejeitos.

Para os rejeitos arenosos, o excesso de poropressão é rapidamente dissipado devido aos altos valores de condutividade hidráulica e baixos valores de m_v , e essa dissipação é acompanhada de uma redução no volume da massa de rejeito. Ao contrário de materiais finos, para os rejeitos grossos assume-se que, devido a essa dissipação de poropressões ocorrer de maneira muito rápida, o recalque elástico e a consolidação são assumidos como ocorrendo simultaneamente. O processo de consolidação das areias foi estudado por Park e Byrne (2004).

Assim que a disposição dos rejeitos cessa, no final da vida útil da mina, o processo de consolidação continua a ocorrer, entretanto, rapidamente os rejeitos começam a dissecar. Normalmente a camada superficial do solo perde umidade até que se atinja o limite de contração, instante em que o rejeito começa a formar trincas, que podem atingir até alguns metros de profundidade. Oliveira-Filho e Van Zyl (2006) explicam que as trincas normalmente vão progredindo formando ângulos retos entre si, de maneira a formar colunas

com geometria hexagonal, produzindo uma “compressão tridimensional”. Vários autores, como Villar (2002), Silva (2003) e Almeida (2004) realizaram estudos experimentais e numéricos do processo do ressecamento de rejeitos.

2.4.2 Liquefação dos rejeitos

Em condições não drenadas, a poropressão gerada por carregamentos cíclicos ou monotônicos (liquefação estática) pode reduzir à zero a tensão efetiva principal menor, com as partículas sólidas perdendo o contato entre si, em estado de suspensão no solo, que se comporta como líquido viscoso. Este estado de fluidez é denominado liquefação (ISHIHARA, 1977).

De acordo com Davies *et al.* (2002), Hazen (1920) parece ter sido o primeiro autor a usar o termo ‘liquefação’ numa tentativa de interpretar o processo de ruptura da barragem de Calaveras (Califórnia, 1918), construída com a técnica de aterro hidráulico (PIRETE, 2010). Castro (1969) se refere a Karl Terzaghi como o primeiro a descrever o fenômeno da liquefação, em seu livro “Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage” publicado em 1925, na cidade de Viena.

Apesar de Terzaghi (1925) ter descrito o fenômeno da liquefação, foi apenas na década de 30 que Arthur Casagrande, estudando as características de mudança de volume dos solos sem coesão através de ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial, descreveu o conceito de índice de vazios crítico, que posteriormente permitiu o desenvolvimento da teoria dos estados críticos, base teórica fundamental à compreensão do fenômeno da liquefação.

2.4.2.1 Mecânica dos estados críticos

Casagrande (1936) publicou a explicação para a tendência das areias à mudança de volume durante o cisalhamento. Ele concluiu que a diminuição de volume no caso de areias fofas e o aumento de volume no caso de areias compactas, durante a deformação cisalhante, resultavam na mesma “densidade crítica” ou índice de vazios crítico, para o qual o solo arenoso poderia sofrer alguma deformação sem modificação no volume (FREIRE-NETO, 2009).

Nos estudos de Casagrande (1936), o conceito de estado crítico desenvolvido permitiu demonstrar que, durante uma deformação cisalhante ao longo de ensaios triaxiais drenados (única tecnologia de ensaio disponível à época), a redução do volume de uma areia em estado fofo e o aumento de volume em estado compacto tenderiam a resultar em uma mesma densidade final, correspondente a um mesmo índice de vazios, o qual foi denominado ‘índice

de vazios crítico” (Figura 2.14). Nesta condição, os solos granulares tenderiam a apresentar comportamentos tipificados por volumes inalterados sob quaisquer deformações crescentes (CASTRO, 1969; KRAMER, 1985).

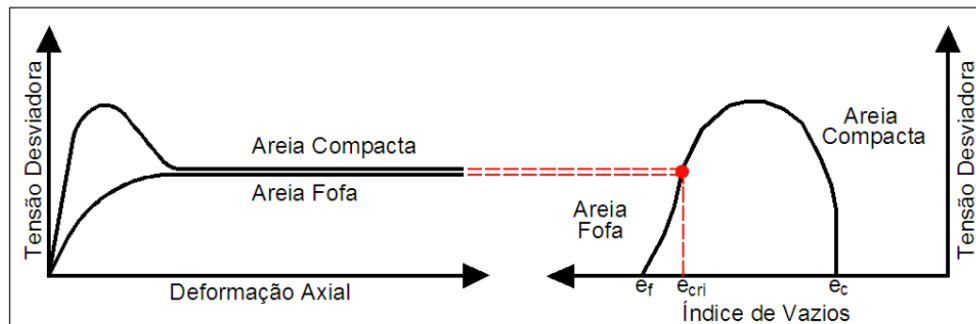


Figura 2.14 - Comportamento de areias fofas e compactas durante o cisalhamento (adaptado de UNIVERSIDADE DE WASHINGTON, 2008 *apud* FREIRE-NETO, 2009)

Com base nos resultados dos ensaios realizados na época, Casagrande (1936) mostrou ainda que o conceito de índice de vazios crítico não constitui um parâmetro característico de um dado solo, mas tende a ser menor quanto maiores as tensões confinantes. A correlação entre os valores dos índices de vazios críticos com os logaritmos das correspondentes tensões efetivas confinantes define a chamada “linha do estado crítico” ou LEC (Figura 2.15), que caracteriza a distinção entre solos granulares dilatantes e solos granulares contrácteis (CASTRO, 1969).

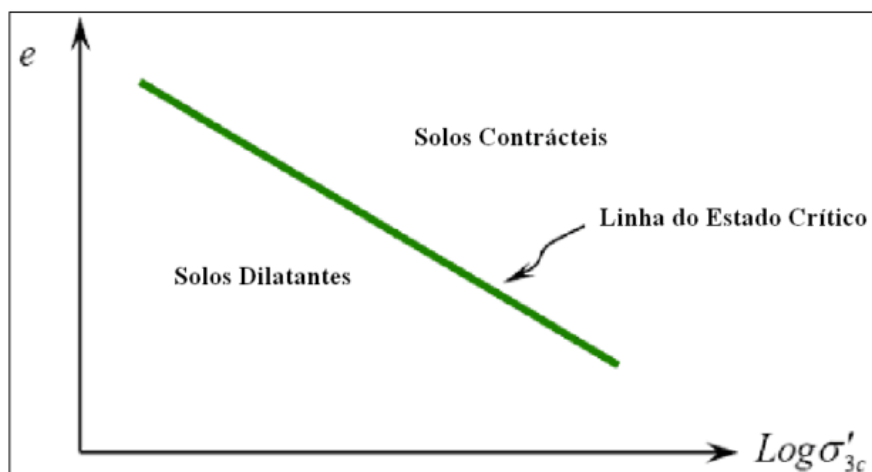


Figura 2.15 - Linha de estado crítico (FREIRE-NETO, 2009)

Castro (1969) realizou uma série de ensaios de compressão triaxial não drenados com tensão controlada e relacionou, em um gráfico, a tensão confinante efetiva e o índice de vazios para grandes deformações. A esta linha, produzida de maneira similar à linha do estado crítico, Castro se referiu como sendo a linha de estado permanente (FREIRE-NETO, 2009). Poulos *et*

al. (1985) definiu o estado permanente de deformação como o estado em que uma massa de partículas está deformando continuamente com volume constante, tensão efetiva normal constante, tensão cisalhante constante e velocidade constante. Conforme será descrito neste trabalho, a velocidade desempenha também um papel fundamental na resistência desenvolvida nos materiais liquefeitos. A Figura 2.16 mostra o conceito de estado permanente de deformação desenvolvido por Poulos *et al.* (1985).

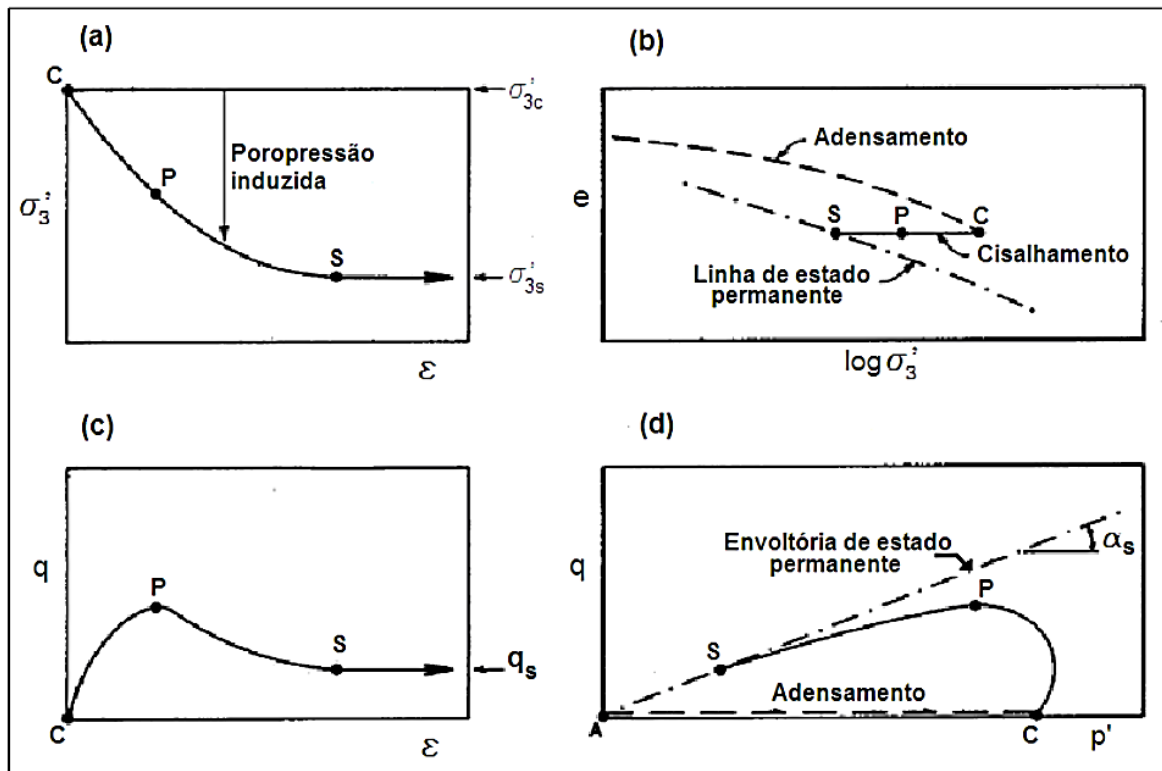


Figura 2.16 - Linha de estado permanente. (adaptado de POULOS *et al.*, 1985)

Na literatura, encontram-se discussões se ambas as linhas são coincidentes (CASAGRANDE, 1975; POULOS, 1981; SLADEN *et al.*, 1985; ALARCON-GUZMAN *et al.*, 1988) visto que a linha de estado permanente é obtida para areias fofas (contrativas) sob solicitação não drenada em ensaios triaxiais de tensão controlada enquanto que a linha de estado crítico é geralmente obtida em ensaios com areias densas (dilatantes) sob solicitação drenada em ensaios de deformação controlada. De acordo com Been e Jefferies (1991), após análise dos resultados de extenso programa de ensaios triaxiais drenados e não drenados em areia, as linhas de estado permanente e de estado crítico são realmente coincidentes e independentes das trajetórias de tensões (RAFAEL, 2012).

Segundo Poulos (2008), a confusão está na interpretação equivocada do termo “estado crítico”. A definição clássica de Casagrande (1936) para o estado crítico se refere ao estado

alcançado quando todas as tensões permanecem constantes durante o cisalhamento, sendo, portanto, equivalente à definição do estado permanente (FREIRE-NETO, 2009).

2.4.2.2 Comportamento Tensão-Deformação de solos não coesivos

No trabalho de Castro (1969) foram realizados ensaios triaxiais com tensão controlada, não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotrópica e anisotropicamente. A Figura 2.17 apresenta os três tipos de comportamento distintos observados por Castro (1969).

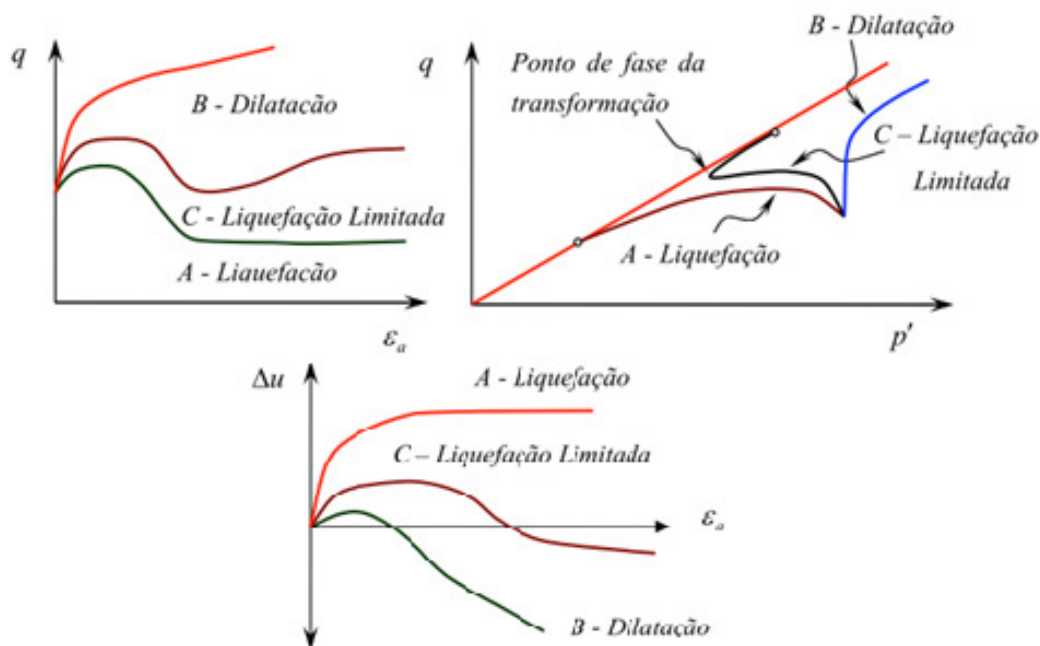


Figura 2.17 - Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados (RAFAEL,2012)

Os solos fofos, representados pela amostra A, exibiram um pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio q . Este comportamento foi denominado como liquefação por Castro (1969), Casagrande (1975) e Seed (1979) e liquefação verdadeira por Chern (1985). Os solos densos, representados pela amostra B, apresentaram inicialmente contração de volume, seguido por expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo consideráveis valores de resistência ao cisalhamento. Para amostras com densidade relativa intermediária, representados pela amostra C, o pico de resistência no início do ensaio foi seguido por uma região de amolecimento intermediária, que terminou a partir do momento em que a variação de volume foi novamente de expansão, caracterizando o chamado ponto de transformação de fase (ISHIHARA *et al.*, 1975). Com acréscimos de carregamento subsequentes, o solo da amostra C continuou a apresentar

dilatação sob altas tensões de confinamento, bem como altos valores de resistência ao cisalhamento. O tipo de comportamento da amostra C foi denominado de liquefação limitada (GUILLÉN, 2004).

Adicionalmente, como a resistência não drenada (S_u) na condição permanente é proporcional à tensão efetiva de confinamento na condição permanente, a relação entre o índice de vazios e a resistência não drenada do solo (Linha de Estado Permanente ou Steady State Line, SSL) apresenta-se paralela à relação entre o índice de vazios e a tensão confinante efetiva (linha de consolidação), quando ambas são representadas em escala logarítmica, conforme apresentado na Figura 2.18. A proporcionalidade entre a linha de estado permanente e a linha de consolidação é peça fundamental no desenvolvimento de várias metodologias de análise de susceptibilidade à liquefação e constitui parte do arcabouço teórico da metodologia desenvolvida neste trabalho.

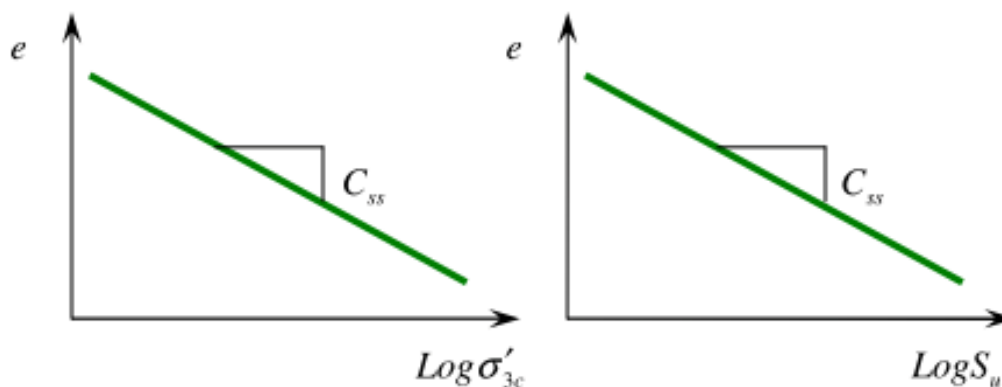


Figura 2.18 - Proporcionalidade entre a linha SSL baseada em resistência não drenada e a linha SSL baseada em tensão efetiva de confinamento em escala logarítmica (GUILLÉN, 2004).

2.4.2.3 Susceptibilidade à liquefação

A linha de estado permanente (SSL) apresentada na Figura 2.18 é útil para identificação das condições sob as quais um solo pode ser suscetível à liquefação. Um solo cujo estado se encontra abaixo da linha SSL não é considerado suscetível à liquefação, enquanto que, para um solo cujo estado se encontra acima da SSL, a liquefação poderá ocorrer se as tensões cisalhantes necessárias para equilíbrio estático da massa de solo forem maiores do que a resistência ao cisalhamento permanente. Como a linha SSL pode ser usada também para avaliar a resistência ao cisalhamento não drenado do solo liquefeito, então, também seria

possível empregá-la para uma estimativa dos potenciais efeitos do fenômeno da liquefação (GUILLÉN, 2004).

A distribuição granulométrica e o formato dos grãos são fatores que têm influência significativa no potencial de liquefação dos solos. Antes, acreditava-se que a liquefação estava restrita apenas a depósitos de areia. Entretanto, tem sido observada a liquefação em siltes não plásticos e até em pedregulhos, tanto em laboratório quanto no campo (CÁRDENAS, 2004). Bray *et al.* (2004) reiteram que não é a quantidade de partículas com granulometria fina ($% > \#200$) que melhor indica a suscetibilidade de um solo à liquefação, e sim a quantidade de argilo-minerais. Carraro *et al.* (2003), após analisar areias puras e areias siltosas, comenta que o índice de plasticidade (IP) do solo seria um melhor indicador. Boulanger & Idriss (2004, 2006), utilizaram o índice de plasticidade (IP) para a diferenciação entre solos com comportamento de areia (“sand-like material”) e solos com comportamento de argila (“clay-like material”). Para estes pesquisadores, solos com IP maior do que 7% podem ser classificados como não suscetíveis à liquefação, por apresentarem comportamento de argila.

Diversos autores (TSUCHIDA, 1970 e TERZAGHI *et al.*, 1996) apresentaram faixas granulométricas de solos susceptíveis à liquefação, construídas através da experiência consolidada pela observação de materiais naturais. De acordo com Terzaghi *et al.* (1996), rejeitos de mineração são altamente suscetíveis à liquefação. Isso acontece apesar do fato de conterem uma significativa quantidade de partículas com tamanho das frações de silte e argila, porque estes finos são compostos de sólidos não plásticos. Os finos presentes nos rejeitos de mineração reduzem sua permeabilidade, tornando esses materiais ainda mais susceptíveis à liquefação.

2.4.2.4 Desenvolvimento do Fenômeno da Liquefação

O item 2.4.2.3 apresentou o conceito de suscetibilidade à liquefação. Entretanto, o fato de um material ser suscetível à liquefação não implica necessariamente na ocorrência do fenômeno. Normalmente, para solos suscetíveis desenvolverem o fenômeno da liquefação é preciso haver condições que desencadeiem o processo. À essas condições de desencadeamento dos processos de liquefação normalmente dá-se o nome de gatilho. O gatilho da liquefação pode ter sua origem tanto por carregamentos estáticos quanto por carregamentos dinâmicos. Durante um carregamento estático, à medida que a carga é aumentada, os deslocamentos ocorrem em apenas uma direção. Os carregamentos dinâmicos, por outro lado, causam

tensões cisalhantes reversas que podem ser muito efetivas para induzir uma tendência de contração com um resultante crescimento de poropressões (BYRNE, 2008).

Segundo Guillén (2004), a liquefação de solos granulares pode ser iniciada sob várias circunstâncias. Sob carregamento estático (monotônico) foi observada em depósitos de solos naturais (KOPPEJAN *et al.*, 1948; ANDERSEN E BJERRUM, 1968; BJERRUM, 1971; KRAMER, 1988), aterros (MIDDLEBROOKS, 1942; CORNFORTH *et al.*, 1975; MITCHELL, 1984), depósitos de rejeitos de mineração (KLEINER, 1976; JENNINGS, 1979; ECKERSLEY, 1985), entre outros.

A Figura 2.19 (a) apresenta as trajetórias de tensões efetivas obtidas ao ensaiar uma areia saturada com carregamentos cíclicos e estáticos não drenados, enquanto que a Figura 2.19 (b) apresenta o comportamento tensão-deformação desses carregamentos. O gatilho do fenômeno da liquefação é considerado quando as tensões atuantes se igualam em algum ponto da superfície de colapso (Figura 2.19 (a)). Neste ponto a resistência mobilizada do solo é instável e, mediante deformações cisalhantes, reduz até o valor no estado permanente.

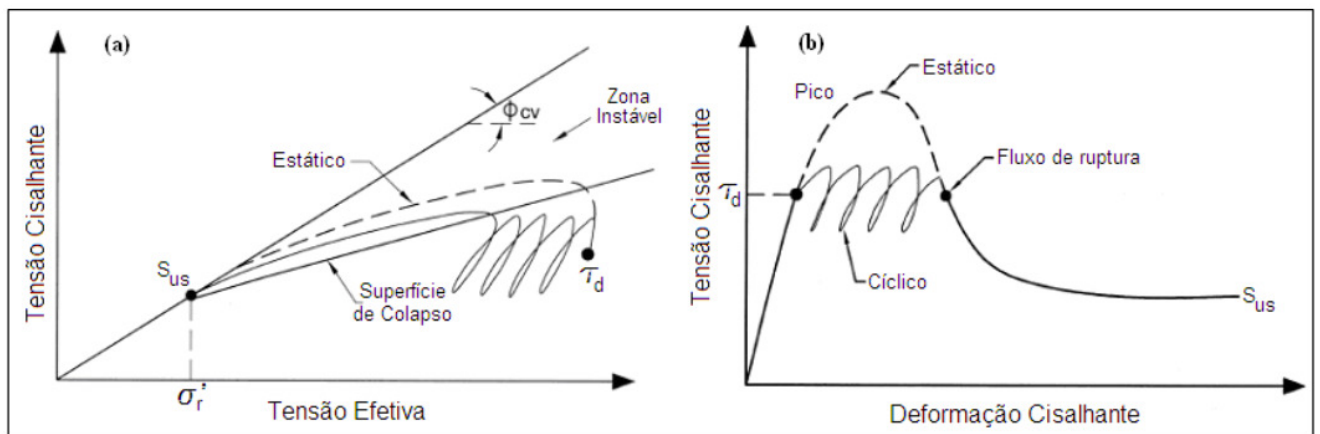


Figura 2.19 - Desencadeamento de liquefação estática e dinâmica (STARK, *et al.*, 1998)

A Figura 2.19 permite importantes conclusões a respeito da resistência ao cisalhamento de meios granulares. É possível observar que as tensões cisalhantes necessárias para ativação da liquefação são maiores que as tensões no estado permanente atingidas após o desenvolvimento do fenômeno. Este fato dá importância à determinação tanto da resistência de pico, quanto da resistência no estado permanente para o estudo da liquefação de um depósito granular, uma vez que, na prática, é importante calcular o fator de segurança em relação ao gatilho da liquefação e em relação à ruptura por liquefação.

2.4.2.5 Resistências de “Pico” e de “Estado Permanente”.

Considere cinco amostras, com o mesmo índice de vazios, submetidas a carregamentos não drenados monotônicos, sob diferentes tensões confinantes (Figura 2.20). Uma vez que todas as amostras possuem o mesmo índice de vazios após adensamento, quando submetidas a carregamentos não drenados, a resistência de estado permanente é a mesma para todas, independentemente do estado de tensões inicial. É possível observar que, inicialmente, a liquefação só é possível para o solo nos estados C, D e E, que possuem tendência a contração e, portanto, geram poropressão positiva no carregamento.

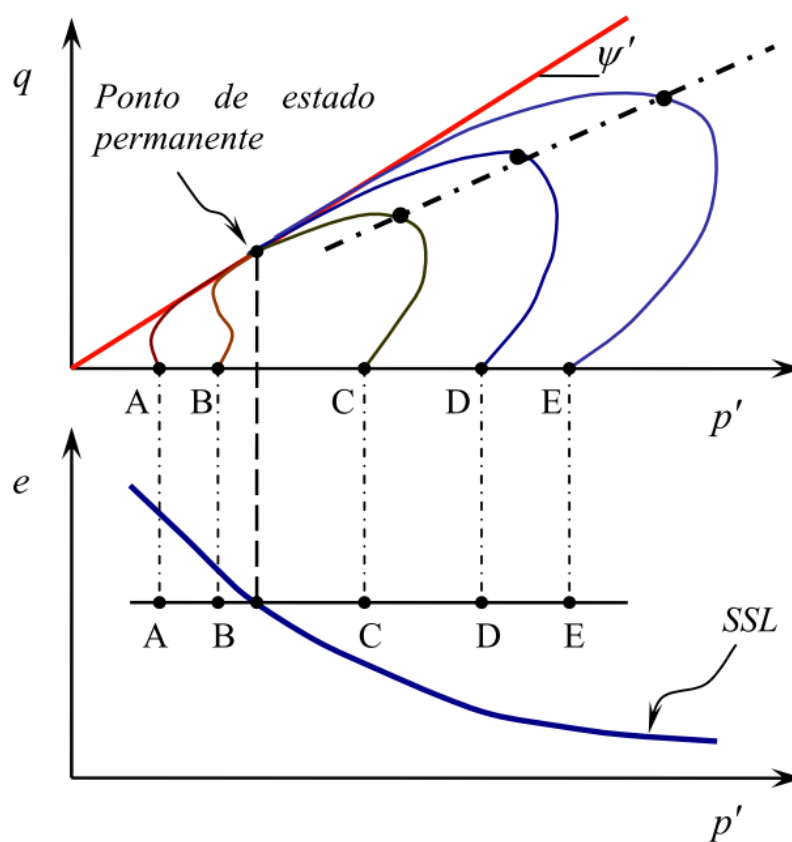


Figura 2.20 - Trajetória de tensões para amostras sob mesmo índice de vazios (GUILLÉN, 2004)

Na Figura 2.21 também pode ser observado que a máxima tensão cisalhante desenvolvida para as amostras C, D e E é dependente do estado de tensões confinante efetivo de consolidação. No espaço das trajetórias de tensões, ao se unir os pontos de máxima deformação cisalhante, obtêm-se uma reta, denominada por Hanzawa *et al.* (1979), Vaid e Chern (1983) como superfície de fluxo por liquefação – FLS (“Flow liquefaction surface”). Como a liquefação não pode ocorrer para tensões cisalhantes menores que a de estado permanente, então a superfície FLS deve ser interrompida no ponto de estado permanente.

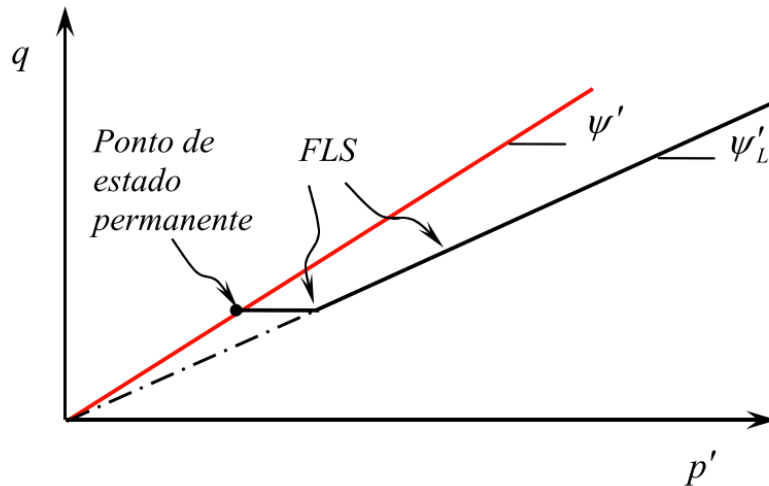


Figura 2.21 - Superfície de fluxo por liquefação (GUILLÉN, 2004)

A superfície FLS marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis. Se as condições de tensão em um elemento de solo atingir a FLS sob condição não drenada, quer sob carregamento estático ou sísmico, o fenômeno de liquefação será iniciado. Portanto, o fluxo por liquefação ocorrerá em duas etapas: na primeira, que acontece sob baixos níveis de deformação, a geração de poropressão será suficiente para a superfície FLS ser atingida, tornando o solo instável. A segunda etapa, controlada pelas tensões de cisalhamento necessárias para garantir equilíbrio estático, envolve a ocorrência de amolecimento (“strain softening”), com geração adicional de poropressão e desenvolvimento de grandes deformações, enquanto a trajetória de tensões efetivas move-se da linha FLS para a linha SSL (GUILLÉN, 2004). Se a primeira etapa levar o solo à superfície FLS sob condições não drenadas, controladas por tensão, então a ocorrência da segunda etapa será inevitável. O estado de ruptura em fluxo por liquefação é portanto identificado pela superfície FLS e sua iniciação é facilmente reconhecida em campo, enquanto que para a situação de mobilidade cíclica, a definição de estado de ruptura é imprecisa – um certo nível de deformação decorrente da mobilidade cíclica pode ser aceitável em alguns maciços de solos mas pode ser excessivo em outros, sendo impossível de caracterizar um ponto distinto no qual a “ruptura” por mobilidade cíclica inicia em campo.

Em abril de 1997, ocorreu na Universidade de Illinois, USA, uma conferência destinada à discussão da resistência do rejeito liquefeito (“post liquefaction shear strength of granular soils”) na qual se chegou a um consenso de que a influência dos finos, a forma dos grãos e o índice de vazios inicial apresentam papel fundamental na resistência do rejeito liquefeito (STARK *et al.* 1998)

(a) Normalização das resistências de “pico” e “liquefeita”

O conceito de resistência normalizada é bastante aceito na prática da engenharia geotécnica no caso de solos coesivos (LADD & FOOTT, 1974). Entretanto, diversos autores (STARK & MESRI, 1992; ISHIHARA, 1993; OLSON, 2001; IDRIS & BOULANGER, 2007; BYRNE, 2008) tem utilizado este conceito para solos granulares não coesivos.

A utilização do artifício da normalização se fundamenta no fato de que a curva de consolidação e a linha de estado permanente de um solo são paralelas, sendo, então, a resistência no estado permanente proporcional à tensão efetiva de consolidação, conforme apresentado na Equação 2.7.

$$S_u/\sigma_{1c}' = \text{constante} \quad (2.7)$$

Na qual “ S_u ” é a resistência ao cisalhamento não drenado e “ σ_{1c}' ” é a tensão efetiva confinante principal maior.

Diversos autores tem utilizado a razão de resistência, normalizando a resistência não drenada em função da tensão vertical efetiva pré-ruptura de confinamento (Equação 2.8), (OLSON, 2001; STARK E MESRI, 1992; OLSON E STARK, 2002; OLSON E STARK, 2003).

$$S_u/\sigma'_{v0} = \text{constante} \quad (2.8)$$

Na qual “ S_u ” é a resistência ao cisalhamento não drenado e “ σ'_{v0} ” é a tensão efetiva confinante vertical.

De acordo com Olson (2001), a diferença entre estes parâmetros consiste no denominador de normalização. Enquanto a Equação 2.7 faz a normalização em relação à tensão principal maior efetiva pré-ruptura, a Equação 2.8 normaliza a resistência em relação à tensão vertical efetiva pré-ruptura. Olson (2001) entretanto, analisando as superfícies de casos históricos de ruptura por liquefação concluiu que, na grande maioria dos casos, para a porção inicial da superfície, os estados de tensão se aproximavam das condições de cisalhamento direto, o que minimiza a diferença entre os dois parâmetros (Equação 2.7 e Equação 2.8).

Guillén (2004) comenta que é lógico esperar que diferentes tipos de solo tenham diferentes resistências residuais normalizadas. Espera-se, por exemplo, que a resistência residual normalizada de uma areia bem graduada de grãos angulares seja superior à de uma areia uniforme de grãos arredondados. Assumindo que os fatores que influenciam a resistência

residual normalizada também afetam os resultados de ensaios de campo, é possível relacionar a resistência residual normalizada com os parâmetros de campo. Stark e Mesri (1992) apresentaram relação entre a razão de resistência liquefeita e a resistência à penetração do ensaio SPT (N_{SPT}), através de retro análises de casos históricos de rupturas por liquefação (Equação 2.9).

$$S_u/\sigma'_{v0} = 0,0055 N^{corr} \quad (2.9)$$

em que “ N^{corr} ” é o valor da resistência à penetração (N_{SPT}) corrigida para suprimir efeitos de energia de cravação e tensão confinante.

Posteriormente, diversos autores (KONRAD & WATTS, 1995; OLSON, 2001; IDRIS & BOULANGER, 2007) apresentaram relações entre a resistência à penetração (N_{SPT}) e a razão de resistência de pico e do rejeito liquefeito, através de retro análises de casos históricos de rupturas.

Dentre os trabalhos existentes, especial atenção tem sido dada às relações obtidas por Olson (2001), que calculou a razão de resistência liquefeita por meio da retro-análise de 33 casos históricos de ruptura por liquefação, para os quais estiveram disponíveis ou puderam ser estimados, resultados de SPT e CPT. Para desenvolver as retro-análises Olson (2001) usou três tipos de análises de estabilidade, com níveis de complexidade diferentes, sendo uma análise de estabilidade simplificada, uma análise de estabilidade rigorosa e uma análise considerando a cinética da massa de ruptura. A escolha de cada tipo de análise variou em função do nível de informações disponíveis para cada caso. Com a geometria de pré-ruptura, Olson (2001) calculou as razões de ruptura de pico, enquanto que, para as razões de ruptura dos rejeitos liquefeitos foram utilizadas as geometrias da massa estabilizada pós ruptura. Como resultado final, o trabalho de Olson (2001) apresentou os gráficos da Figura 2.22 e da Figura 2.23, que contém correlações entre a razão de resistência de pico ou liquefeita para o parâmetro N^{corr} . O autor apresentou também correlações com função das resistências à penetração do cone q_{c1} .

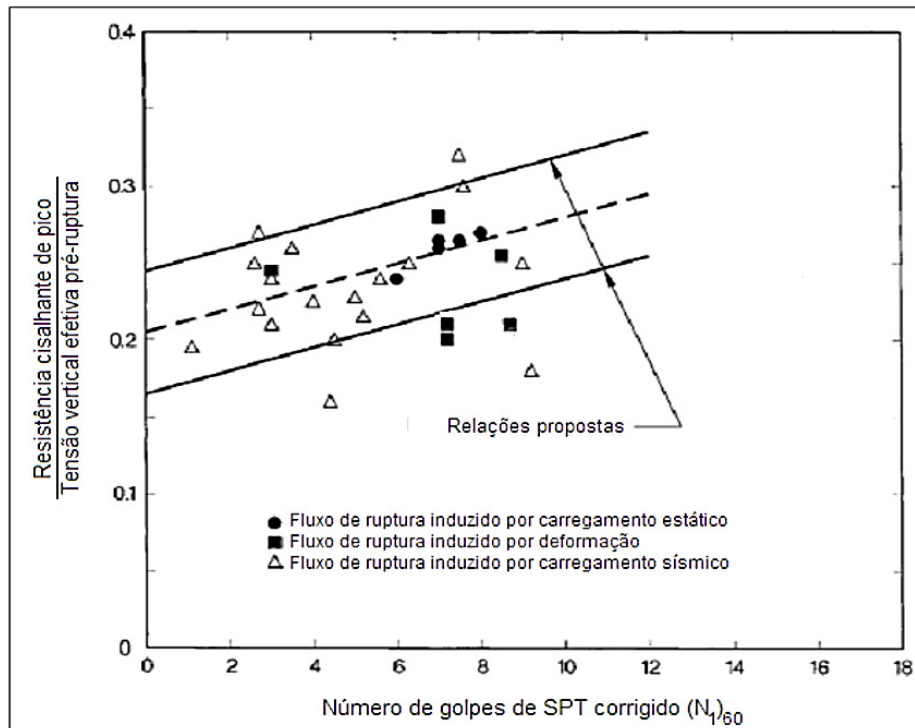


Figura 2.22 - Razões de resistência de pico em função do N_{SPT} corrigido (adaptado de OLSON, 2001).

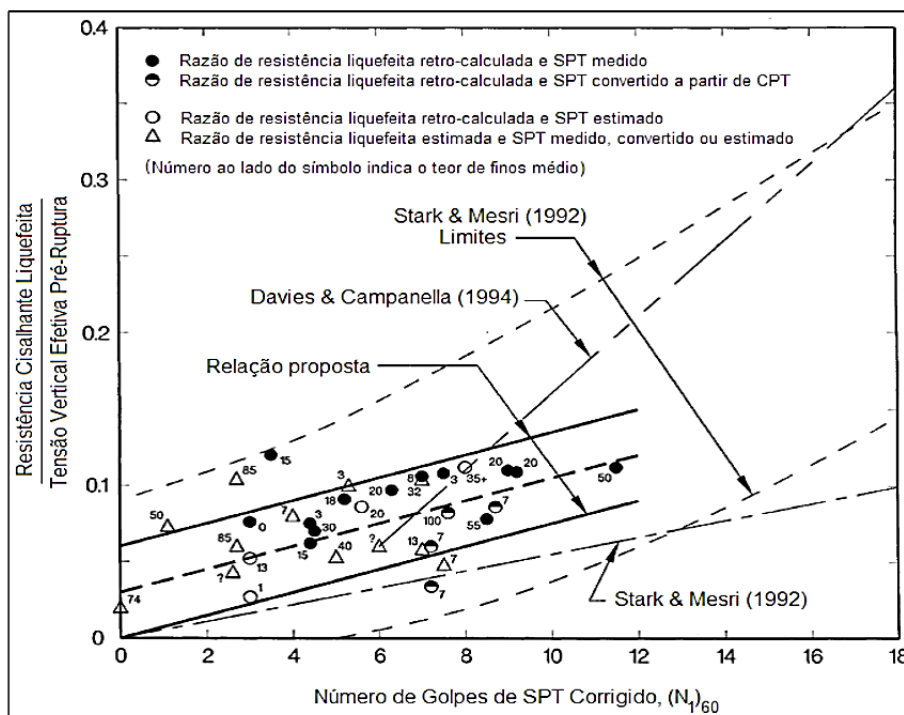


Figura 2.23 - Razões de resistência de liquefeita em função do N_{SPT} corrigido (adaptado de OLSON, 2001).

2.4.3 Reologia

Este item aborda desde os aspectos teóricos ligados à reologia até os métodos experimentais de laboratório disponíveis para a determinação das propriedades reológicas. A reologia é a ciência que estuda como a matéria se deforma ou escoam quando está submetida a esforços originados por forças externas (VLIET & LYKLEMA, 2005). O desenvolvimento dos primeiros conhecimentos relacionados à reologia datam do século XVII, e foram trabalhados por Newton e Hooke. Apesar de antigo, de acordo com Tanner (1988), foi somente em 1929, com o surgimento da Sociedade de Reologia, que o comportamento mecânico de materiais como plástico, borracha, e cerâmicas passou a ter a devida atenção entre físicos e matemáticos e surgiu a demanda do estudo da reologia.

Bird *et al.* (1977) comentam que, dentro da reologia clássica, pode-se considerar dois materiais como ideais, sendo eles o sólido elástico e o fluido viscoso. Os sólidos ideais são materiais com comportamento elástico, ou seja, uma vez retiradas todas as forças externas tem-se o retorno das condições iniciais. Já os fluidos ideais (e.g. líquidos e gases) escoam de forma permanente e irreversível, pois a energia requerida para a deformação é dissipada em forma de calor e não é recuperada após retorno para o estado de tensões inicial.

Na reologia dos sólidos, a deformação elástica é o parâmetro mais importante. Por outro lado, para reologia dos fluidos, o parâmetro de maior interesse deve ser a viscosidade. Barnes (1989) relata que certos materiais não podem ser classificados em sólidos ou fluidos facilmente. De acordo com o autor, se um amplo intervalo de tensões e tempo for aplicado para diferentes materiais é possível que se observe sólidos se comportando como líquidos e vice-versa. Essa característica possibilita que, dependendo das condições experimentais, um material seja enquadrado em mais de uma categoria, em função das variações nas condições experimentais.

De acordo com Galindo (2013), um fenômeno importante ligado ao escoamento é a existência de um limite de escoamento. A autora comenta ainda que alguns materiais que escoam rapidamente sob uma determinada tensão de cisalhamento não escoarão totalmente se essa tensão for reduzida a um valor abaixo do limite de escoamento. Bingham (1922) idealizou a existência de um valor residual para a tensão de cisalhamento, o qual deve ser excedido para a iniciação do fluxo e consideração de comportamento viscoso do material. Esse comportamento é conhecido como viscoplasticidade. Vyalov (1986) concluiu, após verificações experimentais das relações tensão-deformação de diversos solos, que o modelo

viscoplástico descreve de maneira adequada o comportamento dos solos sobre um estado permanente de tensão. Galindo (2013) comenta ainda que, uma vez que corridas de massa são caracterizadas por movimentos rápidos nos quais os materiais comportam-se como fluidos altamente viscosos (e.g. GUIDICINI & NIEBLE, 1984), os solos, durante este tipo de movimento, seriam classificados como fluidos viscoplásticos, justificando assim o seu estudo por meio de um embasamento reológico.

Dentro deste contexto as rupturas de estruturas de contenção de rejeitos podem ser incluídas como corridas de massa ou “*Flow Failure*”. Por isso, a determinação das propriedades reológicas dos rejeitos se torna de grande importância para o desenvolvimento do trabalho.

2.4.3.1 Lei de viscosidade

Em 1687, Isaac Newton, através de experimentos com o escoamento de fluidos entre duas placas paralelas, definiu o conceito de viscosidade. O experimento de Newton consistiu na aplicação de uma força “F” em um placa de área “A”, separada de outra placa por uma distância “h” (Figura 2.24).

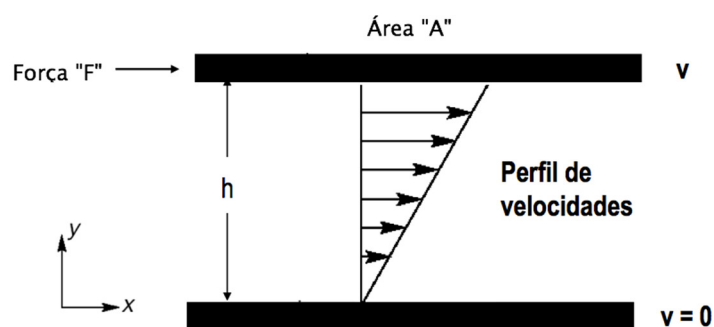


Figura 2.24 - Experimento de Newton de fluxo entre placas paralelas.

De acordo com o modelo proposto por Newton, a força (F) requerida por unidade de área (A) para manter uma diferença de velocidade entre as placas é denominada tensão de cisalhamento e é expressa matematicamente pela Equação 2.10.

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (2.10)$$

A taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) é determinada através de uma expressão matemática (Equação 2.11) que relaciona a diferença das velocidades (dv) entre duas partículas vizinhas ou planos vizinhos com a distância entre eles (dy).

$$\dot{\gamma} = \frac{dv}{dy} \quad (2.11)$$

Através do experimento, Newton concluiu que a tensão de cisalhamento é diretamente proporcional à taxa de cisalhamento, onde a constante de proporcionalidade é, por definição, a viscosidade do fluido (μ). A Equação 2.12 conhecida como lei de Newton para viscosidade, descreve matematicamente a relação observada por Newton.

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} = \mu \dot{\gamma} \quad (2.12)$$

A viscosidade é a principal propriedade reológica de um fluido, consistindo no parâmetro que indica sua facilidade de escoar continuamente sob a aplicação de uma tensão de cisalhamento externa. De acordo com Galindo (2013), a viscosidade pode depender de seis fatores independentes: temperatura, pressão, taxa de cisalhamento, natureza físico-química da substância, campo elétrico e o tempo de cisalhamento. Segundo Schramm (1998), ao se definir a viscosidade em função de um desses parâmetros, os outros cinco devem ser mantidos constantes e bem definidos. O desenvolvimento deste trabalho discute brevemente as variações da natureza físico-química e dá foco à influência da taxa de cisalhamento.

2.4.3.2 Classificação dos fluidos viscosos

Os fluidos viscosos podem ser classificados em função de seu comportamento reológico (BISCO, 2009). De uma maneira geral, os fluidos podem ser classificados como ideais e reais, sendo que os fluidos reais podem ser classificados como Newtonianos e não-Newtonianos. Os fluidos ideais não desenvolvem tensões de cisalhamento através do movimento da massa, ou seja, para esses fluidos, a viscosidade é igual a zero. Galindo (2013) comenta que os fluidos reais são divididos em newtonianos e não-newtonianos, sendo estes últimos divididos em três classes: os independentes do tempo, os dependentes do tempo, e os viscoelásticos. A Figura 2.25 apresenta um esquema de classificação dos fluidos reais.

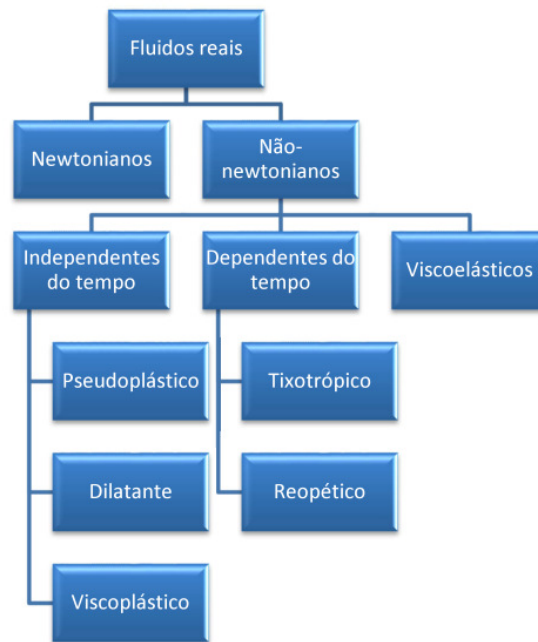


Figura 2.25 - Esquema de classificação dos fluidos reais (MOTHÉ, 2007 *apud* GALINDO, 2013)

(a) Fluidos Newtonianos.

Os Fluidos Newtonianos são aqueles cujo comportamento reométrico é regido pela lei de viscosidade de Newton (Equação 2.10) ou seja, que não apresentam tensão cisalhante de escoamento e possuem relação linear entre tensão cisalhante (τ) e taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$). Para os fluidos Newtonianos, a viscosidade, denominada viscosidade absoluta, é afetada apenas por mudanças físico-químicas, temperatura e pressão, não sendo influenciado pela tensão cisalhante ou taxa de cisalhamento (TANNER, 1988). Dessa maneira, para um fluido Newtoniano, uma determinação experimental simples, isto é, um ensaio que mede apenas um dos parâmetros reológicos é suficiente para a caracterização do seu comportamento reológico (VLIET & LYKLEMA, 2005).

O conhecimento das ordens de grandeza das medidas de viscosidade de fluidos conhecidos é de extrema importância prática para trabalhos experimentais, pois permite a comparação qualitativa e expectativa de resultados. A Tabela 2.11 apresenta parâmetros de viscosidade para alguns fluidos conhecidos. Todos os fluidos da Tabela 2.9 são considerados Newtonianos.

Tabela 2.9 - Viscosidade de fluidos conhecidos

Fluido	Temperatura [°C]	Viscosidade [mPa.s]
Ar	20	0,018
Água	20	1,005
	40	0,656
	100	0,284
Glicerina	0	10.000,00
	20	1.410,00
	60	81
Shampoo	30	100,00-600,00
Sangue	37	3,00-4,00
Iogurte	-	80
Pasta de dente	-	110

(b) Fluidos não-Newtonianos

Um fluido pode ser dito não Newtoniano quando a relação entre tensão cisalhante e taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) é não linear. Os fluidos não Newtonianos podem ser divididos em três grupos: os dependentes do tempo, os não dependentes e os viscoelásticos. Galindo (2013) comenta que os fluidos viscoelásticos possuem características tanto de sólidos quanto de líquidos e exibem recuperação elástica parcial após a deformação. Já os fluidos cujo comportamento é dependente do tempo têm sua viscosidade afetada não só pela taxa de cisalhamento, mas também pelo tempo em que esse cisalhamento ocorre. De acordo com Tanner (1988), os fluidos dependentes do tempo podem ser classificados como tixotrópicos ou reopéticos. Os fluidos cujo comportamento é independente do tempo tem a viscosidade afetada apenas pela taxa de cisalhamento. Tanner (1988) comenta que os fluidos independentes do tempo podem ser classificados como binghamianos, pseudoplásticos ou dilatantes.

Tarqui (2001) comenta que, em alguns fluidos sob condições de taxa de cisalhamento constante, a relação entre tensão cisalhante e taxa de cisalhamento é alterada com o tempo. A estes fenômenos dá-se o nome de tixotropia e reopetia. A tixotropia consiste no aumento da tensão de cisalhamento (τ) quando a taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) se mantém inalterada, já a reopetia pode ser considerada como o fenômeno oposto, ou seja, na reopetia ocorre uma diminuição da tensão cisalhante (τ) para uma taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) constante.

Os fluidos não-Newtonianos se caracterizam pela dependência da tensão cisalhante (τ) apenas em relação à taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$). Estes se dividem em pseudoplásticos, dilatantes, e viscoplásticos ou binghamianos. A Figura 2.26 apresenta a representação gráfica dos modelos

Newtoniano, pseudoplástico, dilatante e binghamiano para as variações da tensão de cisalhamento e viscosidade aparente com a taxa de cisalhamento.

Os fluidos pseudoplásticos se caracterizam pela diminuição da viscosidade aparente com o aumento da taxa de cisalhamento. Vidal-Bezerra (2000) comenta que o comportamento pseudoplástico pode ser explicado pela modificação da estrutura de cadeias longas de moléculas que tendem a se alinhar paralelamente às linhas de corrente ao se aumentar o gradiente de velocidade, diminuindo a resistência ao escoamento. Normalmente os fluidos pseudoplásticos não apresentam tensão de escoamento.

Os fluidos dilatantes apresentam comportamento antagônico aos pseudoplásticos. Para estes fluidos, a viscosidade aparente cresce com o aumento da taxa de cisalhamento. O comportamento de dilatância é normalmente encontrado em suspensões de alta concentração, em que a existência de partículas irregulares não permite o alinhamento dos grãos no fluxo.

Os fluidos ditos viscoplásticos ou binghamianos apresentam comportamento de corpo rígido até uma certa tensão cisalhante e , após ultrapassada essa tensão, apresentam fluxo com viscosidade plástica constante. De acordo com Galindo (2013), na maioria das vezes esses fluidos são dispersões que podem formar uma rede interarticular mantida por forças ligantes em repouso que restringem mudanças de posição dos elementos, resultando em um material de caráter sólido com alta viscosidade. As forças externas, se menores do que aquelas que formam a rede, deformam elasticamente o material sólido. Somente quando as forças externas são grandes o suficiente para superar as forças de ligação entre as partículas é que a estrutura entra em colapso. Quando isso acontece, os elementos podem mudar de posição irreversivelmente, isto é, o sólido se transforma em um líquido (BIRD *et al.*, 1983)

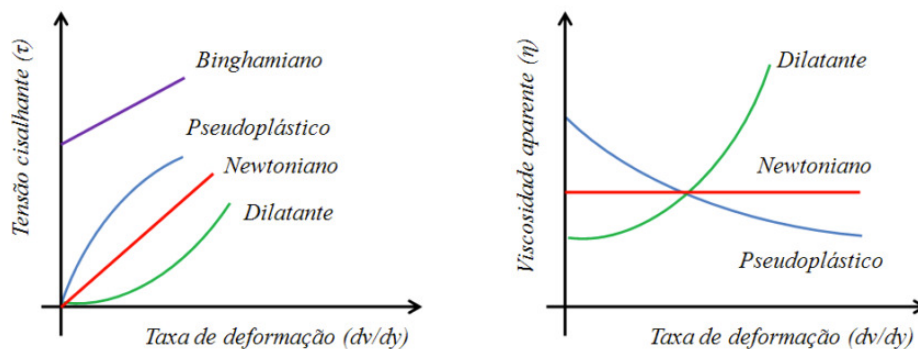


Figura 2.26 - Comportamento reológico dos fluidos independentes do tempo (adaptado de NASCIMENTO, 2008).

Coussot (2002) *apud* Galindo (2013) comenta que em uma análise inicial, os fluidos viscoplásticos poderiam ser considerados com um comportamento tixotrópico, uma vez que apresentam uma “viscosidade infinita” até que seja superada a tensão de escoamento e, quando essa viscosidade diminui, o material começa a fluir. Entretanto, Tanner (1988) distingue bem os dois comportamentos através da introdução do termo “corpo falso”. Segundo o autor, o verdadeiro material tixotrópico se rompe completamente sob a influência de altas tensões de cisalhamento e se comporta como um líquido, mesmo após a retirada da tensão aplicada, até que se atinja o tempo necessário para a reestruturação do material. Por outro lado, os materiais de “corpo falso” não perdem suas propriedades sólidas por completo e ainda podem exibir uma tensão de cisalhamento inicial (yield stress), embora ela possa ser reduzida.

Existem na literatura diversos modelos matemáticos propostos para modelar os comportamentos reológicos observados na prática. A relação existente entre a tensão de cisalhamento (τ) e a taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) do fluido é chamada equação reológica ou equação constitutiva (BRETAS e D´AVILA, 2000). A Tabela 2.10 apresenta os principais modelos constitutivos reológicos existentes na literatura.

Tabela 2.10 - Modelos constitutivos reológicos que descrevem o comportamento reológico de fluidos diversos (NASCIMENTO, 2008)

TIPO DE FLUIDO	MODELO	EQUAÇÃO
Newtoniano	Newton	$\tau = \eta \dot{\gamma}$
Pseudoplástico	Lei das potências	$\tau = k_p \dot{\gamma}^{n_p}$
Dilatante	Lei das potências	$\tau = k_p \dot{\gamma}^{n_p}$
Bingham	Bingham	$\tau = \tau_o + \eta \dot{\gamma}$
Plástico	Herchel-Bulkley	$\tau = \tau_o + k_h \dot{\gamma}^{n_h}$

Onde n_p , n_h , são os índices de potência e k_p e k_h são as constantes para os respectivos modelos, $\dot{\gamma} = dv/dy$.

Nascimento (2008) comenta que o comportamento dos fluidos pseudoplásticos e dilatantes pode ser descrito pelo modelo da lei das potências (ver a Tabela 2.10), onde a constante K é chamada de consistência e o índice n é uma medida do grau de “pseudoplasticidade” do fluido. Os fluidos pseudoplásticos possuem valores de n inferiores a 1 (um), enquanto que os fluidos dilatantes possuem n maior que 1 (um). O valor de n pode ser calculado com base na inclinação da curva $\log \eta$ versus $\log \dot{\gamma}$. A aplicação dos modelos reológicos apresentados na Figura 2.26 requer o conhecimento das taxas de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) que ocorrem em cada tipo de fenômeno estudado. A Tabela 2.11 apresenta a estimativa das taxas de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) que ocorrem em algumas situações usuais.

Tabela 2.11 - Taxas de cisalhamento para situações usuais

Situação	Taxa de cisalhamento (s ⁻¹)	Aplicação
Sedimentação de partículas em líquido	10 ⁻⁶ a 10 ⁻³	Medicamentos, tintas, molhos de saladas
Nívelamento devido à tensão superficial	10 ⁻² a 10 ⁻¹	Cobertura de bolo, tintas, tintas de impressora
Drenagem sob gravidade	10 ⁻¹ a 10 ¹	Pequenos recipientes de alimentos e tintura
Extrusão	10 ⁰ a 10 ³	Pasta de dente, massas
Derramar de uma garrafa	10 ¹ a 10 ²	Alimentos, cosméticos, artigos de toalete
Mistura e agitação	10 ¹ a 10 ³	Processamento geral
Escoamento em tubos	10 ⁰ a 10 ³	Processamento geral
Esfregar	10 ² a 10 ⁴	Aplicação de cremes
Escovar	10 ³ a 10 ⁴	Descascar, raspar
Lubrificação	10 ³ a 10 ⁷	Engrenagens, motores

2.4.3.3 Reometria e viscosimetria

A reometria e a viscosimetria consistem nas técnicas experimentais para a determinação de propriedades reológicas em laboratório. Existem diversas técnicas experimentais disponíveis para a determinação das propriedades reológicas de materiais.

Quando os ensaios realizados determinam a resistência ao fluxo para uma solicitação específica, diz-se que o equipamento utilizado é um viscosímetro. Existem três tipos principais de viscosímetros: capilar, rotacional e escoamento de esfera. Já os reômetros são capazes de medir um grande intervalo de taxas de cisalhamento e construir reogramas completos que incluem comportamento tixotrópico e ensaios dinâmicos para a determinação das propriedades viscoelásticas do material (HACKLEY e FERRARIS, 2001). A escolha do equipamento a ser utilizado depende basicamente das propriedades do fluido a ser ensaiado. Neste item são discutidas as principais técnicas disponíveis para determinação de propriedades reológicas aplicáveis a rejeitos.

Nos métodos rotacionais, o fluido é continuamente cisalhado entre duas superfícies. Estes dispositivos têm a vantagem de serem capazes de cisalhar o material por um período indeterminado, permitindo o monitoramento do comportamento transiente e atingindo o estado de equilíbrio. Os métodos rotacionais podem ser divididos em duas categorias: tensão controlada e taxa de deformação controlada. Nos ensaios de tensão controlada, um torque constante é aplicado e a rotação resultante é medida, a velocidade de rotação pode ser convertida em taxa de cisalhamento. Nos ensaios de taxa de deformação controlada são aplicadas taxas de cisalhamento pré-determinadas e o torque resultante é medido e convertido em tensão de cisalhamento. Alguns equipamentos comerciais tem a capacidade de operar os dois tipo de ensaios. O reômetro do tipo Brookfield é uma variante do dos reômetros

rotacionais por taxa de deformação controlada. O equipamento mede a viscosidade do material através da rotação a velocidade constante de um instrumento (“spindle”) imerso no material.

De acordo com Boger (2013) outra variação dos reômetros por cilindros rotacionais é o “*Bucket Rheometer*”, que consiste na utilização de uma palheta em um meio infinito. A Figura 2.27 apresenta o esquema de um reômetro do tipo “*Bucket Rheometer*”.

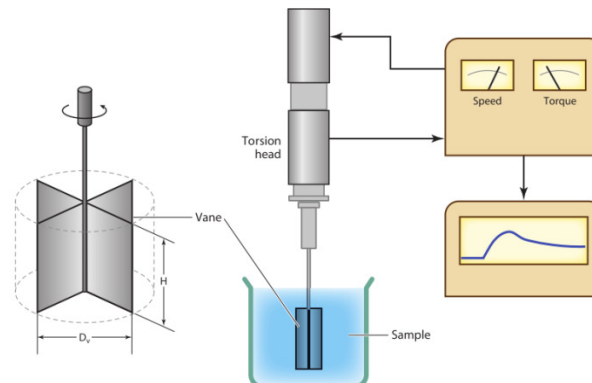


Figura 2.27 - Esquema de um reômetro rotacional de palheta “bucket rheometer” (BOGER, 2013)

Bryant *et al.* (1983) desenvolveram um viscosímetro coaxial de palhetas sob tensão controlada. O viscosímetro desenvolvido é uma adaptação de um reômetro com palhetas “*bucket rheometer*”, entretanto, sob tensão controlada por um peso. A Figura 2.28 apresenta um esquema do equipamento desenvolvido pelos autores. O viscosímetro desenvolvido por Bryant *et al.* (1983) apresenta a vantagem de funcionar por tensão controlada, o que simplifica o equipamento. Nesse trabalho foi desenvolvido um equipamento similar, conforme será detalhado mais adiante.

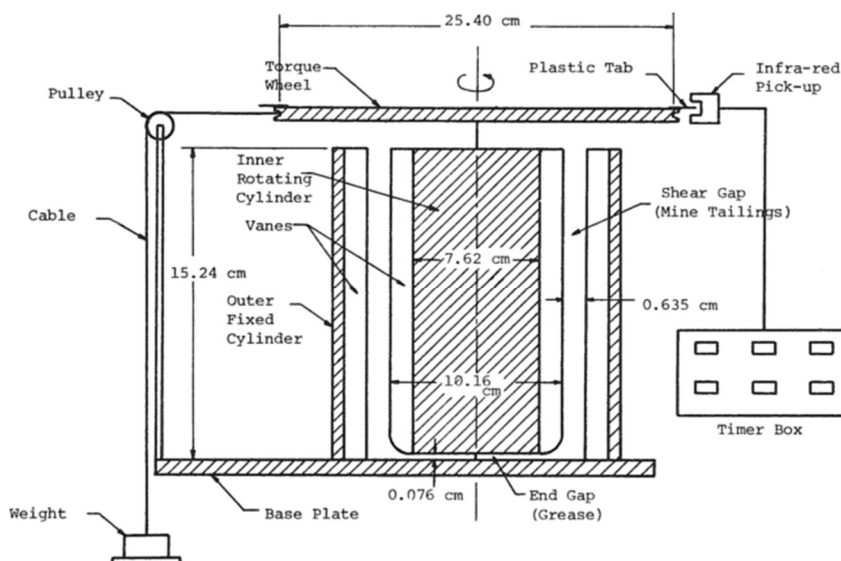


Figura 2.28 - Viscosímetro coaxial de palheta (BRYANT *et al.*, 1983).

A tensão de escoamento de fluidos não-Newtonianos pode ser determinada separadamente por técnicas alternativas mais simples como o ensaio de palheta (“vane test”) ou o ensaio do abatimento do tronco de cone (“slump test”).

O ensaio de palheta para determinação da tensão de escoamento é amplamente utilizado na mecânica dos solos e tem esquema semelhante ao da Figura 2.27. A tensão de escoamento é medida através da aplicação de um torque à baixa velocidade até que se atinja a velocidade máxima “ T_m ”. A tensão de escoamento do material pode ser calculada através da Equação 2.13.

$$T_m = \frac{\pi}{2} d^3 \left(\frac{l}{d} + \frac{1}{3} \right) \tau_y \quad (2.13)$$

Em que “ d ” é o diâmetro da palheta e “ l ” é comprimento da palheta imerso no material;

O “slump test” é tradicionalmente utilizado para o controle de consistência de concreto. O ensaio consiste no preenchimento de um tronco de cone com o material e posterior levantamento do tronco. A medida do “*slump*” é representada pela altura abatida entre o cone inicial e o cone estabilizado. Pashias (1996), através da simplificação da geometria do ensaio para um cilindro, estabeleceu uma equação simples relacionando a medida do “*slump*” ou abatimento com a tensão de escoamento. A Figura 2.29 apresenta um esquema simplificado da execução do ensaio e da medida do “slump”. A tensão de escoamento do material pode ser calculada através da Equação 2.14.

$$\tau_y = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{S'} \quad (2.14)$$

em que:

S' é o “slump” adimensional obtido pela razão do “slump” real pela altura da amostra dada pela equação ($S' = S/H$). “ τ_y ” é a tensão de escoamento adimensional obtida através da razão entre a tensão de escoamento real e o termo ρgh , dada pela equação ($\tau_y = \tau_y / \rho gh$). “ H ” é a altura da amostra, “ ρ ” é a massa específica da suspensão e “ g ” é a aceleração da gravidade.

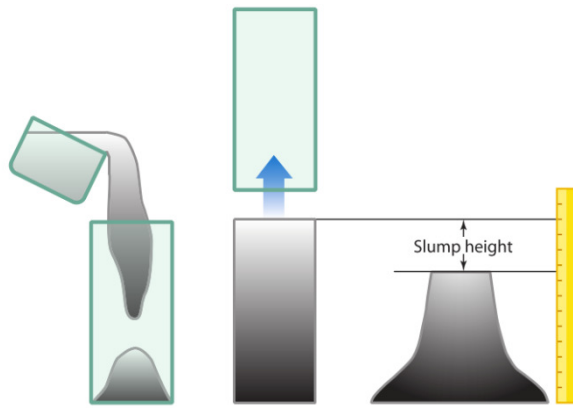


Figura 2.29 - Esquema de execução do abatimento do cilindro (BOGER, 2013)

Boger (2013) comenta que existem diversos erros conceituais associados com a determinação do escoamento. O autor mostra que a maioria dos dados obtidos para suspensões não são coletados para taxas de cisalhamento baixas o suficiente que permitam a determinação da tensão de escoamento por extrapolação. A Figura 2.30 ilustra as diferenças, obtidas pelo autor, para ensaios em diferentes dispositivos. Através da Figura 2.30, pode-se notar que para taxas de cisalhamento menores que ($10s^{-1}$), os métodos capilar e por reômetro por cilindros concêntricos apresentam queda da tensão de cisalhamento, por ocorrência de deslizamento entre o material e a parede do equipamento. O gráfico da Figura 2.30 também evidencia que o ensaio de “*bucket rheometer*” com palheta consegue eliminar o deslizamento, à medida que o cisalhamento que acontece é do tipo solo-solo. A medida obtida no ensaio de “*Vane test*” mostrou-se coerente com a tensão de escoamento obtida pelo “*bucket rheometer*”.

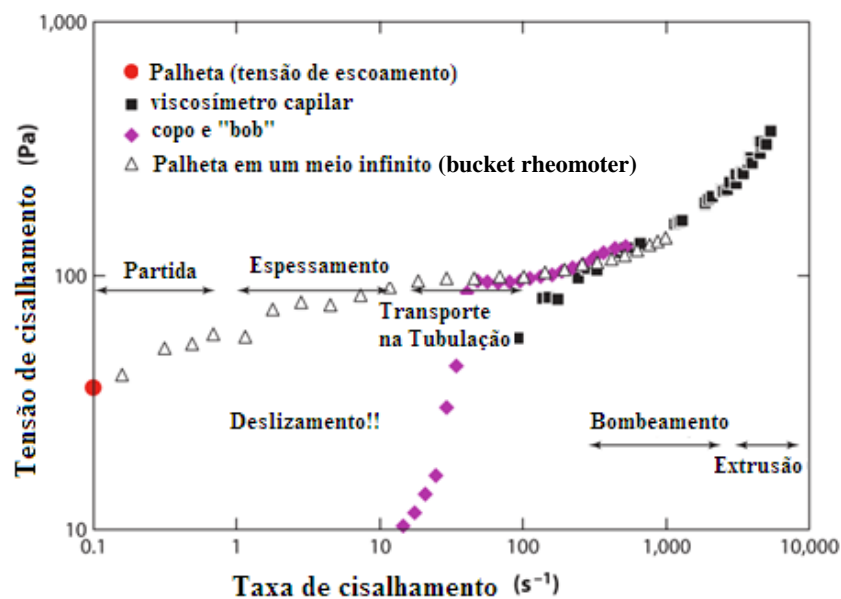


Figura 2.30 - Comparação entre alguns métodos de determinação das propriedades reológicas (BOGER, 2013).

2.4.3.4 Reologia dos rejeitos liquefeitos

Quando misturados à água, os grãos de rejeito podem constituir fluidos não Newtonianos formados pela dispersão dos grãos no meio aquoso. Nascimento (2008) comenta que no caso das suspensões, como os rejeitos, a viscosidade é sensível à variação da concentração, à distribuição granulométrica das partículas, à forma das partículas e a qualquer outro fator que modifique o nível de agregação das partículas, tais como a presença de sais, agentes dispersantes ou mudança de pH. Suspensões diluídas tendem a ter comportamento Newtoniano e, a medida que a concentração aumenta, o efeito das interações entre as partículas vai se tornando relevante nas propriedades reológicas, podendo ocasionar um comportamento não Newtoniano.

Boger (2013) comenta que as suspensões dos rejeitos em água normalmente constituem fluidos que apresentam tensão de escoamento. O autor comenta ainda que a relação reológica (τ versus $\dot{\gamma}$) de cada rejeito é única e dependente das características físicas e químicas de superfície de cada material. Entretanto, pela simplicidade matemática, o modelo de Bingham é normalmente o que melhor se aplica para modelar o comportamento reológico de rejeitos. O gráfico da Figura 2.31 apresenta a relação entre tensão de escoamento e concentração gravimétrica para diversos tipos de rejeitos. A partir do gráfico da Figura 2.31, é possível observar a grande diferença de comportamento reológico entre os diferentes tipos de rejeitos. Por outro lado, observa-se também que todos os rejeitos apresentaram tensão de escoamento nula abaixo de um certo valor de concentração gravimétrica (C_w) e aumento exponencial acima deste valor.

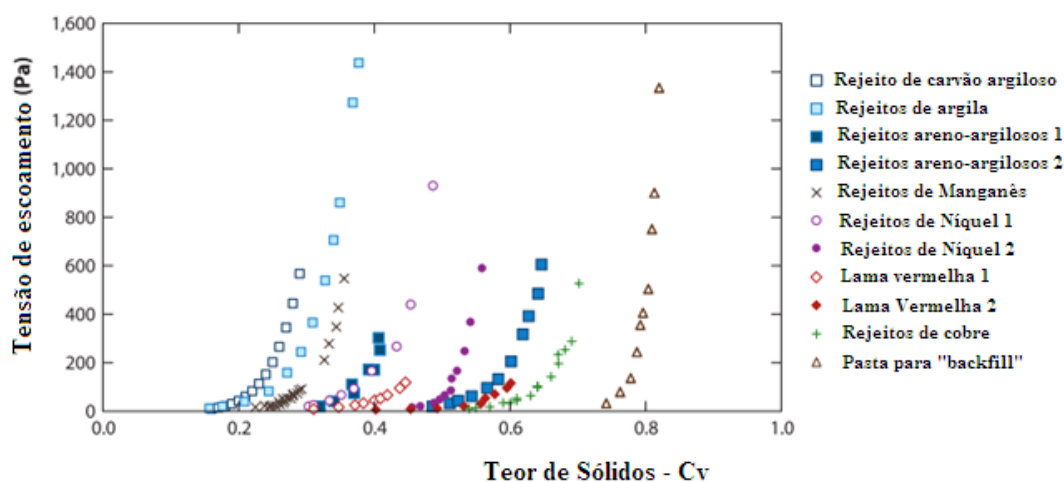


Figura 2.31 - Tensão de escoamento vs concentração gravimétrica para diversos tipos de rejeitos (adaptado de BOGER, 2013)

Zhou *et al.* (1999) estudaram o efeito do pH na tensão de escoamento de suspensões de rejeitos de alumina ultrafinos. Os resultados obtidos pelos autores para os rejeitos com área superficial específica (ASE) de $30\text{m}^2/\text{g}$ e uma mistura contendo rejeitos com ASE de $15\text{m}^2/\text{g}$ e $50\text{m}^2/\text{g}$ mostraram a grande influência que o pH apresenta na reologia das suspensões, devendo-se, nos ensaios reológicos de laboratório, procurar ensaiar os rejeitos com valores de pH próximos aos reais de campo. Uma boa medida seria, por exemplo, utilizar, em laboratório, a mesma água gerada no processo.

Alba e Ballesterro (2006) comentam sobre a importância da determinação da resistência residual pós liquefação para projetos de estruturas de disposição de rejeitos. De acordo com os autores, a prática corrente de determinação da resistência residual é baseada em valores retro-analisados de casos históricos de rupturas por liquefação, originalmente compilados por Seed (1986) e posteriormente refinados por Seed e Harder (1990), Stark e Mesri (1992), Olson e Stark (2002). O uso de valores retro-analisados de casos históricos se justifica pela dificuldade de determinação das propriedades em laboratório. Entretanto, os dados retro-analisados ainda contém dispersão considerável frente ao número de hipóteses necessárias de serem assumidas para a análise dos dados: geometria da camada liquefeita, efeitos inerciais, teor de finos, redistribuição de vazios e consequente formação de filme d'água.

Em função das dificuldades apresentadas na determinação da resistência residual pós-liquefação e da dispersão dos dados obtidos nas retro-análises de casos históricos, Alba e Ballesterro (2006) reforçam a necessidade do desenvolvimento de novas técnicas de laboratório que tenham capacidade de medir propriedades reológicas dos meios liquefeitos. Os autores explicam ainda que, convencionalmente, a resistência liquefeita residual é medida por equipamentos de laboratório como cisalhamento simples, cisalhamento anelar (“ring-shear”), cisalhamento direto e triaxial, que atingem pequenas deformações totais, da ordem de 20% a 30%.

Bryant *et al.* (1983) argumentam que, enquanto os ensaios triaxiais clássicos para medir liquefação são executados em uma taxa de cisalhamento máxima de 2 s^{-1} , as taxas de cisalhamento variam entre 10 s^{-1} e 100 s^{-1} em rupturas por liquefação. Desta maneira, efeitos viscosos, que representam um importante papel nas altas taxas de cisalhamento desenvolvidas em um em uma ruptura por fluxo real, não podem ser observados nos ensaios convencionais de laboratórios de solos. Bryant *et al.* (1983) também pontuam que, em ensaios triaxiais, quando o objetivo do ensaio é a medição de resistências residuais liquefeitas a correção da

resistência da membrana é necessária. Os autores estimaram a correção de 4,8 kPa para o uso de duas membranas. Se for considerado que as resistências residuais apresentadas por Seed e Harder (1990) variam na ordem de 14 kPa a 19 kPa, fica evidente que os valores de resistência residual medidos em ensaios triaxiais podem ter utilidade prática duvidosa .

Eckersley (1990), após realizar ensaios de rupturas por fluxo em modelos reduzidos com materiais fofos, observou que o escorregamento se concentra em uma zona de cisalhamento estreita, pela qual as deformações podem atingir cerca de 100%. Bagnold (1954) sugeriu que a mecânica das rupturas por liquefação se encontra na fronteira de reologia e da hidrodinâmica. Iverson (1997) pontua ainda que, sob condições completas de liquefação (e.g. tensão efetiva nula), as tensões provenientes das interações entre os grãos se tornam completamente dependentes da taxa de cisalhamento. A conclusão de Iverson (1997) sugere que não deva existir uma resistência residual única. Se o material liquefeito se comporta como um fluido Newtoniano, com a resistência ao cisalhamento proporcional à taxa de cisalhamento, espera-se que a resistência do material seja aproximadamente nula quando o mesmo estiver em repouso, e que a resistência aumente proporcionalmente ao aumento da velocidade proporcionada pelas forças gravitacionais. À medida que a resistência aumenta, a massa passa a diminuir de velocidade até que, após atingido o equilíbrio de todos os esforços, a massa entra em repouso em uma geometria de talude muito abatida. Por outro lado, fica evidente que, até mesmo sob taxas de cisalhamento muito baixas, ainda existe resistência ao cisalhamento residual, uma vez que o depósito liquefeito entra em repouso formando um talude raso e finito. Consequentemente, a mistura liquefeita de rejeitos tem comportamento mais próximo do modelo binghamiano plástico. De fato, Jeyapalan (1982) e Bryant *et al.* (1983) já haviam sugerido o comportamento de Bingham para a representação do fluxo de rejeitos.

Poulos (1981) definiu o estado permanente de deformações de qualquer massa de partículas sólidas como “o estado em que a massa deforma continuamente sob volume constante, tensão normal efetiva constante, tensão cisalhante constante e velocidade constante”. O fato dos rejeitos, após atingirem o estado permanente na ruptura, apresentarem aumento de resistência ao cisalhamento não significa que o postulado de Poulos (1981) está incorreto e sim que a condição de velocidade constante foi violada, uma vez que, após ruptura, a massa sofre aumento de velocidade por ação gravitacional. De fato, a resistência ao cisalhamento no estado permanente, denominada Su_{LIQ} , deve ter o mesmo valor da tensão de escoamento do

modelo de Bingham (τ_y). As duas grandezas, na realidade, representam a mesma medida sob pontos de vista distintos. A continuidade física de um modelo de fluxo por liquefação deve, portanto, ter o cuidado de compatibilizar as medidas Su_{LIQ} e τ_y , uma vez elas são obtidas, respectivamente, através de ensaios de cisalhamento e reológicos de naturezas distintas. Desta maneira, o comportamento cisalhante desenvolvido em um fenômeno ruptura por fluxo de rejeitos pode ser representado por completo em um gráfico tridimensional ($\sigma, \tau, \dot{\gamma}$), como o da Figura 2.32.

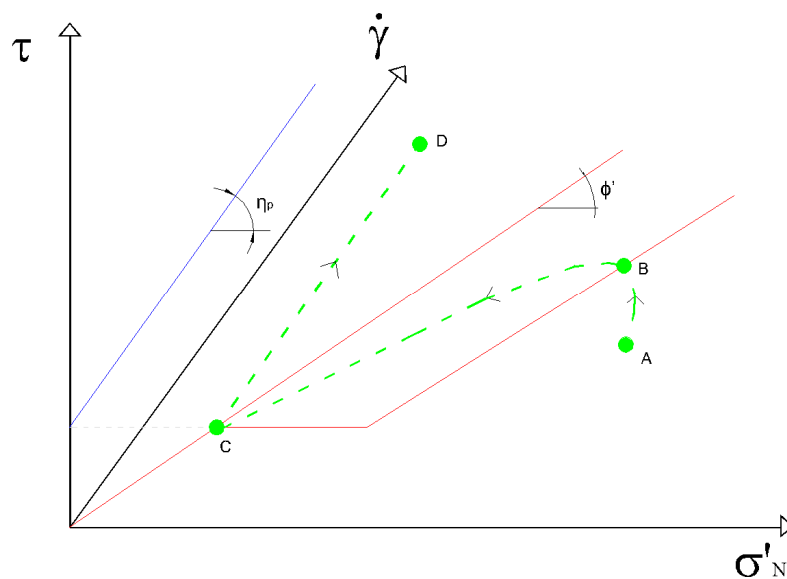


Figura 2.32 - Representação tridimensional esquemática do comportamento cisalhante do fluxo de rejeitos.

A linha verde da Figura 2.32 permite representar a resistência ao cisalhamento da massa de rejeitos desde o repouso, quando sofre o fenômeno da liquefação (pontos a-b-c), até o fluxo de rejeitos que ocorre pós ruptura (pontos c-d). Será visto adiante que, após o gatilho da liquefação e início do movimento da massa (ponto c), o rejeito se move do ponto c ao d e, posteriormente, retorna ao ponto c, representando a aceleração e desaceleração da massa. A relação entre a tensão de escoamento plástica de Bingham (τ_y) e a resistência dos rejeitos liquefeitos (Su_{LIQ}) permite a utilização do arcabouço teórico da mecânica dos estados críticos em conjunto com o equacionamento reológico de Bingham.

Bryant *et al.*(1983) realizaram ensaios de adensamento, ensaios triaxiais, e ensaios reológicos através do viscosímetro da Figura 2.28 em 10 rejeitos com granulometrias diferentes, provenientes de minérios diferentes. Os resultados dos ensaios reológicos obtidos pelos autores foram comparados com resultados dos ensaios de consolidação e ensaios triaxiais. A

Figura 2.33 apresenta a comparação dos resultados obtidos pelos autores para os rejeitos da Mina Climax. Através da Figura 2.33, pode-se observar que, conforme esperado, a linha de consolidação isotrópica obtida no ensaio de adensamento é paralela à linha de estado permanente. O viscosímetro utilizado pelos autores permitiu a obtenção da SSL (“steady state line”) para altos valores de teor de umidade, impraticáveis de serem obtidos em ensaios triaxiais. Para valores de teores de umidade menores, Bryant *et al.*(1983) comentam que durante os ensaios com o viscosímetro foram observadas superfícies de ruptura bem definidas, o que impossibilitou a medição das propriedades reológicas, sendo, portanto, o equipamento limitado a altos teores de umidade.

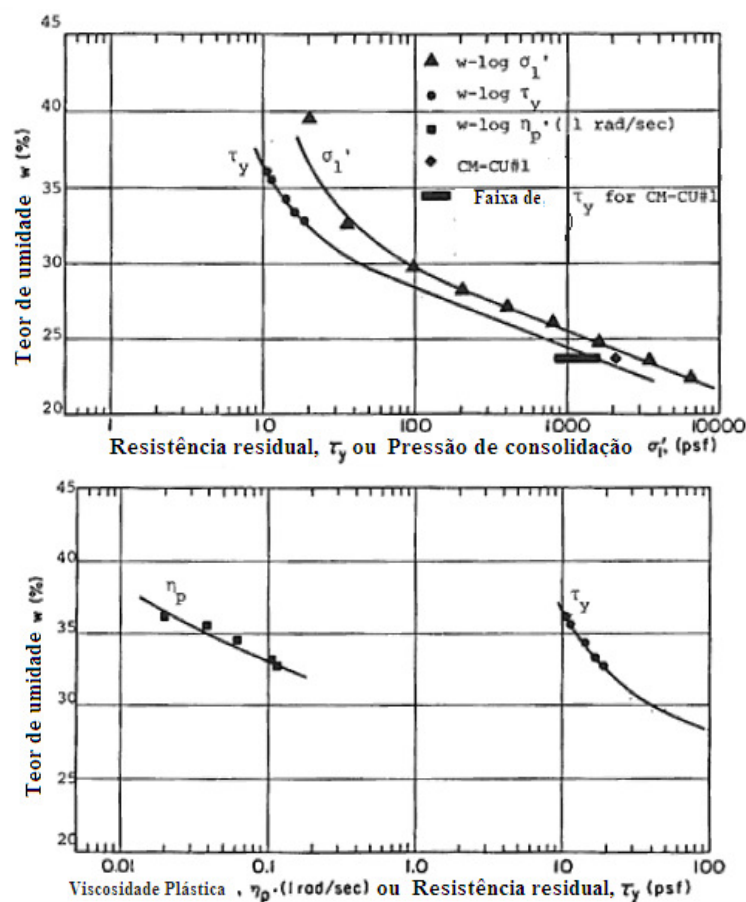


Figura 2.33 - Comparação dos dados dos ensaios realizados para os rejeitos da mina Climax (BRYANT *et al.*, 1983).

Para avaliar a resistência ao cisalhamento pós liquefação dos rejeitos com menores teores de umidade, Bryant *et al.*(1983) realizaram ensaios triaxiais $C\bar{U}$, sendo que os resultados obtidos, apresentados na Figura 2.33, corroboram à conclusão do paralelismo entre a linhas de estado permanente e a linha de consolidação. O segundo gráfico da Figura 2.33 mostra os resultados de viscosidade plástica (η_p) obtidos nos ensaios de viscosímetro para diversos teores de

umidade. Em todos os resultados obtidos pelos autores, as curvas de consolidação se apresentaram paralelas à linha de estado permanente e à curva $(w - \log \eta_p \cdot \dot{\gamma}_0)$. Se a curva de consolidação $(w - \log \sigma_1')$ e a curva de estado permanente $(w - \log \tau_y)$ são paralelas, então as duas curvas são relacionadas pela constante (τ_y / σ_1') , conforme discutido no item (a). Do mesmo modo se a curva $(w - \log \tau_y)$ e a curva $(w - \log \eta_p \cdot \dot{\gamma}_0)$ são paralelas, então podem ser relacionadas pela constante $(\eta_p \cdot \dot{\gamma}_0 / \tau_y)$ (η_p é multiplicado por uma taxa de cisalhamento unitária $\dot{\gamma}_0 = 1s^{-1}$, para se obter a mesma unidade de τ_y).

2.5 Rupturas de estruturas de contenção de rejeitos

Rupturas catastróficas de estruturas de contenção de rejeitos, em que a massa liquefeita de rejeitos flui distâncias consideráveis, impõem riscos severos à segurança de pessoas à jusante e tem grande potencial para devastação econômica e ambiental (BRYANT *et al.*, 1983). Rico *et al.* (2008) comentam que um bom exemplo dos altos custos sócio econômicos associados à rupturas de rejeitos é o acidente da barragem Aznacóllar (Los Frailes, Espanha), um grande reservatório de rejeitos de sulfetos que teve parte de seu volume perdido durante uma ruptura em abril de 1998. O acidente de Aznacóllar gerou €152 milhões em perdas socioeconômicas. Aproximadamente €147 milhões foram gastos para remediar os impactos ambientais negativos e impactos à produção agrícola, incluindo restauração dos recursos naturais das áreas (média de $5,7 \times 10^6$ €/km). Ao todo, €5 milhões foram dedicados à mitigação de impactos socioeconômicos nos municípios afetados. Adicionalmente, incontáveis impactos afetaram regiões produtivas, reduzindo as vendas de produtores de leite, fazendeiros e da indústria pesqueira.

Vick (1983) comenta que, embora trabalhos houvessem sido desenvolvidos para avaliar o comportamento de rupturas de rejeitos (LUCIA, 1981; JEYAPALAN, 1983), o estudo da mecânica para compreender e analisar rupturas por fluxo de rejeitos encontrava-se ainda em sua “infância” naquela época. Bryant *et al.* (1983) explicam que, mesmo quando todo esforço é feito para minimizar a probabilidade da ruptura, é prudente avaliar as consequências de uma eventual ruptura hipotética. Nesse sentido Blight *et al.* (2003) comentam que, em anos recentes, aconteceram rupturas catastróficas de estruturas projetadas e operadas com controle cuidadoso.

Mais recentemente diversos autores (O'BRIEN *et al.*, 1993; HUNGR, 1995; MCDOUGALL, 2006; Rico *et al.*, 2008; BERNEDO *et al.*, 2011) apresentaram metodologias análise de

rupturas por fluxo (“Flow-Slide”). De maneira geral, os estudos existentes se dividem três tipos, aqui denominados como hidráulicos, estatísticos e geotécnicos.

Os estudos hidráulicos tiveram sua origem no trabalho de Jeyapalan (1983), e consideram que a ruptura dos rejeitos pode ser estudada através da dinâmica de propagação de onda do fluxo de fluidos não Newtonianos. Os trabalhos de O’Brien *et al.* (1993), Hungr (1995) e McDougall (2006) apresentaram evolução dos conceitos desenvolvidos por Jeyapalan (1983). Entretanto, conforme será discutido mais adiante, o estudo da dinâmica do fluxo por si só ignora diversos fatores geotécnicos e geométricos das estruturas, o que representa, na prática, uma restrição à aplicação dessa abordagem na análise das rupturas.

Os estudos geotécnicos tiveram sua origem no trabalho de Lucia (1981), e consideram aspectos relacionados à resistência ao cisalhamento dos rejeitos pós-liquefação para determinação da geometria estável após o fluxo. Blight *et al.* (1981) e Blight (1997) apresentaram também análises baseadas em resistência pós liquefação. Estes estudos, entretanto, desconsideraram as forças viscosas e as características geotécnicas e geométricas dos rejeitos depositados antes da ruptura.

Os estudos estatísticos tiveram origem no trabalho de Rico *et al.* (2008). Apesar de apresentarem limitações teóricas em relação às metodologias hidráulica se geotécnicas, os estudos estatísticos constituem uma abordagem simples e direta, que permite a realização de previsões iniciais e reflexões sobre a importância de cada condicionante ao problema.

Em suma, os estudos das consequências de rupturas de barragens de rejeitos procuram responder os seguintes problemas:

- Quanto longe fluem os rejeitos?
- Quanto velozes fluem os rejeitos?
- Qual a espessura do fluxo?
- Qual o volume de rejeitos depositados que é expelido do reservatório?

Embora as diferentes metodologias tenham sido desenvolvidas para a avaliação do fluxo de rejeitos, não existe ainda na literatura uma metodologia compreensiva para o estudo de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos que compatibilize fatores geométricos, hidráulicos e geotécnicos do problema.

2.5.1 Aspectos conceituais do problema

Os estudos de rupturas hipotéticas de barragens, conhecidos como “*Dam Breaks*”, têm sido foco de inúmeras pesquisas nas últimas décadas (FREAD, 1993; FROEHLICH, 2008; WAHL, 2004). Apesar do empenho do meio técnico internacional, não existe metodologia única para a abordagem do problema, uma vez que a especificidade de cada caso fez com que inúmeras abordagens fossem desenvolvidas.

Para barragens cujo reservatório tem a função de reter água, embora não haja consenso metodológico, o conhecimento mais seguro do comportamento físico da água e das condições de contorno do problema garantiram a construção de modelos que simulam com certa acurácia o desenvolvimento do fenômeno. As maiores incertezas nesses estudos estão, em geral, associadas ao desenvolvimento da ruptura da estrutura da barragem que funciona como condição de contorno à saída do volume de água reservado. De uma maneira geral, os estudos de rupturas de barragens de água assumem as seguintes hipóteses:

- A água se comporta como fluido Newtoniano;
- A saída de água do reservatório acontece em função do desenvolvimento do fenômeno de instabilidade (e.g. galgamento, piping, instabilidade geotécnica, etc.);
- Todo o volume reservado sai do reservatório durante o evento da ruptura;
- As características do reservatório podem ser representadas por uma curva cota-volume;
- O fluxo de rejeitos pode ser equacionado através das soluções de Saint-Venant.

No caso das barragens cujo reservatório contém rejeitos, a dinâmica do fenômeno se torna mais complexa, uma vez que o conhecimento das propriedades geotécnicas e reológicas do rejeitos no reservatório, aspectos geométricos do reservatório e do maciço da barragem e aspectos hidrológicos-hidráulicos devem ser compatibilizados de maneira a formar um modelo fisicamente embasado. A dificuldade na compatibilização de diversas áreas do conhecimento e a falta de compreensão do fenômeno, fez com que muitas barragens de rejeitos tivessem, na prática, suas rupturas estudadas como barragens de retenção de água. Ao assumir as hipóteses aplicadas às rupturas de barragens de retenção de água aos depósitos de rejeitos são negligenciadas diversas características físicas do problema, incorrendo em erros de previsão e compreensão do fenômeno. Os itens subsequentes procuram apresentar um resumo estado-da-arte da compreensão do fenômeno das rupturas de barragens de rejeitos

2.5.1.1 Aspectos relacionados à ruptura e à geometria do reservatório

De uma maneira geral, em rupturas de barragens de contenção de água, a geometria do reservatório pode ser bem representada através de uma curva cota vs volume, uma vez que a água não apresenta resistência ao fluxo e, em geral, toda a água reservada é expelida do reservatório. Na barragem de rejeitos, a representação da parcela do volume estocado no reservatório que é expelido está relacionada a aspectos dinâmicos de estabilidade geotécnica e erosão. Segundo Savage *et al.* (2003), em rupturas de depósitos de argilas sensíveis, conhecidas como “*quick clays*”, foi observado o desenvolvimento de rupturas por fluxo com movimentos de massa que atingiram velocidades de dezenas de metros por segundo. De acordo com os autores, uma vez que uma pequena ruptura se inicia, ocorre o desenvolvimento espontâneo do fenômeno da liquefação e o fluxo é acarretado. Conseqüentemente, a ruptura deixa os taludes sem suporte lateralmente, provocando uma série de escorregamento rotacionais ou translacionais e que rapidamente se estende para montante. O movimento total da ruptura é translacional e retrogressivo, uma vez que os rejeitos liquefeitos continuam a fluir e descalçar o talude. O fenômeno como um todo pode durar de alguns minutos a algumas horas. Savage *et al.* (2003) explicam que, após cessado o movimento, o aspecto da ruptura pode visualizado como na Figura 2.34, resultando em uma série de cicatrizes que se alongam paralelamente e transversalmente ao talude, tendo como restrição uma brecha estreita. A geometria da ruptura é popularmente conhecida como “*bottle-neck*”.

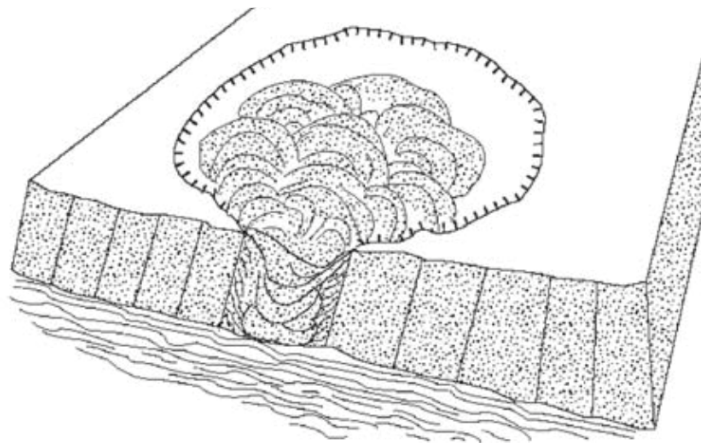


Figura 2.34 - Morfologia de ruptura regressiva (“*bottle-neck*”) formada em uma ruptura por fluxo (SAVAGE *et al.*, 2003)

As observações do desenvolvimento do fenômeno da ruptura em depósitos de argilas sensíveis realizadas por Savage *et al.* (2003) são também aplicáveis às rupturas de estruturas de contenção de rejeitos, uma vez que, nesses depósitos, as rupturas também estão associadas

ao desenvolvimento de processos de liquefação. A Figura 2.35 apresenta uma vista aérea da ruptura da barragem de Merriespruit, ocorrida em 1994, na África do Sul. É possível observar a morfologia da ruptura, se assemelhando à descrita por Savage *et al.* (2003).



Figura 2.35 - Imagem aérea da ruptura da barragem de Merriespruit (TAILINGS.INFO, 2015)

Blight (2010) propôs uma abordagem simples para estimar o volume envolvido na ruptura, aproximando a geometria em planta a uma elipse (Figura 2.36).

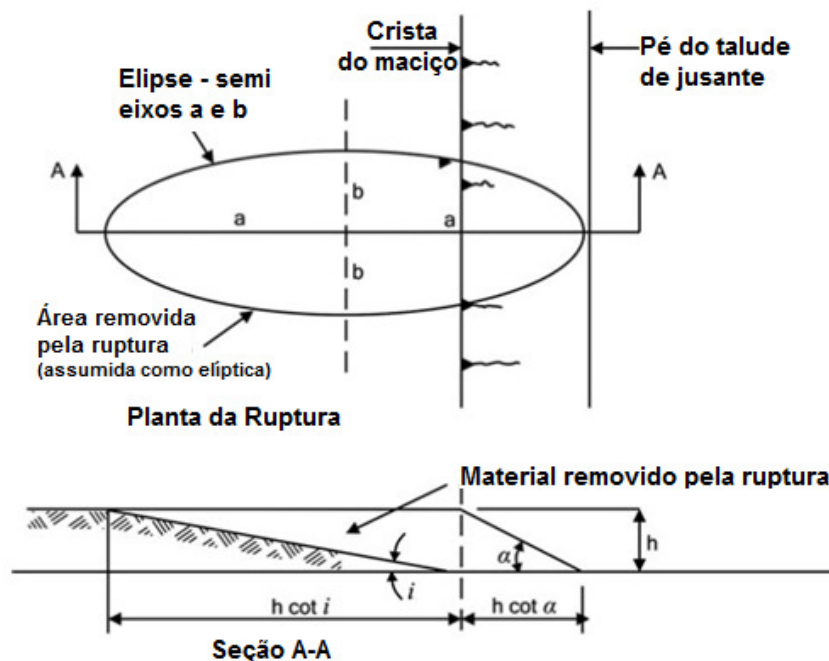


Figura 2.36 - Estimativa do volume de ruptura através da aproximação à elipse (adaptado de BLIGHT, 2010)

Eckersley (1990) estudou o fenômeno das rupturas por fluxo através de modelos reduzidos em laboratório. O autor realizou uma série de ensaios em modelo reduzido, provocando a liquefação de pilhas de rejeitos de carvão. Para o desenvolvimento do estudo, foram

realizados ensaios triaxiais do tipo CIU, com amostras preparadas em densidades secas variando entre $0,85 \text{ g/cm}^3$ e $1,0 \text{ g/cm}^3$. O comportamento observado foi muito similar ao observado para areias, com as rupturas acontecendo em deformações axiais entre 1% e 2% e ângulo de atrito ϕ' entre 24° e 30° . Nos modelos reduzidos ensaiados, a instabilidade foi induzida em várias pilhas de carvão de 1,0 m de altura através da elevação da superfície freática no talude.

Inicialmente Eckersley (1990) realizou uma bateria de 5 (cinco) ensaios se concentrando em avaliar a natureza global das rupturas e a cinética do movimento. Posteriormente, foram realizados mais três ensaios, com aprimoramento da instrumentação necessária a medir as rápidas variações de poropressão desenvolvidas na ruptura. Além da instrumentação geotécnica, o autor gravou o desenvolvimento do processo com uma câmera que guardava imagens a 65 frames/s. A Figura 2.37 apresenta uma foto do experimento realizado, no qual se pode observar as finas camadas de areia na horizontal, posicionadas de maneira a facilitar a interpretação do ensaio.

Durante o experimento, o autor induziu a ruptura da pilha por meio da elevação da superfície freática. Os taludes empilhados com estruturas de rejeitos fofos apresentaram ruptura repentina, regressiva e rápida. Eckersley (1990) comenta que o processo como um todo demorou em torno de 1,5 a 4h para a expansão da frente de saturação e alguns segundos para o colapso. Velocidades de pico observadas situaram-se em torno de 1m/s. Em contraste, as pilhas construídas com rejeitos compactados foram fortemente influenciadas pela coesão aparente do rejeito úmido e apresentaram rupturas por tombamentos combinados a escorregamentos sucessivos em períodos de várias horas.

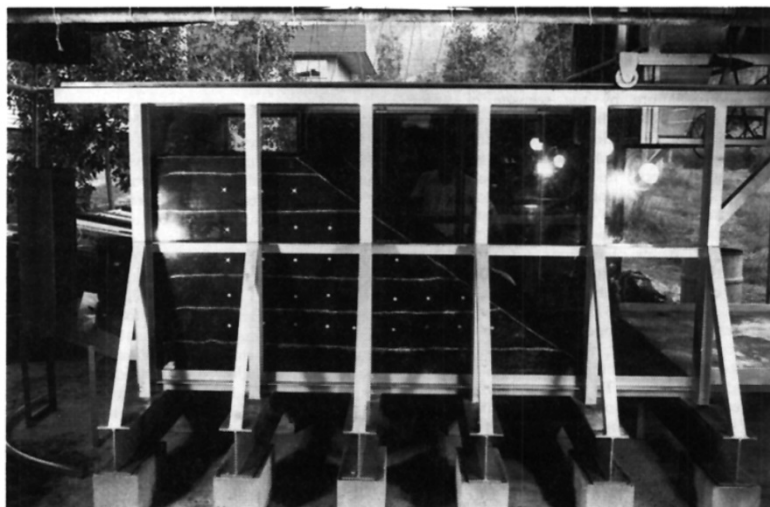


Figura 2.37 - Foto do equipamento antes do início do ensaio. (ECKERSLEY, 1990).

A geometria do talude, como construído, e o posicionamento das instrumentações pode ser visualizada na Figura 2.38a. Os pontos de referência foram numerados de maneira a permitir a avaliação da trajetória de seus movimentos. Para facilitar a visualização, Eckersley (1990) numerou apenas duas camadas. A geometria pós ruptura pode ser visualizada na Figura 2.38b. A frente de infiltração levou cerca de 2 (duas) horas para cruzar o maciço da pilha e chegar ao pé do talude, com o reservatório sendo elevado em etapas, até 40cm. Uma vez que as camadas inferiores da pilha se tornavam saturadas, e perdiam as tensões causadas pela sucção, o rejeito previamente úmido e fofo reduziu de volume, provocando recalques, conforme pode ser visualizado na Figura 2.38a. A ruptura se iniciou através de um deslizamento superficial na área saturada, formando uma lama de rejeito de carvão saturado.

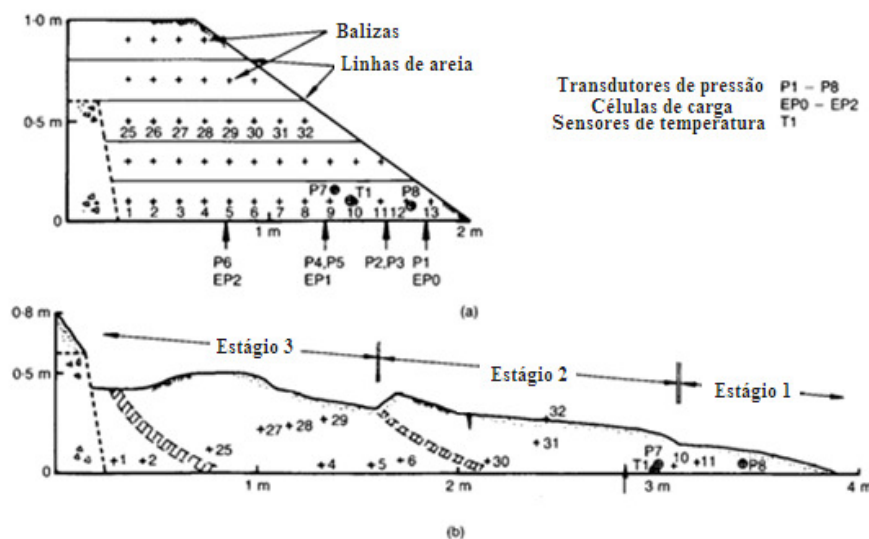


Figura 2.38 - Geometria da seção transversal do experimento 7. a) como construído. b) pós ruptura. (ECKERSLEY, 1990).

O mecanismo de ruptura observado nas filmagens pode ser visualizado na Figura 2.39 (a, b e c). Inicialmente, uma placa de rejeito de aproximadamente 20 cm de espessura, correspondendo a toda a superfície do talude, se rompeu, empurrando todo o rejeito afrente (estágio 2 na Figura 2.39b), com velocidades atingindo rapidamente entre 0,45 a 0,55m/s. De acordo com Eckersley (1990), o estágio 3 (Figura 2.39b) não se iniciou enquanto a massa deslizada no estágio 2 não entrou em repouso, conforme geometria mostrada na Figura 2.39c. Ao final, um escorregamento profundo se iniciou, empurrando horizontalmente a massa de rejeitos previamente rompida, com toda a massa desacelerando até atingir o repouso. O resultado final foi um rejeito de carvão saturado, em concentração de polpa, e com baixa

resistência, coberto por uma massa de rejeitos perturbada e muito mais seca, com uma forma de onda normal ao fluxo, típico ao observado em casos reais de ruptura.

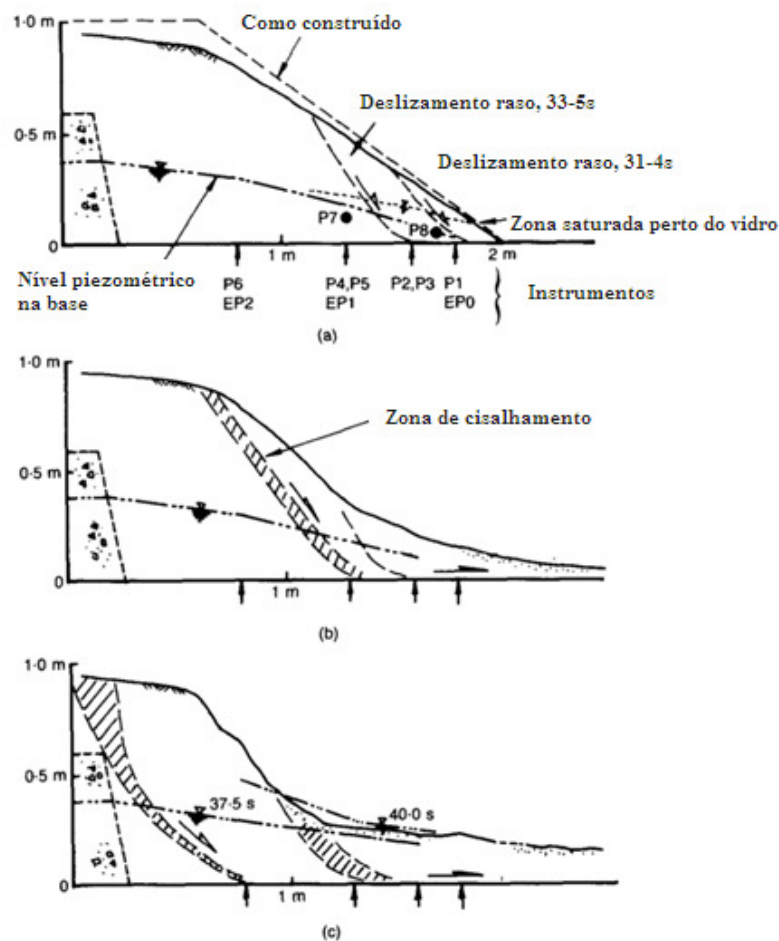


Figura 2.39 - Mecanismos de iniciação da ruptura (ECKERSLEY, 1990)

Após ter monitorado os modos de falha dos experimentos, Eckersley (1990) realizou análise dos transdutores de poropressão e células de carga instalados nas pilhas. A Figura 2.40a apresenta o monitoramento global das poropressões ao longo do experimento 7. O autor chama atenção que a análise realizada foi feita em conjunto com as imagens gravadas, tendo os tempos de início dos estágios de ruptura sido determinados exclusivamente pela avaliação visual do fenômeno. A Figura 2.40b apresenta o monitoramento detalhado das poropressões durante a ruptura. É possível observar que, durante a ruptura, excessos de poropressão significativos foram gerados. A representação dos estágios 1, 2 e 3 na figura (escolhidos através das análises das gravações) esclarecem que a ruptura da pilha, através da indução de deformações, causou o excesso de poropressões, provocando o fenômeno da liquefação, e não o contrário. Desta maneira, a ruptura foi desenvolvida de maneira drenada, sendo que as grandes deformações provocadas pela ruptura induziram o fenômeno do fluxo.

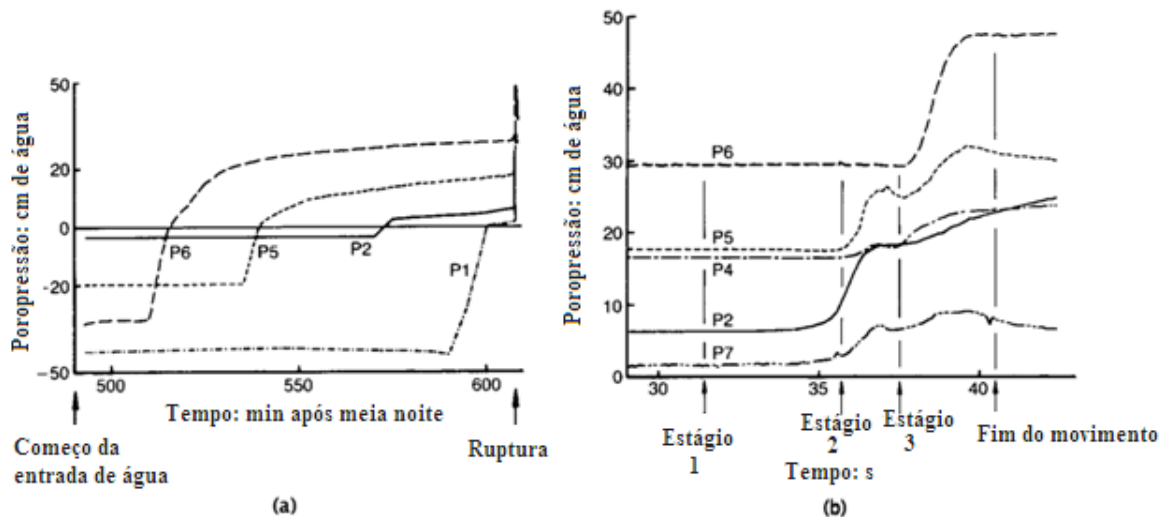


Figura 2.40 - Desenvolvimento das poropressões no experimento 7. a) durante todo o experimento. b) durante a ruptura (ECKERSLEY, 1990).

Além das características do fenômeno da ruptura desenvolvido nos rejeitos, existem outros aspectos externos relacionados à geometria do reservatório, às condições climáticas e à causa da ruptura que podem ser condicionantes à magnitude do alcance dos rejeitos em um evento de ruptura. A Figura 2.41 ilustra como as características geométricas do reservatório podem influenciar a dinâmica da ruptura. A partir da Figura 2.41, é possível observar como a relação entre a altura do maciço e o comprimento da superfície de ruptura dentro do reservatório têm influência na proporção entre o volume de rejeitos que são expelidos do reservatório e o volume de rejeitos estocado. A Tabela 2.12 apresenta um resumo das razões volume expelido/volume estocado, obtidas em diferentes publicações. É possível observar que as médias das razões variam de 20% a 40% do volume total do reservatório. Entretanto, existem casos isolados em que todo o material contido foi envolvido no fluxo.

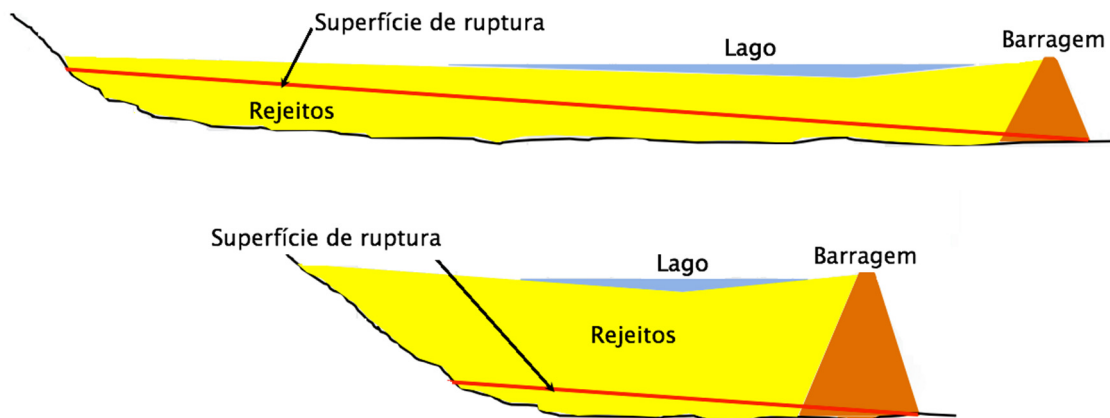


Figura 2.41 - Influência da geometria do reservatório na ruptura (adaptado de BERGER, 2011)

Tabela 2.12 – Razões entre os volumes expelidos e estocados no reservatório (BERGER, 2011)

FONTE	NÚMERO DE CASOS CONSIDERADOS	ALTURA DAS BARRAGENS	REJEITOS EXPELIDOS	
			FAIXA	MÉDIA
Lucia (1981)	11	15m a 46m	14% a 100%	40%
USCOLD (1995)	16	20m a 61m	1% a 100%	29%
Garga e Khan (1995)	19	?	3% a 100%	28%
USCOLD (1995) e.tailings.info	31	12m a 61m	1% a 100%	26%
Rico et al. (2008)	28	5m a 66m	3% a 100%	33%
Azam e Li (2010)	72	?	?	20%

As características climáticas normalmente estão associadas aos modos de falha que provocaram as rupturas observadas de barragens, permitindo a diferenciação de diversos cenários de ruptura hipotética. Durante períodos de chuva intensa, a ocorrência de rupturas provocadas por galgamento e instabilidade de taludes por elevação da superfície freática é mais provável. Os cenários de ruptura durante eventos extremos de chuva devem considerar maior volume de água no reservatório, maior vazão de água no corpo d'água à jusante e provável formação de brecha por galgamento.

Por outro lado, em períodos de estiagem, os cenários de ruptura mais prováveis estão associados a instabilidade de fundação, piping e liquefação (estática ou dinâmica). Os cenários de ruptura para períodos de estiagem devem considerar volume de água para o nível máximo de operação do lago e fluxo normal no corpo d'água a jusante. A Figura 2.42 ilustra a diferença básica nas condições de contorno para os cenários de ruptura em períodos chuvosos e períodos de estiagem.

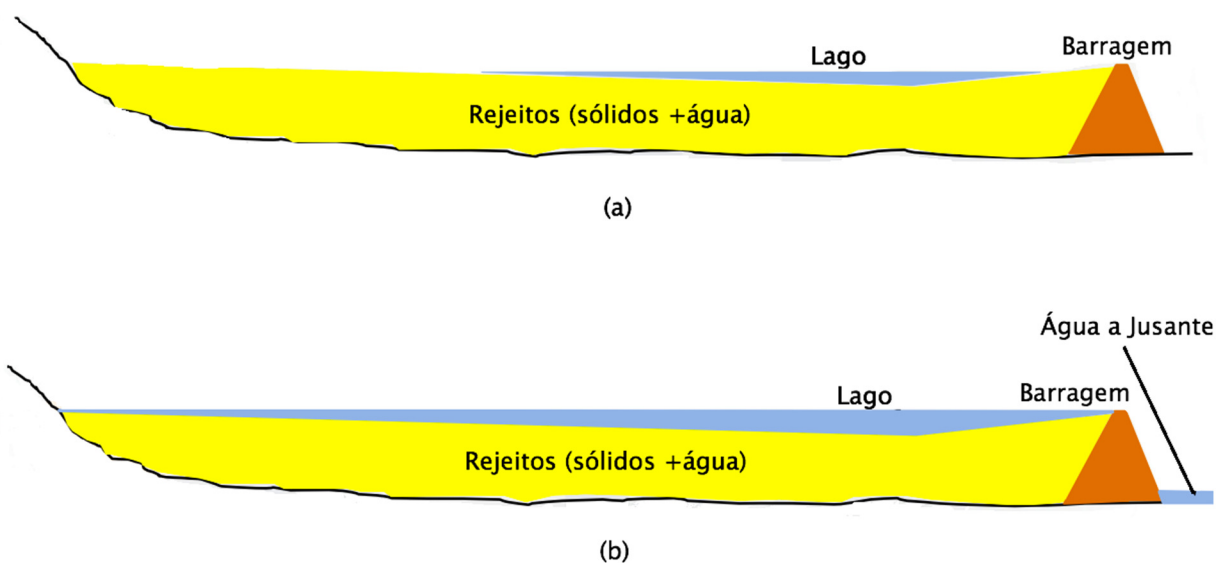


Figura 2.42 - Condições de contorno no reservatório. a) Período de estiagem. b) Período chuvoso. (BERGER, 2011)

2.5.1.2 Aspectos relacionados ao fluxo dos rejeitos

Uma vez que a ruptura de uma estrutura de contenção de rejeitos é iniciada, a massa envolvida na ruptura sai do reservatório através de uma brecha, podendo atingir até dezenas de quilômetros a jusante. Em análises de rupturas de barragens cujo reservatório contém água, normalmente se aplica a condição de fluido newtoniano à água expelida do reservatório. Mesmo quando a ruptura envolve carregamento de sedimentos, a concentração destes é baixa frente ao grande volume de água envolvido, permitindo com que a hipótese de fluido Newtoniano se mantenha verdadeira.

Já nas estruturas de contenção de rejeitos, a concentração de sólidos no material envolvido na ruptura atinge valores tão altos que permite o desenvolvimento de uma resistência ao cisalhamento para o material em repouso ($\dot{\gamma} = 0$) e alta viscosidade plástica no fluxo. A compreensão das características de sedimentação, adensamento e resistência ao cisalhamento dos rejeitos no reservatório, bem como a dinâmica de operação do volume de água contido no lago, é fator condicionante para a estimativa das concentrações de sólidos envolvidas no material em fluxo na ruptura.

O'Brien & Julien (1985) apresentaram uma classificação dos tipos de fluxo de corridas de massa de acordo com a concentração de sólidos em volume (C_v) da massa rompida. A Tabela 2.13 apresenta a classificação proposta pelo autor.

Tabela 2.13 - Classificação do tipo de escoamento em função do teor de sólidos volumétrico (O'BRIEN & JULIEN, 1985 *apud* MELO, 2013)

CARACTERÍSTICA DO ESCOAMENTO	CONCENTRAÇÃO VOLUMÉTRICA (C_v)	DESCRIÇÃO
Escorregamento	0,53 a 0,90	Não há escoamento
	0,50 a 0,53	Deformações internas e movimento lento devido às tensões
Lama plástica	0,48 a 0,50	Escoamento evidente, apesar de lento / Deformações plásticas sem espraiamento sobre as superfícies adjacentes
	0,45 a 0,48	Início de espraiamentos, apesar da atuação de forças coesivas
	0,40 a 0,45	Mistura-se com facilidade / Apresenta fluidez na deformação alastrando-se sobre superfícies horizontais / Durante movimento a superfície do fluido apresenta considerável declividade / Aparecimento de ondas com dissipação rápida
Corrida de Lama	0,35 a 0,40	Acentuada sedimentação / Alastra-se quase por completo sobre superfícies horizontais / Identificação de duas fases
	0,30 a 0,35	Separação de água na superfície / ondas propagam-se com facilidade / decantação de partículas granulares
	0,20 a 0,30	Ação de ondas distinta / Superfície fluida / todas as partículas foram decantadas
Escoamento aquoso	< 0,20	Inundação provocada por propagação de onda no estado líquido com de carga de sedimentos suspensos

A precisão da estimativa do teor de sólidos do material envolvido no fluxo é peça fundamental para avaliação dos efeitos das forças viscosas no fluxo não-newtoniano dos rejeitos. Diversos autores (O'BRIEN & JULIEN, 1985; LUCIA, 1981; JEYAPALAN *et al.*, 1983; BRYANT *et al.*, 1981) apresentaram valores de tensão de escoamento e viscosidade plástica de rejeitos, areias e solos envolvidos em corridas de massa, obtidos através de ensaios de laboratório e/ou retro-análises. A Tabela 2.14 apresenta um resumo dos valores encontrados de viscosidade e tensão de escoamento de rejeitos, disponíveis na literatura.

Através da Tabela 2.14 é possível observar que são escassas as relações reológicas para rejeitos disponíveis na literatura. Para os valores de viscosidade e tensão de escoamento, é possível observar que nos casos obtidos através de retro-análise encontram-se disponíveis apenas um valor discreto de viscosidade. Já nos casos obtidos através de laboratório, os valores de viscosidade e tensão de escoamento encontram-se apresentados em intervalos, uma vez que no laboratório são realizados ensaios para os rejeitos em vários teores de sólidos.

Diversas investigações realizadas em trabalhos voltados para o estudo de corridas de massa (O'BRIEN & JULIEN, 1988; JULIEN & LEÓN, 2000; EGASHIRA *et al.*, 2001; HUANG & AODE, 2009; BONIELLO *et al.*, 2010) mostraram que a viscosidade e a tensão de escoamento crescem exponencialmente com a concentração de sedimentos (C_v), conforme indicado nas Equações **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

$$\eta_p = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (2.15)$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (2.16)$$

Tabela 2.14 - Resumo de valores de viscosidade e tensão de escoamento disponíveis na literatura

NOME E LOCALIZAÇÃO DA MINA (Elementos principais)	% < #200	% < 2 μ m	LL [%]	IP [%]	Gs	DESCRIÇÃO VISUAL	CLASSIFICAÇÃO USCS	VISCOSIDADE PLÁSTICA η_p [Pa.s]	TENSÃO DE ESCOAMENTO τ_y [Pa]	MÉTODO	FONTE
Star Morning Idaho (Ag, Pb, Zn)	51	7	17	3	2,91	Silte argiloso	ML	1,9-95	240-950	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Bunker Hill Idaho (Ag,Pb, Zn)	87	17	25	0	2,77	Silte argiloso	ML	1,43-9,5	90-800	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Coeur Idaho (Ag, Pb, Cu)	54	6	13	0	3,34	Silte argiloso	ML	1,9-4,8	143-480	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Galena Idaho (Ag, Pb, Cu)	40	2	15	-	3,2	Areia fina siltosa	SM	9,5-28,7	240-950	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Lucky Fryday Idaho (Ag, Pb, Zn)	49-57	8	16	0-1	2,85	Silte arenoso	ML	1,91-4,3	191-480	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Mission Arizona (Cu)	60	11	18	2	2,77	Silte argilo- arenoso	ML	0,95-9,5	240-950	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Morenci Arizona - Underflow (Cu, Mo)	47	11	25	8	2,72	Areia final argilosa	SC	3,35-4,8	290-480	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Climax Colorado (Mo, Sn, W)	67	10	22	0	2,74	Silte argiloso cinza	ML	0,95-4,8	out/20	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Lornex Mina Highland Valley, B.C (Cu)	6,5	-	25	-	2,68	Areia Fina	SP-SM	-	4.800-48.000	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Banding Sand #6 Ottawa, Illinois	0,2	-	-	-	2,66	Areia Fina	SP	-	4.800-48.000	Viscos. rotacional	Bryant <i>et al.</i> (1983)
Tailings Dam, Southwest Estados Unidos(Cu)	-	-	-	-	-	-	-	-	2.394	Retroanálise	Lucia (1981)
Bafokeng, África do sul, (platina)	-	-	-	-	-	-	-	-	718	Retroanálise	Lucia (1981)
Gypsum, Texas (Gipsita)	-	-	-	-	-	-	-	-	957	Retroanálise	Lucia (1981)
Mochikoshi, Japan (Au)	-	-	-	-	-	-	-	-	1.054	Retroanálise	Lucia (1981)
Tip no. 7, Aberfan (carvão)	-	-	-	-	-	-	-	-	17.955	Retroanálise	Lucia (1981)
Tip no. 4, Aberfan (carvão)	-	-	-	-	-	-	-	-	15.8	Retroanálise	Lucia (1981)
Abercynon (carvão)	-	-	-	-	-	-	-	-	21.546	Retroanálise	Lucia (1981)
Blackpool, Inglaterra (Caulinita)	-	-	-	-	-	-	-	-	6.7	Retroanálise	Lucia (1981)
Cholwich, Inglaterra (Caulinita)	-	-	-	-	-	-	-	-	16.28	Retroanálise	Lucia (1981)
Louisville, Kentucky (Carboneto)	-	-	-	-	-	-	-	-	2.537	Retroanálise	Lucia (1981)
Fort Peck, Estados Unidos (areia Fina)	-	-	-	-	-	-	-	-	11.97	Retroanálise	Lucia (1981)
East Chicago, EUA	-	-	-	-	-	-	-	-	957	Retroanálise	Lucia (1981)
Koda Numa, Japão	-	-	-	-	-	-	-	-	1.197	Retroanálise	Lucia (1981)
Uetsu, Japão	-	-	-	-	-	-	-	-	1.675	Retroanálise	Lucia (1981)
Aspen e Glenwood, Colorado, EUA	-	-	-	-	-	-	-	0,1-10	48-1436	Viscos. rotacional	O'Brien e Julien (1988)

Os valores dos quatro coeficientes empíricos (α_1 , α_2 , β_1 , β_2) podem ser obtidos através de regressões em resultados de ensaios reológicos para vários teores de sólidos. As Figura 2.43 e Figura 2.44 apresentam os resultados obtidos por O'Brien & Julien (1988).

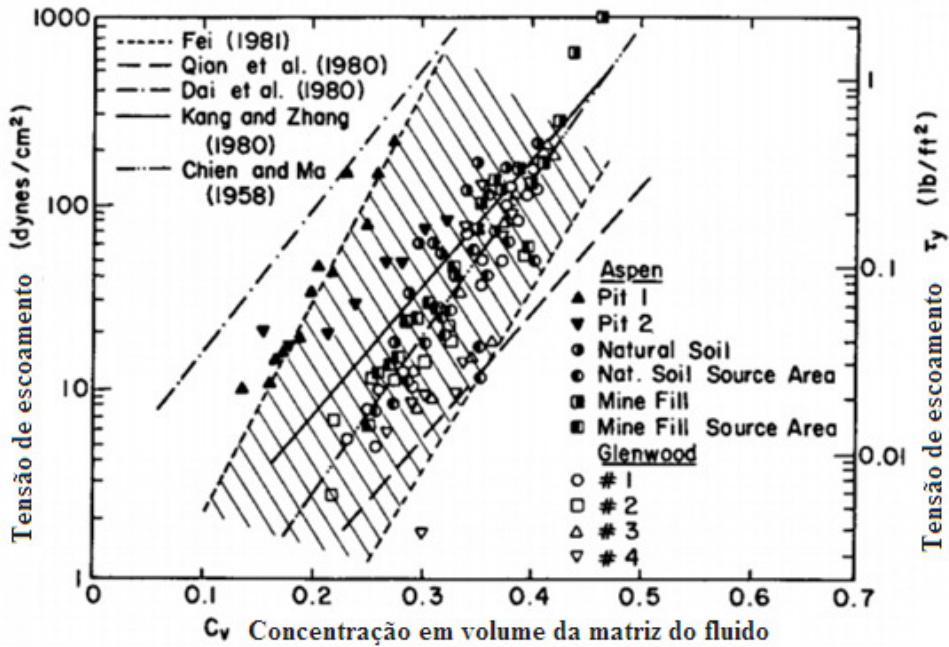


Figura 2.43 - Tensão de escoamento vs concentração volumétrica dos ensaios em viscosímetro rotacional realizados em materiais de corridas de massa (O'BRIEN & JULIEN, 1988)

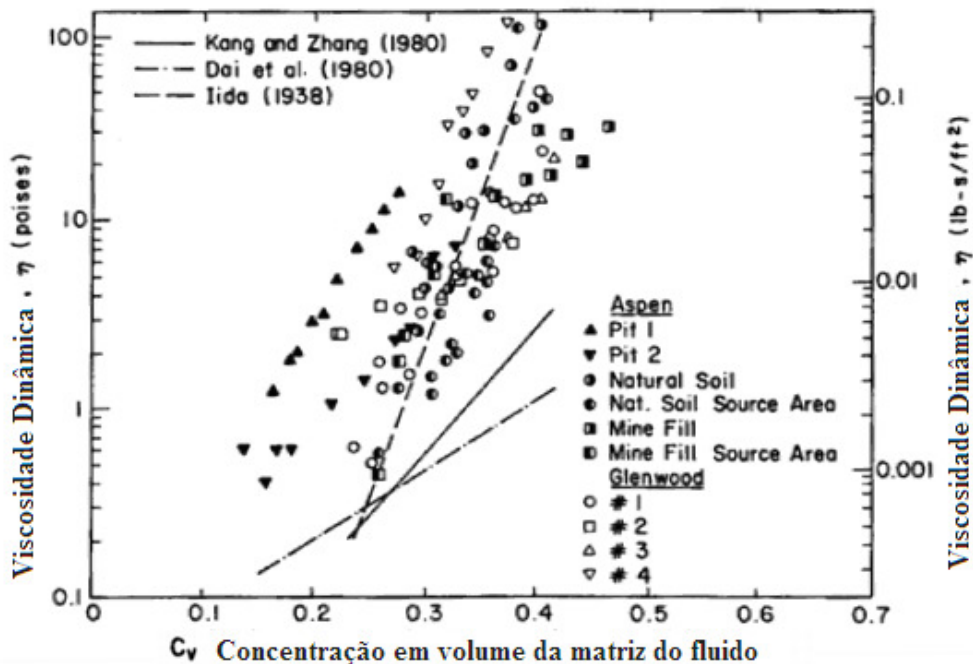


Figura 2.44 - Viscosidade vs concentração volumétrica dos ensaios em viscosímetro rotacional realizados em materiais de corridas de massa (O'BRIEN & JULIEN, 1988)

Através da Figura 2.43 e Figura 2.44, é possível observar que mesmo que, muitas vezes, as faixas de valores de tensão de escoamento e viscosidade existentes para cada material sejam parecidas ao se considerar uma concentração volumétrica específica, os solos estudados apresentavam tensões de escoamento e viscosidades com até uma ordem de grandeza de diferença.

Jeyapalan *et al.* (1983) separaram os rejeitos em dois tipos quanto ao comportamento de fluxo: os rejeitos de fosfato e os demais rejeitos existentes. Segundo o autor para os rejeitos de fosfato, em função das características dos grãos do material, a viscosidade desenvolvida no fluxo é tão baixa que é possível considerar o comportamento como igual ao da água. Para diferenciar o regime de fluxo laminar do turbulento, os autores utilizaram a análise proposta por Hanks e Pratt (1967), que estudaram diversas publicações sobre fluxo de fluidos binghamianos em tubulações e entre placas paralelas. Como resultado do trabalho Hanks e Pratt (1967), construíram o gráfico da Figura 2.45, que através da curva indicada pela Equação 2.17, diferencia o comportamento em regime laminar e turbulento.

$$R_{CRÍTICO} = \left(\frac{1}{\alpha_c} - \frac{4}{3} + \frac{1}{3} \alpha_c^3 \right) H' \quad (2.17)$$

em que:

$$\alpha_c = \frac{\tau_y}{\tau_{contorno}}$$

H' é o número de Hedstrom ($H' = \frac{\tau_y \gamma R_h^2}{g \eta_p^2}$)

τ_y é a tensão de cisalhamento inicial (yield stress) do modelo de Bingham;

γ é o peso específico da amostra;

g é a aceleração da gravidade;

η_p é a viscosidade plástica do modelo de Bingham;

Rh é o raio hidráulico da seção transversal ao fluxo ($Rh = \frac{A_m}{P_m}$)

A_m é a área molhada da seção transversal;

P_m é o perímetro molhado da seção transversal.

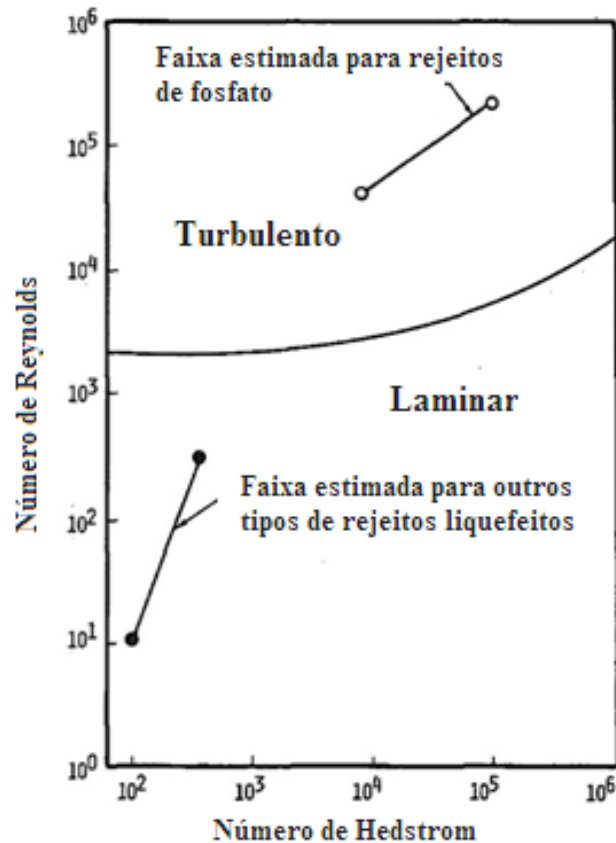


Figura 2.45 - Variação do número de Reynolds crítico com o número de Hedstrom (JEYAPALAN *et al.*, 1983).

Segundo os autores os rejeitos de fosfato possuem comportamento turbulento durante o fluxo, sendo que, neste caso, as forças de atrito são dependentes do contorno rugoso e aumentam com o quadrado da velocidade, sendo a equação de Manning mais apropriada para a descrição matemática do fluxo e o comportamento do material simulado como o da água. Dentro desse contexto os autores retro-analisaram o fluxo da barragem de rejeitos de Buffalo Creek utilizando propriedades reológicas de água para os rejeitos. A Tabela 2.15 apresenta um resumo dos parâmetros típicos de rejeitos liquefeitos apresentados por Jeyapalan *et al.* (1983).

Tabela 2.15 - Resumo de parâmetros de fluxo típicos de rejeitos (JEYAPALAN *et al.*, 1983).

TIPO DE REJEITO	PARÂMETRO	PRVÁVEL VALOR MÍNIMO	PROVÁVEL VALOR MÁXIMO
Rejeitos de Fosfato	Peso específico total [kN/m ³]	12,57	15,71
	Tensão de escoamento [Pa]	0,02	1,92
	Viscosidade plástica [Pa.s]	0,01	0,96
	Profundidade do fluxo [m]	0,61	1,52
	Velocidade do fluxo [m/s]	1,52	15,24
	Número de Reynolds	2,00	5,00
	Número de Hedstrom	5,00	50,00
	Outros rejeitos	Peso específico total [kN/m ³]	14,14
Tensão de escoamento [Pa]		957,60	7.182,00
Viscosidade plástica [Pa.s]		95,76	4.788,00
Profundidade do fluxo [m]		1,52	15,24
Velocidade do fluxo [m/s]		1,52	6,10
Número de Reynolds		10,00	300,00
Número de Hedstrom		100,00	350,00

Através da comparação entre a Tabela 2.14 e a Tabela 2.15, é possível observar que as faixas de valores indicadas por Jeyapalan *et al.* (1983) cobrem os valores encontrados por Bryant *et al.* (1983). Entretanto, os resultados obtidos pelos últimos se encontram distribuídos em faixa ampla de valores, ocorrendo viscosidades baixas para rejeitos que não fossem de fosfato. De fato, em uma revisão do artigo de Jeyapalan *et al.* (1983), Vick (1983) já havia indicado que a classificação em “rejeitos de fosfato” e “outros tipos de rejeito” não era adequada, uma vez que, para valores de concentração volumétrica de sólidos mais baixa, todos os rejeitos podem atingir comportamento turbulento no fluxo.

2.5.2 O fenômeno da ruptura de barragens de rejeitos

Em um inventário realizado pelo ICOLD (2008) em 18.401 minas, a taxa de rupturas de barragens de rejeitos nos últimos cem anos pode ser estimada em 1,2%. De acordo com AZAM & LI (2010), a taxa estimada é mais de duas ordens de magnitude maior que a taxa estimada para barragens de retenção de água, reportada como 0,01%. Diversos autores (ICOLD, 2008; BLIGHT & FOURIE, 2003; RICO *et al.*, 2008; AZAM & LI, 2010) apresentaram estatísticas dos eventos de ruptura documentados na história, analisando a distribuição das rupturas com diversos parâmetros como tempo, método construtivo, altura da barragem, e causa da instabilidade. A Figura 2.46 apresenta um gráfico que sumariza o número de incidentes em barragens de rejeitos separados por causa da ruptura e por método construtivo.

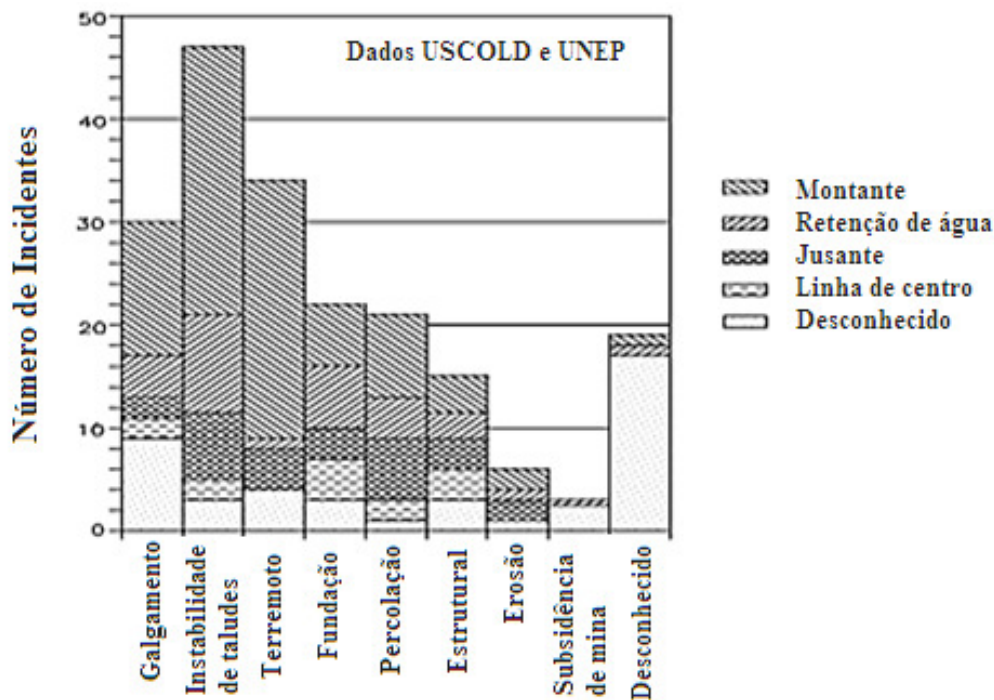


Figura 2.46 - Estatísticas de acidentes em barragens de rejeitos (ICOLD, 2008).

De maneira geral, a Figura 2.46 permite observar que as três maiores causas de acidentes de barragens de rejeitos são o galgamento em evento chuvoso extremo, a instabilidade desencadeada por terremotos e a instabilidade de taludes. Por outro lado, é possível observar que a grande maioria dos eventos de ruptura de barragens de rejeitos ocorreu em estruturas cujo método construtivo foi o de alteamento para montante. Ao se excluir do gráfico os acidentes ocorridos em estruturas construídas pelo método de montante, é possível verificar que a diferença do número de acidentes por modo de falha se torna menos acentuada, mostrando que os três modos de falha mais recorrentes tem sua frequência fortemente influenciada pela fragilidade estrutural da barragem construída pelo método de montante.

Melo (2013) comenta que a classificação dos modos de falha deve ser flexibilizada à medida que se percebe a influência de um modo sobre o outro. O autor exemplifica a afirmativa para o caso da ruptura da barragem de Merriespruit (África do Sul). No caso específico desta barragem, a ruptura foi causada pela ação combinada do galgamento e elevação da superfície freática por falhas operacionais no manejo do lago do reservatório. Como resultado combinado, ocorreu a instabilidade do talude de jusante, causada tanto pela elevação da poropressão (elevação freática) quanto pelo aumento

das forças atuantes, decorrente da acentuação da inclinação do talude de jusante causada pela erosão provocada pelo galgamento.

Conforme discutido anteriormente, são diversos os fatores que influenciam o modo de falha e as consequências da ruptura de uma barragem de rejeitos. Do ponto de vista geotécnico, a avaliação do modo de falha apresenta grande importância, visto que diferentes solicitações representam diferentes estados de segurança da estrutura. Já para estudos de rupturas hipotéticas, a separação de vários modos de falha, como terremoto, estabilidade de taludes e perda de capacidade de suporte da fundação, pode não fazer sentido, uma vez que todos os modos de falha, no limite, provocam o fenômeno da liquefação e conduzem a massa de rejeito ao estado permanente, onde a resistência é residual.

Em função do exposto, este trabalho irá tratar os fatores de instabilidade como “gatilhos do processo de instabilidade”, sendo o modo de falha da estrutura o fenômeno da liquefação. Do ponto de vista dos estudos de rupturas hipotéticas, é mais conveniente separar os fatores de ruptura em estruturais e climáticos. Aos fatores estruturais, são incluídas tanto características geométricas, como o método construtivo, geometria do reservatório e volume de operação do lago, quanto características geotécnicas associadas ao tipo de material disposto no reservatório e seu estado físico. Aos fatores climáticos, conforme comentado no item 2.5.1.1, separaram-se como cenários distintos as rupturas que ocorrem em períodos de estiagem e em períodos chuvosos.

De maneira mais objetiva, do ponto de vista de formação de cenários de ruptura, é conveniente criar dois grupos de maior representatividade. O primeiro grupo representa as rupturas associadas a períodos chuvosos, tendo como fator de instabilidade o galgamento do maciço. O segundo grupo representa as rupturas associadas a instabilidade geotécnica e, deste modo, o grupo engloba rupturas causadas por instabilidade de taludes, terremotos, falta de suporte de fundação e outros. A união destes fatores de instabilidade em um mesmo cenário de ruptura pode ser justificada pelo trabalho de Eckersley (1990). A observação do autor na ruptura provocada no modelo reduzido estudado mostrou que, mesmo rompendo a estrutura de maneira drenada, o processo de liquefação por fluxo ocorre em consequência do desenvolvimento de altas poropressões resultantes da deformação inicial causada pela

ruptura. Deste modo, assume-se como hipótese que qualquer modo de falha que provoque uma instabilidade estrutural inicial no maciço de retenção de rejeitos pode provocar um fluxo de rejeitos similar.

O galgamento de barragens resultante de eventos de chuva extrema é uma das principais causas de rupturas de barragens dentre as documentadas nos históricos (ICOLD, 2008). Em decorrência da alta frequência de eventos de ruptura por galgamento em barragens de água, diversas abordagens foram desenvolvidas para avaliar os impactos causados pela onda de inundação que se propaga a jusante. Normalmente, a ocorrência do galgamento está associada a erosão do maciço da barragem através de um fenômeno progressivo, que culmina na abertura de uma brecha pela qual o material reservado é liberado. Powledge *et al.* (1989a, b) apresentaram resultados de estudos de diversas entidades de pesquisa que procuravam desenvolver novos métodos para proteger, com eficácia, o talude de jusante contra erosão. Diversos modelos reduzidos foram construídos para avaliar o fenômeno do galgamento. Os resultados foram considerados qualitativos, visto a dificuldade de representar a escala dos fenômenos de ruptura.

Através das observações experimentais, Powledge *et al.* (1989b) descreveram dois regimes hidráulicos de fluxo e três zonas de erosão para o galgamento de barragens. Segundo estes autores, na região de fluxo subcrítico, na crista da barragem, a declividade da linha de energia, a velocidade, e as tensões trativas seriam relativamente baixas e a erosão somente ocorreria se os materiais forem extremamente erodíveis. Uma transição para o escoamento supercrítico ocorreria na parte de jusante da crista. A declividade da linha de energia e as tensões trativas seriam maiores nessa região e, durante os experimentos, observaram um início de erosão na borda de jusante da crista. A terceira zona de erosão seria o talude de jusante do barramento, em que o fluxo aceleraria à profundidades supercríticas até atingir condições de escoamento uniforme. Nesta zona, as forças trativas seriam muito altas e irregularidades na superfície do talude poderiam iniciar a erosão. De acordo com Powledge *et al.* (1989b), a erosão pode se iniciar em qualquer ponto do talude, sendo o pé, entretanto, o local mais comum para a iniciação do processo erosivo. Uma vez que o processo de erosão tem início, um comportamento de erosão regressiva (“headcutting”) se propaga para

montante. A Figura 2.47 apresenta a descrição qualitativa do fenômeno observado por Powledge *et al.* (1989b)

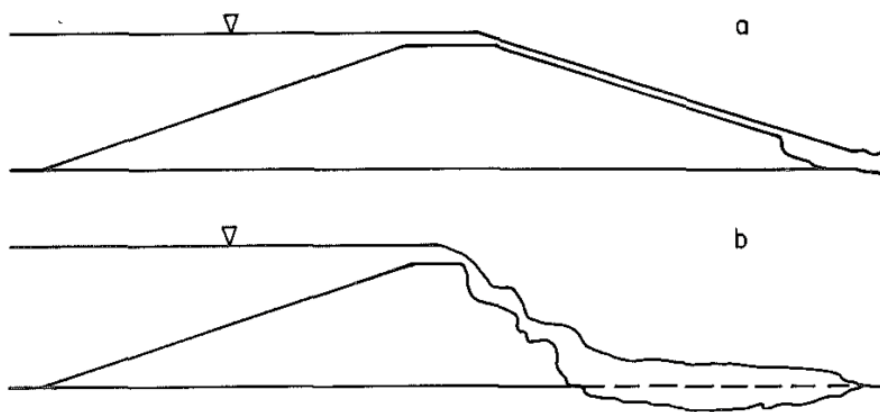
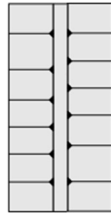


Figura 2.47 - Representação dos processos erosivos observados (POWLEDGE, 1989b)

Howard *et al.* (2009) apresentaram um esquema dos estágios de crescimento de brechas iniciadas por galgamentos. A Figura 2.48 apresenta o esquema proposto pelos autores, onde é possível observar que, em um primeiro instante, a água provoca a erosão regressiva do talude de jusante até que ocorre a ligação direta com o reservatório, quando, então, a brecha começa a aprofundar rapidamente. O processo de aprofundamento da brecha em barragens de reservação de água ocorre de maneira conjunta ao deplecionamento do reservatório. Se durante o processo de erosão do maciço ocorrer o encontro da frente de erosão com a fundação, considera-se que não haverá mais erosão vertical e, a partir daí, a saída de água pela brecha provoca erosão lateral e aumento da largura da brecha.

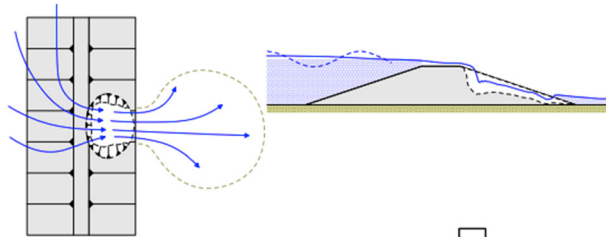
Estágio 0
Iniciação da brecha a partir de seção intacta da barragem



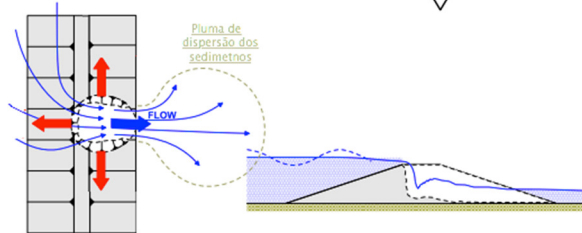
Estágio 1 – Erosão
Progressão no talude de jusante da barragem



Fim do estágio 1
Erosão turbulenta atinge a crista



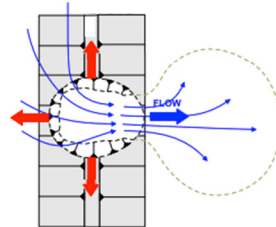
Estágio 2 – Erosão
Progressão para a conexão direta da brecha com a fonte do fluxo



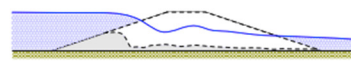
Fim do estágio 2
A Brecha fica diretamente conectada com a fonte do fluxo



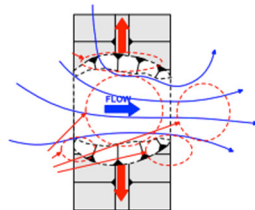
Estágio 3 – Erosão
Remoção do talude de montante da seção de barragem



Fim do estágio 3
A seção da brecha é efetivamente erodida, o fluxo através da brecha é livre



Estágio 4 – Erosão
Alargamento da brecha paralelamente ao eixo da barragem



Fim do estágio 4
Crescimento da brecha para a extensão máxima.

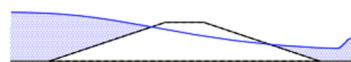


Figura 2.48 - Evolução da formação da brecha (adaptado de HOWARD *et al.*, 2009).

A partir da Figura 2.48, é possível entender que, durante o processo de formação da brecha, ocorre variação da vazão afluyente, de maneira a formar um hidrograma afluyente de ruptura. No instante inicial, a vazão afluyente é resultante do volume de água efluyente do reservatório. Uma vez que a erosão na brecha atinge o fim do estágio 2, a água efluyente da brecha é resultante do volume reservado, podendo atingir grandes vazões. A Figura 2.49 apresenta um esquema que associa os diversos instantes de erosão da brecha ao hidrograma afluyente resultante do processo.

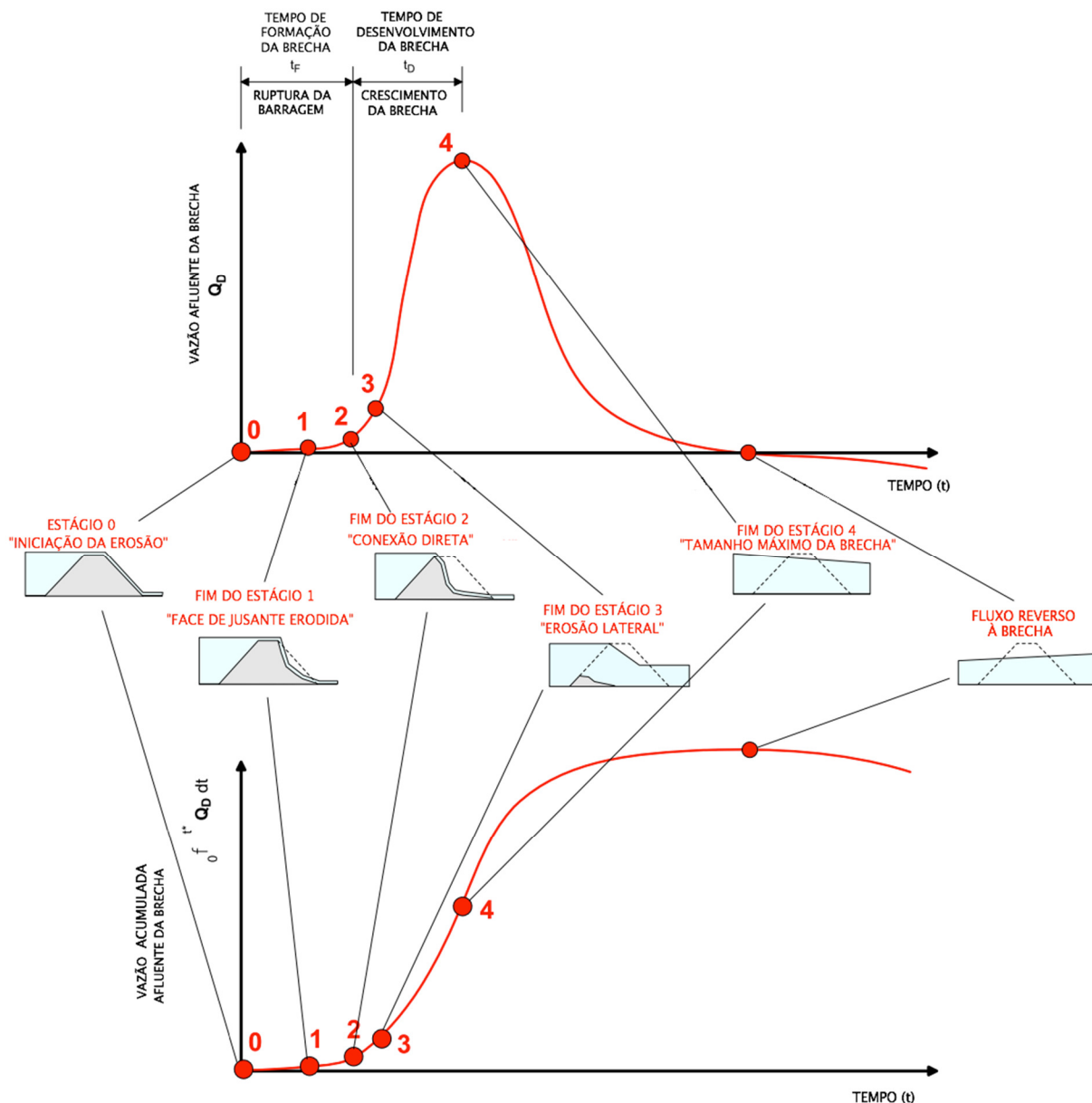


Figura 2.49 - Hidrograma afluyente à brecha típico (adaptado de HOWARD *et al.*, 2009).

A partir da Figura 2.49 é possível identificar também a definição dos tempos de formação da brecha (t_f) e desenvolvimento da brecha (t_d). De acordo com Wahl (1998),

a determinação do tempo de formação da brecha é difícil e de extrema importância para a determinação do tempo de ação (tempo de formação da brecha somado ao tempo de propagação da onda até a primeira população). A precisão do tempo de formação da brecha torna-se tão mais importante quanto mais próximo estiver a barragem em relação à primeira população em risco.

De uma maneira prática, para o desenvolvimento de estudos de formação da brecha e avaliação do hidrograma efluente, são definidos parâmetros geométricos da brecha e parâmetros temporais, de modo a permitir a avaliação da evolução do fenômeno no tempo. A Figura 2.50 apresenta os parâmetros geométricos de uma brecha idealizada, onde é possível identificar os parâmetros de altura da brecha (H_b), altura de água no início da ruptura (H_w), largura média da brecha (B_m), largura da base da brecha (B_b), declividade lateral (Z), tempo de formação da brecha (t_f) e volume expelido da brecha (V_w). De acordo com MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), após analisarem 42 casos históricos de rupturas por galgamento, o talude lateral “Z” pôde ser estimado como 1H:2V para a maioria dos casos analisados, sendo o valor dependente do material do aterro.

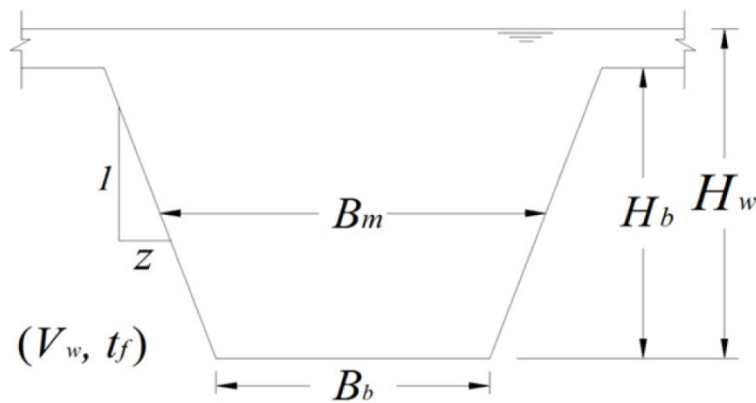


Figura 2.50 - Parâmetros geométricos de uma brecha idealizada (MELO, 2013)

De acordo com Melo (2013), a difusão de distintas metodologias para previsão da brecha de ruptura nos maciços das barragens permite que elas sejam classificadas em quatro grupos: (i) modelos fisicamente embasados, (ii) modelos paramétricos, (iii) equações de previsão e (iv) análise comparativa. Ainda segundo o autor, as análises comparativas constituem simples procedimentos de atribuição de parâmetros de brecha e, ou, de hidrogramas de ruptura por meio de comparação das características da barragem analisada com outra barragem cuja ruptura tenha de fato ocorrido e sido

registrada.

Os modelos fisicamente embasados procuram incorporar aspectos relacionados à erosão e transporte de sedimentos para prever a evolução do fenômeno de abertura da brecha. O modelo fisicamente embasado mais difundido no meio técnico é o NWS BREACH (FREAD, 1991). Morris *et al.* (2005) *apud* Melo (2013) apontam que apesar de sua vasta utilização a simplicidade do modelo NWS BREACH não permite a representação da variabilidade dos materiais constituintes do maciço, trabalha com a premissa de progressão uniforme e contínua da brecha e apresenta, por vezes, resultados pouco satisfatórios.

Os modelos paramétricos constituem a metodologia mais utilizada na prática das análises de rupturas hipotéticas, em função de sua facilidade de aplicação. A função primordial dos modelos paramétricos é a definição dos parâmetros da brecha em seu estado inicial e final. Aos parâmetros estimados, atribui-se uma função de progressão que irá guiar o desenvolvimento geométrico da brecha durante o tempo de duração estimado. Dentre os autores que propuseram modelos paramétricos, os mais citados e comparados pela literatura são MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), Von Thun e Gillette (1990) e Froehlich (1995; 2008).

Conforme discutido anteriormente, apesar da dificuldade de prever o comportamento do fenômeno da abertura da brecha em galgamentos de barragens cujo reservatório retém água, existe na literatura vasta discussão sobre o tema e distintas metodologias desenvolvidas, sendo os estudos hipotético de rupturas de barragens de água por galgamento uma realidade no meio técnico. Por outro lado, para barragens cujo reservatório contém rejeitos não são encontradas na literatura, metodologias que incorporem as características geométricas e geotécnicas dos rejeitos dispostos no reservatório. Na falta de métodos específicos para a modelagem do fenômeno, diversos autores têm realizado estudos hipotéticos de rupturas de barragens de rejeitos com a utilização de hidrogramas efluentes da brecha gerados pelas metodologias desenvolvidas para barragens de água (BERNEDO, 2011; MELO, 2013).

De uma maneira geral, é razoável imaginar que nos estágios iniciais do galgamento de uma barragem de rejeitos, os fenômenos de erosão do talude de jusante ocorrem de maneira semelhante ao descrito por Powledge *et al.* (1989b), conforme apresentado na

Figura 2.47. O desenvolvimento da erosão no talude de jusante, corresponde ao estágio 1 das Figura 2.48 e Figura 2.49.

Diferentemente das barragens de água, após o fim do estágio 1, o reservatório das barragens de rejeito pode não sofrer a “conexão direta”, uma vez que o rejeito apresenta resistência ao fluxo e, para que haja saída de material, deve haver desencadeamento de processos erosivos na praia de rejeitos, constituindo um processo muito mais lento de evolução do fenômeno. Por outro lado, a erosão causada no talude de jusante durante o primeiro estágio do processo tende a acontecer primeiramente no pé do talude, em função das altas velocidades e alturas de fluxo supercríticas. Como consequência, ocorre a acentuação do ângulo do talude, aumentando gradualmente as forças instabilizantes em relação à ruptura geotécnica do maciço. O processo do galgamento pode, portanto, desencadear uma instabilização inicial do maciço de contenção, tendo por consequência rupturas regressivas e desenvolvimento de liquefação dos rejeitos.

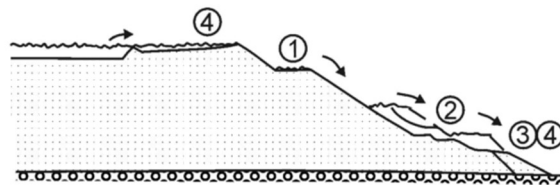
Do ponto de vista geotécnico, a passagem de água pela crista da barragem instabiliza de duas maneiras simultâneas o maciço de rejeitos, que são:

1. Elevação da superfície freática;
2. Aumento dos esforços instabilizantes;

A elevação da superfície freática tem como consequência o aumento das poropressões no maciço, resultando em perda de resistência ao cisalhamento, podendo ativar o gatilho da liquefação. A velocidade com que a superfície freática é elevada durante o galgamento depende fundamentalmente da permeabilidade do rejeito. Sun *et al.* (2012) realizaram ensaio de galgamento em modelo reduzido de barragem de rejeito instrumentada com piezômetros. No experimento realizado, foram necessários 145 minutos para que a superfície freática atingisse o equilíbrio. É importante notar que, em função da carga hidráulica aumentar muito rapidamente durante o galgamento, pode ocorrer uma frente de saturação de cima para baixo. A frente de saturação gerada, mesmo não resultando em superfície freática, atua como fator instabilizante, uma vez que elimina gradualmente os efeitos da sucção no maciço. O aumento dos esforços instabilizantes em função da erosão no maciço de rejeitos pode causar a instabilidade de maneira drenada ou não drenada, a depender da velocidade do processo erosivo. Por

outro lado, mesmo que a ruptura do talude se dê de maneira drenada, a deformação do maciço decorrente da ruptura acontece de maneira tão rápida que provoca a elevação das poropressões e o desencadeamento do processo de liquefação. Este fenômeno foi demonstrado por Ecklersley (1990), conforme apresentado anteriormente.

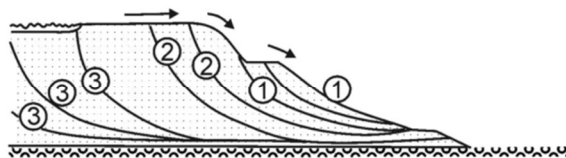
O desenvolvimento do fenômeno de galgamento em barragens de rejeitos pode ser, portanto, um fenômeno combinado de erosão e liquefação, sendo a perda de suporte lateral causada pela erosão da brecha o gatilho à liquefação. De fato Blight (2003) descreve o desenvolvimento da ruptura da barragem de Merriespruit, na África do Sul, como um fenômeno de erosão por galgamento associada à liquefação por perda de suporte lateral. O autor comenta que mesmo quando a estrutura de rejeitos tem tendência de dilatação, ao se perder o suporte lateral, as lentes de material mais fino e fofo que existirem no reservatório sofrem liquefação e desencadeiam a ruptura de toda a massa. O desenvolvimento da ruptura da barragem de Merriespruit é apresentado na Figura 2.51.



Seção crítica da parede norte durante os primeiros estágios da ruptura

1. Galgamento sobre as bermas após tempestade
2. Rejeitos fofos provenientes de rupturas anteriores, depositados em taludes inferiores são erodidos
3. A pilha de rejeitos começa a se romper
4. O Lago começa a galgar a crista e causa erosão no talude de jusante
5. Talude inferior instável entra em ruptura e o material rompido é lavado

(a)



Seção crítica da parede norte durante a ruptura

1. Taludes inferiores entram em ruptura e fluem para jusante
2. Efeito domino das rupturas locais dos taludes que fluíram para jusante
3. Ruptura global regressiva dos taludes com fluxo massivo de rejeitos liquefeitos para jusante

(b)

Figura 2.51 - Progressão da ruptura da barragem de Merriespruit (BLIGHT, 2003)

Rico *et al.* (2008) utilizaram regressões realizadas por Costa (1988) para avaliar a vazão de pico proveniente de rupturas de barragens de retenção de água e estruturas naturais cuja ruptura resultou em grande carreamento de sedimentos, se assemelhando à ruptura de uma barragem de rejeitos. Os autores realizaram a comparação da proposição de Costa (1988) para a ruptura das barragens de rejeitos de Buffalo Creek e Los Frailes, cujas vazões de pico eram conhecidas. Segundo os autores, o comportamento reológico dos rejeitos dos dois casos avaliados eram bastante distintos. No caso de Buffalo Creek, o fluxo observado na ruptura tinha características turbulentas, sendo a ruptura classificada por Jeyapalan *et al.* (1982) como um comportamento do rejeito fluindo como se fosse água (“behaves like water”). Já na ruptura da barragem “Los Frailes”, foi observado fluxo viscoso. A Figura 2.52 mostra o hidrograma efluente da barragem Los Frailes monitorado na estação El Guijo, a 11km de distância da barragem. No hidrograma monitorado, pode ser observado o desenvolvimento de dois picos. O primeiro foi atribuído a um fluxo menos viscoso com menores concentrações de sólidos enquanto que o segundo é atribuído a um fluxo com maior viscosidade, resultante de concentrações de sólidos maiores. O comportamento do hidrograma observado faz sentido, uma vez que a estação observada dista 11km da barragem. A vazão inicial da ruptura contendo os rejeitos e a água do lago fluem rapidamente, formando uma mistura menos densa que se propaga mais rápido. Como a água sai rapidamente do lago, no fim do processo ocorre saída de material liquefeito que não sofre mistura turbulenta com água ao longo do caminho, consistindo então em um fluxo com maiores concentrações de sólidos, mais lento e viscoso, que a 11km da barragem chega com um atraso em relação ao fluxo inicial.

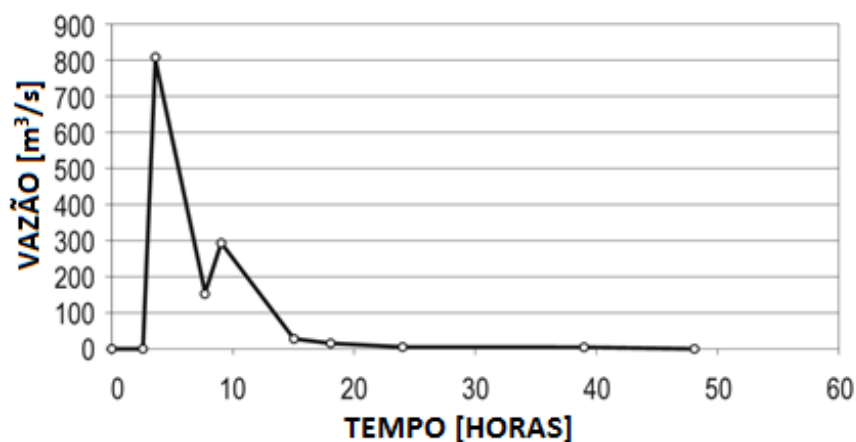


Figura 2.52 - Hidrograma efluente da ruptura da barragem Los Frailes, medido na estação El Guijo (adaptado de RICO *et al.* 2008)

O cenário de instabilidade de taludes procura englobar todos os modos de falha que provoquem liquefação instantânea no maciço. Através da análise de casos históricos (Adendo C) é possível observar que, mesmo nas rupturas iniciadas por liquefação, a saída dos rejeitos do reservatório se dá através de uma brecha.

No caso das rupturas por perda da capacidade de suporte, terremotos e instabilidade de taludes, o fenômeno já se inicia com a movimentação da massa de rejeitos em ruptura, ou seja, é razoável assumir que a brecha formada parte de uma altura inicial grande se comparado com o desenvolvimento do fenômeno no galgamento. Com o desenvolvimento da ruptura e saída do material do reservatório, ocorre o alargamento da brecha por arraste.

2.5.3 A mecânica do fluxo dos rejeitos.

Bryant *et al.* (1983) comentam que antes de se analisar as metodologias de análise das rupturas importante compreender a mecânica da ruptura por fluxo desde seu início até quando o fluxo cessa e a massa de rejeitos entra em repouso. Segundo eles, três estágios durante uma ruptura por fluxo podem ser idealizados. A Figura 2.53 indica as forças envolvidas no tempo inicial (quando a massa se encontrava em repouso), durante o fluxo, e no tempo de congelamento (quando a massa entra novamente em repouso). Essas forças podem ser definidas conforme a seguir:

- F_d – Forças atuantes que incluem pressões ativas na carga do fluxo e a componente do peso do fluxo;
- F_y – Força de resistência ao fluxo devido à resistência do rejeito (τ_y) que inclui a resistência estática ao longo da base do deslizamento e a menor capacidade de tração do fluxo;
- F_η – Força viscosa ao longo da base do fluxo;
- F_I – Força inercial que atua na direção oposta à aceleração da massa e é igual à massa do fluxo multiplicada por sua aceleração.

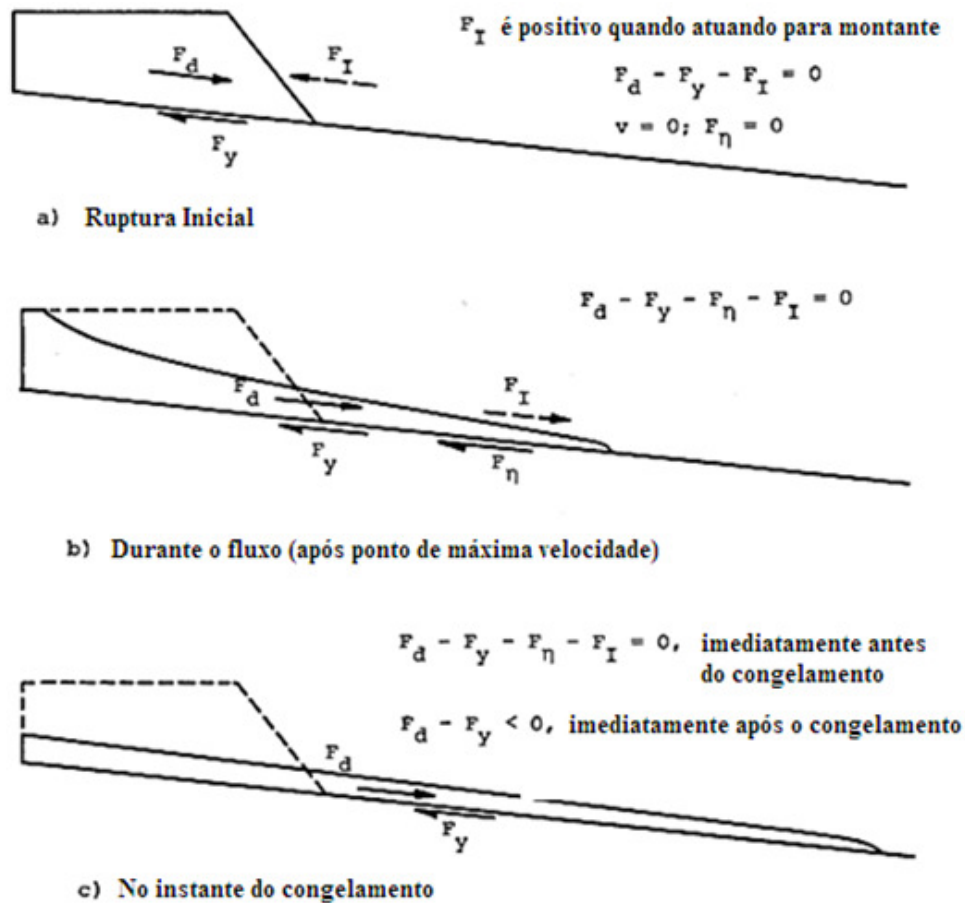


Figura 2.53 - Estágios de uma ruptura por fluxo (BRYANT *et al.*, 1983).

Todas as forças envolvidas no problema, com o sentido de jusante tomado como positivo, são dinamicamente relacionadas com a equação de equilíbrio dinâmico Equação 2.18.

$$F_d - F_y - F_\eta - F_I = 0 \quad (2.18)$$

Na iminência da ruptura, a massa de rejeitos se encontra em repouso e somente três forças atuam, são elas F_d , F_y e F_I . Uma vez que o movimento se inicia e a massa acelera para jusante, as forças inerciais (F_I) atuam para montante. Em consequência da aceleração para jusante, a velocidade do movimento da massa aumenta e, uma vez que a velocidade está relacionada com as taxas de cisalhamento, as forças inerciais (F_η) também aumentam. Em algum ponto durante o fluxo é atingida a velocidade máxima. Ultrapassado este ponto, a massa em fluxo começa a desacelerar e a direção das forças inerciais muda para jusante, tendendo a manter o movimento da massa.

Após alguma desaceleração, haverá um ponto em que é atingido o equilíbrio estático, em que as forças atuantes (F_d) se igualam às forças de resistência estáticas (F_y). Bryant *et al.* (1983) comentam que, neste ponto, a massa entrará em repouso se as forças inerciais (F_I) e as forças viscosas (F_η) forem nulas, ou posteriormente se ainda existirem forças inerciais. Assim, a massa em fluxo pode se mover além do ponto de equilíbrio estático através de forças inerciais.

Assim que o fluxo se aproxima do repouso, as forças viscosas (F_η) se aproximam de zero, uma vez que a velocidade tende a zero. Entretanto, as forças inerciais (F_I) não se igualam a zero a não ser quando o fluxo seja tão lento ao ponto das forças inerciais (F_I) poderem ser negligenciadas. Logo após o congelamento do movimento e repouso total da massa, entretanto, as forças viscosas (F_η) e forças inerciais (F_I) devem ser nulas, uma vez que não há mais movimento. A descrição matemática do movimento da massa rompida através de um modelo reológico simplificado pode ser encontrada no trabalho Bryant *et al.* (1983).

2.5.4 Principais métodos de análise do fluxo.

Este item aborda brevemente, em sequência cronológica, alguns dos métodos mais relevantes no desenvolvimento de análise das rupturas por fluxo. Destaque foi dado à descrição do modelo DAN-W elaborado por Hungr (1995) face à utilização do mesmo no desenvolvimento deste trabalho.

(a) Lucia (1981)

Lucia (1981) desenvolveu uma metodologia baseada no equilíbrio estático para prever a configuração final de um evento de ruptura por fluxo. A abordagem proposta pelo autor foi fundamentada nos conceitos de liquefação desenvolvidos por Castro (1969), sendo o estudo, então, considerado como de abordagem geotécnica.

De acordo com Lucia (1981), os rejeitos, por serem usualmente depositados por métodos hidráulicos, formam uma estrutura fofa do tipo “favo de mel” ou alveolar, que resulta em comportamento metaestável e com grande geração de poropressões quando submetidos a carregamentos. O conceito desenvolvido por Lúcia (1981) considera que, após desencadeado o fenômeno da liquefação, as forças de contato entre grãos vão se desfazendo e passando para o fluido, que possui apenas resistência viscosa. Este processo resulta no que foi denominado por Lucia (1981) de “estrutura mínima de

resistência”. De acordo com o autor, durante o fluxo sempre haverá contato entre grãos, o que resulta em uma resistência residual. O estudo desenvolvido considerou que, quando as forças atuantes se igualam às forças desenvolvidas pela mobilização da resistência residual, ocorre o repouso da massa, cessando assim o movimento.

Lucia (1981) explica que à época do desenvolvimento de sua metodologia não havia procedimentos para a determinação desta resistência residual. O fato da impossibilidade da determinação da resistência residual através de ensaios levou o autor a realizar retro análises de casos históricos de 14 (quatorze) rupturas de barragens de rejeitos. Dos casos estudados, Lucia (1981) concluiu que somente os rejeitos de carvão não saturados e os rejeitos de caulim conseguiram se sustentar em leitos com mais de 4° de inclinação. Na barragem Barahona, no Chile, a inclinação estimada do leito à jusante foi aproximada em 9° e os rejeitos não tiveram resistência suficiente para entrar em repouso nesta inclinação. Em Mochikoshi, no Japão, a inclinação do leito à jusante era maior que 20° e o material que ficou no reservatório se estabilizou em ângulos de 4° a 5°, indicando que 20° era uma inclinação grande demais para que os rejeitos liquefeitos se sustentassem. Todos os rejeitos liquefeitos saturados continuaram a fluir até que atingissem taludes de 1° a 4°. A Tabela 2.16 apresenta um resumo das condições pós ruptura dos 14 (quatorze) casos estudados por Lucia (1981).

Tabela 2.16 - Condições pós ruptura dos casos históricos estudados LUCIA (1981)

Barragem	Localização	Tipo de rejeito	Inclinação do leito à jusante [°]	Inclinação de estabilização dos rejeitos [°]	Resistência ao cisalhamento residual calculada [kPa]
Barahona	Chile	Cobre	9	(1)	ND
Tailings Dam	Southwest United States	Cobre	0 (1)	15 (2)	2,5
Bafokeng	South Africa	Platina	1	13	0,75
Gypsum	Texas	Gesso	0	1	1
Mochikoshi	Japan	Ouro	0 (2)	4 a 5(2)	10,5
Phosphate	Florida	Fosfato	ND	(1)	ND
Tip no. 7	Aberfan, Wales	Carvão	12	12	18,75
Tip no. 4	Aberfan, Wales	Carvão	12	12	16,5
Abercynon	Abercynon, Wales	Carvão	12	12	22,5
Blackpool	England	Caulim	7	7	7
Cholwich	England	Caulim	6	7	17
Louisville	Kentucky	Carbonato	0	1,5	2,65
Jupille	Belgium	Cinzas	>18	(1)	ND
Fortpeck	United States	Argila a areia fina	0	2,5	12,5
East Chicago	United States	Areia Fina	0	4	1
Koda Numa	Japan	Areia Fina	0	4	1,25
Uetsu	Japan	Areia Fina	0	4	1,75

ND Não disponível; (1) Material fluiu em cursos d'água; (2) ângulo medido no material remanescente dentro do reservatório

Os dados históricos descritos por Lucia (1981) normalmente incluíam informações do alcance dos rejeitos “L”, da inclinação do leito a jusante “β”, e da inclinação de repouso dos rejeitos “α”. Para quantificar o comportamento das rupturas observadas, Lucia (1981) retro-analisou a estabilidade das geometrias pós ruptura (Figura 2.54) até que se obtivessem resistências residuais que satisfizessem o fator de segurança igual a 1 (um). A essa resistência retro-analisada, Bryant *et al.* (1983) deu o nome de “S_{urb}” (*Strength undrained residual back-calculated*).

A hipótese adotada por Lucia (1981) considerou que, no momento em que o fluxo cessa, a força de resistência liquefeita da massa de rejeitos se iguala à força de tensões atuantes induzida pelos ângulos de inclinação baixos. Essa hipótese negligencia as forças inerciais, conforme demonstrado por Bryant *et al.* (1983). Entretanto, Lucia (1981) comenta que, a baixas velocidades, as forças inerciais podem ser desprezíveis.

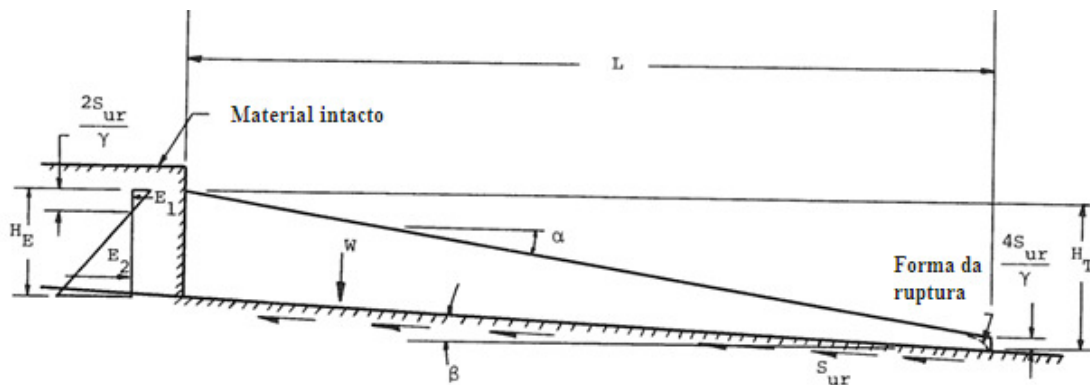


Figura 2.54 - Seção transversal pós ruptura idealizada (LUCIA, 1981)

De acordo com Lucia (1981), vários modos de ruptura foram testados para descobrir o mais crítico. A pesquisa encontrou que, considerando a resistência ao longo da base e pressão ativa atrás da cunha de ruptura, a resistência retro-calculada para fator de segurança igual a 1 (um) era maior que os métodos de ruptura circular e não circular disponíveis, mostrando que a metodologia adequada era a mais crítica.

Para a condição crítica apresentada na Figura 2.54 Lucia (1981) desenvolveu a Equação 2.19, que representa o equilíbrio da cunha em termos adimensionais.

$$\frac{W}{\gamma H_T^2} \sin \beta - \frac{S_{ULIQ} \cdot L}{\gamma H_T^2 \cos \beta} + \frac{E_2}{\gamma H_T^2} \cos \beta - \frac{E_1}{\gamma H_T^2} \cos \beta = 0 \quad (2.19)$$

A Equação 2.19 pode ser solucionada em termos de um número adimensional de estabilidade “ N_o ” dado de acordo com a Equação 2.20.

$$N_o = \frac{\gamma H_T}{\hat{s}_{ULIQ}} \quad (2.20)$$

em que:

γ é o Peso específico do rejeito [kN/m^3];

H_T é o Altura conforme ilustrado na Figura 2.54 [m];

\hat{s}_{ULIQ} é o Resistência residual permanente do rejeito liquefeito [kN/m^2]

O parâmetro “ N_o ” varia com os ângulos “ α ” e “ β ” conforme o ábaco mostrado na Figura 2.55, resultado da resolução da Equação 2.19.

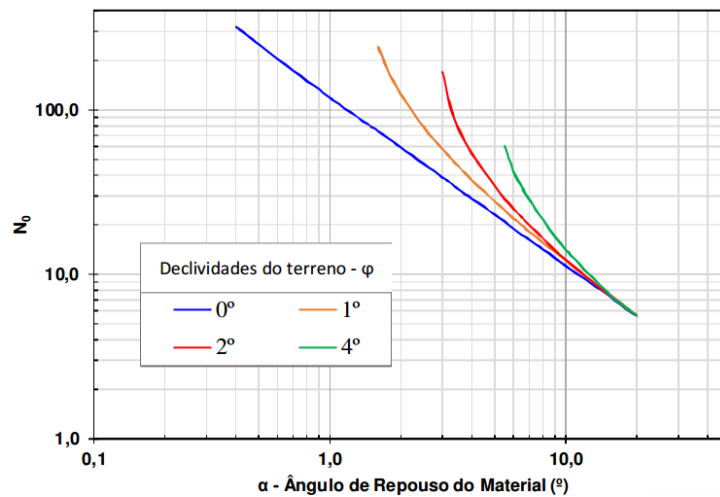


Figura 2.55 - Ábaco de estabilidade (LUCIA, 1981 *apud* MELO, 2013)

Através do ábaco da Figura 2.55 e das informações geométricas das condições pós ruptura, Lucia (1981) realizou a retro-análise dos valores de resistência, denominados, neste caso, de “ S_{URB} ”, conforme já explicado.

Lucia (1981) comenta que esse procedimento é baseado em casos históricos de rupturas em que os rejeitos liquefeitos ficaram estáveis em taludes com inclinação menor que 3° a 4°. Ângulos mais íngremes podem requerer análises diferentes, nas quais a viscosidade, efeitos dinâmicos, drenagem e outros fatores devem ser considerados.

Melo (2013) em estudo comparativo com diversas metodologias concluiu que o método de Lucia (1981) apresenta grandes erros de previsão para ruptura propagada em talvegues com grandes variações na inclinação.

(b) Jeyapalan et al. (1983)

O trabalho de Jeyapalan *et al.* (1983) pode ser considerado um dos precursores do estudo de rupturas de barragens de rejeitos por liquefação (fluxo) baseado em uma abordagem hidráulica equacionada para fluidos não-newtonianos através da propagação dinâmica de onda. Diferentemente do trabalho de Lucia (1981), a abordagem de Jeyapalan *et al.* (1983) permite calcular outras características da ruptura como velocidade máxima, tempo de ruptura e perfil intermediário do evento de ruptura. O trabalho de Jeyapalan *et al.* (1983) considerou o modelo reológico de Bingham como adequado para modelar o comportamento não newtoniano dos rejeitos.

Para o fluxo dos rejeitos de fosfato, Jeyapalan *et al.* (1983) comentam que as metodologias existentes para fluxo turbulento proveniente de rupturas de barragens de água podem ser utilizadas. Neste caso, os autores indicam que se deve utilizar a equação de Manning. Entretanto, naquela época não haviam estudos disponíveis para avaliar se o número de Manning “n” deveria sofrer alterações para aplicação do equacionamento em fluidos não newtonianos. Recentemente Rocha (2015) realizou retro análise de uma ruptura de barragem de rejeito em que foi utilizado o artifício do “pseudomanning”, de maneira a incorporar as características viscosas dos rejeitos no fluxo. Para analisar a configuração do fluxo dos rejeitos que saem do reservatório, Jeyapalan *et al.* (1983) representaram esquematicamente o depósito como um corpo de fluido binghamiano com face vertical, conforme apresentado na Figura 2.56.

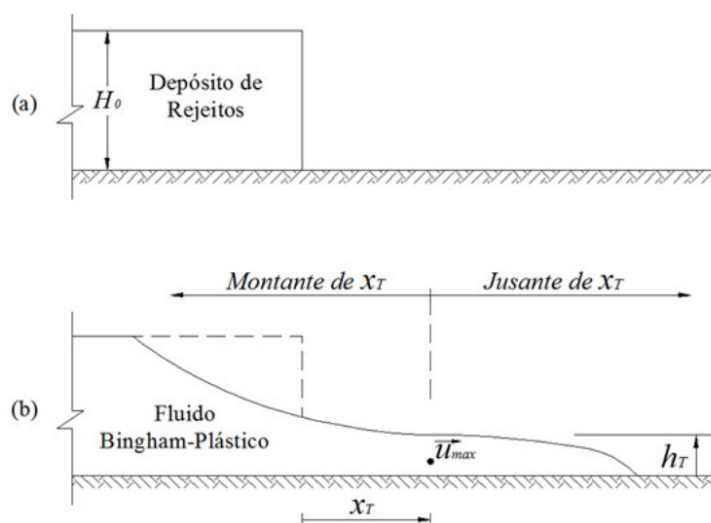


Figura 2.56 - Concepção da geometria do depósito para fluxo de rejeitos liquefeitos. (JEYAPALAN *et al.*, 1983 *apud* MELO, 2013)

Para uma superfície plana, as Equações 2.21 e 2.22 representam a conservação de momento e massa, respectivamente, do fluxo de fluidos viscosos.

$$\frac{\partial u^*}{\partial t^*} + u^* \frac{\partial u^*}{\partial x^*} + 2c^* \frac{\partial c^*}{\partial x^*} + g(s_f - s_0) = 0 \quad (2.21)$$

$$c^* \frac{\partial u^*}{\partial x^*} + 2 \frac{\partial c^*}{\partial t^*} + 2u^* \frac{\partial c^*}{\partial x^*} = 0 \quad (2.22)$$

em que:

u^* é a velocidade do fluxo;

$c^* = \sqrt{gh^*}$ é a celeridade

t^* é o tempo;

x^* é a coordenada horizontal;

Os termos s_f e s_0 são referentes à inclinação de atrito e inclinação do leito à jusante, respectivamente.

$$s_0 = \sin \beta$$

$$s_f = \frac{u^{*2}}{C^2 h^*}$$

h^* é a altura do fluxo;

β é o ângulo do leito à jusante;

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (\text{coeficiente de Chezy});$$

f é o fator de atrito da equação universal de perda de carga.

Para fluidos newtonianos, o fator de atrito se torna $f = 16/R$. Introduzindo a relação de Reynolds “Re” no coeficiente de atrito e, posteriormente, a relação obtida no coeficiente de Chezy “C”, foi obtida uma relação completa para a inclinação de atrito “ s_f ”, conforme apresentado na Equação 2.23.

$$s_f = \frac{2\eta u^*}{\gamma h^{*2}} \quad (2.23)$$

De acordo com Jeyapalan *et al.* (1983), as características viscosas não newtonianas dos rejeitos liquefeitos podem ser incorporadas através da redefinição da viscosidade em viscosidade aparente “ η_a ” (Equação 2.24).

$$\eta_a = \eta_p + \frac{\tau_y}{\dot{\gamma}} \quad (2.24)$$

Para solucionar o problema, Jeyapalan *et al.* (1983) consideraram uma distribuição de velocidade parabólica na seção de fluxo, de tal maneira que a taxa de cisalhamento “ $\dot{\gamma}$ ” pudesse ser calculada pela Equação 2.25.

$$\dot{\gamma} = \frac{2u^* \tau_y}{h^* \dot{\gamma}} \quad (2.25)$$

Levando a Equação 2.25 à 2.24 e o resultado à Equação 2.23, obtêm-se a relação da Equação 2.26 para a inclinação de atrito “ s_f ”, escrita para fluidos Binghamianos.

$$s_f = \frac{2\eta_p u^*}{\gamma h^{*2}} + \frac{\tau_y}{\gamma h^*} \quad (2.26)$$

Assim, para o fluxo de fluidos binghamianos em uma superfície plana, as Equações 2.21 e 2.22 puderam ser reescritas na forma das Equações 2.27 e 2.28.

$$\frac{\partial u^*}{\partial t^*} + u^* \frac{\partial u^*}{\partial x^*} + 2c^* \frac{\partial c^*}{\partial x^*} + \frac{2\eta_p u^* g}{\gamma h^{*2}} + \frac{\tau_y g}{\gamma h^*} - g \sin \beta = 0 \quad (2.27)$$

$$c^* \frac{\partial u^*}{\partial x^*} + 2 \frac{\partial c^*}{\partial t^*} + 2u^* \frac{\partial c^*}{\partial x^*} = 0 \quad (2.28)$$

Os autores comentam que a solução foi implementada para canais prismáticos em um programa denominado Tflow.

Em um trabalho posterior, Jeyapalan *et al.* (1983b) realizaram ensaios de flume com um óleo de viscosidade conhecida e com monitoramento do perfil de fluxo após a “ruptura”. Foi realizada análise de previsão do comportamento do ensaio através da metodologia desenvolvida em Jeyapalan *et al.* (1983a). As medições dos perfis ensaiados se apresentaram muito parecidas com as previsões, realizadas através do programa Tflow. Por fim, Jeyapalan *et al.* (1983b) utilizaram a metodologia para os casos das rupturas de uma barragem de rejeitos de gesso (Texas, USA) e para a ruptura de uma pilha de rejeitos de carvão (Aberfan –Wales, UK), obtendo resultados satisfatórios.

Para a ruptura de rejeitos de fosfato, consideradas turbulentas pela metodologia, Jeyapalan *et al.* (1983b) realizaram análise da ruptura da barragem Buffalo Creek (West Virginia, USA) através do software “Gradually Varied Flow Profile Program – GVFPP”, produzido pelo U.S. Army Engineers, para simular rupturas de barragens com fluidos newtonianos. Os resultados obtidos mostraram boa previsão do fenômeno, quando comparados às observações e medições de campo. O software GVFPP foi, posteriormente, integrado ao software HEC RAS.

(c) Hungr (1995)

Hungr (1995) desenvolveu a ferramenta DAN-W, um modelo contínuo baseado na solução Lagrangeana da equação de movimento, que permite a seleção de vários modelos reológicos, podendo o modelo utilizado variar ao longo da massa. O modelo permite também o desenvolvimento de uma rigidez interna para materiais liquefeitos.

O programa DAN-W realiza as análises em condições bidimensionais (2D) ou tridimensionais (3D), e sua resposta é apresentada em coordenadas curvilíneas conforme apresentado na Figura 2.57.

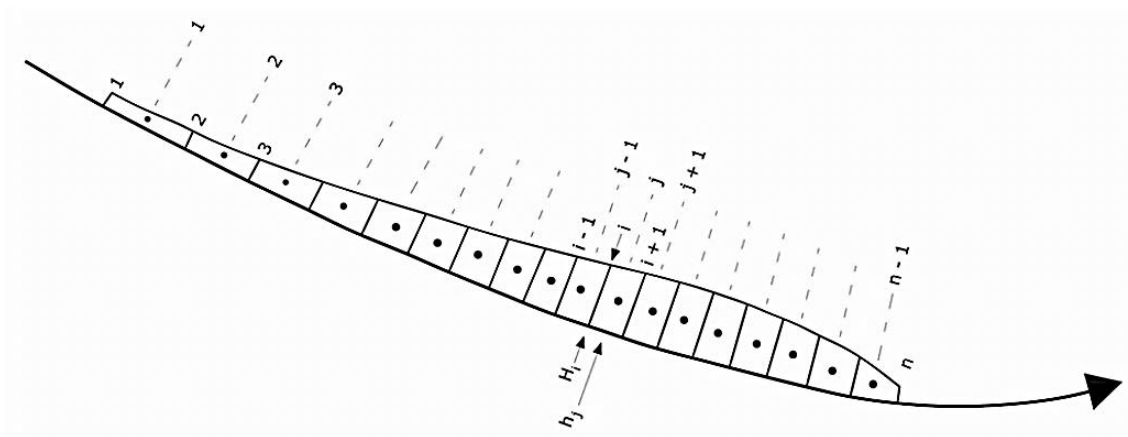


Figura 2.57 - Solução Lagrangeana para os blocos de massa deslocados em coordenadas curvilíneas (HUNGR, 1995).

No equacionamento proposto, a equação de momento integrada verticalmente é aplicada a colunas estreitas de fluxo, denominadas como blocos de contorno, numerados de $i = 1$ a n . A equação de continuidade é aplicada aos blocos de massa de volume fixo, numerados de $j=1$ a $j=n-1$, separados pelos blocos de contorno. De acordo com Hungr (1995), o problema desenvolvido contém $n-1$ incógnitas, incluindo os deslocamentos longitudinais dos blocos de contorno e a altura média dos blocos de massa. As equações de movimento disponíveis para os blocos de contorno e equações de continuidade disponíveis para os blocos de massa também contabilizam $n-1$, sendo o problema plenamente determinado.

Considerando as forças atuantes (P) e resistentes (T) apresentadas na Figura 2.58, a força resultante F , agindo na base de cada bloco, consiste na componente tangencial do peso, mais a pressão resultante interna P , menos a força cisalhante resistente na base do deslizamento T (Equação 2.29).

$$F = \gamma H_i B_i d_s \sin \alpha + P - T \quad (2.29)$$

em que:

γ é o peso específico do material [kN/m³];
 H_i é a média das alturas adjacentes a cada bloco;
 B_i é a largura do bloco;
 d_s é a espessura infinitesimal;
 α é o ângulo da base do bloco com a horizontal.

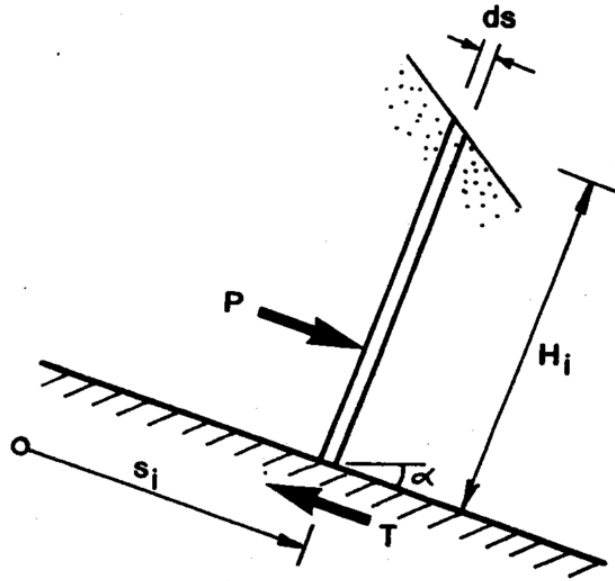


Figura 2.58 - Forças atuantes no contorno de um bloco. (HUNGR, 1995)

Após deformado, a nova velocidade de cada bloco de contorno no fim de um novo intervalo de tempo é obtida a partir da velocidade do intervalo anterior, através da integração numérica da equação da segunda lei de Newton (Equação 2.30).

$$v_i = v_i' + \frac{g(F\Delta t - M)}{\gamma H_i B_i d_s} \quad (2.30)$$

em que:

γ é a massa específica do material do elemento de contorno;
 g é a aceleração da gravidade;
 Δt é o intervalo de tempo.

O termo M é o momento de um fluxo resultante de erosão ao longo do percurso ou entrada de material na corrida e será descrito a seguir. Quando o volume dos blocos é considerado constante durante a corrida, este valor é zero. Uma segunda integração é

usada para obter o deslocamento em coordenadas curvilíneas, S_i , de cada bloco após cada intervalo de tempo (Equação 2.31).

$$s_i = s_i^{\dot{}} + \frac{\Delta t}{2} (v_i + v_i^{\dot{}}) \quad (2.31)$$

A nova posição das extremidades dos blocos é agora conhecida, bem como os volumes de material entre cada extremidade. A média de profundidade de cada bloco é determinada de modo a manter constante o volume de cada bloco, V_j (Equação 2.32).

$$h_j = \frac{2V_j}{(s_{i+1} - s_i)(B_{i+1} + B_i)} \quad (2.32)$$

A nova profundidade de cada extremidade do bloco é calculada a partir da média das profundidades dos blocos adjacentes, conforme (Equação 2.33)

$$h_i = \frac{h_{i+1} + h_j}{2} \quad (2.33)$$

O coeficiente de pressão lateral, k , é definido como a razão entre a tensão normal e tangencial na massa deslizante. A magnitude de k depende das deformações e sua determinação será mostrada nas seções seguintes. O coeficiente k é determinado para as extremidades entre blocos (índice i) e para a massa de blocos (índice j). O gradiente de pressão longitudinal para cada extremidade do bloco é obtido pela média dos blocos adjacentes, utilizando a Equação 2.34, em que s_j é o valor do deslocamento em coordenadas curvilíneas para cada centro de bloco.

$$k_i \frac{dH}{ds} = \frac{1}{2} \left[\frac{k_j(h_j - H_i)}{s_j - s_j} + \frac{k_{j-1}(H_i - h_{j-1})}{s_i - s_{j-1}} \right] \quad (2.34)$$

A deformação tangencial incremental em cada bloco da massa é calculada do deslocamento do bloco de contorno adjacente (Δ significa acréscimo de tempo), conforme Equação 2.35.

$$\Delta \epsilon_j = \frac{(s_{i+1} - s_i) - (s_{i+1}^{\dot{}} - s_i^{\dot{}})}{s_{i+1} - s_i} \quad (2.35)$$

Hungr (1995) comenta que, com as equações descritas, o problema se encontra totalmente definido e as equações podem ser processadas para o próximo intervalo de tempo.

Para fluxo bidimensional em um grande canal de espessura uniforme, H_i é a altura verdadeira do fluxo e B_i pode ser considerado igual a unidade. Para aproximar o fluxo tridimensional em seções transversais irregulares, B_i pode ser tomado como a largura no topo da superfície, sendo “ H_i ” a altura hidráulica definida como a razão da área transversal de fluxo pela espessura do topo. A espessura da superfície ao longo do caminhamento do deslizamento pode ser assumida como um parâmetro de entrada do modelo, a espessura deve corresponder à altura de fluxo máxima.

Em função da simplificação da seção transversal do modelo, é possível que a distribuição de espessuras de fluxo máximas estejam incorretas em algumas seções transversais. A distribuição de espessuras deve ser ajustada e a análise deve ser repetida em sucessivas aproximações. Hungr (1995) comenta que se a altura mais profunda da seção é utilizada como um parâmetro de entrada, esta altura deve ser convertida para uma altura hidráulica, usando a Equação 2.36.

$$H_i = f_s H_{m\acute{a}x} \quad (2.36)$$

em que:

f_s = fator de forma que representa a razão típica entre a a altura hidráulica média (H_i) e a altura máxima ($H_{m\acute{a}x}$) em qualquer seção transversal.

Se a seção transversal é aproximadamente elíptica, o fator de forma é aproximadamente 0,67 (Figura 2.59). Para seções triangulares, o fator deve ser 0,5.

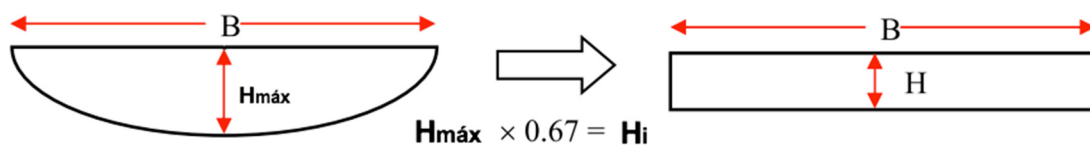


Figura 2.59 - Fator de forma para uma seção elíptica. HUNGR (1995)

A implementação do fator de forma permite o uso do modelo para canais moderadamente confinados. A hipótese assumida resulta em erros, uma vez que a resistência ao fluxo é assumida como atuante apenas na base e não em todo o perímetro molhado. De acordo com Hungr (1995), o máximo valor do erro pode ser mensurado pela razão entre o perímetro molhado e o valor de B considerado. Para

superfícies elípticas, os erros são menores que 10%, sendo que para seções transversais e triangulares, o erro é menor.

Uma segunda fonte de erro é o uso de uma largura constante em uma seção para qualquer altura de fluxo em qualquer tempo da análise. Este erro é negligenciável para seções com taludes íngremes ou retangulares, mas afetará a frente de fluxo em seções com taludes mais abatidos, em que a altura (H_i) pode variar substancialmente com o valor de B . Hungr (1995) comenta que a implementação do cálculo em função do perímetro molhado pode ser realizada, mas, em função das boas previsões obtidas com retro-análises realizadas com o modelo, o autor não considerou isto necessário frente o aumento de complexidade numérica e perda de produtividade que a implementação traria.

- O termo de pressão interna entre blocos, P

A pressão longitudinal P exercida pelo bloco anterior no bloco posterior é determinada a partir da hipótese que o fluxo é aproximadamente paralelo à base e a pressão P aumenta linearmente com a profundidade (Equação 2.37).

$$P = -k\gamma \frac{dh}{ds} \left(1 + \frac{a_c}{g}\right) H_i B_i \cos \alpha ds \quad (2.37)$$

Na Equação 2.37 o termo $k(dh/ds)$ é obtido pela Equação 2.34, e a_c é definido como v_i^2/R . Em um fluido sobre condições hidrostáticas de pressão, o coeficiente de pressão lateral k é sempre igual a 1. Se a maior parte da massa que flui é um material granular com atrito, o coeficiente k depende da tensão tangencial de compressão e pode variar entre os coeficientes ativos (k_a) e passivos (k_p). Isto reflete a rigidez longitudinal da massa que escoar. Por exemplo, considerando uma avalanche de rochas compostas principalmente por fragmentos de material granular seco, movendo-se sobre uma camada de base liquefeita com atrito desprezível, os dois coeficientes podem mover-se entre o coeficiente ativo de Rankine de 0,2 e coeficiente passivo de Rankine de 5. A massa nestas condições será muito mais relutante a espalhar ou contrair do que em condições como um fluido, conforme Figura 2.60.

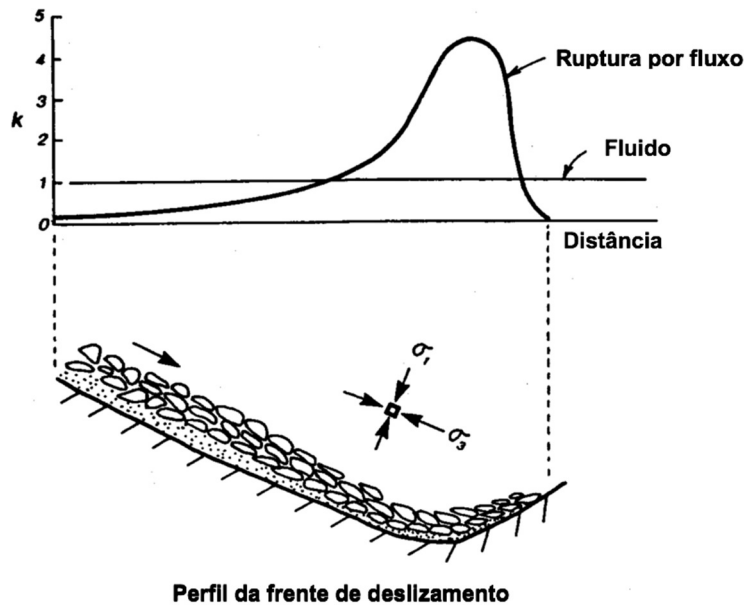


Figura 2.60 - Definição do coeficiente k – razão entre tensão tangencial e normal variando ao longo do caminho. (HUNGR, 1995)

No programa DAN-W, o valor de k_j é assumido baseado na tensão tangencial prevalecente em cada bloco. Inicialmente, todos os blocos tem uma condição intermediária, com $k=1$. Após cada intervalo de tempo, o incremento da deformação $\Delta\epsilon_j$ é calculado conforme Equação 2.35. O coeficiente k_j então é aumentado ou diminuído conforme Equação 2.38.

$$k_j = k_j^0 + S_c \Delta\epsilon_j \quad (2.38)$$

O coeficiente de rigidez S_c é obtido como $(k_p - k_a) / 0.05$ para compressão, ou $(k_p - k_a) / 0.025$ para tração. Os valores mínimos e máximos para k_j podem corresponder aos estados ativo e passivo. A influência quantitativa da magnitude do coeficiente de rigidez não é grande. Savage & Hutter (1989) utilizaram vários valores de k , fixando este coeficiente como passivo em zonas comprimidas e ativo em zonas de tração.

- O termo de resistência ao fluxo, T

A resistência na base do fluxo, força T , depende do modelo reológico adotado e é função de diferentes parâmetros do deslizamento. A relação entre T e outros parâmetros é baseada na hipótese que a tensão cisalhante no plano tangencial na base do deslizamento aumenta linearmente com a profundidade normal. Isto, juntamente com a equação constitutiva reológica escolhida, determina a distribuição do perfil da velocidade com a profundidade e a equação de T . Sete alternativas reológicas são

apresentadas na Tabela 2.17, com a respectiva equação de T, dados de entrada ou parâmetros reológicos e breve descrição de cada modelo reológico disponível no programa DAN-W.

- O termo de momento de fluxo de material depositado ou arrastado, M.

Deposição ou arrastamento de material na base ou nos lados do fluxo podem ser simulados pela mudança de volume dos blocos em cada intervalo de tempo por uma quantidade pré-determinada proporcional à distância percorrida. A erosão ou deposição pode ser assumida em percentagens constantes da área da seção transversal por unidade de deslocamento. A mudança de volume seria aplicada em zonas pré-determinadas no percurso do deslizamento. O Termo M, momento de fluxo na Equação 2.30, reflete a mudança no momento resultante devido ao acréscimo de volume dos blocos. A Equação 2.39 apresenta a segunda Lei de Newton em termos de momentos.

$$\frac{\Delta(Mv)}{\Delta t} = F \quad (2.39)$$

Após um intervalo de tempo, a velocidade e a massa mudam. Desprezando o termo de segunda ordem, o novo momento é dado de acordo com a Equação 2.40

$$mv + \Delta(mv) = (m + \Delta m)(v + \Delta v) = mv + \Delta mv + \Delta vm \quad (2.40)$$

Se ocorrer acréscimo de material erodido na massa que se desloca, a mudança no momento é dada pela Equação 2.40. Substituindo a Equação 2.40 na Equação 2.39 e rearranjando, tem-se o acréscimo de velocidade como apresentado na Equação 2.41.

$$\Delta v = \frac{F\Delta t - \Delta mv}{m} \quad (2.41)$$

Como a massa dos blocos vizinhos é dada por $\gamma H_i B_i \frac{ds}{g}$, isto leva que o termo momento de fluxo (M) na Equação 2.30 é igual a Δmv , enquanto Δm é o incremento de massa no intervalo de tempo. Se, por outro lado, a quantidade Δm de material for negativa, haverá deposição de material durante um intervalo de tempo, ou seja, haverá remoção de uma velocidade “v” da malha de referência de parte do momento igual a “ Δmv ”. Neste caso o momento de fluxo M é igual a zero na Equação 2.30.

Tabela 2.17 - Equações de T (resistência viscosa na base) (MENEZES, 2011)

Modelo	Fórmula da resistência na base da corrida (T)	Dados de entrada ou parâmetros reológicos	Descrição
Friccional	$T = A_i \cdot \gamma \cdot H_i \left(\cos \alpha + \frac{a_c}{g} \right) \cdot (1 - r_u) \tan \phi$ <p>A_i – área da base do bloco; γ – peso específico natural (kN/m³); H_i – média das alturas adjacentes ao bloco; a_c – aceleração centrífuga; r_u – coeficiente de poropressão; ϕ – ângulo de atrito (°).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso específico natural • Fator r_u de poropressão • Ângulo de atrito interno do material • Ângulo de atrito na base da corrida 	T é função somente da tensão efetiva normal na base do deslizamento. Esta tensão depende da profundidade do fluxo, peso específico do material e poropressão
Newtoniano	$T = \frac{3A_i v_i \mu}{H_i}$ <p>v – média das velocidades; μ – viscosidade dinâmica do fluido</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso específico natural • Viscosidade dinâmica • Ângulo de atrito interno do material 	T é uma função linear da velocidade do fluxo com a viscosidade dinâmica. A resistência ao fluxo é determinada pela equação de Poiseville
Plástico	$T = cA_i$ <p>c - cte de resistência ao cisalhamento (p. ex. S_u)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso específico natural • Resistência não-drenada • Ângulo de atrito interno do material 	Controlada por uma constante de resistência ao cisalhamento (c), por exemplo a resistência não-drenada (S_u)
Turbulento	$T = A_i \gamma v_i^2 n^2 H_i^{-\frac{1}{3}}$ <p>n - coeficiente de rugosidade</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso específico natural • Coeficiente de turbulência • Ângulo de atrito interno do material 	T é função do quadrado da velocidade. Para fluxo de água, a equação de Manning, com o coeficiente de rugosidade (n)
Bingham	$v_i = \frac{H_i}{6\mu} \left(\frac{2T}{A_i} - 3\tau + \frac{\tau^3 A_i^2}{T^2} \right)$ <p>μ – viscosidade de Bingham τ - tensão de escoamento</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso específico natural • Tensão de escoamento • Viscosidade de Bingham • Ângulo de atrito interno do material 	T é função da profundidade do fluxo, velocidade, tensão de escoamento (τ) e viscosidade de Bingham (μ). A velocidade média do fluxo é proveniente da hipótese de um acréscimo linear da resistência ao cisalhamento com a profundidade.
Coulomb-Viscoso	$\tau = \gamma H_i \left(\cos \alpha + \frac{a_c}{g} \right) (1 - r_u) \tan \phi$	<ul style="list-style-type: none"> • Peso específico natural • Ângulo de atrito na base da corrida • Fator r_u • Viscosidade de Bingham • Ângulo de atrito interno do material 	A tensão de escoamento de Bingham pode ser dependente da tensão normal efetiva. Este modelo foi utilizado para deslizamentos por autores como (e.g. Morgenstern 1967).
Voelmy	$T = A_i \left[\gamma H_i \left(\cos \alpha + \frac{a_c}{g} \right) \tan \phi + \gamma \frac{v_i^2}{\xi} \right]$ <p>ξ - coeficiente de turbulência</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Peso específico natural • Coeficiente friccional • Coeficiente de turbulência • Ângulo de atrito interno do material 	Este modelo, introduzido por Voelmy (1955) para avalanches de neve, contém um termo friccional e um termo turbulento.

(d) Rico et al. (2008)

O trabalho de Rico *et al.* (2008) compila um série de dados geométricos sobre rupturas de barragens de rejeitos, com o propósito de estabelecer correlações simples entre as características geométricas do reservatório (*e.g.* altura da barragem, volume do reservatório), e as características hidráulicas do fluxo resultante dos rejeitos expelidos do reservatório. O autor comenta que, após o colapso da estrutura, apenas uma parte dos rejeitos estocados e a água do lago saem do reservatório, sendo este volume difícil de ser estimado antes do acidente.

A metodologia criada pelos autores teve como ponto de partida a publicação dos dados de rupturas do ICOLD (2008), que reporta 221 rupturas de barragens de rejeitos. A partir daí, os autores realizaram um extenso trabalho de revisão bibliográfica em jornais, dissertações e entrevistas com partes envolvidas em acidentes. Os autores completam ainda que os dados encontrados na literatura são incompletos, e muitas vezes dúbios.

Rico *et al.* (2008) comentam que, após a revisão, foram compilados 250 casos históricos de rupturas de barragens de rejeitos, sendo que, para a maioria, os dados encontrados são escassos. Por fim, apenas 29 acidentes com informações completas de volume expelido do reservatório, distância de alcance das rupturas, e geometria antes do acidente foram utilizados para as correlações apresentadas.

Na metodologia desenvolvida no trabalho, os autores comentam que, para barragens que reservam água, estudos de sensibilidade (HAGEN, 1982; PETRASCHECK & SYDLER, 1984) mostram que o volume do reservatório e a altura da barragem são parâmetros críticos na magnitude do hidrograma de ruptura. No caso dos reservatórios de rejeitos, o volume de rejeitos expelido do reservatório depende de processos de liquefação, tempo de ruptura, tamanho da brecha e do volume do água no lago, no momento da ruptura. Uma vez que, nos reservatórios de rejeitos, apenas uma parcela dos rejeitos flui para jusante, Rico *et al.* (2008) indicam a massa expelida do reservatório como um parâmetro mais apropriado para o estabelecimento de correlações em comparação ao volume do reservatório. Como nos reservatórios de rejeitos, a borda livre do reservatório é normalmente pequena, os autores escolheram a altura da barragem como uma boa aproximação da espessura de rejeitos e da energia potencial durante a ruptura.

Na Figura 2.61 é apresentada a correlação entre a altura da barragem (H) *versus* a distância de alcance dos rejeitos ($D_{\text{máx}}$) para os 29 casos históricos. É importante observar a grande dispersão dos dados relacionados, indicando que outros fatores não contabilizados como inclinação à jusante, volume de água no lago, volume de rejeitos expelido e reologia dos rejeitos apresentam forte influência na distância de ruptura.

Rico *et al.* (2008) comentam que dentre os 29 casos estudados, o caso 8 (Churchrock, USA), se difere por ser de uma barragem de aterro compactado, localizada em uma mina de urânio, cujo reservatório continha apenas água. Os casos 9, 21 e 22, também representam barragens de mineração cujo reservatório continha água, entretanto, ao contrário de Churchrock, essas barragens também continham algum rejeito no reservatório.

A representação das barragens cujo reservatório continha água (casos 8, 9, 21 e 22), provocaram uma translação para cima no gráfico da Figura 2.61, em relação à nuvem de pontos que representam rupturas em rejeitos, mostrando que, nessas barragens, a distância de alcance é substancialmente maior.

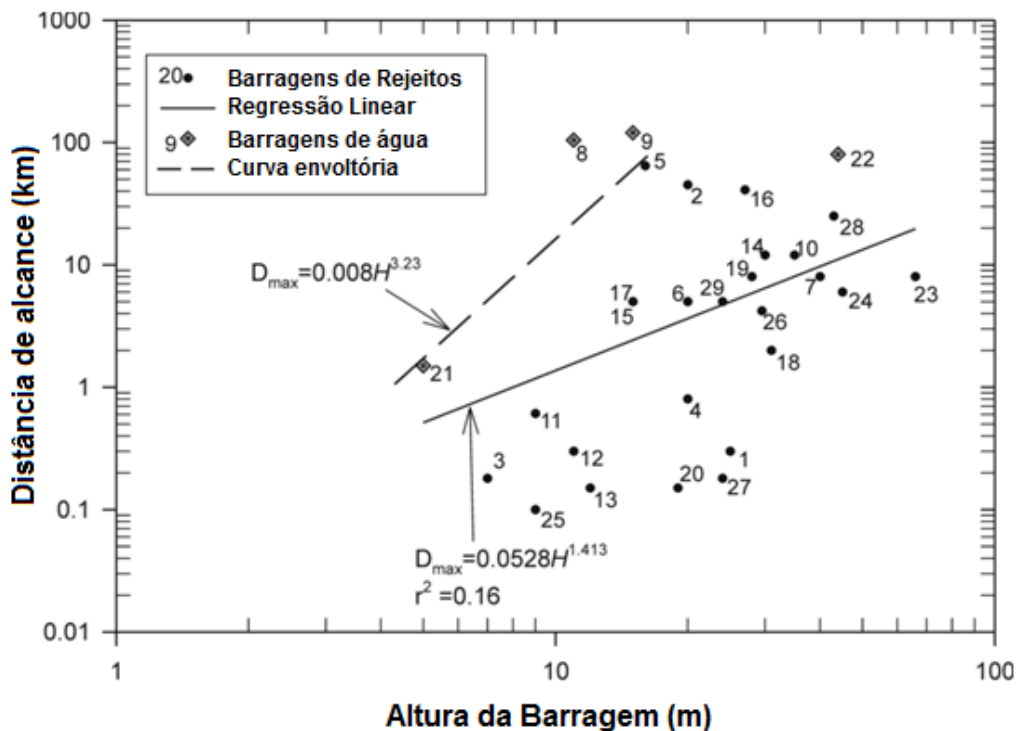


Figura 2.61 - Gráfico da altura da barragem (H em metros), no momento da ruptura, *versus* a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura ($D_{\text{máx}}$ em km) para os 29 casos históricos. (RICO *et al.*, 2008)

Essa constatação ilustra, de maneira conceitual, a diferença de comportamento entre rupturas de barragens de rejeitos e barragens de água. Em razão das grandes diferenças, as equações obtidas pelos autores não consideraram, em suas regressões, os pontos (8, 9, 21 e 22).

De fato, é possível observar que, no gráfico da Figura 2.61, os pontos que representam rupturas de barragens de água (casos 8, 9, 21 e 22) ficam próximos à envoltória. É importante destacar que os pontos dos casos 2 (Bafokeng) e 5 (Buffalo Creek), apesar de serem representativos de rupturas de barragens de rejeitos, também se situaram próximos à envoltória. Rico *et al.* (2008) comentam que nos dois casos o volume de água no reservatório, no momento da ruptura, era muito grande, o que provavelmente fez a mistura de rejeitos/água ter comportamento próximo de uma ruptura de barragem de água. Por outro lado, os reservatórios de rejeitos que continham pouca água no reservatório no momento da ruptura (casos 1, 13, 20, 25 e 27), apresentaram-se concentrados abaixo do nível de pontos, indicando menor distância de alcance da ruptura.

A Figura 2.62 apresenta o gráfico que correlaciona a distância de alcance da ruptura com o volume expelido do reservatório. Na Figura 2.62 Rico *et al.* (2008) comentam que os pontos são representados em volta da linha de regressão, que separa os dados em dois grupos: (1) abaixo da linha de regressão, os dados são representativos de casos com pequena distância de alcance, e (2) acima da linha, os dados representam casos com grande alcance dos rejeitos a jusante. O primeiro grupo inclui incidentes com rejeitos de alta viscosidade (casos 3, 12 e 13), casos em que haviam obstáculos, restrições topográficas e barreiras (casos 1, 23 e 25), e os incidentes com inclinação muito baixa à jusante, como o caso da barragem de rejeitos de gesso (caso 12). O segundo grupo inclui casos em que os reservatórios continham grandes quantidades de água, bem como os casos relacionados com eventos extremos de chuva e galgamento (casos 5, 14, 15, 17).

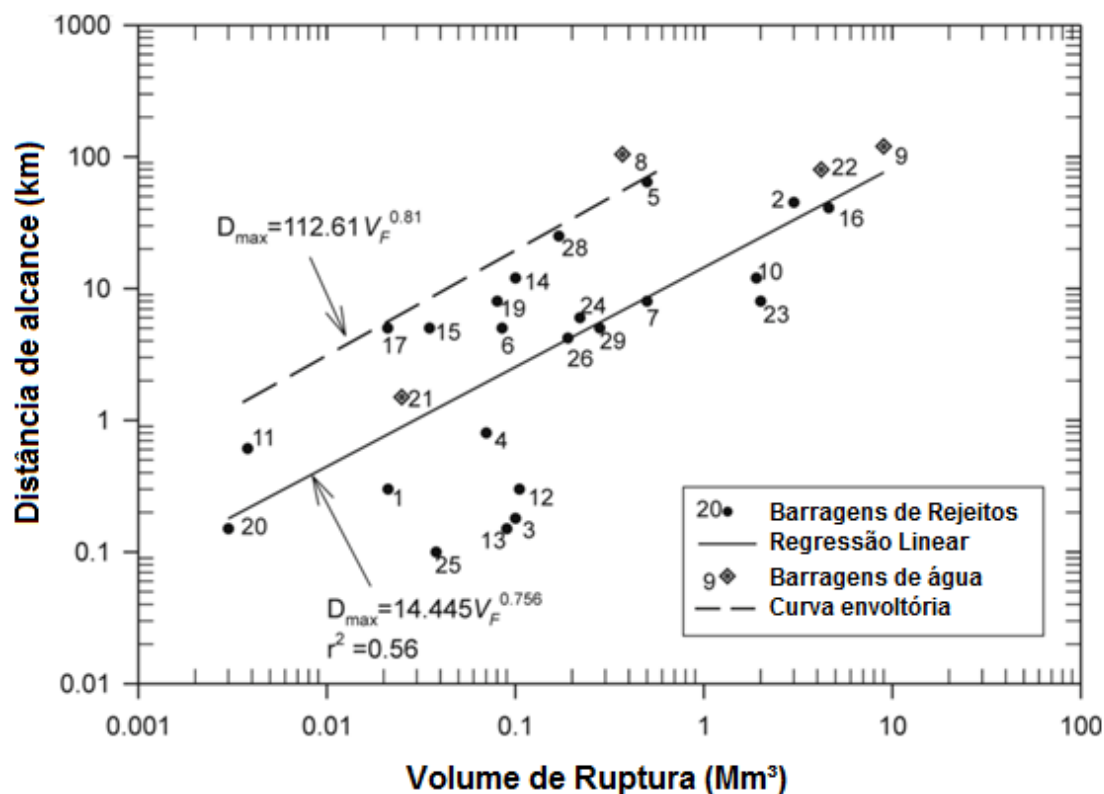


Figura 2.62 - Gráfico do volume expelido do reservatório (V_r em 10^6 m^3) versus a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura ($D_{\text{máx}}$ em km) para os 29 casos históricos. (RICO *et al.*, 2008)

Rico *et al.* (2008) comentam que vários autores (HAGEN, 1982; CSED, 1983), desenvolveram critérios para avaliar a vazão de pico de barragens de retenção de água, com base no produto da altura da barragem (H) pelo volume do reservatório (V), também conhecido com “Fator da Barragem” ($H \times V$). Os autores indicam o “Fator da Barragem” como parâmetro indexador da energia expendida na ruptura de uma barragem. Como no caso das rupturas das barragens de rejeitos apenas uma parte do volume estocado no reservatório é expelido (V_F), Rico *et al.* (2008) criaram o “Fator da Barragem de Rejeitos” ($H \times V_F$) para indexar a energia da ruptura. A Figura 2.63 apresenta o gráfico de correlação entre o “Fator da Barragem de Rejeitos” ($H \times V_F$) e a distância de alcance da ruptura ($D_{\text{máx}}$).

É possível observar que a correlação realizada através do “Fator da Barragem de Rejeitos” não apresentou redução significativa do erro (r^2) da regressão, sendo o valor ($r^2=0,57$) considerado não satisfatório. A dificuldade da correlação da distância do alcance da ruptura com fatores isolados se dá em função no grande número de variáveis que influenciam o fenômeno, como reologia do rejeito, inclinação do leito à

jusante, seção transversal do leito, tipo de estrutura, quantidade de água no lago no momento da ruptura, tipo de ruptura e volume de ruptura.

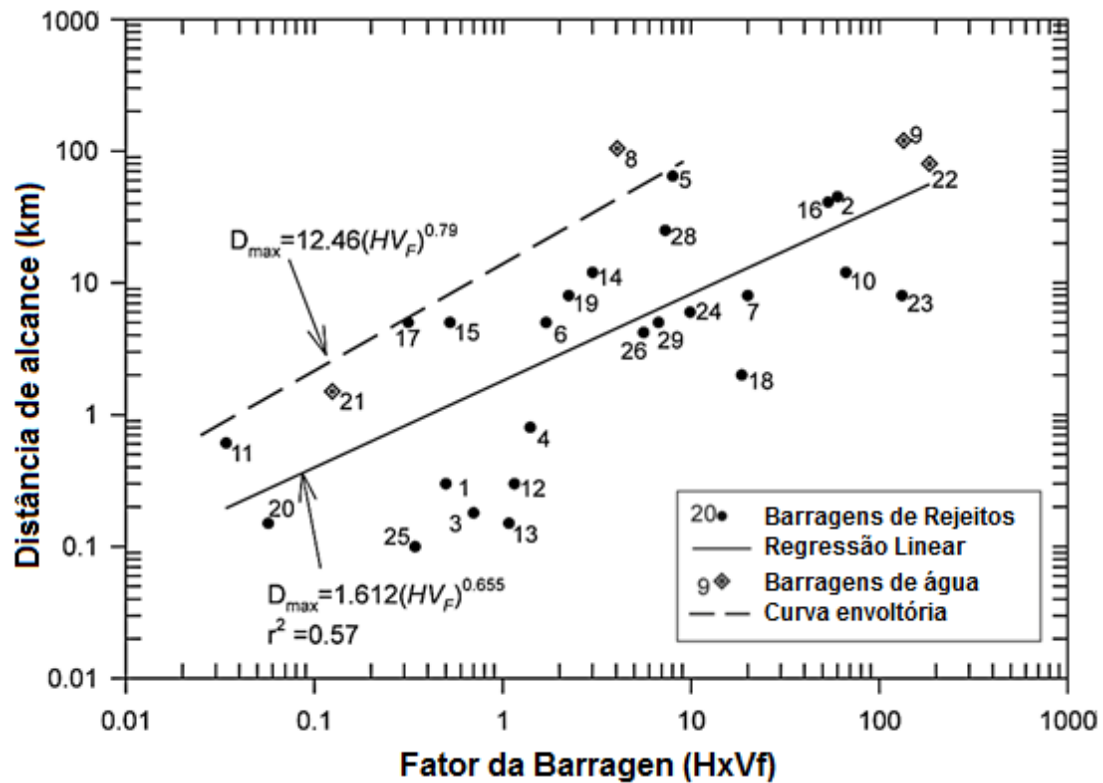


Figura 2.63 - Gráfico do “Fator da Barragem de Rejeitos” (HxV_F) versus a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura ($D_{máx}$ em km) para os 29 casos históricos. (RICO *et al.*, 2008)

Rico *et al.* (2008) explicam que uma grande limitação para a utilização das equações de regressão consiste no fato de que o volume de ruptura, normalmente, não é conhecido. Para conseguir informações sobre o volume de ruptura, os autores realizaram a correlação entre o volume total reservado (V_T) e o volume expelido do reservatório (V_F), apresentada na Figura 2.64.

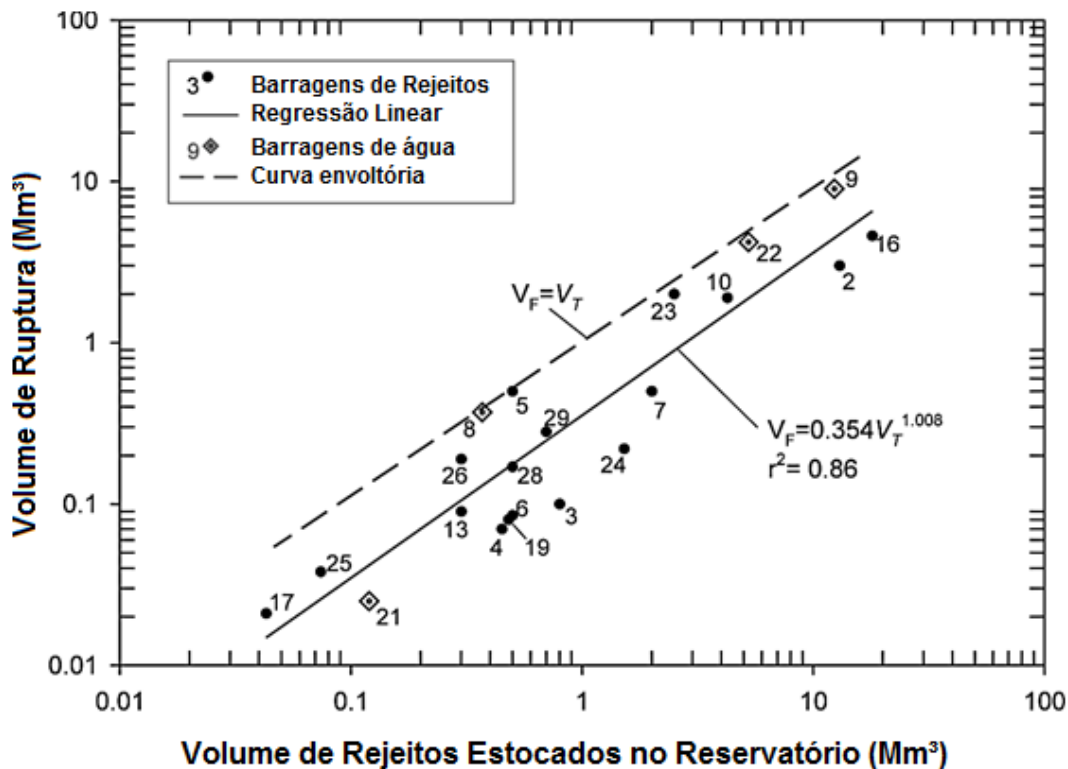


Figura 2.64 - Gráfico do “Fator da Barragem de Rejeitos” ($H \times V_F$) versus a distância de alcance do fluxo de rejeitos pós ruptura ($D_{m\acute{a}x}$ em km) para os 29 casos históricos. (RICO *et al.*, 2008)

Através da Figura 2.64 pode-se concluir que, em média, 35% dos volumes estocados no reservatório são expelidos no fluxo do evento de ruptura. A equação de regressão apresentada na Figura 2.64 apresentou um coeficiente de ajuste “ r^2 ” mais satisfatório, quando comparado às outras correlações propostas pelos autores. Isso se deve ao fato do volume de ruptura (V_F) depender de menos variáveis se comparado, por exemplo, à distância de alcance dos rejeitos ($D_{m\acute{a}x}$), que pode ser influenciada por diversos fatores como largura e inclinação do leito à jusante, forma da seção transversal, reologia dos rejeitos e ao próprio volume de ruptura (V_F). A envoltória superior da Figura 2.64, ao contrário das outras apresentadas, representa um limite físico em que todo volume estocado flui para fora do reservatório ($V_T = V_F$) no evento de ruptura, caso das barragens de água ou rejeitos muito “diluídos” com pequena ou nenhuma resistência (Casos 8, 5, 22, 9).

Apesar das correlações apresentadas por Rico *et al.* (2008) terem apresentado grande dispersão, o tratamento caso a caso realizado pelos autores fornece uma série de indicações a respeito da influência do volume de água no lago, modo de ruptura, altura da barragem e volume de ruptura.

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Conforme apresentado no item 2.5 os impactos causados por rupturas de estruturas de contenção de rejeitos vem sendo mais intensamente estudados nas últimas três décadas. De uma maneira geral, os estudos existentes se concentram na avaliação dos impactos de rupturas de barragens de contenção de rejeitos convencionais, de modo que não foram identificados estudos cuja avaliação engloba técnicas alternativas de disposição, como estruturas para rejeitos em pasta e torta.

Para a proposição de metodologia aqui descrita foi realizada uma ampla pesquisa bibliográfica, que inicialmente abrangeu os principais aspectos relacionados à disposição, reologia e propriedades mecânicas dos rejeitos e, posteriormente, procurou abordar o estado-da-arte dos estudos de rupturas hipotéticas de estruturas de contenção de rejeitos. Dentre as metodologias estudadas para a avaliação do alcance das rupturas os trabalhos de Jeyapalan *et al.* (1983), Hungr (1995) e O'Brien (1993) englobam os efeitos viscosos desenvolvidos no fluxo dos rejeitos. Bryant *et al.* (1983) mostraram a importância da consideração dos efeitos viscosos através do desenvolvimento de um modelo reológico simplificado.

Lucia (1981), Jeyapalan *et al.* (1983), Hungr (1995) e O'Brien *et al.* (1993) abordaram a importância da existência de uma tensão de escoamento nos rejeitos nas análises de fluxo pós ruptura. Conforme discutido a tensão de escoamento dos rejeitos, englobada no modelo constitutivo reológico, representa a resistência não drenada dos rejeitos liquefeitos (Su_{LIQ}), sendo assim, a compreensão do fenômeno da liquefação é também de fundamental importância na avaliação dos impactos causados em eventuais rupturas.

Dentre as abordagens existentes para a avaliação dos impactos das rupturas é comum a consideração do comportamento reológico dos rejeitos como newtoniano, com viscosidade igual à da água, com o hidrograma de ruptura efluente sendo obtido a partir de relações empíricas desenvolvidas para rupturas de barragens de água, cujo desenvolvimento físico do processo se difere fundamentalmente das rupturas de barragens de rejeitos.

De uma maneira geral pôde ser verificado que os estudos de rupturas hipotéticas de barragens de rejeitos são, na prática, realizados com pouca ou nenhuma consideração física e fenomenológica do problema. Uma vez que a tensão de escoamento dos rejeitos é representada pela resistência residual dos rejeitos liquefeitos, fica evidente que as características geotécnicas de estado e resistência ao cisalhamento do material são dependentes das condições específicas de cada estrutura. A este fato pode-se atribuir as grandes dispersões apresentadas nas regressões propostas por Rico *et al.* (2008).

Deste modo, a metodologia desenvolvida no âmbito deste trabalho foi dividida em duas partes, entendidas como necessárias à completa caracterização física do problema. A primeira parte procurou englobar aspectos geotécnicos nos estudos de rupturas, de maneira a permitir a avaliação do impacto de diferentes métodos de disposição.

Isto posto, o foco do trabalho situou-se entorno da avaliação do fenômeno de saída dos rejeitos do reservatório (modo de falha) e da determinação das propriedades reológicas dos rejeitos rompidos, face às condições de contorno que cada tipo de estrutura de disposição impõe.

Os principais fatores explorados no desenvolvimento da metodologia proposta são:

- Determinação do estado físico dos rejeitos no reservatório;
- Volume e geomorfologia da ruptura;
- Propriedades reológicas dos rejeitos depositados e do fluxo de rejeitos.

Acredita-se que o desenvolvimento de um modelo fisicamente embasado seja insuficiente para a completa determinação do hidrograma de ruptura das estruturas, face à alta complexidade do fenômeno de ruptura. Desta maneira, a metodologia desenvolvida procurou englobar dados estatísticos de históricos de rupturas de barragens de rejeitos como forma de determinar parâmetros complexos como, por exemplo, a largura da brecha formada no barramento durante a ruptura. Uma vez determinadas as propriedades geométricas e reológicas da ruptura da estrutura, específicas pra cada caso, pode-se proceder o estudo da propagação da onda de rejeitos à jusante, de maneira a avaliar os possíveis impactos.

Conforme relatado no 2.5.4, existem diversos modelos matemáticos desenvolvidos para a propagação do hidrograma de ruptura a jusante, com a consideração das forças viscosas no equacionamento. Dentre os softwares disponíveis destaca-se o Flo-2D, cuja interface permite a consideração da variação da reologia ao longo do hidrograma e análise bidimensional. A limitação do uso destes softwares para o estudo das rupturas consiste na falta de metodologias para a determinação do hidrograma efluente da ruptura de barragens de rejeitos, sendo que, mesmo com a consideração das forças viscosas, é comum a utilização de modelos empíricos baseados em rupturas de barragens de água para a determinação do hidrograma.

Dentro deste contexto destaca-se o modelo matemático de Hungr (1995), desenvolvido nas ferramentas DAN-W e DAN-3D. O modelo de Hungr (1995), originalmente programado para a modelagem de fluxo de detritos (“Debris Flows”) equaciona a solução de Saint-Venant em coordenadas lagrangeanas, de modo que, diferentemente dos modelos de propagação de ondas, é possível incorporar características morfológicas da ruptura no modelo. No âmbito deste trabalho foram realizadas análises com a ferramenta DAN-W, de maneira a avaliar os hidrogramas de ruptura resultantes do fluxo de rejeitos para variação da reologia e da geometria do problema.

A aplicação da primeira parte da metodologia desenvolvida requer o conhecimento de uma série de propriedades geotécnicas e reológicas dos rejeitos. A segunda etapa metodológica deste trabalho procurou avaliar, em laboratório, técnicas de determinação das propriedades dos rejeitos, de maneira a comparar os resultados e verificar a melhor prática para a determinação dos resultados.

Para a caracterização geotécnica dos rejeitos foram realizados os seguintes ensaios:

- Microscopia eletrônica de varredura;
- Massa específica dos grãos;
- Análise granulométrica;
- Limites de consistência (LL e LP);
- Índice de vazios máximo e mínimo;
- Compactação Proctor Normal.

A reologia é uma importante propriedade para projetos geotécnicos de disposição de rejeitos. Em função da dificuldade de obtenção das propriedades reológicas em laboratório, historicamente, projetos de disposição de rejeitos negligenciam sua determinação. Conforme relatado no item 2.4.3.3 existem diversos ensaios reométricos para a determinação das propriedades reológicas dos rejeitos. No âmbito deste trabalho foram realizados os seguintes ensaios reológicos:

- Slump Test;
- Mini Vane Test;
- Flume test;
- Viscosímetro coaxial de palheta.

3.1 PROPOSTA DE METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE RUPTURAS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS

Este item aborda a proposta de metodologia desenvolvida no âmbito deste trabalho para avaliação do fenômeno de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos.

3.1.1 Introdução

As dificuldades envolvidas no desenvolvimento de estudos de rupturas de barragens de rejeitos estão associadas em parte à incompreensão dos fenômenos geotécnicos da ruptura. O desenvolvimento da metodologia proposta procurou incorporar aspectos geotécnicos para fundamentar a compreensão do fenômeno. Por outro lado, foi verificado que existem diversos fatores externos ao problema, cuja determinação foge à capacidade de racionalização e equacionamento.

Como forma de contornar os problemas “intangíveis” e permitir a avaliação do fenômeno foi desenvolvido um estudo dos históricos de rupturas de barragens de rejeitos, com o intuito de avaliar o desenvolvimento do fenômeno observado em casos reais de ruptura e permitir o estabelecimento de relações empíricas específicas para rejeitos.

Dentro do histórico de rupturas avaliado foram identificados ao todo 267 casos, reportados em diversos trabalhos científicos e, em casos mais recentes, na mídia nacional e internacional. Foi verificado que na maioria dos casos analisados os dados

históricos disponíveis são incompletos. Nesse sentido foi realizado um esforço bibliográfico amplo de modo a procurar a complementação de dados específicos normalmente não tabelados como, por exemplo, a largura da brecha formada no maciço da barragem. A tabela resumo do histórico de rupturas realizado encontra-se apresentada no Apêndice D. No Apêndice C são encontradas as descrições de 16 casos reportados, cujo registro dos fatos encontra-se mais completo e coeso. A descrição detalhada dos casos apresentados no Apêndice C permitiu a avaliação do fenômeno das rupturas desenvolvidas fornecendo subsídios à compreensão dos modos de falha e evolução do fenômeno de ruptura de barragens de rejeitos.

Conforme mencionado a primeira parte da metodologia proposta procura trabalhar três fatores da ruptura, são eles: determinação do estado físico dos rejeitos, do volume de ruptura e das propriedades reológicas dos rejeitos depositados e em fluxo. A determinação dos fatores em análise deve ser realizada em etapas, em função da dependência de dados de entrada de cada etapa em relação aos parâmetros de estado dos rejeitos depositados. A Figura 3.1 apresenta a sequência de aplicação da metodologia.

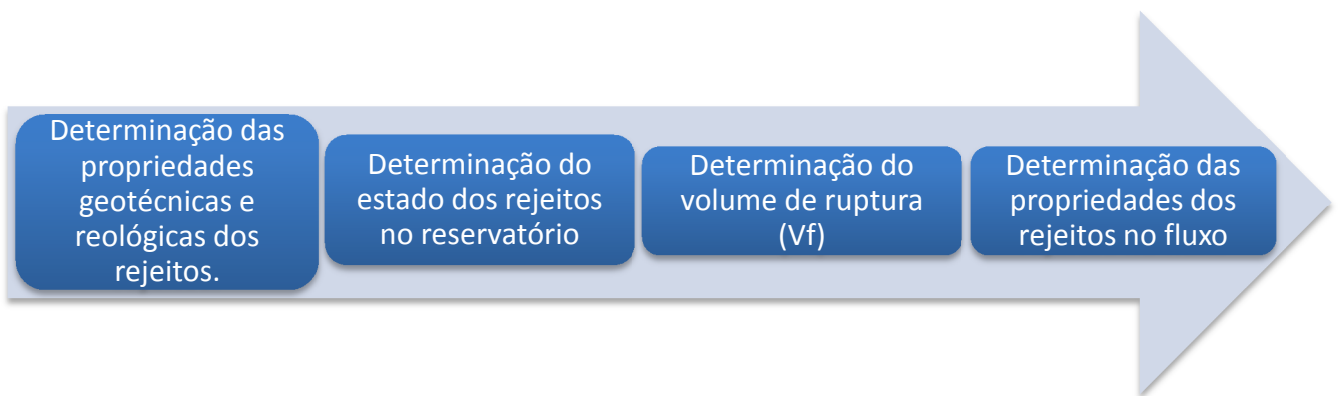


Figura 3.1 - Sequência de aplicação da metodologia desenvolvida.

A Figura 3.2 apresenta o fluxograma detalhado de desenvolvimento da metodologia, contendo os principais passos a serem realizados.

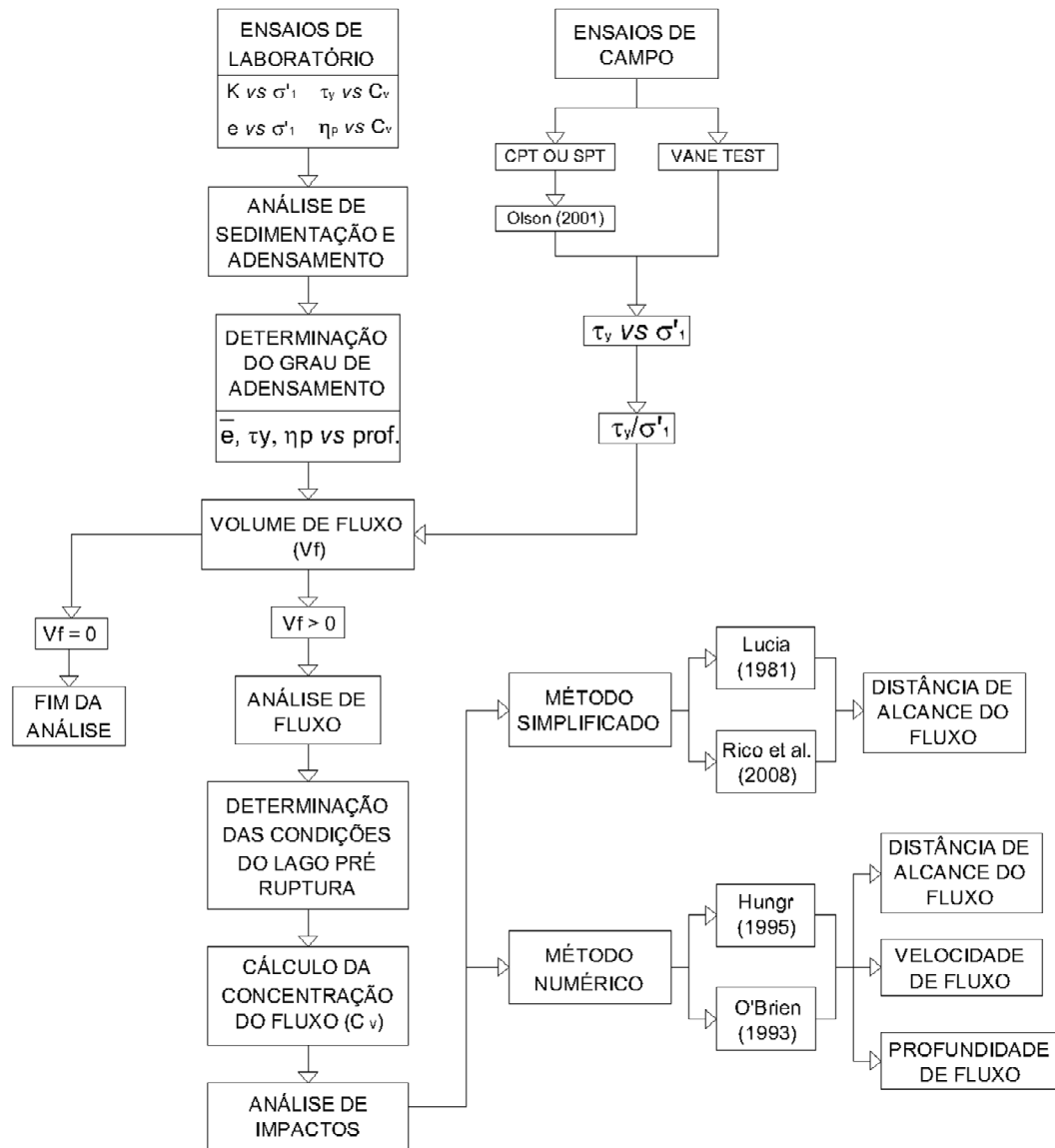


Figura 3.2 - Fluxograma detalhado de aplicação da metodologia.

Os itens subsequentes descrevem o passo a passo a ser realizado.

3.1.2 Determinação do estado físico dos rejeitos depositados

Conforme apresentado no item 2.4, o estado de compactação é o aspecto geotécnico mais importante no que diz respeito ao desenvolvimento de propriedades mecânicas de resistência ao cisalhamento em meios granulares. Os rejeitos de mineração, por serem materiais granulares, tem suas propriedades geotécnicas também dependentes do estado da massa, comumente mensurado através do índice de vazios (e).

Uma vez depositados, os rejeitos sofrem processos de sedimentação e adensamento por peso próprio, conforme descrito no item 2.4.1. A compreensão dos processos físicos de alteração do estado dos rejeitos pertinente a cada método de disposição tem, portanto, importante papel na determinação do estado do rejeito adensado nas estruturas. A Figura 3.3 apresenta um esquema da evolução da disposição dos rejeitos em um reservatório.

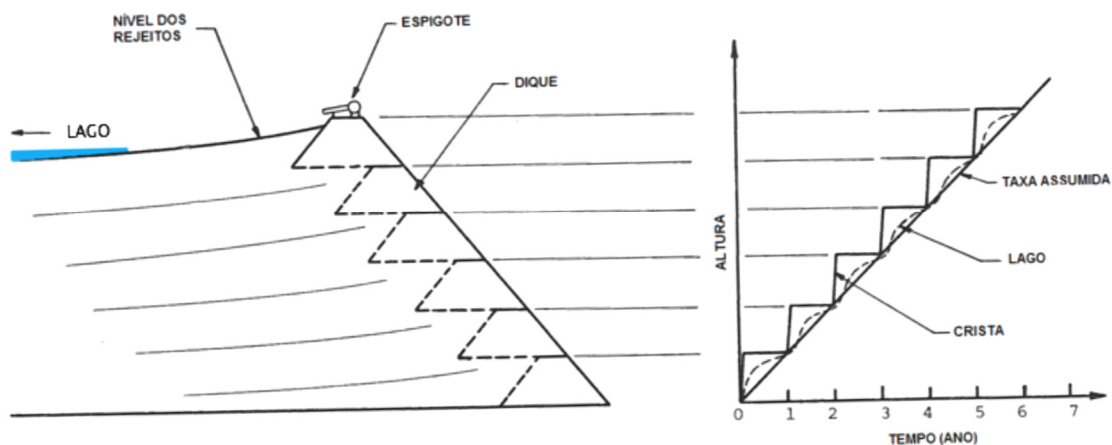


Figura 3.3 - Esquema de enchimento de reservatório de barragem e taxa de alteamento desenvolvida (adaptado de BRYANT *et al.* 1983).

O gráfico de H vs t apresentado na Figura 3.3 pode ser construído através das relações cota vs volume do reservatório e do calendário de disposição dos rejeitos planejado para a estrutura. Uma vez calculada a taxa de carregamento da estrutura deve-se determinar as leis de compressibilidade (Equação 2.5) e permeabilidade (Equação 2.6) através de ensaios de laboratório, de modo a subsidiar análises de adensamento à grandes deformações.

Para o desenvolvimento da análise de adensamento à grandes deformações pode-se utilizar softwares como o CONDES, FSCONSOL ou qualquer outra ferramenta similar em que a Equação 2.4 seja solucionada.

A Figura 3.4 apresenta um gráfico típico de evolução do índice de vazios vs profundidade de um reservatório durante o enchimento, simulado em 8 ciclos por Lima & Oliveira-Filho (2002). É possível observar a evolução do índice de vazios no tempo,

função da taxa de alteamento e das propriedades de compressibilidade e permeabilidade dos rejeitos no reservatório.

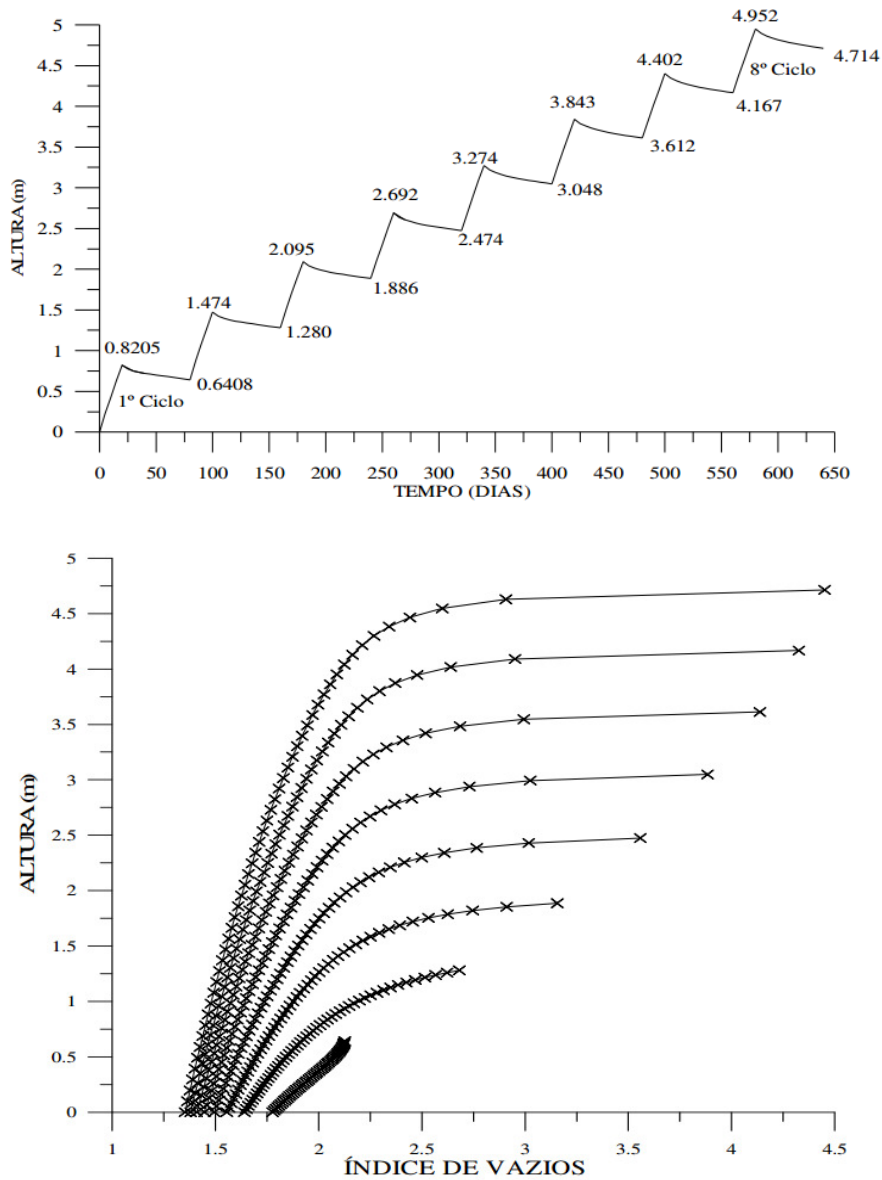


Figura 3.4 - Evolução do índice de vazios em função da profundidade e tempo (LIMA & OLIVEIRA-FILHO, 2002).

Através da análise do desenvolvimento do adensamento dos rejeitos no reservatório é possível calcular o grau de adensamento médio “U” e o índice de vazios médio (\bar{e}) do reservatório em cada instante da disposição, parâmetros estes essenciais para a determinação do volume de ruptura.

3.1.3 Volume e Geomorfologia da Ruptura

Conforme discutido no item 2.5.2, durante um evento de ruptura de barragem de rejeito, normalmente, o volume expelido do reservatório se situa entre 30% e 50% do volume total reservado (Tabela 2.12) e, em muitos casos chega a 100% desse volume.

A geometria do reservatório (Figura 2.41), as condições topográficas à montante e o estado dos rejeitos no reservatório tem influência direta no desenvolvimento da ruptura regressiva desenvolvida para montante.

Morgenstern e Gibson (1948) construíram um ábaco para o cômputo do ângulo ($i_{estável}$) que se desenvolve no caso de uma ruptura em um maciço de argila normalmente adensada, assumindo a estabilização da ruptura no interior do reservatório quando a massa atinge $F.S=1$ para a resistência disponível. O método utilizado é aplicável aos rejeitos uma vez que o comportamento da massa disposta se aproxima do estado normalmente adensado, sendo a resistência ao cisalhamento não drenado dependente do estado de tensão efetivo existente na massa. A Figura 3.5 apresenta o ábaco desenvolvido por Morgenstern e Gibson (1948) com um esquema de seção transversal da ruptura.

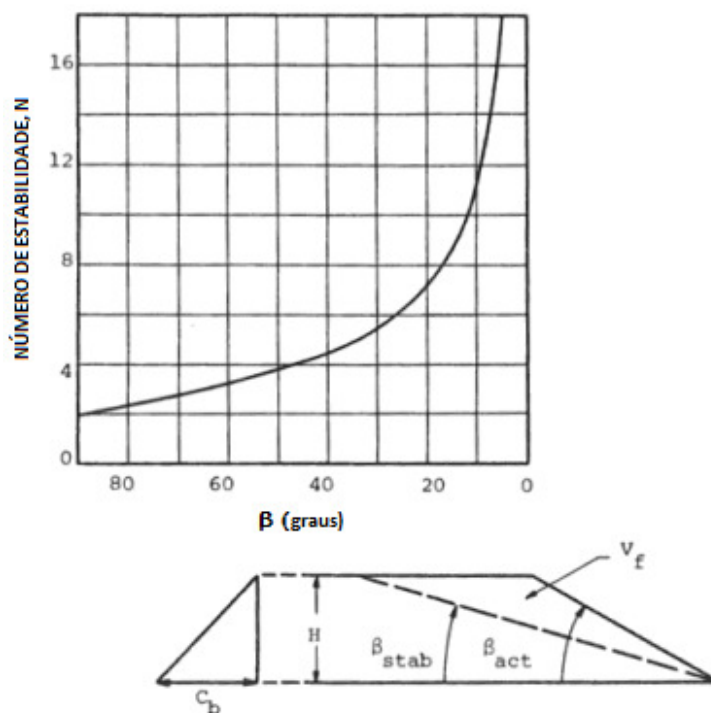


Figura 3.5 - Ábaco de para estabilidade pós-ruptura em argilas normalmente adensadas. (adaptado de MORGENSTERN e GIBSON, 1948)

Para a utilização do ábaco da Figura 3.5 é necessário o cálculo do Número de estabilidade (N), dado pela Equação 3.1.

$$N = \frac{\gamma}{\bar{U} \cdot \gamma' \left(\frac{Su_{LIQ}}{\sigma'v} \right)} \quad (3.1)$$

em que:

- γ é o Peso específico do rejeito [kN/m^3];
- γ' é o Peso específico submerso dos rejeitos [kN/m^3];
- \bar{U} é o Grau de adensamento médio dos rejeitos [%];
- $\frac{Su_{LIQ}}{\sigma'v}$ é a razão de resistência ao cisalhamento dos rejeitos liquefeitos.

O grau de adensamento médio dos rejeitos é obtido através da análise de adensamento à grandes deformações realizada. Para a sistematização da metodologia foi realizado um ajuste no ábaco de Morgenstern e Gibson, conforme apresentado na Figura 3.6.

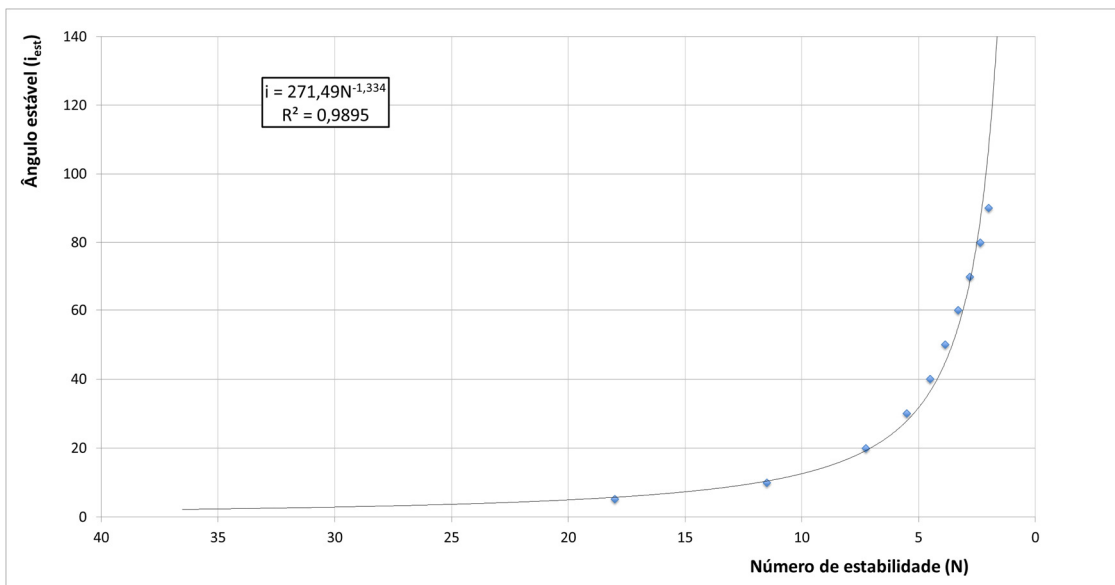


Figura 3.6 - Ajuste do realizado no ábaco de Morgenstern e Gibson.

Através do cálculo do ângulo de estabilização dos rejeitos dentro do reservatório pode-se estimar o volume de ruptura pelas relações geométricas propostas por Blight (2010), que aproximam a geometria da ruptura em planta à uma elipse conforme apresentado na Figura 2.36.

A área da ruptura (A) pode ser estimada através da Equação 3.2.

$$A = \pi . a . b \quad (3.2)$$

Na qual “a” e “b” são eixos da elipse de ruptura.

O volume de ruptura pode ser estimado através da Equação 3.3.

$$V_r = \frac{A.H}{2} \quad (3.3)$$

Na qual “H” é a altura da barragem e “A” é a área da elipse de ruptura calculada pela Equação 3.2.

Através Figura 2.36 da pode-se observar que o parâmetro “a” da elipse é dependente da altura da barragem (H), do ângulo do talude da barragem (α) e do ângulo de estabilização dos rejeitos dentro do reservatório. A dificuldade da estimativa do parâmetro “b” da geometria da ruptura motivou a avaliação da geometria das rupturas observadas nos casos históricos. A escassez de dados detalhados nos casos históricos fez com que apenas 10 dos 267 casos pudessem ter a geometria de ruptura dentro do reservatório avaliada. A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos dados de geometria das rupturas avaliados.

Na Tabela 3.1 está também apresentada a estimativa do volume da ruptura através das Equações 3.2 e 3.3. É possível observar que a equação apresentou boa previsão em alguns casos como Merriespruit e Mochikoshi, em outros casos como Mount Polley, Kollontár e Bafokeng o volume estimado é menor do que o volume reportado de ruptura. A diferença pode ser associada ao volume de água no lago previamente a ruptura, que não é computado pela Equação 3.3 e é contabilizado nos cálculos de volume de material expelido reportados. No caso de Mount Polley, por exemplo, a estimativa de água no lago, no momento de ruptura, foi de 10,6Mm³.

Tabela 3.1 - Dados históricos de ruptura – Geometria estimada da ruptura

BARRAGEM	TIPO DE REJEITO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	CAUSA DA RUPTURA	COMPRIMENTO DA RUPTURA (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA (b) [m]	PARÂMETRO DE ASPECTO (a/b)	VOLUME EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m ³]	VOLUME ESTIMADO DE RUPTURA [m ³]
Mount Polley , Canadá (2014)	Ouro	60,0	Ruptura de fundação por cisalhamento	1300	750	0,58	25.000.000,00	22.972.896,28
Barragem B1, Brasil (2014)	Ferro	61,5	Cisalhamento Elevação freática	310	210	0,68	-	1.572.229,68
Kolontár, Hungria (2010)	Bauxita	22,0	Cisalhamento	270	160	0,59	900.000,00	373.221,21
Tapo Canyon, EUA (1994)	Agregado	24,0	Terremoto	140	105	0,75	-	138.544,24
Merriespruit, África do Sul (1994)	Ouro	31,0	Cisalhamento Elevação freática	300	180	0,60	600.000,00	657.378,26
Saaiplaas - África do Sul (1993)	Ouro	28,0	Taxa de alteamento excessiva	230	140	0,61	140.000,00	354.057,49
Bafokeng, África do Sul (1974)	Platina	20,0	Percolação	650	350	0,54	3.000.000,00	1.786.780,82
Mochikoshi No. 1, Japão (1978)	Ouro	28,0	Terremoto	150	106	0,71	80.000,00	87.414,82
Mochikoshi No. 2, Japão (1978)	Ouro	19,0	Terremoto	55	30	0,55	3.000,00	6.479,53
El Cobre Old Dam, Chile (1965)	Cobre	35,0	Terremoto	430	321	0,75	1.950.000,00	1.900.000,00

A partir do resumo de dados apresentado na Tabela 3.1 procurou-se identificar alguma relação entre o comprimento e a largura da ruptura. O gráfico da Figura 3.7 apresenta a melhor relação obtida entre a largura e o comprimento da ruptura. O ajuste realizado foi na forma de potência, e pode ser visualizando na Figura 3.7.

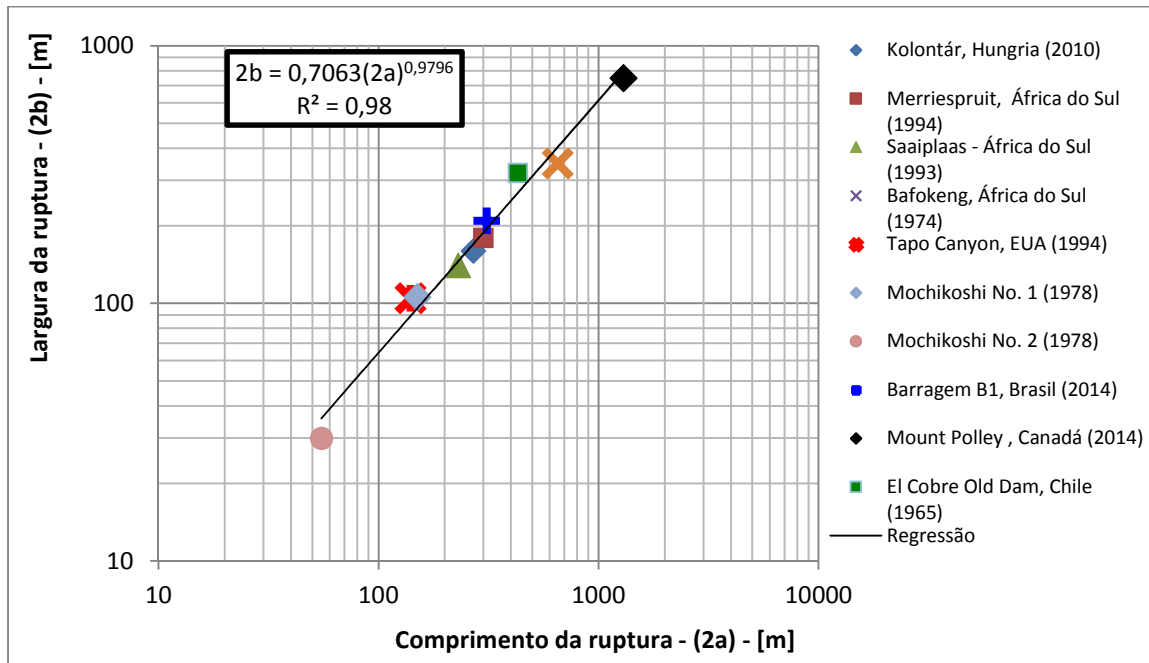


Figura 3.7 - Relação entre a largura e o comprimento da ruptura dentro do reservatório.

Levando-se a Equação 3.2 à Equação 3.3 e lançando-se mão da regressão realizada no ábaco de Morgenstern e Gibson obtém-se a relação apresentada na Equação 3.4.

$$V_f = 0,25 \cdot \pi \cdot b \cdot H^2 \cdot [\cot(271,49 \cdot N^{-1,334}) + \cot \alpha] \quad (3.4)$$

em que:

- b é a largura da ruptura dentro do reservatório[m];
- H é a altura da barragem [m];
- N é o parâmetro de estabilidade, dado pela Equação 3.1;
- α é o ângulo do talude da estrutura antes da ruptura [°];

Através da Equação 3.4 e da regressão obtida no gráfico da Figura 3.7 pode-se estimar o volume de ruptura em função da resistência dos rejeitos, do grau de adensamento, do ângulo do talude da estrutura, do peso específico saturado dos rejeitos, da altura da barragem e do parâmetro “b”, que representa a extensão lateral da ruptura.

É importante comentar que o cálculo proposto tende a superestimar o volume de material, uma vez que é assumido que o ângulo do talude da barragem é rebatido do pé para montante, assumindo que toda a altura da barragem será rebaixada, sem nenhum efeito de contenção lateral dos rejeitos expelidos para jusante. Uma vez que todos os cálculos foram realizados deve-se verificar a compatibilidade entre o comprimento da ruptura regressiva calculado e a geometria do reservatório, conforme já discutido no item 2.5.1.1 e apresentado na Figura 2.41.

A Figura 3.8 apresenta um gráfico contendo a relação entre os volumes expelidos do reservatório e os volumes estocados antes da ruptura. No gráfico são plotados os dados dos 50 casos históricos em que se encontravam disponíveis os dados, além da regressão proposta por Rico *et al.* (2008) e a reta ($V_f=V_t$), considerada limite superior, representando os casos de barragens de água, em que todo o volume é expelido do reservatório. É possível observar que para os 50 casos históricos pesquisados há maior dispersão em relação à regressão de Rico *et al.* (2008) que trabalharam com 29 casos históricos.

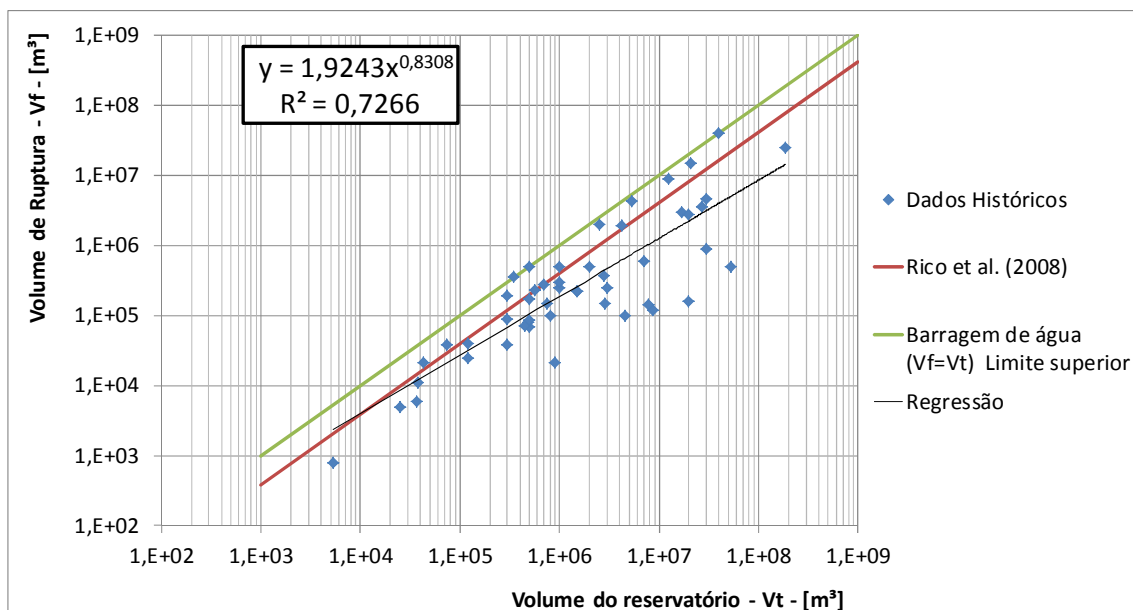


Figura 3.8 - Relação entre volume total estocado (V_t) e volume de ruptura (V_f).

Apesar das relações estatísticas propostas por Rico *et al.* (2008) e neste trabalho apresentaram valores de r^2 razoáveis, através da Figura 3.8 é possível observar que, para alguns casos, o erro de previsão poderia chegar a até duas ordens de grandeza. Acredita-se que, com a metodologia desenvolvida, seja possível avaliar os volumes de

ruptura da estrutura com menores incertezas, evitando erros discrepantes que atingem mais de uma ordem de grandeza.

3.1.4 Propriedades reológicas do fluxo de rejeitos

Uma vez determinado o volume de ruptura dos rejeitos deve-se mensurar o volume de água sobrenadante presente no lago no momento da ruptura. Conforme discutido no item 2.5.1.1 e apresentado na Figura 2.42, o volume de água presente no reservatório no momento da ruptura tem relação direta com o modo de falha que dá gatilho à ruptura. Para rupturas ocasionadas por galgamento o volume de água presente no lago no momento da ruptura tende a ser maximizado. Neste cenário de ruptura devem ser levadas a cabo análises hidrológicas para determinação do hidrograma afluente ao reservatório no caso de uma cheia de projeto. Para rupturas desencadeadas por fenômenos de instabilidade dos taludes ou “piping” é razoável considerar o volume de água presente no reservatório no momento da ruptura igual ao volume referente à elevação do N.A normal.

Uma vez determinado o volume do lago (V_w) e o volume de ruptura (V_f) e tendo posse das relações reológicas constitutivas dos rejeitos (τ_y vs C_v e η_p vs C_v) é possível estimar as propriedades reológicas do fluxo de rejeitos para diferentes cenários. A Figura 3.9 apresenta um esquema da ruptura dos rejeitos no reservatório em seção transversal, onde é possível observar a representação do volume do lago e do volume de ruptura.

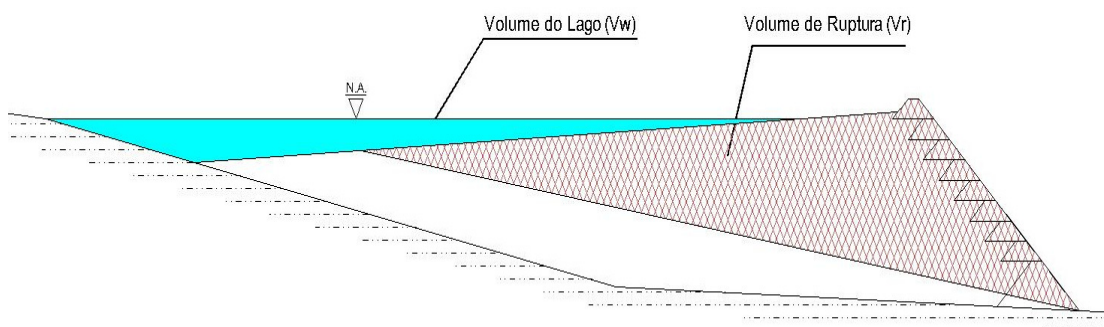


Figura 3.9 - Esquema representativo dos volumes de ruptura e do lago no momento da ruptura.

Assumindo como hipótese que todos os rejeitos envolvidos na ruptura encontram-se saturados pode-se expressar o volume de ruptura de acordo com a Equação 3.5.

$$V_r = V_{sr} + V_{wr} \quad (3.5)$$

em que:

- V_r = volume de ruptura dos rejeitos;
- V_{sr} = volume de sólidos de rejeitos na ruptura;
- V_{wr} = volume de água presentes nos vazios do rejeito;

O volume de ruptura pode ser reescrito na forma expressa pela Equação 3.6.

$$V_r = V_{sr} + \bar{e} V_{sr} = V_{sr}(\bar{e} + 1) \quad (3.6)$$

em que:

- \bar{e} = índice de vazios médio da massa de rejeitos rompida;

Durante o evento de ruptura, além da massa rompida, toda a água presente no lago é expelida do reservatório, podendo o volume total de ruptura ser expresso pela Equação 3.7.

$$V = V_r + V_w \quad (3.7)$$

em que:

- V = volume total expelido do reservatório;
- V_r = volume de ruptura dos rejeitos;
- V_w = volume de água presente no lago no momento da ruptura.

Levando-se a Equação 3.6 à Equação 3.7 pode-se reescrever o volume total na forma da Equação 3.8:

$$V = V_{sr}(\bar{e} + 1) + V_w \quad (3.8)$$

Para mensurar o efeito da mistura da água do lago na variação das propriedades reológicas da massa de rejeitos expelida do reservatório utilizar-se-á o teor de sólidos volumétrico (C_v) expresso pela Equação 2.1. Antes da mistura da água do lago pode-se

calcular o valor do teor de sólidos médio dos rejeitos adensados no reservatório de acordo com a Equação 3.9.

$$\overline{Cv}_o = \frac{Vs}{V} = \frac{Vsr}{Vsr(\bar{e}+1)} = \frac{1}{(\bar{e}+1)} \quad (3.9)$$

em que:

- \overline{Cv}_o = Teor de sólidos volumétrico médio da massa rompida antes da mistura com a água do lago.

Após a mistura da água do lago ocorre a diluição progressiva da massa de rejeitos, sendo o teor de sólidos volumétrico da mistura representado pela Equação 3.10.

$$\overline{Cv}_f = \frac{Vs}{V} = \frac{Vsr}{Vsr(\bar{e}+1)+V_{LAGO}} \quad (3.10)$$

em que:

- \overline{Cv}_f = Teor de sólidos volumétrico médio da massa expelida após a mistura com a água do lago.

Fazendo-se a razão do teor de sólidos volumétrico após a mistura em relação ao teor de sólidos inicial:

$$\frac{\overline{Cv}_f}{\overline{Cv}_o} = \frac{\frac{Vsr}{Vsr(\bar{e}+1)+V_{LAGO}}}{\frac{Vsr}{Vsr(\bar{e}+1)}} = \frac{Vsr(\bar{e}+1)}{Vsr(\bar{e}+1)+V_{LAGO}} = \frac{Vr}{Vr+V_{LAGO}}$$

Logo,

$$\overline{Cv}_f = \left(\frac{Vr}{Vr+V_{LAGO}} \right) \overline{Cv}_o$$

$$\overline{Cv}_f = \left(\frac{Vr}{Vr+V_{LAGO}} \right) \frac{1}{(\bar{e}+1)}$$

Assumindo a Equação 3.11:

$$R = \left(\frac{Vr}{Vr+V_{LAGO}} \right) \quad (3.11)$$

Chega-se à Equação 3.12 que descreva o teor de sólidos médio dos rejeitos em fluxo ($\overline{Cv_f}$).

$$\overline{Cv_f} = \frac{R}{(\bar{e} + 1)} \quad (3.12)$$

em que:

- \bar{e} = índice de vazios médio da massa de rejeitos rompidos;
- R = parâmetro adimensional dado pela Equação 3.11.

O parâmetro “R” pode ser denominado “razão da mistura” da massa de rejeitos rompida e a água do lago, e varia de zero, quando o volume de água no reservatório é infinitamente maior que o volume de ruptura, a um, quando a estrutura não apresenta lago.

O parâmetro R pode ser compreendido como um indicativo do potencial dano que uma ruptura pode causar. Analisando a tabela do histórico de dados (Apêndice D) é possível observar que, no caso da ruptura da barragem de Mount Polley, o volume de água presente no lago no momento da ruptura era igual a 10,6Mm³, sendo o volume de ruptura de rejeitos estimado em 14,4Mm³, o que fornece um parâmetro R=0,58. Imagens e vídeos do fluxo dos rejeitos de Mount Polley mostraram que um parâmetro R=0,58 tem potencial de permitir diluição suficiente para que os rejeitos atinjam grandes distâncias como fluidos de baixa viscosidade. A Figura 3.10 ilustra situações em estruturas de disposição de rejeitos com possíveis parâmetros R visivelmente diferentes.

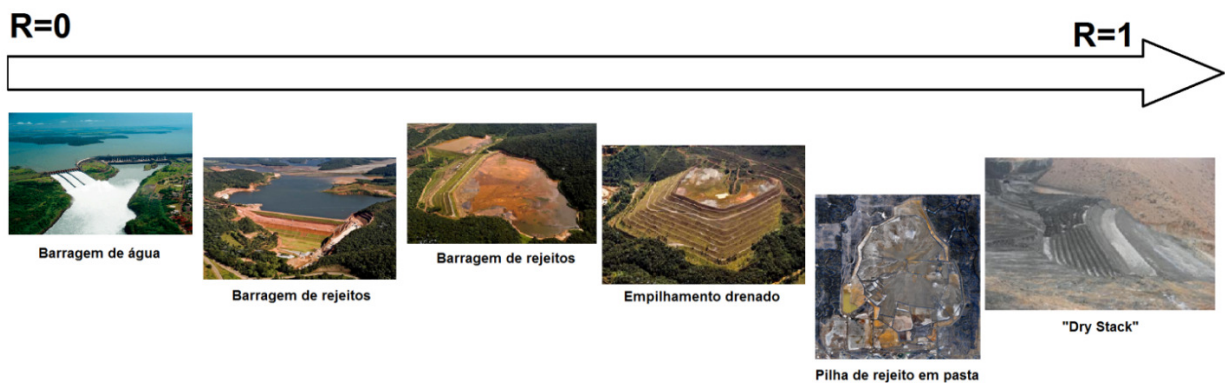


Figura 3.10 - Ilustração da variação do parâmetro R para diferentes tipos de estruturas de disposição de rejeitos

À partir da Figura 3.10 é possível observar que as tecnologias alternativas de disposição de rejeitos tendem a ter parâmetros R próximos de 1, transparecendo o reduzido risco de ruptura dessas estruturas em relação à disposição em barragens.

A Equação 3.12 mensura o teor de sólidos médio do rejeito expelido após a mistura, entretanto, durante o processo de ruptura, a saída de rejeitos e água não acontece de maneira constante. Assim, é natural que o teor de sólidos volumétrico dos rejeitos varie no tempo, constituindo um processo complexo de difícil equacionamento. Isto posto, deve-se entender o parâmetro R como um indicativo do risco da ruptura, podendo este ser usado para estimativa das propriedades reológicas, em função da simplicidade de seu cálculo tendo em vista a complexidade do fenômeno. O parâmetro R poderia também ser utilizado para defender tecnologias alternativas de disposição em termos de custo, uma vez que o ele consiste em uma ferramenta que mensura o risco de cada estrutura.

4 ANÁLISES DINÂMICAS DAS RUPTURAS A PARTIR DA METODOLOGIA PROPOSTA

4.1 Introdução

Dentre os desafios associados à compreensão e descrição do fenômeno da ruptura de barragens de rejeitos a definição do hidrograma efluente à barragem pode ser considerado um dos mais importantes. A precisão da estimativa da magnitude da vazão de pico e a forma do hidrograma efluente da ruptura apresenta influência direta na resposta da modelagem de propagação da onda de ruptura para jusante. Conforme discutido em rupturas de barragens cujo reservatório contém água é comum a consideração da erosão do maciço como fator controlador da saída de água durante um evento de ruptura por galgamento. Dentre os métodos existentes para a avaliação do hidrograma efluente de rupturas de barragens de água identificou-se a largura final da brecha como um dos parâmetros mais importantes, uma vez que o espaço aberto no corpo da barragem trabalha como condição de contorno à saída da água.

Através da revisão de casos históricos realizada (Apêndice C), pôde-se observar que para as barragens de rejeitos a formação de brecha no barramento também ocorre, entretanto, a maneira como o fenômeno se desenvolve não é igual ao observado nos casos históricos de rupturas de barragens de retenção de água. A partir do resumo de casos históricos de rupturas de barragens de rejeitos apresentado no Anexo D foram consolidados os dados dos casos em que estivesse disponível a largura final da brecha formada na barragem. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta a consolidação das rupturas com informações de largura da brecha formada.

A partir do histórico levantado foram realizadas comparações entre as larguras de brecha formadas em barragens de rejeitos e as relações apresentadas na bibliografia, as quais foram construídas estatisticamente com dados de rupturas de barragens de retenção de água. O gráfico da Figura 4.1 apresenta a comparação entre os dados observados e as relações propostas por Froelich (2008) entre largura final da brecha e volume de ruptura, que indicam a inadequação da aplicação desta formulação empírica.

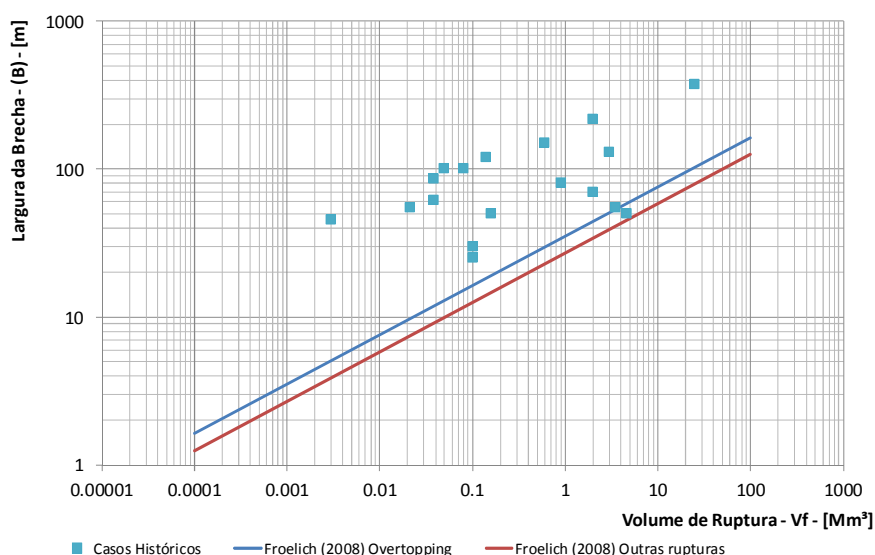


Figura 4.1 - Comparação da relação entre a largura final da brecha e volume de ruptura para com as relações de Froelich (2008)

Tabela 4.1 - Resumo dos casos históricos de rupturas de barragens de rejeitos com informação de largura final da brecha

ANO	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	MATERIAL MACIÇO	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]
2014	Mount Polley, British Columbia, Canada	Rejeito	Ouro	60	25.000.000,00	370
2012	Gullbridge mine, Newfoundland, Canada	-	Cobre	7	100.000,00	30
2010	Kolontár, Hungria	Rejeito	bauxita	22	900.000,00	80
2007	S. Francisco, Mirai, Brasil	Rejeito	bauxita	30	2.000.000,00	70
2004	Partizansk, Primorski Krai, Russia	-	Cinzas de carvão		160.000,00	50
2000	Baia Mare, Romania	Rejeito	Ouro	7	100.000,00	25
1998	Los Frailes, Seville, Spain	Rejeito	Zinco, Cobre, Chumbo e Prata	27	4.600.000,00	50
1995	Placer Bay, Surigao del, Philippines	Solo Compactado	Ouro	17	50.000,00	100
1994	Tapo Canyon, EUA	-	Areia e Pedregulho	24	-	60
1994	Merriespruit, nr Virginia, África do Sul	Rejeito	Ouro	31	600.000,00	150
1993	Saaiplaas - África do Sul	Rejeito	Ouro	-	140.000,00	120
1991	Iron Dyke, Sullivan Mine, Kimberley, BC, Canada	-	Chumbo, cobre	21	75.000,00	300
1989	Stancil, Maryland, USA	Solo Compactado	Areia e Pedregulho	9	38.000,00	85,3
1981	Balka Chuficheva, Russia	Rejeito	Ferro	25	3.500.000,00	55
1980	Phelps-Dodge, USA	Rejeito	Cobre	66	2.000.000,00	215
1978	Arcturus, Zimbabwe	Rejeito	Ouro	25	21.100,00	55
1974	Bafokeng, África do Sul	Rejeito	Platina	20	3.000.000,00	130
1974	Deneen Mica Yancey County, USA	Rejeito arenoso ciclonado	mica	18	38.000,00	61
1978	Mochikoshi No. 1	Rejeito	Ouro	28	80.000,00	100
1978	Mochikoshi No. 2,	Rejeito	Ouro	19	3.000,00	45

Através da Tabela 4.1 é possível observar que, para um dado volume de ruptura, a brecha formada para rejeitos mostrou-se sistematicamente maior em relação à brecha formada em barragens de retenção de água. Esse fato pode ser explicado pela menor resistência à erosão dos rejeitos e as maiores tensões de cisalhamento causadas pelo arraste do fluxo concentrado de rejeitos durante a saída do reservatório, se comparado com a água. A Figura 4.2 apresenta a comparação dos dados históricos observados com as relações do USBR (1988) e Von Thun e Gillete (1990) (para reservatórios menores e maiores que $1,23 \times 10^6 \text{ m}^3$).

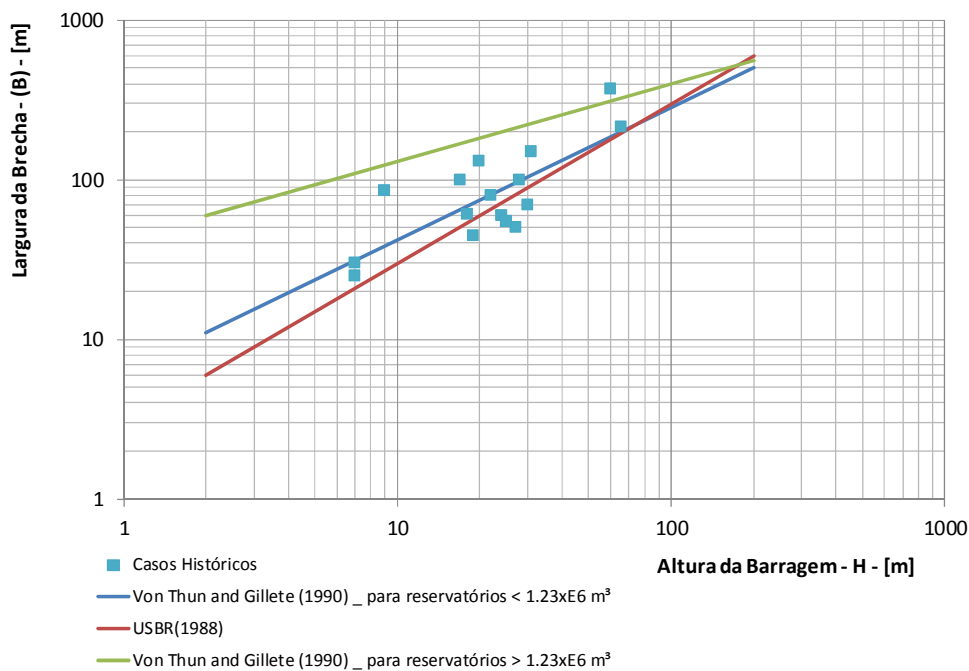


Figura 4.2 - Comparação da relação entre a largura final da brecha e a altura da barragem com as relações disponíveis na literatura.

Através de uma análise da Figura 4.2 é possível observar também a tendência de maiores brechas para as barragens de rejeitos, em relação às observadas para barragens de água com alturas semelhantes. É interessante observar que quase todos os resultados situaram-se abaixo da relação de Von Thun and Gillete (1990) (para reservatórios maiores que $1,23 \times 10^6 \text{ m}^3$). Em uma análise da **Erro! Fonte de referência não encontrada.** é possível observar que apenas 6 dos 20 casos analisados possuem volume de ruptura maior que $1,23 \times 10^6 \text{ m}^3$.

As análises realizadas permitiram observar que a grande maioria das brechas formadas em barragens de rejeitos têm largura em torno de 100m, com uma relação de largura visivelmente ligada à altura inicial da barragem.

No âmbito deste trabalho, para a avaliação do comportamento de saída dos rejeitos através da brecha, foram realizados modelos com a utilização da ferramenta DAN-W. O uso do DAN-W apresenta a vantagem da incorporação de aspectos geométricos da ruptura no modelo, uma vez que o equacionamento do modelo incorpora a solução das equações de Saint-Venant para a geometria do problema discretizada em lamelas, através de uma solução em coordenadas lagrangeanas.

A Figura 4.3 apresenta um esquema simplificado da geometria do modelo construído. Através do esquema é possível observar os parâmetros geométricos do modelo realizado, assemelhando-se, simplificada, às condições de ruptura de uma barragem de rejeitos.

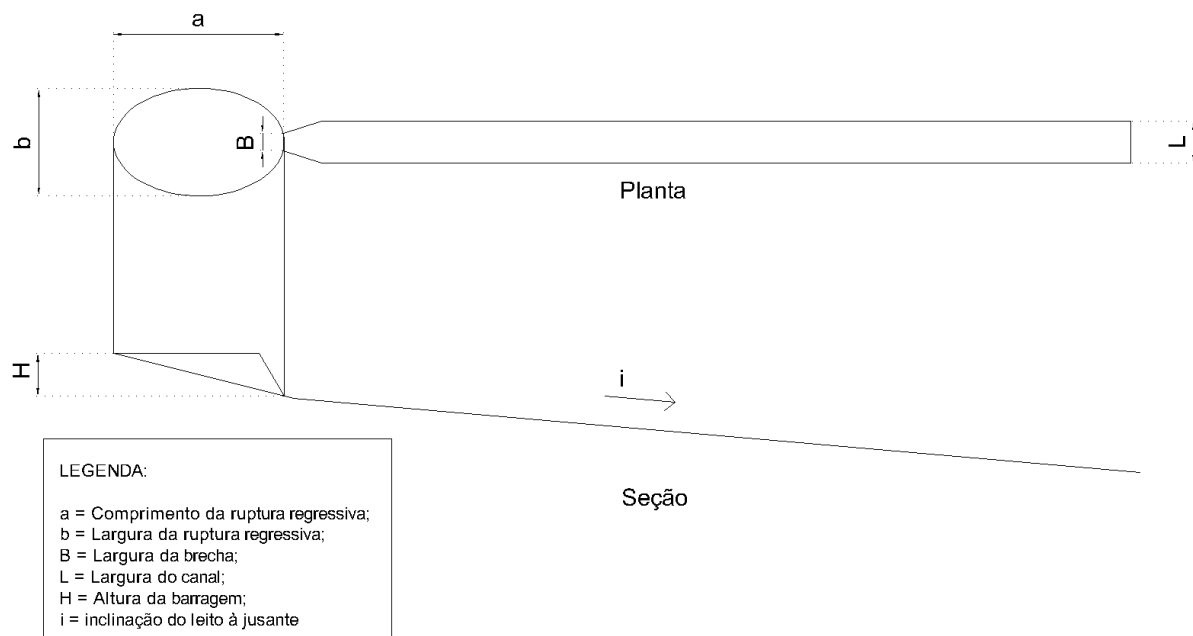


Figura 4.3 - Esquema simplificado do modelo de ruptura.

Conforme descrito anteriormente o equacionamento programado na ferramenta DAN-W apresenta as vantagens de conservação de massa na solução, incorporação das forças viscosas através de modelos reológicos e inclusão da geometria da ruptura no problema modelado.

Através da Figura 4.3 é possível observar que a superfície de ruptura dentro do reservatório é condição de contorno ao modelo. A Figura 4.4 apresenta um exemplo de modelo simplificado construído no programa DAN-W.

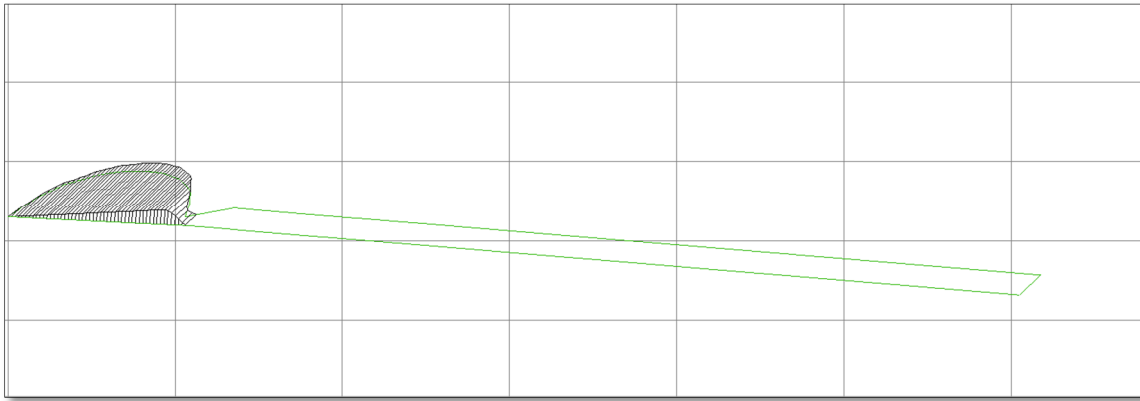


Figura 4.4 - Exemplo de modelo simplificado realizado no DAN-W.

4.2 Análises de Sensibilidade

As modelagens inicialmente realizadas tiveram o intuito de verificar a influência da variação de diversos parâmetros no comportamento de saída dos rejeitos. Ao longo do desenvolvimento das modelagens foram modificadas as condições de contorno e os parâmetros reológicos da massa de rejeitos depositada. Mais especificamente, os modelos buscaram avaliar as influências dos seguintes fatores sobre o hidrograma efluente de ruptura:

- Largura final da brecha (B);
- Largura do leito à jusante (L);
- Inclinação do leito à jusante (i);
- Altura da barragem (H);
- Tensão de escoamento (τ_y);
- Viscosidade plástica (η_p);

Para permitir a avaliação dos fatores supracitados foram inicialmente construídos 26 (vinte e seis) modelos simplificados. Os parâmetros variados nos modelos foram escolhidos ao longo do desenvolvimento das modelagens, em função das análises preliminares dos resultados. Todos os modelos foram realizados admitindo a seção transversal do leito como elíptica, tendo sido usado o parâmetro $D=0,67$. A Tabela 4.2 apresenta o resumo dos parâmetros das 10 (dez) primeiras modelagens.

Tabela 4.2 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [1] a [10].

Análise	H [m]	V _r [Mm ³]	a [m]	b [m]	Largura da Brecha [m]	Largura do Canal à Jusante [m]	Inclinação do Canal	Viscosidade (η_p) [Pa.s]	Tensão de escoame nto (τ_y) [kPa]	Vazão de Pico [m ³ /s]
[1]	10	0,1	100	63,5	20	50	0°	0.1	1	602,25
[2]	10	0,1	100	63,5	20	50	0°	0.1	5	228,26
[3]	10	0,1	100	63,5	20	50	0°	1	1	503,10
[4]	10	0,1	100	63,5	20	50	1°	0.1	1	602,25
[5]	10	0,1	100	63,5	20	50	1°	0.1	5	230,68
[6]	10	0,1	100	63,5	20	50	1°	1	1	470,64
[7]	10	0,1	100	63,5	20	50	5°	0.1	1	583,86
[8]	10	0,1	100	63,5	20	50	5°	1	1	470,64
[9]	10	0,1	100	63,5	20	50	5°	0.1	5	215,10
[10]	10	0,1	100	63,5	50	50	5°	1	1	966,42

Através da Tabela 4.2 é possível observar que todos os 10 primeiros modelos tiveram altura de barragem de 10,0m e volume de ruptura de 0,1Mm³. Os dados geométricos de comprimento de ruptura (a) e largura de ruptura (b) foram calculados a partir da altura de barragem e volume de ruptura escolhidos, através da regressão da Figura 3.7. Os 9 (nove) primeiros modelos realizados consideraram largura da brecha igual a 20m, tendo o décimo modelo sido realizado com largura final da brecha igual a 50m. É possível também observar que dentre os 9 (nove) primeiros modelos foram realizadas modelagens para 3 (três) inclinações do leito à jusante combinadas a três pares de valores de tensão de escoamento e viscosidade plástica. Todos os 10 (dez) modelos foram realizados com largura do leito à jusante igual a 50m. A Figura 4.5 apresenta os hidrogramas efluentes de ruptura dos 10 (dez) primeiros modelos construídos.

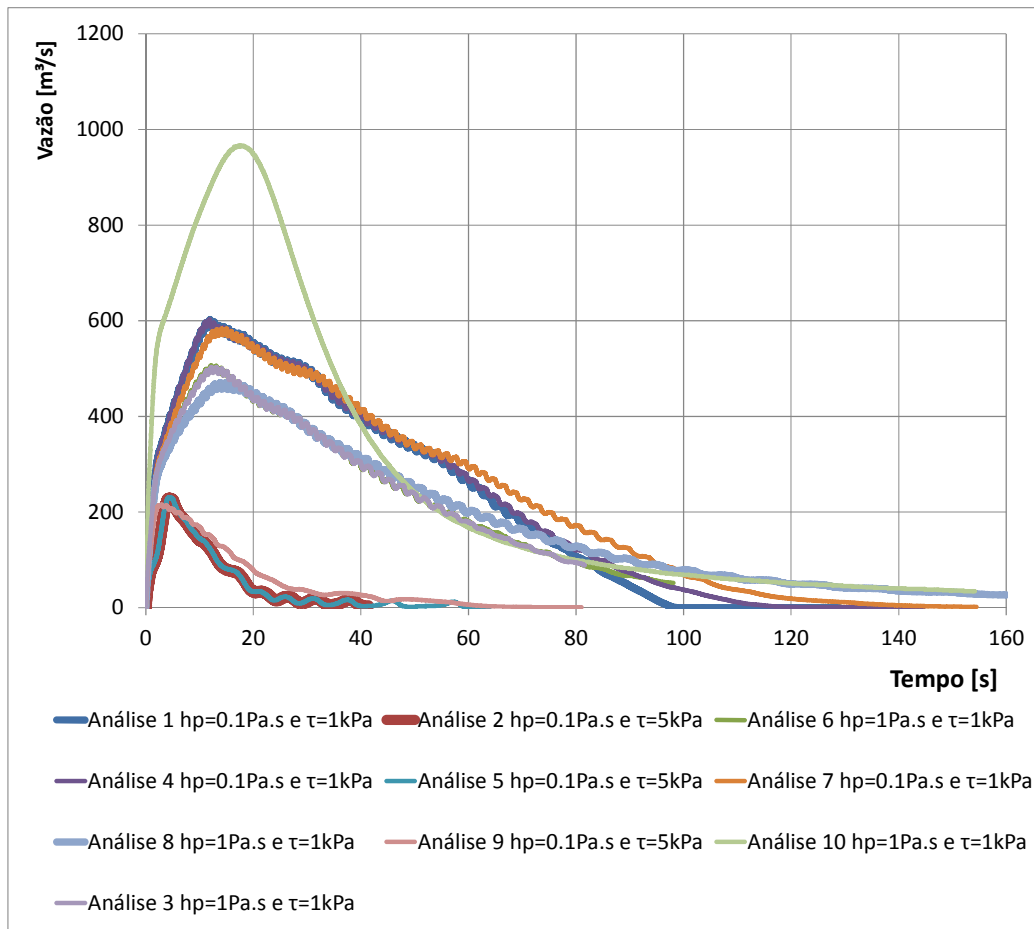


Figura 4.5 - Resultado dos modelos [1] a [10] para barragens com H=10m.

Os 10 (dez) primeiros modelos construídos apresentaram grande influência dos parâmetros reológicos de viscosidade e tensão de escoamento na forma do hidrograma efluente. Por outro lado, é interessante notar que apesar da inclinação do leito à jusante representar controle total sobre a velocidade da frente de fluxo, os hidrogramas efluentes da ruptura sofreram pouca influência em relação a essa inclinação. Nos modelos realizados foi observado que para maiores inclinações à jusante as espessuras do fluxo propagado são reduzidas.

A análise no. 10 apresentou as mesmas relações geométricas e reológicas que a análise nº. 8, com exceção da largura de brecha. O resultado obtido mostrou que a largura da brecha apresenta influência direta no hidrograma resultante. É importante relatar que apesar do volume de ruptura ter sido pré-fixado em $0,1\text{Mm}^3$ os hidrogramas obtidos para cada par de valor de parâmetros reológicos escolhidos acabam por resultar em volumes diferentes. Foi observado que quando os parâmetros reológicos representam resistências elevadas a inclinação da superfície de ruptura não é capaz de escoar todo o material modelado (caso das análises 2, 9 e 5). O resultado obtido mostra o cuidado

necessário de escolher volume de ruptura condizente com a magnitude da tensão de escoamento para a altura de barragem considerada. A Tabela 4.3 apresenta os resultados das análises realizadas para os modelos 11 a 15.

Tabela 4.3 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [11] a [15].

Análise	H [m]	V _f [Mm ³]	a [m]	b [m]	Largura da Brecha [m]	Largura do Canal à Jusante [m]	Inclinação do Canal	Viscosidade (η_p) [Pa.s]	Tensão de escoamento (τ_y) [kPa]	Vazão de Pico [m ³ /s]
[11]	10	0,1	100	63,5	20	200	1°	0.1	1	631,70
[12]	10	0,1	100	63,5	20	200	1°	0.1	5	235,18
[13]	10	0,1	100	63,5	20	200	1°	1	1	519,35
[14]	10	0,1	100	63,5	50	200	1°	1	1	398,46
[15]	10	0,1	100	63,5	50	200	1°	0.1	5	466,05

Em função da pequena variação do hidrograma efluente em relação à variação da inclinação do leito à jusante foram realizadas análises apenas com ângulos de 1°. Os modelos apresentados na

Tabela 4.3 foram realizados com largura do leito à jusante igual a 200m e variação da largura da brecha de 20m e 50m. A Figura 4.6 apresenta os hidrograma de ruptura para as análises 11 a 15.

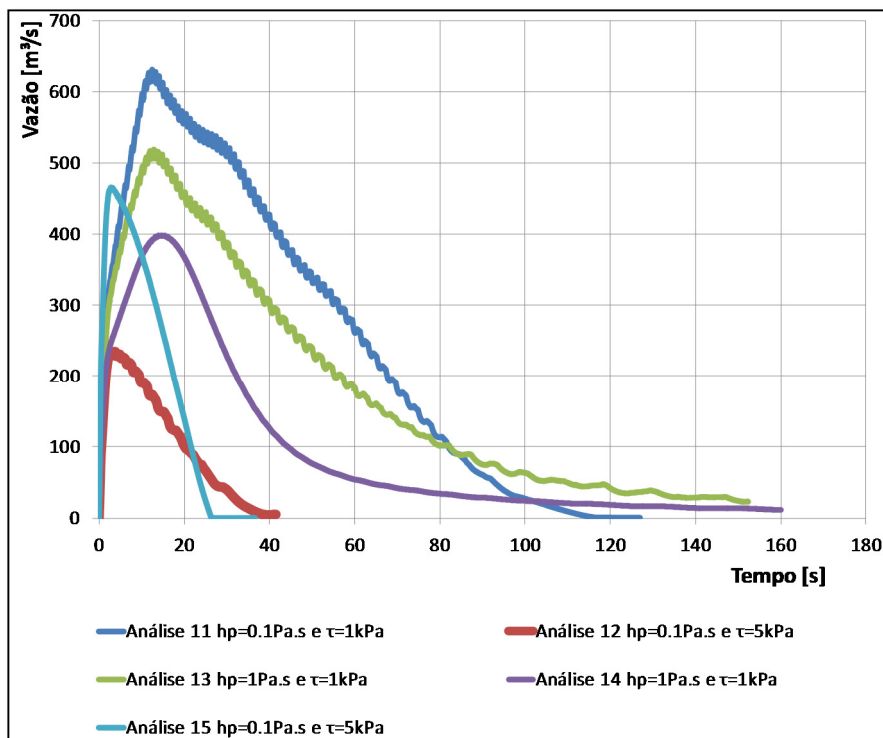


Figura 4.6 - Resultado dos modelos [11] a [15] para barragens com H=10m.

Os modelos 11 a 15 permitiram novamente observar a influência da largura final da brecha na vazão de pico do hidrograma. Através da comparação entre a análise 4 e a análise 11 é possível verificar que a largura do leito à jusante influenciou o resultado da vazão de pico em 4,8%. As análises 16 a 22 foram realizadas com modelos de barragens com 50m de altura e volume de ruptura de 1Mm³. A Tabela 4.4 apresenta os resultados das análises 16 a 22.

Tabela 4.4 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [16] a [22].

Análise	H [m]	V _f [Mm ³]	a [m]	b [m]	Largura da Brecha [m]	Largura do Canal à Jusante [m]	Inclinação o do Canal	Viscosi- dade (η_p) [Pa.s]	Tensão de escoamen- to (τ_y) [kPa]	Vazão de Pico [m ³ /s]
[16]	50	1	142	89,5	50	100	1°	1	5	17740,80
[17]	50	1	142	89,5	50	100	1°	1	10	16586,15
[18]	50	1	142	89,5	50	100	1°	5	10	15841,28
[19]	50	1	142	89,5	50	100	1°	5	20	13380,82
[20]	50	1	142	89,5	100	100	1°	1	10	31044,75
[21]	50	1	142	89,5	100	100	1°	5	10	28664,28
[22]	50	1	142	89,5	100	200	1°	5	10	28713,12

As análises 16 a 22 procuraram repetir o procedimento de análise realizado para barragens de 50m de altura. A comparação entre as análises 21 e 22 permite novamente observar que a largura do leito à jusante teve pouca influência na vazão de pico resultante. A Figura 4.7 apresenta os hidrogramas resultantes das análises 16 a 22.

A comparação entre os resultados das análises 16 a 22 com os resultados prévios de análises em barragens de 10m de altura mostram a grande influência da altura da barragem na magnitude da vazão de pico. Outra interessante relação é a do peso dos parâmetros reológicos nas análises. Para as análises 16 a 22 foram utilizadas tensões de escoamento mais altas, atingindo até $\tau_y=20$ kPa, em função da maior magnitude das forças gravitacionais atuantes na superfície de deslizamento, decorrente da maior altura do maciço. Foi observado que para alturas de barragem menores que 50m a influência das forças viscosas no hidrograma efluente foi menos significativa, em função das velocidades relativamente baixas no início do movimento. Após a saída do material da barragem, entretanto, a viscosidade apresenta tanto maior influência, quanto maior for a velocidade do fluxo.

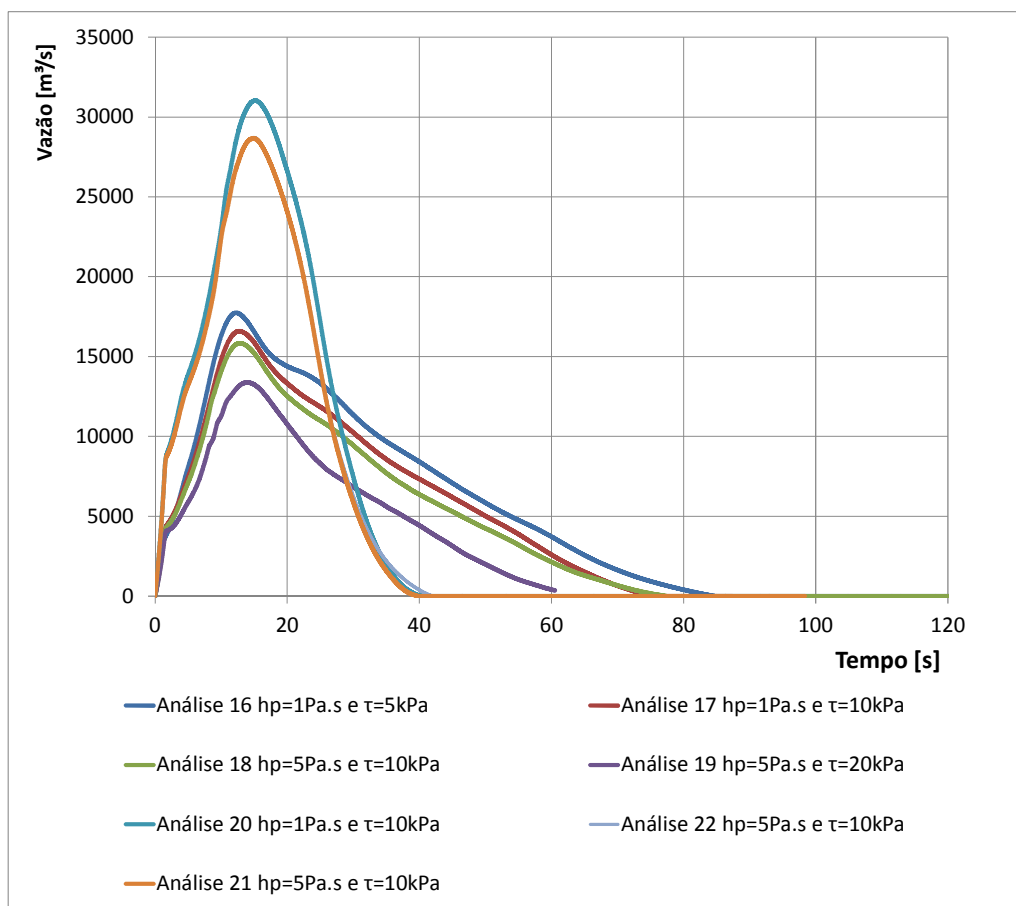


Figura 4.7 - Resultado dos modelos [16] a [22] para barragens com $H=50\text{m}$.

A Tabela 4.5 apresenta os resultados das análises 23 a 26 modeladas com altura do maciço igual a 100m.

Tabela 4.5 - Resumo dos parâmetros dos modelos simplificados [23] a [26].

Análise	H [m]	V_f [Mm^3]	a [m]	b [m]	Largura da Brecha [m]	Largura do Canal à Jusante [m]	Inclinação do Canal	Viscosidade de (η_p) [Pa.s]	Tensão de escoamento (τ_y) [kPa]	Vazão de Pico [m^3/s]
[23]	100	10	321	198.5	100	200	1°	1	5	91003.12
[24]	100	10	321	198.5	100	200	1°	1	10	90197.73
[25]	100	10	321	198.5	100	200	1°	5	10	89136.08
[26]	100	10	321	198.5	100	200	1°	5	20	83762.64

As análises 23 a 26 foram realizadas para largura final da brecha igual a 100m, largura do leito à jusante igual a 200m, inclinação do leito à jusante igual a 1° e volume de ruptura igual a 10Mm^3 . Os resultados de vazão de pico das modelagens mostraram-se muito menos sensíveis à viscosidade e a tensão de escoamento, se comparados aos resultados obtidos para barragens de menores alturas. A Figura 4.8 apresenta os hidrogramas resultantes das análises 23 a 26.

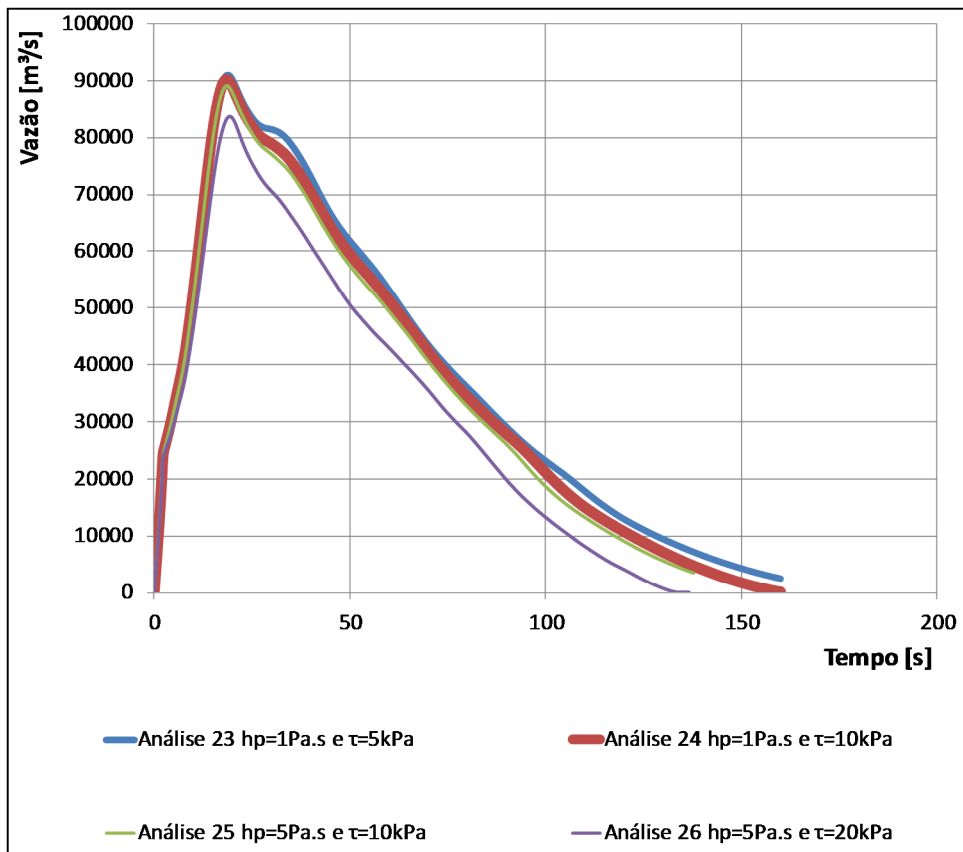


Figura 4.8 - Resultado dos modelos [29] a [32] para barragens com $H=100\text{m}$.

Os resultados indicam que para barragens com alturas maiores que 100m as forças gravitacionais envolvidas na ruptura se tornam tão grandes que durante a saída do material o desenvolvimento de resistência viscosa usual em rejeitos apresenta menor peso no processo. Os resultados de vazão de pico foram sumarizados no gráfico da Figura 4.9 onde foram comparadas as vazões de pico obtidas em relação às alturas das barragens com as relações propostas por Costa (1988) para barragens de água e barragens naturais” (deslizamentos), cujo fluxo na ruptura apresentava-se com altas concentrações de sólidos.

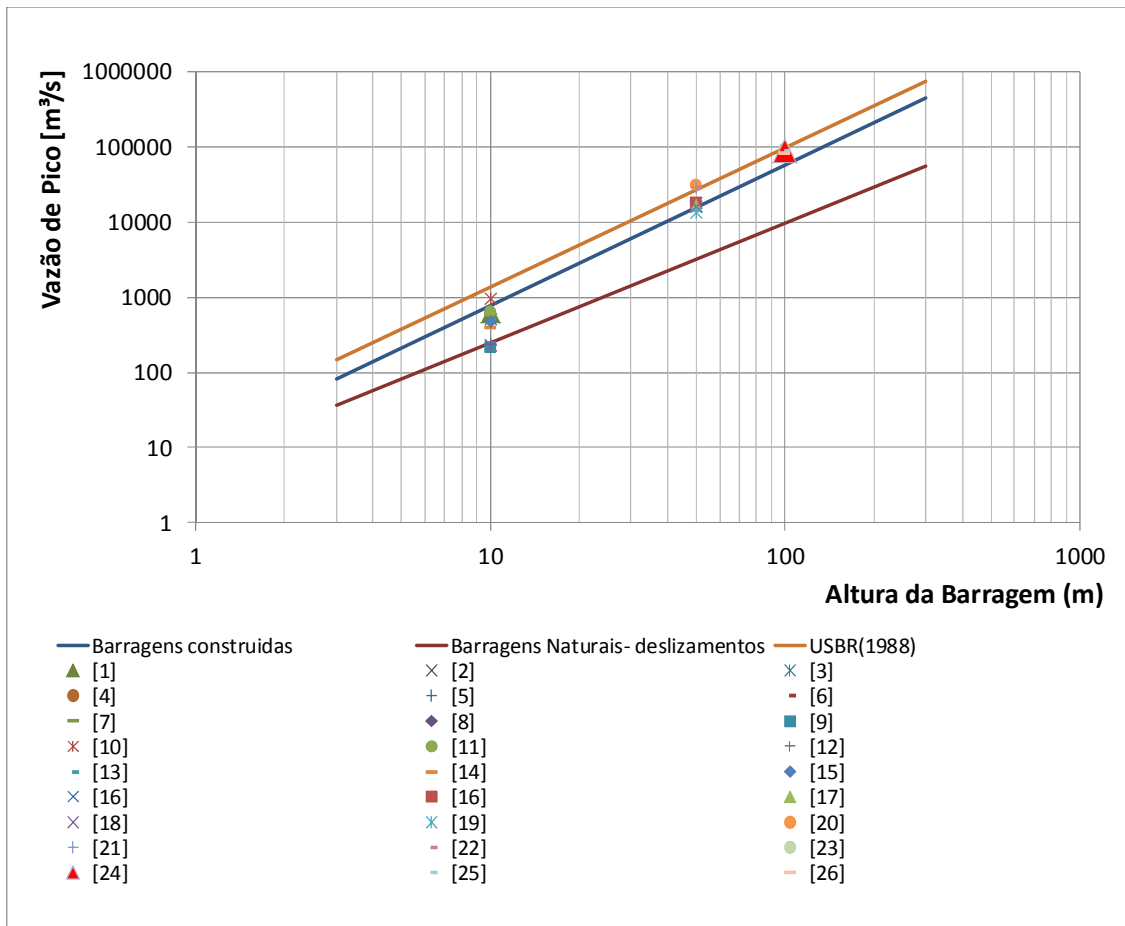


Figura 4.9 - Comparação entre as vazões de pico obtidas nas análises

A Figura 4.9 permite observar que as vazões de pico obtidas encontram-se na ordem de grandeza das observadas por Costa (1988), entretanto, os resultados apresentam maior discrepância em relação ao observado para barragens naturais, nas modelagens com alturas de 50m e 100m. Um importante fator não incorporado às análises de sensibilidade realizadas é o volume de rejeitos efetivamente envolvido na ruptura. Conforme discutido no Capítulo 3, o volume envolvido em uma eventual ruptura está intimamente ligado à altura da barragem, às condições de dissipação de poropressão e à resistência ao cisalhamento residual desenvolvida no processo de liquefação a que os rejeitos são submetidos. A fixação de um volume de ruptura conforme utilizado nas análises de sensibilidade realizadas pode levar a erros de interpretação dos modelos.

4.3 Avaliação dos hidrogramas e distâncias de alcance

Para a avaliação da influência do volume de ruptura nos resultados foram executadas 40 modelagens com o intuito de avaliar a influência do volume de rejeitos em conjunto

com a altura da barragem na vazão de pico do hidrograma efluente e na distância alcançada pelos rejeitos.

As modelagens foram realizadas para uma largura do leito à jusante fixada em 100m, de maneira a permitir a comparação dos resultados. Todavia, as análises de sensibilidade realizadas mostraram pouca influência desse parâmetro na vazão de pico. Todos os modelos foram realizados admitindo a seção transversal do leito como elíptica, tendo sido usado o parâmetro $D=0,67$. Todas as análises foram realizadas para inclinação do leito à jusante igual a 1° . Dentre as 40 modelagens realizadas foram estudadas 7 geometrias de ruptura diferentes. Os modelos [1], [2] e [3] foram realizados para barragens de 10m de altura, os modelos [4], [5] e [6] foram realizados para barragens com 25m de altura e o modelo [7] foi realizado para barragens de 50m de altura.

Para a avaliação da influência do volume de ruptura foram fixados ângulos da superfície de ruptura regressiva dentro do reservatório, tendo o volume resultante sido calculado para cada caso através dos cálculos apresentados no item 3.1.3. Para as análises [1], [2], [3] e [4], [5], [6], os ângulos da superfície de ruptura regressiva simulados foram de 1° , 3° e 5° . Estes valores foram escolhidos conforme o observado nas descrições dos casos históricos de rupturas (Apêndice C).

Os valores das larguras de brecha utilizados nas análises para altura de barragem foram escolhidos através da equação empírica de Von Thun and Gillete (1990) (para reservatórios menores que $1,23 \times 10^6 \text{ m}^3$), uma vez que através da Figura 4.2 é possível observar que, apesar da elevada dispersão, esse é o modelo que melhor representa a ordem de grandeza das brechas desenvolvidas em função da altura de barragem escolhida. A escolha da utilização de diferentes larguras de brecha para as diferentes alturas de barragem teve o intuito de permitir a comparação quantitativa dos valores de vazão de pico com os valores observados para barragens naturais e deslizamentos, conforme trabalho apresentado por Costa (1988). A Tabela 4.6 apresenta o resumo dos resultados das 40 modelagens realizadas com a ferramenta DAN-W.

Para cada geometria analisada foram realizadas modelagens variando os parâmetros reológicos dos rejeitos, com o intuito de avaliar a sensibilidade destes em conjunto com o volume de ruptura.

Tabela 4.6 - Resultados das modelagens DAN-W realizadas para a avaliação da influência volume de ruptura.

Análise	H [m]	Ângulo rup. Reg.(i_{est}) (°)	a [m]	b [m]	V_r [Mm ³]	H x Vf	Largura da Brecha [m]	Largura do Canal à Jusante [m]	Inclinação do Canal à Jusante [°]	Viscosidade plástica (η_p) [kPa.s]	Tensão de escoamento (τ_y) [kPa]	Vazão de Pico Resultante [m ³ /s]	Vazão de Pico Por Froelich [m ³ /s]	Distância de alcance [m]	Todo o volume de ruptura foi expelido do reservatório na análise?
[1] A	10	1	286,4	177,7	0,800	8,00	31,1	100	1°	0,01	0,5	1.105,02	581,51	2.850,00	Quase todo!
[1] B	10	1	286,4	177,7	0,800	8,00	31,1	100	1°	0,01	1	552,74	581,51	562,00	Não!
[1] C	10	1	286,4	177,7	0,800	8,00	31,1	100	1°	0,1	1	537,26	581,51	540,00	Não!
[1] D	10	1	286,4	177,7	0,800	8,00	31,1	100	1°	1	1	382,80	581,51	377,00	Não!
[1] E	10	1	286,4	177,7	0,800	8,00	31,1	100	1°	0,1	2,5	63,44	581,51	88,85	Não!
[1] F	10	1	286,4	177,7	0,800	8,00	31,1	100	1°	0,1	5	21,79	581,51	7,78	Não!
[2] A	10	3	95,4	60,5	0,091	0,91	31,1	100	1°	0,01	0,5	1.694,90	306,00	680,40	Todo!
[2] B	10	3	95,4	60,5	0,091	0,91	31,1	100	1°	0,01	1	1.342,20	306,00	336,50	Quase todo!
[2] C	10	3	95,4	60,5	0,091	0,91	31,1	100	1°	0,1	1	1.194,64	306,00	234,30	Não!
[2] D	10	3	95,4	60,5	0,091	0,91	31,1	100	1°	1	1	706,27	306,00	198,39	Não!
[2] E	10	3	95,4	60,5	0,091	0,91	31,1	100	1°	0,1	2,5	474,85	306,00	104,00	Não!
[2] F	10	3	95,4	60,5	0,091	0,91	31,1	100	1°	0,1	5	225,04	306,00	26,26	Não!
[3] A	10	5	57,2	36,6	0,033	0,33	31,1	100	1°	0,01	0,5	1.319,92	226,86	408,50	Todo!
[3] B	10	5	57,2	36,6	0,033	0,33	31,1	100	1°	0,01	1	1.157,43	226,86	244,20	Quase todo!
[3] C	10	5	57,2	36,6	0,033	0,33	31,1	100	1°	0,1	1	1.055,11	226,86	168,80	Não!
[3] D	10	5	57,2	36,6	0,033	0,33	31,1	100	1°	1	1	750,10	226,86	108,60	Não!
[3] E	10	5	57,2	36,6	0,033	0,33	31,1	100	1°	0,1	2,5	672,20	226,86	94,50	Não!
[3] F	10	5	57,2	36,6	0,033	0,33	31,1	100	1°	0,1	5	251,90	226,86	36,58	Não!
[4] A	25	1	716,1	436,1	12,264	306,61	68,6	100	1°	0,01	0,5	13.243,81	4.053,07	41.469,00	Todo!
[4] B	25	1	716,1	436,1	12,264	306,61	68,6	100	1°	0,01	1	10.786,27	4.053,07	20.411,00	Quase todo!
[4] C	25	1	716,1	436,1	12,264	306,61	68,6	100	1°	0,1	1	9.745,66	4.053,07	18.242,00	Não!
[4] D	25	1	716,1	436,1	12,264	306,61	68,6	100	1°	1	1	7.784,82	4.053,07	7.305,00	Não!

Tabela 4.6 - Resultados das modelagens DAN-W realizadas para a avaliação da influência volume de ruptura. (continuação)

Análise	H [m]	Ângulo rup. Reg.(i _{est}) (°)	a [m]	b [m]	V _r [Mm ³]	H x Vf	Largura da Brecha [m]	Largura do Canal à Jusante [m]	Inclinação do Canal à Jusante [°]	Viscosidade de plástica (η _p) [kPa.s]	Tensão de escoamento (τ _y) [kPa]	Vazão de Pico Resultante [m ³ /s]	Vazão de Pico Por Froelich [m ³ /s]	Distância de alcance [m]	Todo o volume de ruptura foi expelido do reservatório na análise?
[4] E	25	1	716,1	436,1	12.264	306,61	68,6	100	1°	0,1	2,5	4.246,94	4.053,07	3.076,00	Não!
[4] F	25	1	716,1	436,1	12.264	306,61	68,6	100	1°	0,1	5	2.330,81	4.053,07	343	Não!
[5] A	25	3	238,5	148,5	1.391	34,78	68,6	100	1°	0,01	0,5	11.748,49	2.132,79	9.410,00	Todo!
[5] B	25	3	238,5	148,5	1.391	34,78	68,6	100	1°	0,01	1	11.732,56	2.132,79	4.991,00	Quase todo!
[5] C	25	3	238,5	148,5	1.391	34,78	68,6	100	1°	0,1	1	10.703,35	2.132,79	3.205,00	Não!
[5] D	25	3	238,5	148,5	1.391	34,78	68,6	100	1°	1	1	10.099,68	2.132,79	1.750,00	Não!
[5] E	25	3	238,5	148,5	1.391	34,78	68,6	100	1°	0,1	2,5	6.108,75	2.132,79	1.240,00	Não!
[5] F	25	3	238,5	148,5	1.391	34,78	68,6	100	1°	0,1	5	1.355,76	2.132,79	460	Não!
[6] A	25	5	142,9	89,9	0,505	12,61	68,6	100	1°	0,01	1	11.325,50	1.581,17	2.783,00	Todo!
[6] B	25	5	142,9	89,9	0,505	12,61	68,6	100	1°	0,1	1	11.261,71	1.581,17	1.761,00	Quase todo!
[6] C	25	5	142,9	89,9	0,505	12,61	68,6	100	1°	1	1	10.343,34	1.581,17	1.099,00	Não!
[6] D	25	5	142,9	89,9	0,505	12,61	68,6	100	1°	0,1	2,5	10.129,53	1.581,17	946,26	Não!
[6] E	25	5	142,9	89,9	0,505	12,61	68,6	100	1°	0,1	5	7.560,27	1.581,17	449,8	Não!
[6] F	25	5	142,9	89,9	0,505	12,61	68,6	100	1°	1	10	2.014,10	1.581,17	126	Não!
[7] A	50	1	1432,2	860	96.737	4836,85	131,1	100	1°	0,01	1	64.055,83	17.606,02	97.024,00	Todo!
[7] B	50	1	1432,2	860	96.737	4836,85	131,1	100	1°	1	5	20.534,30	17.606,02	8.096,00	Quase todo!
[7] C	50	1	1432,2	860	96.737	4836,85	131,1	100	1°	1	10	7.890,10	17.606,02	490	Não!
[7] D	50	1	1432,2	860	96.737	4836,85	131,1	100	1°	1	20	4.530,82	17.606,02	106	Não!

Os resultados dos modelos permitiram avaliar a grande influência que os parâmetros reológicos tem na distância de alcance dos rejeitos na ruptura. A Figura 4.10 apresenta os hidrogramas efluentes obtidos nas análises 1, 2 e 3 para barragens com altura igual a 10m.

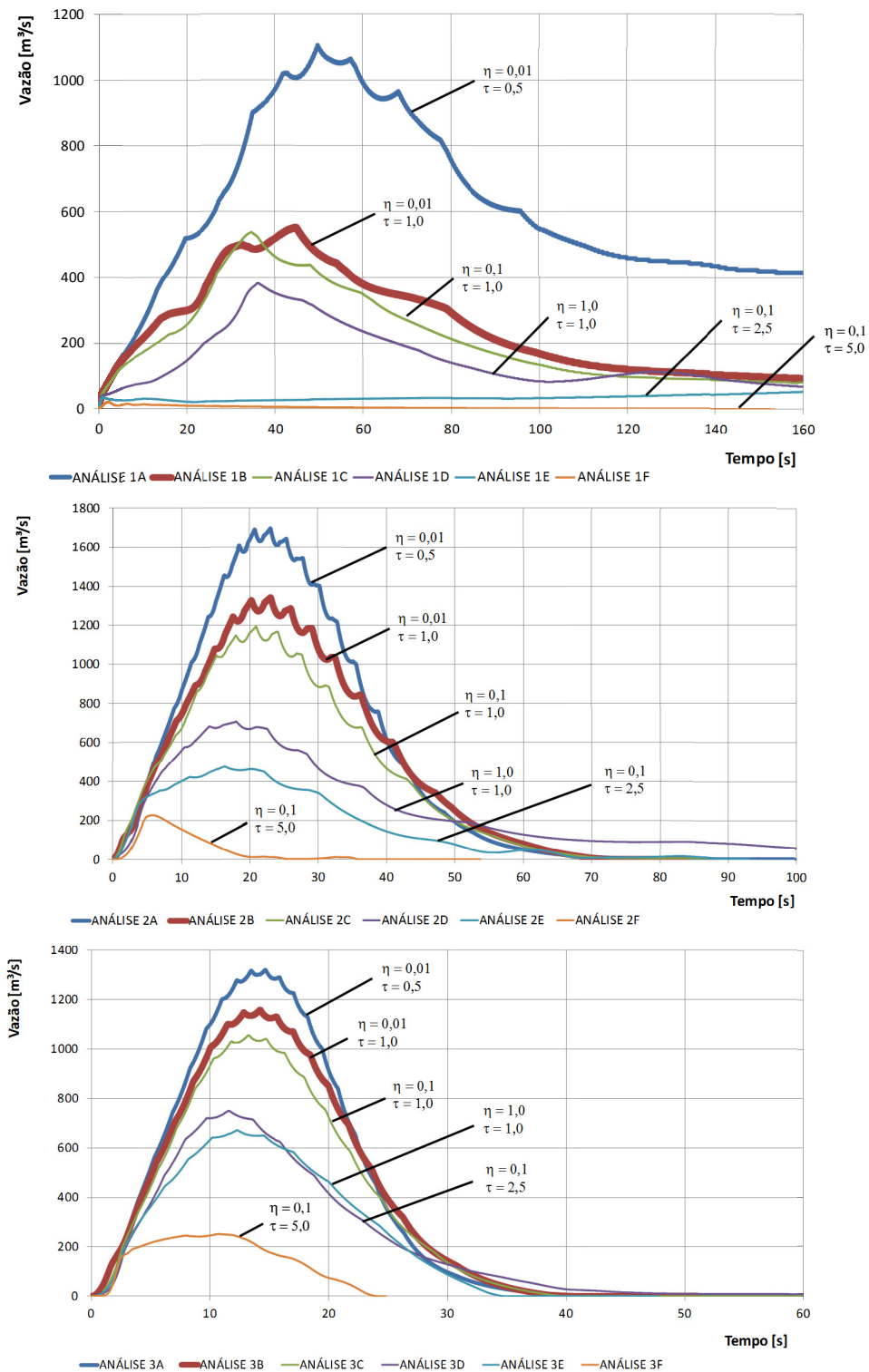


Figura 4.10 - Resultados das Análises [1], [2] e [3].

Através da comparação das análises com a mesma letra (e.g. 1A, 2A e 3A), é possível observar a grande influência do volume de ruptura na distância de alcance dos rejeitos à jusante. Este fato é justificado pela conservação de massa realizada pelo DAN-W, uma vez que para maiores volumes de ruptura a inércia volumétrica causada pela maior massa em movimento impõe uma variação mais lenta do nível de rejeitos dentro do reservatório, empurrando toda a massa para maiores distâncias. Os resultados obtidos reforçam as observações extraídas do modelo de Lucia (1981).

A Figura 4.11 apresenta os hidrogramas efluentes obtidos nas análises 4, 5 e 6 para barragens com altura igual a 25m.

Novamente foi observada a influência dos parâmetros reológicos na magnitude da vazão de pico desenvolvida na saída dos rejeitos. Através da comparação das vazões de pico obtidas para modelagens de estruturas de mesma altura com volumes diferentes, para os mesmos parâmetros reológicos (e.g. 1A, 2A,3A e 4B, 5B, 6B) é possível observar que, a princípio, os resultados indicam que quanto maior o volume, menor a vazão de pico. Analisando as diferenças entre estes modelos é possível identificar que da maneira como os modelos foram construídos as análises com menores volumes continham superfície de ruptura regressiva mais íngreme (e.g. $i_{est}=5^\circ$), o que justifica do ponto de vista matemático do modelo as maiores acelerações da massa e maior vazão de pico do obtida. Já para os modelos com maiores volumes o ângulo da ruptura regressiva foi menor (e.g. $i_{est}=1^\circ$), justificando, através do mesmo raciocínio, as menores vazões.

Apesar dos resultados serem corretos do ponto de vista matemático, a comparação das vazões de pico obtidas para análises com uma altura fixa, diferentes volumes, e parâmetros reológicos fixos (e.g. 4C, 5C e 6C) não tem sentido físico, uma vez que o ângulo de ruptura regressiva tem uma relação direta com a resistência ao cisalhamento residual à liquefação, conforme discutido nos itens 2.4.3.4 e 3.1.3. Sob este ponto de pode-se dizer que quanto maior a resistência dos rejeitos estocados no reservatório, maior é o ângulo de ruptura regressiva, e vice versa. Deste modo, fica evidente que a análise do hidrograma efluente deve ser conduzida em conjunto com cuidadosa análise das propriedades geotécnicas dos rejeitos depositados no reservatório.

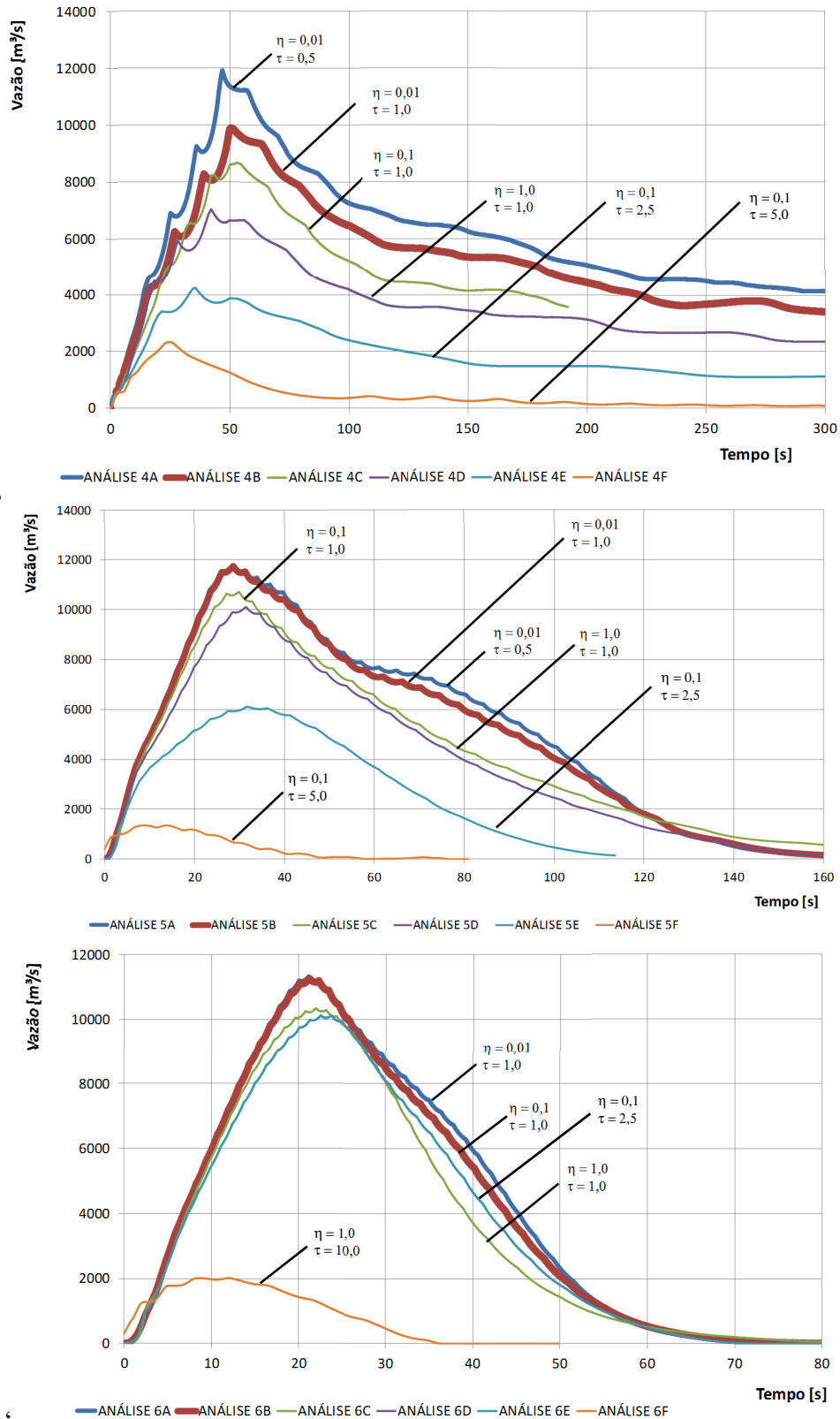


Figura 4.11 - Resultados das Análises [4], [5] e [6].

A Figura 4.12 apresenta os hidrogramas efluentes obtidos na análise 7 para barragens com altura igual a 50m.

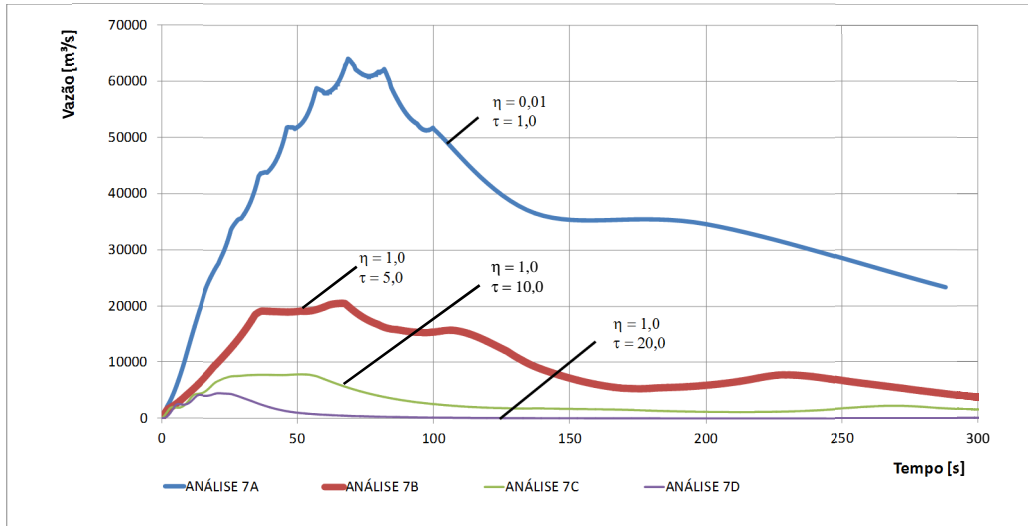


Figura 4.12 - Resultados das Análises [7]

Para verificar a coerência dos resultados obtidos nas modelagens com os valores da vazão de pico relatados por Costa (1988), foram construídos os gráficos das Figura 4.13 e Figura 4.14, em que se comparam a previsão da vazão de pico em função da altura do maciço e do fator da barragem ($H \times V_f$).

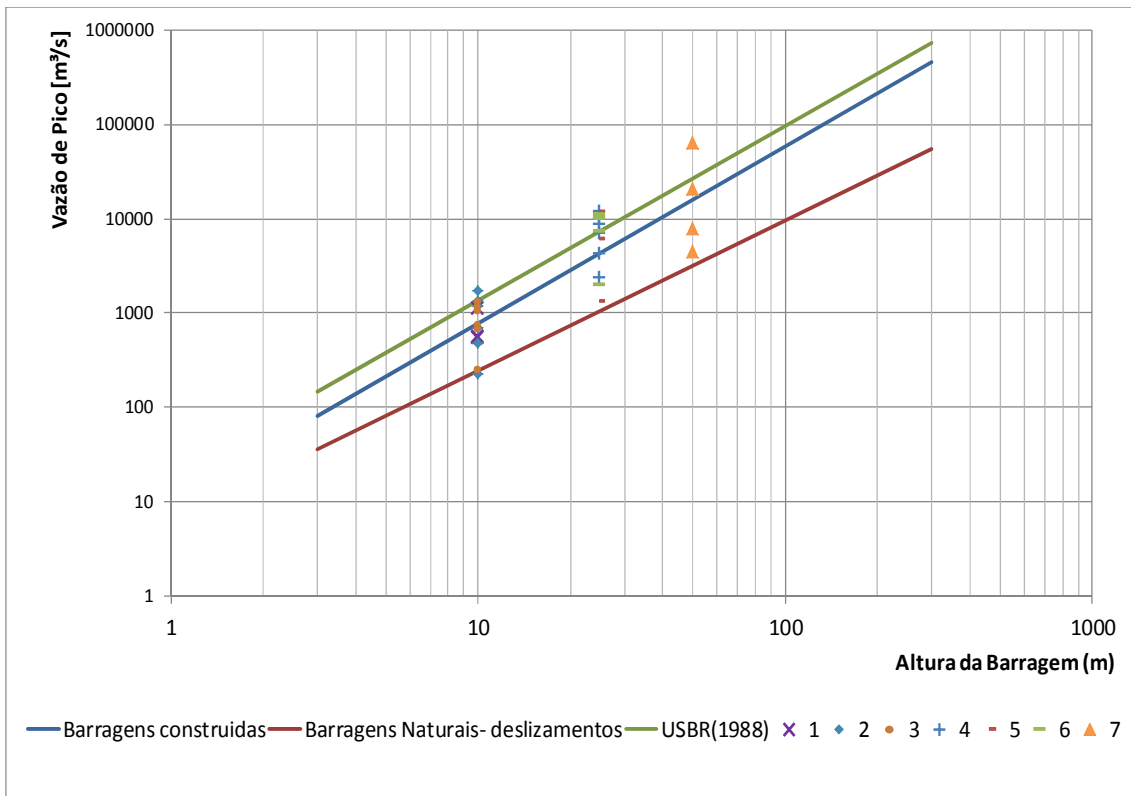


Figura 4.13 - Comparação entre as vazões de pico vs altura de barragem obtidas nas análises 1 a 7.

A análise da Figura 4.13 permite observar que a ordem de grandeza das vazões de pico obtidas nas modelagens está de acordo com as observadas na prática, sendo as variações obtidas nas modelagens referentes às alterações dos valores dos parâmetros reológicos do material.

O aumento da tensão de escoamento e viscosidade plástica dos rejeitos aproximou os resultados de vazão de pico dos observados para deslizamentos e barragens naturais com grande volume de sedimentos. É importante observar que deslizamentos em encostas tendem a ter altos teores de sólidos e resistências residuais muito mais altas que os rejeitos, sendo assim, a regressão de Costa (1988) para deslizamentos pode ser considerada uma envoltória inferior dos valores possíveis para rejeitos.

Para avaliar a influência do volume de ruptura em conjunto com os parâmetros reológicos foi construído o gráfico da Figura 4.14, em que estão discretizadas todas as análises e representados os valores das vazões de pico obtidas em função do fator da barragem ($H \times V_f$).

Através da análise da Figura 4.14 é possível observar a coerência entre a influência do volume de ruptura e a magnitude da resistência reológica de cada análise. A análise [1], por exemplo, em função de apresentar maior volume de ruptura que as análises [2] e [3], contém maior fator da barragem, conseqüentemente, espera-se uma maior vazão na ruptura. Analisando os resultados das modelagens 1A a 1F é possível observar que para atingir a ordem de grandeza da vazão de pico observada para deslizamentos é necessária a consideração de parâmetros reológicos baixos, [1A] a [1C], o que condiz com a expectativa para a ruptura de uma barragem com apenas 10m de altura e ângulo de ruptura regressiva de 1°. Aumentando a inclinação do ângulo de ruptura regressiva comprova-se a expectativa da necessidade de maiores parâmetros reológicos para atingir a ordem de grandeza observada na prática.

Ao se analisar as modelagens 4, 5 e 6 pode-se observar o mesmo padrão de dependência das propriedades reológicas para atingir a ordem de grandeza das vazões de pico observadas na prática para deslizamentos, entretanto, em função da maior altura da barragem, espera-se o desenvolvimento de maiores resistências. Os resultados permitem observar que para as análises 4, 5 e 6, as magnitudes das vazões de pico são mais coerentes com os resultados observados para resistências maiores em relação às

análises 1, 2 e 3. Já para a análise 7 foram realizadas modelagens com parâmetros reológicos maiores, em relação aos utilizados nas análises 1 a 6, uma vez que o nível de adensamento esperado para rejeitos no reservatório com 50m de altura é maior, provocando maiores resistências.

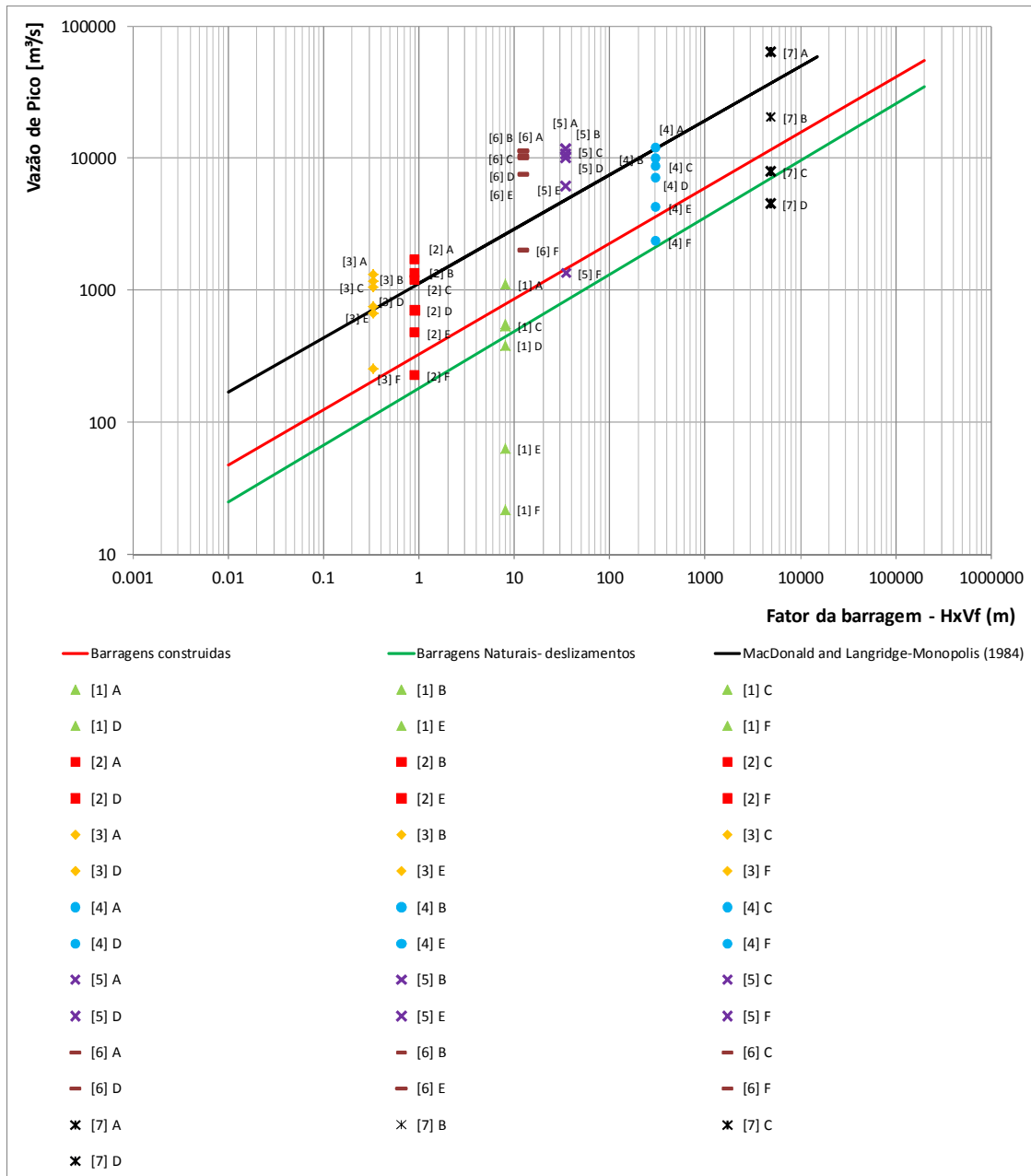


Figura 4.14 - Comparação entre as vazões de pico vs Fator da barragem ($H \times V_f$) obtidas nas análises 1 a 7.

Os resultados mostram também que, para as análises com baixos parâmetros reológicos, com as resistências se aproximando às encontradas em fluxos de baixas concentrações foram obtidos valores muito maiores que os observados em casos reais.

Essa diferença pode ser atribuída ao maior tamanho de brecha utilizado nas análises, se comparado com o observado para barragens de água e, principalmente, às diferenças entre os fenômenos de ruptura de barragens de retenção de água e barragens de rejeitos uma vez que a simulação da ruptura instantânea da massa como um todo não representa o fenômeno que ocorre em barragens de água.

4.4 Avaliação de rupturas de estruturas de disposição alternativas

Durante o desenvolvimento da revisão bibliográfica deste trabalho foi verificado que os estudos de rupturas hipotéticas de barragens de rejeitos existentes na literatura utilizam, em sua grande maioria, metodologias desenvolvidas para rupturas em barragens de retenção de água. A utilização dessas metodologias para a análise de rupturas de rejeitos negligencia as inerentes diferenças de propriedades geotécnicas que cada tipo de rejeito e cada método de disposição carregam consigo.

O conhecimento das propriedades geotécnicas de sedimentação e adensamento dos rejeitos, bem como as condições topográficas, climáticas e de operação da estrutura são fundamentais para mensurar o estado dos rejeitos depositados e, conseqüentemente, o desenvolvimento de sua resistência ao cisalhamento. Através da metodologia proposta no item 3 torna-se possível a estimativa dos parâmetros de estado para estruturas formadas por técnicas alternativas de disposição como, por exemplo as pilhas cônicas de rejeitos. Para estas estruturas a expectativa de desenvolvimento de uma ruptura é de pequenos volumes, combinados com parâmetros reológicos mais altos, uma vez que a operação inerente ao método permite a secagem dos rejeitos e não apresenta lago, tornando o parâmetro R (Equação 3.11) igual ou próximo de 1. Outro fator que diferencia estas estruturas é o ângulo formado na disposição resultando em geometria do maciço diferente das barragens convencionais.

A ferramenta DAN-W apresenta grande potencial para a modelagem do desenvolvimento da ruptura de uma pilha cônica de pasta, uma vez que o software permite a incorporação da geometria de ruptura, geometria da pilha e parâmetros reológicos não newtonianos. Para o estudo das rupturas destes materiais deve-se, entretanto, avaliar qual é o melhor modelo reológico que representa o comportamento dos rejeitos, uma vez que os mesmos poderão estar parcialmente saturados.

5 EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E REOLÓGICOS PARA A UTILIZAÇÃO NA METODOLOGIA PROPOSTA

Este item apresenta os resultados dos ensaios de laboratório realizados em um rejeito fino de minério de ferro. Os resultados e os procedimentos dos ensaios realizados são descritos de maneira a permitir a avaliação dos parâmetros geotécnicos e reológicos necessários a estudos de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos e comparação entre os métodos.

5.1 Caracterização geotécnica

O rejeito ensaiado é proveniente do processo de beneficiamento do Minério de Ferro do Quadrilátero Ferrífero-MG, podendo ser classificado como um rejeito fino.

A Tabela 5.1 apresenta um resumo das principais características geotécnicas apresentadas pelos rejeitos.

Tabela 5.1 - Parâmetros geotécnicos de caracterização do rejeito de Minério de Ferro

Descrição		Unidade
Massa específica dos grãos	3,58	[g/cm ³]
Limite de Liquidez (LL)	15	[%]
Limite de Plasticidade (LP)	11	[%]
Índice de Plasticidade (IP)	4	[%]
Índice de vazios mínimo	0,81	-
Índice de vazios máximo	2,52	-

O gráfico da Figura 5.1 apresenta as análises granulométricas para o rejeito com e sem defloculante no ensaio de sedimentação.

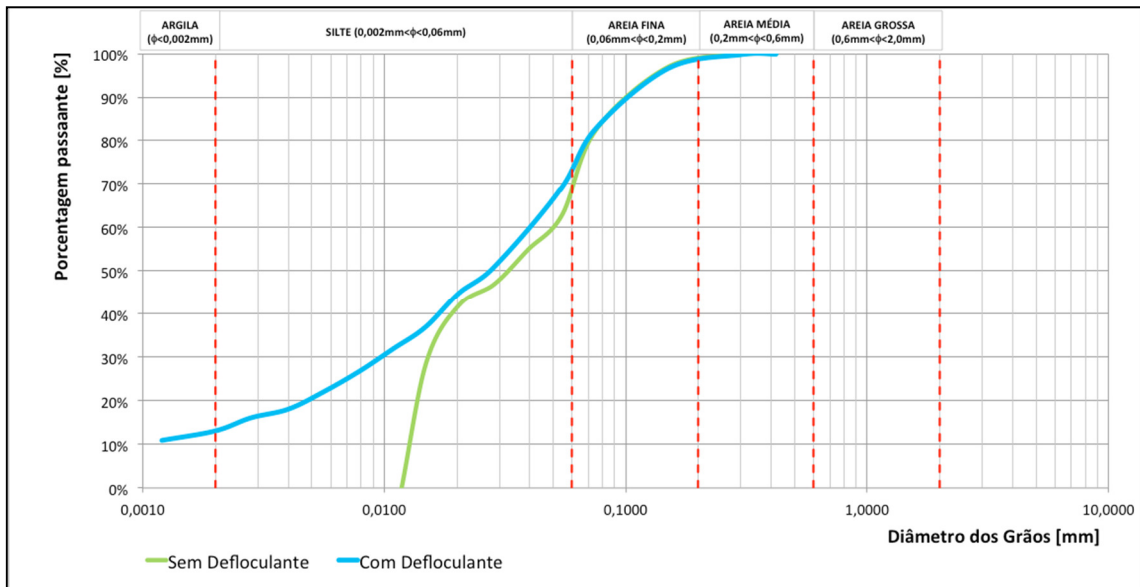


Figura 5.1 - Análises granulométricas para o rejeito de minério de ferro.

A partir das análises granulométricas apresentadas na Figura 5.1 foi construída a Tabela 5.2, que apresenta o resumo dos parâmetros granulométricos do rejeito.

Tabela 5.2 - Parâmetros granulométricos dos rejeitos de minério de ferro.

Descrição	Com defloculante	Sem defloculante	Unidade
% Argila ($\phi < 0,002\text{mm}$)	13	0	[%]
% Silte ($0,002 < \phi < 0,06\text{mm}$)	60	70	[%]
% Areia Fina ($0,06 < \phi < 0,2\text{mm}$)	26	29	[%]
% Areia Média ($0,2 < \phi < 0,6\text{mm}$)	1	1	[%]
% Areia Grossa ($0,6 < \phi < 2,0\text{mm}$)	0	0	[%]
D ₁₀	0,001	0,012	[mm]
D ₁₅	0,0025	0,013	[mm]
D ₃₀	0,01	0,016	[mm]
D ₅₀	0,028	0,032	[mm]
D ₆₀	0,04	0,09	[mm]
D ₈₅	0,08	0,08	[mm]
D ₁₀₀	0,4	0,4	[mm]

As análises granulométricas realizadas permitem comprovar que o rejeito de minério de ferro é predominantemente fino, contendo entre 70 e 73% de material passando da #200. A Figura 5.2 apresenta uma imagem retirada da análise de microscopia eletrônica de varredura, realizada nos rejeitos analisados no laboratório de microscopia eletrônica da UFMG.

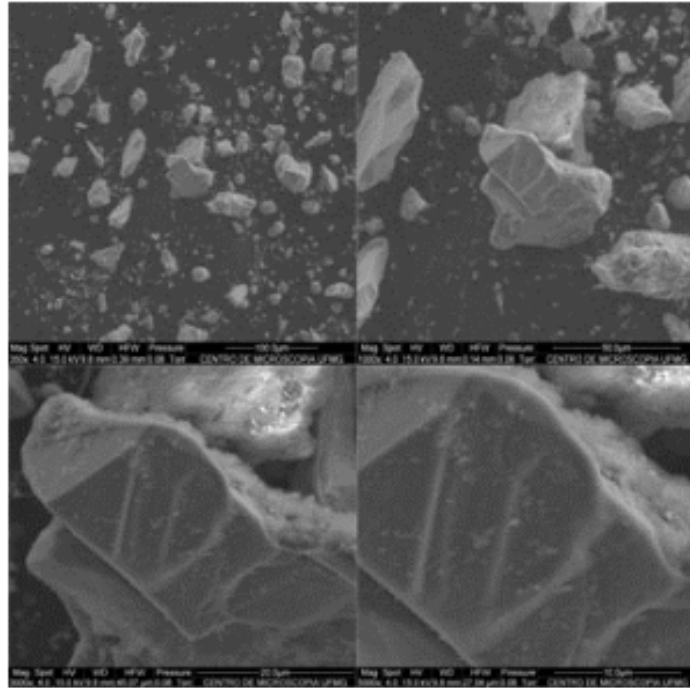


Figura 5.2 - Análise de microscopia eletrônica de varredura nos rejeitos de minério de ferro.

Através da Figura 5.2 é possível observar que os grãos do rejeito possuem formatos alongados com arestas bem definidas. Esta característica física dos grãos pode influenciar o desenvolvimento da resistência ao cisalhamento e forças viscosas nos rejeitos, com uma tendência de aumentar o atrito entre grãos. Para o rejeito em análise foram também realizados ensaios de compactação Proctor normal, conforme apresentado na Figura 5.3.

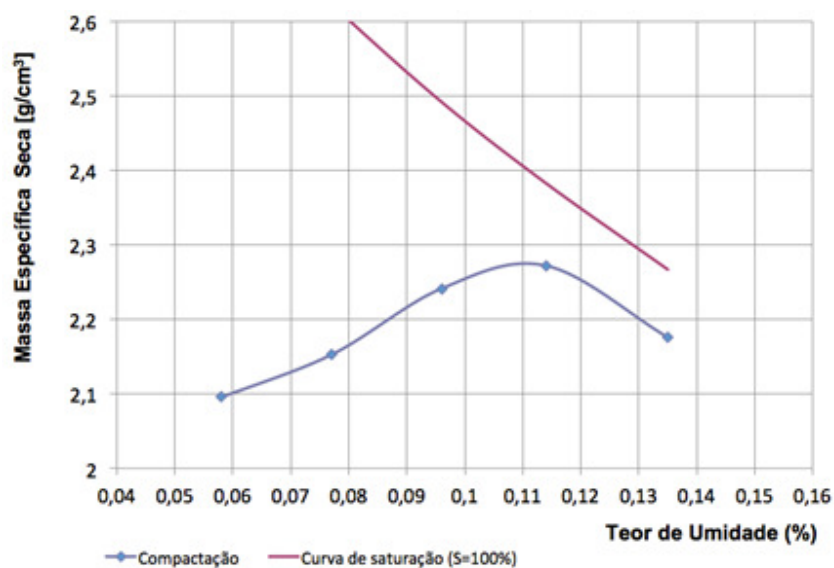


Figura 5.3 - Curva de compactação Proctor Normal do rejeito de minério de ferro.

5.2 *Ensaio reológicos*

Para o desenvolvimento da metodologia de análise das rupturas das estruturas de contenção de rejeitos faz-se necessária a determinação das propriedades reológicas dos rejeitos. Conforme comentado no Item 2.4.3 os rejeitos de minério de ferro quando diluídos em água formam uma suspensão de meios particulados. A interação entre as partículas e a água fornece uma resistência ao fluxo, que pode ser bem representada através de uma tensão de escoamento (τ_y) e uma viscosidade plástica (η_p), através do modelo constitutivo reológico de Bingham.

A determinação das tensões de escoamento dos rejeitos pode ser realizada através de ensaios de naturezas distintas. Conforme discutido no item 2.4.3.4 a tensão de escoamento pode ser determinada também através da resistência ao cisalhamento dos rejeitos liquefeitos. Já a determinação da viscosidade plástica dos rejeitos é uma tarefa mais complexa, uma vez que a maioria dos ensaios reológicos existentes são, em geral, não aplicáveis a meios granulares, por se tratarem de métodos desenvolvidos para a indústria polimérica. Por outro lado, mesmo para os equipamentos com capacidade de ensaiar rejeitos já comprovada, a baixa demanda do mercado por esse tipo de ensaio e os altos custos dos equipamentos torna inviável a disponibilidade dos mesmos em laboratórios comerciais, o que dificulta o desenvolvimento de conhecimentos a respeito da reologia dos rejeitos no meio técnico.

Em função da dificuldade da determinação da viscosidade dos rejeitos foi desenvolvido, no âmbito deste trabalho, um viscosímetro coaxial de palheta, através de modificações a uma proposição inicial realizada por Bryant *et al.* (1983). De uma maneira resumida foram realizados 4 tipos diferentes de ensaios com o foco na determinação das propriedades reológicas dos rejeitos, de maneira a permitir a comparação e validação das metodologias utilizadas, são eles:

- Slump Test (Pashias, 1996);
- Mini Vane Test;
- Viscosímetro coaxial de Palheta;
- Flume Test.

5.2.1 Slump Test

O ensaio de Slump test consiste em um bom ponto de partida para a avaliação reológica dos rejeitos em laboratório, uma vez que o ensaio é de baixo custo e através dele obtém-se sensibilidade em relação à consistência do rejeito para cada teor de sólidos, de maneira a guiar o desenvolvimento dos outros ensaios.

O ensaio de Slump realizado seguiu a metodologia descrita por Pashias (1996), uma vez que foi utilizada a geometria prismática cilíndrica. Através deste ensaio é possível calcular a tensão de escoamento dos rejeitos. A Tabela 5.3 apresenta o resultado dos ensaios realizados, os cálculos das tensões de escoamento foram realizados conforme Equação 2.14.

Tabela 5.3 - Resultados dos ensaios de Slump Test realizados nos rejeitos.

Teor de sólidos Volumétrico Cv [%]	Teor de sólidos gravimétrico Cw [%]	Teor de umidade W [%]	índice de vazios e	Massa específica ρ_s [kg/m ³]	Slump_S [mm]	Tensão de escoamento [Pa]
32,5%	63,2%	57,9%	2,08	2000,75	243	0,00
45,0%	74,5%	34,0%	1,22	2183,52	232	59,59
50,0%	78,2%	27,8%	1,00	2289,28	223	114,70
52,5%	79,8%	25,2%	0,90	2350,55	186	350,52
55,0%	81,4%	22,8%	0,82	2442,30	147	646,89
57,5%	82,9%	20,6%	0,74	2474,15	78	1278,21
60,0%	84,3%	18,6%	0,67	2542,47	45	1726,33
65,0%	86,9%	15,0%	0,54	2675,36	15	2396,53

Todos os índices físicos apresentados na Tabela 5.3 foram calculados assumindo que o solo esteja saturado (S=100%). A partir dos resultados apresentados na Tabela 5.3 foi gerado o gráfico da Figura 5.4, cujo comportamento é condizente com o esperado, conforme Figura 2.3.

A partir da Figura 5.4 é possível também visualizar a consistência de cada ponto do gráfico, através das fotos do ensaio.

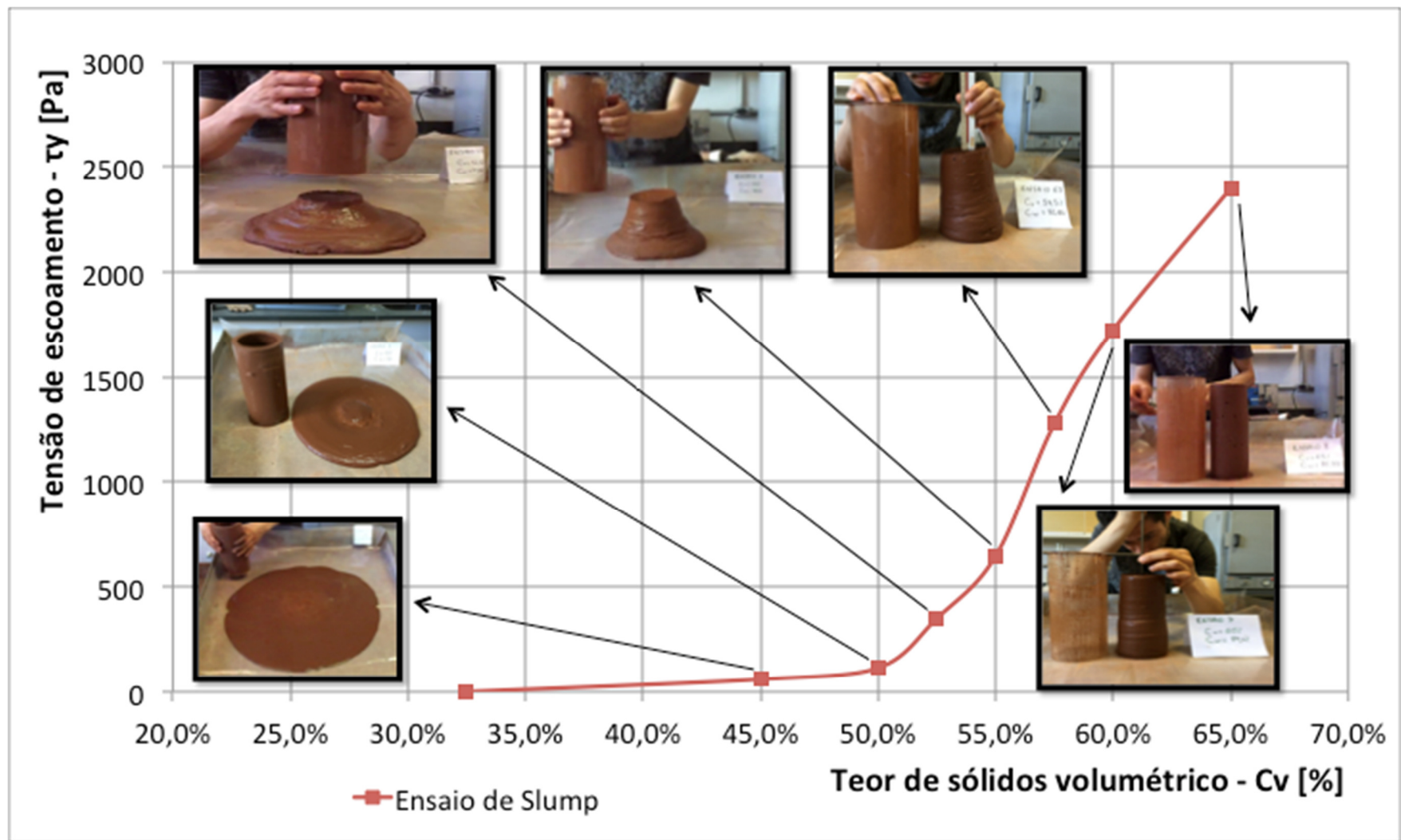


Figura 5.4 - Resultado dos ensaios de Slump Test.

5.2.2 Mini Vane Test

Para o desenvolvimento dos ensaios de Mini Vane foi preparada uma amostra de aproximadamente $20.000,0\text{cm}^3$ em um recipiente com altura de 20cm e diâmetro de 35,5cm. O preparo de uma amostra de grande dimensão foi realizado de maneira a procurar reduzir os efeitos de contorno das paredes do recipiente comum nesse tipo de ensaio em laboratório. O equipamento utilizado foi um torquímetro Humboldt Modelo H-4227. A

Figura 5.5 apresenta uma foto do rejeito preparado dentro do recipiente, durante a realização de um ensaio.



Figura 5.5 - Ensaio de Mini Vane em execução.

A metodologia de desenvolvimento do ensaio consistiu na preparação de uma massa homogênea de rejeitos com teor de sólidos inicial de 57,5% e, posteriormente, cravação da Palheta e execução de cinco ensaios para cada teor de sólidos. Ao fim de cada ensaio foram realizadas três medições de teores de umidade.

Uma vez finalizado o ensaio para um teor de sólidos específico calculava-se a quantidade de água necessária para colocar a massa em uma concentração de sólidos menor, colocava-se a água e misturava-se toda a massa até atingir a homogeneização em um novo teor de sólidos, quando então era repetido o processo.

Durante a execução dos ensaios de Slump Test, aproveitou-se as massas de rejeitos para realizar testes de Mini Vane, de maneira a avaliar a sensibilidade das medidas. Os testes iniciais apontaram que a palheta padrão ($D=20\text{mm}$ e $L=40\text{mm}$) não apresentava precisão de medida para teores de sólidos abaixo de aproximadamente 55%. De acordo com o fabricante para a palheta padrão cada unidade de medida do torquímetro representava 5kPa, sendo a precisão mínima igual a 500Pa. Desta maneira foi projetada uma nova palheta com maior área de tal maneira que cada unidade de medida representasse 100 Pa, com uma precisão mínima de 10Pa. A Palheta projetada apresenta medidas de 100 mm de diâmetro e 150mm de altura. A

Figura 5.6 apresenta uma foto da palheta alternativa construída.



Figura 5.6 - Palheta projetada para aumentar a precisão de medida ($D=100\text{mm}$ e $L=150\text{mm}$).

A Tabela 5.4 apresenta os resultados dos ensaios de Mini Vane.

Tabela 5.4 - Resultados dos ensaios de Mini Vane.

Teor de sólidos Volumétrico Cv [%]	Teor de sólidos gravimétrico Cw [%]	Teor de umidade W [%]	índice de vazios e	Massa específica ρ_s [kg/m ³]	Tensão de escoamento τ_y [Pa]
57%	82,6%	21,0%	0,75	2472,46	450,00
54%	80,6%	24,0%	0,86	2387,24	231,25
51%	78,9%	26,8%	0,96	2317,12	37,40
49%	77,6%	28,8%	1,03	2269,25	24,20
48%	76,7%	30,3%	1,09	2237,06	14,75
47%	76,2%	31,3%	1,12	2217,58	10,60
45%	74,5%	34,3%	1,23	2158,44	6,00

É importante observar que dos dados da Tabela 5.4 os pontos com teor de sólidos igual a 57% e 54% foram determinados com a palheta padrão. A Figura 5.7 apresenta o gráfico com os resultados dos ensaios de Mini Vane Test para o rejeito de minério de ferro.

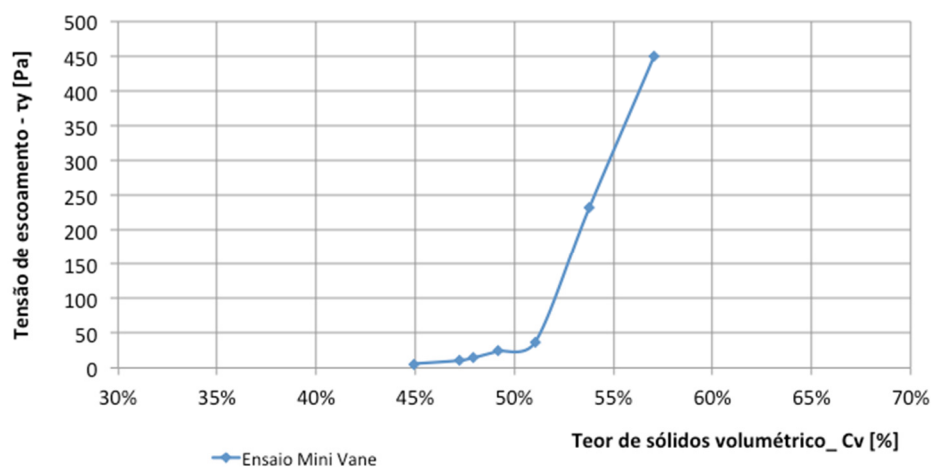


Figura 5.7 - Resultado dos ensaios de Mini Vane pra tensão de escoamento vs teor de sólidos.

5.2.3 Viscosímetro Coaxial de Palheta

O desenvolvimento de ensaios reológicos em viscosímetros na maioria das vezes consiste na aplicação de velocidades constantes (que se associam a taxas de cisalhamento ($\dot{\gamma}$)) e medição da resistência ao cisalhamento desenvolvida, sendo portanto ensaios de deformação controlada. Para atingir este objetivo os equipamentos

de viscosímetros e reômetros são, normalmente, servo-controlados, o que resulta em altos custos e complexidade de operação.

No âmbito deste trabalho foi desenvolvido um equipamento viscosímetro, adaptado do inicialmente proposto por Bryant *et al.* (1983). O equipamento desenvolvido consiste em um cilindro dotado de palhetas externas que gira em um eixo dentro de outro cilindro, este dotado de palhetas internas. O uso das palhetas consiste na tentativa da eliminação dos efeitos de deslizamento entre os rejeitos e o aço (material de construção do equipamento), conforme discutido por Boger (2013) e apresentado na Figura 2.30.

A Figura 5.8 apresenta uma seção transversal do equipamento, conforme pode-se ver que o mesmo funciona através da rotação do cilindro interno, que é preso a uma roda, ou peão, que permite a aplicação de um torque, proveniente de um peso (W), consistindo portanto, em um ensaio de tensão controlada.

O desenvolvimento do ensaio é realizado através do monitoramento da rotação do disco superior para a queda de vários pesos (W) diferentes no mesmo material. O esquema de ensaio inicialmente proposto por Bryant *et al.* (1983) utilizava graxa no preenchimento do espaço de fundo do equipamento, de maneira a evitar a entrada dos rejeitos, sendo que, na análise dos resultados, a resistência da graxa era descontada dos valores medidos. Para os ensaios realizados neste trabalho o equacionamento proposto por Bryant *et al.* (1983) foi modificado, de maneira a permitir a consideração dos rejeitos também no fundo do equipamento.

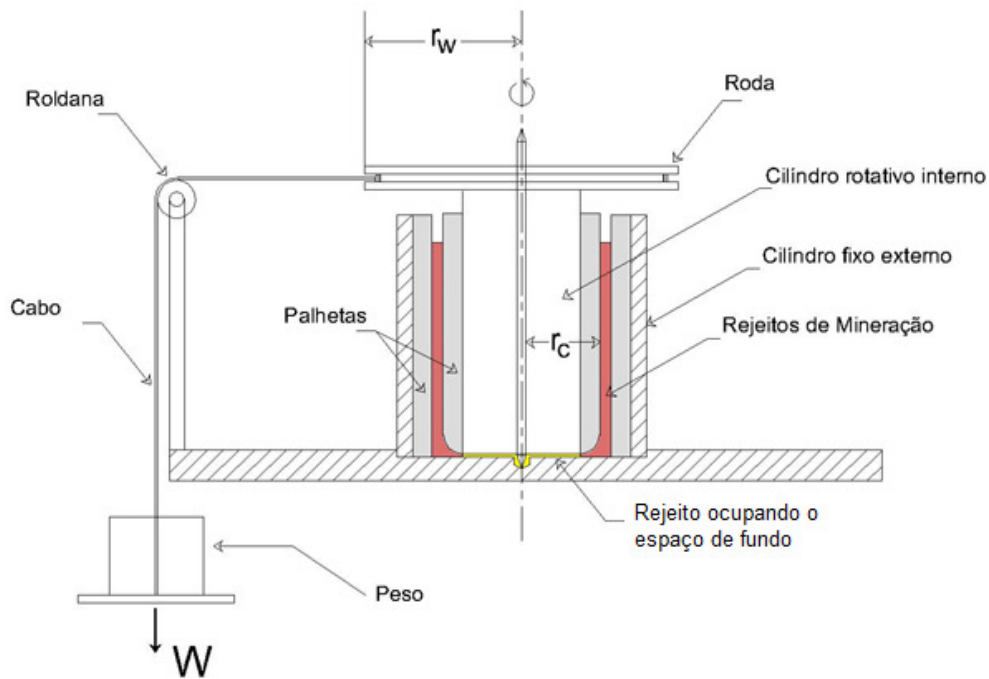


Figura 5.8 - Seção transversal do equipamento viscosímetro construído.

As Figura 5.9 e Figura 5.10 apresentam um esquema tridimensional das peças do viscosímetro e do equipamento montado.

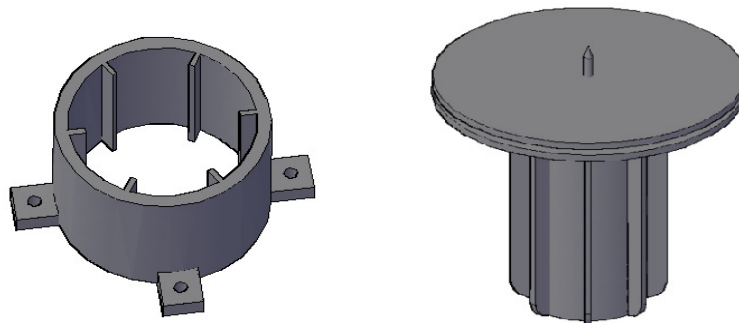


Figura 5.9 - Cilindros interno e externo do equipamento

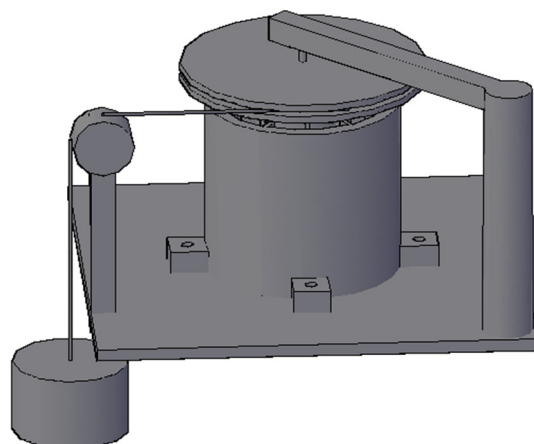


Figura 5.10 - Esquema tridimensional de funcionamento do equipamento.

A Figura 5.11 apresenta fotos do equipamento e o detalhe do rejeito dentro do equipamento

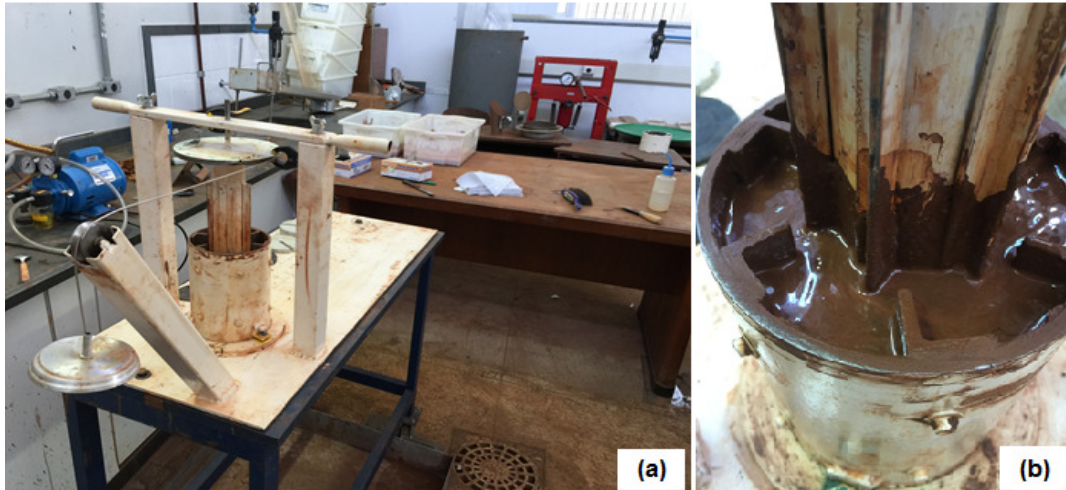


Figura 5.11 - Fotos do viscosímetro construído a) vista geral do equipamento no laboratório da UFMG. b) detalhe do rejeito com teor de sólidos $C_v=30\%$ dentro do viscosímetro.

Para o monitoramento do movimento do viscosímetro foi utilizada câmera de vídeo com capacidade de capturar até 240 frames por segundo. A roda superior, acoplada ao cilindro interno foi então instrumentada com balizas a cada 30° . A precisão da medida do instrumento ficou então limitada à precisão da câmera, que registra uma imagem a cada $0,0041s$. Desta maneira, considerando o balizamento a cada 30° e o raio da roda igual a $0,0935m$ pode-se calcular velocidade máxima de monitoramento do equipamento igual a aproximadamente $12,5m/s$. A partir desta velocidade a precisão do ensaio é perdida, em função da instrumentação utilizada.

O projeto do viscosímetro com todos os detalhes construtivos está apresentado no Apêndice A. O desenvolvimento teórico do movimento do viscosímetro e o equacionamento de cálculo do ensaio é apresentado no Apêndice B. É possível concluir que, uma vez desenvolvidas as equações de análise dos resultados, a redução dos dados e obtenção dos parâmetros é simples.

De uma maneira simplificada o monitoramento do da rotação do viscosímetro desenvolvido para cada peso utilizado é realizado de forma a se obter a velocidade terminal constante, considerada como valor de contorno à solução do problema

(Apêndice B). A Figura 5.12 apresenta as curvas de deslocamento vs tempo monitoradas para os ensaios com pesos de (0,57; 1,02 e 1,52 kg) para o rejeito com teor de sólidos volumétrico $C_v=39,5\%$.

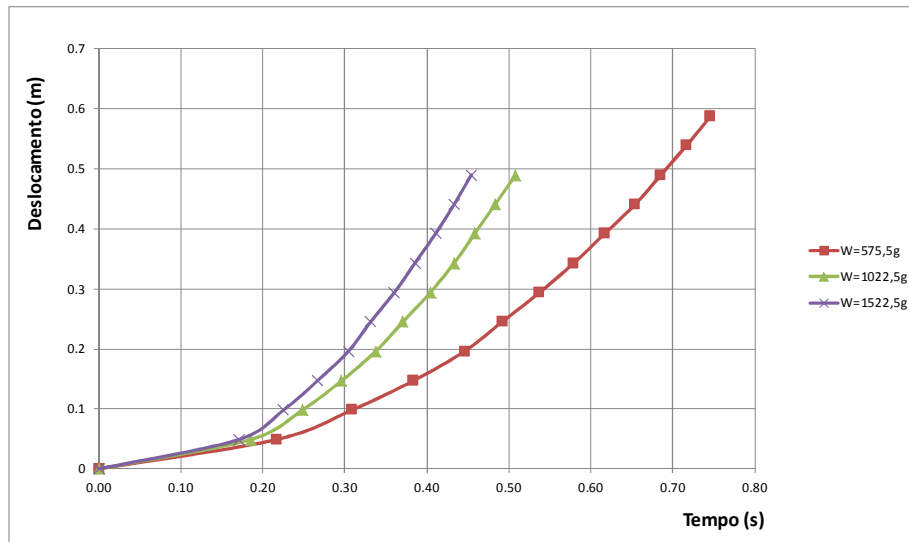


Figura 5.12 - Curvas de deslocamento vs tempo para os ensaios realizados no rejeito ($C_v=45\%$).

A partir do gráfico da Figura 5.12 é possível observar que as curvas tendem a um trecho reto após um tempo de rotação. A determinação da velocidade terminal desenvolvida para cada caso foi então realizada através do cálculo da inclinação do trecho reto de cada curva da Figura 5.12. A análise realizada para a escolha dos pontos em cada caso foi visual, entretanto, na maioria dos casos as últimas quatro medições foram suficientes para calcular a velocidade com precisão.

Uma vez realizada a análise das velocidades terminais constrói-se o gráfico do peso (W) vs velocidade terminal (v_t), conforme apresentado na Figura 5.12, para os ensaios em $CV=39,5\%$.

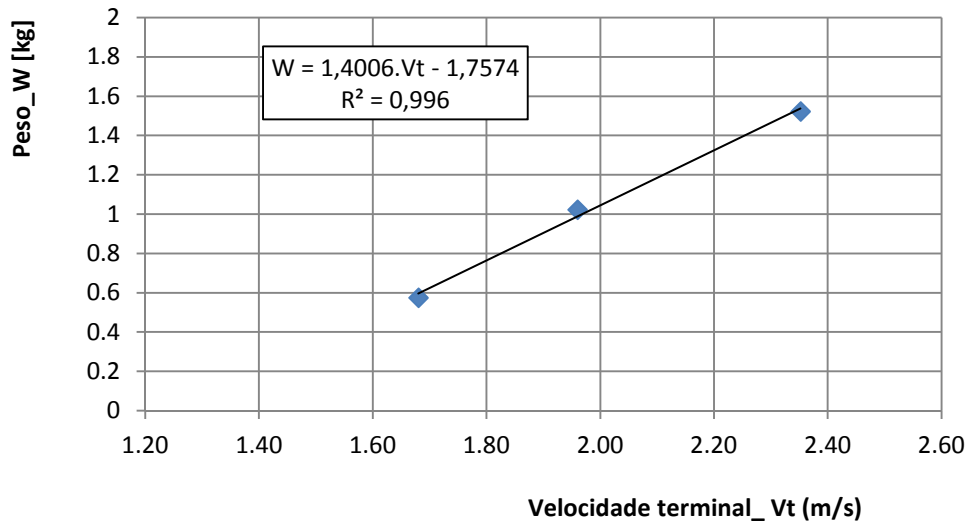


Figura 5.12 - Gráfico de Peso vs velocidade terminal para $C_v=39,5\%$.

É possível observar que as velocidades de rotação do equipamento situam-se abaixo de 3m/s, garantindo a precisão das medidas. Uma vez realizada a regressão linear dos pontos da Figura 5.12 pode-se obter a inclinação (m) e o intercepto (b). Conforme desenvolvido no Apêndice B a tensão de escoamento e a viscosidade dos rejeitos para o teor de sólidos ensaiado pode ser calculada através das Equações 5.1 e 5.2.

$$n_p = \frac{m}{(4,079-20,91d)} \quad (5.1)$$

$$\tau_y = \frac{b}{(0,028-0,1424.d)} \quad (5.2)$$

Em que “ m ” é a inclinação, “ b ” é o intercepto do regressão realizada na Figura 5.12 e “ d ” é a distância entre o topo do equipamento e a superfície de rejeitos.

A Tabela 5.5 apresenta os resultados dos ensaios realizados no viscosímetro para o rejeito de minério de ferro.

Tabela 5.5 - Resultados dos ensaios no viscosímetro coaxial de Palheta.

Teor de sólidos Volumétrico C_v [%]	Teor de sólidos gravimétrico C_w [%]	Teor de umidade W [%]	índice de vazios e	Massa específica ρ_s [kg/m^3]	Tensão de escoamento τ_y [Pa]	Viscosidade Plástica η_p [Pa.s]
21.8%	50.0%	100.0%	3.58	1563.25	19.36	0.15
28.7%	59.1%	69.3%	2.48	1740.92	28.93	0.19
34.7%	65.6%	52.6%	1.88	1895.38	38.18	0.22
40.2%	70.6%	41.5%	1.49	2037.22	64.23	0.39

39.5%	70.0%	42.8%	1.53	2018.60	71.26	0.39
50.3%	78.4%	27.6%	0.99	2297.18	121.94	0.66
55.3%	81.6%	22.6%	0.81	2425.93	602.82	2.69

Os gráficos da Figura 5.13 e Figura 5.14 apresentam as curvas de viscosidade (η_p) vs concentração em volume (C_v) e tensão de escoamento (τ_y) vs concentração em volume (C_v) para os rejeitos de minério de ferro, obtidas com o viscosímetro.

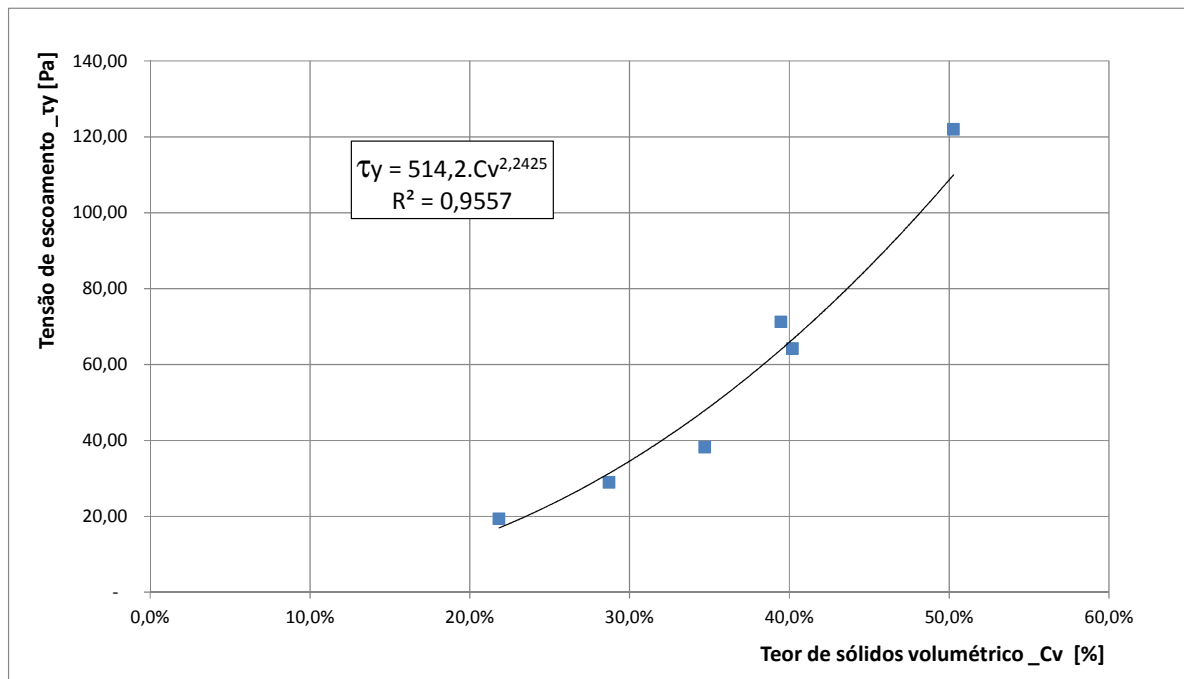


Figura 5.13 - Resultado dos ensaios no viscosímetro pra Tensão de escoamento vs teor de sólidos volumétrico.

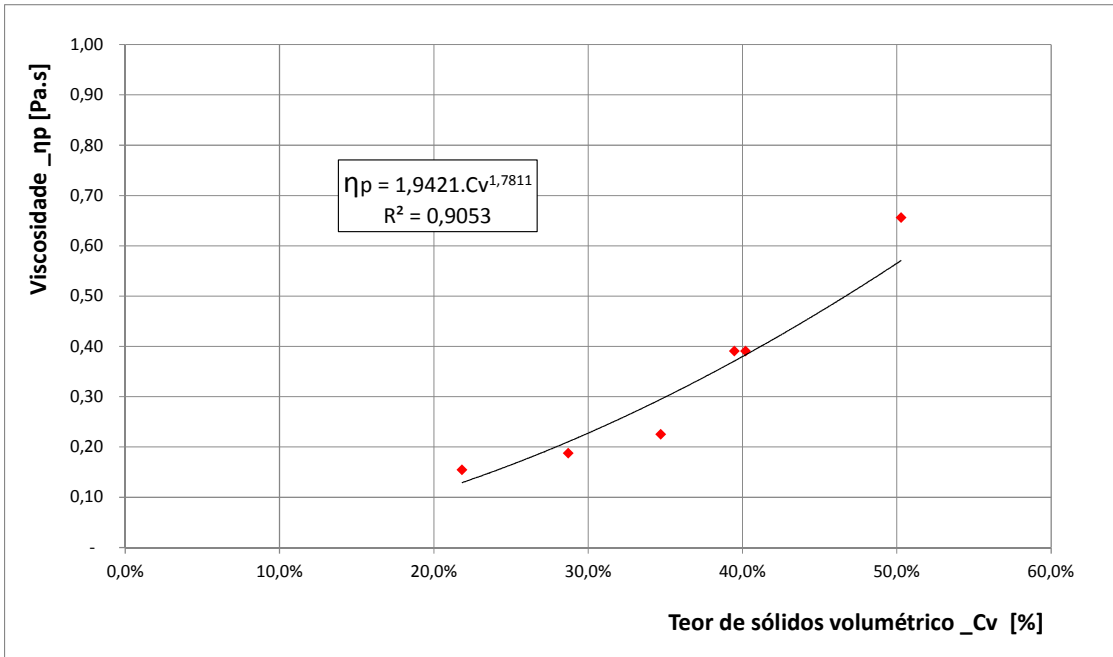


Figura 5.14 - Resultado dos ensaios no viscosímetro para viscosidade vs teor de sólidos volumétrico.

Os resultados do viscosímetro permitiram calcular com maior precisão a resistência desenvolvida nos rejeitos para teores de sólidos volumétricos abaixo de 35%, o que não foi possível com a utilização dos ensaios de Slump e Mine Vane.

A representação gráfica dos resultados do viscosímetro pode ser realizada de várias maneiras, a Figura 5.15 abaixo apresenta o gráfico da viscosidade e tensão de escoamento em escala semi-logarítmica, conforme proposto por Bryant *et al.* (1983).

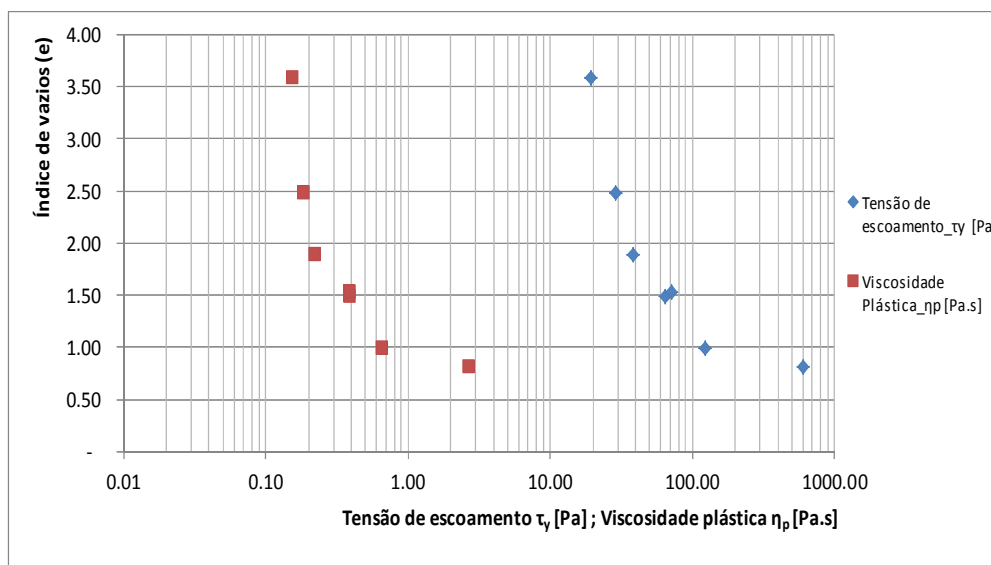


Figura 5.15 - Curvas de Tensão de escoamento e viscosidade plástica vs índice de vazios.

A Figura 5.15 permite avaliar o paralelismo entre as curvas de tensão de escoamento νs índice de vazios e linhas de e viscosidade plástica νs índice de vazios. De fato Bryant *et al.* (1983) já indicavam o paralelismo entre as curvas.

5.2.4 Flume Test

O ensaio de Flume realizado consiste no escoamento do rejeito em uma calha através de um esquema similar ao apresentado na Figura 5.16. A metodologia de desenvolvimento do ensaio consiste no preparo de uma massa de rejeitos no teor de sólidos desejado e enchimento do recipiente de alimentação formado atrás da porta móvel. O fenômeno desenvolvido no ensaio é semelhante a uma ruptura de barragem de rejeitos em escala reduzida, uma vez que após preenchido o recipiente de alimentação a porta móvel é removida de maneira instantânea e os rejeitos fluem para jusante e se estabilizam em um ângulo dependente das propriedades reológicas de cada amostra e da geometria da calha.

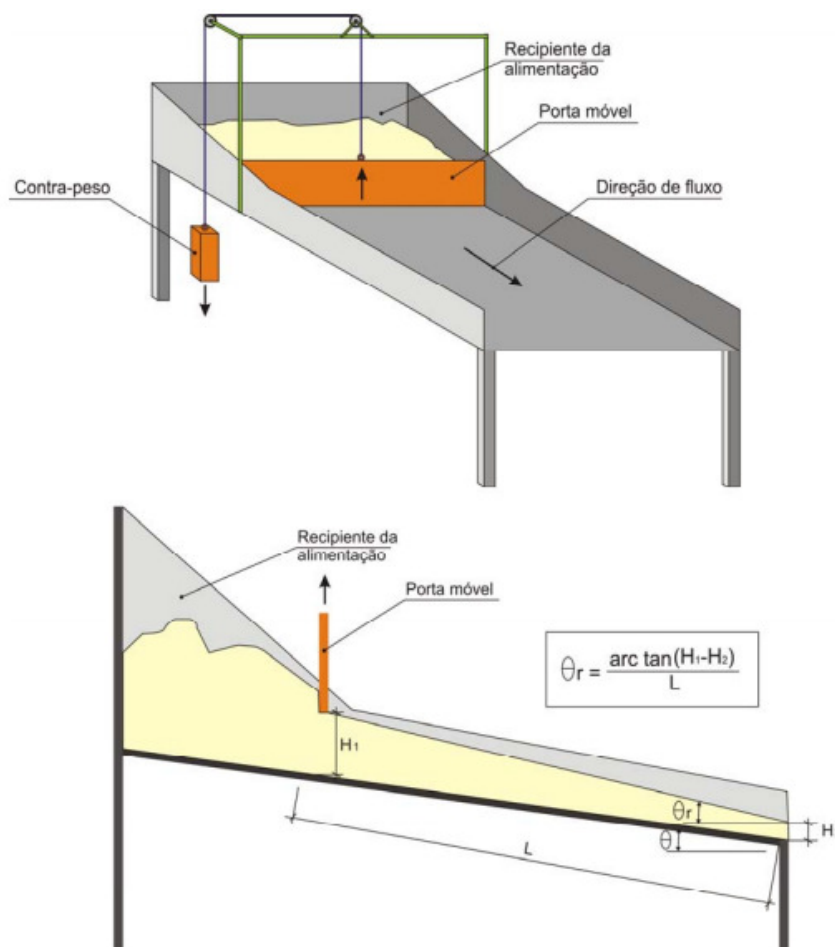


Figura 5.16 - Esquema de um ensaio de Flume (SOFRA *et al.* 2002 *apud* FIGUEIREDO, 2007)

Os ensaios de Flume foram realizados para os rejeitos em três teores de sólidos diferentes, variando as inclinações da calha para 1°, 3°, 5° e 10°. A Tabela 5.6 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

Tabela 5.6 - Resumo dos resultados dos ensaios de Flume realizados

Teor de sólidos volumétrico_Cv [%]	Teor de sólidos gravimétrico_Cw [%]	Ângulo da calha [°]	Distância alcance até o repouso [cm]	Ângulo de repouso [°]	Espessura no topo [cm]	Espessura na base [cm]
45,3%	74,8%	1°	>100	0,044	1,9	0,5
		3°	>100	0,025	1,2	0,4
		5°	>100	0,022	1,1	0,4
		10°	>100	0,013	0,7	0,3
50,6%	78,7%	1°	35,0	2,555	4,7	1
		3°	38,0	2,383	4,7	1,1
		5°	53,0	1,433	3,7	1,1
		10°	92,5	0,439	2,4	1,1
55,7%	81,9%	1°	2,00	2,467	8,1	6,1
		3°	3,00	1,847	8,3	6,3
		5°	2,00	2,932	8,3	5,6
		10°	2,00	2,467	8,5	6,0

O equipamento utilizado possui comprimento de calha de 100cm e largura de 12cm, sendo o recipiente de alimentação de rejeitos um paralelepípedo com altura de 8,5cm e lados de 12,0x22,5cm. O volume total de rejeito envolvido em um ensaio foi estimado em 2.295,0cm³. A Figura 5.17 apresenta fotos do equipamento de Flume antes e durante o desenvolvimento de um ensaio.



Figura 5.17 - Foto do equipamento de Flume antes e durante o desenvolvimento de um ensaio.

Através da Tabela 5.6 é possível observar que para o ensaio com teor de sólidos volumétrico igual a 45,3% o alcance dos rejeitos ultrapassou o comprimento da calha,

não sendo possível avaliar o ângulo de deposição e o alcance. Já o ensaio com Teor de sólidos volumétrico igual a 55,7% apresentou consistência tão elevada que, para o volume de material ensaiado, o resultado obtido mostrou-se insensível à alteração da inclinação da calha, evidenciando a perda de precisão da medida. Os resultados obtidos para os rejeitos com teor de sólidos igual a 50,6% apresentaram-se sensíveis à alteração da inclinação da calha e tiveram o alcance final menor que os 100cm de comprimento do equipamento, consistindo nos melhores resultados obtidos.

A análise dos ângulos de deposição do ensaio de Flume por si só fornece resultados apenas qualitativos, uma vez os mesmos são altamente dependentes da escala de ocorrência do fenômeno. Para se obter parâmetros físicos do modelo foi realizada uma retro análise do movimento da frente de rejeitos no ensaio através do software DAN-W. A modelagem procurou incorporar as características geométricas do equipamento e obter como resultados parâmetros reológicos de tensão de escoamento (τ_y) e viscosidade plástica (η_p). O modelo reológico utilizado para a retro-análise foi o de Bingham. A Figura 5.18 apresenta a geometria do Flume modelada no software DAN-W.

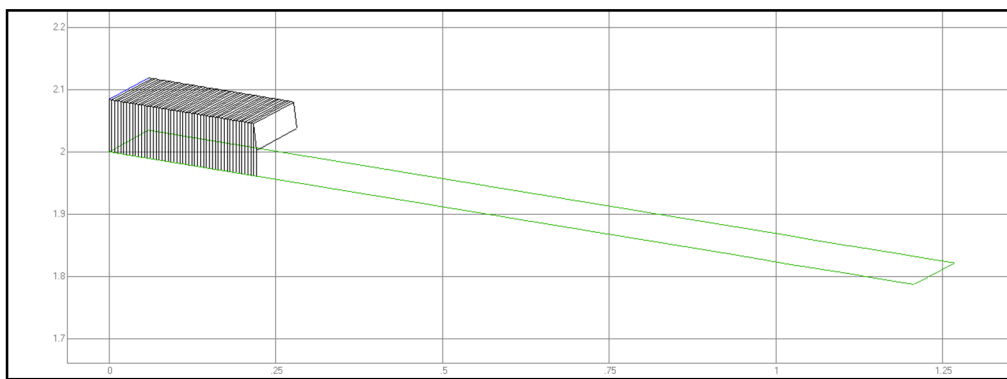


Figura 5.18 – Modelo DAN-W da calha do Flume com inclinação de 10°.

Para o monitoramento do deslocamento dos rejeitos em cada ensaio foi realizada filmagem com câmera capaz de gravar 240 frames/s na calha com balizamento das distâncias, conforme pode-se observar na Figura 5.17.

As Figura 5.19 e Figura 5.20 apresentam os gráficos de retro-análise do deslocamento da frente de rejeitos vs tempo desenvolvido nos ensaios com teor de sólidos volumétrico de $C_v=45,3\%$ e $C_v=50,6\%$. Não foi realizada retro-análise do ensaio com $C_v=55,7\%$ uma vez que o mesmo apresentou resultados não satisfatórios.

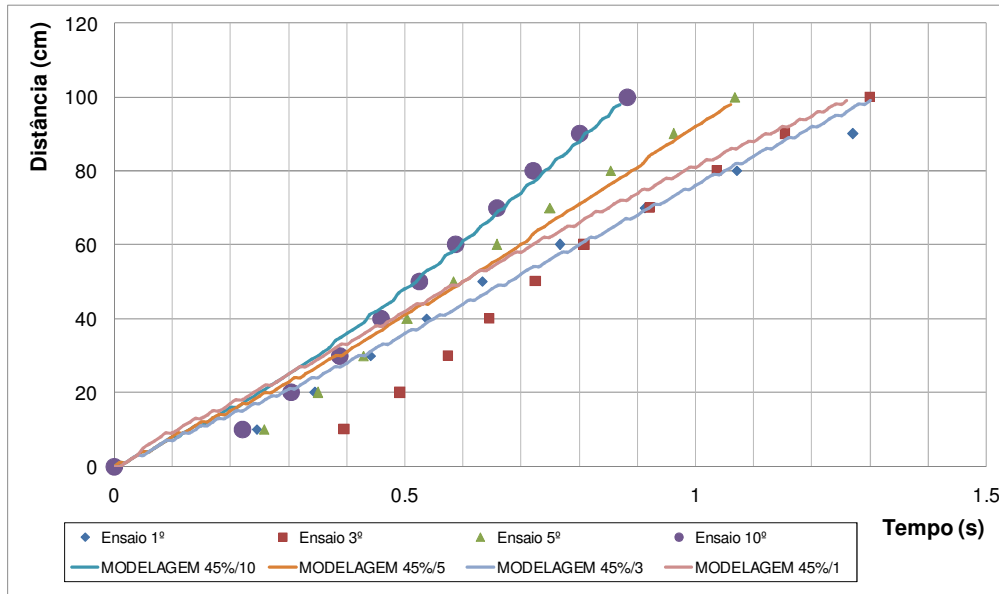


Figura 5.19 –Retro análise do deslocamento da frente de rejeitos vs tempo para $C_v=45,3\%$

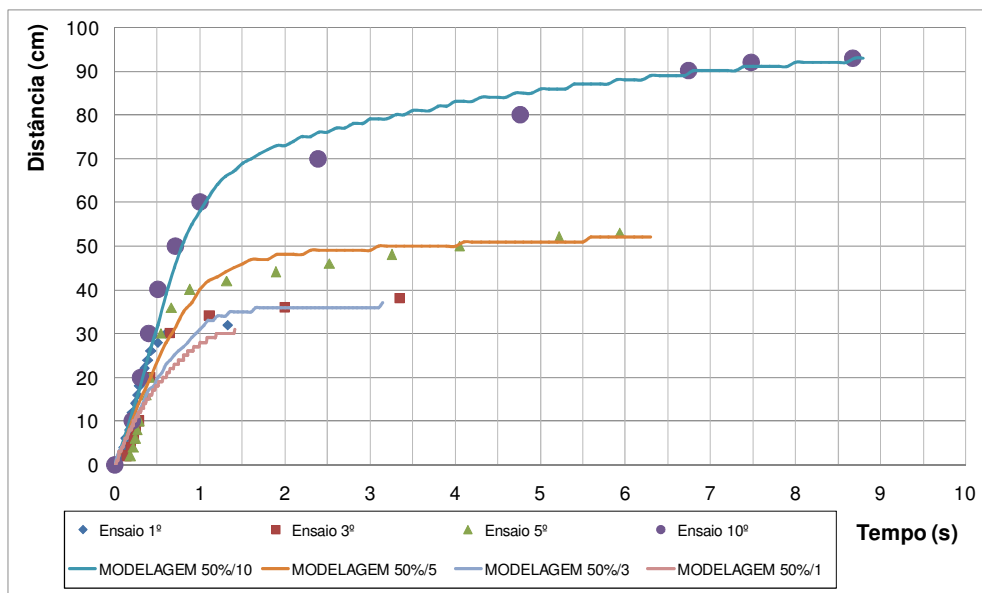


Figura 5.20 –Retro análise do deslocamento da frente de rejeitos vs tempo para $C_v=50,6\%$

À partir da retro-análise realizada foram obtidos os parâmetros de tensão de escoamento e viscosidade plástica de Bingham para os dois teores de sólidos retro analisados, conforme apresentado na Tabela 5.7 .

Tabela 5.7 - Resultado das retro análises realizadas nos ensaios de Flume.

Teor de sólidos c_v [%]	45%				50%			
	1°	3°	5°	10°	1°	3°	5°	10°
Inclinação da calha	1°	3°	5°	10°	1°	3°	5°	10°
Peso específico γ_{nat} [kN/m ³]	21,5	21,5	21,5	21,5	22,8	22,8	22,8	22,8
Tensão de escoamento τ_y [Pa]	0,4	0,3	0,5	0,6	51	55	54	54
Viscosidade η_p [Pa.s]	0,3	0,3	0,25	0,4	2,3	2,4	2,1	2,1

Como as propriedades reológicas dos materiais são dependentes do teor de sólidos da massa de rejeitos a expectativa inicial foi de que a variação da inclinação da calha não causasse influência nos valores dos parâmetros reológicos retro-analisados. Todavia, em decorrência de incertezas houveram algumas diferenças nos resultados obtidos. Apesar das diferenças obtidas a Tabela 5.7 permite observar que os resultados são satisfatórios.

5.2.5 Comparação entre os resultados reológicos

Uma vez realizados os ensaios procedeu-se a comparação entre os resultados, de maneira a avaliar o desempenho de cada técnica utilizada. Primeiramente procedeu-se a comparação entre as tensões de escoamento (τ_y), medida que pôde ser obtida através de todas as técnicas utilizadas. A Figura 5.21 apresenta um gráfico de comparação dos resultados de tensão de escoamento obtidos para vários teores de sólidos volumétricos.

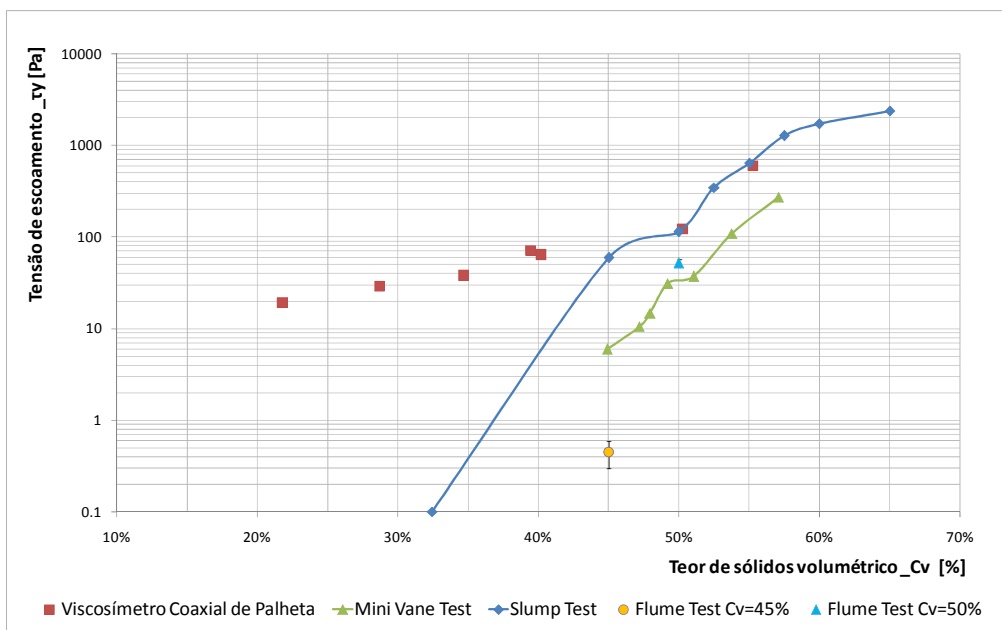


Figura 5.21 – Resumo dos resultados de tensão de escoamento vs teor de sólidos volumétrico

Através da Figura 5.21 é possível observar que o ensaio de Slump Test forneceu resultados de tensão de escoamento (τ_y), consistentes com os resultados do viscosímetro. Conforme já mencionado, é interessante notar que o viscosímetro apresentou boa capacidade de medida de tensões de escoamento para baixos teores de sólidos, enquanto o ensaio de Slump apresentou capacidade de medição da tensão de escoamento para teores de sólidos volumétricos maiores que 55%, o que na prática não foi possível com o viscosímetro.

Os ensaios realizados com a paleta apresentaram resultados de tensões de escoamento menores que os obtidos com o Slump Test e com o viscosímetro, todavia, o comportamento das tensões em relação à variação do teor de sólidos mostrou-se similar. Quanto aos dois pontos tensão de escoamento retro-analisados para os ensaios de Flume foram obtidos resultados de tensão de escoamento na ordem de grandeza dos medidos através das outras técnicas. A retro-análise realizada para o ensaios com teor de sólidos igual a 45% forneceu tensão de escoamento mais baixa em relação a todas as outras medidas. Os resultados de tensão de escoamento obtidos foram, muito provavelmente, afetados pela baixa rugosidade da superfície de acrílico da calha. O ponto com teor de sólidos volumétrico igual a 50% apresentou resistência compatível com os ensaios de Vane, sendo considerados na mesma ordem de grandeza dos medidos pelo Slump Test e pelo viscosímetro.

Para a viscosidade plástica somente os ensaios com o viscosímetro e as retro-análises no Flume fornecem medidas. Na Figura 5.22 é apresentado um gráfico comparativo dos resultados de viscosidade plástica dos dois ensaios para vários teores de sólidos volumétricos.

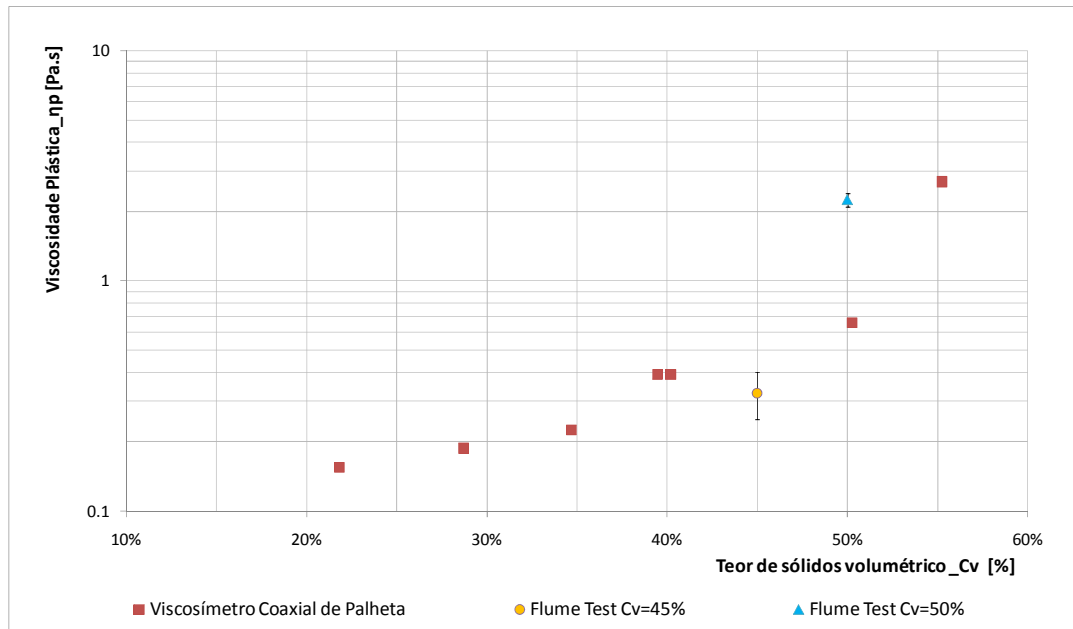


Figura 5.22 – Resumo dos resultados de viscosidade plástica vs teor de sólidos volumétrico.

A Figura 5.22 permite observar que os resultados de viscosidade plástica apresentaram-se na mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos através do viscosímetro.

6 CONCLUSÕES

O desenvolvimento desta dissertação permite concluir que o fenômeno de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos é complexo e multidisciplinar, sendo que para a sua completa compreensão é necessária a compatibilização de parâmetros geotécnicos e hidráulicos.

A metodologia proposta para a avaliação das rupturas foi constituída de três partes:

- Determinação das características geométricas, geotécnicas, e reológicas da ruptura da estrutura;
- Avaliação da dinâmica do processo de saída dos rejeitos do reservatório;
- Avaliação das técnicas de laboratório disponíveis para a determinação das propriedades reológicas dos rejeitos;

A determinação das características geométricas da ruptura regressiva dentro do reservatório foi fundamentada em conhecimentos bem consolidados da engenharia geotécnica, de modo que, a determinação do volume de ruptura se mostrou mais precisa se comparada às previsões pelo método de Rico *et al.* (2008).

Através da avaliação geomorfológica das rupturas de 10 (dez) casos históricos foi possível determinar uma boa relação entre os parâmetros elípticos assumidos para a forma da geometria em planta.

A avaliação da concentração volumétrica do fluxo dos rejeitos através do parâmetro “R” apresenta-se como um método simplificado, uma vez que este considera a média de todo o processo de ruptura e negligencia a variação inerente da relação água/rejeitos ao longo do hidrograma. Por outro lado, o método se apresenta de fácil utilização e com potencial para comparação da vulnerabilidade de diferentes tipos de estruturas de contenção de rejeitos quanto à possíveis rupturas.

A utilização do software DAN-W se mostrou útil para a avaliação do fenômeno de saída dos rejeitos na estrutura. Foi verificado que a vazão de pico do hidrograma efluente é altamente dependente do tamanho da brecha desenvolvida no maciço. Nesse sentido, foram compilados dados de brechas formadas em rupturas de estruturas de contenção de rejeitos de modo a avaliar se existe algum padrão estatístico possível de

ser correlacionado e possibilitar a previsão da brecha. As análises realizadas indicaram relação da largura da brecha com a altura da barragem, entretanto a dispersão dos resultados não permitiu a definição de uma regressão satisfatória.

Ainda com relação às modelagens realizadas com o DAN-W as análises de sensibilidade permitiram avaliar a importância na determinação das propriedades reológicas para a avaliação das consequências da ruptura. As equações de movimento desenvolvidas por Hungr (1995) e implementadas no DAN-W permitiram a modelagem da dinâmica da ruptura desde o repouso da massa, na iminência de ruptura, até a estabilização da massa pós ruptura. Nesse contexto rejeitos com altas viscosidades e altas tensões de escoamento saíram com menor velocidade do reservatório. Essas observações foram menos significativas para a modelagem de barragens com alturas maiores que 50m, uma vez que para essas as forças gravitacionais assumem valores muito altos se comparado com a resistência normalmente desenvolvida por rejeitos.

Posteriormente foram realizadas análises para avaliar a influência do volume de ruptura na vazão de pico do hidrograma efluente de ruptura. Foi verificado que, para uma mesma altura de barragem, a inclinação da superfície de ruptura tem forte influência na vazão de pico obtida. Através de uma comparação dos resultados obtidos com as regressões apresentadas por Costa (1988) foi possível observar que a escolha dos parâmetros reológicos deve ser realizada de maneira compatibilizada com a resistência ao cisalhamento liquefeita utilizada na determinação do ângulo de estabilização da ruptura regressiva para fornecer sentido físico à modelagem.

Os resultados mostraram também que o volume de ruptura tem forte influência no alcance dos rejeitos uma vez a conservação de volume do modelo fez com que o controle do fluxo se situasse à montante, sendo os rejeitos empurrados para maiores distâncias.

Para a avaliação de uma metodologia para determinação das propriedades reológicas foram realizados diversos ensaios em laboratório: Slump Test, Flume Test, Mini Vane Test e Viscosímetro coaxial de palheta.

A comparação das metodologias mostrou que os ensaios com o viscosímetro coaxial de palheta apresentaram maior sensibilidade na determinação dos parâmetros reológicos

para suspensões com baixas concentrações. O ensaio de Slump Test mostrou-se de fácil realização e grande utilidade para a determinação da tensão de escoamento dos rejeitos. Na comparação dos resultados do viscosímetro com os resultados do Slump Test foi possível observar boa concordância acerca de 45% de teor de sólidos.

O ensaio de Flume test apresentou-se de maior dificuldade operacional para execução e tratamento dos dados, que lançou mão de retro-análise com a ferramenta DAN-W para avaliação dos parâmetros reológicos. Nos resultados do Flume foi observado que as tensões de escoamento situaram-se abaixo das tensões determinadas no ensaio de Slump Test e viscosímetro, indicando a influência do baixo atrito entre o rejeito e o acrílico da rampa. Já as determinações de viscosidade apresentaram boa concordância com os resultados do viscosímetro. Os ensaios de Palheta (Mini Vane Test) apresentaram resistência abaixo da determinada com o viscosímetro e insensibilidade para determinação de baixas tensões.

7 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este trabalho tratou sobre de rupturas de barragens de rejeitos, entretanto, mesmo procurando utilizar uma abordagem ampla, seria impossível esgotar o tema. Isto posto, expõe-se neste capítulo um resumo de diversas ideias construídas mas não colocadas em prática no âmbito da dissertação, face ao limite de prazo inerente ao programa.

Ao final desse trabalho sugerem-se as seguintes ações para a continuidade dessa linha de pesquisa:

- A execução dos ensaios com o viscosímetro coaxial de palheta se mostrou muito trabalhosa no laboratório, em função do tamanho e peso do equipamento e do grande volume de material necessário para cada ensaio. A geometria do equipamento projetado permite a diminuição da escala de maneira a torná-lo menor e de mais fácil utilização. Sugere-se a construção de equipamento semelhante em menor escala e desenvolvimento de instrumentação para medição da rotação do disco superior;
- Execução de ensaios em outros modelos de viscosímetro no mesmo rejeito utilizado nesta pesquisa, de maneira a permitir uma comparação mais ampla dos resultados;
- Realizar ensaios HCT no rejeito para vários índices de vazios iniciais;
- Realizar ensaios triaxiais tipo $C\bar{U}$ para os rejeitos com vários índices de vazios iniciais;
- Comparar a resistência liquefeita obtida nos ensaios triaxiais com medições de tensão de escoamento obtidas em ensaios reométricos;
- Realizar análise conjunta do ensaio HCT com os resultados dos ensaios triaxiais para determinar uma razão de resistência liquefeita do rejeito;
- Investigar o paralelismo entre a linha de estado permanente e a linha de viscosidades plásticas vs índice de vazios para diversos tipos de rejeitos;
- Realizar caracterização reológica de rejeitos com características granulométricas distintas;
- Realizar estudos de rupturas utilizando a metodologia descrita neste trabalho para casos reais;

- Realizar análises com a ferramenta DAN-W para geometrias de estruturas de disposição de rejeitos típicas de rejeitos na concentração de pasta, de modo a investigar a influência do tipo de disposição nos impactos causados;
- Investigar se o modelo de Bingham representa bem o comportamento reológico para materiais não saturados, de modo a permitir mais precisão na avaliação do comportamento de rejeitos em pasta e torta, permitindo melhor avaliar as vantagens de segurança dessas tecnologias;
- Realizar comparações entre os resultados fornecidos pelo DAN-W com outros softwares disponíveis, como por exemplo o FLO-2D;
- Realizar ensaios de erodibilidade nos rejeitos, de modo a fornecer subsídios para avaliar a erosão no talude à jusante no caso de galgamentos;
- Realizar estudo integrando a metodologia proposta por Saliba (2009) com critérios geotécnicos de ativação da ruptura por liquefação. No trabalho de Saliba (2009) a ruptura era assumida para inclinações de 1H:1V. A adoção de um modelo conjunto pode ser útil para avaliar o tempo de ativação da liquefação em um evento de galgamento;
- Realizar análises no modelo DAN-3D, comparando os resultados com os modelos realizados no DAN-W;
- Realizar rupturas de reservatórios de rejeitos e água em escala reduzida, de maneira a investigar a dinâmica da mistura de rejeitos e água durante o evento de ruptura e permitir a previsão da concentração do fluxo ao longo do hidrograma efluente do evento de ruptura. Modelos como o FLO-2D já permitem esse tipo de implementação programado, entretanto, faltam metodologias para a determinação da distribuição da concentração no evento;
- Realizar exemplos de estudos que integrem a metodologia desenvolvida com estudos hidrológicos e hidráulicos para rupturas por galgamento, conjugando o fenômeno da erosão no maciço e seu tempo de formação com o processo de ativação do gatilho da liquefação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.W. PETRASCHECK, P.A. SYDLER (1984), Routing of dam break floods, *International Water Power and Dam Construction* 36 (1984) 29-32.

ABNT (2006). Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. NBR NM 67, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP. 8 p.

ABNT (2006). Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. NBR 13028, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP. 6 p.

ABRÃO, P.C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'87, Rio de Janeiro, RJ, pp. 1-9.

ALARCON-GUZMAN, A.; LEONARDS, G. A.; CHAMEAU, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sand, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, volume 114, n. 10, p. 1089-1108.

ALBA P.; Ballester T.P. (2006). Residual strength after liquefaction: A rheological approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143-151pp.

ALMEIDA, F.E. (2004) Numerical Analysis of the Desiccation Process of a Fine Iron Ore Tailings (in Portuguese). Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

ALONSO, E. E., & GENS, A. (2006A). Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. *Géotechnique*, 56(3), 165– 183

ALONSO, E., GENS, A., (2006B). Aznalcóllar dam failure. Part 2: stability conditions and failure mechanism. *Géotechnique* 56 (3), 185–201.

AMARANTE, S.C. (2002). Filtragem de minérios de ferro – comparação entre métodos de filtragem de laboratório: testes de folha e de funil de Büchner. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. 125 p.

ANDERSEN, A.; BJERRUM, L (1968). Slides in subaqueous slopes in loose sand and silty. Publication 81, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, p. 1-9.

ÁVILA J. P. (2011). The drained stacking of granular tailings: a disposal method for a low degree of saturation of the tailings mass. *Proceedings of Tailings and Mine Waste*, Vancouver, BC. 11p.

ÁVILA J. P.; CASTRO J. M. G. (2008). Progressos Recentes na Engenharia das Barragens de Rejeitos Joaquim.XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, ABMS, Búzios, RJ. 15p.

AZAM, Shahid; LI, Qiren. (2010) Tailings dam failures: a review of the last one hundred years. *Geotechnical News*, v. 28, n. 4, p. 50-54.

BAGNOLD, R.A. (1954). Experiments on a gravity free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. *Proceedings of the Royal Society of London, series A*, 1954, 225, p. 49-63.

- BARNES, H.A.; HUTTON, J.F.; WALTERS, K. An introduction to rheology. Amsterdam: Elsevier Science, 1989, 199 p.
- BEEN K., JEFFERIES M.G. & HACHEY J. (1991). The critical state of sands. *Géotechnique*, 41: 365-38.
- BERGER (2011) Estimation of Tailings Dam Break Discharges Arvind Dalpatram Workshop on Dam Break Analysis Applied to Tailings Dams. USSD.
- BERNEDO C.E.; JULIEN P.; LEON A.; (2011). Dam Breach Analysis in Tailings Storage Facilities (TSF). World Environmental and Water Resources Congress: Bearing Knowledge for Sustainability – ASCE. 9p.
- BINGHAM, E.C. (1922). Fluidity and plasticity. New York: McGraw-Hill, 463p.
- BIRD, R.B.; ARMSTRONG, R.C.; HASSAGER; O. Dynamic of polymeric liquids. New York: Johnson Wiley & Sons, 1977, 458p.
- BIRD, R.B.; DAI, G.C.; YARUSSO, B.J. (1983). The rheology and flow of viscoplastic materials. *Rev Chem Eng*, p. 1-70.
- BISCO, A.P.R. (2009). A influência de algumas variáveis sobre a reologia de polpas minerais. Tese de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG. 87 p.
- BJERRUM, L. (1971). Subaqueous slope failures in Norwegian fjords. Publication 88, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- BLIGHT G. (2010). Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities. Taylor & Francis Group, London, UK. 641p.
- BLIGHT G.E.; FOURIE A.B. (2003). A Review of Catastrophic Flow Failures of Deposits of Mine Waste and Municipal Refuse. University of the Witwatersrand, Johannesburg, South Africa. 17p.
- BLIGHT, G.E. (1997). Destructive mudflows as a consequence of tailings dyke failures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 125: 9–18. *Journal of The South African Institute Of Mining And Metallurgy*. 8p.
- BLIGHT, G.E.; Robinson M. J.; Diering J.A.C. (1981). The flow of slurry from a breached tailings dam
- BOGER D. V. (2013). Rheology of Slurries and Environmental Impacts in the Mining Industry. *The Annual Review of Chemical and Biomolecular Engineering*. p. 239-257.
- BONIELLO, M.A.; CALLIGARIS, C.; LAPASIN, R. ZINI L. Rheological investigation and simulation of a debris flow event in the Fella watershed. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10, p. 989-997, 2010.
- BOULANGER, R.W., AND IDRIS, I.M. (2004). State normalization of penetration resistance and the effect of overburden stress on liquefaction resistance. In *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Berkeley, Calif., 7–9 January 2004. American Society of Civil Engineers, Reston, Va. pp. 484–491.
- BRASIL. (2010). Decreto-Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e

altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Diário Oficial [da República Federativa do Brasil], Brasília, 21 de setembro de 2010, pt1.

BRASIL. (2012). Portaria no 416 de 03 de setembro de 2012. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração conforme a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens. Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, Brasília, 2012.

BRASIL. (2013). Portaria no 526 de 03 de dezembro de 2013. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração conforme a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens. Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, Brasília, 2013.

BRAY, J.D.; SANCIO, R.B.; RIEMER, M. e DURGUNOGLU, H.T. (2004). Liquefaction susceptibility of fine-grained soils, Proceedings 11th ICSD and 3th ICEGE, January 7-9, 2004, UC Berkeley, Ca., USA.

BRETAS, R. E. S & D’AVILA, M. A. (2000) – Reologia de polímeros fundidos. Editora da UFSCar.

BRYANT, S.M., DUNCAN, J.M., and SEED, H.B. (1983). Application of tailings dam flow analyses to field conditions. Report UCB/ GT/83-03, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.

CÁRDENAS, J.L.G. (2004). Estudo de modelos constitutivos para previsão da liquefação em solos sob carregamento monotônico. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro-RJ.

CARRARO, J.A.H.; P. BANDINI; R. SALGADO (2003). Liquefaction resistance of clean and non-plastic silty sands based on cone penetration resistance. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(11), 965-976.

CASAGRANDE, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review. Proc. 5th Pan-American Conference, Argentina, 81-133.

CASTRO, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

CAVALCANTE, A.L.B (2004). Modelagem e Simulação do Transporte por Arraste de Sedimentos Heterogêneos Acoplado ao Mecanismo de Tensão-Deformação-Propressão Aplicado às Barragens de Rejeitos – Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF.

CHANDLER, R.J., TOSATTI, G., (1995). The Stava dams failure. Italy, July, 1985. Proc. Instn. Civ. Engng. 113, pp. 67–79.

CHERN, J.C. (1985). Undrained response of sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility. Ph.D. thesis, The University of British Columbia, Vancouver.

Cornforth D. H.; Worth, E.G.; Wright, W. L.(1975). Observation and analysis of a flow slide in sand fill. In British Geotechnical Society, Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, Wiley, New York, p. 136-151, .

COSTA J. E. (1988). Floods from dam failures, in: V.R. Baker *et al.* (Eds.), Flood Geomorphology, Wiley, New York, pp. 439-463.

D`ÁGOSTINO, L.F. Praias de Barragens de Rejeitos de Mineração: Características e análise da sedimentação, tese de Doutorado, USP, 2008.

DANESHVAR P.; ZSAKI A. M. (2010). MODELING of tailings flow using smoothed particle hydrodynamics for risk assessment of tailings dam breaches. 2011 Pan-Am CGS Geotechnical conference. 6p.

DAVIES *et al.* (2010). A Dewatered Tailings Practice – Trends and Observations. Disponível em <http://www.infomine.com/library/publications/docs/Davies2010.pdf>. Acessado em 10 de Agosto de 2014.

DAVIES, M.P. (2011). Filtered dry stacked tailings – the fundamentals. In Proceedings Tailings and Mine Waste, Vancouver, BC, Canada, 9p.

DAVIES, M.P.; McRoberts, E.C. & T.E. Martin (2002). Static liquefaction of tailings – Fundamentals and case histories. In proceedings Tailings Dams 2002. ASDSO/USCOLD, Las Vegas.

ECKERSLEY J.D. 1985. Flowslides in stockpiled coal. Engineering Geology, 22: 13-22.

ECKERSLEY, J. (1990). Instrumented laboratory flowslides. Géotechnique, 40(3): 489–502.

EGASHIRA, S.; HONDA, N.; ITOH, T. (2001). Experimental study on the entrainment of bed material into debris flow. Phys. Chem. Earth, vol. 26, n° 9, p. 645-650.

ESPÓSITO, T.J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construída por aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 363 p.

FIGUEIREDO, M. M. (2007). Estudo de Metodologias Alternativas de Disposição de Rejeitos para a Mineração Casa de Pedra – Congonhas/MG. Ouro Preto: UFOP, 2007. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

FOURIE AB, PAPAGEORGIU G, BLIGHT GE. (2000). Tailings and mine waste. Proceedings of the 7th International Conference, Fort Collins, NY; 149–158.

FREAD, D.L. (1991). BREACH: an erosion model for earthen dam failures. Maryland: National Weather Service,

Fread, D.L., (1993). “NWS FLDWAV Model: The Replacement of DAMBRK for Dam-Break Flood Prediction,” Dam Safety '93, Proceedings of the 10th Annual ASDSO Conference, Kansas City, Missouri, September 26-29, 1993, p. 177-184.

FREIRE-NETO J.P. (2009). Estudo da Liquefação Estática em rejeitos e aplicação de Metodologia de análise de estabilidade. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 179p.

FROEHLICH DAVID C., (2008). Embankment-Dam Breach Parameters And Their Uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE.p. 1708-1721.

FROEHLICH, D.C., (1995). "Embankment Dam Breach Parameters Revisited," *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Water Resources Engineering*, San Antonio, pp. 887-891

GALINDO M.S.V. (2013). Desenvolvimento de uma metodologia para a avaliação da viscosidade de solos. *Dissertação de Mestrado*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 113p.

GARGA, V.K. AND KHAN, M.A. (1995). REVIEW and Comparison of a deterministic Model for estimating Flow Out Distance of Breached Tailings, report submitted to Resources Canada, Mining Research Laboratory.

GIBSON, R.E., ENGLAND, G.L. e HUSSEY, M.J.L. (1967). The theory of one dimensional consolidation of saturated clays. I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers, *Géotechnique*, 17, pp. 261-273.

GOMES, M.F.M. (2009b). Metodologia de análise hierárquica aplicada para escolha do sistema de disposição de subproduto da mineração com ênfase nos rejeitos de minério de ferro. *Dissertação de Mestrado*, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil. 193 p.

GOMES, R. C. (2009a). Caracterização tecnológica no aproveitamento do rejeito de minério de ferro. *Dissertação de Mestrado*, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil. 220 p.

GRABINSKY, M.W., Theriault, J. e Welch, D. (2002). An overview of paste and thickened tailings disposal on surface. *Mine Waste and the Environmental Conference*, Rouyn-Noranda, Quebec. 8 p.

GUIDICINI G.; NIEBLE C. M. (1984) - Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Editora Blucher, 194 p.

GUILLÉN J.L.C. (2004). Estudo de Modelos Constitutivos para Previsão da Liquefação em Solos sob Carregamento Monotônico. *Dissertação de Mestrado*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 136p.

GUIMARÃES, N.C (2011). Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando a sua disposição em pilhas. *Dissertação de Mestrado*, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 129 p.

HACKLEY V.A.; Ferraris C.F. (2001). Guide to Rheological Nomenclature: Measurements in Ceramic Particulate Systems. NIST Special Publication 946, Gaithersburg, MD, 36p.

HAGEN, V. K. (1982). "Re-evaluation of Design Floods and Dam Safety," *Proceedings, 14th Congress of International Commission on Large Dams*, Rio de Janeiro, Brazil.

Hanks, R. W., and Pratt, D. R. (1967), "On the Flow of Bingham Plastic Slurries in Pipes and between Parallel Plates," *Journal of Society of Petroleum Engineers*, Dec, pp. 342-346.

- HANZAWA, H.; ITOH, Y. & SUZUKI, K. (1979). Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf. *Soils and Foundations*, 19(4), 1-15.
- HARDER L. F. & STEWART J. P. (1996). Failure of Tapo Canyon Tailings Dam. *JOURNAL OF PERFORMANCE OF CONSTRUCTED FACILITIES*. pp. 109-114.
- HAZEN, A. (1920). Hydraulic fill dams. *Transactions, ASCE*, 83: 1713-1745. *apud* DAVIES, M.P.; McRoberts, E.C. & T.E. Martin (2002). Static liquefaction of tailings – Fundamentals and case histories. In *proceedings Tailings Dams 2002*. ASDSO/USCOLD, Las Vegas.
- HEGEDUS P. (2011). The Failure of a Tailings Dam in Hungary. *Flood Risk Management in the 21st Century* September 6 – 9. San Diego, CA
- HENDERSON, M.E. (1988). Slurry pipelines: Present and Future. *Hydraulic Fill Structures, ASCE, Fort Collins, USA*, pp. 155-165.
- HERNANDEZ, H.M.O. (2002) Caracterização geomecânica de rejeitos aplicada a barragens de aterro hidráulico, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil. 174 p.
- HOWARD I. L.; SAUCIER C.L.; Tom J.G. (2009). Levee Breach Geometries And Algorithms to Simulate Breach Closure. *SERRI Project: Increasing Community Disaster Resilience Through Targeted Strengthening of Critical Infrastructure*. 172p.
- HUANG, Z.; HUHE A. (2009). A laboratory study of rheological properties of mudflows in Hangzhou Bay, China. *International Journal of Sediment Research*, 24, p. 410-424.
- HUNGR, O. (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 32: 610–623.
- IBRAM (2011). Informações e análises da economia mineral brasileira, 6ª edição. Instituto Brasileiro de Mineração, disponível em <http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00001669.pdf>. Acessado em 19 de Junho de 2014.
- ICOLD (2008). Tailings dams. Risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences. *Bulletin 121*. 144 p. Jaouhara.
- IDRISS, I. M., e BOULANGER, R. W. (2007). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils. *Earthquake Geotechnical Engineering*, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – Invited Lectures, K. D. Pitilakis, ed., Springer, The Netherlands, 1-22.
- ISHIHARA K (1977). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stress. *Soil and Foundation*.
- ISHIHARA, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-415.
- ISHIHARA, K.; TATSUOKA, F. & YASUDA, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction under cyclic stresses, *Soils and Foundations*, 15(1): 29-44.
- IVERSON R.M. (1997). Shear behavior of liquefied soils: interdisciplinary perspectives. In: *Proceedings of the NSF workshop on post- liquefaction strength of granular soils*. Urbana, IL: University of Illinois; April 17–19.

J.O. GRIMALT, M. FERRER, E. MACPHERSON. (1999). The mine tailing accident in Aznalcollar, *The Science of the Total Environment* 242 pp.3-11.

JACK A CALDWELL (2014). 2013 and early 2014 Tailings Facility Failures.

Disponível em:

<http://www.infomine.com/library/publications/docs/Caldwell2014b.pdf>. Acessado em 05 de fevereiro de 2015.

JEFFERIES, M., & BEEN, K. (2006): *Soil Liquefaction, A Critical State Approach*. Abingdon, UK: Taylor and Francis. 625 P.

JENNINGS, J.E. 1979. The failure of a slimes dam at Bafokeng. Mechanisms of failure and associated design considerations. *The Civil Engineer in South Africa*, June: 135-141.

JEYAPALAN, J. K., DUNCAN, J. M., e SEED, H. B. (1982). "Analyses of Flow Failures of Mine Tailings Dams," *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, No. GT2, Feb., 1982, pp. 150-171.

JEYAPALAN, J. K., DUNCAN, J. M., SEED, H. B. (1983a),. Investigation of flow failures of tailings dams. *Journal of Geotechnical Engineering, Reston*, v. 109, n. 2. p. 172-189, 1983.

JEYAPALAN, J. K., DUNCAN, J. M., SEED, H. B. (1983b), "Analyses of Flow Failures of Mine Tailings Dams," *Journal of Geotechnical Engineering, Reston*, v. 109, n. 2. p. 150-171.

JULIEN, P.Y.; LEÓN C. A. (2000). Mudfloods, mudflows and debris flows: classification, rheology and structural design. *International Workshop on Mudflows and debris flows, Caracas, Venezuela*.

KLEINER, D. E., "Design and Construction of an Embankment Dam to Impound Gypsum Wastes," *Proceedings of the International Commission on Large Dams*, 1976, pp. 235-249.

KONRAD, J.M. & WATTS, B.D. (1995). Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 783-794.

KOPPEJAN, A. W.; WAMELAN, B. M.; WEINBERG, L. J. (1948). Coastal flowslides in the Dutch Province of Zeeland, *Proceeding, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 5, p. 89-96, 1948.

KOPPEJAN, A.W., VAN WAMELEN, B.M. AND WEINBERG, L.J.H. (1948); Coastal flow slides in the Dutch province of Zeeland. *Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam*, Vol. V, 89-96.

KRAMER, S.L. (1985). Liquefaction of sands due to non-seismic liquefaction. Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, University of California, Berkeley, January.

KRAMER, S.L., AND SEED, H.B. (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading condition. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(4): 412-430.

KÜPPER, A.M.A.G. (1991). Design of Hydraulic Fill. PhD Thesis, Dept of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 525 p.

- KYNCH, G.J. (1952). A theory of sedimentation. *Trans., Faraday Soc.*, 48, pp. 166-176
- LADD, C. C. e FOOTT, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v.117, No GT7, p. 763-786.
- LARA, J.L., PORNILLOS, E.U. e MUÑOZ, H.E. (2013). Geotechnical-geochemical and operational considerations for the application for dry stacking tailings deposits – state-of-the-art. *Paste 2013 – R.J. Jewell, A.B. Fourie, Caldwell, J. e Pimenta, J. Belo Horizonte, Brasil.*
- LARA, J.L. e LEÓN, E. (2011). Design and operational experience of the Cerro Lindo filtered tailings deposit. *Paste 2011. Australian Centre for Geomechanics, Perth, Australia.* 25-38 pp.
- LAUDRIAULT, D. (2002). The surface disposal of industrial waste: slurry placement v/s high density slurry placement v/s placement as a paste. In: *High Density & Paste Seminar. Santiago, Chile.*
- LI A. *et al.* (2009). Stability of Large Thickened non-Segregated Tailings Slopes. *12th International Seminar on Paste and Thickened Tailings. Chile.*
- LI A.L. *et al.* (2013). Tailings Initial Consolidation and Evaporative Drying after Deposition. 17p.
- LIMA & OLIVEIRA-FILHO (2002). Numerical Algorithm for modeling formation of a mine fine tailings deposit.
- LIU, J.C and ZNIDARCIC, D. (1991). " Modelling 1-D compression characteristics of soils. " *J. of geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.117, No.1, 162-169.*
- LOZANO, F.A.E. (2006). Seleção de locais para barragens de rejeito usando o método de análise hierárquica. *Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo, SP.* 128 p.
- LUCIA, P.C. (1981). Review of experiences with flow failures of tail- ings dams and waste impoundments. *Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, California.*
- LUINO F. e GRAFF J. V. (2012). The Stava mudflow of 19 July 1985 (Northern Italy): a disaster that effective regulation might have prevented. *Proceedings of Natural Hazards and Earth System Sciences, 1029-1044.*
- LUZ A. B. e LINS F. A. F. (2004). *Introdução ao tratamento de minérios. Centro de tecnologia mineral. Ministério da Ciência e Tecnologia, Rio de Janeiro, RJ, 15p.*
- MacDonald, Thomas C., and Jennifer Langridge-Monopolis, 1984, "Breaching Characteristics of Dam Failures," *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 110, no. 5, p. 567-586
- MCDUGALL, S., (2006). A New continuum dynamic model for the analysis of extremely rapid landslide motion across complex . 3D terrain. *Ph.D. Dissertation, Department of Earth and Ocean Sciences, University of British Columbia, 253pp.*
- MELO, L. P. R. (2013). Análise comparativa de metodologias de previsão de inundação decorrente da ruptura de barragens de rejeitos: Caso Hipotético da Barragem Tico- Tico. *Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e*

Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 197 p.

MENEZES, L. O. (2011). Previsão de Alcances de Rupturas de Taludes de Belo Horizonte Por Meio de Retroanálises: uma contribuição para a gestão do risco. Dissertação de mestrado, Curso de mestrado em geotecnia e transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 120p.

MIDDLEBROOKS, T. A. (1942). "Fort Peck slide." Trans., ASCE, 107, 723-764.

MIDGLEY, D.C. (1979) The failure of a slimes dam at Bafokeng; hydrological aspects and a barrier to further escape of slimes. The Civil Engineer in South Africa, Vol 21 (6), pp. 151-154.

MIKASA, M. (1963) The Consolidation of Soft Clay-A new Consolidation Theory and Its Application. Kajima Institution Publishing Co., Ltd.

MILONAS, J.G. (2006). Análise do processo de reconstituição de amostras para caracterização do comportamento de barragens de rejeito de minério de ferro em aterro hidráulico. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 146 p.

MITCHELL, D. E. (1984). "Liquefaction slides in hydraulically placed sand." Proc, Int. Symp. on Landslides, Canadian Geotechnical Society.

MORGENSTERN N. E GIBSON R. E. (1948). A note on the stability of cuttings in normally consolidated clays. Geotechnique. pp. 212-216.

MORGENSTERN, N. (1967). 'Submarine slumping and initiation of turbidity currents', Marine Geotechnique, A. F. Richards, ed., University of Illinois Press, Urbana, Ill., pp. 189-220

MORRIS, M.W., HASSAN, M.A.A.M. AND VASKINN, K.A. (2005). Conclusions and recommendations from the IMPACT Project WP2: Breach formation. disponível em: www.impact-project.net

NASCIMENTO C.R. (2008). Reologia e Reometria Aplicadas ao Estudo de Polpas Minerais. Série Rochas e Minerais industriais, CETEM/MCT. . Rio de Janeiro, RJ, 53p.

NIEKERK, V. H.J., AND VILJOEN, M.J. (2005). CAUSES and consequences of the Merriespruit and other tailings dams failures. Journal of Land Degradation and Development, 16, 201-212.

O'BRIEN, J. S., JULIEN, P.Y. (1985). Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows. In: SPECIALTY CONFERENCE - DELINEATION OF LANDSLIDE, FLASH FLOOD AND DEBRIS FLOW HAZARDS IN UTAH, 1984, Logan. Proceedings... Utah: Utah State University, p. 260-279.

O'BRIEN, J.S.; JULIEN, P.Y. Laboratory analysis of mudflow properties. Journal of hydraulic engineering, vol. 114, nº 8, 1988, p. 877-887.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y.; FULLERTON, W. T. (1993). Two-dimensional water flood and mudflow simulation. Journal of hydraulic engineering, v. 119, n. 2, p. 244-261p.

- OLIVEIRA-FILHO W.L.; VAN ZYL D. (2006). Modeling Discharge of Interstitial Water from Tailings Following Deposition. Part 2: Application. *Solos e Rochas*. 211-221pp.
- OLSON, S.M. (2001). Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
- OLSON, S.M. e STARK, T.D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 629-647.
- OLSON, S.M. e STARK, T.D. (2003). Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1164-1184.
- PARK, S. and BYRNE, P.M. 2004. Stress densification and its evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, pp. 181-186.
- Pashias, N., Boger, D. V, Summers, J. Glenister D.J. (1996). A fifty cent rheometer for yield stress measurement, *J. Rheol.* 40p. 1179-1189.
- PENA. L. R (2008). Estudo da Construção de Aterros em Depósitos Estratificados de Rejeitos de Mineração. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 182p.
- PIRETE W. (2010). Estudo do Potencial de Liquefação Estática de uma Barragem de Rejeito Alteada para Montante Aplicando a Metodologia de Olson (2001). Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 141p.
- PORTES A . M. C. (2013). Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta. Dissertação de mestrado, Curso de mestrado em geotecnia e transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 180p.
- POULOS, S. J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, volume 107, n. GT5, 553-562.
- POULOS, S.J. (2008). Comunicação Pessoal – E-mails trocados no período entre 29/09/2008 e 01/10/2008.
- POULOS, S.J., CASTRO, G. eFRACE, J.W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 111, n. 6, 772-792.
- POWLEDGE, G. R., RALSTON, D. C., MILLER, P., CHEN, Y. H., CLOPPER, P., TEMPLE D (1989a). Mechanics of overflow erosion on embankments. I: research activities. *Journal of Hydraulic Engineering, Reston*, v. 115, n. 8, p. 1040-1055, 1989a.
- POWLEDGE, G. R., RALSTON, D. C., MILLER, P., CHEN, Y. H., CLOPPER, P., TEMPLE D (1989b). Mechanics of overflow erosion on embankments. II: hydraulic and design considerations. *Journal of Hydraulic Engineering, Reston*, v. 115, n. 8, p. 1056-1075, 1989b.
- RAFAEL H. M. A. M. (2012). Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 98p.

RIBEIRO, L.F.M (2000). Simulação Física do Processo de Formação dos Aterros Hidráulicos Aplicados à Barragens de Rejeitos. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 232 p.

RICO, M., BENITO, G., SALGUEIRO, A.R., DÍEZ-HERRERO, A. e PEREIRA, H.G. (2008). Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*. ScienceDirect. Elsevier. 846-852 pp.

ROBINSKY E.I. (1999). Thickened Tailings Disposal in the Mining Industry. Quebecor Printpak, Ontario, Canada. 209 p.

ROCHA, F. F., Retroanálise da ruptura da barragem de contenção de rejeitos São Francisco no município de Mirai/MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

RUSSO, F.M. (2007). Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 295p.

SALFATE E.R. (2011). Predicting Void Ratio For Surface Paste Tailings Deposited in Thin Layers. Master of Science Thesis. The Faculty of Graduate Studies (Mining) The University of British Columbia. 127p.

SALIBA, A. P. M. Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado. 179 f.. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 564-578.

SAVAGE R. L. B W Z.; WASOWSKI J. (2003). *Mechanics of Earth Flows*. 8p.

SAVAGE, S.B., AND HUTTER, K. (1989). The motion of a finite mass of granular material down a rough incline. *Journal of Fluid Mechanics*, 199: 177-215.

SCHRAMM, G. (1998). A practical approach to rheology and rheometry. Gebrueder HAAKE GmbH, Karlsruhe, Federal Republic of Germany, 2nd edition, 291p.

SEED H. B. (1986) Design problems in soil liquefaction. *J Geotech Eng Div, ASCE*;113(8):827–45.

SEED, H. B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique*, 29(3), 215-263.

SEED, R.B. AND HARDER, L.F. JR. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. *Proc. H.Bolton Seed Memorial Symposium, Bi- Tech Publishing Ltd., Vol. 2, 351-376.*

SEID-KARBASI, M.; JI, J.; ATUKORALA, U.; BYRNE, P.M. (2008). Prediction of post-earthquake failure for a near-shore slope in low seismic region. 6th International conference on case histories in geotechnical engineering, Arlington, VA, August 11-16.

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

SLADEN, J.A.; D'HOLLANDER, R.D. & KRAHN, J. (1985). The liquefaction of

SLOTTEE, J.S. e JOHNSON, J. (201?). Paste technology: Success is in the approach. Disponível em

<http://www.pastethickassoc.com/templates/articles/Paste%20technology%20-%20success%20is%20in%20the%20approach.pdf>. Acessado em 20 Agosto de 2014, 6p.

SOMOGYI, F. (1979). Analysis and prediction of phosphatic clay consolidation: implementation package. Technical Report, Florida Phosphatic Clay Research Project, Lakeland, Fla.

STARK, T.D. e MESRI, G. (1992). Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118(11), 1727-1747.

STARK, T.D.; OLSON, S.M.; KRAMER, S.L. e YOUD, T.L. (1998). Shear strength of liquefied soils. Proc., Workshop on post-liquefaction shear strength of granular soils, April 17-18, 1997, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 288 p.

SUN E.; ZHANG X.; LI Z.; Wang Y.(2012). Tailings Dam Flood Overtopping Failure Evolution Pattern. *International Conference on Modern Hydraulic Engineering*. 7p.

TAILINGS.INFO (2015). Acidentes e Falhas ocorridos com rejeitos. Disponível em www.tailings.info/accidents.htm. Acessado em 15 de janeiro de 2015.

TAKAHASHI, T. (1991). *DEBRIS flow ?IAHR Monograph Series?*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 165.

TANNER, R. I. (1988). *Engineering Rheology*. Ed. Rev. New York: Oxford University Press. 451p.

TARQUI, Jorge Luis (2001). Padrões de escoamento de fluido de mistura água-sedimentos em lâmina de pouca espessura. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Instituto de Pesquisas Hidráulicas.. Porto Alegre, RS,183p.

TERZAGHI, K. (1925). *Erdbaumechnik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. & MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Third Edition. John Wiley & Sons, Inc., New York, 549 p.

THERIAULT, J., FROSTIAK, J., and WELCH, D. (2003). Surface disposal of paste tailings at the Bulyanhulu gold mine, Tanzania. *Proceedings of Sudbury 2003, Mining and the Environment*, Sudbury, Ontario, Canada, May 26-28, 2003. Edited by G. Spiers, P. Beckett, H. Conroy. pp. 265-269.

TSUCHIDA, H. (1970). Prediction and countermeasure against the liquefaction of sand deposits. Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute, 3.1-3.33

USCOLD (1995). *Tailings Dam Incidents*.

VAID, Y.P. & CHERN, J.C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils and Foundations*, 23(1), 47-60.

VICK S., MORGENSTERN, N., ZYL D.V. (2015). Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach: Independent Expert Engineering Investigation and Review Panel Report. 55p.

VICK, S.G. (1983). Planning, design, and analysis of tailing dams. John Wiley & Sons, New York, USA. 369 p.

VIDAL-BEZERRA, J. R. M. B. (2000). Comportamento reológico da polpa de manga. Tese de doutorado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 159p.

VILLAR, L.F.S. (2002). Estudo do adensamento e ressecamento de resíduo de mineração e processamento de bauxita. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 511 p.

VLIET, T. V.; LYKLEMA H. (2005). Rheology. In: LYKLEMA, J. (Editor), Fundamentals of interface and colloid science, v. 4, Elsevier, p. 6.1-6.88.

Von Thun, J. Lawrence, and David R. Gillette, 1990, Guidance on Breach Parameters, unpublished internal document, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, March 13, 1990, 17 p.

VYALOV, S. S. (1986). Rheological fundamentals of soil mechanics. Amsterdam: Elsevier, 576p.

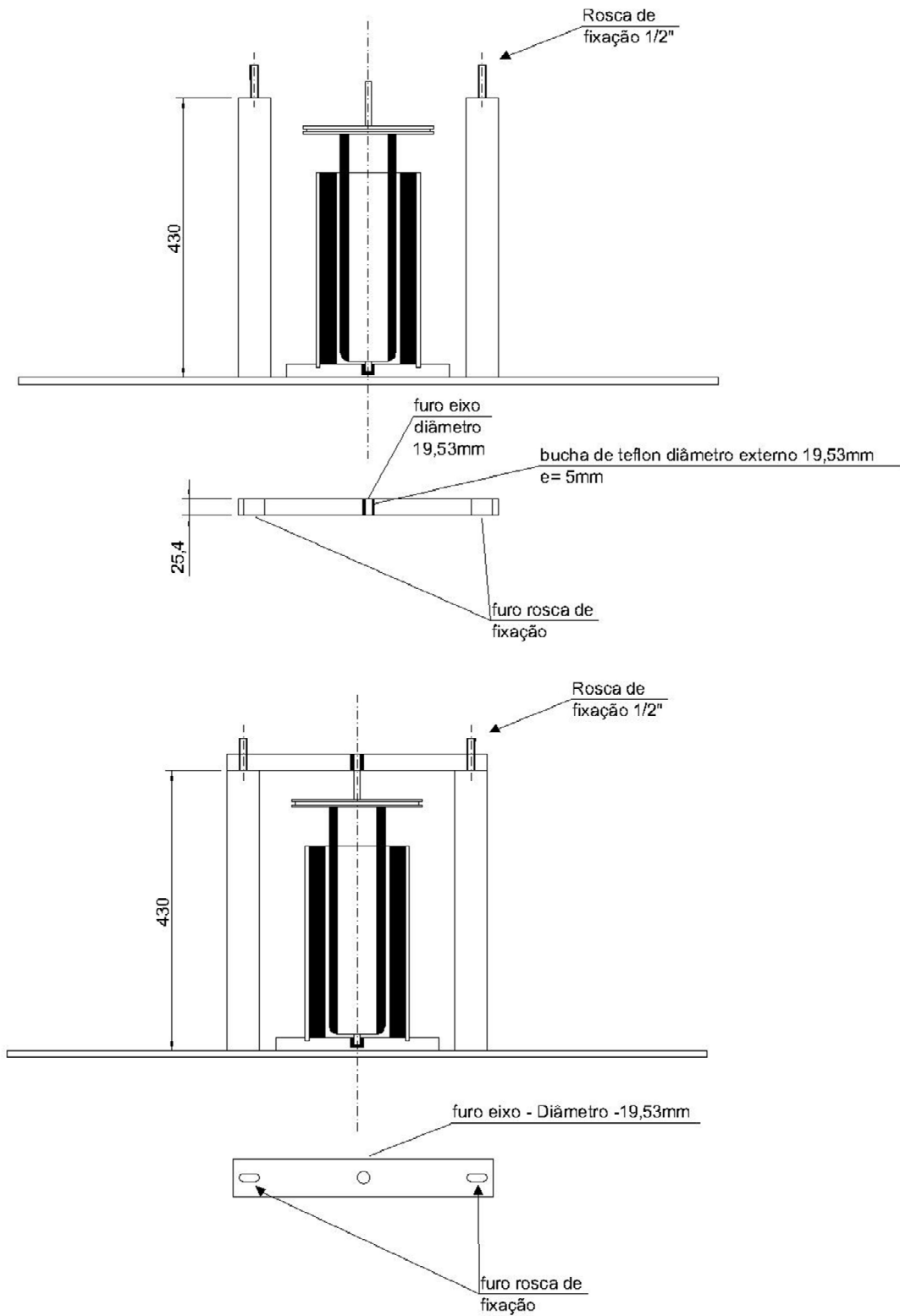
WAHL, T. L. (1998). Prediction of embankment dam breach parameters: a literature review and needs assessment. 1. ed. Maryland: United States Department of the Interior, Bureau of reclamation, Dam Safety Office, 60 p.

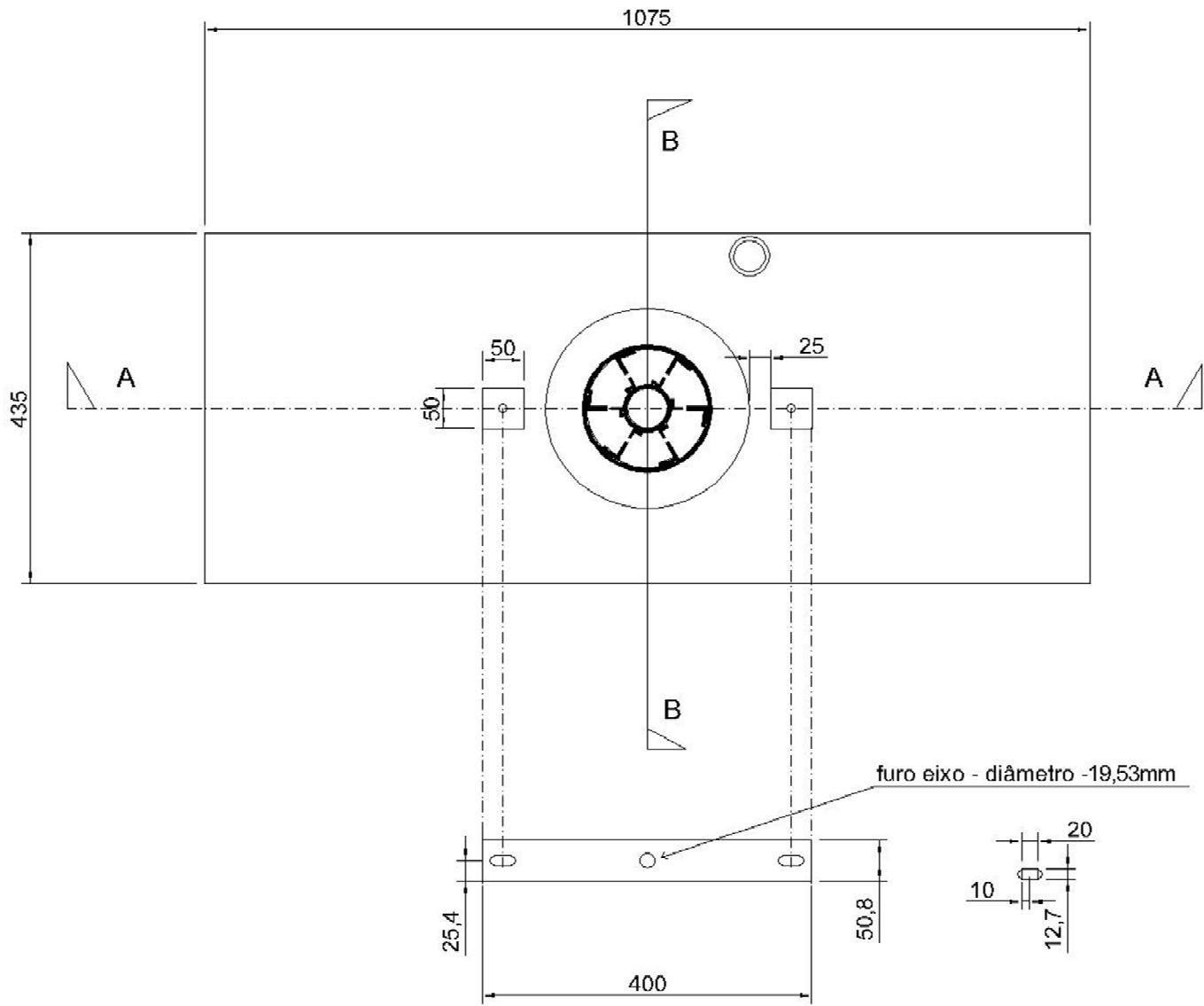
WAHL, T. L. (2004) Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. Journal of Hydraulic Engineering, v. 130, n. 5, p. 389-397.

WISE (2010) Chronology of major tailings dam failures. Web <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. Acessado em 19 de Janeiro de 2015.

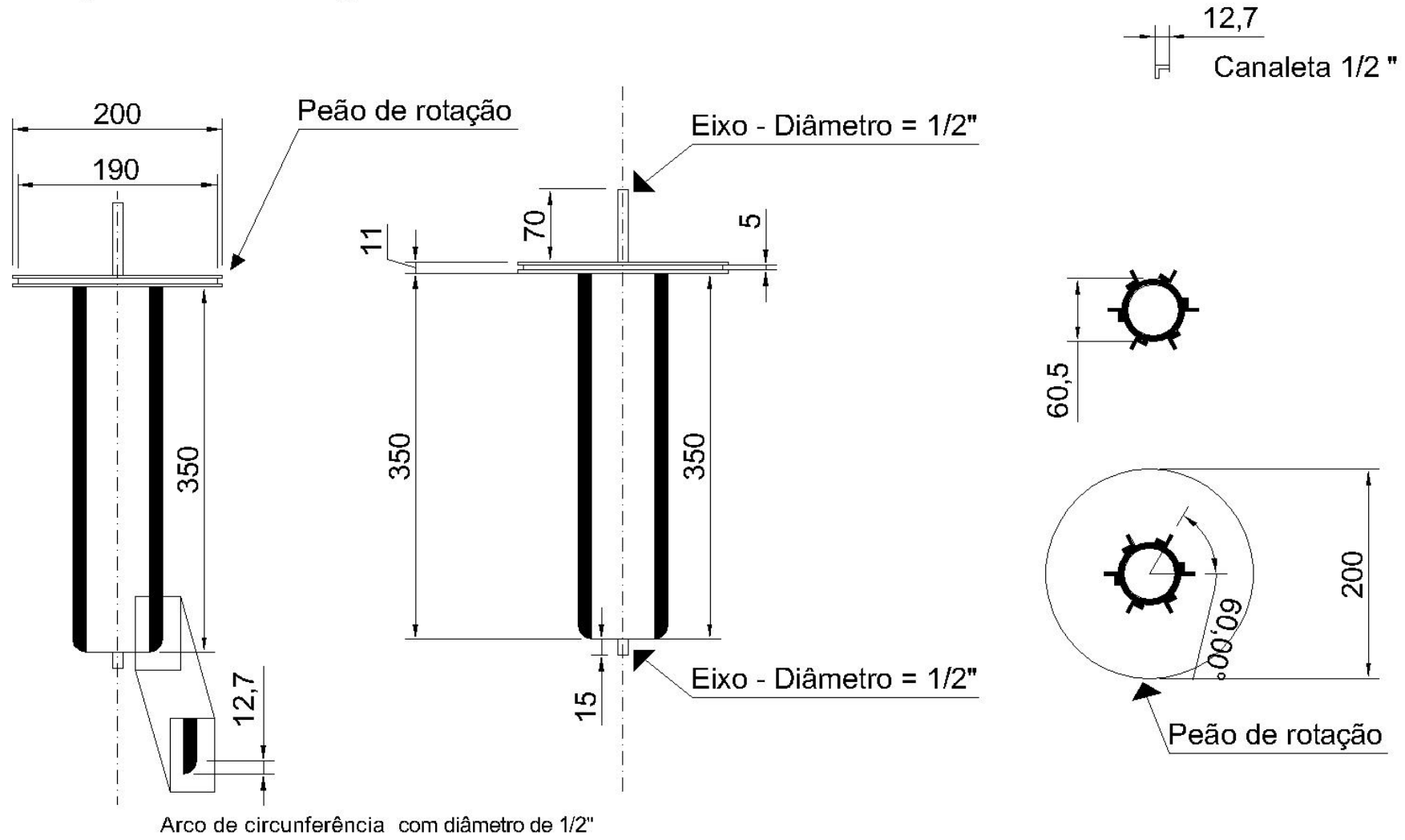
ZHOU, Z., SOLOMON, M. J., SCALES, P. J., BOGER, D. V. (1999). The Yield Stress of Concentrated Flocculated Suspensions of Size Distributed Particles. Journal of Rheology, Melbourne – Australia, Vol. 43 , No. 3 , p. 651-671.

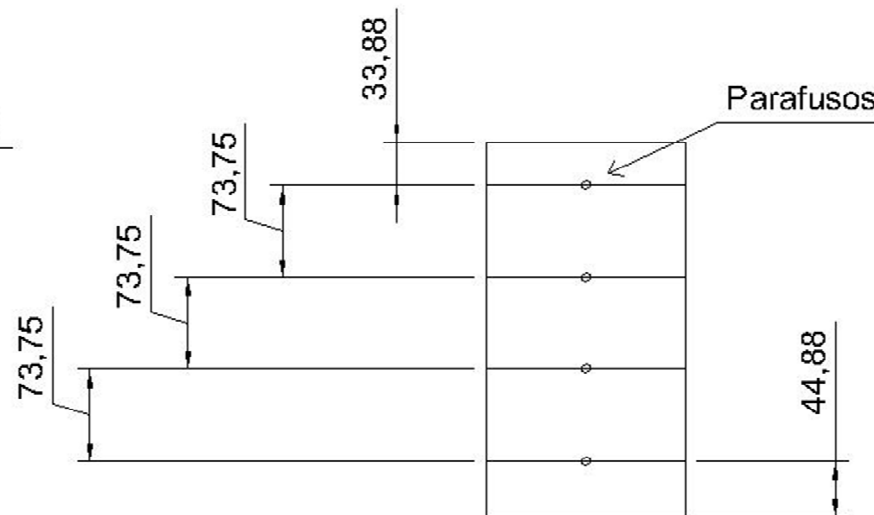
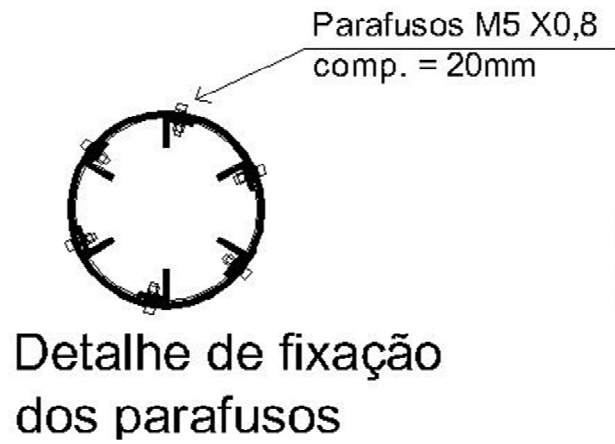
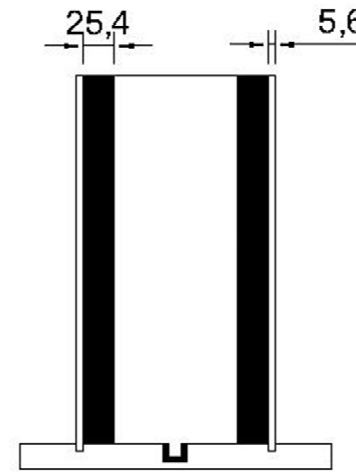
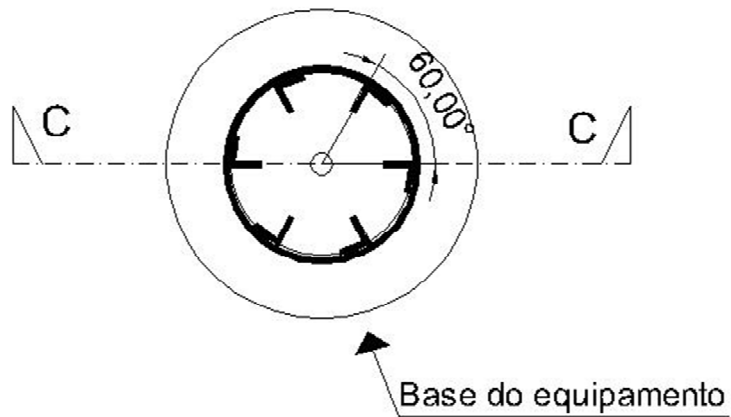
APÊNDICE A – PROJETO DO VISCOSÍMETRO COAXIAL DE PALHETA



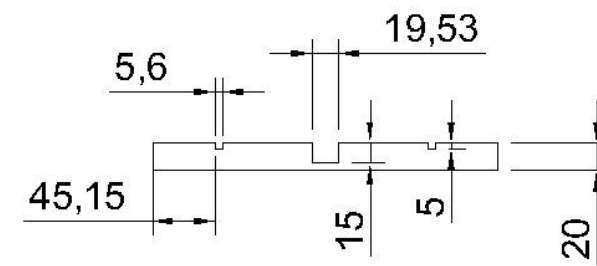
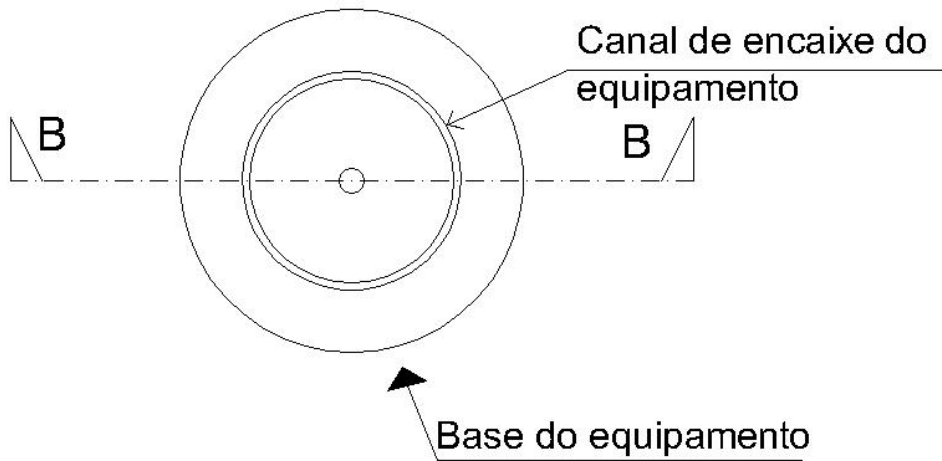
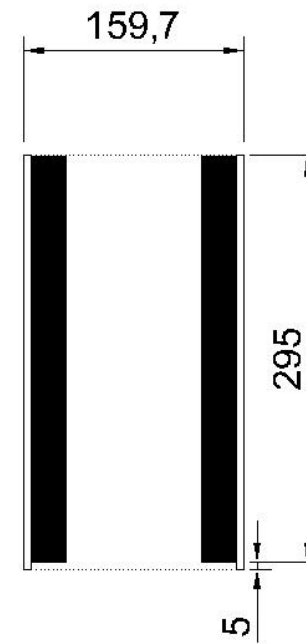
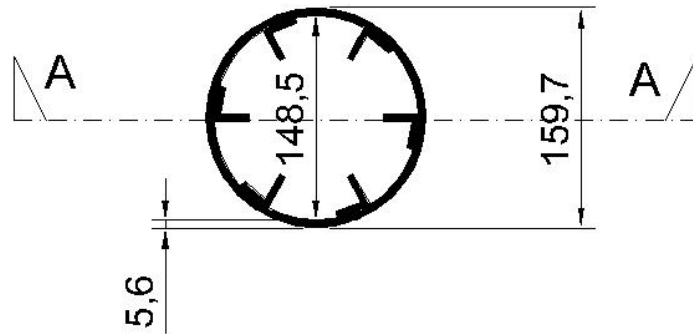


Peça de rotação interna





└ Canaleta 1"



SEÇÃO A-A'

APÊNDICE B – DESENVOLVIMENTO DAS EQUAÇÕES DE SOLUÇÃO DO MOVIMENTO DO VISCOSÍMETRO

Parte I

Derivação das equações de equilíbrio dinâmico para o cisalhamento de um material com comportamento plástico binghamiano em um viscosímetro coaxial de palheta com tensão controlada.

A equação de movimento para viscosímetro coaxial de tensão controlada (torque constante) pode ser derivada utilizando equacionamento de dinâmica de corpo rígido. Isto é realizado equacionando a soma de todos os torques aplicados nas forças inerciais.

As Figuras A1 a A5 mostram os corpos livres dos viscosímetros e suas diferentes partes.

Através da Figura A1 podem-se realizar as seguintes hipóteses:

- (1) O cabo é inextensível;
- (2) O peso do cabo é insignificante;
- (3) A resistência friccional e inercial causada pelo sistema de roldana é negligenciável.

Através da Figura A.2a (mostrando as forças aplicadas ao peso) tem-se:

$$F_c = W - \frac{W}{g} a(t) \quad (\text{A.1})$$

Através da Figura A.2b (mostrando as forças aplicadas ao sistema de roldana) tem-se:

$$F_w r_p = F_c r_p - M_p \quad (\text{A.2})$$

Aplicando a hipótese (3) a equação A.2 reduz a:

$$F_w = F_c \quad (\text{A.3})$$

Através da Figura A.3, que mostra o torque aplicado ao sistema rotacional do cilindro interior:

$$M_w = F_w r_w = M_{mt} + M_{rf} + I\ddot{\theta}(t) \quad (\text{A.4})$$

Substituindo as equações (A.1) e (A.3) na equação (A.4) têm-se a equação A.5:

$$\left[W - \frac{W}{g} a(t) \right] r_w = M_{mt} + r_f + I \ddot{\theta}(t) \quad (A.5)$$

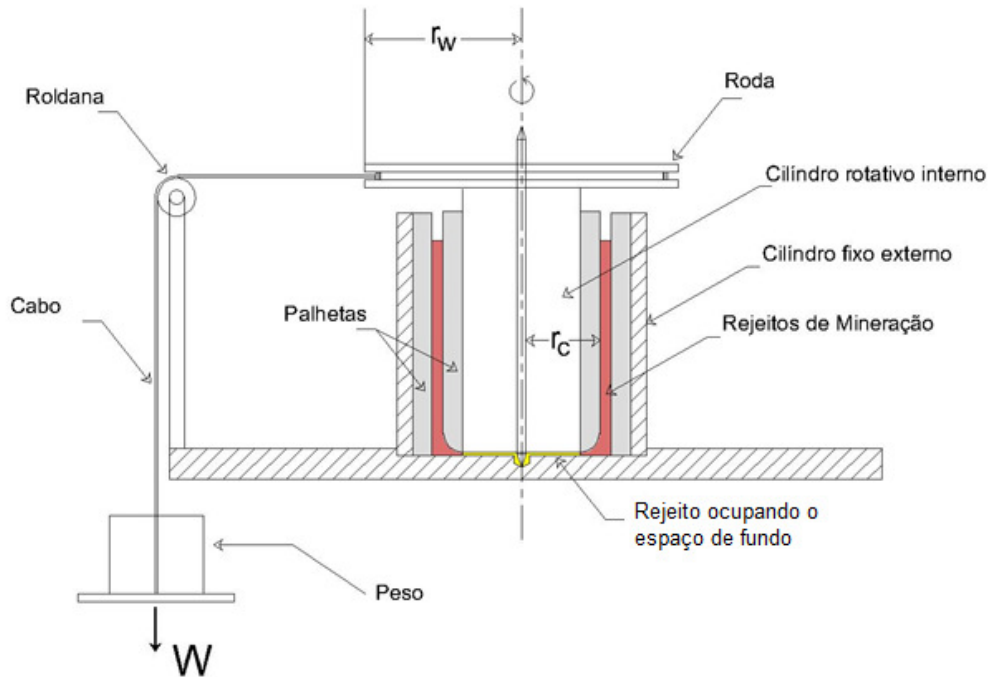
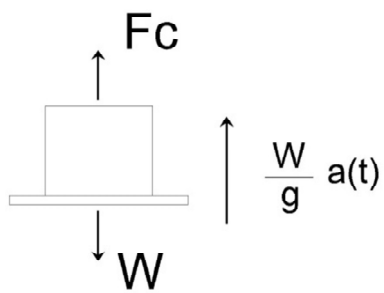


Figura A.1 – Diagrama esquemático do viscosímetro de torque constante mostrando as partes essenciais que se movem.



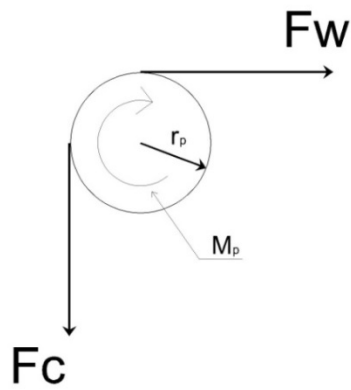
(a) Sistema de peso

F_c = Força no cabo [F]

W = carga aplicada [F]

$a(t)$ = aceleração da queda do peso [L/T^2]

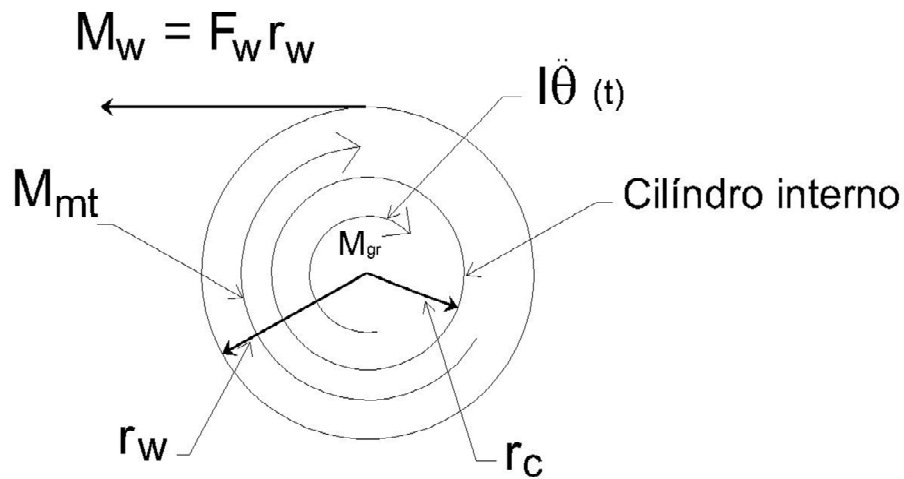
$\frac{W}{g} a(t)$ = Força inercial do sistema de peso [F]



F_w = Força aplicada via cabo ao cilindro interno [F]
 M_p = Resistência inercial ao torque da roldana [F-L]
 $= I_p \ddot{\theta}_p$
 Em que:
 I_p = Momento de inércia da roldana [F-T²/L – L²]

(b) Sistema de roldana

Figura A.2 – Diagramas de corpo livre para (a) sistema de peso (b) sistema de roldana.



M_w = Torque aplicado pelo peso em queda [F-L] = $F_w r_w$
 M_{mt} = Torque resistente fornecido pelos rejeitos [F-L]
 M_{rf} = Torque resistente fornecido pelos rejeitos no fundo (essa medida pode ser entendida como a resistência do rejeito no fundo ao fluxo ou qualquer outro atrito estático ou dependente da velocidade fornecido pelo equipamento [F-L] e funciona como uma espécie de calibração.
 $I_{\dot{\theta}(t)}$ = Resistência inercial ao torque fornecida peça massa do cilindro interno em rotação, em que
 I = Momento de inércia do sistema de rotação peão-cilindro [$\frac{F-T^2}{L} - L^2$]
 $\ddot{\theta}(t)$ = Aceleração angular do sistema de rotação peão-cilindro [1/T²]

Figura A.3 – Vista plana mostrando os torques desenvolvidos na rotação do sistema do cilindro interno.

Por conveniência de interpretação de dados e análise, todos os deslocamentos angulares, velocidades, acelerações, e forças (ou torques) serão derivados em termos de forças tangenciais na ponta do conjunto interno de palhetas, denotado pelo subscrito vt. O raio das palhetas na ponta é r_c , portanto:

$$a(t) = a(t)_{vt} r_w / r_c \quad (\text{A.6})$$

$$\ddot{\theta}(t) = \frac{a(t)_{vt}}{r_c} \quad (\text{A.7})$$

A Equação A.5 agora se torna:

$$W r_w \left(1 - \frac{r_w a(t)_{vt}}{r_c g} \right) = M_{mt} + M_{rf} + \frac{I a(t)_{vt}}{r_c} \quad (\text{A.8})$$

Expressões para M_{mt} e M_{rf} são agora necessárias. O momento de inércia do cilindro interno de rotação pode ser calculado pelas suas dimensões.

Resistência fornecida pela graxa no espaço de fundo, M_{rf} .

Nesta derivação, três hipóteses são realizadas sobre o comportamento do fluxo dos rejeitos no espaço de fundo:

- (1) O rejeito pode ser modelado como fluido binghamiano;
- (2) As taxas de cisalhamento são constantes através da fenda para um dado raio;
- (3) O fluxo no espaço de fundo é laminar.

O rejeito pode ser modelada como fluido binghamiano como a seguir:

$$\tau = \tau_{yrf} + \eta_{prf} \dot{\gamma} \quad \text{se} \quad \tau > \tau_{yrf} \quad (\text{A.9a})$$

$$\dot{\gamma} = 0 \quad \text{se} \quad \tau \leq \tau_{yrf} \quad (\text{A.9b})$$

em que:

- $\tau = \text{Resistência ao cisalhamento} [F/L^2]$
- $\tau_{yrf} = \text{Resistência ao cisalhamento de escoamento do rejeito} [F/L^2]$
- $\eta_{prf} = \text{Viscosidade plástica do rejeito} [F - T/L^2]$
- $\dot{\gamma} = \text{Taxa de deformação cisalhante} [1/T]$

A Figura A.4 é um diagrama esquemático que mostra o espaço de fundo. Para uma área diferencial, dA , de espessura, dr , o torque diferencial é:

$$dT = \tau dA r \quad (\text{A.})$$

A tensão de cisalhamento é:

$$\tau = \tau_{yrf} + \eta_{prf} \dot{\gamma} \quad \text{se} \quad \tau > \tau_{yrf} \quad (\text{A.9a})$$

A taxa de deformação através do espaço de fundo é:

$$\gamma(r) = v(r) / \Delta h \quad (\text{A.11})$$

em que $v(r)$ é a velocidade tangencial, então:

$$v(r) = W r \quad (\text{A.12})$$

em que W é a velocidade angular.

Substituindo as equações (A.11) e (A.12) na equação (A.9a) tem-se:

$$\tau = \tau_{yrf} + \eta_{prf} \frac{Wr}{\Delta h} \quad (\text{A.13})$$

A área diferencial é:

$$dA = 2 \pi r dr \quad (\text{A.14})$$

A equação (A.10) agora se torna:

$$dT = \left(\tau_{yrf} + \eta_{prf} \frac{Wr}{\Delta h} \right) 2 \pi r^2 dr \quad (\text{A.15})$$

Para obter a resistência total ao torque, dT é integrado sobre a região $r=0$ até $r = r_1$, assim:

$$\begin{aligned} T &= \int_0^{r_1} dT = \int_0^{r_1} \left(\tau_{yrf} + \eta_{prf} \frac{Wr}{\Delta h} \right) 2 \pi r^2 dr \\ &= 2 \pi \tau_{yrf} \int_0^{r_1} r^2 dr + \frac{2 \pi W \eta_{prf}}{\Delta h} \int_0^{r_1} r^3 dr \end{aligned}$$

$$= \frac{2}{3} \pi \tau_{yrf} r_1^3 + \frac{\pi \eta_{prf} W}{2 \Delta h} r_1^4 \quad (\text{A.16})$$

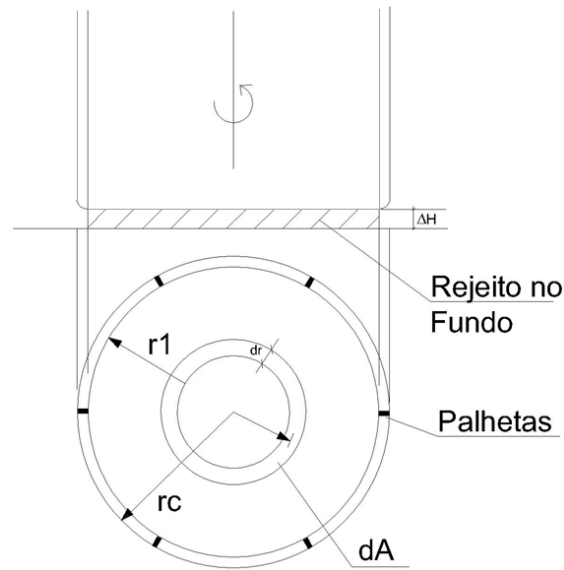


Figura A.4 – Diagrama esquemático mostrando a geometria o espaço final.

Como anteriormente, é mais conveniente pensar em velocidade *angular* em termos de velocidade tangencial das palhetas internas, assim:

$$W = v(t)_{vt} / r_c \quad (\text{A.17})$$

Portanto, a resistência de torque total fornecida pelo rejeito no fundo é:

$$T = M_{rf} = \frac{2}{3} \pi \tau_{yrf} r_1^3 + \frac{\pi \eta_{prf} r_1^4}{2 \Delta h r_c} v(t)_{vt} \quad (\text{A.18})$$

em que:

- M_{rf} = resistência ao torque do rejeito no fundo [N.m];
- τ_{yrf} = tensão de escoamento do rejeito no fundo [Pa];
- r_1 = raio até a borda do cilindro interno [m];
- η_{prf} = viscosidade plástica do rejeito no fundo [Pa.s];
- Δh = espessura do espaço de fundo [m];
- r_c = raio até a borda das palhetas [m];
- $v(t)_{vt}$ = velocidade tangencial das palhetas [m/s].

É conveniente reescrever esta equação em uma forma que a resistência (expressa em termos de peso) seja expressa como uma função de τ_{ygr} , η_{pgr} , $v(t)_{vt}$. Substituindo os valores conhecidos na equação (A.18) tem-se:

$$M_{rf} = \frac{2}{3}\pi(0,03014m)^3\tau_{yrf} + \frac{\pi(0,03014m)^4}{2 \cdot 0,005 \cdot (0,04265m)}\eta_{prf} \cdot v(t)_{vt} \quad (A.19)$$

$$= 5,734 \cdot 10^{-5} \cdot \tau_{yrf} + 0,006078 \cdot \eta_{prf} \cdot v(t)_{vt}$$

em que:

- $\tau_{yrf} = [Pa]$;
- $\eta_{prf} = [Pa \cdot s]$;
- $v(t)_{vt} = [m/s]$.

Resistência fornecida pelos rejeitos de mineração M_{mt}

As hipóteses realizadas a respeito do fluxo dos rejeitos dentro da fenda de cisalhamento entre as palhetas são as seguintes:

- (1) Os rejeitos de mineração podem ser modelados como fluido binghamiano;
- (2) As taxas de cisalhamento transversalmente à fenda de cisalhamento são constantes (isso implica uma distribuição linear das velocidades transversalmente à fenda de cisalhamento, o que é uma hipótese razoável se a razão entre a espessura da fenda de cisalhamento, ΔR , e o raio médio da fenda de cisalhamento, R , é pequena. e.g. $\Delta R/R \ll 1$;
- (3) O fluxo é laminar transversalmente à fenda de cisalhamento.

Um diagrama esquemático mostrando a geometria da fenda de cisalhamento é apresentado na Figura A.5.

A resistência ao torque total fornecida pelo cisalhamento dos rejeitos é:

$$M_{mt} = \tau A_s R$$

em que:

- τ = Tensão de cisalhamento total desenvolvida $[F/L^2]$;
- R = Braço de alavanca (raio do centro do da fenda de cisalhamento) $[F]$;
- A_s = Área de cisalhamento média $[L^2] = 2\pi RH$;
- H = Altura de rejeitos $[L]$.

Substituindo a equação reológica para um material com comportamento plástico de Bingham (equações A.9a e A.9b sem o subscrito rf) dentro da equação (A.20) tem-se:

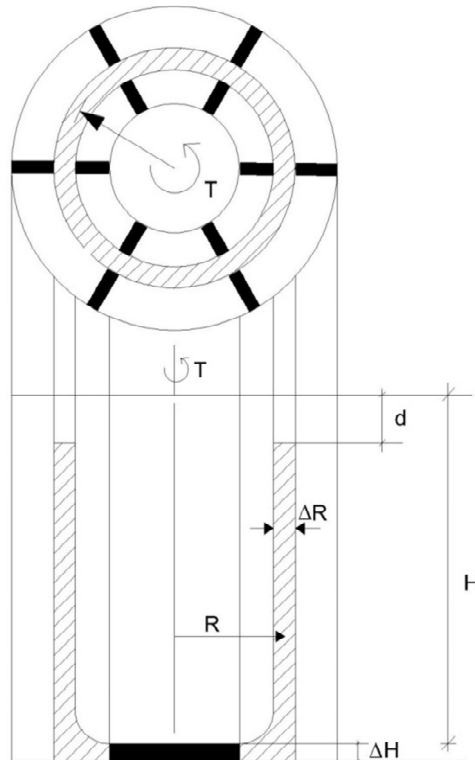


Figura A.5 – Diagrama esquemático mostrando a geometria da fenda de cisalhamento.

$$\begin{aligned}
 M_{mt} &= (\tau_y + \eta_p \dot{\gamma}) 2\pi R^2 H \\
 &= 2\pi R^2 H \tau_y + 2\pi R^2 H \eta_p \dot{\gamma}
 \end{aligned} \tag{A.21}$$

A taxa de cisalhamento neste caso é aproximada para:

$$\dot{\gamma} \cong \frac{v(t)_{vt}}{\Delta R} \tag{A.22}$$

em que ΔR = espessura da fenda de cisalhamento.

Substituindo a expressão (A.22) na taxa de cisalhamento da equação (A.21) tem-se:

$$M_{mt} = 2\pi R^2 H \tau_y + \frac{2\pi R^2 H}{\Delta R} \eta_p v(t)_{vt} \tag{A.23}$$

É conveniente substituir os valores conhecidos da equação (A.23) para obtenção da forma reduzida:

$$M_{mt} = 2\pi(0,04605m)^2(0,192cm - d)\tau_y + \frac{2\pi(0,04605m)^2(0,192m - d)}{(0,00681m)}\eta_p v(t)_{vt}$$

$$= 0,013324 (0,192m - d)\tau_y + 1,9565 (0,192m - d)\eta_p v(t)_{vt} \quad (A.24)$$

em que:

- τ_y = Tensão de escoamento dos rejeitos [Pa];
- η_p = Viscosidade plástica dos rejeitos [Pa.s];
- d = profundidade da superfície dos rejeitos até o topo do equipamento [m] (Figura A.5).

Substituindo as expressões de M_{mt} (Eq. A.24) e M_{rf} (Eq. A.19) nas equações de equilíbrio dinâmico (Eq. A.8) tem-se:

$$Wr_w \left(1 - \frac{r_w a(t)_{vt}}{r_c g} \right) = 5,734 \cdot 10^{-5} \cdot \tau_{yrf} + 0,006078 \cdot \eta_{prf} \cdot v(t)_{vt}$$

$$+ 0,013324 (0,192m - d)\tau_y + 1,9565 (0,192m - d)\eta_p v(t)_{vt} + \frac{I a(t)_{vt}}{r_c} \quad (A.25)$$

em que:

- W = Peso aplicado [kg];
- r_w = raio do peão de giro [m];
- r_c = raio das palhetas internas [m];
- $a(t)_{vt}$ = aceleração tangencial nas palhetas internas [m/s²];
- g = aceleração da gravidade [m/s²];
- d = profundidade ao topo dos rejeitos [m];
- $v(t)_{vt}$ = velocidade tangencial nas palhetas internas [m/s];
- τ_{yrf} = tensão de escoamento dos rejeitos no fundo [Pa];
- η_{prf} = viscosidade plástica dos rejeitos no fundo [Pa.s];
- τ_y = tensão de escoamento dos rejeitos; [Pa];
- η_p = viscosidade plástica dos rejeitos [Pa.s];
- I = Momento de inércia do sistema do cilindro interno [kg/m²].

Substituindo os valores conhecidos para W , r_w , r_c e g na equação (A.25) e reagrupando os termos tem-se:

$$0,093585 \cdot W \left(1 - \frac{0,093585 a(t)_{vt}}{0,04265 \cdot 9,81} \right) = 5,734 \cdot 10^{-5} \cdot \tau_{yrf} + 0,006078 \cdot \eta_{prf} \cdot v(t)_{vt} \\ + 0,013324 (0,192m - d) \tau_y + 1,9565 (0,192m - d) \eta_p v(t)_{vt} + \frac{I a(t)_{vt}}{0,04265}$$

por fim:

$$0,093585 \cdot W (1 - 0,2237 a(t)_{vt}) = 5,734 \cdot 10^{-5} \cdot \tau_{yrf} + 0,006078 \cdot \eta_{prf} \cdot v(t)_{vt} \\ + 0,013324 (0,192m - d) \tau_y + 1,9565 (0,192m - d) \eta_p v(t)_{vt} + 23,45 \cdot I a(t)_{vt}$$

Nota-se que para um dado teste (e.g. dado W , τ_{yrf} , η_{prf} , τ_y , η_p , e d) essa equação tem a forma:

$$C_1 - C_2 a(t)_{vt} = C_3 + C_4 v(t)_{vt} + C_5 a(t)_{vt} \quad (A.27)$$

Uma vez que $a(t)_{vt} = dv(t)_{vt}/dt$, Eq. (A.27) se torna:

$$C_1 - C_2 \frac{dv(t)_{vt}}{dt} = C_3 + C_4 v(t)_{vt} + C_5 \frac{dv(t)_{vt}}{dt} \quad (A.28)$$

Reagrupando os termos a equação se reduz para:

$$\frac{dv(t)_{vt}}{dt} + \frac{C_4}{C_5 + C_2} v(t)_{vt} = \frac{C_1 - C_3}{C_5 + C_2} \quad (A.29)$$

Tornando:

$$A_1 = \frac{C_1 - C_3}{C_5 + C_2} \\ A_2 = \frac{C_4}{C_5 + C_2}$$

Equação (A.29) reduz para:

$$\frac{dv(t)_{vt}}{dt} + A_2 v(t)_{vt} = A_1 \quad (A.30)$$

Como o rejeito cisalhado no fundo é sempre o mesmo do rejeito ensaiado (com o mesmo teor de sólidos) assume-se que ($\tau_{yrf} = \tau_y$) e ($\eta_{prf} = \eta_p$).

em que:

$$A_1 = \frac{0,093585W - (0,002616 - 0,013324 \cdot d)\tau_y}{23,45 \cdot I + 0,020935W}$$
$$A_2 = \frac{(0,38173 - 1,9565d)n_p}{23,45 \cdot I + 0,020935W}$$

A equação diferencial descrita acima (A.30) é linear, de primeira ordem com coeficientes constantes. Sua solução e uso são discutidos subsequentemente.

Parte II – Solução das equações de equilíbrio Dinâmico

Na parte I deste apêndice foi derivada uma equação diferencial que descreve o movimento de um fluido binghamiano plástico quando cisalhado por um torque constante aplicado. A equação foi escrita na forma:

$$\frac{dv(t)_{vt}}{dt} + A_2 v(t)_{vt} = A_1 \quad (\text{A.30})$$

Em que as constantes A_1 e A_2 são funções da geometria do viscosímetro, do momento de inércia do cilindro interno, do peso aplicado, e dos parâmetros de Bingham dos rejeitos.

A solução geral para esta equação diferencial consiste na solução da parte homogênea e a solução particular, e.g.

$$v(t) = v_h(t) + v_p(t) \quad (\text{A.32})$$

Solução para a equação homogênea:

A equação diferencial é:

$$\frac{dv}{dt} + A_2 v = 0 \quad (\text{A.33})$$

A solução da equação (A.33) se encontra na forma:

$$v(t) = B e^{-A_2 t} = 0 \quad (\text{A.34})$$

Utilizando o primeiro derivativo da equação (A.34) em relação ao tempo e substituindo-o na Eq. (A.33) tem-se:

$$-A_2 B e^{-A_2 t} + A_2 B e^{-A_2 t} = 0$$

Implicando que a Eq. (A.34) é a forma correta da solução da Eq. (A.33).

Solução para a equação particular:

A equação diferencial é:

$$\frac{dv}{dt} + A_2 v = A_1 \quad (\text{A.35})$$

A solução da equação (A.35) se encontra na forma:

$$v(t) = A_1/A_2$$

Utilizando o primeiro derivativo da equação em relação ao tempo e substituindo-o na equação diferencial tem-se:

$$0 + A_2 \left(A_1/A_2 \right) = A_1 \quad (\text{A.36}).$$

Implicando que a solução particular escolhida satisfaz a (A.35).

Solução Geral:

A solução geral da equação diferencial é:

$$v(t) = v_h(t) + v_p(t)$$

$$v(t) = B e^{-A_2 t} + A_1/A_2 \quad (\text{A.37})$$

Esta equação é sujeita à condição inicial

$$v(0) = 0 \quad (\text{A.38})$$

Desde que o movimento do viscosímetro se inicie com velocidade nula.

Assim,

$$v(0) = B e^{-A_2 t} + A_1/A_2 = 0 \quad (\text{A.39})$$

Portanto, $B = -A_1/A_2$ e a solução geral pode ser expressa na forma:

$$v(t) = \frac{A_1}{A_2} (1 - e^{-A_2 t})$$

(A.39)

A função de deslocamento versus tempo pode ser encontrada através da solução geral de velocidade, observando que:

$$\frac{ds}{dt} = v(t) \quad (\text{A.40})$$

Em que $s(t)$ é a função de deslocamento versus tempo. Assim,

$$v(t) = \frac{ds}{dt} = \frac{A_1}{A_2} (1 - e^{-A_2 t}) \quad (\text{A.39})$$

Leva a:

$$s(t) = \frac{A_1}{A_2} t + \frac{A_1}{A_2^2} e^{-A_2 t} + k \quad (\text{A.41})$$

Sujeita à condição inicial

$$s(0) = 0 \quad (\text{A.42})$$

Desde que o deslocamento inicial do viscosímetro seja zero. Portanto,

$$s(0) = \frac{A_1}{A_2} (0) + \frac{A_1}{A_2^2} e^{-A_2(0)} + k = 0$$

O que torna,

$$k = -\frac{A_1}{A_2^2}$$

Finalmente a equação de deslocamento torna-se:

$$s(t) = \frac{A_1}{A_2} t + \frac{A_1}{A_2^2} (e^{-A_2 t} - 1) \quad (\text{A.43})$$

A função de aceleração versus tempo pode ser encontrada pela diferenciação da equação de velocidade em relação ao tempo. O que leva a:

$$a(t) = A_1 e^{-A_2 t} \quad (\text{A.44})$$

De maneira resumida as equações de movimento do viscosímetro são:

$$s(t) = \frac{A_1}{A_2}t + \frac{A_1}{A_2^2}(e^{-A_2t} - 1) \quad (\text{A.43})$$

$$v(t) = A_1/A_2 (1 - e^{-A_2t}) \quad (\text{A.39})$$

$$a(t) = A_1 e^{-A_2t} \quad (\text{A.44})$$

Em que $s(t)$, $v(t)$ e $a(t)$ são respectivamente as equações de deslocamento, velocidade tangencial e aceleração tangencial das palhetas.

As equações para A_1 e A_2 ficam como a seguir:

$$A_1 = \frac{0,093585W - (0,002616 - 0,013324 \cdot d)\tau_y}{23,45 \cdot I + 0,020935W}$$

$$A_2 = \frac{(0,38173 - 1,9565d)n_p}{23,45 \cdot I + 0,020935W}$$

Existem dois pontos a serem notados sobre a forma das equações de movimento:

- (1) Quanto $t = 0$, $a(0) = A_1$, que é a aceleração inicial;
- (2) Quando t se aproxima do infinito, $v(t)$ tende de maneira assintótica a A_1/A_2 , que é a velocidade terminal (e.g. aceleração tende a zero)

Análise da curva peso versus velocidade para determinação dos parâmetros de fluxo

Dividindo A_1/A_2 tem-se:

$$A_1/A_2 = \frac{0,093585W - (0,002616 - 0,013324 \cdot d)\tau_y}{(0,38173 - 1,9565d)n_p} \quad (\text{A.45})$$

A equação A.45 pode ser reescrita como:

$$\begin{aligned} 0,093585W &= (0,38173 - 1,9565d)n_p \cdot (A_1/A_2) + \dots \\ \dots &+ (0,002616 - 0,013324 \cdot d)\tau_y \end{aligned} \quad (\text{A.46})$$

Dividindo ambos os lados por 0,093585 tem-se:

$$W = (4,079 - 20,91d)n_p \cdot (A_1/A_2) + (0,028 - 0,1424 \cdot d)\tau_y \quad (\text{A.47})$$

em que:

- W = peso aplicado [kg];
- n_p = viscosidade plástica do rejeito [Pa.s];
- τ_y = Tensão de escoamento do rejeito [Pa];
- A_1/A_2 = Constante do ensaio [m/s];

Plotando W em função de A_1/A_2 obtêm-se uma reta cuja inclinação é dada por:

$$m = (4,079 - 20,91d)n_p \quad (\text{A.48})$$

e o intercepto é dado por:

$$b = (0,028 - 0,1424 \cdot d)\tau_y \quad (\text{A.49})$$

Para calcular os parâmetros de viscosidade de Bingham (τ_y e n_p), o intercepto e inclinação da curva W versus A_1/A_2 são requeridos.

Como foi visto na equação que descreve o movimento do viscosímetro, quando o tempo se aproxima do infinito a velocidade se tende assintoticamente a A_1/A_2 , logo, os parâmetros m e b podem ser calculados através da construção do gráfico W versus velocidade terminal com os dados monitorados para vários pesos.

Os parâmetros de Bingham são então calculados de acordo com a equação A.50 e A.51.

$$n_p = \frac{m}{(4,079 - 20,91d)} \quad (\text{A.50})$$

$$\tau_y = \frac{b}{(0,028 - 0,1424 \cdot d)} \quad (\text{A.51})$$

APÊNDICE C – HISTÓRICO DE RUPTURAS DE BARRAGENS DE REJEITOS

Este apêndice apresenta uma breve descrição dos principais casos históricos resgatados da literatura. A descrição realizada procurou enfatizar os aspectos e fenômenos envolvidos na ruptura e fluxo da massa, não tendo sido aprofundados, na maioria dos casos, os processos de gatilho da ruptura em si.

Com o histórico realizado procurou-se dar uma contribuição ao registro dos eventos. Foi observado que, em grande parte dos casos pesquisados, as descrições dos fenômenos é limitada a relatos de testemunhas e, via de regra, os fatos são obscuros, dificultado o entendimento da sequência de eventos.

Como resumo deste apêndice foi elaborada a tabela apresentada no Apêndice D, cujos dados foram trabalhados estatisticamente para servir de subsídios à metodologia desenvolvida.

- Barahona (1928)

A barragem de Barahona, localizada no Chile, é um exemplo de ruptura de estrutura alteada para montante, que se rompeu e distorceu severamente, mas não fluiu para jusante. A Figura C1 mostra a seção da barragem antes e depois da ruptura. A barragem estocava rejeitos da mineração de cobre.

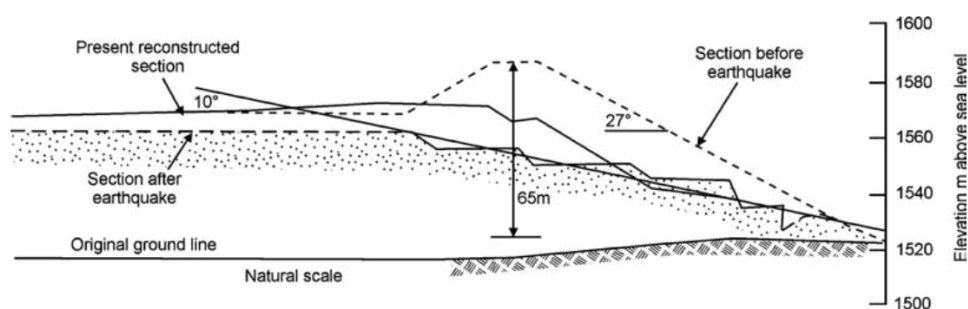


Figura C1 – Seção transversal pré e pós ruptura da barragem de Barahona (adaptado de BLIGHT, 2010).

Antes da ruptura a barragem continha altura de 65m e talude global da ordem de 27°, tendo o mesmo sido abatido para 10° após a ruptura causada por um terremoto de magnitude 8,2 n escala Richter. Em 1991 (63 anos depois) Troncoso *et al.* (1993) realizaram ensaios CPTU nos rejeitos abaixo do nível de distúrbio causado pela

ruptura. Após todo esse tempo foram observadas baixas resistências no material (da ordem de 20kPa), ilustrando quão devagar ocorre a consolidação de um grande reservatório com rejeitos finos. A ruptura atingiu uma distância de aproximadamente 450 metros, representando uma saída de 2,8Mm³ de rejeitos do reservatório.

- El cobre (1965)

No dia 28 de março de 1965, duas barragens de rejeitos (barragens “velha” e “nova”) de cobre localizada em El cobre no Chile subitamente entraram em colapso, após a ocorrência de um terremoto com magnitude 7,5 na escala Richter. A Figura C2 apresenta uma seção transversal pré e pós ruptura da barragem “velha”.

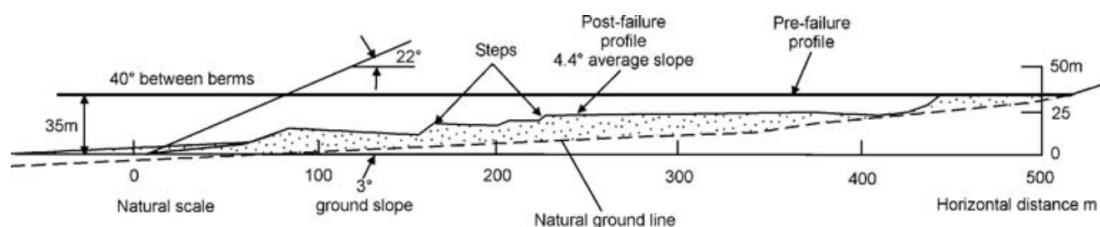


Figura C2 – Seção transversal pré e pós ruptura da barragem El Cobre “velha” (adaptado de BLIGHT, 2010).

A barragem “velha” havia sido construída em 1930, enquanto que a barragem “nova” havia começado a operação em 1963. De acordo com Blight (2010) a barragem “nova” era usada apenas como espera “Standby”. A estrutura havia sido construída por alteamentos à montante pela técnica de aterro hidráulico, o talude de jusante apresentava 35m de altura no momento da ruptura. Blight (2010) comenta também que durante o terremoto uma imensa nuvem de poeira foi criada através da superfície seca dos rejeitos, usada apenas periodicamente. O fluxo de rejeitos continuou por aproximadamente 20 minutos após o fim do terremoto, liberando 1,9Mm³ dos 4,25Mm³ estocados no reservatório, que fluíram no vale seco à jusante a uma distância de aproximadamente 12km. Uma pequena cidade no caminho dos rejeitos foi completamente devastada, causando a morte de 300 pessoas.

Como pode ser observado na Figura C2 o reservatório foi construído em um terreno com inclinação média de 3°, sendo que o ângulo médio dos rejeitos depositados foi de 4,4°. A velocidade estimada para o fluxo de rejeitos foi de 20km/h. Blight (2010) comenta que após a ruptura puderam ser observados diversos degraus na superfície de

rejeitos, o autor atribuiu os degraus a rejeitos localmente mais densos, em função de dissecação durante a disposição.

- Aberfan (1966)

No dia 21 de outubro de 1966, às 9:15 AM, o empilhamento de rejeitos de carvão nº7 da Mina de Aberfan entrou em ruptura, liberando os rejeitos à jusante nas montanhas Merthyr em South Wales, atingindo a pequena vila de Aberfan. O fluxo de rejeitos destruiu vinte casas, antes de atingir uma escola infantil. Ao todo o desastre causou 144 montes, sendo 116 destas crianças entre 7 e 10 anos. A Figura C3 apresenta uma imagem aérea das consequências da ruptura.

O alcance dos rejeitos a jusante foi aproximadamente de 600m, sendo o volume de fluxo calculado em aproximadamente 160.000,0m³.

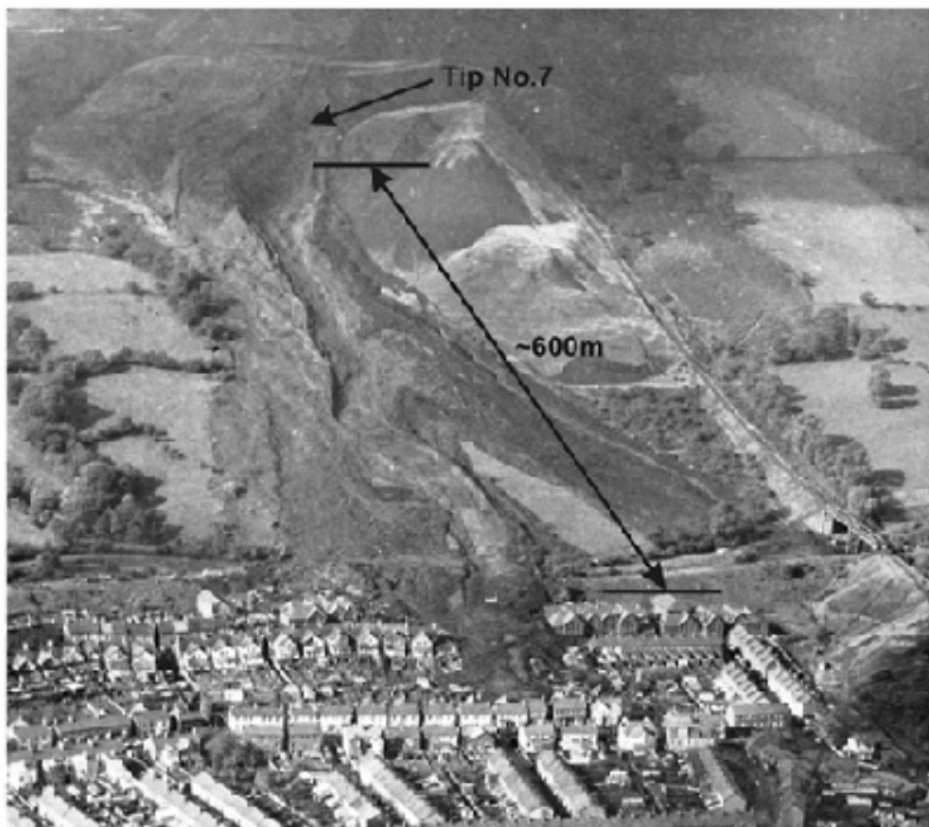


Figura C3 – Vista aérea da ruptura de Aberfan. (BEEN & JEFFERIES, 2006)

De acordo com Bishop (1973) *apud* Been e Jefferies (2006) o empilhamento de Aberfan continha materiais fofos, entretanto, o mecanismo gatilho da ruptura foi de

caráter hidrogeológico, uma vez que uma forte chuva causou aumento de pressões na fundação em quartzito, sotoposta a materiais menos permeáveis (Figura C4)

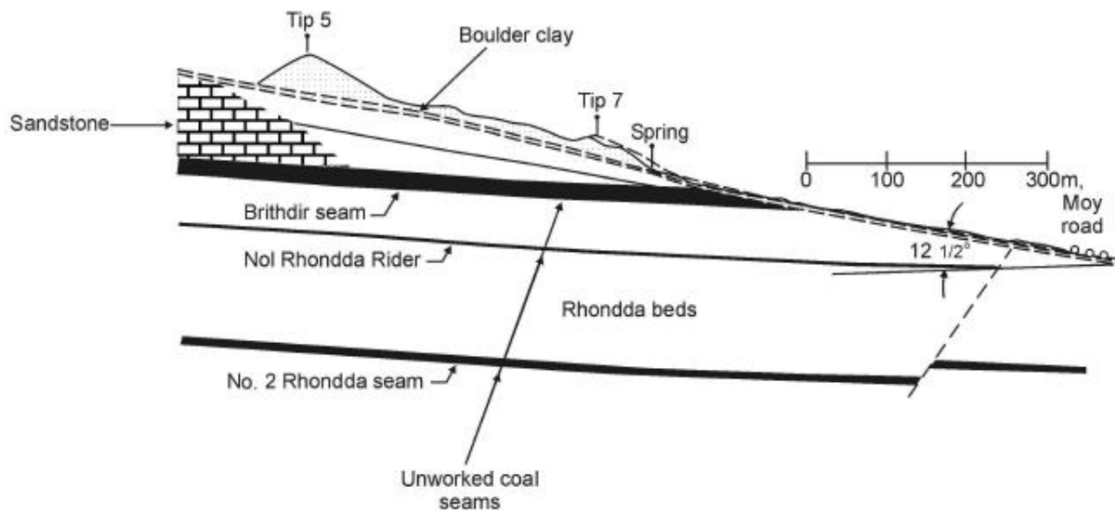


Figura C4- Seção transversal esquemática da ruptura da pilha nº 7 de Aberfan (BLIGHT, 2010)

No momento da ruptura o empilhamento continha 67m de altura, do pé à crista, o deslizamento percorreu cerca de 500 m em uma base com declividade de $12,5^\circ$ e, posteriormente, mais 100m em uma declividade , cobrindo rodovias a uma profundidade de 9,0m atingindo velocidades de até 10m/s. Segundo Bishop (1973) *apud* Been e Jefferies (2006) os pesos específicos observados no empilhamento variavam entre (15 e 17kN/m^3), mostrando a baixa densidade que resultou em um material com alta fragilidade não drenada. Jeyapalan (1983) realizou retroanálise da ruptura de Aberfan e obteve valores de $\eta_p=1000\text{Pa.s}$ e $\tau_y=4,9\text{kPa}$.

A Figura C5 apresenta uma planta esquemática da ruptura de Aberfan é possível observar que os rejeitos inundaram dois vales, ocupando larguras consideráveis nos vales. É importante observar que a ruptura de Aberfan envolveu um grande volume de rejeitos não saturados.

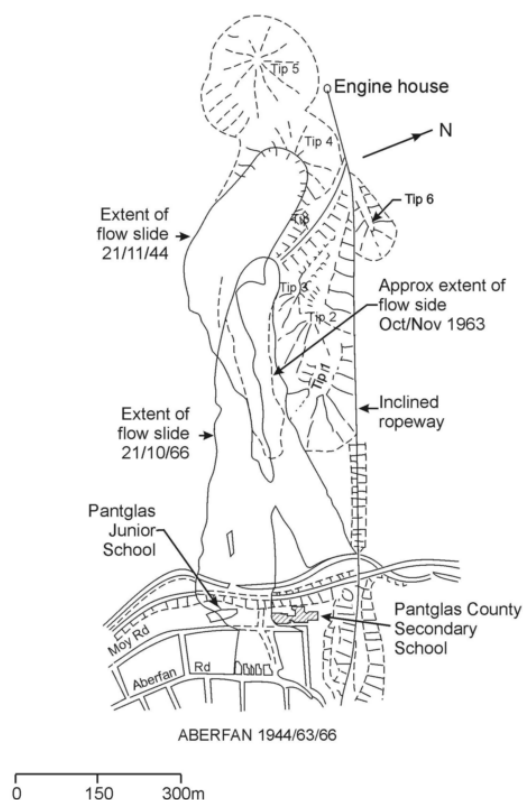


Figura C5 - Planta esquemática da ruptura de Aberfan (BLIGHT, 2003)

- Tapo Canyon (1994)

A ruptura da barragem de rejeitos de Tapo Canyon é um dos desastres mais impressionantes ocorridos em estruturas de terra. Em Janeiro de 1994, um terremoto ($M_w=6,7$) atingiu o estado da Califórnia-EUA, causando o gatilho da ruptura da barragem (HARDER & STEWART , 1996).

A ruptura ocasionou a abertura de uma brecha de 60m de largura, com uma altura máxima de 24m e o deslocamento de 60 e 90m de duas outras seções do maciço. Como resultado da ruptura os rejeitos estocados no reservatório se liquefizeram, tendo como consequência sua saída através da brecha, fluindo cerca de 180m para jusante no leito natural. A ruptura da barragem não causou mortes, entretanto, ocasionou prejuízos econômicos consideráveis para a mineradora proprietária da barragem e impactou uma estação de tratamento de água a jusante. A Figura C6 apresenta a planta da barragem mostrando a geometria antes e depois da ruptura.

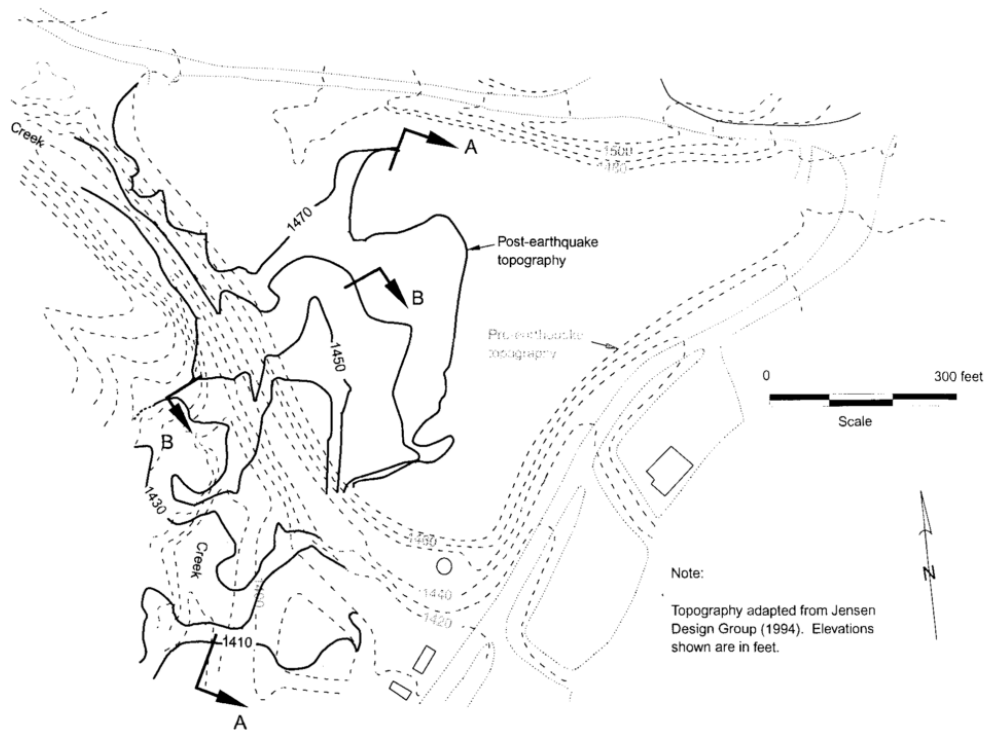


Figura C6 – Planta da barragem Tapo Canyon indicando a geometria pré e pós ruptura (adaptado de HARDER & STEWART , 1996).

De acordo com Harder e Stewart (1996) o fator determinante da ruptura da barragem foi a saturação da massa de rejeitos. Os rejeitos de Tapo Canyon se encontraram saturados mesmo dois anos após o fechamento da estrutura.

A Figura C7 mostra uma seção da barragem através da brecha, com os perfis pré e pós ruptura.

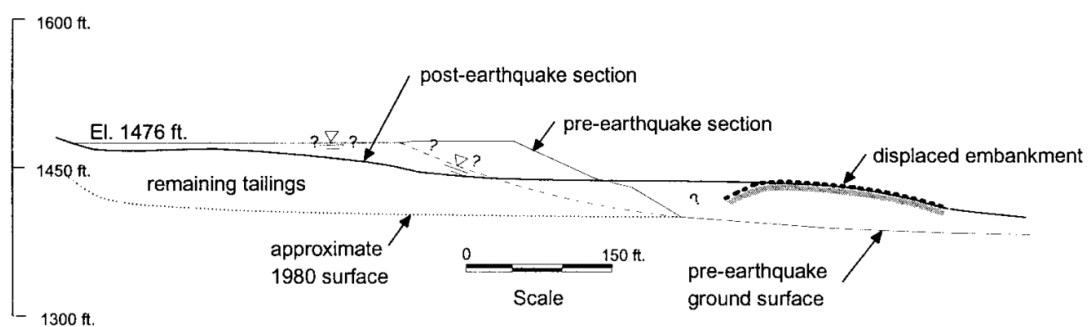


Figura C7 – Seção transversal pré e pós ruptura através da brecha da barragem de Tapo Canyon (adaptado de HARDER & STEWART , 1996).

- Bafokeng (1974)

No dia 11 de novembro de 1974 uma grande ruptura ocorreu em parte da parede sudeste da barragem de rejeitos 4 da Impala Platinum mines, perto de Rustenburg, África do sul. A barragem com dimensões aproximadas de 900m x 900m X 20m de altura continha 17Mm³ de rejeitos estocados em seu reservatório (Blight, 2010). Mais de 3 milhões de toneladas de rejeitos foram expelidos da barragem através da brecha, resultando na morte de 12 trabalhadores que se encontravam dentro do “shaft” da mina subterrânea, preenchida pelos rejeitos.

De acordo com Blight (2010) o evento completo da ruptura da barragem 1 de Bafokeng foi devidamente reportado em Midgley (1979). Durante a manhã do dia 11 uma forte chuva caiu na área de Rustenburg (77mm em duas horas). A Figura C8 (a) apresenta a planta da barragem, mostrando a localização da brecha e a posição do lago no dia 10 de novembro, é possível observar também a existência de uma parede dividindo a porção nordeste da porção sudeste do reservatório. De acordo com Blight (2010) as áreas dos lagos aproximadas dos dois lados da parede foram estimadas em 20Ha e 4,5Ha.

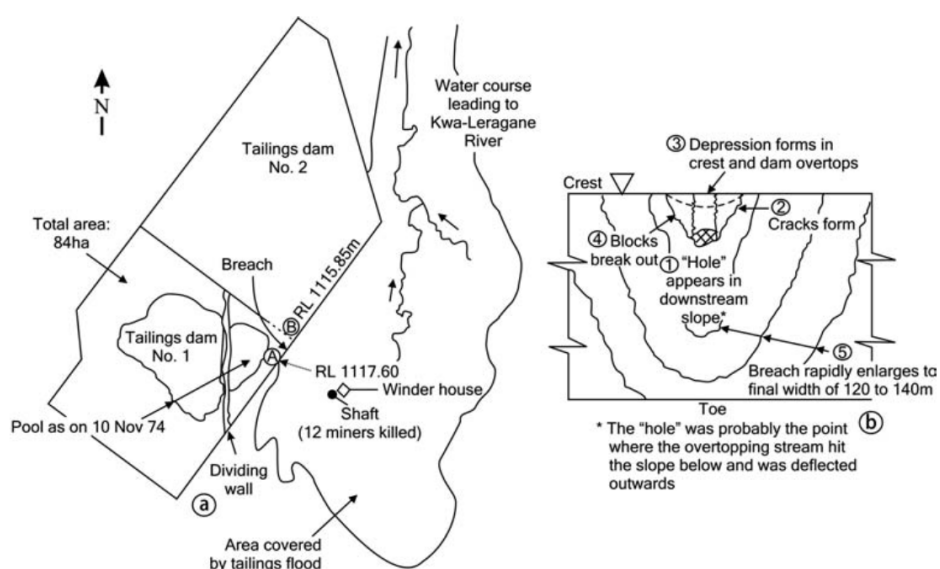


Figura C8 – Barragem de Bafokeng. (a) Planta; (b) vista da parede na seção da brecha. (BLIGHT, 2010).

Adjacente à barragem nº1 encontrava-se a barragem nº2, cuja crista se encontrava a uma menor elevação. Com receio da ocorrência de galgamento na estrutura operários abriram uma passagem da barragem nº1 para a barragem nº2, localizada no ponto B indicado na Figura C8 (a), de maneira a drenar a água que porventura viesse a se elevar para o reservatório nº2.

Por volta de 8:45, trabalhadores reportaram a ocorrência do galgamento da parede diagonal construída dentro do reservatório, que foi rapidamente erodida movendo a água do lago superior para o lago inferior, que se encontrava aproximadamente 2,0m abaixo. Imediatamente após a abertura da brecha na parede diagonal o nível d'água do lago inferior foi elevado, e a água começou a galgar do reservatório nº1 para o nº2 através da passagem criada (ponto B, Figura C8 (a)). O fluxo ocorrido entre os dois reservatórios não foi muito forte, entretanto, foi considerado suficiente para causar erosão e depressão da profundidade do fundo da abertura. A elevação da crista do galgamento no ponto B foi medida como El. 1115,85 e, comparada com a El.1117,6m no ponto B (a elevação mais baixa da crista da barragem do reservatório 1. Através dessas elevações, Midgley (1979) concluiu que a ruptura não foi iniciada por galgamento).

O processo de ruptura se desenvolveu nos seguintes passos:

- Por volta de 10:15 foi constatada surgência de água no talude de jusante da barragem, no ponto A da Figura C8. Testemunhas reportaram que a água surgia a dois terços da altura da barragem e era jorrada para baixo (Figura C8 (b)).
- O buraco formado pela água rapidamente cresceu e o jato se tornou uma “rio” fluindo talude abaixo e erodindo a jusante.
- Abaixo do fluxo de água duas ou mais trincas se desenvolveram estendendo para montante formando cunhas com taludes íngremes.
- Blocos formados pelas cunhas se romperam, o que rapidamente aumentou o fluxo de água e causou a saída de rejeitos.
- O buraco aberto rapidamente se estendeu para uma brecha com largura de 130m assim que os 3Mm³ de rejeitos foram expelidos do reservatório.

A Figura C9 apresenta uma vista aérea da ruptura de Bafokeng, mostrando a brecha aberta e a formação da ruptura dentro do reservatório.

A uma distância de 4km da barragem o fluxo de lama se espalhou em uma espessura de 800m, contendo 10m de profundidade. O fluxo de rejeitos continuou para jusante do rio Kwa-Legrane atingindo o rio Elands. Aproximadamente 2Mm³ fluíram para o reservatório da barragem de Vaalkop (barragem de água), 45km a jusante de Bafokeng.



FiguraC9 – Vista aérea da ruptura de Bafokeng.

Blight (2010) comenta que apesar dos indícios mostrarem que a causa de ruptura foi de “Piping” seguido de galgamento, existem outras possibilidades que poderiam ter provocado a abertura do buraco no talude de jusante da barragem. O aumento da lamina d’água súbito provocado pela ruptura da parede diagonal poderia ter resultado no afogamento da estrutura de tulipa existente a 40m do local da brecha (Figura C10), resultando em vibrações que teriam provocado a liquefação dos rejeitos e consequente abertura do furo. O autor levanta também a possibilidade do desencaxe de um anel da tulipa de operação, em função das vibrações.

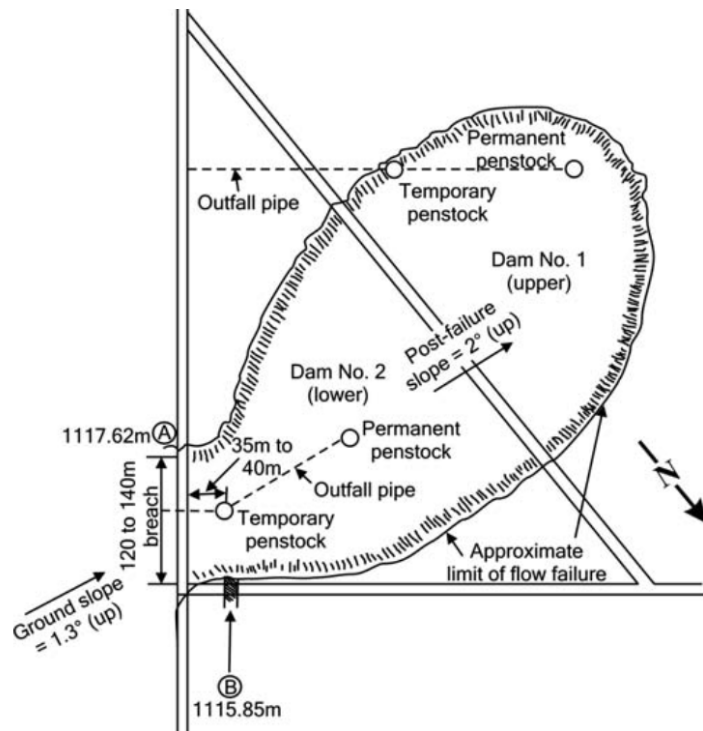


Figura C10 – Esquema de geometria da ruptura e posicionamento das tulipas. (BLIGHT,2010)

A partir da Figura C10 é possível observar também a geometria da ruptura dentro do reservatório, cujo talude de estabilização atingiu valores da ordem de 2°. O comprimento da ruptura dentro do reservatório pôde ser estimado em 600 a 650m e a largura da ruptura em 350m, sendo a razão da ruptura regressiva a/b calculada como aproximadamente 0,55.

- Mochikoshi (1978)

Duas barragens de Mochikoshi, localizada no Japão foram atingidas pelo terremoto de Izu-Ohshima-Kinkai earthquake (M =7.0) em 1978, causando a ruptura da estrutura de contenção e o vazamento de um grande volume de rejeitos.

Os rejeitos de Mochikoshi continham cianeto de sódio, que causou a contaminação de rios até 30km de distância da barragem. A barragem nº1 entrou em ruptura durante o terremoto, já a barragem nº 2 se rompeu horas após o cessar dos tremores. A Figura C11 apresenta a planta das barragens Mochikoshi.

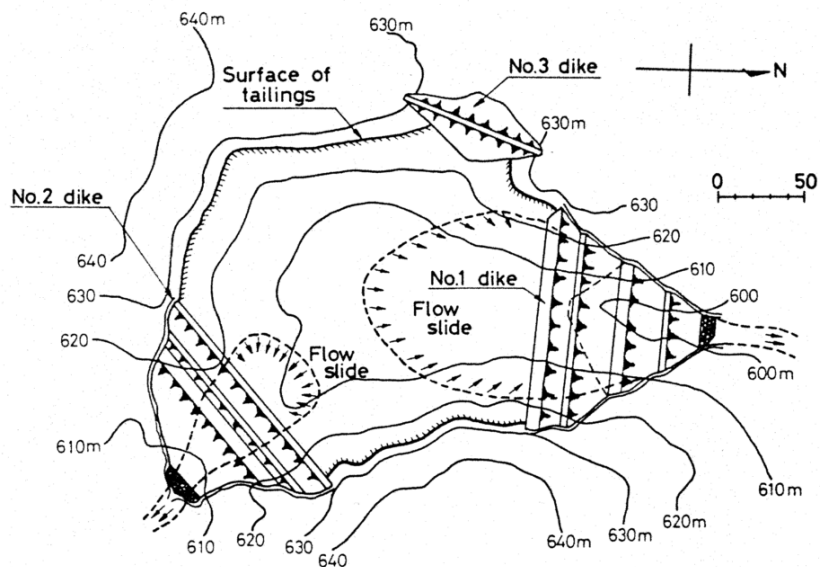


Figura C11 - Planta Mochikoshi com as rupturas nº1 e nº2.

As Figuras C12 e C13 apresentam as seções transversais das barragens nº 1 e 2 de Mochikoshi.

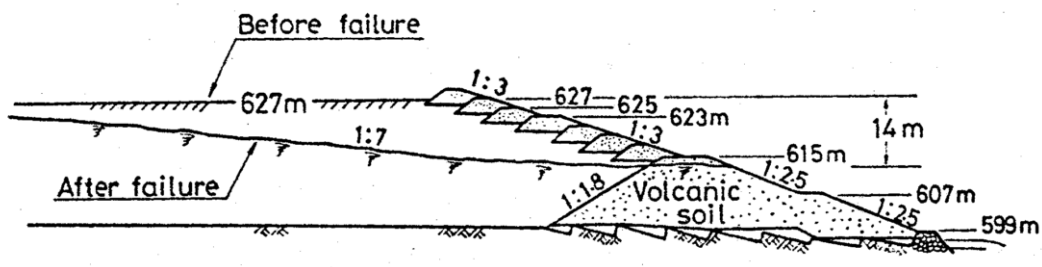


Figura C12 – Seção transversal da barragem nº1 de Mochikoshi.

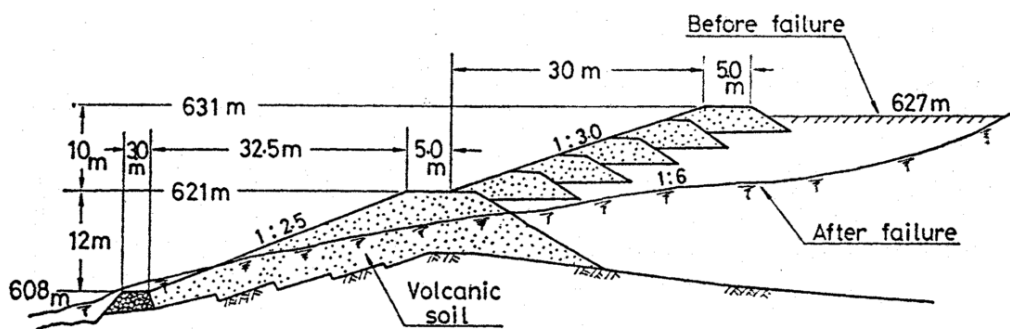


Figura C13 – Seção transversal da barragem nº2 de Mochikoshi.

De acordo com Olson (2001) o dique de partida da barragem nº1 foi construído em 1965 para uma altura de 16m, a barragem nº 2 também foi dotada de um dique de partida com 12m. Posteriormente ao dique de partida a estrutura foi alteada para

montante com os rejeitos como material de construção, com uma taxa de alteamento de aproximadamente 2,2m/ano, até a altura de 32,0m (Barragem nº1) e 22m (Barragem nº2). Ishihara (1984) *apud* Olson (2001) descreveu os testemunhos do evento da ruptura como: “em um tempo de 10s após o choque principal, a parede de jusante do dique inchou e a brecha foi formada na parte superior próxima à ombreira esquerda, seguida de uma imensa massa que fluiu para jusante no vale”. O vale de jusante da barragem nº1 tinha inclinações entre 10° e 20°, sendo 16° o valor típico. Os rejeitos fluíram a jusante no rio Mochikoshi e sedimentaram na leito a espessuras de 1,0 a 1,9m a uma distância de até 800m. A Seção pós ruptura da barragem nº 1 está apresentada na Figura C12, sendo o talude pós ruptura estimado entre 4° e 8°.

A barragem nº2 entrou em ruptura 5 horas e 20 minutos após o grande choque. Ishihara (1984) construiu a hipótese de que a ruptura da barragem foi postergada pois a poropressão induzida no terremoto migrou dos rejeitos saturados perto da barragem nº1 para os rejeitos não saturados na barragem nº2. A inclinação do vale à jusante para essa barragem era de 10° e os rejeitos fluíram uma distância de 150,0m antes de entrarem em repouso. O perfil pós ruptura da barragem nº2 está apresentado na Figura C13, sendo o ângulo de repouso dos rejeitos variável entre 9° e 10°.

- Stava (1985)

A ruptura das barragens de Stava é considerado o pior acidente documentado, em função do número de vítimas ter atingido 268 pessoas. O desastre ocorrido nos Alpes Italianos no verão de 1985 foi causado pela ruptura de duas barragens de rejeito de fluorita. As barragens eram localizadas à montante do vilarejo de Stava, distrito de Tesero (Província Trento, Itália) (Luino & Graff, 2012).

A ruptura das barragens ocorreu no dia 19 de julho de 1985, liberando uma massa fluida de aproximadamente 240.000 m³ de rejeitos liquefeitos que percorreu aproximadamente 4,2 km atingindo uma velocidade de 60-90 km/h (Freire Neto, 2009; Niekerk et al.;2005).

Às 12:23PM do dia 19 de julho de 1985, a estrutura superior de contenção de rejeitos de fluorita da Mina Prestavel entrou em colapso. A brecha resultante permitiu que a água e os rejeitos fossem expelidos para o reservatório inferior, que conseqüentemente também entrou em colapso. A onda de lama propagada a jusante, ao atingir a cidade de

Stava, arrastou 20 casas e matou 268 pessoas. A Figura C14 apresenta uma vista aérea dos reservatórios antes e depois a ruptura;

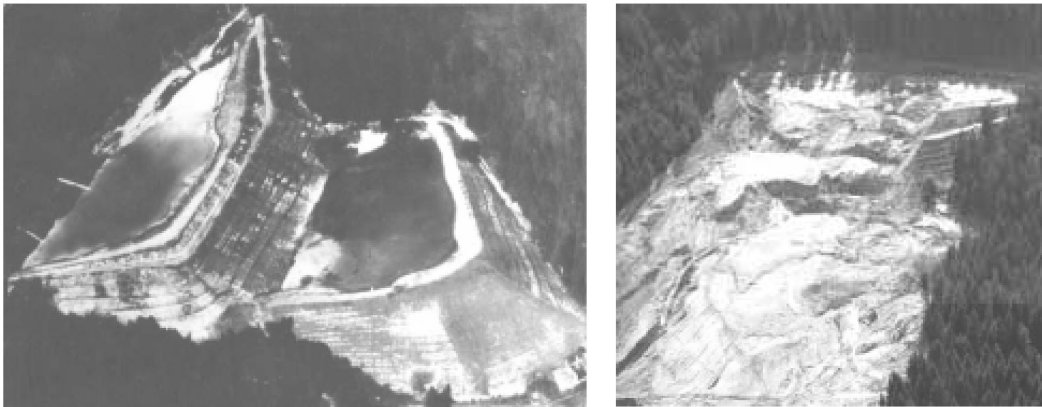


Figura C14– Barragens de Stava antes e depois da ruptura (DAVIES *et al.*, 2002)

De acordo com Luino & Graff (2012) as barragens eram compostas principalmente por areia fina e camadas uniformes de material silto-argiloso. A elevação do reservatório inferior era 1.350,80 m, com a altura do barramento situando-se 22–23 m. No momento da ruptura a máxima elevação da crista da barragem superior era 1.378,83m, com altura máxima de 28m. A Figura C15 apresenta uma seção transversal típica da barragem.

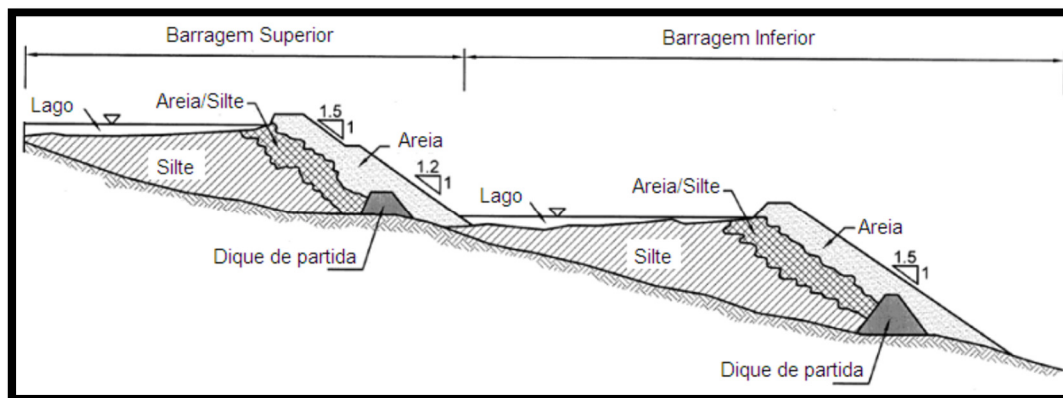


Figura C15– Seção transversal típica da barragem de Stava (adaptado de DAVIES *et al.*, 2002)

Chandler e Tosatti (1995) e Luino & Graff (2012) revelaram que o ângulo de atrito interno dos rejeitos coletados no reservatório e ensaiados situou-se em ($\varphi=33^\circ$) e ($\varphi=37^\circ$). O coeficiente de permeabilidade medido variou entre 10^{-6} e 10^{-3} cm/s, dependendo do tipo de material. Os autores estimam que para a fração arenosa a permeabilidade situava-se entre 10^{-4} e 10^{-3} cm/s. As investigações do acidente

mostraram que, enquanto a barragem inferior fundava-se em terreno natural, o barramento superior situava-se, em sua porção central, sobre os rejeitos siltosos do reservatório inferior.

O mecanismo de ruptura começou com um deslizamento na barragem superior que por sua vez resultou no escape do material para a barragem inferior resultando no galgamento e colapso da mesma. As barragens foram construídas pelo método de montante com taludes externos variando entre 1V:1,2H e 1V:1,5H. Davies et al. (2002) explica que ruptura da barragem não teve o gatilho pelo aumento das tensões cisalhantes com um carregamento não drenado, e sim por causa da redução das tensões efetivas devido à subida da superfície freática sobre condições drenadas. Morgenstern (2001) explica que a ruptura se iniciou sobre condições drenadas, mas as deformações subsequentes induziram poropressões positivas, causando a liquefação neste talude de jusante e logo após também nos rejeitos retidos a montante, quando estes perderam o confinamento repentinamente. Esta sequência ilustra que uma condição inteiramente drenada pode existir até o momento do gatilho da liquefação (Freire-Neto, 2009).

De acordo Luino & Graff (2012) testemunhos coletados à época da ruptura explicaram que durante o evento pôde ser ouvido um som “que parecia uma grande detonação de explosivos”. Após o barulho, provocado pela ruptura uma larga massa de lama proveniente do reservatório superior e do reservatório inferior se moveu para jusante espalhando-se em uma espessura de 250m. Centenas de grandes árvores foram literalmente cortadas logo acima das raízes (Figura C16)



Figura C16– Foto dos rejeitos com detalhe dos troncos das árvores arrastadas (LUINO & GRAFF, 2012)

Após destruir as casas no vale a jusante do barramento o fluxo de lama atingiu Stava, uma pequena vila composta de 20 construções do lado esquerdo do rio (Figura C17).



Figura C17 – Foto dos rejeitos com detalhe dos troncos das árvores arrastadas.(LUINO & GRAFF, 2012)

Nesta região, de confluência entre a base de Pozzole e o vale de Stava a massa de lama foi forçada a seguir um caminho de superelevação curvado para a direita (raio de 650m), o que aumentou consideravelmente a espessura do fluxo no lado oposto.

Medições topográficas na região indicaram uma diferença de altura de aproximadamente 19,0m comparada com a mínima espessura encontrada no lado direito do vale. A Figura C18 apresenta a mancha de inundação dos rejeitos provenientes da ruptura da barragem de Stava.

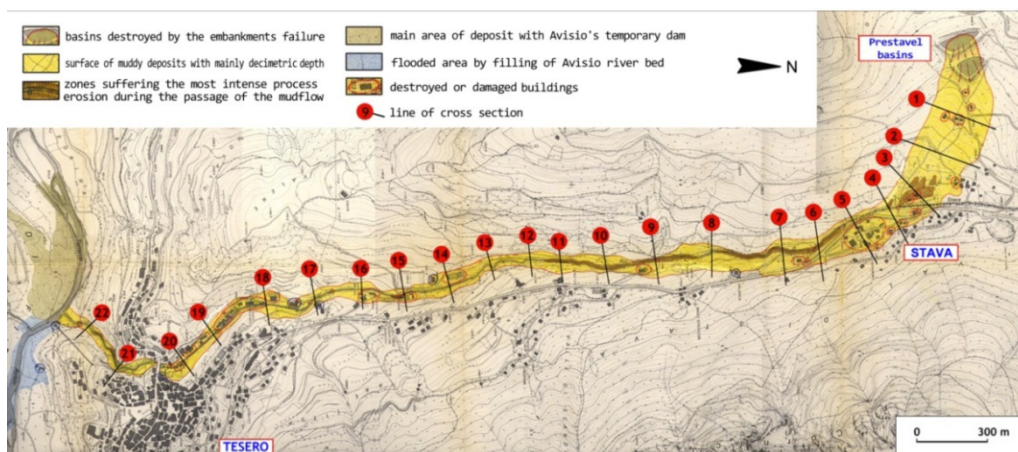


Figura C18 – Mancha de inundação da ruptura da barragem de Stava com localização de 22 seções transversais (LUINO & GRAFF, 2012).

De acordo com Luino & Graff (2012) a largura do fluxo de lama (em seção transversal) reduziu substancialmente perto de Stava, reduzindo para metade a 850m a jusante da vila . Os autores reportam que a o fluxo reduziu gradualmente em área ao longo desse segmento. Uma redução mais drástica pôde ser observada a jusante de Maso Sfronson (Figura C18, seções 8 a 10), onde a área de fluxo observada reduziu de 800m² a 460m². A redução observada após o evento foi desencadeada pela aceleração da massa em função do estreitamento da seção no vale.

Nos próximos 1,6km, antes de chegar às primeiras casas em Tesero, a massa de rejeitos se moveu com relativa continuidade, em função do canal estreito formado pelo vale. A largura do fluxo propagado a jusante reduziu gradualmente de 90m a 50m (valor mínimo) no segmento imediatamente a jusante do campo de futebol em Tesero (Figura C18, seção 15). A Figura C19 apresenta a cidade de Tesero antes e depois da passagem da massa de rejeitos.



Figura C19 – Destruição na cidade de Tesero no caminho do fluxo dos rejeito (LUINO & GRAFF, 2012).

A perda de vidas chegou a 268 pessoas, além da devastação de 56 casas, 6 prédios industriais, 8 pontes, e sérios prejuízos a mais 9 prédios. O fluxo de lama em uma espessura variando de 0,2 a 0,4m em vários lugares cobriu uma área de 43,5Ha, e alcançou 4,2km. De acordo com os perfis a quantidade total de material envolvida na ruptura foi de 180.000,00m³. Adicionado à essa quantidade 40-50.000 m³de material foram erodidos e arrastados no caminho.

Enquanto os cálculos pós ruptura mostram como os eventos aconteceram e permitem mensurar os impactos, o rápido curso dos eventos puderam ser grosseiramente estimados através de relatos de testemunhas e alguns pontos de monitoramento e medição em campo.

Através da interpretação de uma gravação sismográfica na estação Cavalese, localizada a apenas 4,1km da barragem, foi possível estimar os intervalos de tempo através dos quais os rejeitos entraram em ruptura, iniciaram o movimento e passaram vale abaixo.

A Figura C20 apresenta a gravação sismográfica da estação Cavalese.

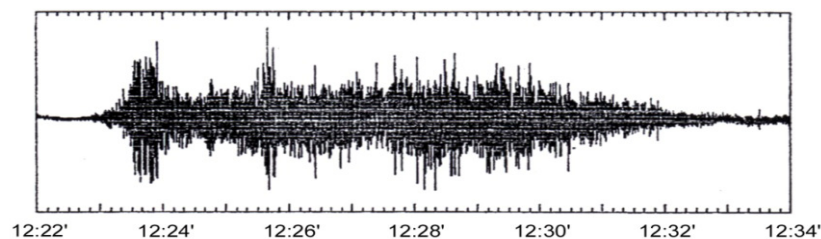


Figura C20– Gravação sismográfica durante o evento de ruptura (LUINO & GRAFF, 2012)

Takahashi (1991) também usou o sismograma para interpretar a sequência de eventos durante o desastre e estimou as velocidades de fluxo. As velocidades calculadas variaram entre 20m/s (Figura A10, seção 4 e 6) a 27m/s (Figura A10, seção 5). Os cálculos de Takahashi correspondem bem ao apresentado na Tabela A1.

É importante observar a rápida duração do evento de Stava que, do início da ruptura, até o repouso da massa gastou menos de 10 minutos para se mover 4,2km.

- Saaiplaas (1993)

Em março de 1993 a barragem Saaiplaas No.5A, uma estrutura em anel “Ring –dike” próxima da cidade de Virginia, África do Sul, que continha rejeitos de ouro, sofreu três rupturas, em três dias consecutivos. A estrutura da barragem era alteada para montante, com diversos pontos de disposição ao longo da crista da estrutura em anel.

Às 12:15 do dia 18 de Março de 1993 o reservatório se encontravam com 28m de altura, com um ângulo do talude de jusante médio de 21°, quando uma ruptura

rotacional no talude da barragem. A primeira ruptura ocorrida foi seguida de outras duas, nos dias 19 e 22 de Março. A Figura C21 apresenta a barragem em planta com a localização das rupturas A, B e C.

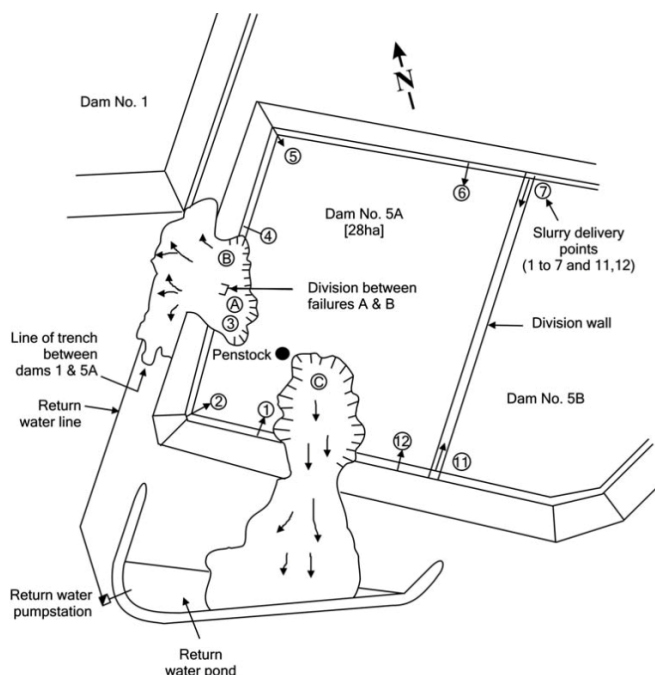


Figura C21 – Planta da barragem 5A de Saaiplaas (BLIGHT, 2010).

A barragem No. 5A continha rejeitos antigos, que foram reprocessados em 1970. Em 1981 a barragem, que continha 28Ha entrou novamente em operação. À época, a mina Saailplaas foi considerada como quase em fechamento e a volta da operação da barragem foi planejada para acomodar apenas rejeitos de poucos meses de operação da mina. Blight (2010) reporta que, para conter custos a disposição foi realizada sem drenos de fundo no dique de contenção, e sem piezômetros para monitoramento dos níveis d'água. Como forma de reduzir mais ainda os custos a tulipa de extravasamento foi locada em um dos vértices da estrutura, ao invés de ser locada no centro, onde manteria o lago longe da estrutura de contenção. Ainda segundo o autor as condições de operação da barragem requeriam taxa de alteamento máxima de 1,5m/ano e altura máxima de 20m.

Apesar de todas as restrições à segurança da estrutura a mina não encerrou as atividades como previsto e continuou a operação. Perto do fim de 1992 a barragem se encontrava com 28m de altura e as taxas de alteamento registradas se situavam em torno de 2,5m/ano. A causa das três rupturas foi desencadeada pelos excessos de

poropressão gerados pelas excessivas taxas de alteamento e consequente instabilização por liquefação estática. A Figura C22 mostra uma vista aérea das três rupturas.



Figura C22 - Vista aérea da ruptura da barragem Saaiplaas (BLIGHT, 2010)

As rupturas de Saaiplaas puderam ser consideradas “Flow failures”, entretanto, em função da constrição do caminhamento à jusante das rupturas A e B (por causa da barragem 1) os rejeitos não atingiram grandes distâncias. Os rejeitos da ruptura C fluíram para o reservatório de água da mina e foram contidos pelo dique. A ruptura de Saaiplaas é um bom exemplo de que as rupturas por fluxo não necessitam de ser iniciadas por galgamento. A Figura C23 apresenta o perfil pós ruptura da barragem de Saaiplaas.

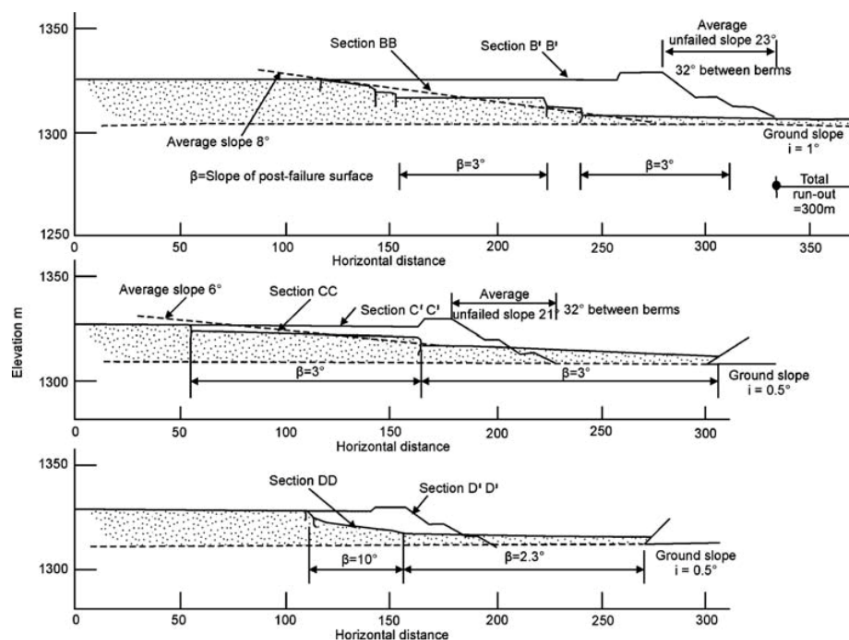


Figura C23 - seções transversais através das rupturas de Saaiplaas (BLIGHT, 2010)

O comprimento da ruptura dentro do reservatório pôde ser estimado em 230,0m e a largura da ruptura em 140,0m, sendo a razão da ruptura regressiva a/b calculada como aproximadamente 0,61.

- Merriespruit (1994)

A ruptura da barragem de Merriespruit é um dos casos históricos mais bem documentados na literatura. Na noite de 22 de Fevereiro de 1994 a barragem da Mina Harmony, localizada aproximadamente a 320m à montante do vilarejo de Merriespruit, África do Sul, cujo reservatório continha rejeitos do processamento de Ouro, se rompeu, causando consequências desastrosas. Oito casas foram devastadas e outras duzentas tiveram sérios danos, por fim o acidente causou dezessete vítimas fatais.

A barragem de Merriespruit apresentava, no momento da ruptura, 38,0m de altura. A ruptura da barragem causou a saída de aproximadamente 600.000,0m³ de rejeitos e 90.000,0m³ de água do reservatório. O evento de ruptura causou a abertura de uma brecha de 150,0m de largura no maciço da barragem, por onde foi expulso o material (Figura C24).

A Figura C25 apresenta uma planta mostrando o trajeto do rejeito, passando por cima do vilarejo.



Figura C24– Vista aérea da brecha aberta e do reservatório rompido (BLIGHT, 2010)

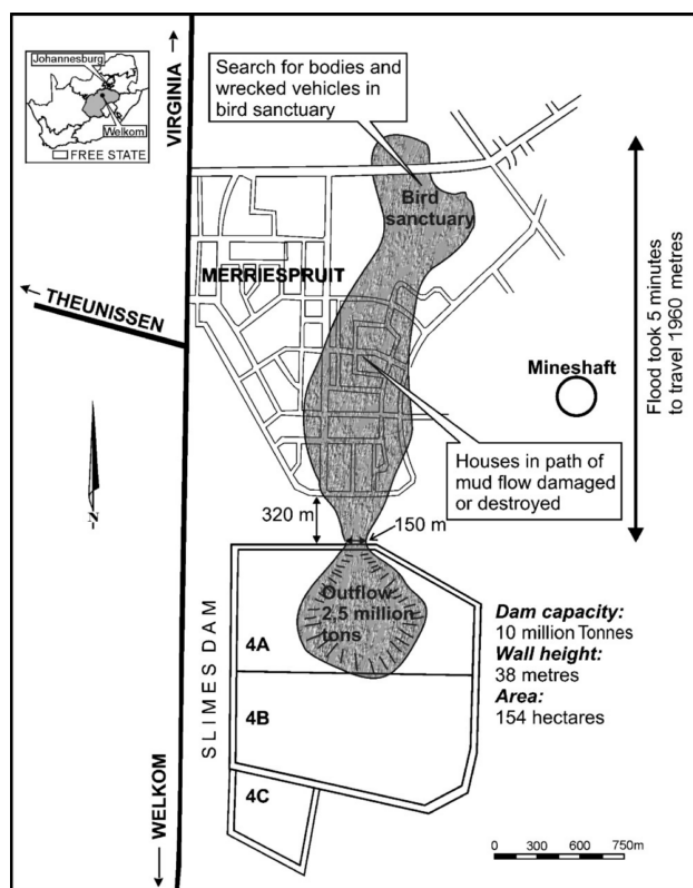


Figura C25 – Planta contendo o trajeto dos rejeitos (NIEKERK *et al.*, 2005)

De acordo com Blight (2010), a barragem formou uma brecha poucas horas após a ocorrência de precipitação intensa (30-50mm em 30 minutos). comentam que durante o entardecer, entre 19:00 e 21:00, testemunhas observaram água galgando a crista da barragem.

Niekerk *et al.* (2005) comentam ainda que à época a legislação local requeria que a barragem tivesse capacidade suficiente para conter uma chuva de projeto com tempo de recorrência de 100 anos e um dia de duração, com borda livre de 0,5m. Este, entretanto, não foi o caso da barragem de Merriespruit, cujo lago estava parcialmente preenchido com água da planta industrial, disposta de maneira ilícita no reservatório. Os autores comentam ainda que a intensidade e duração da chuva que causou o galgamento são frequentes na região, tendo a ruptura da barragem sido desencadeada por manejo irresponsável e inadequado. A Figura C26 mostra a posição do lago da barragem momentos antes da ruptura, documentada por imagens de satélite (Bight, 2010).

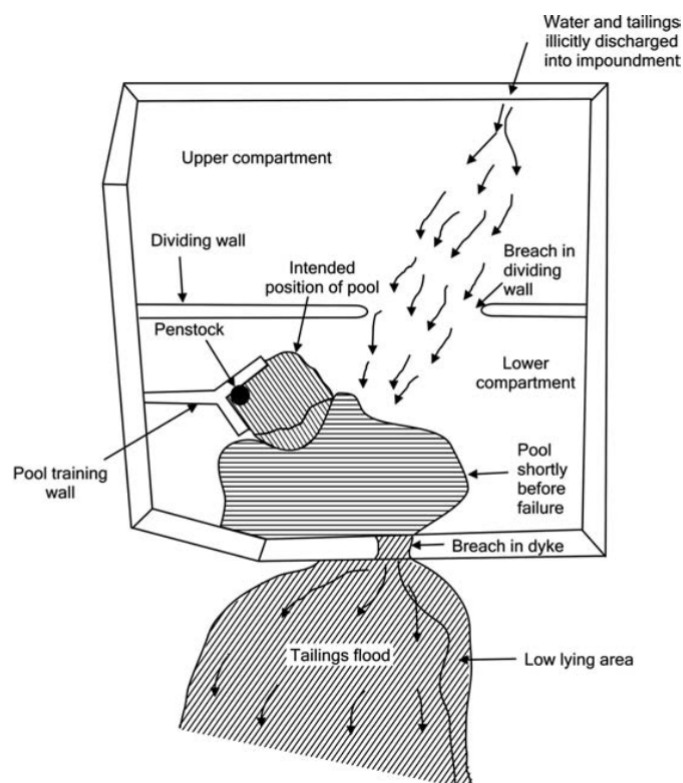


Figura C26 – Localização do lago antes da ruptura (BLIGHT, 2010)

Blight (2010) comenta que dois anos antes da ruptura um empilhamento drenado com comprimento de 90,0m foi construído para estabilizar a parede norte. Descamamentos de rejeitos posteriores resultaram na decisão de paralisar a disposição de rejeitos na barragem 15 meses antes do desastre. De acordo com a empresa que operava a barragem, à época da decisão a borda livre do reservatório era de aproximadamente 1,0m. Após as instruções de paralização da disposição o alteamento da estrutura de contenção foi cessado, entretanto, a água da planta industrial (eventualmente contendo rejeito) continuou sendo disposta ilicitamente na barragem. Em função da disposição ilícita, dias antes da ruptura a borda livre da barragem situava-se em aproximadamente 30cm.

Blight (2010) relata que a barragem de Merriespruit era equipada com piezômetros em diversas seções, incluindo uma linha na região da brecha. Poucos meses antes da ruptura o construtor da barragem realizou análises de estabilidade, usando um ângulo de atrito interno ($\phi' = 35^\circ$) e poropressões baseadas nas medições piezométricas. A conclusão da análise realizada foi que o fator de segurança mínimo à ruptura global situava-se próximo de $F.S = 1,34$. Após a ruptura o perfil da barragem em ambos os lados da brecha foram investigados e a resistência do rejeito foi novamente analisada

com base em ensaios de laboratório em amostras indeformadas da brecha e nas últimas medições piezométricas disponíveis. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de laboratório foram ($c'=0$ e $\varphi'=33^\circ$) e o fator de segurança calculado foi $F.S=1,31$. Por outro lado a análise realizada não levou em consideração o excesso de poropressão que deve ter ocorrido em função do movimento progressivo do lago à crista da barragem.

A Figura C27 apresenta os resultados de uma série de ensaios triaxiais pós-ruptura realizados para os rejeitos de Merriespruit, para os quais foi obtido um ângulo de atrito interno ($\varphi'=37^\circ$). Se a Figura C27 for tomada como representativa das condições da barragem antes da ruptura, o estado de tensões na zona rompida estaria locado entre a trajetória AA e a origem, com uma média de fator de segurança igual a $F.S=1,3$.

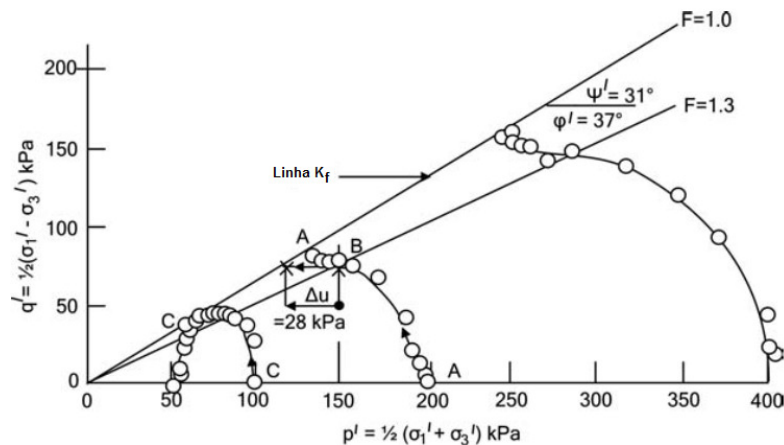


Figura C27 – Ensaios triaxiais realizados para os rejeitos de Merriespruit (BLIGHT, 2010)

Para mover do ponto B, na trajetória AA, para a linha k_f ($F.S=1$) é necessário um aumento de poropressão de apenas 28kPa, ou 2,8m de água e proporcionalmente menos em zonas de menor tensão confinante.

Conseqüentemente, imediatamente antes do início do galgamento o talude da barragem muito provavelmente estava na iminência de se romper ao longo de uma ruptura circular. Qualquer camada de rejeito com estado de tensão similar ao da trajetória CC teria liquefeito. Blight (2010) comenta ainda que segundo testemunhas durante o início do processo ocorreu erosão no talude de jusante, removendo a berma estabilizante. O aumento nas tensões cisalhantes provenientes da remoção da berma foi, provavelmente, a ação gatilho da ruptura da barragem. Fourie *et al.* (2000) através de ensaios de laboratório e campo e testemunhos realizaram a descrição da ruptura, tendo

a liquefação estática como a principal causa. Os autores comentam que a operação inadequada do lago próximo à parede norte provocou deposição subaquática na região, resultado em uma massa de rejeitos com grande índice de vazios.

A Figura C28 apresenta seções da geometria da barragem de Merriespruit após a ruptura. A Seção E'E' consiste na geometria da barragem pré-ruptura normal ao eixo do barramento, a seção EE apresenta a seção transversal através da brecha aberta durante a ruptura. Seção FF corta a seção EE perpendicularmente, enquanto que a seção GG corta a seção EE com um ângulo de 45°.

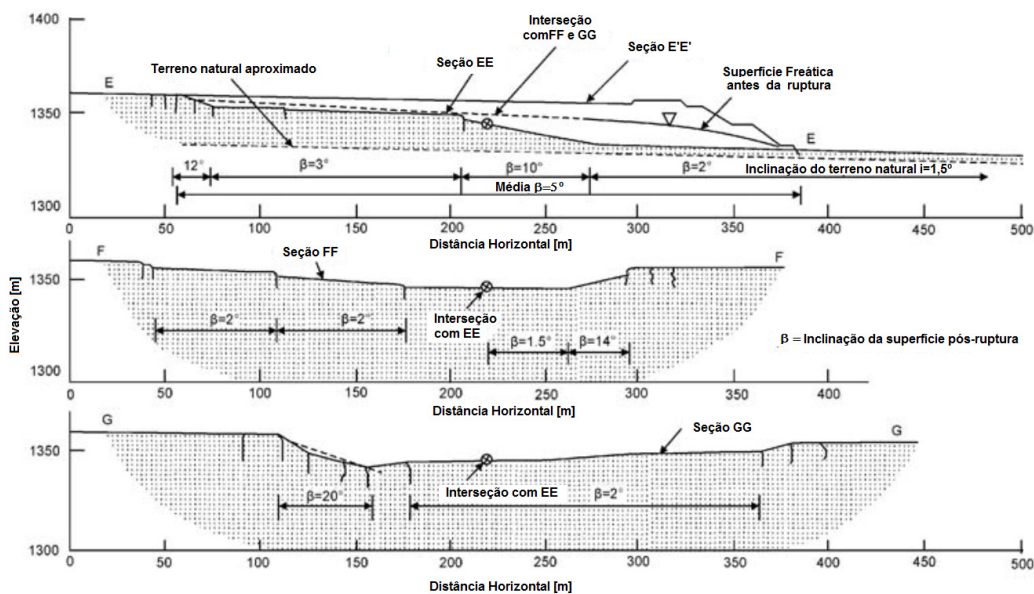


Figura C28 – Seções da geometria do reservatório de Merriespruit pós-ruptura (BLIGHT, 2010)

A inclinação média dos rejeitos expelidos do reservatório é de aproximadamente 2°, que é bem próxima às inclinações observadas lateralmente no reservatório (FF e GG). Resumidamente, a superfície pós-ruptura dos rejeitos foi abatida para ângulos entre 2° e 3°, com algumas porções internas ao reservatório tendo estabilizado em inclinações mais íngremes (10° – 20°).

Blight (2010) realizou retroanálise da resistência necessária para estabilizar a ruptura da barragem de Merriespruit em ângulos $\beta=2^\circ$, obtendo resistências não drenadas de 1,0-1,8kPa. O comprimento da ruptura dentro do reservatório pôde ser estimado em 300m e a largura da ruptura em 180m, sendo a razão da ruptura regressiva a/b calculada como aproximadamente 0,6.

- Los Frailes (Mina Aznalcóllar) (1998).

A ruptura da barragem Los Frailes na Espanha é talvez um dos maiores desastres ecológicos da história. No dia 25 de abril de 1988 a aproximadamente 03:30 uma brecha de aproximadamente 50,0m na barragem de Aznalcóllar foi aberta no reservatório permitindo a saída de 4,5Mm³ de água ácida e 2Mm³ de lama tóxica contendo diversos metais pesados (37% Ferro, 40% Enxofre, 0,8% Zinco, 0,8% Chumbo, 0,5% Arsênio, 0,2% cobalto, etc...) com pH próximo de 3 despejados no rio Agrio e posteriormente no rio Guadiamar. A ruptura da barragem atingiu a reserva nacional Doñana, a maior reserva de pássaros da Europa.

De acordo com Grimalt *et al.* (1999) 25Mm³ ainda se mantiveram no reservatório. Os autores reportam ainda que a onda de rejeitos propagada no rio Agrio e Guadiamar teve extensão de aproximadamente 400m dos dois lados dos rios. Uma espessura de 1,7m foi depositada nas proximidades da mina e mais de 10 km a montante pôde-se observar coberturas de rejeitos com poucos centímetros de espessura. A Figura C29 apresenta um mapa de localização da ruptura e locação da trajetória dos rejeitos.

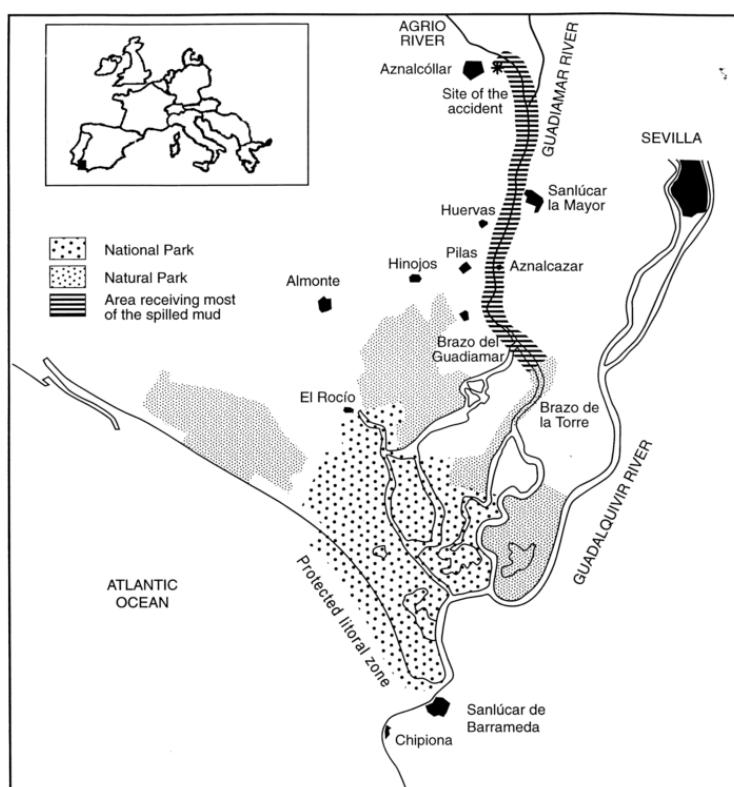


Figura C29 – Mapa de localização da reserva Doñana com locação da barragem e do caminho dos rejeitos

Alonso e Gens (2006a) reportaram o acidente da barragem, apresentando as causas da ruptura, e a dinâmica do movimento. De acordo com os autores a estrutura operava há várias décadas, sendo o barramento constituído de enrocamento, alteado para jusante ao longo do tempo. A Figura C30 apresenta uma planta do reservatório da barragem e uma seção transversal no local de ruptura.

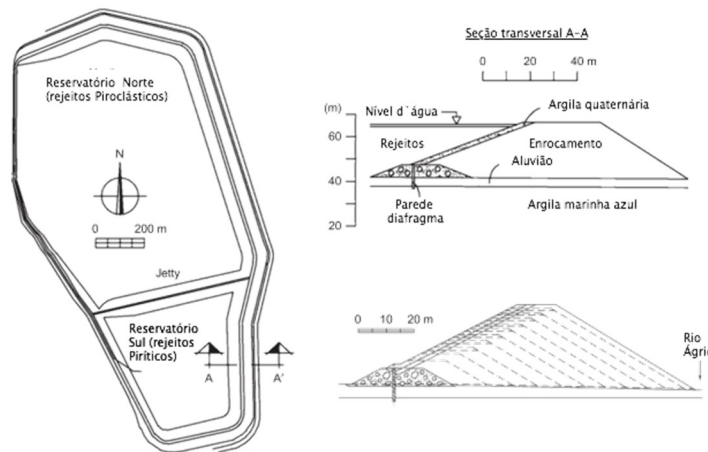


Figura C30 – Reservatório de Aznalcóllar com localização da seção a brecha e esquema de alteamento (ALONSO & GENS , 2006a)

Alonso e Gens (2006a) comentam que, na seção de ruptura, o barramento se fundava sobre um depósito de argila marinha com não menos que 60m de espessura, sotoposta a uma camada de 4m de terraço aluvionar. A barragem de enrocamento se rompeu em sua seção mais alta, tendo como consequência o despejo de aproximadamente 4,6Mm³ incluindo a água e os sólidos dos rejeitos. O gatilho da ruptura foi dado em razão da perda de capacidade de suporte da fundação da barragem, na camada de argila marinha, resultando em mobilização da resistência e amolecimento à resistência residual, em um processo de ruptura progressiva.

Alonso e Gens (2006b) comentam que em função da perda de capacidade de suporte o maciço da barragem se moveu aproximadamente 60m em um tempo estimado de 20s. A rápida movimentação solicitou os rejeitos de maneira não drenada, aumentando rapidamente as poropressões e dando o gatilho do processo de fluxo. Alonso e Gens (2006b) realizaram estudo dinâmico da movimentação do maciço da barragem. O modelo estudado indicou que a velocidade de deslocamento atingiu velocidades de até 20km/h. As Figuras C31 e C32 apresentam imagens da brecha formada no corpo da barragem.



Figura C31–Vista lateral da brecha formada

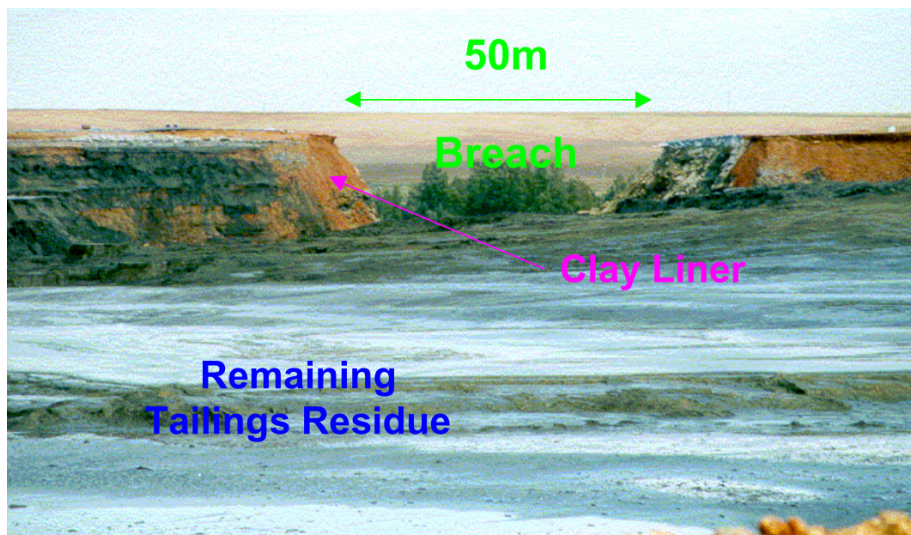


Figura C32 - Vista de montante para jusante, indicando a largura da brecha

- Kolontár (2010)

A ruptura da barragem de rejeitos da planta de Ajka na Hungria é considerado o pior desastre de barragem já acontecido no país, e um dos piores do mundo. Por volta de 12:30 do dia 4 de outubro o vértice do lado nordeste de um grande reservatório contendo 30Mm^3 de rejeitos de bauxita (lama vermelha), subitamente entrou em colapso, liberando cerca de $0,7\text{Mm}^3$ de rejeitos que se propagaram à jusante causando uma grande devastação ambiental. A Figura C33 mostra a vista aérea da estrutura antes e depois do evento de ruptura. A aproximadamente 1,2km encontrava-se a vila de Kolontár, que foi imediatamente soterrada pela mistura de lama e água. Casas e pontes

foram destruídas pelo forte impacto da massa 1. Alguns quilômetros a jusante encontrava-se a vila Devecser, que também foi atingida em poucos minutos após a ruptura, tendo carros, casas e prédios destruídos. A ruptura atingiu uma área de 40 km² tendo alcançando cerca da 20km em terreno com inclinação média de 0,6%



Figura C33 - Vista aérea antes e depois da ruptura da barragem Kolontár.

Segundo Zambak (2010) a ruptura foi desencadeada por causa de controle de percolação deficiente, curiosamente ocorrido a aproximadamente 300 metros da seção de ruptura. A o barramento de Kolontár continha aproximadamente 22m de altura no momento da ruptura e era construído de cinzas volantes, que segundo Zambak (2010), quando compactados se comportam como um concreto pobre. Em função da alta resistência das cinzas o talude do barramento construído era íngreme (1V:1,1H). A Figura C34 mostra uma vista aérea da barragem, com o detalhe da seção que entrou em ruptura.

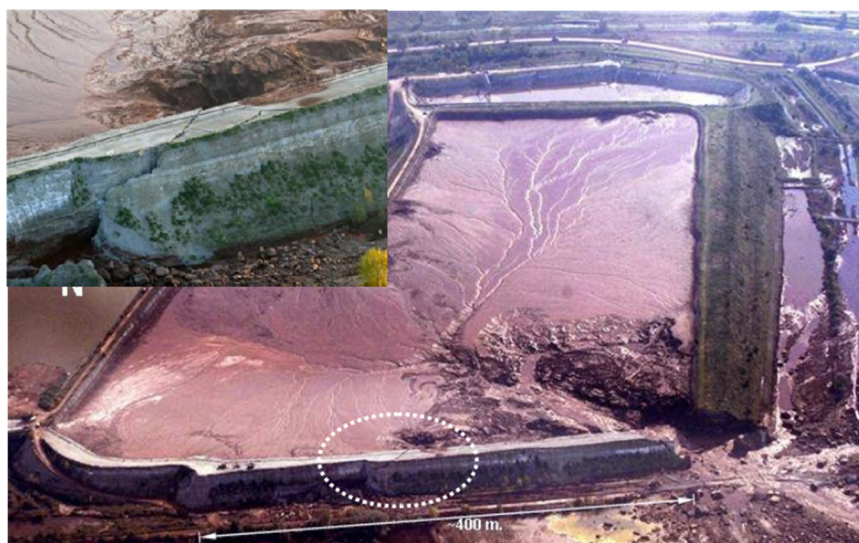


Figura C34 - Vista aérea com detalhe da seção de ruptura por cisalhamento.

Segundo relatos, semanas antes do evento foram verificadas surgências de água na seção de ruptura. A elevação da superfície freática causou a movimentação de toda a parede, gerando esforços de tração no vértice da parede (que formava 116°), que vieram a ocasionar a abertura da brecha. A Figura C35 ilustra a sequência de eventos da ruptura.

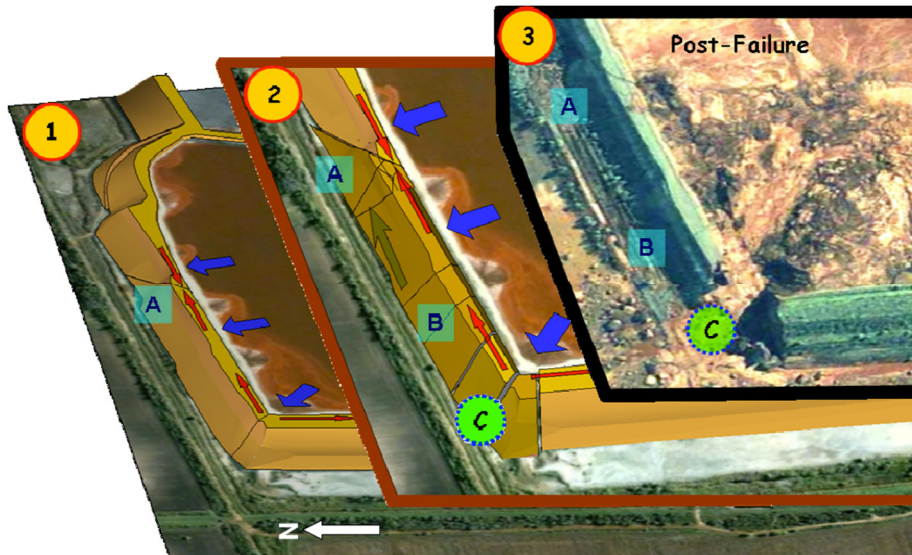


Figura C35– Sequência de eventos que ocasionaram a ruptura (ZAMBAK, 2010)

A Figura C36 apresenta uma foto da brecha por onde os rejeitos saíram do reservatório. É possível observar grandes blocos do barramento na seção, evidenciando o comportamento de “concreto pobre” das cinzas compactadas.

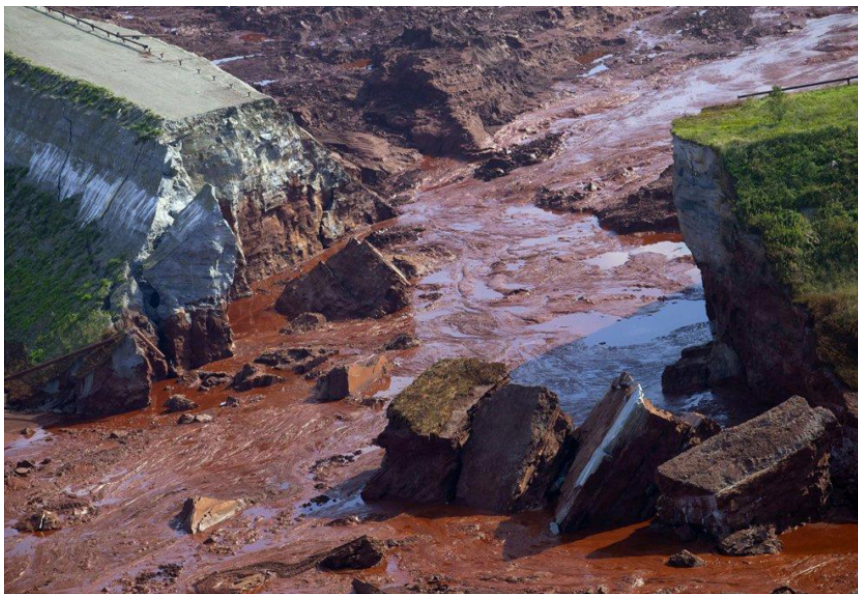


Figura C36 – Foto da região da brecha.

A ruptura da barragem causou a morte de 9 pessoas, deixou 123 desabrigadas e impactou outras 790 pessoas. O rejeito da barragem era produzido através do processo Bayer, que transforma bauxita em alumina, resultando em um pH altamente alcalino (PH=13) e alto teor de metais pesados (110mg/kg de arsênio, 1,3mg/kg de mercúrio e 660mg/kg de cromo), tendo a ruptura comprometido o abastecimento de água da região. O alto PH dos rejeitos extinguiu todas as formas de vida nos córregos Torna e Macal e causou grande volume de mortes de peixes no rio Raba, até sua confluência com o rio Danúbio a 160km de distância. A Figura C37 mostra a imagem de satélite da região da ruptura, permitindo observar a proporção do impacto causado.



Figura C37 - Imagem de satélite dos impactos da ruptura.

Hegedus (2011) realizaram estudo dos impactos da ruptura, tendo estimado as alturas de deposição da lama, conforme apresentado na Figura C38.

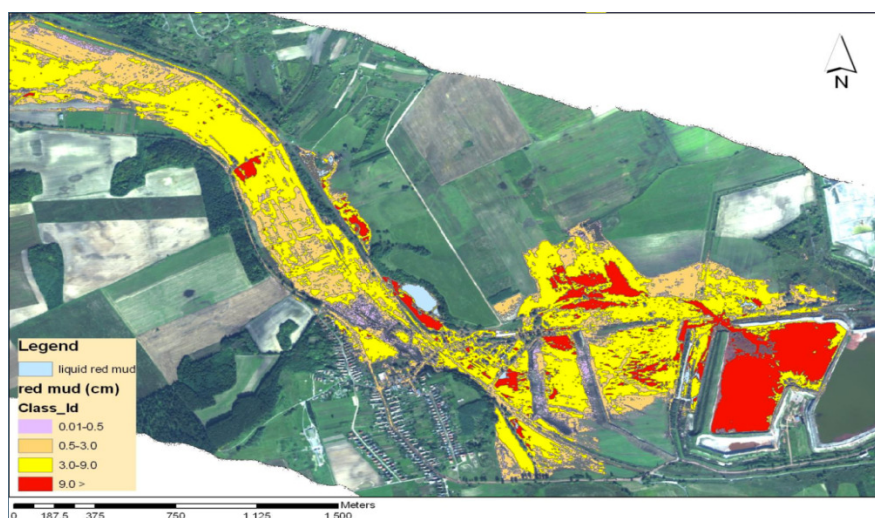


Figura C38 – Mapa de inundação contendo as alturas estimadas de deposição da lama.

A Figura 39 apresenta uma série de fotos que registram os impactos causados pela ruptura.



Figura C39 – Impactos da ruptura da barragem Kolontár.

O comprimento da ruptura dentro do reservatório pôde ser estimado em 270m e a largura da ruptura em 160m, sendo a razão da ruptura regressiva a/b calculada como aproximadamente 0,59.

- Gullbridge Dam (2012)

No dia 17 de Dezembro de 2012, às 7:45, a barragem de rejeitos de cobre da Mineradora “Gullbridge Cooper Mine” se rompe, enquanto eram realizados trabalhos para sua estabilização. A ruptura resultou na formação de uma brecha com aproximadamente 20m de largura na base e 30 no topo, na barragem que continha 7m de altura. A Figura C40 apresenta uma imagem aérea antes da ruptura da barragem.

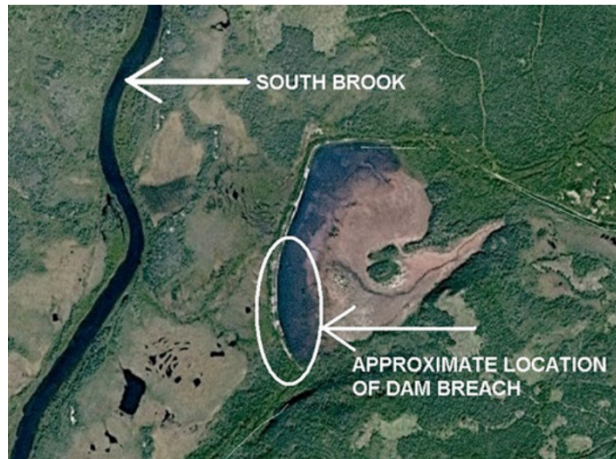


Figura C40 – Imagem aérea da barragem Gulbridge antes da ruptura.

A barragem estocava rejeitos de cobre, sendo que, através da Figura 40 pode-se ver que seu reservatório era parcialmente coberto por água, formando um lago. Como resultado da ruptura a água no lago foi expelida completamente em poucas horas e uma pequena porção dos rejeitos escapou. A brecha formada distava aproximadamente 500m do rio South Brook. Observações após a ruptura concluíram que, provavelmente, toda a água expelida do reservatório foi drenada até o rio South Brook, enquanto que os rejeitos pararam a distâncias de aproximadamente 100m. A Figura C41 apresenta imagens da brecha formada pela ruptura durante o escape de água e um dia depois, após a estabilização do processo.



Figura C41 – Brecha formada na ruptura. a) durante a ruptura, no dia 17/12/2012, b) após a estabilização, no dia 18/12/2012.

O volume de água expelido do reservatório foi estimado em $100.000,0\text{m}^3$. Os rejeitos imediatamente à montante da brecha se aparentavam consolidados com pequenos canais de erosão formados pelas altas velocidades de fluxo de água na saída da brecha.

Os rejeitos à montante se encontravam cerca de 2-2,5 m de altura acima do fundo da cota de fundo da brecha. Foi notado que os rejeitos remanescentes tinham aparência de rocha sedimentar, como resultado da consolidação que ocorreu nos 30-40 anos em que o material se encontrava estocado. A Figura C42 mostra aparência dos rejeitos remanescentes à montante da brecha.



Figura C42– Rejeitos remanescentes no reservatório com aparência de rocha sedimentar.

A ruptura da barragem causou grande impacto no abastecimento de água da cidade de South Brook, tornando a água captada a 26km da ruptura imprópria para consumo humano.

- Barragem Mount Polley (2014)

A barragem da mina Mount Polley da Imperial Metals entrou em ruptura no dia 4 de Agosto de 2014, formando uma brecha de aproximadamente 150,0m por onde foram expelidos os rejeitos de Ouro. A Figura C43 apresenta a imagem aérea da área antes e depois da ruptura.

A partir da Figura C43 é possível observar que após a abertura da brecha os rejeitos fluíram para jusante. Parte do material entrou no lago Polley e parte viajou cerca de 8,7km até a confluência do lago Quesnel. É provável que os rejeitos tivessem atingido distâncias muito maiores se não fosse o encontro com o lago.



Figura C43 – Imagem de satélite da barragem Mount Polley antes e depois da ruptura.

De acordo com o Board de consultores convocados para a avaliação das causas do acidente, formado por Steven G. Vick, Norber R. Morgenstern e Dirk Van Zyl, o acidente da barragem teve seu gatilho iniciado em função da ruptura não drenada de uma camada da fundação. A conclusão atingida indicou falha de projeto, uma vez que o modelo geológico da barragem não previa continuidade da camada de material de baixa capacidade de suporte, denominado “Glaciolacustrine” (GLU). A Figura C44

mostra o aspecto do material GLU coletado na zona de cisalhamento da seção de ruptura. A ruptura da barragem apresenta grande semelhança com o acidente da barragem de Los Frailes.

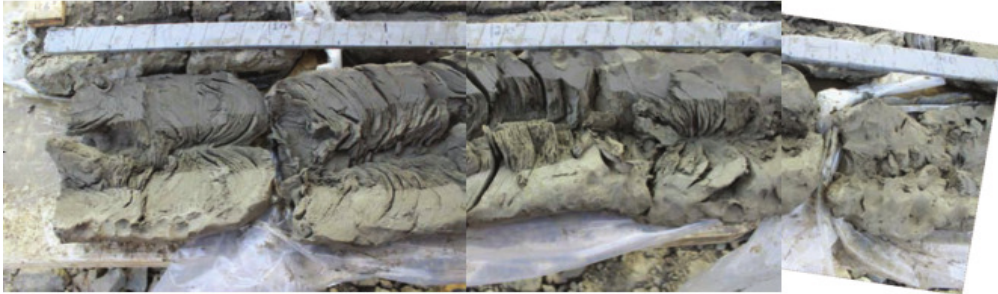


Figura C45 – Material cisalhado (GLU) da fundação exumada. (VICK *et al.*, 2015)

No momento da ruptura a barragem apresentava 40,0m de altura. A abertura da brecha provocou a saída de 25Mm³ de material sendo destes 10,6Mm³ água livre no lago, 7,3Mm³ de sólidos dos rejeitos, 6,5Mm³ de água intersticial e 0,6Mm³ de material do maciço. Através da Figura C43 é possível observar o grande volume de água presente no reservatório no momento da ruptura. O gráfico da Figura C46 apresenta as medições do volume do lago no tempo, onde é possível observar o crescimento antes da ruptura.

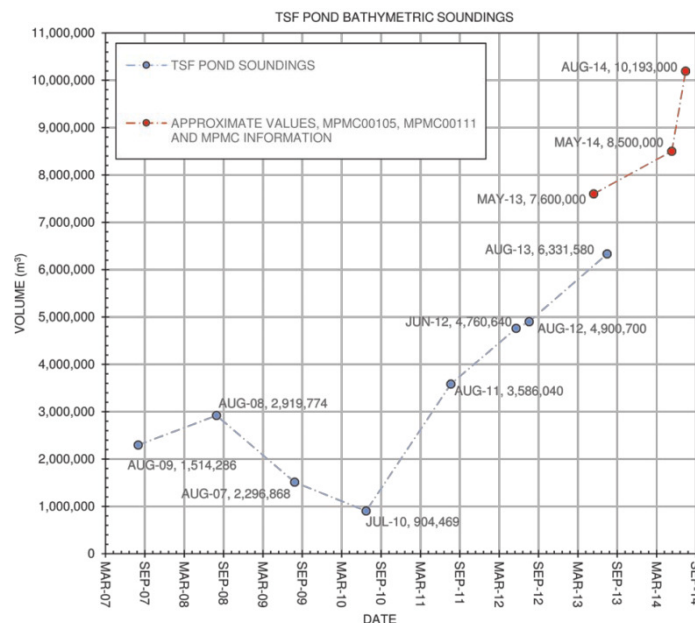


Figura C46 – Evolução do volume do lago.

A Figura C47 apresenta uma seção transversal reconstituída da seção da barragem pré ruptura e o indicativo do perfil pós ruptura, realizado pelo Board. A área do reservatório pré-ruptura era de aproximadamente 225Ha, sendo o volume de rejeitos estocado estimado em 78,5Mm³.

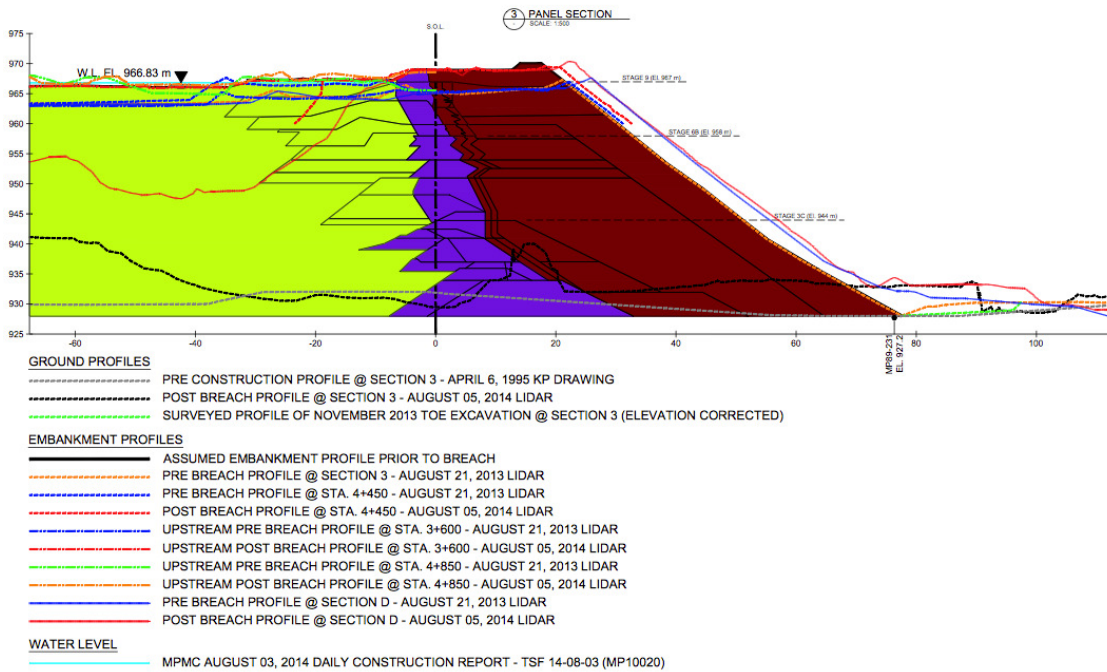


Figura C47 – Seção transversal da barragem e indicação de perfis pós ruptura.

O comprimento da ruptura dentro do reservatório pôde ser estimado em 1.300,0m e a largura da ruptura em 750m, sendo a razão da ruptura regressiva a/b calculada como aproximadamente 0,57.

- Herculano - Itabirito (2014)

A barragem B1, pertencente à mineração Herculano, entrou em ruptura no dia 10 de Outubro de 2014, causando a morte de 3 pessoas e impactos ambientais de contaminação de rios afluentes ao rio das velhas. A ruptura causou ainda a interdição de uma estação de tratamento de água de um condomínio próximo.

A barragem continha aproximadamente 61,5m de altura no momento da ruptura. O método de construção do barramento era o de alteamentos para montante com os rejeitos finos de minério de ferro. O volume estimado de reservatório no momento da ruptura é 2,1Mm³. A Figura C48 mostra uma imagem de satélite antes e depois da ruptura.

A barragem B1 apresentava reservatório completamente cheio, estando portanto, desativada para o recebimento de novos rejeitos. Por outro lado, os rejeitos estocados no reservatório continham ainda alto teor de ferro, levando a mineradora a planejar a retirada do material para reprocessamento e nova ativação da estrutura, uma vez que seria liberado volume no reservatório.

Os relatórios de auditoria de segurança da barragem indicavam estabilidade com fator de segurança satisfatório, entretanto, em vários anos foram reportadas surgências de água no talude de jusante, muito provavelmente em função da granulometria dos rejeitos finos inadequada para o método utilizado e sistema de drenagem ineficiente.

A partir da Figura C48 é possível observar que na imagem registrada antes da ruptura, na região de ruptura, encontravam-se baias preenchidas com material saturado, próximas à crista da barragem. Relatos de testemunhas indicaram a existência de surgências no pé da estrutura, sendo que, no dia do acidente, operários se encontravam na seção de ruptura, fazendo serviços de manutenção do maciço.

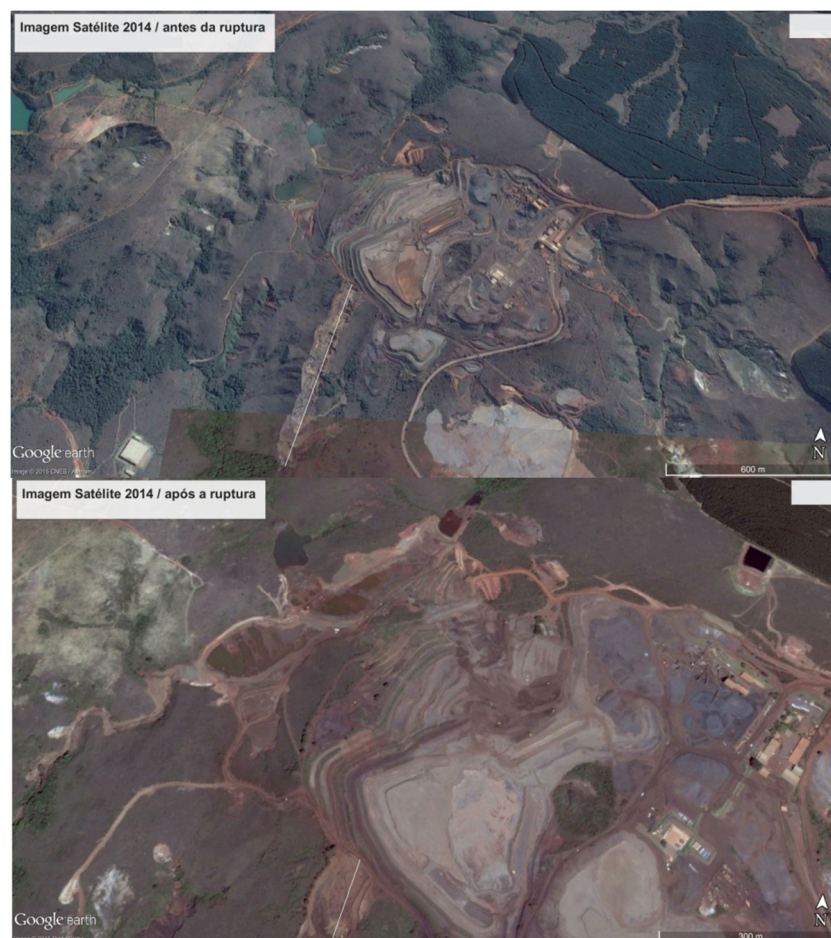


Figura C48 – Imagem de satélite pré e pós ruptura da barragem B1.

Apesar de ainda não haver um laudo compreensivo sobre a causa da ruptura, o desenrolar dos fatos e testemunhos leva ao entendimento de uma ruptura por cisalhamento, em função da elevação da superfície freática, com provável intervenção no pé da estrutura tendo atuado como gatilho. Através da comparação de imagens antes e depois da ruptura pôde ser estimada a distância de alcance de 1650,0m. A energia da ruptura foi amortecida em função de um dique de contenção de sedimentos localizado cerca de 500m da barragem. A Figura C49 mostra uma estimativa do impacto da ruptura, as deposições de rejeito variaram de alturas de 1,5 a 5,5m.



Figura C49 - Imagem de satélite da área de inundação direta da lama.

A Figura C50 apresenta uma foto do impacto da lama depositada no vale à jusante da barragem.



Figura C50 -Foto da devastação da lama no vale à jusante.

O comprimento da ruptura dentro do reservatório pôde ser estimado em 310,0m e a largura da ruptura em 610m, sendo a razão da ruptura regressiva a/b calculada como aproximadamente 0,68

- Simmergo

A barragem de Simmergo é um exemplo de barragem desativada que, após ser retomada entrou em ruptura. Blight (2010) conta que a barragem continha aproximadamente 30m de altura e ângulo de talude de aproximadamente 40°. A Figura C51 apresenta uma seção transversal da barragem.

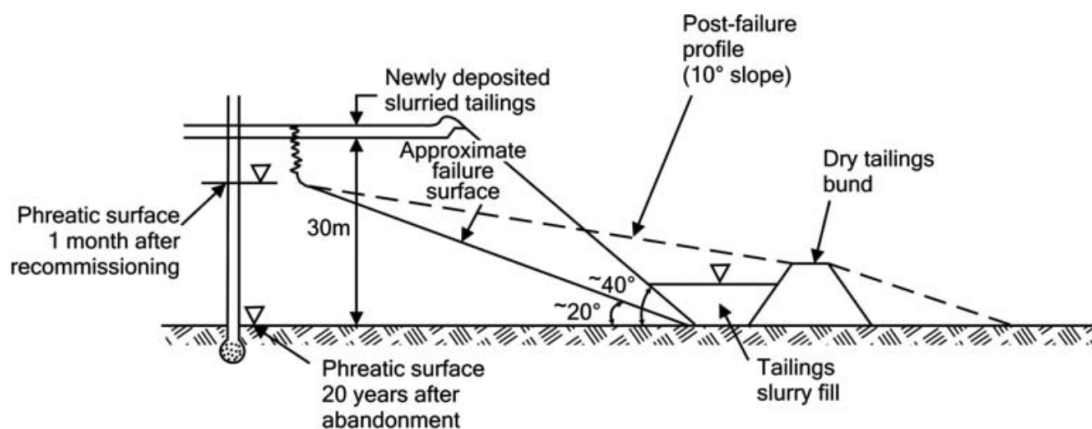


Figura C51 – Seção transversal da barragem Simmergo (adaptado de BLIGHT, 2010).

Blight (2010) comenta que a barragem Simmergo havia sido abandonada 20 anos antes da retomada. Estudos realizados à época da retomada concluíram que a superfície freática encontrava-se no nível da fundação, e a estrutura era estável. Um mês após a retomada, medições piezométricas indicaram a subida da superfície freática de 20m. Como medida de segurança foi construído um dique com rejeitos secos compactados à jusante da barragem e, entre o talude e o dique, foi despejado rejeito na forma de lama. O resultado foi a ruptura imediata da estrutura, que foi explicada pela perda da parcela de resistência mantida pela sucção, combinada à elevação da superfície freática.

Através da Figura C51 é possível observar o perfil pós ruptura, que se estabilizou com aproximadamente 10° atingindo uma pequena distância (estimada em 100m).

APÊNDICE D – RESUMO DE DADOS HISTÓRICOS DE RUPTURAS DE BARRAGENS DE REJEITOS

REFERÊNCIAS

(1)	Tailings Mine Info (http://www.tailings.info/knowledge/accidents.htm)_ acessado em 21/12/2014
(2)	ICOLD (2008) Tailings Dams Risk Of Dangerous Occurrences
(3)	Wise Uranium Project (http://www.wise-uranium.org/mdaf.html)_ acessado em 21/12/2014
(4)	Blight (2003)
(6)	Rico <i>et al.</i> (2008)
(7)	Daneshvar e Zsaki (2010)
(8)	Olson (2001)
(9)	Lucia (1981)
(10)	Jeyapalan (1982)
(11)	Luino e graff (2012)
(12)	Vick (1983)
(13)	Blight (2000)
(14)	www.stava1985.it
(15)	Hegedus (2011) - Flood Risk Management in the 21st Century September 6 - 9, 2011, San Diego, CA
(16)	Zanbak (2010)
(17)	Harder e Stewart (1996)
(18)	site (http://www.env.gov.nl.ca/env/waterres/southbrook/gullbridgedam.html)_ acessado em 21/12/2014
(19)	Jack A Caldwell (2014) (http://www.infomine.com/library/publications/docs/Caldwell2014b.pdf)

LEGENDA

TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DO MACIÇO	TIPO DE INCIDENTE	CAUSA DO INCIDENTE
US – Montante	T – Rejeitos	1A – Ruptura, reservatório em operação	SI – Instabilidade de Taludes
DS – Jusante	CST – Rejeitos arenosos ciclados		SE – Percolação
CL – Linha de centro	MW – Estéril	1B – Ruptura, reservatório inativo	FN – Fundação
WR –retenção de água	E – Terra		OT – Galgamento
NR – não reportado	R – Enrocamento	2A – Acidente, reservatório em operação	ST – Estrutural
		2B – Acidente, reservatório inativo	EQ – Terremoto
		3 – Água Subterrânea	MS – Subsidência de mina
			ER – Erosão
			U – Desconhecido
			NR – Não reportado

Observação: Os espaços em branco representam informações não disponíveis.

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/ OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
2014	Barragem B1, Itabirito-MG, Brasil	US	T	Ferro											(19)
2014	Cananea, México			Cobre				40000							(19)
2014	Mount Polley mine, near Likely, British Columbia, Canada	US		Ouro	60,00	1A	185.000.000,00	10.600.000,00	25.000.000,00	8.700,00	370,00			Os Rejeitos fluíram para o lago Polley, adjacente à estrutura e fluíram até o rio Hazeltine até o lago Quesnel (Mitchell Bay)	(3);(19)
2014	Dan River Steam Station, Eden, North Carolina, USA			Cinzas de carvão		1A-OC		100.000,00	67.636,36					As cizas fluíram através do tubo de drenagem para o rio Dan	(3)
2014	Duke Energy			Cinzas de carvão				102.206,00	82000 toneladas						(19)
2013	Obed Mountain Coal Mine			Carvão					999.348,15						(19)
2013	Casa Bernardi Mine, Aurizon Mines Ltd.														(19)
2012	Gullbridge mine site, Newfoundland, Canada			Cobre	7,00				100.000,00	100,00	30,00			A água dos rejeitos contaminou o rio South Brooke, paralisando a captação de água para consumo humano da cidade.	(3);(4);(18)
2012	Sotkamo, Província Kainuu, Finlândia			Níquel		Vazamento								Contaminação de níquel, zinco e urânio no rio próximo.	(3)
2011	Mianyang City, Songpan County, Sichuan Province, China			Manganês		1A-SI								OS rejeitos destruíram estradas e casas, desabrigando 272 pessoas e contaminando a água de consumo de 200mil pessoas.	(3)
2010	Kolontár, Hungria		R	bauxita	22,00	1A-SI	30.000.000,00		900.000,00	20.000,00	80,00	270,00	160,00	Inundação em diversas cidades, morte de 10 pessoas, aproximadamente 120 pessoas desabrigadas e 8km² de impacto	(1);(2);(3);(14);(15);(16)
2010	Huancavelica, Peru								21.420,00					Contaminação do rio Escalera e rio Opamayo 110 km a jusante.	(3)
2009	Karamken, região de Magadam, Rússia			Ouro			50.000,00							O fluxo de rejeitos destruiu uma casa, matando três pessoas e desabrigando quatro.	(3)
2008	Kingston fossil plant, Harriman, Tennessee, USA			Cinzas de carvão		Ruptura da barragem por liquefação			5.400.000,00					O deslizamento da cinza cobriu 1,6km2 com uma altura média de 1,83m. A ruptura causou devastações em diversos bens públicos, 12 casas e deixou uma pessoa gravemente ferida.	(3)
2008	Taoshi, Linfen City, Xiangfen county, Shanxi province, China			Ferro		Colapso da barragem de uma mina ilegal durante chuvas intensas								Um fluxo de lama de vários metros de altura atingiu um supermercado, diversas casa e três prédios comerciais. Pelo menos 254 pessoas foram mortas e 35 ficaram desabrigadas.	(3)
2007	Barragem São Francisco. Miraf, Brasil	Valley side	T	bauxita	30,00	Galgamento			2.000.000,00		70,00				(1);(2)
2007	Glebe Mines, UK		E			1B-OT									(1);(2)
2006	Perto de Miliang, Zhen'an County, Shangluo, Shaanxi Province, China			Ouro		Ruptura da barragem durante sexto alteamento								A ruptura provocou devastações na cidade, deixou 17 moradores desaparecidos, desabrigou mais de 130 pessoas. Feriu 5 pessoas e despejou cianeto de potássio contaminando 5km a jusante no rio Huashui	(3)
2005	Bangs Lake, Jackson County, Mississippi, USA			Fosfato		Ruptura por taxa de alteamento excessiva			64.350,00					Líquido derramado em terras pantanosas adjacentes, fazendo a vegetação morrer	(3)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
2004	Pinchi Lake, BC, Canada	WR	E	Mercurio	12,00	2A-ER			6000-8000					Os rejeitos fluíram para 5.000,0 Ha no lago Pinchi	(1);(2);(3)
2004	Riverview, Florida, USA			Fosfato			Um dique no topo de uma pilha de gipsita de 35m de altura se rompeu com as ondas provocadas pelo furacão Frances.	567.500,00	227.000,00					líquido tóxico derramado no rio Archie kque leva à baía Hillsborough	(3)
2004	Partizansk, Primorski Krai, Russia			Cinzas de carvão				20.000.000,00	160.000,00		50,00			As cinzas fluíram através de um canal de drenagem em um afluente do Rio Partizanskaya que deságua na baía Nahodka em Primorski Krai (leste de Vladivostok).	(3)
2004	Malvésí, Aude, France			Lago de decantação e evaporação de planta de urânio,			A ruptura ocorreu por chuvas intensas		30.000,00					A ruptura levou a concentração de nitrato a elevados valores de até 170 mg/L no canal de Tauran durante várias semanas.	(3)
2003	Cerro Negro, Petorca prov., Quinta region, Chile	US	T	Cobre					80.000,00	20.000,00				Contaminação do rio La lingua	(1);(2);(3)
2002	Cobrex Mine, Chile, 2, 3, 4, 5	US	T						8.000,00						(1);(2)
2002	Cobrex Mine, Chile	US	T						4.500,00						(1);(2)
2002	San Marcelino, Zambales, Philippines													250 pessoas desabrigadas e contaminação do lago Mapanuepe e rio Sto. Tomas.	(1);(2)
2001	São Sebastião das águas Claras			Ferro						8.000,00				Morte de 5 pessoas	(1);(2)
2000	Nandan county, Guangxi province, China													Pelo menos 15 pessoas mortas, 100 desaparecidas e mais de 100 casas destruídas	(1);(2)
2000	Aitik mine, near Gällivare, Sweden	DS	MW & E	cobre	15,00	1A-ER		1.800.000,00	2.500.000,00					A ruptura da barragem expeliu 2.5Mm³ para um lago adjacente. A Mineradora imediatamente liberou 1,5Mm³, de água com lama do lago, de maneira a evitar a ruptura.	(1);(2)
2000	Inez, Martin County, Kentucky, USA			Carvão				8.770.000,00	950.000,00					A ruptura ocorreu por subsidência da mina subterrânea, em função de negligência da mineradora com a altura da esturture e espessura de rocha entre a pilha e a cava.	
2000	Baia Borsa, Romania								22000ton					Contaminação do rio Vaser	
2000	Baia Mare, Romania	DS depois US	T	Ouro	7,00	1A-OT		800.000,00	100.000,00	180,00	25,00			Contaminação do rio Tisza, comprometendo o abastecimento de água de mais de 2 milhões de pessoas. A barragem foi galgada pela água de chuva intensa somada à água de derretimento de neve.	(1);(2);(3);(6)
1999	Placer, Surigao del Norte, Philippines			Ouro				700000ton	700.000,00					17 casa destruídas e 51 hectares de plantação de arroz contaminados	(3);(4)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/ OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
1998	Huelva, Spain			Fosfato		1A-OT		1.000.000,00	50.000,00						(3)
1998	Los Frailes, nr Seville, Spain	WR	R	Zinco, Cobre, Chumbo e Prata	27,00	1A-FN	29.600.000,00	2.000.000,00	4.600.000,00	40.000,00	50,00	700,00		Devastação ambiental em grande escala	(1);(2);(4);(6)
1997	Pinto Valley, Arizona, USA			Cobre					230.000,00					Os rejeitos cobriram 16 hectares	
1996	Marcopper, Marinduque Island, Philippines					1A-ST			2.4Mt	25.000,00				Escape dos rejeitos da cava	(1);(2)
1996	Sgurigrad, Bulgaria	US	T	Zinco, Chumbo, Prata	45,00	1A-OT	1.520.000,00		220.000,00	6.000,00				107 mortes e devastação ambiental	(1);(2);(4)
1996	El Porco, Bolivia			Zinco, Chumbo, Prata					400000ton						(1);(2)
1996	Marcopper, Marinduque Island, Philippines			Ouro					1.600.000,00						(1);(2)
1995	Golden Cross, Waitekauri Valley, New Zealand		R		27,50	1A-FN	3Mt		None						(1);(2)
1995	Middle Arm, Launceston, Tasmania	CL	E		4,00	1A-OT	25.000,00		5.000,00						(1);(2)
1995	Placer Bay, Surigao del, Philippines	WR	E	Ouro	17,00	1B-SI			50.000,00	For a para o mar	100,00			Morte de 12 pessoas, devastação ambiental	(1);(2);(4);(5)
1995	Riltec, Mathinna, Tasmania	CL	E		7,00	2A-SE	120.000,00		40.000,00						(1);(2)
1995	Guyana (Omai Mine),	WR	R		45,00	1A-ER	5.250.000,00	1.300.000,00	4.200.000,00	80.000,00				80 km de rio poluído	(1);(2);(4);(6)
1994	Tapo Canyon, EUA	US		Areia e Pedregulho	24,00					180,00	60,00	140,00	105,00		(6); (16)
1996	Amatista, Nazca, Peru	US			45,00	1A-EQ			300.000,00	600,00					(1);(2)
1994	Merriespruit, nr Virginia, África do Sul	US paddock	T	Ouro	31,00	1B-OT	7.000.000,00		600.000,00	2.000,00	150,00	350,00	250,00	17 mortes, dano extensivo às casas e meio ambiente	(1);(2);(4);(5); (6);(7)
1994	Minera Serra Grande: Crixas, Goias, Brazil	DS then US	CST		41,00	2A-SI	2.25Mt		None						(1);(2)
1993	Saaiplaas - África do Sul (3 rupturas em 3 dia)			Ouro			7.840.000,00		140.000,00	300,00	120,00	270,00	170,00	Devastação ambiental mínima (acidente não reportado na mídia na época)	(4)
1993	Itoyon-Suyoc, Baguio gold district, Luzon, Philippines					1A-OT									(1);(2)
1993	TD 7, Chingola, Zambia	US	T&E		5,00	1A-OT			100t						(1);(2)
1993	Marsa, Peru	US	T	Ouro		OT								Morte de 6 pessoas	(5)
1992	Kojkovic, Montenegro	WR	E			2B-ER	3.500.000,00		none						(1);(2)
1992	Maritsa Istok 1, Bulgária		Ash		15,00	1A-ER	52.000.000,00		500.000,00						(1);(2)
1992	No.2 Tailings Pond, Padcal, Luzon, Philippines			Cobre		A1-FN	40.000.000,00		40.000.000,00						(1);(2)
1991	Iron Dyke, Sullivan Mine, Kimberley, BC, Canada	US		Chumbo, cobre	21,00	1A-SI			75.000,00		300,00				(1);(2)
1989	Big Four, Florida, USA	CL	E			2A-FN									(1);(2)
1989	Cyprus Thompson Creek, Idaho, USA	CL	CST		146,00	2A-SE	27.000.000,00								(1);(2)
1989	Silver King, Idaho, USA	DS	E		9,00	2A-OT	37.000,00		Small						(1);(2)
1989	Soda Lake, California, USA	US	E		3,00	2A-EQ									(1);(2)
1989	Southern Clay, Tennessee, USA	WR	E		5,00	1A-SE			300,00						(1);(2)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/ OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
1989	Stancil, Maryland, USA	US	E	Areia e Pedregulho	9,00	1A-SI	74.000,00		38.000,00	100,00	85,34				(1);(2);(6)
1988	Jinduicheng, Shaanxi Province., China	US		Molibdenio	40,00	1A-OT			700.000,00					Morte de aproximadament 20 pessoas	(1);(2);(3);(5)
1988	Rain Starter Dam, Elko, Nevada, USA	WR	ER		27,00	3-	1.500.000,00								(1);(2)
1988	TN Consolidated Coal No.1, Tennessee, USA.	DS	MW	Carvão	85,00	2A-ST	1.000.000,00		250.000,00						(1);(2);(3)
1988	Riverview, Hernando, County, Florida, USA	US	E	Fosfato	12,00	1A-OT	3.300.000,00		4.600,00						(1);(2)
1987	Montcoal No.7, Raleigh County, West Virginia, USA			Carvão		1A-ER			87.000,00	80.000,00					
1987	Bekovsky, Western Siberia	US	Argillite, aleurolite		53,00	US	52.000.000,00		0,00						(1);(2)
1987	Montana Tunnels, MT, USA	DS	MW		33,00	3-	250.000,00								(1);(2)
1987	Xishimen, China	US	T		31,00	1A-SI			2.230,00						(1);(2)
1986	Huangmeishan	US	T	Ferro										Morte de 89 pessoas	(5)
1986	Big Four, Florida, USA	CL	E		18,00	2A-ST									(1);(2)
1986	Itabirito, Minas Gerais, Brazil	Gravity	Masonry	Ferro	30,00	1A-ST			100.000,00	12.000,00					(1);(2);(6)
1986	Marianna Mine #58, PA,	US	E		37,00	2A-SI	300.000,00								(1);(2)
1986	Mineral King, BC, Canada	CL	CST		6,00	1B-OT	Small								(1);(2)
1986	No.3 Tailings Pond, Mankayan, Luzon, Philippines		E			1A-ST									(1);(2)
1986	Pico de Sao Luis, Gerais, Brazil		T		20,00	1A-ER									(1);(2)
1986	Rossarden, Tasmania	WR	E		7,50	1B-OT	200.000,00								(1);(2)
1986	Spring Creek Plant, Borger, Texas, USA				5,00	1A-OT	30.000,00								(1);(2)
1986	Story's Creek, Tasmania	Valley side			17,00	1B-OT	30.000,00		0,00						(1);(2)
1985	Quintette MaEmot, BC, Canada			Carvão					2.500.000,00	2.500,00				Devastação ambiental	(4)
1985	Bonsal, North Carolina, USA	WR	E		6,00	1A-OT	38.000,00		11.000,00	800,00					(1);(2)
1985	Cerro Negro No. 4, Chile	US	CST		40,00	1A-EQ	2.000.000,00		500.000,00	8.000,00					(1);(2);(6);(13)
1985	El Cobre No. 4,	DS	CST		50,00	2A-EQ									(1);(2)
1985	La Belle, Pennsylvania, USA	DS	MW	Cobre	79,00	2A-FN	1.230.000,00								(1);(2)
1985	Marga, Chile					1B-OT									(1);(2)
1985	Ollinghouse, Nevada, USA	WR	E	Ouro	5,00	1A-SE	120.000,00		25.000,00	1.500,00					(1);(2);(6)
1985	Stava, North Itália	US	CST	Fluorita	29,50	1A-SI	300.000,00		190.000,00	4.200,00				Morte de 262 pessoas e 62 prédios destruídos	(1);(2);(4);(5);(6)
1985	Veta del Agua No.1, Chile	US	T		24,00	1A-EQ	700.000,00		280.000,00	5.000,00					(1);(2);(6)
1984	Battle Mt. Gold, Nevada,	DS	E		8,00	2A-SI	1.540.000,00								(1);(2)
1984	Mirolubovka, Southern Ukraine	US	E&T		32,00	2A-SI	80.000.000,00		none						(1);(2)
1984	Texasgulf 4B Pond, Beaufort, Co., North Carolina, USA	WR	T		8,00	2A-SI	12.300.000,00								(1);(2)
1984	Virginia Vermiculite, Louisa County, Virginia, USA	WR	E		9,00	1A-ST									(1);(2)
1983	Clayton Mine, Idaho, USA	CL	T		24,00	2A-ST	215.000,00								(1);(2)
1983	Golden Sunlight, MT, USA	CL	CST			3-									(1);(2)
1983	Grey Eagle, California, USA	DS	E			3-									(1);(2)
1983	Vallenar 1 and 2,					1B-OT									(1);(2)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/ OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
1982	No.3 Tailings Pond, Sipalay, Philippines	WR	MW	Cobre		1A-FN	20.555.555,56		15.000.000,00						(1);(2)
1982	Royster, Florida, USA	US	T		21,00	1A-FN									(1);(2)
1981	Ages, Harlan County, Kentucky, USA			Carvão					96.000,00	1.300,00				Morte de 1 pessoa, destruição de três casas, e prejuízos outras 30.	
1981	Balka Chuficheva, Russia	US	CST	Ferro	25,00	1A-SI	27.000.000,00		3.500.000,00	1.300,00	55,00				(1);(2)
1981	Dixie Mine, Colorado, USA					1B-U									(1);(2)
1981	Texasgulf No. 1 Pond, Beaufort Co., North Carolina, USA	WR	E			2A-SI	24.700.000,00								(1);(2)
1981	Veta de Agua B,					1A-EQ									(1);(2)
1981	Veta de Agua A,				20,00	1A-EQ									(1);(2)
1980	Kyanite Mining, Virginia, USA				11,00	2A-OT	430.000,00								(1);(2)
1980	Phelps-Dodge, Tyrone, New Mexico, USA	US	CST	Cobre	66,00	1A-SI	2.500.000,00		2.000.000,00	8.000,00	215,00				(1);(2);(6)
1980	Sweeney Tailings Dam, Longmont, Colorado, USA				7,00	1A-SE									(1);(2)
1979	Incident No. 1, Elliot, Ontario, Canada	WR	E		9,00	3-									(1);(2)
1979	Suncor E-W Dike, Alberta, Canada	WR	MW		30,00	2A-SI									(1);(2)
1979	Union Carbide, Uravan, Colorado, USA	US	T		43,00	2A-SI									(1);(2)
1979	United Nuclear, Churchrock, New Mexico, USA	WR	E		11,00	1A-FN	2.800.000,00		370.000,00	112.600,00					(1);(2);(6);(12)
1978	Arcturus, Zimbabwe		T	Ouro	25,00	1A-OT	900.000,00		21.100,00	300,00	55,00			Morte de 1 pessoa	(1);(2);(6)
1978	Hirayama, Japan	DS			9,00	2B-EQ	87.000,00								(1);(2)
1978	Mochikoshi No. 1, Japan		T	Ouro	28,00	1A-EQ	480.000,00		80.000,00	8.000,00	150,00	106,00		Morte de 1 pessoa e devastação ambiental (Rejeito com 80% de finos e D50=0,04mm)	(1);(2);(4);(6);(8);(9)
1978	Mochikoshi No. 2, Japan	US	T	Ouro	19,00	1A-EQ	480.000,00		3.000,00	150,00	45,00	85,00	49,00	(Rejeito com 80% de finos e D50=0,04mm)	(1);(2);(6);(8)
1978	Norosawa, Japan	DS			24,00	2B-EQ	225.000,00								(1);(2)
1978	Syncrude, Alberta, Canada	CL	T			2A-FN									(1);(2)
1977	Homestake, N. Mexico, USA	US	T	Urânio	21,00	1A-ST			30.000,00					nennhum impacto for a da área da mina	(1);(2)
1977	Madison, Missouri, USA	WR	E		11,00	1A-OT									(1);(2)
1977	Pit No. 2, Western	US	T		9,00	1A-SI									(1);(2)
1977	Unidentified, Hernando, County, Florida, USA	CL	E		6,00	2A-FN									(1);(2)
1977	Western Nuclear, Jeffrey City, Wyoming, USA					1A-SI			40,00						(1);(2)
1976	Dashihe, China	US			37,00	2A-EQ									(1);(2)
1976	Kerr-McGee, Churchrock, New Mexico, USA	WR	E		9,00	1A-FN									(1);(2)
1976	Unidentified, Idaho, USA	DS	E		34,00	2A-SI									(1);(2)
1976	Zlevoto No. 4, Yugoslavia	US	T		25,00	1A-SI	1.000.000,00		300.000,00						(1);(2)
1975	Cadet No. 2, Montana,	CL	E		21,00	2A-SI									(1);(2)
1975	Carr Fork, Utah, USA				10,00	1A-ST									(1);(2)
1975	Dresser No. 4, Montana,	CL	E		15,00	1A-FN									(1);(2)
1975	Keystone Mine, Crested Butte, Colorado, USA					1B-U									(1);(2)
1975	Madjarevo, Bulgaria	US	T		40,00	1A-ST	3.000.000,00		250.000,00						(1);(2)
1975	Mike Horse, Montana, USA	US	T		18,00	1B-OT	750.000,00		150.000,00						(1);(2)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/ OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
1975	PCS Rocanville, Saskatchewan, Canada	US	T		12,00	3-									(1);(2)
1975	Unidentified, Green River, Wyoming, USA	WR	E		18,00	3-									(1);(2)
1974	Bafokeng, África do Sul	US	T	Platina	20,00	1A-SE	17.000.000,00		3.000.000,00	45.000,00	130,00	650,00	350,00	Morte de 13 pessoas, dano extensivo às instalações da mina e ao meio ambiente	(1);(2);(4);(5);(6);(9)
1974	Berrien, France	US	R		9,00	1A-SE									(1);(2)
1974	Deneen Mica Yancey County, North Carolina, USA	US	CST	mica	18,00	1A-SI	300.000,00		38.000,00	30,00	60,96				(1);(2)
1974	Galena Mine, Idaho, USA	US	MW		9,00	1A-OT			3.800,00	610,00					(1);(2);(6)
1974	GCOS, Alberta, Canada	US	T		61,00	2A-SI									(1);(2)
1974	Golden Gilpin Mine, Colorado, USA				12,00	1B-U									(1);(2)
1974	Silver King, Idaho, USA	DS	E		9,00	1A-OT	37.000,00		6.000,00						(1);(2)
1974	Unidentified, Canaca, Mexico	US	T		46,00	1A-OT									(1);(2)
1974	Unidentified, Mississippi, USA	US	T		20,00	2A-FN									(1);(2)
1973	Earth Resources, N M.	US	T		21,00	1A-OT									(1);(2)
1973	Ray Mine, Arizona, USA	US	T		52,00	2A-SI									(1);(2)
1973	Unidentified, Southern USA	US	E		43,00	1A-SI	500.000,00		170.000,00	25.000,00					(1);(2);(6)
1972	Buffalo Creek, USA	US		Carvão	18,00	1A-OT	500.000,00		500.000,00	64.400,00				118 mortes, 4mil pessoas desabrigadas, 50 milhões de dólares de prejuízos à época	(4);(6);(10)
1972	Galena Mine, Idaho, USA	US	E		14,00	2A-ER									(1);(2)
1972	Ray Mine, Arizona, USA	US	T		52,00	1A-SI									(1);(2)
1971	Cities Service, Florida, USA	WR	E		15,00	1A-U	12.340.000,00		9.000.000,00	120.000,00					(1);(2);(6)
1971	Pinchi Lake, BC, Canada	WR	E		13,00	2A-ER									(1);(2)
1971	Western Nuclear, Jeffrey City, Wyoming, USA					1A-ST									(1);(2)
1970	Heath Steele main dam, Brunswick, Canada	WR	R,E		30,00	2A-FN									(1);(2)
1970	Maggie Pye, United Kingdom	US	T		18,00	1A-SI			15.000,00	35,00					(1);(2)
1970	Mulfilira, Zambia			Cobre	50,00	1A-MS	500.000,00		68.000,00					Morte de 89 pessoas	(1);(2);(4);(5)
1970	Park, United Kingdom	WR	T		3,00	1A-OT									(1);(2)
1970	Portworthy, United Kingdom	DS	R		15,00	1A-ST									(1);(2)
1970	Unidentified, Mississippi, USA	US	T		15,00	1A-OT									(1);(2)
1970	Williamsport Washer, Maury County, Tennessee, USA				21,00	1A-U									(1);(2)
1969	Monsanto Dike 15, TN.	DS	E		43,00	2A-SE	1.230.000,00								(1);(2)
1968	Agrico Chemical, Florida, USA					1A-U									(1);(2)
1968	Hokkaido, Japan	US	T		12,00	1A-EQ	300.000,00		90.000,00	150,00				Material com mais de 50% de finos e D50=0,075mm	(1);(2);(6);(8)
1968	IMC K-2, Saskatchewan, Canada	US	T		30,00	3-									(1);(2)
1968	Stoney Middleton, UK					1A-SI									(1);(2)
1967	Climax, Colorado, USA					1A-U			12.000,00						(1);(2)
1967	Mobil Chemical, Florida, USA					1A-U			250.000,00						(1);(2)
1967	Unidentified, United Kingdom	DS			20,00	1A-SI									(1);(2)
1967	Unidentified, United Kingdom	DS	MW		14,00	2A-SI									(1);(2)
1967	Unidentified, United Kingdom	DS	E		30,00	2A-SE									(1);(2)
1966	Derbyshire, United Kingdom	DS			8,00	1B-FN			30.000,00	100,00					(1);(2)
1966	Sgurigrad, Bulgaria	US	T	Chumbo e Zinco	45,00	1A-U	1.520.000,00		220.000,00	6.000,00				Morte de mais de 10 pessoas	(1);(2);(5);(6)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
															(9)
1966	Aberfan, Reino Unido (tip 7)			Carvão	67,00		2.866.666,67		150.000,00	600,00				Morte de 144 pessoas, das quais 116 eram crianças, pois a ruptura atingiu primeiro uma escola infantil. Devastação do vilarejo	(4);(9);(11)
	Aberfan, Reino Unido (tip 4)			Carvão	46,00		170.000.000,00			700,00					
1966	Gypsum, Texas, USA	US	T		11,00	1A-SE	4.575.163,40		100.000,00	300,00		110,00			(1);(2);(5);(9); ; (10)
1966	Williamthorpe, UK		MW												(1);(2)
1966	Williamthorpe, United Kingdom					1A-FN									(1);(2)
1965	American Cyanamid, Florida					1A-U									(1);(2)
1965	Bellavista, Chile	US	T		20,00	1A-EQ	450.000,00		70.000,00	25.000,00					(1);(2);(6);(9)
1965	Cerro Blanco de Polpaico, Chile	WR	R		9,00	2A-EQ									(1);(2)
1965	Cerro Negro No. 1,	US	T		46,00	2B-EQ									(1);(2)
1965	Cerro Negro No. 2,	US	T		46,00	2B-EQ									(1);(2)
1965	Cerro Negro No. 3,	US	T		20,00	1A-EQ	500.000,00		85.000,00	5.000,00					(1);(2);(6);(9); ; (13)
1965	El Cerrado, Chile	US	T		25,00	2B-EQ									(1);(2)
1965	El Cobre New Dam,	DS	CST	Cobre	19,00	1A-EQ	350.000,00		350.000,00	12.000,00				300 mortes, vilarejo soterrado pela lama de rejeitos finos	(1);(2);(4);(5); ; (8);(10);(13)
1965	El Cobre Old Dam,	US	T	Cobre	35,00	1A-EQ	4.250.000,00		1.900.000,00	12.000,00		450,00		300 mortes, vilarejo soterrado pela lama de rejeitos finos	(1);(2);(4);(5); ; (6);(8);(10);(13)
1965	El Cobre Small Dam,	US	T	Cobre	26,00	2B-EQ	985.000,00		500.000,00						(1);(2);(4);(5); ; (13)
1965	Hierro Viejo, Chile	US	T		5,00	1A-EQ	5.333,33		800,00	1.000,00					(1);(2);(10); (12);(13)
1965	La Patagua New Dam,	US	T		15,00	1A-EQ			35.000,00	5.000,00					(1);(2);(6)
1965	Los Maquis No. 1,	US	T		15,00	2B-EQ									(1);(2);(9);(13)
1965	Los Maquis No. 3,	US			15,00	1A-EQ	43.000,00		21.000,00	5.000,00					(1);(2);(6);(9); ; (10)
1965	N'yukka Creek, USSR	WR	E		12,00	2A-FN									(1);(2)
1965	Ramayana No. 1, Chile	US	T		5,00	1A-EQ			1.500,00						(1);(2);(13)
1965	Sauce No. 1, Chile	US	T		6,00	2A-EQ									(1);(2);(13)
1965	Sauce No. 2, Chile	US	T		5,00	2B-EQ									(1);(2)
1965	Sauce No. 3, Chile	US	T		5,00	2B-EQ									(1);(2)
1965	Sauce No. 4, Chile	US	T		5,00	2B-EQ									(1);(2)
1965	Tymawr, United Kindom				12,00	1A-OT				700,00					(1);(2)
1965	Unidentified, Idaho, USA	DS	E		18,00	2A-SI									(1);(2)
1964	Alcoa, Texas, USA				19,00	1A-U	4.500.000,00								(1);(2)
1963	Utah construction, Riverton, Wyoming, USA					2A-OT									(1);(2)
1962	American Cyanamid, Florida					1A-U									(1);(2)
1962	Mines Development, Edgemont, South Dakota, USA					1A-U			100,00						(1);(2)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/ OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
1962	Unidentified, Peru					1A-EQ									(1):(2)
1961	Jupile, Bélgica			Cinzas	46,00				100000 a 150000	6.000,00				11 mortes e casas destruídas	(4):(9):(10)
1961	Tymawr, United Kingdom					1A-U				800,00					(1):(2)
1961	Union Carbide, Maybell, Colorado, USA					1A-U			280,00						(1):(2)
1960	Lower Indian Creek, MO, USA	US	E			2A-SI									(1):(2)
1959	Union Carbide, Green River, Utah, USA					1A-OT			8.400,00						(1):(2)
1956	Grootvlei, South Africa	US	T			1A-SI									(1):(2)
1952	Unidentified, Alfaria River, Florida, USA	WR	E		8,00	1A-SI									(1):(2)
1952	Unidentified, Peace River, Florida, USA	WR	E		8,00	1A-SI									(1):(2)
1951	Unidentified, Peace River, Florida, USA	WR	MW		30,00	1A-SE									(1):(2)
1951	Unidentified, Peace River, Florida, USA	WR	MW		6,00	1A-SE									(1):(2)
1951	Unidentified, Peace River, Florida, USA	DS	E			1A-SE									(1):(2)
1948	Kimberley, BC, Canada	US	T			1A-SI			1.100.000,00						(1):(2)
1944	Hollinger, Canada	US	T		15,00	1A-FN									(1):(2)
1942	Captains Flat Dump 3, Australia		T			1A-U			40.000,00						(1):(2)
1942	Kenecott, Utah, USA	US	T			1A-FN									(1):(2)
1941	Kenecott, Garfield, Utah, USA	US	T			1A-SI									(1):(2)
1940	St. Joe Lead, Flat Missouri, USA	US	T		15,00	1A-OT									(1):(2)
1939	Captains Flat Dump 6A, Australia	US	T			1A-SI									(1):(2)
1937	Simmer and Jack, South Africa	US	T			1A-SI									(1):(2)
1937	Dos Estrellas, Mexico	US	T	Ouro										Morte de 70 pessoas	(5)
1928	Barahona, Chile	US	CST	Cobre	65,00	1A-EQ	20.000.000,00		2.800.000,00	457,20				Morte de 54 Pessoas, devastação ambiental	(1):(2):(4):(5) ; (9):(10):(13)
1917	Unidentified, South Africa					1A-U									(1):(2)
	Atlas Consolidated, Philippines					1A-MS									(1):(2)
	Avoca Mines, Ireland	WR	T			1A-SI									(1):(2)
	Bancroft, Ontario, Canada					3-									(1):(2)
	Bilbao, Spain		R			1A-SI			115.000,00						(1):(2)
	Blackbird, Idaho, USA	CL	MW		15,00	2B-ST	1.230.000,00								(1):(2)
	Captains Flat Dam 2, Australia	CL	E		22,00	2A-SI									(1):(2)
	Casapalca	US	T		107,00	1A-EQ									(1):(2)
	Casapalca, Peru	US	T		107,00	1A-ST									(1):(2)
	Castle Dome, Arizona, USA	US	T			1A-SE			150.000,00	100,00					(1):(2)
	Fernandinho, nr Belo, Horizonte, Brazil	US	T		40,00	1A-SI									(1):(2)
	Forquilha, Brazil					1A-OT									(1):(2)
	Granisle, BC, Canada	DS	MW		24,00	2A-SE									(1):(2)
	Irel'yakh, USSR	WR	E		10,00	2A-ST									(1):(2)
	Iwiny, Lower Silesia, Poland	WR	E		25,00	1A-MS									(1):(2)
	Miami Copper, Arizona, USA	US	T			2A-SE									(1):(2)
	Missouri Lead, Missouri, USA	DS	CST		17,00	2A-ST									(1):(2)
	Santander, Spain					1A-FN									(1):(2)
	Southwest US, USA	US	T	Cobre	44,00	2A-SI			111,11	24.000,00					(1):(2):(9)

ANO DO INCIDENTE	MINA/PROJETO E LOCALIDADE	TIPO DE BARRAGEM	MATERIAL DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM	TIPO DE REJEITO ESTOCADO	ALTURA DA BARRAGEM [m]	TIPO DE RUPTURA	VOLUME ESTOCADO NO RESERVATÓRIO [m³]	VOLUME DE ÁGUA NO LAGO NA RUPTURA [m³]	VOLUME DE REJEITO EXPELIDO DO RESERVATÓRIO [m³]	DISTÂNCIA DE ALCANCE [m]	LARGURA FINAL DA BRECHA [m]	COMPRIMENTO DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (a) [m]	LARGURA DA RUPTURA DENTRO DO RESERVATÓRIO (b) [m]	IMPACTO CAUSADO/OBSERVAÇÕES	REFERÊNCIAS
	Unidentified	US				1A-SI									(1):(2)
	Unidentified	WR	E			1A-ST									(1):(2)
	Unidentified	US	T			2A-ST									(1):(2)
	Unidentified	US	MW			1A-SI									(1):(2)
	Unidentified	US	T			2A-SE									(1):(2)
	Unidentified	US				2A-SI									(1):(2)
	Unidentified	WR	E		8,00	3-									(1):(2)
	Unidentified	DS	E			3-									(1):(2)
	Unidentified, Arizona, USA	US	CST		18,00	2A-SE									(1):(2)
	Unidentified, BC, Canada	DS	CST			2A-SE									(1):(2)
	Unidentified, BC, Canada	DS	MW		30,00	2A-SE									(1):(2)
	Unidentified, Colorado, USA	E				3-									(1):(2)
	Unidentified, Eastern USA		MW		150,00	2A-SI									(1):(2)
	Unidentified, Europe	WR	R		24,00	2A-FN									(1):(2)
	Unidentified, Indiana, USA					1B-OT									(1):(2)
	Unidentified, South Africa	US	T			2A-FN									(1):(2)
	Unidentified, South Africa	US	T			2A-SE									(1):(2)
	Unidentified, South Africa	US	T			1A-SI									(1):(2)
	Unidentified, United Kingdom		R		12,00	1A-U									(1):(2)
	Unidentified, United Kingdom	DS				2B-SI									(1):(2)
	Unidentified, USA	US	CST		60,00	2A-SI									(1):(2)
	Unidentified, USA	WR	E		6,00	2A-FN									(1):(2)
	Unidentified, Wyoming, USA	WR	E		24,00	3-									(1):(2)
1971	Fosfato, Flórida				4,00				571.428,57	120.000,00					(10)