

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
SETOR DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE  
CONSTRUÇÃO CIVIL - PPGECC

**THAÍS PEREZ LAZARIM**

**ESPALHAMENTO DE REJEITOS EM CENÁRIOS DE RUPTURA DE  
BARRAGENS - SIMULAÇÕES EM MODELO REDUZIDO E PROPOSTA DE  
MÉTODO PARA AVALIAÇÃO DE ÁREA ATINGIDA**

**CURITIBA**

**2015**

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
SETOR DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE  
CONSTRUÇÃO CIVIL - PPGECC

**THAÍS PEREZ LAZARIM**

**ESPALHAMENTO DE REJEITOS EM CENÁRIOS DE RUPTURA DE  
BARRAGENS - SIMULAÇÕES EM MODELO REDUZIDO E PROPOSTA DE  
MÉTODO PARA AVALIAÇÃO DE ÁREA ATINGIDA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná como quesito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração em Geotecnia.

Orientação: Prof. Dr. Sidnei H. Cardoso Teixeira.

**CURITIBA**

**2015**

---

L431

Lazarim, Thaís Perez

Espalhamento de rejeitos em cenários de ruptura de barragens: simulações em modelo reduzido e proposta de método para avaliação de área atingida / Thaís Perez Lazarim. – Curitiba, 2015.  
120 f.; il. Color.; 30 cm.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2015.

Orientador: Sidnei H. Cardoso Teixeira

Bibliografia: p. 101-104.

1. Barragens e açudes - Resíduos. 2. Resíduos perigosos -- Métodos - Avaliação. 3. Barragens e açudes – Segurança . I. Teixeira, Sidnei H. Cardoso. II. Universidade Federal do Paraná. III. Título.

CDD: 627.8028

---

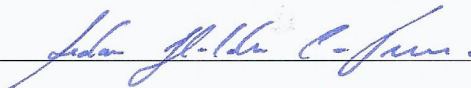
## TERMO DE APROVAÇÃO

THAÍS PEREZ LAZARIM

### ESPALHAMENTO DE REJEITOS EM CENÁRIOS DE RUPTURA DE BARRAGENS - SIMULAÇÕES EM MODELO REDUZIDO E PROPOSTA DE MÉTODO PARA AVALIAÇÃO DE ÁREA ATINGIDA

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção de grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração de Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

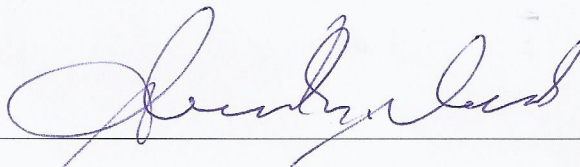
Orientador:



**Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira**

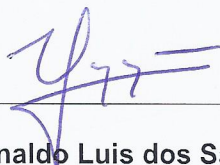
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil  
da UFPR

Examinadores:



**Prof. Dr. Alessander Christopher Morales Kormann**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil  
da UFPR



**Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo**

Departamento de Construção Civil - DACOC da UTFPR

Curitiba, 01 de Junho de 2015.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu orientador, Prof. Sidnei Helder Cardoso Teixeira, pelas oportunidades, ensinamentos, confiança e atenção dedicados.

Aos meus pais, pela vida, apoio e incentivo. À minha mãe por sempre acreditar e confiar nas minhas decisões, estando presente e fazendo tudo que estivesse ao seu alcance para que meus sonhos se realizassem. Ao meu pai, que nos deixou prematuramente, mas desde cedo mostrou que acreditava em tudo que eu poderia fazer e em quem poderia me tornar.

À minha irmã, Miryan, pelo carinho, paciência e amor.

Ao Jonathan Wommer, pelo companheirismo, compreensão e apoio.

Aos demais professores da área de Geotecnia, pelos ensinamentos e contribuições a este trabalho.

Aos colegas da Sala 28, por compartilhar seus conhecimentos, pela constante ajuda, pelo apoio, pelo companheirismo, pelos momentos de tensão e principalmente descontração durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos Antonio, Camila, Juliana, Liamara, Marlon, Patrícia, Richard e Thamires, amigos para a vida

Aos servidores LAGEMA/UFPR pelo auxílio na realização dos ensaios e montagem do modelo reduzido.

À GHT Engenharia Ltda. pelo apoio à realização deste trabalho.

## RESUMO

O aumento da preocupação ambiental, assim como a criação de novas leis que visam a segurança do meio ambiente e da população tem gerado um aumento na demanda de precauções e avaliações de impactos causados pela ação humana. Um desses impactos que tem se destacado, exigindo avaliações cada vez mais eficientes, são as barragens de rejeitos. Barragens de rejeito são utilizadas em indústrias de mineração, a fim de conter os resíduos desta atividade. Sua ruptura pode ocasionar a liberação de resíduos, os quais podem atingir grandes extensões de áreas, podendo alcançar e afetar a população e o ambiente a jusante. Em 2010 entrou em vigor a Lei 12.334 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens, que entre outras medidas estabelece a elaboração do PAE – Plano de Ações Emergenciais. Dentre as informações necessárias para sua elaboração destaca-se a necessidade de obtenção de um mapa de inundação. Este trabalho apresenta uma metodologia desenvolvida para determinar da área inundada, a descrição do formato do perfil de inundação em casos de ruptura de barragens de rejeitos. Foram simulados 9 cenários de ruptura no modelo reduzido, com declividades do talvegue principal de 0°, 2° e 4°, e teores de umidade do rejeito de 60%, 73% e 86%. A observação dos resultados obtidos na modelagem física foram comparados com o modelo numérico proposto por Lucia (1981), aplicado nos mesmos cenários simulados fisicamente. Observou-se que os valores obtidos foram próximos aos conseguidos na modelagem física, mostrando que a modelagem física foi satisfatória e reproduz os resultados obtidos por meio do modelo numérico de Lucia (1981). Tendo em vista que a altura do fluxo é consideravelmente menor que a distância percorrida em uma ruptura e observando na modelagem física, considerou-se que a teoria do talude infinito poderia ser aplicada com o objetivo de determinar a distância percorrida pelo fluxo e o formato do perfil de rejeito depositado ao longo do talvegue. O método numérico proposto foi aplicado nas condições de um dos cenários de ruptura simulado no modelo reduzido. Observou-se grande similaridade entre os perfis. A partir dos perfis gerados foi possível traçar as curvas de nível do modelo e determinar a área inundada pelo espalhamento do rejeito. A metodologia adotada nessa pesquisa mostrou-se satisfatória ao demonstrar que o modelo numérico proposto conseguiu descrever a área inundada com eficiência, além de possibilitar a descrição do formato do perfil de inundação.

**Palavras-chave:** ruptura de barragens; modelo reduzido; modelo numérico; talude infinito.

## ABSTRACT

The increasing environmental concerns, as well as the creation of new laws which aims safety of the environment and the population has generated an increase in precautions and actions of impacts caused by human action. One of these impacts have required reviews more efficient, are the tailings dams. Tailings dams are used in mining industry, to contain the waste of this activity. A break may cause the release of waste, which can reach large areas of extensions, may reach and affect the population and the downstream environment. In 2010 it was introduced the Law 12,334 establishing the National Politics on Dam Safety, that establishes the preparation of PAE - Emergency Action Plan. One of the information necessary is the elaboration of the flood inundation map. This paper presents a methodology developed to determine the flooded area, the description of the geometry of the flood profile in break of tailings dams. It was simulate nine rupture scenarios in a reduced model, with slopes of the main valley  $0^\circ$ ,  $2^\circ$  and  $4^\circ$ , and water content of the tailings it was 60%, 73% and 86%. The observation at this results in the physical modeling were compared with the numerical model proposed by Lucia (1981), applied at the same physically scenarios. It was observed that the results obtained were similar to those achieved in the physical modeling, showing the physical modeling was satisfactory and reproduces the results obtained by the numerical model Lucia (1981). Based on the flow high is significantly smaller than the distance of the flow and observing a break in the physical modeling, it was considered that the theory of infinite slope could be applied in order to determine the flow distance and the tailings profile format deposited along the slope. The numerical method proposed was applied at the same conditions of scenarios simulated in the reduced model. It was observed similarity between the profiles. From the generated profiles it was possible to trace the contours lines and determinate the flooded area by the tailings. The methodology used in this research was satisfactory to demonstrate that the proposed numerical model could describe the area flooded efficiently, and enable to describe the geometry of the flood profile.

**Keywords:** dam break; reduced model; numerical model; theory of infinite slope.

## SUMÁRIO

<b>SUMÁRIO</b> .....	<b>VII</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>IX</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>X</b>
<b>LISTA DE QUADROS</b> .....	<b>XII</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1. <i>Justificativa</i> .....	14
1.2. <i>Objetivo</i> .....	15
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>16</b>
2.1. <i>Rejeitos</i> .....	16
2.1.1. <i>Espessamento</i> .....	17
2.1.2. <i>Filtragem</i> .....	18
2.1.3. <i>Ciclonagem</i> .....	19
2.2. <i>Barragem de rejeitos</i> .....	20
2.2.1. <i>Características do Rejeito como Material de Construção de Barragens</i> ..	21
2.2.2. <i>Métodos Construtivos</i> .....	22
2.3. <i>Segurança de barragens</i> .....	24
2.3.1. <i>Legislação</i> .....	24
2.3.2. <i>Análise de riscos e potencial de danos</i> .....	26
2.3.3. <i>Classificação de barragens quanto ao risco</i> .....	27
2.3.4. <i>PAE - Plano de ações emergenciais</i> .....	34
2.4. <i>Aspectos de Ruptura de Barragens</i> .....	36
2.4.1. <i>Causas de ruptura</i> .....	38
2.4.2. <i>Formação da brecha</i> .....	42
2.5. <i>Modelos Matemáticos de Ruptura</i> .....	46
2.5.1. <i>Modelo Geotécnico</i> .....	46
2.5.1.1. <i>Modelos de Fluxo de Fluido</i> .....	46
2.5.1.2. <i>Modelos de Equilíbrio Simplificado</i> .....	48
2.6. <i>Análise de estabilidade</i> .....	51
2.6.1. <i>Método do Talude Infinito</i> .....	53
2.1. <i>Análise dimensional</i> .....	58
2.1.1. <i>Fator de escala para similitude geométrica</i> .....	59
2.1.2. <i>Fator de escala para similitude cinemática e dinâmica</i> .....	60
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>62</b>

3.1.	<i>Caracterização do rejeito</i> .....	62
3.1.1.	Ensaio de Caracterização .....	63
3.1.2.	Teste de abatimento - <i>Slump</i> .....	63
3.1.3.	Resistência não drenada - <i>Torvane</i> .....	64
3.1.4.	Resistência não drenada - Mini-vane .....	65
3.2.	<i>Confecção do modelo reduzido</i> .....	66
3.3.	<i>Simulação no modelo reduzido</i> .....	72
3.4.	<i>Levantamento planialtimétrico do modelo</i> .....	74
<b>4.</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>76</b>
4.1.	<i>Caracterização do rejeito</i> .....	76
4.1.1.	Ensaio de Caracterização .....	76
4.1.2.	Teste de abatimento .....	77
4.1.3.	Resistência não drenada .....	81
4.2.	<i>Simulações no modelo reduzido e levantamento planialtimétrico</i> .....	82
4.3.	<i>Comparação do resultados com o método numérico de Lucia (1981)</i> .....	85
4.4.	<i>Método numérico baseado na teoria do Talude Infinito</i> .....	91
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>97</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>101</b>
	<b>APÊNDICES .....</b>	<b>105</b>
	<b>APÊNDICE I – CENÁRIO 1.....</b>	<b>106</b>
	<b>APÊNDICE III – CENÁRIO 3.....</b>	<b>108</b>
	<b>APÊNDICE IV – CENÁRIO 4 .....</b>	<b>109</b>
	<b>APÊNDICE V – CENÁRIO 5 .....</b>	<b>110</b>
	<b>APÊNDICE VI – CENÁRIO 6 .....</b>	<b>111</b>
	<b>APÊNDICE VII – CENÁRIO 7 .....</b>	<b>112</b>
	<b>APÊNDICE VIII – CENÁRIO 8 .....</b>	<b>113</b>
	<b>APÊNDICE IX – CENÁRIO 9 .....</b>	<b>114</b>
	<b>APÊNDICE X – PERFIS DE DECLIVIDADE 0° .....</b>	<b>115</b>
	<b>APÊNDICE XI - PERFIS DE DECLIVIDADE 2° .....</b>	<b>116</b>
	<b>APÊNDICE XII - PERFIS DE DECLIVIDADE 4° .....</b>	<b>117</b>
	<b>APÊNDICE XIII – PLANTAS POR DECLIVIDADE.....</b>	<b>118</b>
	<b>APÊNDICE XIV – COMPARATIVO DE PLANTA – GERAL .....</b>	<b>119</b>
	<b>APÊNDICE XV – MODELAGEM NUMÉRICA PROPOSTA .....</b>	<b>120</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação da consequência de ruptura de barragens nas áreas a jusante.....	32
Tabela 2.2 – Critérios para definição do porte da barragem e do reservatório .....	33
Tabela 2.3 - Critério para classificação de barragens quanto ao risco, conforme DN COPAM nº 87/2005.....	34
Tabela 2.4 – Parâmetros de formação de brecha para barragens de concreto .....	44
Tabela 2.5 - Variação dos possíveis valores para as características da brecha.....	45
Tabela 2.6 - Parâmetros de similitude modelo-protótipo.....	61
Tabela 3.1 - Matriz de cenários testados.....	72
Tabela 4.1 - Características geotécnicas da lama.....	76
Tabela 4.2 – Resultados do teste de abatimento. ....	78
Tabela 4.3 – Resistência não drenada utilizada nas simulações.....	82
Tabela 4.4 – Resumo das simulações extraídas das seções transversais CC. ....	82
Tabela 4.5 – Parâmetros iniciais da modelagem numérica.....	85
Tabela 4.6 – Modelagem Física para 60% de umidade e brecha de 0,80m. ....	86
Tabela 4.7 – Modelagem Física para 73% de umidade e brecha de 0,80m. ....	86
Tabela 4.8 – Modelagem Física para 86% de umidade e brecha de 0,80m. ....	87
Tabela 4.9 – Comparação entre as modelagens numérica e física. ....	89
Tabela 4.10 – Análise de sensibilidade da largura da brecha.....	90
Tabela 4.11 – Cotas de terreno natural e superfície após ruptura das seção analisadas..	94

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Espessador (VICK, 1983).....	18
Figura 2.2 - Modelo de utilização da ciclonagem (Fonte: MELLO, 1988).....	20
Figura 2.3 - Métodos construtivos de barragens de rejeito. ....	23
Figura 2.4 – Porcentagens dos tipos de barragem nas rupturas registradas.....	38
Figura 2.5 – Formação de brecha de ruptura por galgamento: a) início em um ponto mais fraco; b) brecha em forma de «V » ; c) aprofundamento da brecha; d) aumento lateral por erosão .....	40
Figura 2.6 - Estágios de desenvolvimento de ruptura por piping .....	41
Figura 2.7 – Vista frontal de uma barragem mostrando o processo de formação de uma brecha. ....	45
Figura 2.8 - Geometria idealizada para a análise do equilíbrio de forças. ....	48
Figura 2.9 - Procedimentos da solução para análise de equilíbrio de forças - Carta de estabilidade (adaptado de Lucia, 1981). ....	49
Figura 2.10 - Procedimentos da solução para análise de equilíbrio de forças - Curvas de resistência e de volume (adaptado de Lucia, 1981). ....	50
Figura 2.11 – Talude infinito. ....	53
Figura 2.12 – Análise de talude infinito com percolação. ....	56
Figura 3.1 - Representação esquemática do test de abatimento - <i>Slump</i> .....	64
Figura 3.2 - Equipamento torvane. ....	65
Figura 3.3 – Equipamento de mini-vane.....	66
Figura 3.4 - Materiais utilizados.....	67
Figura 3.5 - Base do modelo .....	67
Figura 3.6 - Montagem modelo reduzido.....	67
Figura 3.7 - Base topográfica adotada. ....	68
Figura 3.8 - Projeto 3D do modelo reduzido.....	68
Figura 3.9 - Curvas de níveis para corte do EPS. ....	69
Figura 3.10 – Corte das placas de EPS. ....	69
Figura 3.11 – Colagem das placas de EPS.....	69
Figura 3.12 – Placas coladas no modelo.....	70
Figura 3.13 - Preparo argamassa de revestimento. ....	70
Figura 3.14 - Argamassa produzida. ....	70
Figura 3.15 - Revestimento do modelo reduzido.....	71
Figura 3.16 - Revestimento do modelo reduzido finalizado.....	71
Figura 3.17 - Cura da argamassa de revestimento. ....	71

Figura 3.18 - Fissuras após cura, seladas com calda de cimento.....	71
Figura 3.19 – Lançamento do rejeito no modelo reduzido. ....	73
Figura 3.20 – Espalhamento do rejeito no Cenário 1. ....	73
Figura 3.21 – Espalhamento do rejeito no Cenário 9. ....	73
Figura 3.22 - Laser Cyrax HDS 3000. ....	74
Figura 3.23 - Laser Cyrax HDS 3000 montado. ....	74
Figura 3.24 - Levantamento sendo realizado. ....	75
Figura 3.25 - Processamento do levantamento.....	75
Figura 4.1 - Curva granulométrica do rejeito. ....	77
Figura 4.2 – Determinação do abatimento (Umidade = 38,31%). ....	78
Figura 4.3 – Determinação da abertura lateral (Umidade = 57,14%). ....	78
Figura 4.4 – Altura de abatimento <i>versus</i> teor de umidade.....	79
Figura 4.5 – Ângulo de deposição <i>versus</i> teor de umidade. ....	79
Figura 4.6 – Resistência não drenada <i>versus</i> Umidade.....	81
Figura 4.7 – Cisalhamento observado nos Cenários 1 e 9.....	84
Figura 4.8 – Determinação de HT e $\alpha$ para 60% de umidade e brecha de 0,80m. ....	87
Figura 4.9 – Determinação de HT e $\alpha$ para 73% de umidade e brecha de 0,80m. ....	88
Figura 4.10 – Determinação de HT e $\alpha$ para 86% de umidade e brecha de 0,80m. ....	88
Figura 4.11 – Círculo trigonométrico. ....	92
Figura 4.12 – Seções longitudinais para aplicação do método. ....	93
Figura 4.13 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 1. ....	95
Figura 4.14 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 2. ....	95
Figura 4.15 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 3. ....	95
Figura 4.16 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 4. ....	95
Figura 4.17 – Planta gerada através da modelagem numérica.....	96

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Quadro de classificação quanto à categoria de risco – Características técnicas.....	29
Quadro 2.2 – Quadro de classificação quanto à categoria de risco – Estado de conservação. ....	29
Quadro 2.3 – Quadro de classificação quanto à categoria de risco – Plano de segurança de Barragem. ....	30
Quadro 2.4 – Quadro resumo da categoria de risco. ....	31
Quadro 2.5 - Quadro de classificação quanto ao dano potencial associado.....	31
Quadro 2.6 - Quadro resumo do dano potencial associado.....	32

## 1. INTRODUÇÃO

As atividades de mineração, em desenvolvimento intenso e crescente, têm propiciado um aumento expressivo na geração de resíduos (estéreis e rejeitos). Este aumento tem gerado a demanda de maiores áreas para estocagem e o desenvolvimento de sistemas de grande porte para a contenção destes resíduos.

No Brasil a técnica comumente adotada para a contenção de rejeitos de mineração consiste na implantação de grandes estruturas na forma de barragens ou diques. Neste tipo de empreendimento, os rejeitos gerados na planta industrial, sob a forma de polpa, são transportados, lançados e adensados no reservatório da barragem.

O aumento da preocupação ambiental e a criação de novas leis que visam a segurança do meio ambiente e da população vêm gerando a necessidade de maiores cuidados e avaliações de impactos causados pela ação humana.

Neste contexto, as barragens de rejeitos provocam impactos que vem chamando atenção para si e exigem estudo específicos. A ruptura das barragens gera derramamento dos resíduos, os quais podem atingir grandes extensões de áreas, atingindo a população local e/ou afetando o meio físico/biótico.

As rupturas da Barragem de Rejeitos da Mineração Rio Verde, em 2001, e da Barragem de Rejeitos da Indústria de Papel Cataguases, em 2003, tiveram forte influência para que o Governo Federal passasse a atuar de forma mais incisiva em questões relativas à segurança de barragens. Deste modo, foi elaborado o Projeto de Lei nº 1.181/2003, que posteriormente foi transformado na Lei Ordinária nº 12.334/2010, onde foi estabelecida a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB. Esta contempla, dentre seus objetivos, a garantia de padrões mínimos de segurança, reduzindo a possibilidade de acidentes, assim como requer o PAE para as barragens classificadas como danos potenciais altos.

Os danos produzidos por eventos de ruptura de grandes barragens têm, em geral, consequências catastróficas, principalmente quando essas se localizam a montante de regiões urbanizadas. A elaboração de um PAE tem a finalidade de evacuação da população ribeirinha instalada a jusante e minimização dos prejuízos associados no caso de ocorrência de ruptura de barragem localizada a montante.

Um PAE deve conter os mapas das áreas potencialmente inundáveis, cuja execução baseia-se na previsão e cálculo de cotas máximas inundadas, velocidades e descargas máximas, obtidas com o uso de modelos de propagação de ondas de cheia ao longo do vale a jusante, causadas pela ruptura de barragens. A execução desse tipo de mapas foi recentemente facilitada com a incorporação de SIG's, Sistemas de Informações Geográficas. Porém, ainda são várias as fontes de incerteza acerca dos mapas produzidos, principalmente relacionadas à determinação do tipo de ruptura e do respectivo hidrograma de cheia; à

obtenção dos parâmetros hidráulicos relevantes; à insuficiência de seções topobatimétricas obtidas no campo; à utilização de bases cartográficas com escalas inadequadas para o mapeamento; e, por fim, às limitações dos modelos matemáticos de propagação utilizados.

Desta forma, as mineradoras necessitam, em seu planejamento a longo prazo, incorporar ao seu plano diretor alternativas de disposição de rejeitos de forma mais segura e econômica. Além disso, barragens de rejeito são estruturas geotécnicas que devem permanecer estáveis por períodos de tempo muito longos, normalmente maiores que a própria vida útil da mina.

Atualmente a disposição de rejeitos tem sido um aspecto muito focalizado nos estudos e investimentos de uma empresa de mineração. A segurança e o perfeito funcionamento destes sistemas são fundamentais para a contínua realização das atividades minerais.

Dentro deste trabalho será apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre rupturas de barragens de rejeito e modelos numéricos de previsão da área atingida. A metodologia do estudo consistiu em desenvolver um modelo reduzido, aplicado em um vale hipotético, a fim de compreender o potencial de danos em uma ruptura e observar o modo de deposição da massa de rejeito liberado. Os resultados obtidos foram comparados com um modelo de Equilíbrio Simplificado desenvolvido por Lucia (1981). Por fim, é proposto um modelo numérico para determinação da extensão atingida e formato do perfil de inundação baseado na teoria do Talude Infinito.

## **1.1. Justificativa**

Cenários críticos de inundação a jusante de barragens podem ser decorrentes de duas principais vertentes: eventos raros que levam ao galgamento e a consequente ruptura da barragem, e a ruptura da barragem por outras razões não diretamente associadas a fenômenos hidrológicos raros. Cenários de ruptura de barragens possuem baixa probabilidade de ocorrência, porém apresentam um elevado potencial de destruição no vale a jusante da barragem. Os impactos econômicos diretos e indiretos, as consequências para o meio ambiente e o risco de perda de vidas humanas podem ser muito significativos.

Nesse sentido torna-se relevante desenvolver estudos que possibilitem a melhor caracterização desses cenários, tanto em termos da avaliação do risco propriamente dita, como no que se refere ao conhecimento e à caracterização de suas consequências. Nota-se, portanto, que o problema apresenta um nível elevado de complexidade e possibilita diferentes vertentes complementares de análise. Essas vertentes podem incluir questões relacionadas, por exemplo, com: o risco hidrológico; o risco estrutural da barragem; a caracterização física

das inundações resultantes (áreas inundadas, profundidade de níveis de água, velocidades máximas de escoamento, tempos de percurso da onda de cheia entre a barragem e áreas de interesse a jusante, duração da inundação); a avaliação e a caracterização de suas consequências em termos de danos físicos diretos ao espaço construído, às áreas ocupadas por atividades agrícolas e ao ambiente natural; a avaliação econômica de danos diretos e indiretos resultantes; a elaboração de mapas temáticos de caracterização física das inundações; a elaboração de procedimentos de alerta e de planos de contingência.

A modelagem da área inundada devido à ruptura de uma barragem serve como uma ferramenta útil para a classificação do perigo, planejamento de ações de emergência, mapeamento e avaliação de risco. Desta forma, o estudo da caracterização da inundação, da propagação da onda de cheia, entre outros, é de suma importância para o conhecimento das áreas de risco e da implementação do PAE, para alerta e evacuação da população localizada no vale a jusante, na ocorrência da ruptura da barragem.

## 1.2. Objetivo

O objetivo principal deste estudo é propor um método numérico para a determinação da área atingida e modo de espalhamento de rejeitos em uma ruptura de barragem.

Por meio de um modelo físico reduzido são simulados diferentes cenários de ruptura de barragens. Assim, a partir das observações de diferentes simulações, foi possível fornecer dados para a previsão da área a ser atingida, como:

- Modo de espalhamento lateral;
- Modo de espalhamento longitudinal;
- Inclinação do fluxo ( $\alpha$ ).

Os resultados da modelagem física são comparados com os resultados obtidos por uma modelagem numérica já consolidada.

Os objetivos secundários da pesquisa são:

- Determinar a resistência não drenada do rejeito a partir do teste de *slump*; e
- Validar o uso de modelos físicos reduzidos na previsão de área inundada em ruptura de barragens de rejeito.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Rejeitos

Os rejeitos são partículas resultantes de processos de beneficiamento dos minérios, os quais visam extrair os elementos de interesse econômico. Sua constituição é caracterizada pela presença de uma fração líquida e sólida. Estes materiais apresentam características que variam em função do minério bruto e do processo industrial utilizado no beneficiamento.

Conforme o tipo de minério e do tratamento utilizado, os rejeitos podem variar de materiais arenosos não plásticos (rejeitos granulares) até solos de granulometria fina e alta plasticidade (lamas). Os rejeitos granulares, constituídos de partículas de granulometria de areias finas a médias, não plásticas, possuem alta permeabilidade e resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Já as lamas, constituídas por partículas de granulometria de siltes e argilas, possuem alta plasticidade, difícil sedimentação e alta compressibilidade.

No processo de beneficiamento para obtenção de minério de ferro, por exemplo, o minério é submetido a etapas sucessivas de peneiramento, britagem, moagem, deslamagem e flotação em colunas, obtendo-se o ferro concentrado e eliminando-se as impurezas, principalmente a sílica.

O descarte dos rejeitos gerados na unidade de beneficiamento das empresas mineradoras pode ser feito na forma sólida (pasta ou granel) ou líquida (polpa). Na primeira situação o transporte dos rejeitos é realizado através de caminhões ou correias transportadoras e na segunda situação por meio de tubulações. Com a técnica do aterro hidráulico, o material é lançado hidraulicamente e o transporte realizado por meio de tubulações. Este transporte pode ser por bombeamento ou gravidade. Normalmente, este lançamento é realizado com a utilização de hidrociclones ou canhões.

No Brasil, na maioria dos casos, o processo de descarte dos rejeitos se dá na forma líquida (polpa). A polpa passa por três tipos de comportamento (CHAMMAS, 1989):

- Comportamento de líquido sobrenadante, ocorrendo a floculação das partículas de menor tamanho;
- Rejeito em processo de sedimentação, apresentando comportamento semi-líquido e semi-viscoso;
- Rejeito em processo de adensamento, comportando-se como um solo.

Abrão (1987) classifica ainda os rejeitos quanto à textura evidenciando que geralmente estes materiais apresentam granulometria de solos finos, granulometria de areias finas, siltes e argilas. Os rejeitos mais grossos são não plásticos e os mais finos podem exibir elevados índices de plasticidade.

Com o intuito de diminuir a perda na usina, a polpa que contém rejeitos passa por alguns processos antes de serem encaminhados para descarte. Nesses processos se recupera água, se aproveita ainda alguma parcela de rejeito e se separa parcelas de rejeito com diferentes granulometrias, em função dos métodos de disposição. Esses processos são o espessamento (deslamagem), filtragem e ciclonagem.

### 2.1.1. Espessamento

O espessamento é uma operação unitária de separação sólido-líquido baseada na velocidade de sedimentação das partículas em um meio aquoso pela ação da gravidade, com o objetivo principal de gerar uma polpa (*underflow*) mais densa. É caracterizada pela formação de uma interface cada vez mais nítida entre o líquido (água) e os sólidos (minério) no decorrer do tempo de sedimentação.

O espessamento recupera a maior quantidade possível de água isenta de sólidos, através de um equipamento chamado espessador. Os espessadores são tanques dotados de braços rotatórios que conduzem os sólidos em decantação do rejeito para a região central do tanque, de onde são coletados e bombeados para o sistema de contenção da unidade. A Figura 2.1 apresenta o esquema de um espessador. A polpa espessada é conduzida por gravidade, com 55 a 60% de sólidos em peso, através de calhas ou tubulações para a barragem de rejeitos e a água recuperada é, geralmente, recirculada para o processo de beneficiamento.

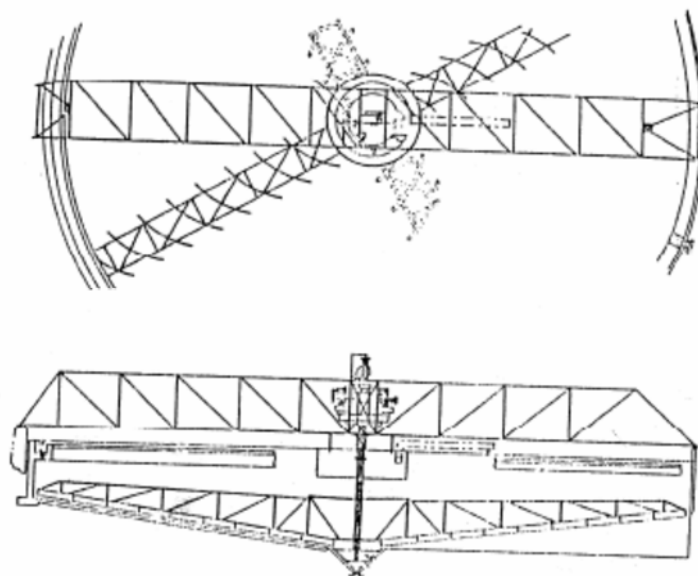


Figura 2.1 - Espessador (VICK, 1983)

É sempre interessante ter menor quantidade de água misturada ao rejeito. Os benefícios são tanto em termos de estabilidade, principalmente a ausência de água junto à barragem, quanto em termos de percolação pela fundação / corpo da barragem, diminuindo a possibilidade de contaminação.

### 2.1.2. Filtragem

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 (*cake*).

Rejeitos filtrados também perdem grande quantidade de água, e podem ser depositados de forma estável atendendo a certos requisitos:

- Espessamento dos solos até uma concentração de sólidos de 60%;
- Deslamagem com filtros de prensa até uma umidade de 20-25%;
- A torta formada é transportada por correias transportadoras ou caminhões, distribuída e depositada por tratores;
- É feita a compactação com a utilização de rolos pé de carneiro em camadas de 1 metro de espessura, até atingir um grau de compactação de 85% do Proctor modificado.

Além disso, para rejeitos siltosos, é possível obter uma resistência de 28 a 47 golpes em sondagens SPT. Os parâmetros de resistência são altos, com ângulo de atrito na faixa de 35° a 43°, devido principalmente à forma angular das partículas, que garante um mecanismo de embricamento e, conseqüentemente, um comportamento dilatante. Essas são excelentes propriedades mecânicas, considerando que a compactação é atingida em umidades bem acima da umidade ótima. (TRONCOSO, 1997).

### 2.1.3. Ciclonagem

O princípio de funcionamento dos hidrociclones consiste em realizar a classificação granulométrica dos rejeitos, sendo que esta classificação pode ocorrer na planta de beneficiamento ou próxima ao ponto de lançamento na barragem.

Os hidrociclones, quando utilizados na planta de beneficiamento, têm a função de reaproveitar parte do minério antes deste ser descartado, de forma que essa parcela possa ser reprocessada durante o beneficiamento. Quando instalados próximos à barragem, os hidrociclones têm como objetivo separar o material de granulometrias diferentes, conhecidas como *underflow* (rejeito granular) e *overflow* (lamas).

Os hidrociclones são equipamentos que executam a separação das partículas por tamanho. A polpa é injetada sob pressão, com porcentagem de sólidos pré-estabelecida. O material segue uma trajetória helicoidal, onde as partículas mais grossas se direcionam para as paredes do ciclone devido à força centrípeta, e os finos se acumulam no centro do equipamento. O material mais grosseiro sai por baixo do equipamento – porção chamada de *underflow*, com pouca quantidade de água. Os finos transbordam do equipamento, misturados em água. Esta porção é chamada de *overflow*. A Figura 2.2 apresenta o esquema de um hidrociclone.

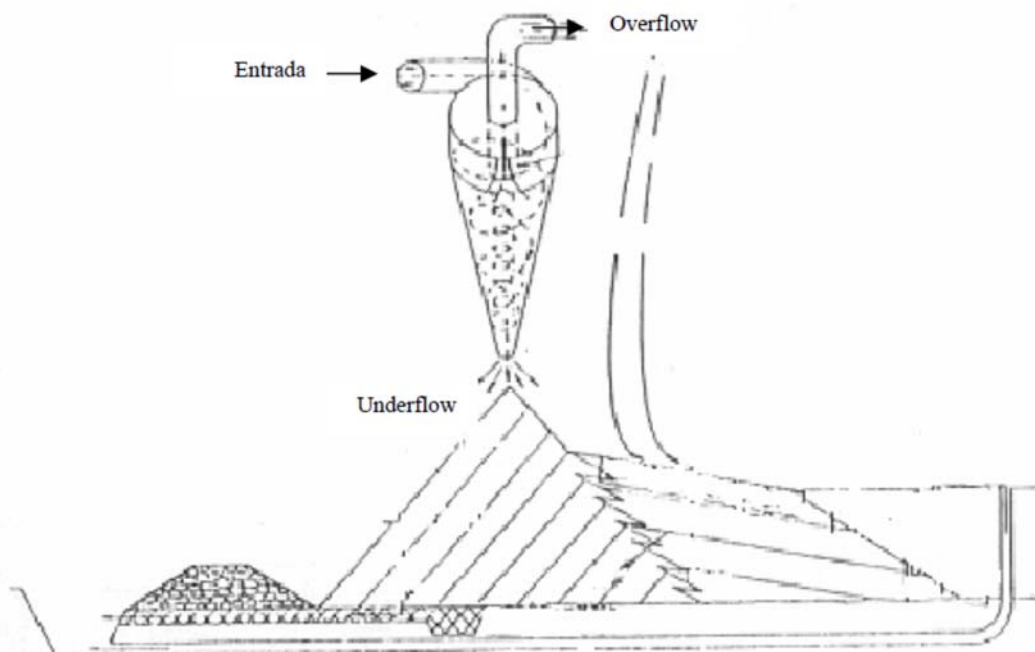


Figura 2.2 - Modelo de utilização da ciclonagem (Fonte: MELLO, 1988)

O material que deixa o ciclone pela parte superior (*overflow*) fica com água incorporada e apresenta granulometria fina compondo a lama, enquanto o material que deixa o ciclone pela parte inferior (*underflow*) compõe o rejeito granular. Este é um material mais grosso, apresentando melhores características de resistência e permeabilidade se comparado ao *overflow*.

Deste modo, cada porção separada pelo hidrociclone tem sua característica própria e utilização específica no processo de disposição. O rejeito granular (*underflow*) é utilizado como material de construção da estrutura da barragem enquanto a lama é lançada diretamente no reservatório. A utilização do rejeito granular como material de construção proporciona um aumento na estabilidade da estrutura pela manutenção do alto coeficiente de permeabilidade do maciço, evitando que o material fino se incorpore ao aterro de construção.

## 2.2. Barragem de rejeitos

Em se tratando de barragens para deposição de rejeitos, as alternativas construtivas são variadas em vista da possibilidade de executar esses barramentos com materiais alternativos, como o próprio rejeito. No entanto, barragens convencionais também são utilizadas com essa finalidade. Essas barragens são executadas da mesma forma que barragens para acumulação de água e quando construídas em uma única etapa, exige um investimento alto, aplicado de uma única vez.

Sob o ponto de vista de custos de construção, as barragens alteadas com o próprio rejeito são bastante atrativas quando comparadas às barragens convencionais. Barragens com rejeitos podem ser alteadas em etapas, na medida em que a necessidade por volume de acumulação aumente. Isso faz com que os custos de construção sejam diluídos ao longo da vida útil da barragem, não apresentando custos iniciais muito altos. Além disso, esse procedimento permite alteração nos materiais e na forma de execução ao longo de sua construção, em função de experiências anteriores e da variação das características do rejeito.

Como as barragens construídas com rejeitos são as mais utilizadas no contexto da mineração brasileira, este trabalho focará as próximas considerações se restringindo às barragens alteadas com utilização do próprio rejeito como material de construção.

### 2.2.1. Características do Rejeito como Material de Construção de Barragens

Os rejeitos a serem usados como material de construção de barragens devem, idealmente, apresentar características e comportamentos típicos de solos granulares, apresentando parâmetros satisfatórios de resistência ao cisalhamento e de permeabilidade. Essas características são fundamentais para a segurança da barragem, uma vez que os aterros hidráulicos deformam-se durante a construção e ao longo do tempo. Rejeitos permeáveis se deformam sob condições drenadas, quando as pressões neutras são dissipadas. Sob condições não-drenadas, porém, rejeitos pouco permeáveis podem sofrer liquefação e rupturas bruscas.

Os rejeitos de mineração não podem ser considerados como possuindo as características ideais para emprego em barramentos. Diferentemente de solos reais, os rejeitos são de formação recente lançados imediatamente após terem sido gerados na planta. O seu comportamento deve ser, portanto, definido através de estudos fundamentados na Mecânica dos Solos clássica, considerando-se as peculiaridades de sua formação recente.

Ao rigor das teorias da Mecânica dos Solos, os rejeitos não são materiais apropriados para execução de estruturas hidráulicas, devido à sua susceptibilidade à erosão interna (*piping*), liquefação, erodibilidade superficial e dificuldade de compactação. No entanto, devido ao grande volume gerado no processo industrial e ao fato de estarem necessariamente disponíveis nas proximidades do maciço da barragem, a sua utilização como material de construção de barragens se torna economicamente interessante, sendo uma prática difundida nas empresas mineradoras.

O comportamento geotécnico do rejeito depende não só das características intrínsecas do material como também da forma de deposição. Algumas propriedades geotécnicas são afetadas pela forma de lançamento na praia de deposição. Assim, variáveis

como concentração da polpa, altura e velocidade de lançamento do rejeito devem ser levadas em consideração quando se objetivar a análise do comportamento do rejeito como material de construção. Logo, são dois os fatores que devem ser controlados para o sucesso de uma barragem de rejeito: as características geotécnicas do rejeito e sua deposição hidráulica.

A avaliação da densidade *in situ* do rejeito após lançado e o controle e das pressões neutras geradas são parâmetros associados com a segurança da barragem. A densidade *in situ* influencia a resistência e a permeabilidade de rejeitos granulares, enquanto que o controle das pressões neutras evita problemas como liquefação, instabilidade e *piping*.

Frente aos fatores desfavoráveis relacionados com os parâmetros geotécnicos dos rejeitos, a implantação de um controle de qualidade na execução das barragens de rejeito é importante para assegurar que as premissas de projeto se confirmem no campo. Além disso, o monitoramento das barragens após a sua conclusão é importante para se conhecer o seu comportamento e possibilitar a tomada de ações adequadas em função das informações obtidas através da instrumentação.

### 2.2.2. Métodos Construtivos

As barragens para contenção de rejeitos podem ser alteadas em uma única etapa, utilizando-se métodos construtivos de barragens de terra convencionais, ou podem ser alteadas em várias etapas, utilizando-se o próprio rejeito como material de construção.

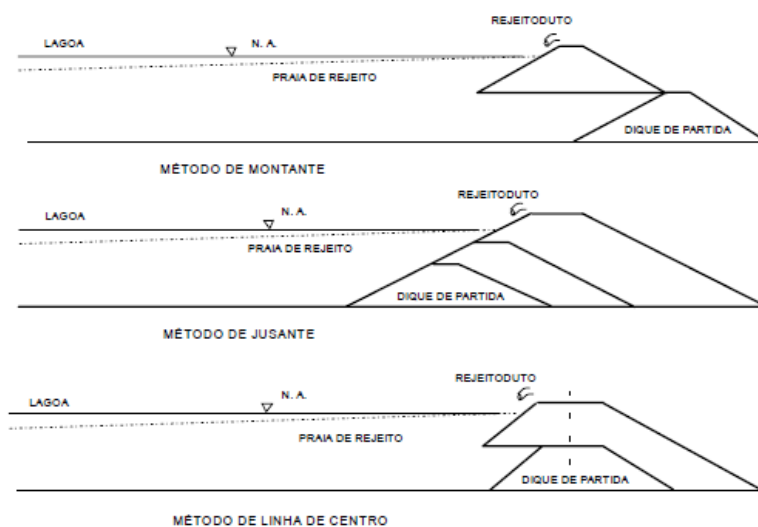
O alteamento de barragens de rejeitos consiste em um método construtivo, geralmente empregado após o enchimento de reservatórios, com o objetivo de aumentar a vida útil dos mesmos. Neste método, em geral constroem-se pequenos diques de partida e procede-se ao lançamento de resíduos sobre o resíduo de fundação já existente.

Os métodos de alteamento de barragens de rejeitos são basicamente três: montante, jusante e linha do centro (Figura 2.3).

No método de alteamento a montante, o alteamento se processa com o deslocamento do eixo da barragem para montante. Este método possui restrições referentes à descarga dos rejeitos e ao próprio processo construtivo. Entretanto, de acordo com Troncoso (1997), o método de alteamento a montante é o mais econômico, pois permite obter a menor razão entre volumes de areia/lama, é o mais simples e o que requer menos espaço físico.

Araújo (2006) questiona a segurança do método de montante. Segundo o autor, os alteamentos são realizados sobre materiais previamente depositados e não consolidados. Assim, sob condições saturadas e estado de compacidade fofo, os rejeitos tendem a

apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade à liquefação por carregamentos dinâmicos e estáticos, quando arenosos.



**Figura 2.3 - Métodos construtivos de barragens de rejeito.**

Troncoso (1997) ressalta a importância de estudos relativos à ruptura por percolação e *piping* dessas barragens, devido à pequena distância entre a lagoa de decantação e o talude de jusante. Para minimizar esses problemas, o autor sugere a utilização de sistemas de drenagem, como tapetes drenantes, que controlam o aumento excessivo de poro-pressão, além de evitar o carreamento de material da água subterrânea. A ABNT NBR 13028 não recomenda o alteamento de barragens de rejeito pelo método de montante, em função dos problemas citados associados com esse método.

Entretanto, Araújo (2006) lembra que o próprio sistema construtivo dificulta a implantação de sistemas de drenagens eficientes para controlar o nível d'água dentro da barragem, o que torna o método de montante deficiente do ponto de vista de estabilidade da barragem.

O método de jusante é iniciado com a construção de um dique de partida, com alteamento em direção a jusante, de maneira sucessiva até a cota de projeto. Este método apresenta vantagens em relação ao método de montante, sendo a principal o fato de não ser utilizado como material de suporte o próprio rejeito. Sendo assim, as condições de suporte dos diques subsequentes podem ser melhoradas, o que resulta em uma barragem mais estável em relação à ruptura global e à ocorrência de *piping*, tendo em vista a maior facilidade de instalação da drenagem interna durante o processo construtivo.

A grande desvantagem apresentada neste método de alteamento é o espaço físico exigido durante o processo construtivo. Além disso, destaca-se o custo do material de empréstimo, já que o corpo da barragem necessita de maiores volumes de material.

No método da linha de centro, o deslocamento do eixo da barragem ocorre no mesmo alinhamento (vertical). Uma grande vantagem deste método, além da economia de espaço físico de implantação, e também de material de empréstimo (menor volume de material compactado), é a eficiente dissipação de poro-pressões, promovida pela drenagem interna em cada etapa de alteamento (Assis e Espósito, 1995).

Como desvantagem, Troncoso (1997) cita a ocorrência de possíveis fissuras no corpo da barragem, caso a parte superior do talude perca eventualmente o confinamento. Isto porque a face de montante da estrutura costuma apresentar ângulos muito inclinados, sujeitando a barragem a erosões e aumentos de poro-pressão.

A escolha do método de execução irá depender de uma série de fatores tais como: tipo, características geotécnicas dos rejeitos, volume da produção anual de rejeitos, necessidade de reservar água, necessidade de controle de água percolada, sismicidade, topografia, hidrologia, hidrogeologia e geologia local e custos envolvidos.

O estudo do comportamento geotécnico do rejeito, utilizado como principal material de construção e como fundação dos alteamentos sucessivos, é essencial, uma vez que esse comportamento se encontra associado aos parâmetros responsáveis pelo funcionamento da barragem no que concerne à deformabilidade, estabilidade dos taludes e percolação.

### **2.3. Segurança de barragens**

A história indica que as barragens são vitais para o desenvolvimento da sociedade humana há mais de 5.000 anos, como evidenciado nos berços da civilização, na Babilônia, Egito, Índia, Pérsia e extremo oriente (JANSEN, 1980). De lá para cá, inúmeras barragens foram construídas, sendo a maioria ainda existente construída no século XX.

O Brasil possui, atualmente, mais de 600 grandes barragens. Estima-se que existam no país cerca de 300.000 barragens de todos os tipos e tamanhos (MENESCAL *et al.*, 2005b).

#### **2.3.1. Legislação**

Em 1928, criou-se o Comitê Internacional de Grandes Barragens - CIGB, o qual veio a exercer um notável papel em relação à disseminação de informações e intercâmbio de experiências, contribuindo para a construção de barragens mais seguras.

Entretanto, na primeira compilação do Cadastro Internacional de Barragens (CIB), produzido entre 1958 e 1964, as barragens de contenção de rejeitos não figuravam na relação. Somente na segunda metade da década de 70, em 1976, a questão das barragens de rejeitos foram incluídas na pauta de discussões do 12º Congresso de Grandes Barragens, realizado

na Cidade do México, durante o qual se relatou a existência de barragens de contenção de rejeitos com mais de 100m de altura, que exigiam projetos mais criteriosos (Penman, 1998).

Órgãos como o *ICOLD – International Commission on Large Dams*, o *ANCOLD – Australian Committee on Large Dams*, *QUEENSLAND GOVERNMENT* e *NEW SOUTH WALES DAM SAFETY COMMITTEE* (ambos da Austrália), *U.S. BUREAU OF RECLAMATION* (dos Estados Unidos da América) e *CANADIAN DAM ASSOCIATION* são exemplos de entidades que possuem publicações internacionalmente reconhecidas e que abordam o tema da segurança de barragens, na forma de diretrizes e recomendações; algumas dessas instituições produzem também trabalhos periódicos sobre assuntos mais específicos, como a avaliação de riscos e metodologias existentes.

No Brasil, em 2003, criou-se um grupo de trabalho na Câmara Técnica de análise de projetos do CNRH – Conselho Nacional de Recursos Hídricos, para avaliar o Projeto de Lei número 1.181, o qual propunha uma Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB. O grupo elaborou um relatório que, após aprovado pelo CNRH, foi encaminhado para a Câmara dos Deputados na forma de um Substitutivo de Projeto de Lei. Em 2009 o Substitutivo mencionado sofreu modificações e transformou-se no Projeto de Lei número 168, porém, apenas em 04/03/2010 ele teve o seu texto final aprovado. Finalmente, em 20 de Setembro de 2010 entrou em vigor a Lei nº 12.334 que "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 e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens."

A Lei 12.334/10 estabelece uma série de medidas preventivas:

- Elaboração do Plano de Segurança da Barragem;
- Elaboração do Plano de Ação Emergencial (PAE);
- Execução de Inspeções de Segurança Regular e Especial periódicas;
- Realização de Revisões Periódicas de Segurança; e,

A ANA – Agência Nacional de Águas é o órgão federal responsável pela implementação da PNRH – Política Nacional de Recursos Hídricos. O Ministério da Integração Nacional possui a competência de estabelecer diretrizes sobre a Defesa Civil e, desde 2004, vem trabalhando na questão do CNB – Cadastro Nacional de Barragens, por meio da Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica, onde um grupo foi formado com o objetivo de identificar riscos e minimizar acidentes envolvendo as barragens brasileiras.

A SEDEC – Secretaria Nacional de Defesa Civil é responsável pela coordenação das ações da Defesa Civil. O SINDEC – Sistema Nacional de Defesa Civil, criado em 1997, articula os três níveis do Governo (Legislativo, Executivo e Judiciário) com o fim de planejar e promover a defesa permanente contra os desastres naturais, antropogênicos e mistos no

País, e é um órgão acima das coordenadorias estaduais e municipais da Defesa Civil (FRANCO, 2008).

Assim como o ICOLD, o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), entidade nacional que se constitui um membro da primeira, possui uma vasta experiência relacionada à questão das barragens bem como um variado acervo técnico sobre o assunto, porém, também sem qualquer poder regulatório.

### 2.3.2. Análise de riscos e potencial de danos

A segurança é um dos deveres básicos da Engenharia e deve constituir o objetivo principal no projeto, construção e operação das obras, em especial nas barragens. Mesmo o projeto e construção sendo adequados, existe um risco remanescente a ser controlado através da avaliação de segurança das estruturas, definida como o estabelecimento de mecanismos e procedimentos que permitam a detecção prévia das situações de risco e as medidas para mitigá-las (BALBI, 2008). Lembrando, porém, que não é possível atingir um nível de segurança de 100%.

Segundo o Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB (1999), o risco é definido como a probabilidade e severidade de um efeito adverso para a saúde, para a propriedade ou para o meio ambiente, sendo estimado por expectativas matemáticas das consequências de um evento adverso. Pode-se ainda pensar em risco como sendo a relação entre a probabilidade da realização de um evento e a provável magnitude de sua ocorrência (CASTRO, 1999).

A avaliação de risco é o processo de decidir se os riscos existentes são toleráveis e se as medidas de controle de risco apresentadas são adequadas. Caso contrário, medidas alternativas de controle de risco são necessárias. O propósito de uma avaliação de risco é o de obter subsídios para tomada de decisões, considerando a aceitabilidade das medidas de controle de risco existentes ou adotar medidas adicionais de controle (MONTE-MOR, 2004).

Aos danos provocados por uma eventual ruptura de barragem está associado o risco potencial a que o vale a jusante está sujeito. Contudo, o risco efetivo a que o vale a jusante está sujeito deve levar em consideração a probabilidade de ocorrer um evento que coloque em risco a segurança estrutural da barragem, a probabilidade do acidente efetivamente ocorrer e as consequências da cheia de ruptura (VISEU, 2006).

O primeiro fator está associado às condições de solicitação a que a barragem pode estar sujeita, tais como: as de origem hidrológica, sísmica, eventos a montante (deslizamentos de terra e ruptura de outras barragens), atos de sabotagem, terrorismo ou vandalismo. O segundo fator se refere ao comportamento da barragem em resposta àquela solicitação que, como o primeiro, é fruto de incertezas relativas ao conhecimento dos processos físicos e do

comportamento futuro do meio e da barragem. As consequências dependem de três fatores: grau de perigo, vulnerabilidade e exposição.

Viseu (2006) conceitua esses fatores como sendo a porcentagem do valor exposto ao risco (indivíduos, bens materiais e ambientais) que pode ser efetivamente perdida, em função do perigo oferecido, da capacidade de resistência dos bens e pessoas e da resposta dos indivíduos e da sociedade nas zonas a jusante.

Apesar das perdas econômicas geradas pela interrupção da operação da barragem, é no vale a jusante onde estão concentradas as principais consequências de uma possível ruptura de barragem. O gerenciamento do risco abrange processos de avaliação e mitigação, e busca assegurar que um certo nível de risco relacionado a acidentes com barragens e cheias de ruptura seja controlado e socialmente aceitável.

A avaliação do risco corresponde aos riscos associados à barragem que devem ser gerenciados internamente através de procedimentos de segurança de barragens e de redução de riscos, e riscos no vale a jusante que requerem procedimentos externos.

Segundo Balbi (2008), para a barragem deve-se adotar um plano de segurança que visa identificar e caracterizar situações que ameacem as suas estruturas e, quando o risco é considerado inaceitável, promover a sua reabilitação através da adoção de medidas estruturais ou não. No vale a jusante, dados os riscos a que está sujeito, pode-se reduzir o risco investindo no preparo, ou seja, é feito essencialmente por meio da implementação de medidas não estruturais como o planejamento das ações de resposta, os sistemas de comunicação, alerta e aviso, treinamentos, e a preparação de mapas de zoneamento de risco para planejamento e ordenamento do uso e ocupação do solo.

Para que a avaliação de risco seja válida, é necessário que seja realizada por especialistas técnicos com o comprometimento dos gestores que têm autonomia para tomada de decisões (LADEIRA, 2007). Nesse sentido, a análise de risco é uma ferramenta que apóia a engenharia no gerenciamento de segurança de barragens.

### 2.3.3. Classificação de barragens quanto ao risco

Menescal *et al.* (2005a) indicam que a classificação de risco de uma estrutura hidráulica permite que sejam identificadas e priorizadas as ações que mantenham, dentro de níveis aceitáveis, a segurança de uma barragem. Também ressaltam que uma das dificuldades encontradas em uma avaliação de risco de uma barragem é associar probabilidades para cada cenário adotado.

Viseu e Martins (1997) ressaltam que a obtenção de um índice global de risco a partir de um grande número de fatores é complexa, quer por exigir muitos dados, quer por exigir

uma ponderação quantitativa de muitos fatores. E por isso não deixa de ser subjetiva. Assim, os mesmos autores sugerem uma classificação igualmente subjetiva, mas muito mais simples e que pode ser obtida com mais facilidade, com base na listagem a seguir:

- Qualidade, em termos globais, do projeto;
- Qualidade, em termos globais, da manutenção;
- Tipo de barragem;
- Altura da barragem;
- Volume do reservatório;
- Sismicidade; e
- População a jusante que pode ser atingida por uma onda de inundação.

Em 1999, a Comissão Regional de Segurança de Barragens do núcleo regional de São Paulo publicou um guia básico de segurança de barragens introduzindo os conceitos de classificação de um empreendimento hidráulico quanto ao seu risco potencial, considerando os seguintes fatores: populações a jusante; danos materiais; danos ao meio ambiente e danos à infraestrutura (CBDB, 1999). Esse guia deve ser utilizado para barragens que se enquadrem nos seguintes itens:

- Tenham altura superior a 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista;
- Tenham altura entre 10 e 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista, caso seja preenchida pelo menos uma das seguintes condições:
  - A crista tenha, no mínimo, 500 metros de comprimento; e
  - A capacidade total de acumulação do reservatório seja igual ou maior que 1 hm<sup>3</sup>;
  - Apresentem potencial de provocar danos em caso de ruptura ou acidentes.

A Resolução N° 143, de 10 de julho de 2012, do CNRH (Conselho Nacional de Recursos Hídricos), estabelecer critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7o da Lei no 12.334, de 2010. Os critérios são apresentados nos Quadros 2.1 a 2.6.

**Quadro 2.1 – Quadro de classificação quanto à categoria de risco – Características técnicas.**

<b>Altura (a)</b>	<b>Comprimento (b)</b>	<b>Vazão de Projeto (c)</b>
Altura ≤ 15m (0)	Comprimento ≤ 50m (0)	CMP (Cheia Máxima Provável) ou Decamilar (0)
15m < Altura < 30m (1)	50m < Comprimento < 200m (1)	Milénar (2)
30m ≤ Altura ≤ 60m (4)	200 ≤ Comprimento ≤ 600m (2)	TR = 500 anos (5)
Altura > 60m (7)	Comprimento > 600m (3)	TR Inferior a 500 anos ou Desconhecida/ Estudo não confiável (10)
<b>CT = ∑ (a até c)</b>		

**Quadro 2.2 – Quadro de classificação quanto à categoria de risco – Estado de conservação.**

<b>Confiabilidade das Estruturas Extravasoras (d)</b>	<b>Percolação (e)</b>	<b>Deformações e Recalques (f)</b>	<b>Deterioração dos Taludes / Paramentos (g)</b>
Estruturas civis bem mantidas e em operação normal /barragem sem necessidade de estruturas extravasoras (0)	Percolação totalmente controlada pelo sistema de drenagem (0)	Não existem deformações e recalques com potencial de comprometimento da segurança da estrutura (0)	Não existe deterioração de taludes e paramentos (0)
Estruturas com problemas identificados e medidas corretivas em implantação (3)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes e ombreiras estáveis e monitorados (3)	Existência de trincas e abatimentos com medidas corretivas em implantação (2)	Falhas na proteção dos taludes e paramentos, presença de vegetação arbustiva (2)
Estruturas com problemas identificados e sem implantação das medidas corretivas necessárias (6)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras sem implantação das medidas corretivas necessárias (6)	Existência de trincas e abatimentos sem implantação das medidas corretivas necessárias (6)	Erosões superficiais, ferragem exposta, presença de vegetação arbórea, sem implantação das medidas corretivas necessárias. (6)
Estruturas com problemas identificados, com redução de capacidade vertente e sem medidas corretivas (10)	Surgência nas áreas de jusante com carreamento de material ou com vazão crescente ou infiltração do material contido, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura (10)	Existência de trincas, abatimentos ou escorregamentos, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura (10)	Depressões acentuadas nos taludes, escorregamentos, sulcos profundos de erosão, com potencial de comprometimento da segurança da estrutura. (10)
<b>EC = ∑ ( d até g )</b>			

Quadro 2.3 – Quadro de classificação quanto à categoria de risco – Plano de segurança de Barragem.

Documentação de Projeto (h)	Estrutura Organizacional e Qualificação dos Profissionais na Equipe de Segurança da Barragem (i)	Manuais de Procedimentos para Inspeções de Segurança e Monitoramento (j)	Plano de Ação Emergencial - PAE (quando exigido pelo órgão fiscalizador) (k)	Relatórios de inspeção e monitoramento da instrumentação e de Análise de Segurança (l)
Projeto executivo e "como construído" (0)	Possui unidade administrativa com profissional técnico qualificado responsável pela segurança da barragem (0)	Possui manuais de procedimentos para inspeção, monitoramento e operação (0)	Possui PAE (0)	Emite regularmente relatórios de inspeção e monitoramento com base na instrumentação e de Análise de Segurança (0)
Projeto executivo ou "como construído" (2)	Possui profissional técnico qualificado (próprio ou contratado) responsável pela segurança da barragem (1)	Possui apenas manual de procedimentos de monitoramento (2)	Não possui PAE (não é exigido pelo órgão fiscalizador) (2)	Emite regularmente apenas relatórios de Análise de Segurança (2)
Projeto básico (5)	Possui unidade administrativa sem profissional técnico qualificado responsável pela segurança da barragem (3)	Possui apenas manual de procedimentos de inspeção (4)	PAE em elaboração (4)	Emite regularmente apenas relatórios de inspeção e monitoramento (4)
Projeto conceitual (8)	Não possui unidade administrativa e responsável técnico qualificado pela segurança da barragem (6)	Não possui manuais ou procedimentos formais para monitoramento e inspeções (8)	Não possui PAE (quando for exigido pelo órgão fiscalizador) (8)	Emite regularmente apenas relatórios de inspeção visual (6)
Não há documentação de projeto (10)	-	-	-	Não emite regularmente relatórios de inspeção e monitoramento e de Análise de Segurança (8)
<b>PS = <math>\sum</math> ( h até l )</b>				

Quadro 2.4 – Quadro resumo da categoria de risco.

		Pontos	
1	Características Técnicas (CT)		
2	Estado de Conservação (EC)		
3	Plano de Segurança de Barragens (PS)		
<b>PONTUAÇÃO TOTAL (CRI) = CT + EC + PS</b>			
FAIXAS DE CLASSIFICAÇÃO	CATEGORIA DE RISCO		CRI
	ALTO		> = 60 ou EC*=10 (*)
	MÉDIO		35 a 60
	BAIXO		< = 35

(\*) Pontuação (10) em qualquer coluna de Estado de Conservação (EC) implica automaticamente CATEGORIA DE RISCO ALTA e necessidade de providencias imediatas pelo responsável da barragem.

Quadro 2.5 - Quadro de classificação quanto ao dano potencial associado.

Volume Total do Reservatório (a)	Existência de população a jusante (b)	Impacto ambiental (c)	Impacto sócio-econômico (d)
Muito Pequeno < = 500 mil m <sup>3</sup> (1)	INEXISTENTE (não existem pessoas permanentes/residentes ou temporárias/transitando na área afetada a jusante da barragem) (0)	INSIGNIFICANTE (área afetada a jusante da barragem encontra-se totalmente descaracterizada de suas condições naturais e a estrutura armazena apenas resíduos Classe II B – Inertes , segundo a NBR 10.004 da ABNT) (0)	INEXISTENTE (não existem quaisquer instalações na área afetada a jusante da barragem) (0)
Pequeno 500 mil a 5 milhões m <sup>3</sup> (2)	POUCO FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe estrada vicinal de uso local) (3)	POUCO SIGNIFICATIVO (área afetada a jusante da barragem não apresenta área de interesse ambiental relevante ou áreas protegidas em legislação específica, excluídas APPs, e armazena apenas resíduos Classe II B – Inertes , segundo a NBR 10.004 da ABNT) (2)	BAIXO (existe pequena concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância sócio-econômico-cultural na área afetada a jusante da barragem) (1)
Médio 5 milhões a 25 milhões m <sup>3</sup> (3)	FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe rodovia municipal ou estadual ou federal ou outro local e/ou empreendimento de permanência eventual de pessoas que poderão ser atingidas) (5)	SIGNIFICATIVO (área afetada a jusante da barragem apresenta área de interesse ambiental relevante ou áreas protegidas em legislação específica, excluídas APPs, e armazena apenas resíduos Classe II B – Inertes , segundo a NBR 10.004 da ABNT) (6)	MÉDIO (existe moderada concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância sócio-econômico-cultural na área afetada a jusante da barragem) (3)

Grande 25 milhões a 50 milhões m <sup>3</sup> (4)	EXISTENTE (existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, portanto, vidas humanas poderão ser atingidas) (10)	MUITO SIGNIFICATIVO (barragem armazena rejeitos ou resíduos sólidos classificados na Classe II A - Não Inertes, segundo a NBR 10004 da ABNT) (8)	ALTO (existe alta concentração de instalações residenciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura de relevância sócio-econômico-cultural na área afetada a jusante da barragem) (5)
Muito Grande > = 50 milhões m <sup>3</sup> (5)	-	MUITO SIGNIFICATIVO AGRAVADO (barragem armazena rejeitos ou resíduos sólidos classificados na Classe I- Perigosos segundo a NBR 10004 da ABNT) (10)	-
DPA= $\sum$ (a até d)			

**Quadro 2.6 - Quadro resumo do dano potencial associado.**

FAIXAS DE CLASSIFICAÇÃO	DANO POTENCIAL ASSOCIADO	DPA
	ALTO	> = 13
	MÉDIO	7 < DPA < 13
	BAIXO	< = 7

O Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (MI, 2002) apresenta uma classificação em função da consequência de danos que a ruptura de uma barragem pode ocasionar nas áreas a jusante, como mostrado na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1 – Classificação da consequência de ruptura de barragens nas áreas a jusante.**  
(Fonte: MI, 2002)

Consequência da ruptura	Perda de vidas	Danos econômicos, sociais e ambientais
Muito alta	Significativa	Excessivos
Alta	Alguma	Substanciais
Baixa	Nenhuma	Moderados
Muito baixa	Nenhuma	Mínimos

O manual ainda propõe um sistema de classificação alternativo baseado em uma matriz de potencial de risco, que leva em consideração a segurança estrutural da barragem, a importância estratégica e riscos para populações a jusante.

No estado de Minas Gerais, a Deliberação Normativa COPAM nº 62/2002 (MINAS GERAIS, 2002), complementada e alterada pela DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005), dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração.

A Tabela 2.2 apresenta os critérios para definição do porte da barragem e do reservatório, de acordo com o Art. 1º da DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005).

**Tabela 2.2 – Critérios para definição do porte da barragem e do reservatório**

<b>Porte da barragem</b>	<b>Altura da barragem H (m)</b>	<b>Porte do reservatório</b>	<b>Volume do reservatório V<sub>r</sub> (m³)</b>
Pequeno	H < 15	Pequeno	V <sub>r</sub> < 500.000
Médio	15 < H < 30	Médio	500.000 < V <sub>r</sub> < 5.000.000
Grande	H > 30	Grande	V <sub>r</sub> > 5.000.000

(Fonte: DN COPAM nº 87/2005 MINAS GERAIS, 2005)

A DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005) utiliza os seguintes critérios para classificar uma barragem de acordo com o risco potencial de dano ambiental que a sua ruptura pode causar:

- Dois critérios técnicos: altura da barragem e volume do reservatório; e
- Três critérios ambientais: presença de ocupação humana, interesse ambiental e instalações a jusante da barragem.

Cada um desses critérios recebe uma pontuação (V), como mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Critério para classificação de barragens quanto ao risco, conforme DN COPAM nº 87/2005

Altura da barragem H (m)	Volume do reservatório Vr (x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Ocupação humana a jusante	Interesse ambiental a jusante	Instalações na área de jusante
H < 15 V = 0	Vr < 0,5 V = 0	Inexistente V = 0	Pouco significativo V = 0	Inexistente V = 0
15 < H < 30 V = 1	0,5 < Vr < 5 V = 1	Eventual V = 2	Significativo V = 1	Baixa concentração V = 1
H > 30 V = 2	Vr > 5 V = 2	Existente V = 3	Elevado V = 3	Alta concentração V = 2
-	-	Grande V = 4	-	-

(Fonte: DN COPAM nº 87/2005 MINAS GERAIS, 2005)

Considerando o somatório dos valores dos cinco parâmetros (Tabela 2.3), as barragens são classificadas nas seguintes categorias de dano ambiental:

- I. Baixo Potencial (Classe I): quando o somatório for menor ou igual a 2;
- II. Médio Potencial (Classe II): quando o somatório for maior que 2 e menor ou igual a 4; e
- III. Alto Potencial (Classe III): quando o somatório for maior que 4.

Verifica-se que os critérios ambientais para a classificação das barragens, apresentados na Tabela 2.3, têm um caráter bastante qualitativo e subjetivo, reforçando o que ocorre nas demais classificações de danos potenciais nas áreas a jusante de barragens

#### 2.3.4. PAE - Plano de ações emergenciais

Os prejuízos econômicos, ambientais e perda de vidas humanas, decorrentes de eventos induzidos por acidentes de barragens, são os principais motivos pelos quais a sociedade tem desenvolvido sistemas e métodos de prevenção com o objetivo de controlar e mitigar os danos provocados. A elaboração do PAE para barragens tem como objetivo a consolidação dos procedimentos para o gerenciamento do risco e as respostas a situações de emergência.

Segundo o CBDB (1999), o PAE é um plano que descreve as ações a serem tomadas pelo proprietário e pelo operador da barragem, no caso de um evento de emergência, devendo-se delegar a indivíduos as responsabilidades para cada ação a ser tomada.

O planejamento e a execução das ações de emergência e resgate, geralmente, são organizados e conduzidos por agências de defesa civil. Entretanto, para o ICOLD, os responsáveis pelas barragens deverão disponibilizar serviços e informações para que as agências de defesa civil possam preparar o plano de resgate, como também adotar todas as ações possíveis para evitar e minimizar os impactos de um evento de ruptura de barragem (ICOLD, 1998).

Os planos de emergência devem ser organizados de forma a facilitar o acesso às informações e a agilizar os processos de notificações e tomada de decisões. Viseu e Almeida (2000) recomendam que um PAE seja organizado em duas partes: a primeira deve abordar a caracterização da barragem, do vale a jusante e da cheia de ruptura, mapas de inundação e identificação dos aspectos mais vulneráveis do vale a jusante; e a segunda deve caracterizar os procedimentos a seguir em caso de acidente.

Segundo Maijala (2001), o período do tempo entre a ruptura da barragem e a notificação da ruptura e o começo da operação de resgate é o fator mais importante que afeta o aviso, a evacuação e o resgate da população a jusante. Os casos históricos de ruptura mostram que, antes das barragens romperem, elas quase sempre fornecem sinais de que algo está errado, permitindo que um sistema de aviso e alerta possa desempenhar um papel importante na administração dos riscos a jusante da barragem (VISEU e RAMOS, 1999).

Viseu (2006) define o tempo de responsabilidade, onde considera que o trecho que é atingido pela onda de ruptura, com o tempo de chegada de até 30 minutos é considerado a área crítica, e o plano é de responsabilidade do proprietário da barragem. Já no restante do trecho, a responsabilidade é da Defesa Civil.

Segundo Monte-Mor (2004), os sinais de avisos públicos são melhores adaptados para as áreas urbanas, considerando que o alarme pode ser dado rapidamente e uma grande população poderá ser alcançada. Contudo, os dispositivos auxiliares do sistema de alerta (como telefones, carros de som, fax e rádio) podem ser utilizados para confirmar o aviso dado e advertir a população que se encontra em lugares fechados ou isolados. O problema dos sinais de avisos públicos é o fator de credibilidade, sendo que esse dependerá da confiança que os destinatários conferem ao sistema, sendo função da percepção de que o mesmo funcionará quando deve e não ocasionará, em geral, falsos alarmes (MAIJALA, 2001).

Segundo Maijala (2001) uma das partes essenciais de um PAE é o momento no qual a população entra em ação quando recebe o aviso de emergência. Dessa forma, as autoridades de resgate e a Defesa Civil devem convencer a população do perigo e aconselhá-las a agir de acordo com as orientações pré-estabelecidas no PAE.

Ressalta-se que uma das principais etapas para elaboração de um PAE constitui da avaliação do risco potencial da barragem, por meio da elaboração dos mapas das áreas potencialmente inundáveis, cuja execução baseia-se na previsão e cálculo de cotas máximas

inundadas, velocidades e descargas máximas resultantes da ruptura hipotética da barragem em questão, para inúmeras seções transversais consideradas no vale a jusante.

## **2.4. Aspectos de Ruptura de Barragens**

Na história da construção de barragens, desde as épocas mais remotas da civilização, existem longas séries de casos de ruptura. A ruptura de uma barragem é o resultado de um conjunto complexo de causas e mecanismos, que devem ser interpretados com extremo cuidado.

Os principais casos de ruptura de barragens de terra podem ser enquadrados em três grupos:

- Galgamento da crista;
- Escorregamento de taludes;
- Erosão interna (piping).

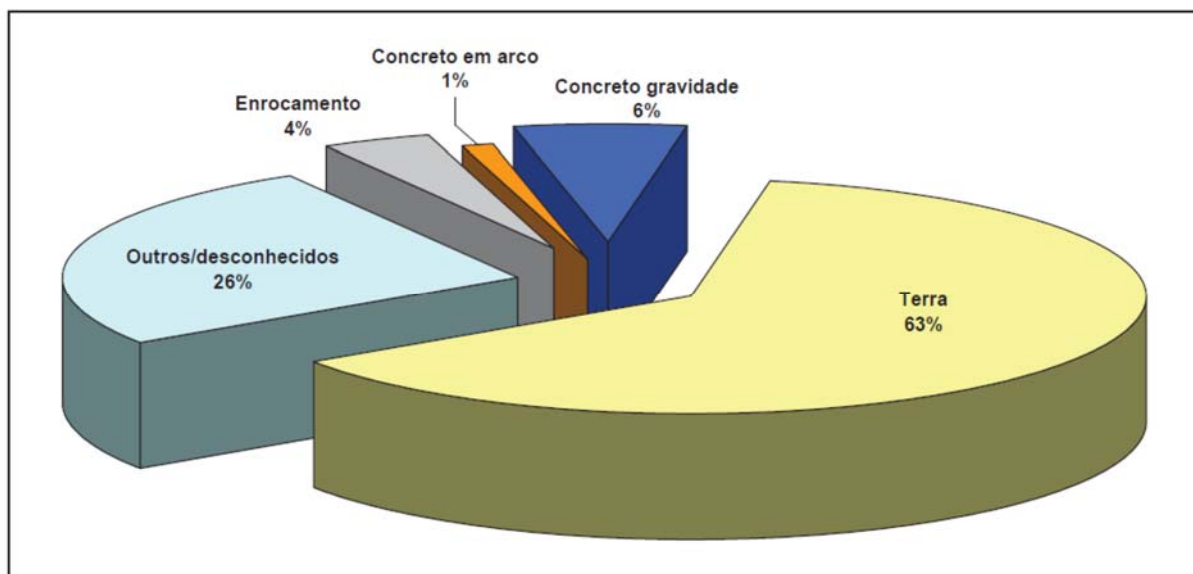
Em 1953, o engenheiro estadunidense T. A. Middlebrooks elaborou um estudo estatístico utilizando 200 casos históricos de ruptura de barragens, ocorridos em um período superior a 100 anos, chegando à conclusão que somente 15% do número total de acidentes foram devidos a escorregamentos, ou seja, que podiam ser avaliados por um conceito usual de fator de segurança. Os 85% restantes foram motivados por causas que não podiam ser cobertas por análises de estabilidade convencionais. A distribuição estatística das causas encontradas para as rupturas foi a seguinte:

- Galgamento da crista: 30%;
- Erosão interna: 20%;
- Instabilidade de taludes: 15%;
- Ruptura de galerias embutidas no aterro: 13%;
- Deficiência de proteção do talude de montante: 5%;
- Outras causas diversas: 7%;
- Causas desconhecidas: 5%.

O Boletim 89 (ICOLD, 1995) apresenta ainda as seguintes conclusões:

- A porcentagem de rupturas de barragem diminuiu nas últimas 4 décadas (2,2% de falhas para barragens construídas até 1950 e 0,5% para barragens construídas após 1951);
- A maior parte dos casos de ruptura relatados ocorreu em barragens com menos de 10 metros de altura;
- O maior número de falhas (70%) ocorreu em barragens mais novas, ou seja, as falhas em geral ocorreram nos primeiros 10 anos de vida do empreendimento, em especial no primeiro ano;
- As barragens construídas nos anos de 1910 a 1920 apresentam percentualmente os maiores números de casos de ruptura;
- Para barragens de concreto, problemas envolvendo as fundações são os casos mais frequentes de ruptura;
- Para barragens de terra, o galgamento apresenta 49% dos casos de ruptura, seguido por erosão interna (*piping*), com 28%, e erosão interna das fundações, com 17%;
- Para outros tipos de barragem a causa mais frequente de ruptura é por galgamento, com 43% dos casos, e erosão interna das fundações, com 29%;
- A incapacidade de extravasão dos vertedouros durante a passagem de cheias extremas é a causa primária de ruptura em 22% dos casos analisados; e
- Um número maior de casos de ruptura está relacionado a barragens de terra e enrocamento, com 65% dos casos, quando comparado às barragens de concreto, com 7%.

Segundo Franzini e McCan (1988) *apud* Collischonn (1997), estatisticamente as rupturas segundo o tipo de barragem são distribuídos da forma apresentada na Figura 2.4, onde verifica-se que o maior número de rupturas é em barragens de terra (63%).



**Figura 2.4 – Porcentagens dos tipos de barragem nas rupturas registradas**  
(Fonte: FRANZINI & MCCAN, 1988 *apud* COLLISCHONN, 1997)

A análise de frequência histórica vem sendo utilizada até hoje para estimar probabilidades de falha para barragens. Muitos levantamentos de ruptura de barragens foram publicados desde a década de 50. Nenhum deles pode ser considerado completo, porém juntos representam a melhor informação disponível (BAECHER *et al.*, 1980).

Uma relação do número de causas de ruptura de barragens de terra e de enrocamento foi apresentada pelo ICOLD, em 1983, conforme relacionado a seguir:

- Percolação pela fundação: 26;
- Percolação pelo maciço da barragem: 38;
- Recalques diferenciais: 31;
- Erosão interna na barragem: 49;
- Erosão interna na fundação: 17;
- Escorregamento do talude de jusante: 16;
- Deficiência de compactação: 12;
- Escorregamento do talude de montante: 5;
- Ligação com estrutura de concreto: 6;
- Deformação e subsidência: 7;
- Resistência ao cisalhamento: 5;
- Pressões neutras: 5.

#### 2.4.1. Causas de ruptura

A ruptura de uma barragem é um fenômeno que pode ser induzido por causas naturais ou provocado pela ação humana, podendo ser causado por um fator isolado ou pela combinação de mais de um fator (MASCARENHAS, 1990).

Segundo Collischonn (1997), o tipo de barragem é importante no que diz respeito às causas da ruptura. Barragens de concreto são mais suscetíveis a problemas na fundação ou na estrutura, vindo a ocorrer colapsos quase instantâneos. Barragens de terra são sensíveis ao galgamento, em cheias maiores que as de projeto, quando o vertedouro não é suficiente, e a água verte sobre a crista da barragem. Nesses casos, inicia-se a erosão do talude de jusante da barragem e ocorre a consequente formação de uma brecha de forma regressiva. Os problemas de infiltração e entupimento do sistema de drenagem interno da barragem também são importantes em barragens de terra, gerando brechas que se iniciam como pontos de vazamento e crescem a partir do ponto de surgimento (*piping*). Barragens de gravidade de concreto podem gerar brechas instantâneas, mas apenas parciais, nas quais um bloco da construção é retirado.

Uma descrição resumida das causas prováveis nesses tipos de acidentes é apresentada a seguir.

### **Galgamento (*overtopping*)**

O galgamento resulta da incapacidade do vertedouro da barragem extravasar totalmente a cheia afluyente ao reservatório. Esse comportamento pressupõe a passagem de uma parcela da vazão afluyente sobre a barragem, em partes não projetadas para verter água, desencadeando um processo de ruptura do maciço da barragem. Esse problema é particularmente perigoso para barragens constituídas de material solto, como as barragens de terra.

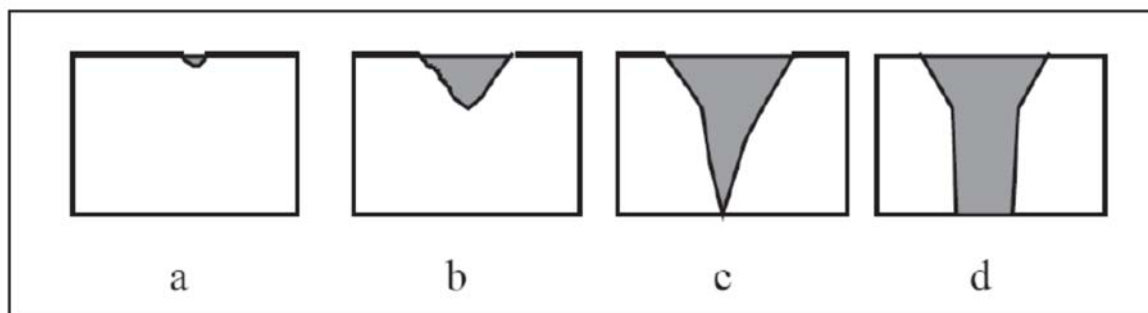
Segundo Collischonn (1997), o galgamento pode ser causado por:

- Má operação do reservatório durante a cheia;
- Ocasão de uma cheia extraordinária, para a qual o vertedouro seja incapaz de verter essa cheia afluyente;
- Formação de uma onda dentro do reservatório, de origem sísmica ou provocada pelo deslizamento de uma grande quantidade de terra de encostas.

Se o tempo e a intensidade do galgamento são suficientes, inicia-se uma brecha em ponto qualquer mais fraco na crista da barragem, e essa brecha cresce com o tempo, por erosão, em uma velocidade que depende do material da barragem e das características do

reservatório (COLLISCHONN, 1997). A Figura 2.5 apresenta a formação de uma brecha por galgamento.

As barragens de concreto suportam, sem a ocorrência de ruptura, determinado limite de tempo após o galgamento. As barragens de concreto em arco podem apresentar erosões em suas fundações associadas ao galgamento. Nesse caso, a segurança parece residir mais na capacidade das fundações resistirem ao impacto do galgamento do que a da estrutura da própria barragem (MASCARENHAS, 1990).



**Figura 2.5 – Formação de brecha de ruptura por galgamento: a) início em um ponto mais fraco; b) brecha em forma de «V»; c) aprofundamento da brecha; d) aumento lateral por erosão**  
(Fonte: JOHNSON e ILLES, 1976 *apud* collischonn, 1997)

### **Erosão interna (*piping*)**

A erosão interna é um processo de formação de um tubo de escoamento preferencial, denominado entubamento (*piping*), que pode ocorrer em barragens de terra. A falha por *piping* é um fenômeno que ocorre por erosão regressiva, onde há formação de um tubo, originado do carreamento de partículas, de jusante para montante no maciço de terra compactada em uma barragem. Esse tubo tende a aumentar progressivamente seu diâmetro à medida que a água percola pelo solo compactado, conduzindo ao colapso da estrutura (LADEIRA, 2007).

Fatores determinantes como o grau de compactação do solo, o adequado dimensionamento do sistema de drenagem interna do maciço e o monitoramento de parâmetros geotécnicos são importantes para evitar o processo de formação de *piping* em barragens de terra (LADEIRA, 2007).

A Figura 2.6 mostra o mecanismo de progresso do *piping*, passando à formação de entubamento concentrado no maciço até o progresso e o alargamento na forma de brecha, com conseqüente ruptura da barragem.

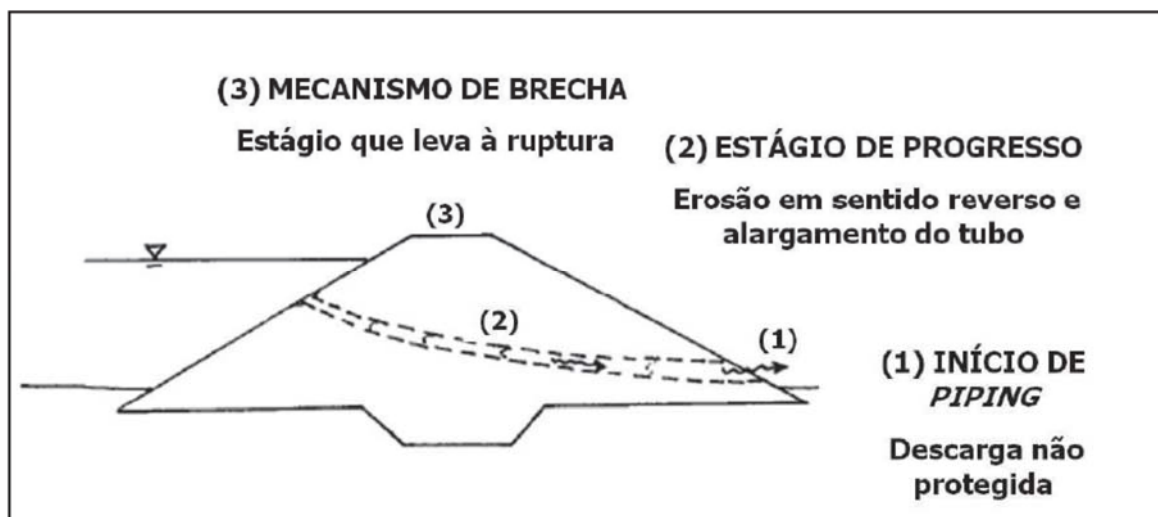


Figura 2.6 - Estágios de desenvolvimento de ruptura por pipping  
(Fonte: FOSTER *et al.*, 1998 *apud* LADEIRA, 2007)

### Falhas nas fundações

O terreno sobre o qual a barragem está e a ligação da barragem ao terreno podem deslizar sob o efeito das acomodações geológicas que resultam do enchimento do reservatório ou da saturação do material da fundação por infiltração. Outra ameaça às fundações são as cheias extraordinárias que causam o galgamento, quando a água que passa sobre a barragem provoca a erosão da base da estrutura (COLLISCHONN, 1997).

As características da deformação dos materiais constituintes das fundações da barragem são de difícil previsão e a avaliação dos efeitos da construção não muito criteriosa torna-se incerta com respeito ao deslizamento das fundações. Em geral, fundações com resistência não satisfatória a tensões ou que apresentem ligações compostas de materiais como argila, por exemplo, são vulneráveis ao deslizamento. A utilização de materiais impermeáveis em juntas de ligação pode também contribuir no deslizamento, se a infiltração por meio desses materiais não for monitorada para controle (MASCARENHAS, 1990).

### Efeitos sísmicos e terremotos

Apesar dos fenômenos sísmicos serem até hoje objeto de pesquisas sobre o assunto, sabe-se que os terremotos são compostos de distribuições harmônicas sobre uma vasta faixa de frequência. Percebe-se que a análise detalhada da influência desses fenômenos sobre as estruturas de uma barragem ainda possui um grande campo associado a estudos e pesquisas (MASCARENHAS, 1990).

O primeiro enchimento de um reservatório de grande porte pode provocar efeitos sísmicos de ordem não natural, que são imprevisíveis. De acordo com Jansen (1980) *apud*

Mascarenhas (1990), vários fatores podem contribuir para tais efeitos, quais sejam: o peso excessivo de água no reservatório, a redução na resistência a tensões na camada rochosa profunda devido às pressões intersticiais. Essas pressões intersticiais intensificadas levarão à diminuição do atrito, reduzindo assim as tensões normais nos planos de fratura. O conseqüente movimento provocado por esses fatores pode, em certos casos, induzir efeitos sísmicos não naturais, comprometendo a segurança da barragem ou causar a sua ruptura.

### **Falhas no projeto, na construção ou na operação**

Uma barragem é uma obra de engenharia que exige para a sua segurança critérios bastantes cuidadosos durante as fases de projeto, construção e operação, devido à complexidade de funcionamento e risco potencial da estrutura.

Dentre as causas das falhas dessa natureza, destacam-se: projetos de vertedouros com capacidade inferior às cheias de grande magnitude, falhas de procedimentos de sondagens, utilização de materiais de má qualidade e/ou durabilidade na obra, inadequação de execução de drenagens, ancoragens, compactação, limpezas e tratamento de fundação, desobediência às regras de manutenção ou sua interpretação errônea, descontinuidades e/ou a não manutenção planejada, mal uso e/ou falta de manutenção do vertedouro, falhas na instalação e registro da instrumentação (ANDRIOLO, 2008).

### **Ações de guerra**

Durante as guerras, as barragens são pontos estratégicos, pelo seu significado econômico para um país, bem como pelo potencial destrutivo de uma inundação resultante de uma ruptura. A formação da brecha depende da intensidade e da localização da explosão com a qual a barragem é atingida. Durante a II Guerra Mundial os países aliados desenvolveram armas especiais para implodir barragens. As implosões mais conhecidas são as das barragens de Moehne e de Eder, na Alemanha (COLLISCHONN, 1997). A incidência de acidentes provocados por esse fator depende da região onde situa-se a barragem e de questões políticas envolvidas.

#### **2.4.2. Formação da brecha**

O processo de ruptura e formação da brecha é de grande influência para a magnitude, duração e forma do hidrograma de saída da barragem. Os tipos de barragem interferem significativamente nessas características e, segundo Fread e Lewis (1998), os reais

mecanismos de ruptura de uma barragem não são bem entendidos, tanto para barragens de concreto quanto para as de terra. Os modelos de formação de brecha existentes podem ser divididos em: modelos baseados em equações empíricas, modelos físicos ou semi-físicos, modelos estocásticos e modelos paramétricos (ALMEIDA *et al.*, 2003).

Os principais parâmetros no processo de formação da brecha em uma barragem, de concreto ou de terra, são: a forma, a profundidade, largura final, tempo de formação e a taxa de crescimento da brecha. O processo de ruptura pode ser dividido em três componentes: localização da brecha, tempo/taxa de desenvolvimento da brecha, e predição do fluxo através da brecha (MONTE-MOR, 2004).

Chauhan *et al.* (2004) ressaltam que o tamanho e o tempo de formação da brecha dependem da forma da barragem, do tipo da estrutura, da topografia do local de implantação do empreendimento, das características de fundação do barramento, das propriedades do material de construção utilizado na obra, da carga existente no reservatório e do volume armazenado no momento da ruptura, o que explica as dificuldades de previsão da forma e das dimensões da brecha no decorrer da ruptura. As limitações e incertezas no processo de formação da brecha afetam significativamente a definição da taxa de escoamento da água e o potencial de inundação a jusante (MORRIS e GALLAND, 2000).

Para uma barragem de concreto pode-se considerar a ruptura total e instantânea da barragem como uma ocorrência dominante. Já para uma estrutura de terra, o mais adequado é considerar uma ruptura progressiva causada pela passagem de água sobre a crista da barragem ou pela erosão interna (*piping*) do maciço da mesma (ICOLD, 1995).

Segundo Morris e Galland (2000), para barragens que possuem uma estrutura em concreto, fica claro que o processo de ruptura será relativamente mais rápido em relação à formação de uma brecha em uma barragem de terra. Para barragens de concreto em arco, por exemplo, a tendência é que ocorra um colapso completo. Já para barragens de concreto em gravidade ou em contra-forte, o tamanho da brecha fica limitado a alguns blocos monolíticos. Segundo MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), uma aproximação típica para barragens em concreto em arco é assumir o tempo de formação total da brecha na ordem de 10 minutos e as dimensões da brecha próximas às dimensões máximas da estrutura. O guia de segurança de barragens do Departamento de Ecologia do Estado de Washington, Estados Unidos (DEPARTMENT OF ECOLOGY, 1995), recomenda que, para barragens de concreto tipo contraforte ou arco, o tempo de ruptura deve variar entre 0 e 6 minutos. Por sua vez, a Eletrobrás (ELETROBRÁS, 2003), em seu manual de critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, indica que para uma barragem de concreto em contraforte, o tempo de ruptura pode ser assumido entre 6 e 18 minutos. Collischonn e Tucci (1997) afirmam que a escolha do tempo de formação da brecha se torna mais importante quando a análise dos efeitos de inundação causados pela onda de ruptura precisa ser feita em áreas muito próximas da

barragem. Para barragens de terra, existem modelos específicos para modelagem da formação da brecha de ruptura. Dentre eles, cita-se o modelo BREACH (Fread, 1985), que faz correlações entre parâmetros hidráulicos, morfológicos e geotécnicos.

Para as barragens de concreto, não existe uma metodologia específica para prever o crescimento da brecha ao longo da estrutura da barragem. Na

Tabela 2.4 é apresentada uma proposta para parâmetros de formação de brecha em barragens de concreto, que é utilizada no Reino Unido (DOE, 1991 *apud* Morris e Galland, 2000).

**Tabela 2.4 – Parâmetros de formação de brecha para barragens de concreto**

Tipo de barragem	Comprimento médio da brecha (m)	Tempo de ruptura (horas)
Arco concreto	$0,8 B_d < B_b < 1,0 B_d$	Instantâneo
Múltiplo arco ou contraforte	$0,6 B_d < B_b < 0,8 B_d$	Instantâneo
Arco gravidade	$0,5 B_d < B_b < 0,8 B_d$	Instantâneo
Gravidade	$B_b < 0,5 B_d$	0,2

Onde:

$B_b$  - Comprimento médio da brecha (m)

$B_d$  - Comprimento da crista da barragem (m)

O termo ruptura instantânea pode ser compreendido como uma ruptura rápida, considerando um período de até 30 segundos

(Fonte: DOE, 1991 *apud* MORRIS e GALLAND, 2000)

Prever se um colapso de uma barragem de terra vai ocorrer por galgamento ou por *piping* é considerado um processo difícil. A forma mais frequente das brechas, segundo dados históricos, é a trapezoidal (FROEHLICH e TUFALL, 2004). A Figura 2.7 indica o processo de formação da brecha e as variáveis geométricas envolvidas.

De maneira simplificada, pode-se utilizar uma formação da brecha a partir de casos históricos similares ao caso estudado ou formulações mais robustas que consideram o desenvolvimento da brecha com base em princípios da hidráulica, do transporte de sedimentos e da mecânica dos solos (WAHL, 2001).

A Tabela 2.5 apresenta alguns parâmetros propostos para determinar as características de formação da brecha.

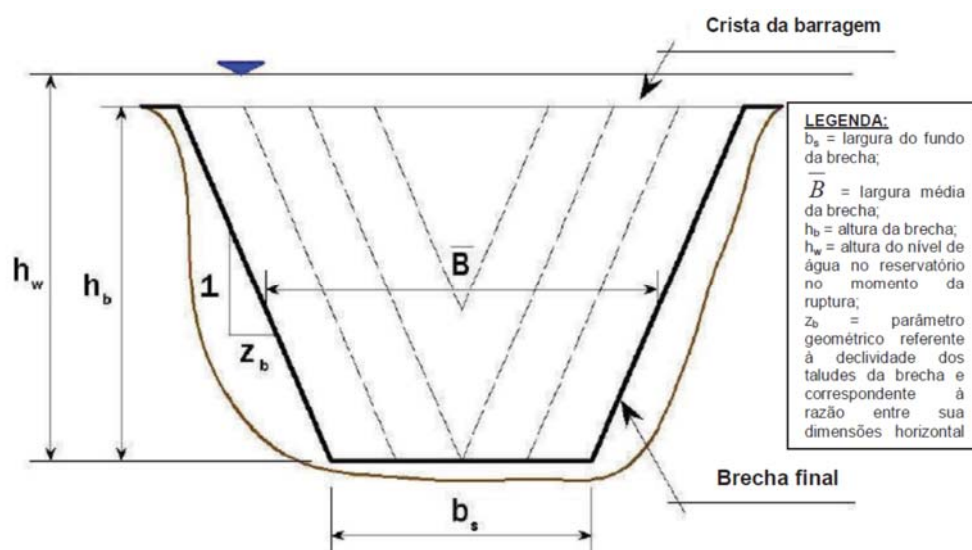


Figura 2.7 – Vista frontal de uma barragem mostrando o processo de formação de uma brecha.  
 (Fonte: FREAD e LEWIS, 1998)

Tabela 2.5 - Variação dos possíveis valores para as características da brecha.

Tipo de barragem	Comprimento da brecha $B_b$	Componente horizontal da declividade dos taludes da brecha (H) H:1V	Tempo de ruptura $t_r$ (horas)	Referência
Concreto gravidade	blocos monolíticos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE (1980)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	FERC (1988)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,2	Fread (2006)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	ELETROBRÁS (2003)
Concreto em arco	L	Declividade do vale	< 0,1	USACE (1980)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	FERC (1988)
	0,8 L a L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	Fread (2006)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	ELETROBRÁS (2003)
Terra / Enrocamento	(0,5 a 3,0) x H	Entre 0 e 1	0,5 a 4,0	USACE (1980)
	(1,0 a 5,0) x H	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	FERC (1988)
	(2,0 a 5,0) x H	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	Fread (2006)
	(2,0 a 4,0) x H	Entre 0,25 e 1	0,1 a 1,0	ELETROBRÁS (2003)

Onde:

H - altura da barragem (m)

L - Comprimento da crista da barragem (m)

(Fonte: USACE, 1980 *apud* GEE e BRUNNER, 2007)

## 2.5. Modelos Matemáticos de Ruptura

No que concerne à utilização de modelos geotécnicos para modelagem de fluxo de rejeitos liberados por ruptura de barragens têm sido usadas duas aproximações: Modelos de Fluxo Fluido e Modelos de Equilíbrio de Forças Simplificado.

Alguns dos principais parâmetros a serem fornecidos para tais modelos referem-se às características de formação da brecha durante o processo de ruptura de uma barragem ("dam break" ou "dam failure"). Variáveis como o tempo de formação da brecha, altura da brecha (desde o coroamento da barragem até a cota final da brecha) e largura final da brecha podem influir na magnitude do pico máximo de enchente artificial gerada imediatamente a jusante.

Infelizmente, tais catástrofes ocorrem em intervalos de tempo relativamente curtos, não havendo condições de monitorar todos os acontecimentos, de modo a se obter dados concretos para que análises prévias de uma barragem possam ser feitas, adotando-se um enfoque puramente determinístico.

### 2.5.1. Modelo Geotécnico

Para modelar o fluxo de rejeitos liberados por ruptura de barragens têm sido usadas duas aproximações: Modelos de Fluxo Fluido e Modelos de Equilíbrio de Forças Simplificado (Vick, 1991).

#### 2.5.1.1. Modelos de Fluxo de Fluido

Rupturas com fluxo de rejeitos têm sido modeladas utilizando enfoque proveniente da Mecânica dos Fluidos, por Blight *et al.* (1981) e por Jeyapalan *et al.* (1983a, b), embora cada qual tenha focado aspectos diferentes do problema e assumido procedimentos analíticos diferentes.

O procedimento desenvolvido por Blight admitiu a ocorrência de fluxo estabelecido, para prever a espessura do fluxo de lama. Os rejeitos são tratados como um fluido newtoniano, com viscosidade variando como uma função da taxa de deformação. Usando medições de viscosidade em laboratório, foi feita uma retroanálise da ruptura, com fluxo de lama da Barragem de Bafokeng, ocorrida em 1974, alcançando-se uma boa concordância de resultados. Entretanto, o ensaio com viscosímetro somente pode ser executado em rejeitos com elevado teor de umidade, representativo somente da porção superior do reservatório,

enquanto que os resultados da retroanálise dependem de forma significativa do conhecimento prévio da profundidade dos rejeitos, “in situ”, que foram mobilizados na ruptura.

Separadamente, Jeyapalan *et al.* (1983a, b) usaram um modelo derivado da teoria dinâmica de ondas, para determinar as distâncias de corrimento da lama, sua duração e espessura. Os rejeitos foram assumidos como um fluido plástico de Bingham, possuindo viscosidade plástica e uma resistência ao cisalhamento residual ou de fluência. Os autores relatam que houve boa concordância na aplicação do modelo proposto a diversos casos de ruptura de barragens de rejeito com fluxo de lama. Entretanto, em nenhum desses casos a resistência de fluência e a viscosidade foram medidas e que a concordância entre os resultados preditos e os obtidos foi conseguida admitindo-se valores para estas propriedades.

Em sequência, Bryant *et al.* (1983) tentaram aplicar o modelo de Jeyapalan às condições de campo, adicionando “palhetas” ao equipamento do viscosímetro, para a medida da viscosidade plástica e da tensão de fluência. Concluíram que não seria possível reproduzir de forma confiável o comportamento do rejeito, quando este apresentava teor de umidade inferior a cerca de 35%. O viscosímetro dotado de palheta foi utilizado para ensaios com amostras de 8 minas diferentes. Entretanto, nenhuma correlação pôde ser encontrada entre os resultados dos ensaios e quaisquer uma das propriedades do rejeito, tais como, granulometria ou índice de plasticidade, normalmente usadas para a sua caracterização.

Bryant *et al.* ainda tentaram aplicar o modelo de Jeyapalan a um caso real de armazenamento de rejeitos. Ao fazer isto, encontraram uma variedade de resultados questionáveis e peculiaridades inconsistentes com a realidade física do programa utilizado, resultando instabilidades numéricas. Não conseguiram obter resultados confiáveis com a aplicação do programa para condições de terreno inclinado e concluíram que este não poderia ser usado sem uma convalidação adicional.

Vick (1991) concluiu que os modelos de fluxo fluido podem representar explicitamente as forças inerciais associadas ao movimento de deslizamento da lama, os quais complementam as forças de empurramento e aumentam a distância de espalhamento. Eles podem também representar o fluxo em um canal com seção transversal estreita, como em um “canyon”, o qual tende a retardar o movimento, para qualquer inclinação do terreno a jusante. Por outro lado, existem dificuldades importantes associadas à determinação da fluência e/ou dos parâmetros necessários à aplicação do método do fluxo de fluido. Estas dificuldades são ressaltadas, pela falta generalizada de confirmação dos resultados obtidos com o modelo de fluxo de fluido, comparativamente com os dados de campo. Não tem sido demonstrado que as propriedades do rejeito, determinadas previamente, tenham sido preditas acuradamente, pela observação das características do fluxo na ruptura. Sob estas circunstâncias, a maioria dos engenheiros estaria relutante em confiar nos resultados de

modelos com tal complexidade, com base nos insucessos obtidos pela aplicação do respectivo programa.

### 2.5.1.2. Modelos de Equilíbrio Simplificado

O modelo foi originalmente desenvolvido por Lucia (1981) e apresenta um enfoque inteiramente diferente do modelo de fluxo de fluido, analisando o equilíbrio bidimensional de forças simples, para prever a distância de espalhamento da lama.

O modelo de equilíbrio de forças admite que, no momento em que o fluxo de lama atinge a situação de repouso, a resistência ao cisalhamento do rejeito ao longo de sua base é igual à resistência requerida para a ocorrência de equilíbrio estático. Lucia calculou esta resistência, com os resultados de retro-análise, a partir da configuração final do rejeito, após a ruptura, em 14 casos históricos. Em razão de ser derivada de condições existentes ao final da ocorrência do fluxo de lama, esta resistência não é a mesma resistência estática que seria medida em ensaios de laboratório. Ao contrário, a resistência retro-calculada é um parâmetro definitivo que inclui não apenas a resistência ao cisalhamento estática, mas também efeitos viscosos e inerciais.

Sendo derivado de casos históricos, este procedimento é consistente com a performance de campo e é aplicável a terrenos com inclinação de até cerca de 4 graus e para rejeitos ou solos similares, com resistência ao cisalhamento contida no intervalo de 1 a 17 kPa.

A geometria idealizada para a análise do espalhamento apresentado por Lucia está mostrada na Figura 2.8.

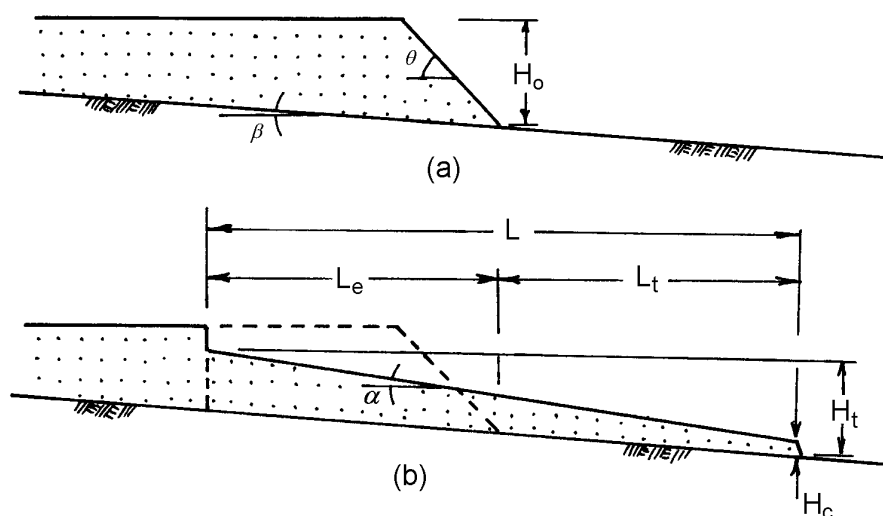


Figura 2.8 - Geometria idealizada para a análise do equilíbrio de forças. (a) Condições iniciais (b) Condições após a ruptura (*apud* Lucia, 1981)

Sendo conhecidos a resistência ao cisalhamento não drenada,  $S_u$  e o peso específico total,  $\gamma$ , a altura do fluxo de lama,  $H_t$ , é:

$$H_t = \frac{N_0 \cdot S_u}{\gamma} \quad (1)$$

$N_0$  é encontrado na Figura 2.10, em função da inclinação do terreno,  $\beta$  e da inclinação do fluxo de lama,  $\alpha$ .

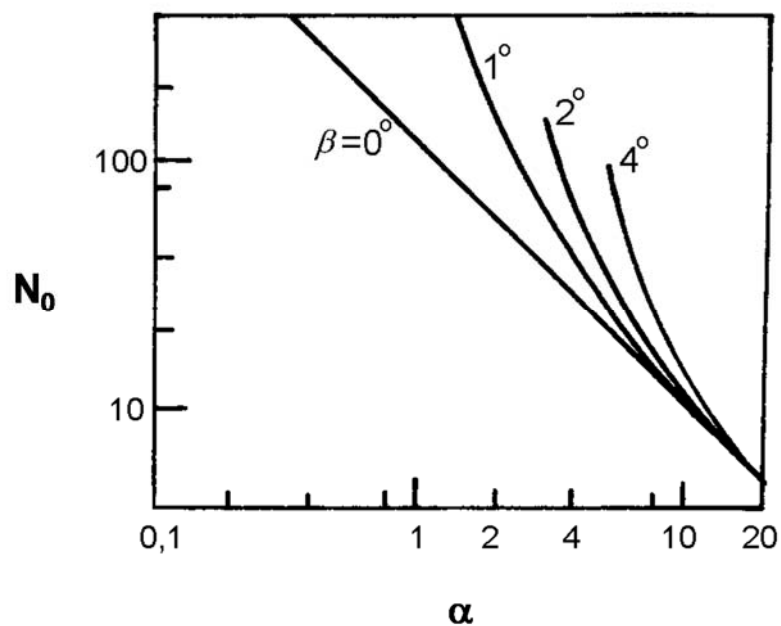


Figura 2.9 - Procedimentos da solução para análise de equilíbrio de forças - Carta de estabilidade (adaptado de Lucia, 1981).

Na Figura 2.10 é mostrado um gráfico com duas curvas, correlacionando a altura  $H_t$  com a inclinação  $\alpha$ : uma curva de resistência, construída por tentativas, a partir da Equação (1) e com auxílio da carta de estabilidade apresentada na Figura 2.9; e uma curva de volume, para os valores de  $\alpha$  considerados nas tentativas. Para o caso especial de  $\beta = 0$ , a curva de volume é definida pela Equação (2):

$$H_t = (H_c^2 + 2 \cdot V_f \cdot \text{tg } \alpha)^{1/2} \quad (2)$$

Onde:

$$H_c = \frac{4 \cdot S_u}{\gamma} \quad (3)$$

E  $v_f$  é o volume do fluxo de lama por unidade de largura da brecha da barragem.

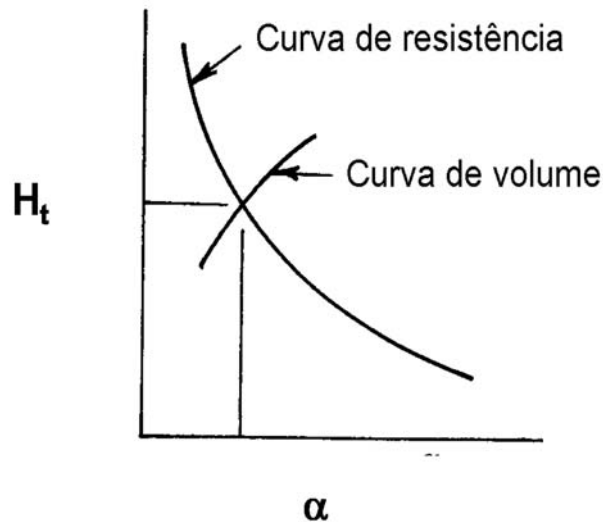


Figura 2.10 - Procedimentos da solução para análise de equilíbrio de forças - Curvas de resistência e de volume (adaptado de Lucia, 1981).

A GeoHydroTech (2010) deduziu a equação da curva de volume, para valores de  $\beta$  diferentes de zero, chegando a expressão:

$$H_t = \frac{tg \alpha [H_c^2 + 2 \cdot V_f \cdot (tg \alpha - tg \beta)]^{1/2} - H_c \cdot tg \beta}{tg \alpha - tg \beta} \quad (4)$$

A interseção da curva de resistência com a curva de volume, mostrada na Figura 2.10, define as condições limites onde o fluxo de lama atinge o repouso. Para os valores resultantes de  $H_t$  e  $\alpha$ , calcula-se a distância de espalhamento,  $L$ :

$$L = \frac{H_t - H_c}{tg \alpha} \quad (5)$$

Como mostrado na Figura 2.8,  $L$  é a distância de espalhamento do fluxo de lama e  $L_e$  a distância a montante do pé de jusante da barragem. Por continuidade de volume, para terreno horizontal ( $\beta = 0$ ), o valor de  $L_e$  pode ser expresso por:

$$L_e = \frac{V_f}{H_0} + \frac{H_0}{2 \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad (6)$$

A distância de espalhamento do rejeito, além do pé da barragem será, então:

$$L_t = L - L_e \quad (7)$$

## 2.6. Análise de estabilidade

Diversos métodos têm sido utilizados para se analisar a estabilidade de taludes, a maioria deles com base no critério equilíbrio-limite. A hipótese desses métodos impõe que o critério de ruptura de Coulomb seja satisfeito ao longo de uma superfície de ruptura pré-fixada. Considera-se um corpo livre de um talude e analisa-se o seu equilíbrio, assumindo-se valores para as forças atuantes e calculando-se a força de cisalhamento resistente necessária. Esta força necessária é comparada com a resistência ao cisalhamento disponível, resultando um coeficiente de segurança.

Para análises do equilíbrio dos corpos admite-se como hipótese:

- a) Existência de uma linha de escorregamento de forma conhecida que delimita, acima dela, a porção instável do maciço. Esta massa de solo instável, sob a ação da gravidade, movimenta como um corpo rígido;
- b) Respeito a um critério de resistência, normalmente utiliza-se o de Mohr-Coulomb, ao longo da linha de escorregamento.

As equações da Mecânica dos Sólidos são utilizadas para a verificação do equilíbrio da porção de solo situada acima desta superfície de deslizamento, sendo consideradas as forças atuantes (causadoras do deslizamento) e as resistivas.

Além do método do equilíbrio limite existe a possibilidade de análise através do método da análise limite. O qual se apoia no conceito de plastificação do solo, associado a uma condição de fluxo plástico iminente e considera ainda a curva tensão x deformação do solo. O método da análise limite, apesar de sua alta potencialidade não logrou ainda uma difusão entre os meios geotécnicos, por suas soluções, particulares e cada geometria e tipo de solo, utilizam tratamentos matemáticos mais elaborados.

O fator de segurança é definido como:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (8)$$

Onde:

$FS$  = Fator de segurança em relação à resistência;

$\tau_f$  = Resistência média ao cisalhamento do solo;

$\tau_d$  = Resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

A resistência ao cisalhamento do solo tem duas componentes, coesão e ângulo de atrito, e pode ser escrita como:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \text{tg}\phi' \quad (9)$$

Onde:

$c'$  = Coesão;

$\phi'$  = Ângulo de atrito;

$\sigma'$  = Tensão normal na superfície potencial de ruptura.

De forma similar, podemos escrever:

$$\tau_d = c'_d + \sigma' \cdot \text{tg}\phi'_d \quad (10)$$

Onde  $c'_d$  e  $\phi'_d$  são, respectivamente, a coesão e o ângulo de atrito mobilizados ao longo da superfície potencial de ruptura. Substituindo as eqs. (9) e (10) na eq. (8), obtemos:

$$FS = \frac{c' + \sigma' \cdot \text{tg}\phi'}{c'_d + \sigma' \cdot \text{tg}\phi'_d} \quad (11)$$

Sendo assim, o fator de segurança em relação à coesão,  $F_{c'}$ , e o fator de segurança em relação ao ângulo de atrito,  $F_{\phi'}$ , são definidos por:

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} \quad (12)$$

$$F_{\phi'} = \frac{\text{tg}\phi'}{\text{tg}\phi'_d} \quad (13)$$

Quando comparamos as eqs. (11) e (13), podemos ver que  $F_{c'}$  torna-se igual a  $F_{\phi'}$ , obtemos o fator de segurança em relação à resistência:

$$\frac{c'}{c'_d} = \frac{\text{tg}\phi'}{\text{tg}\phi'_d}$$

Então podemos escrever:

$$FS = F_{cr} = F_{\phi r} \quad (14)$$

Quando FS é igual a 1, o talude está em estado de ruptura eminente.

### 2.6.1. Método do Talude Infinito

Um talude é denominado infinito quando a relação entre as suas grandezas geométricas, extensão e espessura for muito grande. Nestes taludes a linha potencial de ruptura é paralela à superfície do terreno (Figura 2.11). Eles podem ser maciços homogêneos ou estratificados, neste caso, porém os estratos devem ter os planos de acamamento paralelos à superfície do talude.

Para analisar a estabilidade de um talude infinito, consideremos um elemento isolado desse talude e as tensões que atuam sobre as três faces deste elemento. Como o talude é infinito é válido assumir que as tensões que atuam sobre as duas faces verticais são iguais e se equilibram, pois se assim não fosse as tensões em planos verticais dependeriam da sua posição ao longo do talude, o que seria contrário à hipótese de que todo o talude se move como uma só massa. Assim, somente as tensões na face BD, devem ser consideradas, juntamente com o peso, no equilíbrio do elemento de solo.

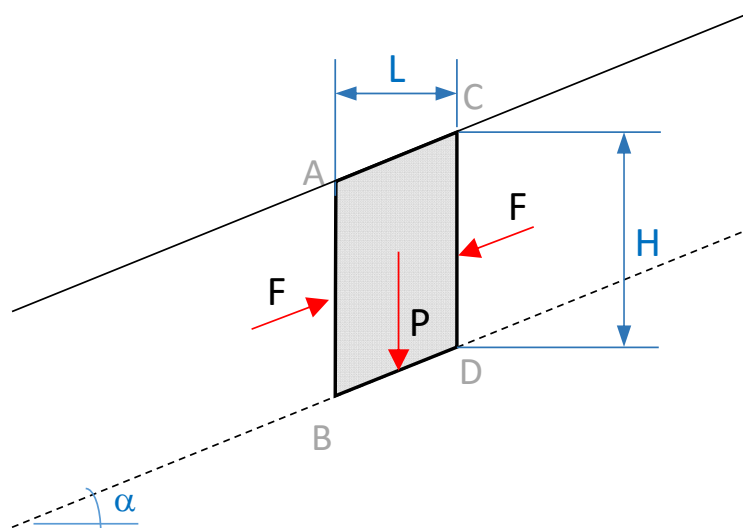


Figura 2.11 – Talude infinito.

Assumindo que a poro-pressão é zero, avaliando o fator de segurança contra uma possível ruptura do talude ao longo de um plano BD, localizado a uma profundidade  $h$ , abaixo da superfície do solo. As forças que atuam nas faces AB e CD são iguais e opostas e podem ser ignoradas. O peso do solo é dado por:

$$P = (\text{Volume do solo}) \times (\text{Peso específico do solo}) = \gamma \cdot H \cdot L \quad (15)$$

O peso P pode ser decomposto em duas componentes:

- Força perpendicular ao plano BD =  $N = P \cdot \cos \alpha = \gamma \cdot H \cdot L \cdot \cos \alpha$
- Força paralela ao plano BD =  $T = P \cdot \sin \alpha = \gamma \cdot H \cdot L \cdot \sin \alpha$ . Observe que essa força que tende a causar o deslizamento ao longo do plano.

Assim, a tensão normal e a tensão cisalhante efetivas na base do elemento do talude podem ser dadas, respectivamente, por:

$$\sigma' = \frac{N}{\text{Área da base}} = \frac{\gamma \cdot H \cdot L \cdot \cos \alpha}{\frac{L}{\cos \alpha}} = \gamma \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \quad (16)$$

$$\tau = \frac{T}{\text{Área da base}} = \frac{\gamma \cdot H \cdot L \cdot \sin \alpha}{\frac{L}{\cos \alpha}} = \gamma \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (17)$$

A reação ao peso P é uma força igual e oposta R. As componentes normal e tangencial de R em relação ao plano BD são:

$$N_R = R \cos \alpha = P \cos \alpha \quad (18)$$

$$T_R = R \sin \alpha = P \sin \alpha \quad (19)$$

Para o equilíbrio, a tensão de resistência ao cisalhamento que se desenvolve na base do elemento é igual a  $T_R / (\text{Área da base}) = \gamma \cdot L \cdot H \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ . A tensão de resistência ao cisalhamento também pode ser escrita na mesma forma que a eq. (10).

O valor da tensão normal é dado pela eq. (16). A substituição da eq. (16) na eq. (10) resulta em:

$$\tau_d = c'_d + \gamma \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi'_d \quad (20)$$

Portanto:

$$\gamma \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{sen} \alpha = c'_d + \gamma \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi'_d$$

Ou:

$$\frac{c'_d}{\gamma \cdot H} = \cos \alpha \cdot \operatorname{sen} \alpha - \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi'_d = \cos^2 \alpha (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \phi'_d) \quad (21)$$

O fator de segurança em relação à resistência foi definido na eq. (14), a partir de onde temos:

$$\operatorname{tg} \phi'_d = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{FS} \quad \text{e} \quad c'_d = \frac{c'}{FS}$$

Substituindo as relações anteriores na eq. (11), obtemos:

$$FS = \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha} + \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (22)$$

Assumindo que há percolação através do solo, o peso total do elemento de talude de comprimento unitário é:

$$w = \gamma_{sat} \cdot L \cdot H \quad (23)$$

Onde:

$\gamma_{sat}$  = Peso específico saturado do solo.

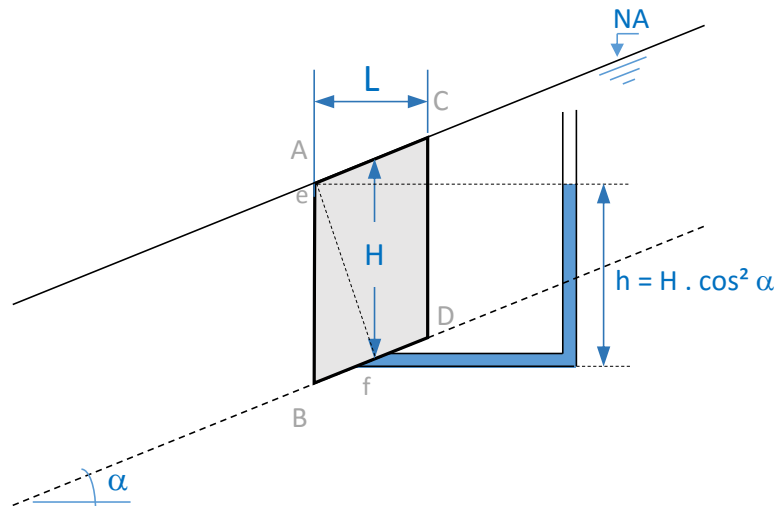


Figura 2.12 – Análise de talude infinito com percolação.

As componentes de  $W$  na direções normal e paralela ao plano  $BD$  são:

$$N_a = P \cos \alpha = \gamma_{sat} \cdot L \cdot H \cos \alpha \quad (24)$$

$$T_a = P \sin \alpha = \gamma_{sat} \cdot L \cdot H \sin \alpha \quad (25)$$

A reação ao peso  $P$  é igual a  $R$ . Assim:

$$N_R = R \cos \alpha = P \cos \alpha = \gamma_{sat} \cdot L \cdot H \cdot \cos \alpha \quad (26)$$

$$T_R = R \sin \alpha = P \sin \alpha = \gamma_{sat} \cdot L \cdot H \cdot \sin \alpha \quad (27)$$

A tensão normal e a tensão cisalhante totais na base do elemento são, respectivamente:

$$\sigma = \frac{N_R}{\text{Área da base}} = \frac{\gamma_{sat} \cdot L \cdot H \cdot \cos \alpha}{\frac{L}{\cos \alpha}} = \gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \quad (28)$$

$$\tau = \frac{T_R}{\text{Área da base}} = \frac{\gamma_{sat} \cdot H \cdot L \cdot \sin \alpha}{\frac{L}{\cos \alpha}} = \gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (29)$$

A tensão de resistência ao cisalhamento desenvolvida na base do elemento também pode ser dada por:

$$\tau_d = c'_d + \sigma' \cdot tg\phi'_d = c'_d + (\sigma - u) \cdot tg\phi'_d \quad (30)$$

Onde

$u$  = Poro-pressão.

Observando a Figura 2.12, vemos que:

$$u = (\text{altura da água no piezômetro posicionado em } f) \cdot (\gamma_W) = h \cdot \gamma_W$$

$$h = \overline{ef} \cos \alpha = (H \cdot \cos \alpha) \cdot (\cos \alpha) = H \cdot \cos^2 \alpha$$

Assim:

$$u = \gamma_W \cdot H \cdot \cos^2 \alpha$$

Substituindo os valores de  $\sigma$  [eq. (28)] na e  $u$  na eq. (30), obtemos:

$$\begin{aligned} \tau_d &= c'_d + (\gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos^2 \alpha - \gamma_W \cdot H \cdot \cos^2 \alpha) \cdot tg\phi'_d \\ &= c'_d + \gamma' \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot tg\phi'_d \end{aligned} \quad (31)$$

Agora, igualando os dois lados direitos das eqs. (29) e (31), temos:

$$\gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha = c'_d + \gamma' \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot tg\phi'_d$$

Ou:

$$\frac{c'_d}{\gamma_{sat} \cdot H} = \cos^2 \alpha (tg \alpha - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} tg\phi'_d) \quad (32)$$

Onde:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_W = \text{peso específico submerso do solo.}$$

O fator de segurança em relação à resistência pode ser determinado substituindo

$tg\phi'_d = \frac{tg\phi'}{FS}$  e  $c'_d = \frac{c'}{FS}$  na eq. (32):

$$FS = \frac{c'}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot tg \alpha} + \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{tg\phi'}{tg \alpha} \quad (33)$$

## 2.1. Análise dimensional

O princípio da homogeneidade dimensional consiste em que toda equação que exprima uma lei física ou descreva um processo físico deve ser homogênea, relativamente a cada grandeza de base. Logo essa equação continuará válida se forem mudadas as magnitudes das unidades fundamentais.

Se dois processos físicos são semelhantes, é possível prever o comportamento de um deles quando é conhecido o comportamento do outro. Na experimentação por meio de modelos, os dois processos físicos semelhantes são o protótipo e seu modelo.

Para que um modelo possa representar o protótipo, isto é, para que os resultados obtidos em ensaios com modelos possam ser estendidos aos protótipos, é preciso que haja semelhança, a começar pela semelhança geométrica, mas esta não é suficiente, pois um modelo não é uma simples maquete.

Para que exista similitude física entre um modelo e um protótipo é necessário que as grandezas físicas correspondentes apresentem similitude geométrica, cinemática e dinâmica.

A similitude geométrica entre protótipo e modelo é garantida com a observação de um fator de escala relacionando as dimensões do protótipo às dimensões do modelo. A similitude cinemática é garantida com a observação de um fator de escala relacionando a aceleração a qual o protótipo está submetido à aceleração imposta ao modelo. Neste aspecto, existem duas possibilidades de similitude. A primeira consiste na similitude entre protótipo e modelo obtida pela imposição de uma mesma aceleração a ambos (gravidade terrestre). A segunda possibilidade de similitude baseia-se na submissão do modelo a campos de aceleração maiores que a magnitude da aceleração do protótipo. Caso o modelo e o protótipo sejam constituídos pelo mesmo material, a imposição de uma mesma aceleração induz a uma diminuição dos campos de tensão no modelo na mesma proporção do fator de escala geométrico adotado. Em contrapartida, adotando-se a similitude cinemática igual a similitude geométrica, induz-se no modelo reduzido campos de tensão similares aos existentes no protótipo. Em geral, este tipo de similitude somente é alcançado com a indução de campos e aceleração no modelo por centrífugas de grande porte. No presente trabalho será admitida uma similitude cinemática unitária, ou seja, os modelos serão testados na gravidade terrestre.

A similitude dinâmica é garantida se existe um fator de escala constante entre as forças atuantes no protótipo e as forças atuantes no modelo. Estas forças podem estar relacionadas com peso próprio, viscosidade, forças de percolação ou qualquer outra tipo de força que se deseje escalar.

### 2.1.1. Fator de escala para similitude geométrica

O fator de escala geométrico entre protótipo e modelo é obtida pela observância de uma relação constante entre as dimensões do protótipo e as dimensões do modelo de dois segmentos homólogos (segmentos que têm a mesma posição relativa). É importante observar que as unidades de comprimento devem ser compatíveis para que seja garantida a semelhança.

Sendo  $L_p$  uma determinada dimensão do protótipo, o fator de escala geométrico ( $\lambda$ ) entre protótipo e modelo será dada por:

$$\lambda = \frac{L_p}{L_m} \quad (34)$$

Onde  $L_m$  é o comprimento necessário do segmento homólogo do modelo para garantia da relação geométrica com o protótipo.

Mantendo-se constante o fator de escala geométrico, a relação de escala entre áreas homólogas do protótipo e do modelo é igual a:

$$\frac{A_p}{A_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} = \frac{(\lambda \cdot L_m)^2}{L_m^2} = \lambda^2 \quad (35)$$

Onde:

$A_p$  é a área do protótipo e  $A_m$  é a área do modelo. Similarmente, a relação de escala entre dois volumes homólogos será igual a:

$$\frac{V_p}{V_m} = \lambda^3 \quad (36)$$

Onde:

$V_p$  é o volume do protótipo e  $V_m$  o volume do modelo.

### 2.1.2. Fator de escala para similitude cinemática e dinâmica

Como discutido anteriormente, a similitude cinemática relaciona-se com os campos de aceleração e velocidade aos quais protótipo e modelo estão submetidos. Especificamente neste caso, o fator de escala para os campos de aceleração é imposto igual a um. Matematicamente, tem-se:

$$\frac{a_p}{a_m} = \lambda = 1 \quad (37)$$

Onde:

$a_p$  é a aceleração do protótipo e  $a_m$  é a aceleração do modelo.

Supondo que protótipo e modelo são constituídos por materiais com densidades similares, a adoção de um fator de escala cinemático unitário induz obrigatoriamente a um fator de escala dinâmico relacionando as forças do protótipo às do modelo igual a:

$$\frac{F_p}{F_m} = \lambda^3 \quad (38)$$

Conseqüentemente, a similitude entre os campos de tensão homólogos do protótipo e do modelo será matematicamente igual a:

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{F_p/A_p}{F_m/A_m} = \frac{(\lambda^3 F_m/F_m)}{(\lambda^2 A_m/A_m)} = \lambda \quad (39)$$

Onde  $\sigma_p$  denota o campo de tensão no protótipo e  $\sigma_m$  o campo de tensão homólogo no modelo. A Equação (39) indica que, impondo-se uma similitude cinemática unitária, os campos de tensão no modelo serão  $\lambda$  vezes menores que os campos de tensão homólogos do protótipo. É interessante de se notar que, caso o campo de aceleração imposto ao modelo fosse igual ao fator de escala geométrico adotado, a similitude entre os campos de tensão homólogos do protótipo e do modelo seria unitária, ou seja,  $\sigma_p = \sigma_m$ . Este é o objetivo de modelos físicos centrifugados.

Apresenta-se na Tabela 2.6, um resumo dos fatores de escala deduzidos para similitude cinemática unitária.

Tabela 2.6 - Parâmetros de similitude modelo-protótipo.

<b>Grandeza</b>	<b>Fator de escala (protótipo/modelo)</b>	<b>Grandeza</b>	<b>Fator de escala (protótipo/modelo)</b>
Aceleração	1	Peso Específico	1
Comprimento	$\lambda$	Tensão	$\lambda$
Área	$\lambda^2$	Ang. Atrito	1
Volume	$\lambda^3$	Porosidade	1
Força	$\lambda^3$	Módulo de Elasticidade	$\lambda$
Densidade	1	Intercepto Coesivo	$\lambda$
Massa	$\lambda^3$	<i>Inércia</i>	$\lambda^4$

(Adaptado de Dell'Avanzi *et al.*, 2006)

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Frente à relevância do tema e do objetivo de auxiliar na previsão das áreas de inundação em caso de ruptura de barragens de rejeito, a metodologia deste estudo consiste na montagem de um modelo reduzido sobre o qual será lançado rejeito de mineração e estudado seu comportamento (distância percorrida, ângulo e altura de fluxo) em função de parâmetros como a resistência não drenada do rejeito e ângulo do fundo de vale.

O modelo simulou diversos cenários de ruptura de uma barragem de rejeitos e seu espalhamento em um vale hipotético a jusante.

O rejeito utilizado é proveniente extração de minério de ferro da Samarco Mineração S.A., localizada no município de Mariana - MG. Foi selecionado um rejeito de mineração de ferro em função das suas propriedades hidráulicas (baixa permeabilidade) e elevado peso específico, de modo que o escoamento, e, portanto ruptura do rejeito durante o fluxo, ocorressem sob condições não drenadas, sob maiores níveis de tensões cisalhantes.

Após a construção do modelo foi realizada a medição de sua geometria, conforme descrição no item 3.4, este procedimento visou a obtenção da superfície topográfica inicial. A comparação entre a superfície inicial e a levantada após o espalhamento de rejeito possibilitou a observação da área inundada. Concluída a modelagem física do trabalho foi possível comparar os resultados obtidos com a modelagem numérica proposta por Lucia (1981) e checar a validade da modelagem física.

Finalmente, foi apresentada uma proposta de modelagem numérica baseada na teoria clássica do talude infinito para previsão do espalhamento de rejeito a jusante de uma barragem de contenção de rejeitos, após a sua ruptura.

#### 3.1. Caracterização do rejeito

Durante o processo de beneficiamento de alguns tipos de minério, grandes quantidades de rejeitos são gerados e descartados pela mineradora responsável em barragens de contenção ou pilhas. Estes materiais apresentam características físicas, hidráulicas e de resistência variáveis em função do tipo de material lavrado e da própria tecnologia empregada nos processos de beneficiamento e de disposição. Assim sendo, as características geotécnicas de um rejeito correspondem a um valor médio, obtido a partir de análises de um conjunto de dados que variam entre si devido aos diversos fatores que influem na gênese deste material (Almeida, 2004).

A Samarco Mineração S.A. é uma empresa que há mais de 25 anos explora o minério de ferro no Quadrilátero Ferrífero do Estado de Minas Gerais, onde se encontram abundantes reservas deste material. A sua unidade de beneficiamento gera rejeito arenoso e lama. O rejeito arenoso é proveniente da flotação convencional, enquanto a lama é proveniente da deslamagem.

Para o desenvolvimento desta dissertação a Samarco disponibilizou a fração fina do rejeito (lama). Para avaliar algumas propriedades do rejeito foi realizado um programa de ensaios laboratoriais de caracterização e resistência na amostra lama fornecida pela Samarco.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Materiais da Universidade Federal do Paraná – LAGEMA/UFPR.

### 3.1.1. Ensaio de Caracterização

Foi realizada a caracterização com a finalidade de se determinar a densidade real dos grãos, os limites de Atterberg e granulometria do material.

A preparação da amostra para caracterização foi realizada conforme a NBR 6457 (ABNT, 1986). Quanto à determinação da densidade real dos grãos, esta foi conduzida empregando-se o procedimento DNER-ME 093 (DNER, 1994).

A análise granulométrica foi realizada segundo a NBR 7181 (ABNT, 1984), com utilização de hexametáfosfato de sódio como defloculante.

Os ensaios de determinação do Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) foram realizados conforme recomendações das NBR 6459 e NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente.

### 3.1.2. Teste de abatimento - *Slump*

Verifica-se do trabalho de Clayton, Boger (2003), que o teste de abatimento (*slump*) foi originalmente idealizado para medir a consistência ou plasticidade de misturas de concreto, sendo normalizado pela norma ASTM a partir de 1998. A Figura 3.1 mostra uma representação esquemática do teste de *slump*. Neste teste, o cone é preenchido com concreto até completar todo seu volume, sendo retirado verticalmente, e verificando-se a diferença entre a altura original e a final, que é chamada de altura de *slump* ou altura de abatimento.

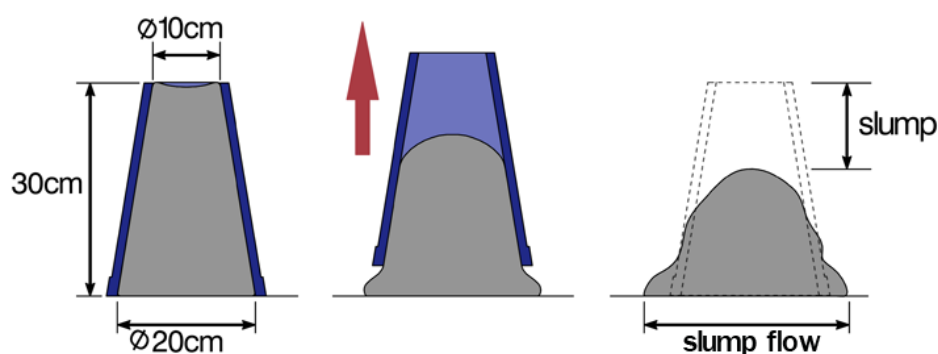


Figura 3.1 - Representação esquemática do teste de abatimento - *Slump*

O teste de *slump* tem sido utilizado para avaliar a consistência de fluidos não-newtonianos, incluindo-se suspensões de rejeitos minerais.

A altura de *slump* é utilizada como parâmetro de controle, para avaliação da consistência de uma pasta. Esta altura é dependente tanto da tensão de escoamento quanto da densidade do material.

Jung e Biswas (2002), utilizando testes de *slump* de acordo a norma ASTM C143, encontrou correlações consistentes entre os valores da altura de *slump* e os conteúdos de água das misturas ou pastas estudadas.

Para este trabalho foi obtida uma curva *teor de sólido x altura de abatimento*, similar ao trabalho de Jung e Biswas (2002), para a lama fornecida

### 3.1.3. Resistência não drenada - *Torvane*

Para medição da resistência não drenada ( $S_u$ ) da pasta foi utilizado o ensaio de torvane.

O torvane (Figura 3.2) é constituído de três dispositivos simples: um botão graduado (responsável pela medição da resistência) acoplado a uma haste com mola (responsável pela torção) e, na parte inferior, são acoplados discos perpendiculares à haste. Existem três discos para medir a resistência dentro de uma determinada faixa de esforços. Seleciona-se o mais adequado para a resistência esperada do tipo de solo (o disco maior é para solos menos resistentes). Para a leitura, os discos são inseridos no solo com o auxílio da haste, o leitor de tensão é zerado e então girado no sentido horário até que a energia elástica acumulada na mola de torção provoque a ruptura do solo por cisalhamento. O torque é aplicado suavemente em um intervalo de 5 a 10 segundos e, após o cisalhamento, faz-se a leitura no medidor multiplicando o valor pela constante característica do disco (2,5, 1 ou 0,2). Como o teste é realizado em poucos segundos, a resistência é obtida sem drenagem do solo, correspondendo ao valor de coesão do solo.



Figura 3.2 - Equipamento torvane.

O procedimento foi realizado nas amostras com mesmo teor de sólidos testados no teste de abatimento - *slump*, buscando uma relação entre os dois parâmetros.

#### 3.1.4. Resistência não drenada - Mini-vane

O ensaio de mini-vane é um ensaio que pode ser usado na determinação de resistência ao cisalhamento não-drenada ( $S_u$ ) de depósitos de argilas moles, devido à simplicidade, rapidez de execução e relativo baixo custo.

No ensaio utiliza-se uma palheta cruciforme que, cravada em argilas saturadas, de consistência mole a rija, é submetida ao torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não-drenadas. O equipamento de mini-vane utilizado para o ensaio é fabricado pela Via Teste. A Figura 3.3 apresenta o equipamento em laboratório.

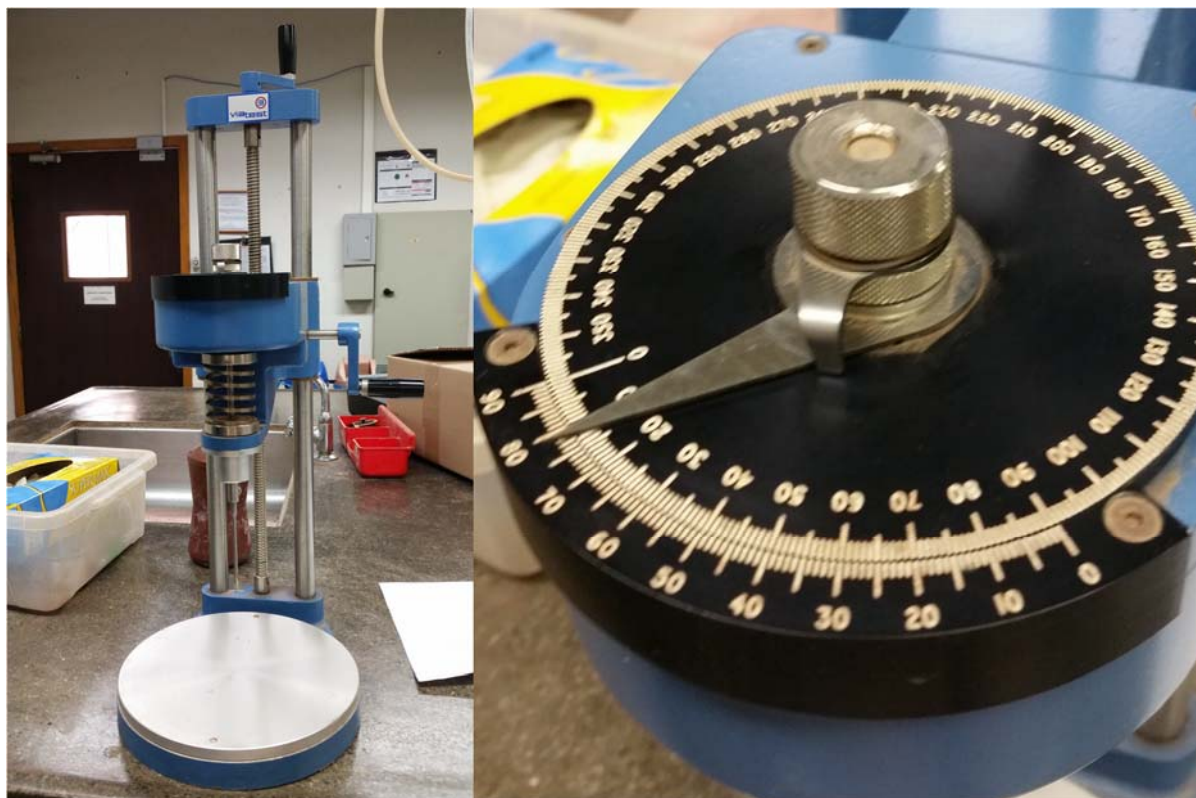


Figura 3.3 – Equipamento de mini-vane.

O equipamento utilizado possui três palhetas com medidas distintas: 1,26x1,26cm, 2,53x1,26cm e 2,53x2,53cm. Além disso, existem 4 molas com diferentes torques.

A medida é realizada em graus, a escolha da palheta e mola geram uma constante  $K$ , que multiplicada pela leitura resultam na resistência não drenada da amostra em Pa.

### 3.2. Confeção do modelo reduzido

O modelo reduzido confeccionado representa um vale hipotético no qual o rejeito fluiria em caso de ruptura. O modelo reduzido foi construído sobre uma plataforma de madeira reforçada.

Foram utilizados os seguintes materiais para a confecção do modelo:

- Chapas de MDF de 6mm, para base e contenção lateral do modelo reduzido (Figura 3.4);
- Sarrafos de eucalipto, para enrijecimento do modelo (Figura 3.5);
- Placas de EPS (poliestireno expandido) de 1cm para montagem do relevo hipotético;

- Argamassa, para revestimento do relevo formado pelas placas de EPS;
- Pregos, cola para MDF e EPS, silicone (para impermeabilização dos cantos).



**Figura 3.4 - Materiais utilizados**



**Figura 3.5 - Base do modelo**



**Figura 3.6 - Montagem modelo reduzido**

As curvas de níveis foram projetadas a fim representar algumas possibilidades de relevo a jusante da barragem e possibilitar a verificação do comportamento do rejeito em diferentes geometrias de terreno.

A base topográfica adotada e o projeto em visualização 3D do modelo são apresentados nas figuras 3.7 e 3.8.

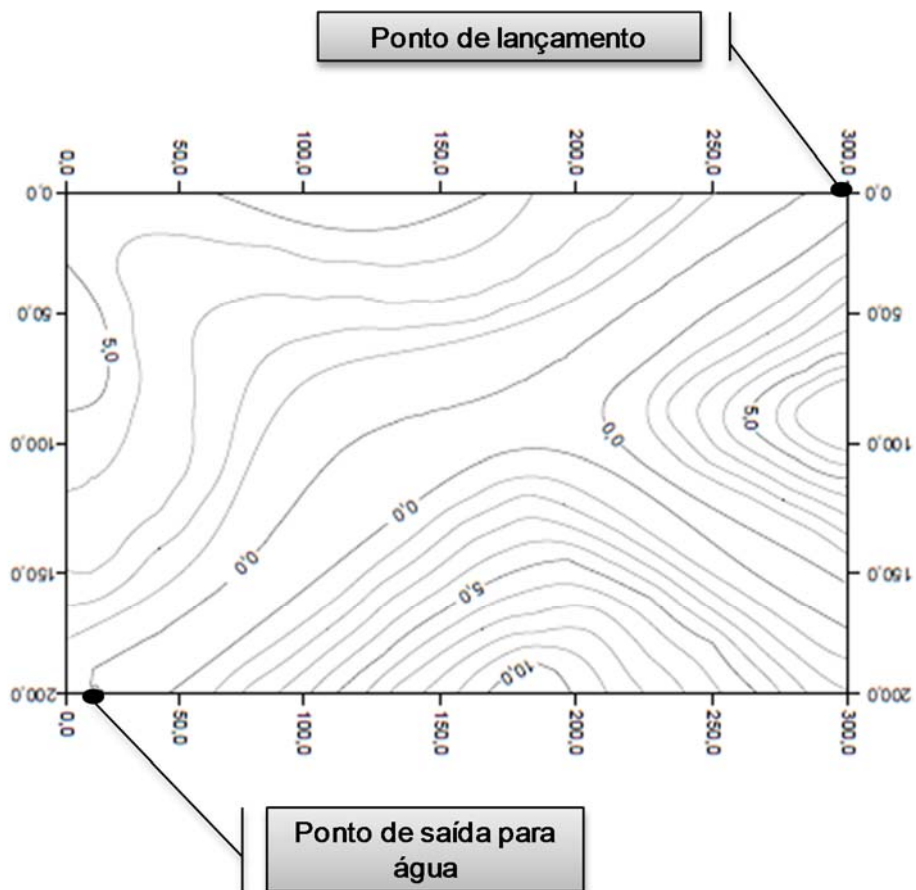


Figura 3.7 - Base topográfica adotada.

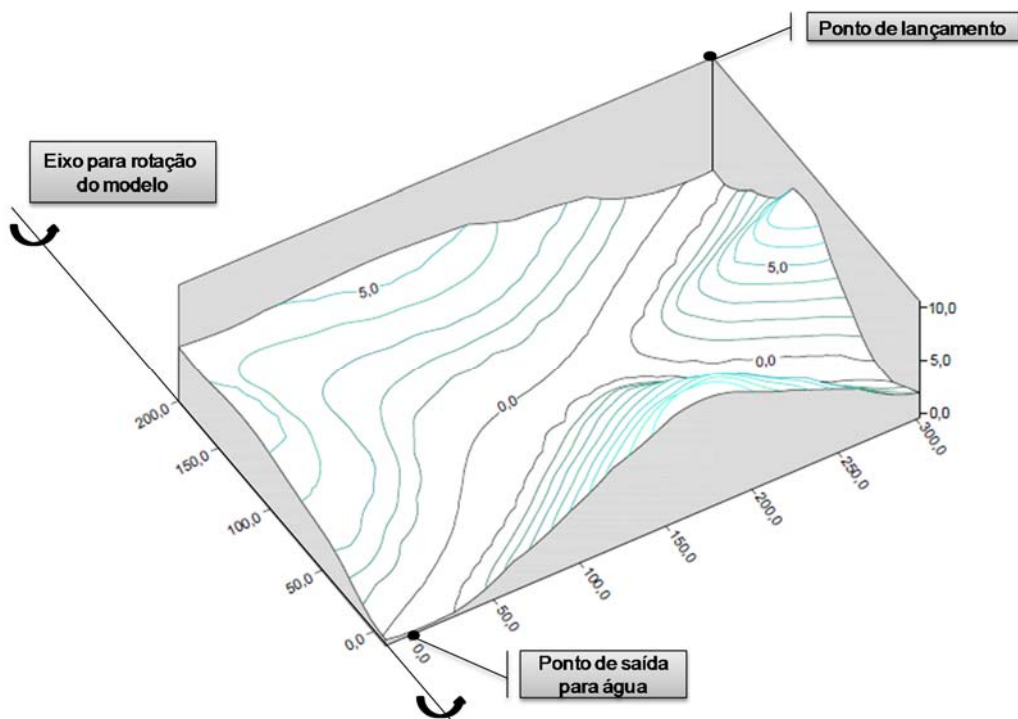


Figura 3.8 - Projeto 3D do modelo reduzido.

Para representar do relevo projetado, as curvas de nível foram impressas em escala real, as placas de poliestireno expandido foram recortadas e coladas umas nas outras, conforme abaixo.

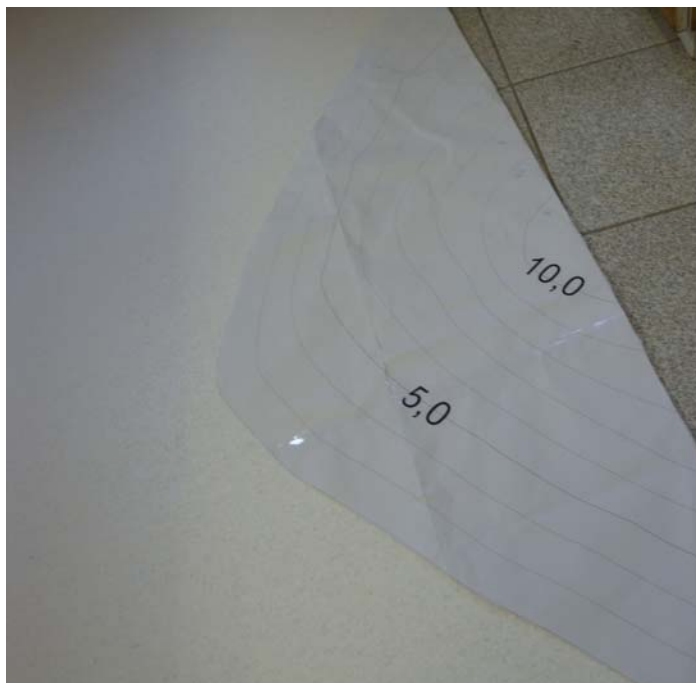


Figura 3.9 - Curvas de níveis para corte do EPS.

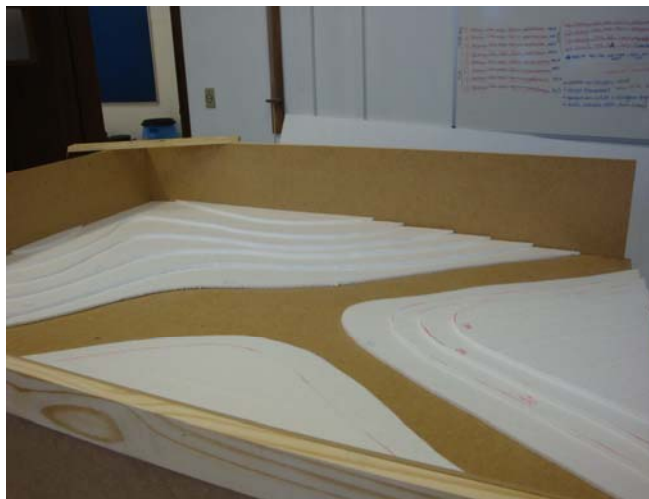


Figura 3.10 - Corte das placas de EPS.



Figura 3.11 - Colagem das placas de EPS.

Após coladas umas nas outras as placas foram fixadas à caixa de MDF, conforme Figura 3.12.



**Figura 3.12 – Placas coladas no modelo.**

Após secagem das placas, passou-se ao revestimento do relevo. Foi utilizada argamassa de revestimento com traço 1:2:3 (cimento:areia:cal), produzida nos laboratórios da Universidade.



**Figura 3.13 - Preparo argamassa de revestimento.**



**Figura 3.14 - Argamassa produzida.**



**Figura 3.15 - Revestimento do modelo reduzido.**



**Figura 3.16 - Revestimento do modelo reduzido finalizado.**

Finalizado o revestimento, prosseguiu-se com a cura da argamassa, a fim de reduzir sua fissuração. Esta, por sua vez, foi inevitável devido a fina espessura da camada de argamassa. Contudo, por não serem de grande abertura e não afetarem o modelo em si, as fissuras foram seladas com calda de cimento, bem como impermeabilizante, de forma a evitar a infiltração de rejeito por essas fissuras.



**Figura 3.17 - Cura da argamassa de revestimento.**



**Figura 3.18 - Fissuras após cura, seladas com calda de cimento.**

As dimensões do modelo final são 1,8x1,5x0,3m.

O modelo foi projetado de modo que a declividade do talvegue principal seja igual a zero quando a base na horizontal, a declividade era alterada por meio da rotação do modelo, como mostra a Figura 3.8, simulando diferentes inclinações.

### 3.3. Simulação no modelo reduzido

Construído o modelo reduzido, passou-se para a simulação da ruptura hipotética, para isso, o rejeito era preparado e homogeneizado na umidade de interesse. Os lançamentos do rejeito no modelo reduzido foram programados para que logo em seguida fosse realizado o levantamento planialtimétrico.

Foram simulados cenários com o rejeito em diferentes viscosidades obtidas por meio da mudança dos teores de umidade da pasta. O teor de umidade inicial foi adotado com base no teste de abatimento.

A possibilidade de rotacionar o modelo permitiu a simulação de diferentes declividades ao longo do vale principal.

A Tabela 3.1 apresenta a matriz de cenários simulados. Foram adotadas as declividades até 4° para possibilitar a comparação com a aplicação do método de Lucia (1981).

**Tabela 3.1 - Matriz de cenários testados.**

Declividade do talvegue principal	Teor de umidade		
	60%	73%	86%
0°	<i>Cenário 1</i>	<i>Cenário 4</i>	<i>Cenário 7</i>
2°	<i>Cenário 2</i>	<i>Cenário 5</i>	<i>Cenário 8</i>
4°	<i>Cenário 3</i>	<i>Cenário 6</i>	<i>Cenário 9</i>

Foram lançados 120 litros de rejeito a partir do ponto de lançamento, indicado na Figura 3.8. Com o auxílio de uma concha, durante toda a simulação tentou-se manter uma velocidade e volume constante de deposição e a homogeneidade do rejeito. O tempo para o lançamento de todo o volume foi em torno de 5 minutos, em todos os testes realizados.



**Figura 3.19 – Lançamento do rejeito no modelo reduzido.**

Em nenhuma simulação foi observado escoamento excessivo, e o rejeito não atingiu toda a extensão do modelo, como pode ser observado nas figuras 3.20 e 3.21, que apresentam os espalhamentos nos cenários 1 e 9, respectivamente.



**Figura 3.20 – Espalhamento do rejeito no Cenário 1.**



**Figura 3.21 – Espalhamento do rejeito no Cenário 9.**

### 3.4. Levantamento planialtimétrico do modelo

Mesmo tendo definido a topografia do vale previamente, os processos de montagem do modelo, juntamente com a colagem das placas e seu revestimento, geraram alterações na conformação do relevo planejado. Desta forma, foi necessário realizar um novo levantamento da superfície a fim de mostrar a real topografia estabelecida no modelo reduzido.

O equipamento utilizado nos levantamentos inicial e após lançamento de rejeitos foi um *laser scanner* terrestre cedido pelo auxílio do Departamento de Geomática da UFPR. O aparelho utilizado foi o Cyrax HDS 3000 fabricado pela Cyra Tecnologias - (Oakland, E.U.A.), subsidiária da Leica Geosystems. Ele consiste do aparelho para varredura laser, o sistema de força (baterias) e mais acessórios como tripés e alvos. O software utilizado para processamento dos dados é o Cyclone, o qual é executado em um computador.

O sistema de varredura a laser mede as coordenadas tridimensionais de pontos sobre uma superfície. Seu princípio de operação se baseia na determinação da distância entre o sensor e a superfície usando um pulso laser. Como o pulso se propaga à velocidade da luz, a distância é determinada medindo o tempo decorrido entre a emissão do pulso e o registro da parcela refletida pela superfície.



Figura 3.22 - Laser Cyrax HDS 3000.



Figura 3.23 - Laser Cyrax HDS 3000 montado.



Figura 3.24 - Levantamento sendo realizado.



Figura 3.25 - Processamento do levantamento.

Foram levantados pontos a cada 1,0cm de espaçamento, percorrendo toda a superfície, de modo a fornecer com melhor precisão as mudanças no relevo.

Para cada simulação de ruptura no modelo reduzido era realizado primeiro o levantamento planialtimétrico da superfície inicial, sem que nenhum lançamento de rejeito tenha sido realizado. Estes levantamentos iniciais serviram de base e referência para a comparação com a superfície de lama depositada após lançamento.

Os pontos levantados com o laser podem ser exportados em documento de texto com as coordenadas XYZ, os dados foram tratados no software Microsoft® Excel 2013 e Surfer, versão 7.0, onde foi possível gerar um arquivo de desenho em formato compatível com o CAD, gerando as curvas apresentadas no item 4.

## 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item serão apresentados os resultados obtidos na pesquisa e as suas análises.

### 4.1. Caracterização do rejeito

#### 4.1.1. Ensaio de Caracterização

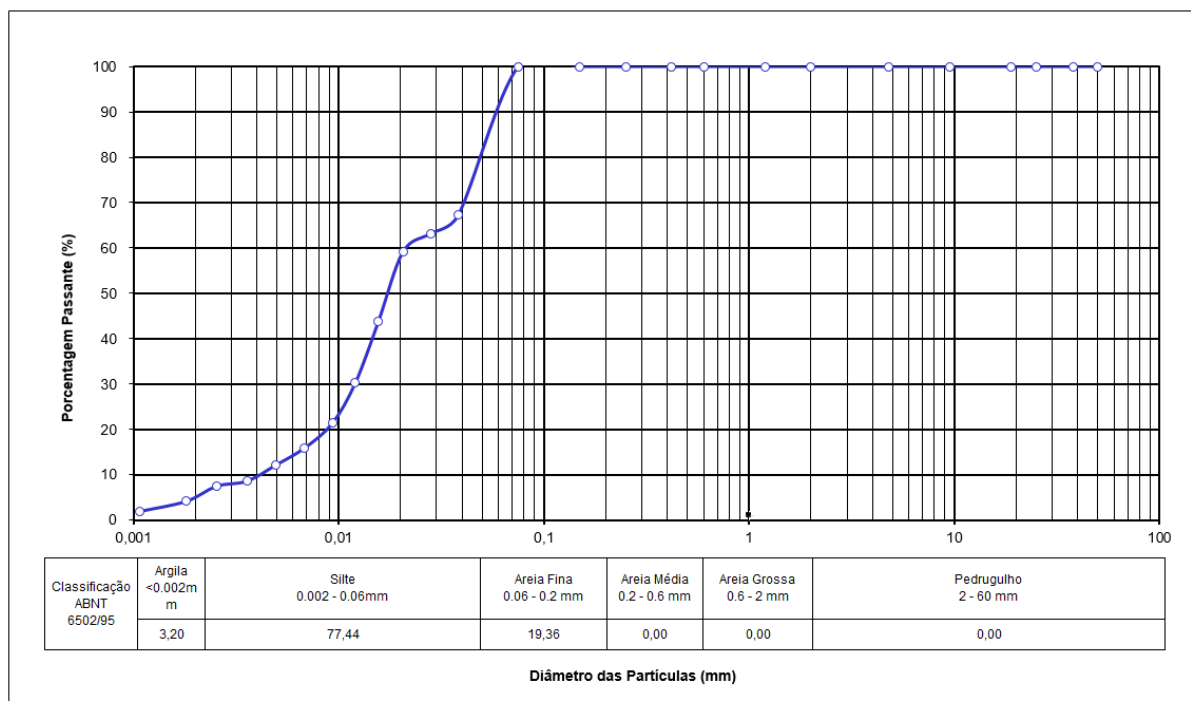
A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos resultados obtidos de massa específica e limites de Atterberg.

**Tabela 4.1 - Características geotécnicas da lama.**

Massa específica real dos grãos [g/cm <sup>3</sup> ]		3,914
Limites de Atterberg	Limite de plasticidade - LP [%]	19,2
	Limite de liquidez - LL [%]	27,3
	Índice de plasticidade - IP [%]	8,1

O elevado valor de densidade real dos grãos encontrado para a lama é devido à considerável quantidade de partículas de ferro presentes no material, o índice de plasticidade, grandeza que expressa a diferença numérica entre os limites de liquidez e plasticidade, igual a 8,1, classifica o rejeito como um solo medianamente plástico.

Na Figura 4.1 é apresentada a curva granulométrica da amostra de rejeito. O material possui uma fração granulométrica 19,36% de areia fina, 77,44% de silte e 3,20% de argila, sendo classificada, de acordo com a NBR 6502/95, como um silte arenoso.



**Figura 4.1 - Curva granulométrica do rejeito.**

Os procedimentos e equipamentos empregados na realização dos ensaios seguiram as normas técnicas da ABNT para a determinação da massa específica dos grãos – NBR 6508/84 e da granulometria de um solo – NBR 7181/84.

#### 4.1.2. Teste de abatimento

O teste de abatimento se iniciou com o rejeito com teor de umidade de 38%, foi o menor teor obtido após espera de decantamento e retirada da sobrenadante. Em cada ensaio foi seguido o procedimento descrito na NBR NM 67 1998, o rejeito foi depositado em 3 camadas, sendo cada uma delas compactadas com 25 golpes da haste, distribuídas uniformemente. Após preenchido e compactado, retirava-se o molde, onde a diferença de altura do rejeito em relação à altura do molde era medida (Figura 4.2). Este processo se repetiu nove vezes, com acréscimo de água, homogeneização da mistura e novo ensaio.

Além do abatimento, foi medida também a abertura lateral do rejeito. Este procedimento foi necessário para determinação ângulo de deposição do rejeito.

O teor de umidade da mistura era determinado ao final de cada ensaio, com secagem do material em estufa por 24 horas.



Figura 4.2 – Determinação do abatimento (Umidade = 38,31%).

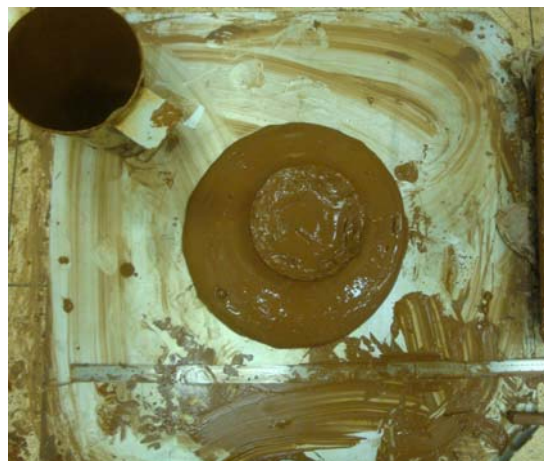


Figura 4.3 – Determinação da abertura lateral (Umidade = 57,14%).

A partir da medida de abertura lateral e fotografias tiradas lateralmente ao tronco de cone, foi determinado graficamente o ângulo de deposição do rejeito. O resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados do teste de abatimento.

TEOR DE UMIDADE	ALTURA DE ABATIMENTO [cm]	ABERTURA LATERAL [cm]	ÂNGULO DE DEPOSIÇÃO - $\alpha$ [°]
38,31%	5	20	86
39,41%	7,5	21	73
41,53%	10,5	21,5	72
44,38%	13,5	24,5	66
46,50%	16,5	26,5	65
49,18%	19,5	30	54
52,23%	21	32,5	41
54,50%	22,5	38,5	25
57,14%	24,5	40,7	15

Os resultados apresentados na Tabela 4.2 foram plotados nos gráficos a seguir:

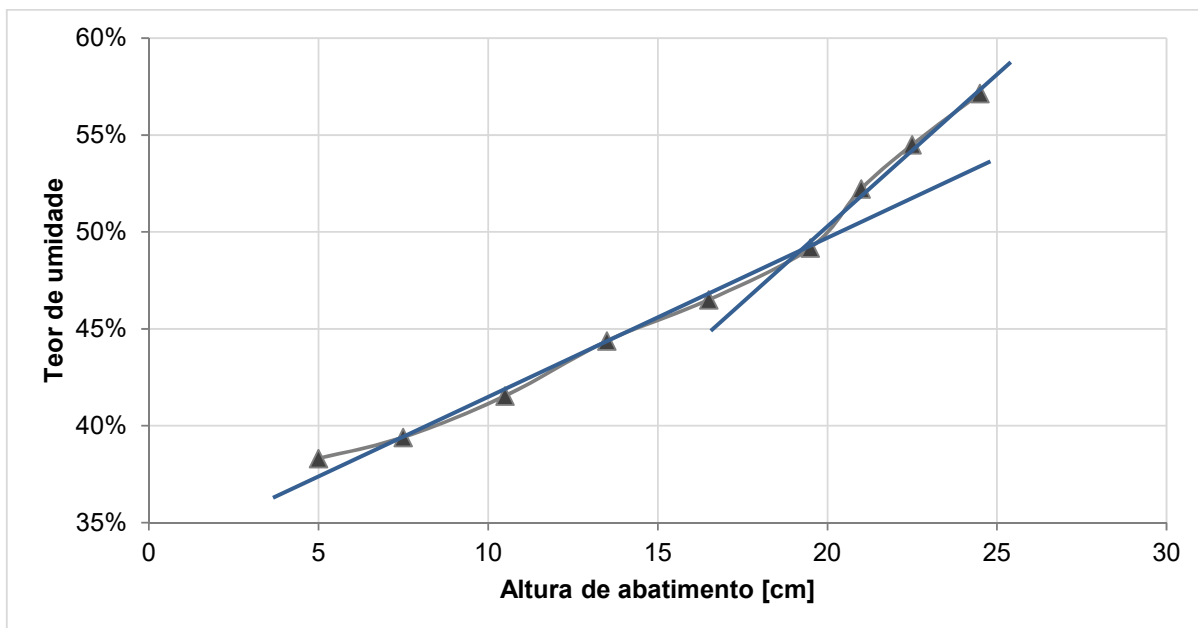


Figura 4.4 – Altura de abatimento *versus* teor de umidade.

Como esperado, a altura de abatimento aumentou com o aumento da umidade, sendo que em teores de umidade maiores que 50% o mesmo aumento *slump* observado ocorreu com adições menores de água. Esta mudança de comportamento apresenta indica a maior sensibilidade da consistência da mistura a partir de 50% de teor de umidade.

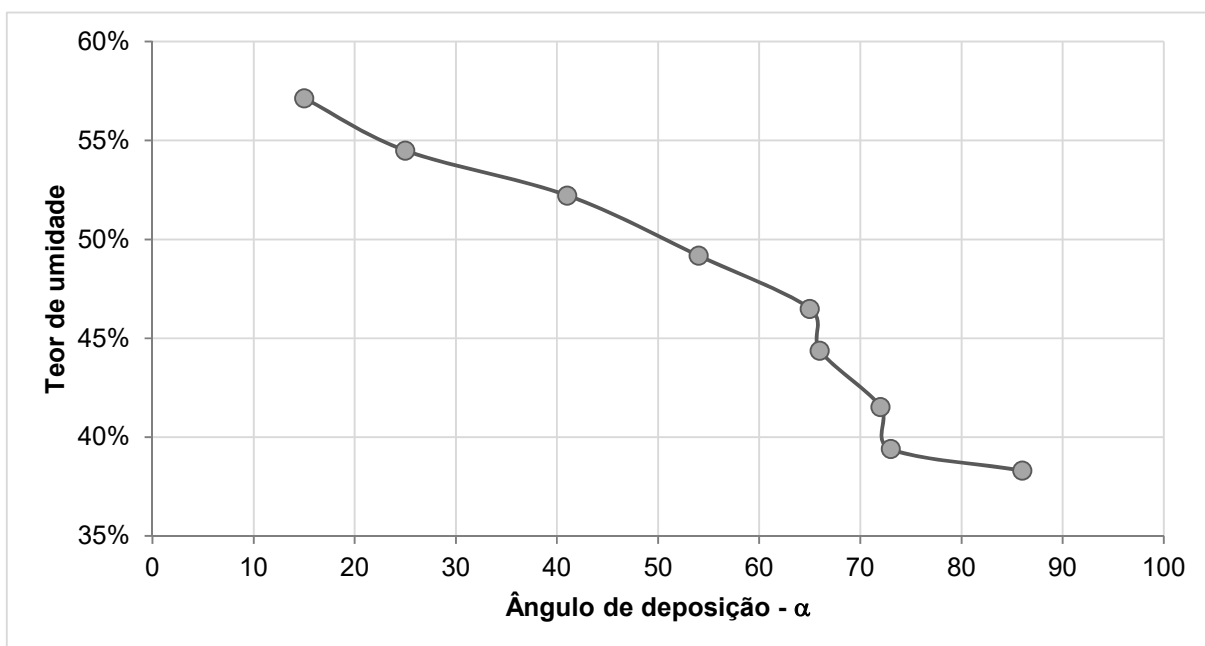


Figura 4.5 – Ângulo de deposição *versus* teor de umidade.

O ensaio foi interrompido em 57,14% de teor de umidade devido a limitação do equipamento de ensaio, neste estágio a mistura se mostrava demasiado fluida.

O ensaio de abatimento foi fundamental para escolha da umidade inicial utilizada nas simulações. Devido às limitações físicas do modelo, o teor de umidade inicial a ser utilizado não poderia ser muito elevado. Sendo assim, a partir dos ângulos de deposição obtidos e sabendo que a dimensão máxima do modelo por onde o rejeito escoaria (diagonal) é 2,34m, encontrou-se a umidade máxima teórica com a qual o rejeito poderia ser lançado no modelo reduzido sem que houvesse escoamento excessivo: 61%.

Esperava-se obter mais relações entre os ensaio de *slump* e a resistência não drenada medida através do torvane, a fim de propor a utilização do ensaio de *slump* para determinação de resistência não drenada em campo, porém, devido a precisão do equipamento de torvane, não foi possível apresentar boas correlações.

#### 4.1.3. Resistência não drenada

A resistência não drenada em função do teor de umidade do rejeito foi medida de duas formas: por meio dos ensaio de torvane, realizado junto com o teste de abatimento, e o ensaio de mini-vane, realizado posteriormente e que buscou atingir teores de umidade diferentes dos testado com o torvane.

No ensaio de torvane, tendo em vista a baixa resistência da lama estudada, foi utilizado o disco de 45mm de diâmetro, cuja resistência é aproximadamente 20% da resistência medida.

No teste de mini-vane foi utilizada a mola número 3, com torque de 0,00172 N.m, e a palheta de 12,6x12,6mm. O teor de umidade máximo que apresentou leitura resistência foi 43%, o equipamento, com esta combinação de mola e palheta, não tem capacidade para medição resistências menores que 0,69kPa.

Os resultados obtidos estão plotados no gráfico apresentado na Figura 4.6

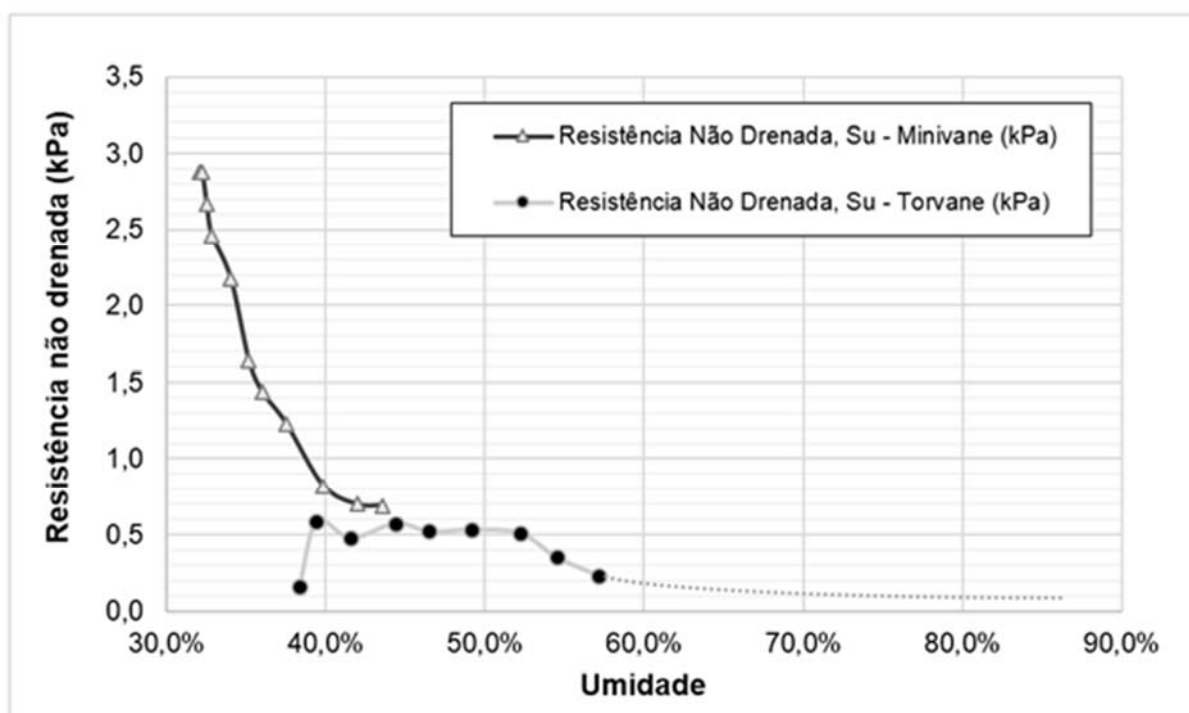


Figura 4.6 – Resistência não drenada *versus* Umidade.

A resistência não drenada diminuiu mais rapidamente conforme aumentava-se o teor de umidade até 40%. A partir de 45% de teor de umidade a resistência se manteve aproximadamente constante, entorno de 0,5kPa, até 52% de teor de umidade, voltado a cair até alcançar o limite de medida do equipamento de mini-vane de 0,21kPa em 57% de umidade.

Tendo em vista que as umidades do rejeito utilizado nas simulações superam os 57%, as resistências não drenadas foram estimadas a partir de uma extrapolação da curva de resistência não drenada *versus* umidade, os valores aproximados obtidos são apresentados na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Resistência não drenada utilizada nas simulações.**

Teor de umidade	60%	73%	86%
Su	0,20 kPa	0,15 kPa	0,10 kPa

#### 4.2. Simulações no modelo reduzido e levantamento planialtimético

As superfícies de ruptura e seções transversais relevantes das simulações no modelo reduzido estão apresentadas no Apêndices I a IX.

Das seções transversais CC (vale principal) e planta foram extraídas diversas informações que são apresentadas em resumo na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4 – Resumo das simulações extraídas das seções transversais CC.**

Declividade do talvegue	Parâmetros	60%	73%	86%
0°	<b>CENÁRIO</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>7</b>
	Ângulo de deposição - $\alpha$	5,91°	5,46°	3,81°
	Altura de fluxo - $H_T$	0,16 m	0,13 m	0,11 m
	Distância de espalhamento - L	1,17 m	1,14 m	1,52 m
2°	<b>CENÁRIO</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>8</b>
	Ângulo de deposição - $\alpha$	7,98°	6,27°	4,65°
	Altura de fluxo - $H_T$	0,17 m	0,16 m	0,18 m
	Distância de espalhamento - L	0,97 m	1,28 m	1,92 m
4°	<b>CENÁRIO</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>9</b>
	Ângulo de deposição - $\alpha$	9,12°	6,79°	5,17°
	Altura de fluxo - $H_T$	0,20 m	0,22 m	0,22 m
	Distância de espalhamento - L	1,10 m	1,93 m	2,06 m

Da tabela podemos observar que:

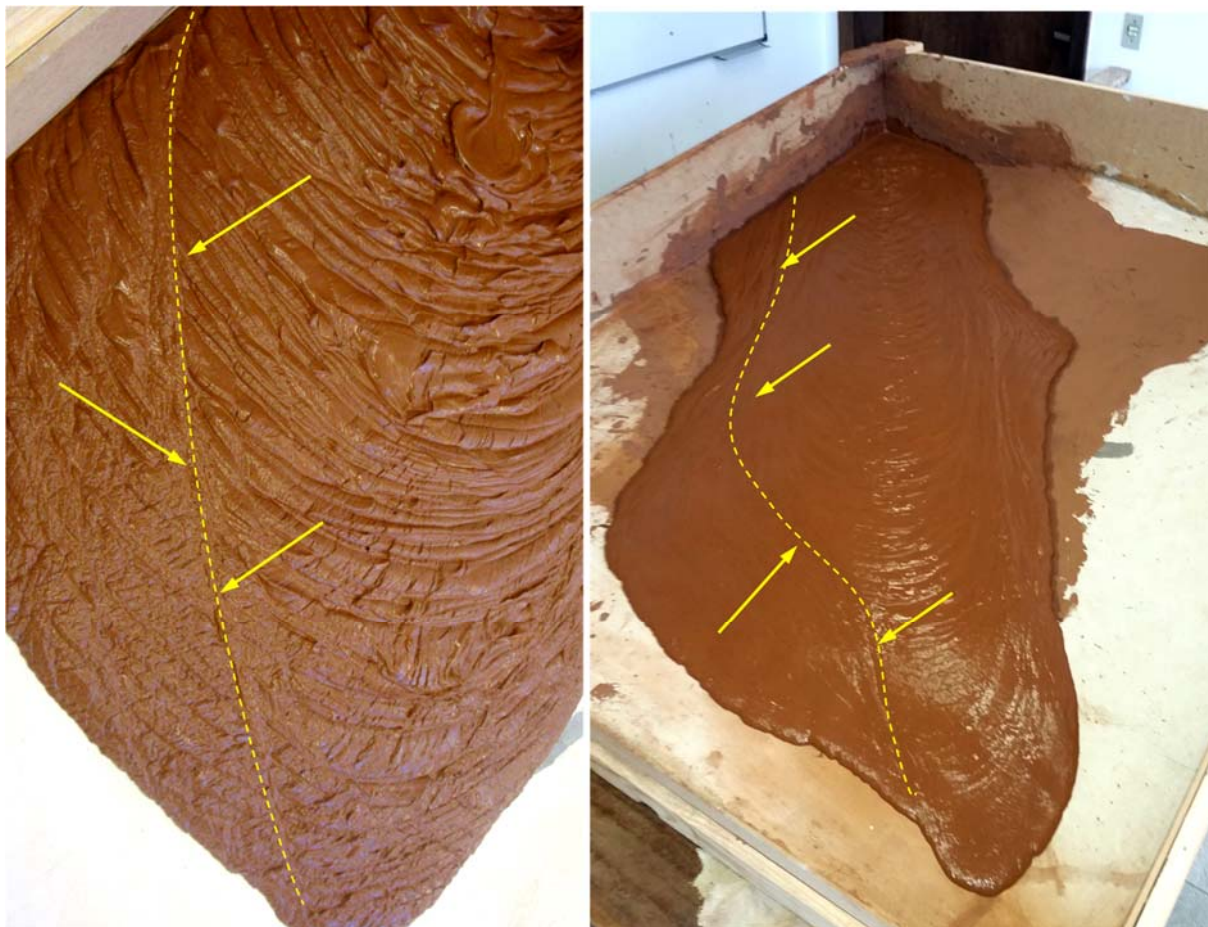
- O ângulo de deposição diminui com o aumento do teor de umidade para todas as declividades de talvegue, ou seja, as deposições são mais abatidas;

- Quanto maior a declividade do talvegue, maior o ângulo de deposição do rejeito;
- As distâncias de espalhamento foram maiores conforme se aumento o teor de umidade, exceto entre os cenários 1 e 2;
- As distâncias de espalhamento foram maiores conforme o aumento da declividade do talvegue, exceto entre os cenários 1 e 4;
- A altura de fluxo não apresentou padrão com o aumento da umidade nas mesmas declividade;
- Quando se observa a altura de fluxo de mesma umidade e variação da declividade do talvegue, percebe-se aumento em todas os casos.

As seções AA e BB mostram o comportamento do rejeito frente a mudança de relevo e apresentação de aclave. O vale principal (seção CC) mostrou ser o caminho preferencial do rejeito, atingindo maiores distâncias de espalhamento nesta seção.

No encontro com o aclave do relevo, o rejeito apresenta sinais de ruptura por cisalhamento, que se aproximou do vale principal conforme houve aumento do teor de umidade e declividade do talude.

Nos cenários onde o rejeito atinge o talvegue secundário com declividade mais suave se observa a mudança de forma da linha de cisalhamento, mostrando que a deposição observada na superfície do rejeito tem forte influência o terreno natural. A Figura 4.7 apresenta as superfícies de cisalhamento geradas nos cenários 1 e 9.



**Figura 4.7 – Cisalhamento observado nos Cenários 1 e 9.**

Pode-se observar na Figura 4.7 e nas plantas dos Apêndices I a IX, que ao longo do talvegue as curvas de nível formadas pelo rejeito assumem o formato de um arco de círculo, com centros se deslocando ao longo do alinhamento do talvegue principal, nas laterais, depois da superfície de cisalhamento, o rejeito não assume forma definida, porém, se o aclive for muito grande, percorre lateralmente uma distância muito pequena.

Os Apêndices X, XI e XII apresentam as seções sobrepostas por declividade, e o Apêndice XIII traz o espalhamento do rejeito em planta, neles podemos observar que:

- Lateralmente, o espalhamento tende a ser menor conforme há aumento do teor de umidade;
- Ao longo do eixo AA o espalhamento aumenta com o aumento do teor de umidade;
- A altura do fluxo próximo ao ponto de lançamento diminua em todos os casos com o aumento do teor de umidade;
- A extensão do espalhamento lateral é menor em relação ao longitudinal. Quanto maior a declividade e umidade, maior é a diferença;
- Onde há aclive o rejeito não avança, entrando em equilíbrio.

No Apêndice XIV podemos observar a sobreposição do espalhamento em planta de todos os cenários avaliados. Como esperado o cenário que apresenta o maior espalhamento longitudinal é o 9, com o rejeito com 86% de umidade e declividade do talvegue principal de 4°.

### 4.3. Comparação do resultados com o método numérico de Lucia (1981)

O método numérico escolhido para comparação com a modelagem física é o proposto por Lucia (1981), já apresentado no item 2.5.1.2.

Para a modelagem numérica alguns parâmetros iniciais do rejeito e relevo foram necessários, são eles: volume inicial, resistência não drenada, massa específica saturada e declividade do talude. O volume de rejeito lançado em todas os cenários foi aproximadamente 120 litros, os demais parâmetros são apresentados na Tabela 4.5. Sendo que massa específica saturada foi determinada a durante as simulações, após aumento de umidade e homogeneização da massa.

**Tabela 4.5 – Parâmetros iniciais da modelagem numérica.**

Teor de umidade	$\gamma_{SAT}$	Su
60%	18,64 kN/m <sup>3</sup>	0,20 kPa
73%	16,90 kN/m <sup>3</sup>	0,15 kPa
86%	15,16 kN/m <sup>3</sup>	0,10 kPa

Para o traçado das curvas de volume é necessário o volume de material escoado por metro de brecha. Como não foi modelado uma barragem e não tínhamos a brecha como uma variável na modelagem física, foram realizadas modelagens numéricas para diversos valores de brecha, variando entre 0,40 e 1,40 metros de largura, com isso foi possível avaliar a sensibilidade da largura da brecha na modelagem.

As tabelas 4.6 a 4.8 apresentam a modelagem numérica proposta por Lucia (1981) aplicada nos teores de umidade de 60%, 73% e 86% para a brecha de 0,80m.

**Tabela 4.6 – Modelagem Física para 60% de umidade e brecha de 0,80m.**

		CURVA DE VOLUME - 0°		CURVA DE VOLUME - 2°		CURVA DE VOLUME - 4°				CURVA DE RESISTÊNCIA - 0°		CURVA DE RESISTÊNCIA - 2°		CURVA DE RESISTÊNCIA - 4°	
Alfa (graus)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	Alfa (graus)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	
0,20	0,055			0,20	650,0	7,222									
0,40	0,064			0,40	320,0	3,556									
0,60	0,072			0,60	210,0	2,333									
0,80	0,079			0,80	122,0	1,356									
1,00	0,085			1,00	110,0	1,222									
1,20	0,091			1,20	95,0	1,056									
1,40	0,096			1,40	80,0	0,889									
1,60	0,102			1,60	70,0	0,778									
1,80	0,107			1,80	62,0	0,689									
2,00	0,112	0,118		2,00	55,0	0,611									
2,50	0,123	0,161		2,50	45,0	0,500									
3,00	0,133	0,166		3,00	38,0	0,422									
3,50	0,143	0,172		3,50	32,0	0,356	120,0	1,333							
4,00	0,152	0,179	0,237	4,00	28,0	0,311	65,0	0,722							
4,50	0,160	0,186	0,256	4,50	24,0	0,267	45,0	0,500							
5,00	0,168	0,192	0,248	5,00	21,0	0,233	35,0	0,389							
5,50	0,176	0,199	0,246	5,50	19,0	0,211	30,0	0,333							
6,00	0,183	0,206	0,247	6,00	17,0	0,189	26,0	0,289	43,0	0,478					
6,50	0,190	0,212	0,249	6,50	15,0	0,167	24,0	0,267	35,0	0,389					
7,00	0,197	0,218	0,253	7,00	14,0	0,156	22,0	0,244	30,0	0,333					
7,50	0,204	0,224	0,256	7,50	13,3	0,148	19,0	0,211	25,0	0,278					
8,00	0,210	0,230	0,260	8,00	12,5	0,139	17,0	0,189	22,0	0,244					
8,50	0,216	0,236	0,264	8,50	12,0	0,133	15,0	0,167	19,0	0,211					
9,00	0,222	0,241	0,269	9,00	11,0	0,122	14,0	0,156	16,0	0,178					
9,50	0,228	0,247	0,273	9,50	10,5	0,117	13,0	0,144	15,0	0,167					
10,00	0,234	0,253	0,278	10,00	10,0	0,111	12,0	0,133	14,0	0,156					

**Tabela 4.7 – Modelagem Física para 73% de umidade e brecha de 0,80m.**

		CURVA DE VOLUME - 0°		CURVA DE VOLUME - 2°		CURVA DE VOLUME - 4°				CURVA DE RESISTÊNCIA - 0°		CURVA DE RESISTÊNCIA - 2°		CURVA DE RESISTÊNCIA - 4°	
Alfa (graus)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	Alfa (graus)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)	
0,20	0,048			0,20	650,0	5,769									
0,40	0,058			0,40	320,0	2,840									
0,60	0,066			0,60	210,0	1,864									
0,80	0,074			0,80	122,0	1,083									
1,00	0,081			1,00	110,0	0,976									
1,20	0,087			1,20	95,0	0,843									
1,40	0,093			1,40	80,0	0,710									
1,60	0,098			1,60	70,0	0,621									
1,80	0,103			1,80	62,0	0,550									
2,00	0,108	0,148		2,00	55,0	0,488									
2,50	0,120	0,170		2,50	45,0	0,399									
3,00	0,130	0,171		3,00	38,0	0,337									
3,50	0,140	0,176		3,50	32,0	0,284	120,0	1,065							
4,00	0,149	0,181	0,297	4,00	28,0	0,249	65,0	0,577							
4,50	0,158	0,188	0,278	4,50	24,0	0,213	45,0	0,399							
5,00	0,166	0,194	0,262	5,00	21,0	0,186	35,0	0,311							
5,50	0,174	0,200	0,257	5,50	19,0	0,169	30,0	0,266							
6,00	0,181	0,206	0,255	6,00	17,0	0,151	26,0	0,231	43,0	0,382					
6,50	0,188	0,213	0,256	6,50	15,0	0,133	24,0	0,213	35,0	0,311					
7,00	0,195	0,219	0,258	7,00	14,0	0,124	22,0	0,195	30,0	0,266					
7,50	0,202	0,225	0,261	7,50	13,3	0,118	19,0	0,169	25,0	0,222					
8,00	0,208	0,230	0,264	8,00	12,5	0,111	17,0	0,151	22,0	0,195					
8,50	0,215	0,236	0,268	8,50	12,0	0,107	15,0	0,133	19,0	0,169					
9,00	0,221	0,242	0,272	9,00	11,0	0,098	14,0	0,124	16,0	0,142					
9,50	0,227	0,247	0,276	9,50	10,5	0,093	13,0	0,115	15,0	0,133					
10,00	0,233	0,253	0,280	10,00	10,0	0,089	12,0	0,107	14,0	0,124					

Tabela 4.8 – Modelagem Física para 86% de umidade e brecha de 0,80m.

CURVA DE VOLUME - 0°			CURVA DE VOLUME - 2°			CURVA DE VOLUME - 4°			CURVA DE RESISTÊNCIA - 0°			CURVA DE RESISTÊNCIA - 2°			CURVA DE RESISTÊNCIA - 4°		
Alfa (graus)	H <sub>T</sub> (m)		H <sub>T</sub> (m)			H <sub>T</sub> (m)			Alfa (graus)	N <sub>0</sub>	Ht* (m)		N <sub>0</sub>	Ht* (m)		N <sub>0</sub>	Ht* (m)
0,20	0,042								0,20	650,0	4,288						
0,40	0,053								0,40	320,0	2,111						
0,60	0,062								0,60	210,0	1,385						
0,80	0,070								0,80	122,0	0,805						
1,00	0,077								1,00	110,0	0,726						
1,20	0,084								1,20	95,0	0,627						
1,40	0,090								1,40	80,0	0,528						
1,60	0,095								1,60	70,0	0,462						
1,80	0,101								1,80	62,0	0,409						
2,00	0,106		0,199						2,00	55,0	0,363						
2,50	0,117		0,183						2,50	45,0	0,297						
3,00	0,128		0,179						3,00	38,0	0,251						
3,50	0,138		0,181						3,50	32,0	0,211	120,0	0,792				
4,00	0,147		0,185	0,403					4,00	28,0	0,185	65,0	0,429				
4,50	0,156		0,191	0,309					4,50	24,0	0,158	45,0	0,297				
5,00	0,164		0,196	0,281					5,00	21,0	0,139	35,0	0,231				
5,50	0,172		0,202	0,270					5,50	19,0	0,125	30,0	0,198				
6,00	0,180		0,208	0,266					6,00	17,0	0,112	26,0	0,172	43,0	0,284		
6,50	0,187		0,214	0,265					6,50	15,0	0,099	24,0	0,158	35,0	0,231		
7,00	0,194		0,220	0,265					7,00	14,0	0,092	22,0	0,145	30,0	0,198		
7,50	0,200		0,226	0,267					7,50	13,3	0,088	19,0	0,125	25,0	0,165		
8,00	0,207		0,231	0,270					8,00	12,5	0,082	17,0	0,112	22,0	0,145		
8,50	0,213		0,237	0,273					8,50	12,0	0,079	15,0	0,099	19,0	0,125		
9,00	0,220		0,242	0,276					9,00	11,0	0,073	14,0	0,092	16,0	0,106		
9,50	0,226		0,248	0,280					9,50	10,5	0,069	13,0	0,086	15,0	0,099		
10,00	0,232		0,253	0,284					10,00	10,0	0,066	12,0	0,079	14,0	0,092		

As figuras 4.8 a 4.10 apresentam as curvas de volume e resistência plotadas em gráfico e a indicação das alturas de fluxo e ângulo de deposição obtidos na interseção das curvas.

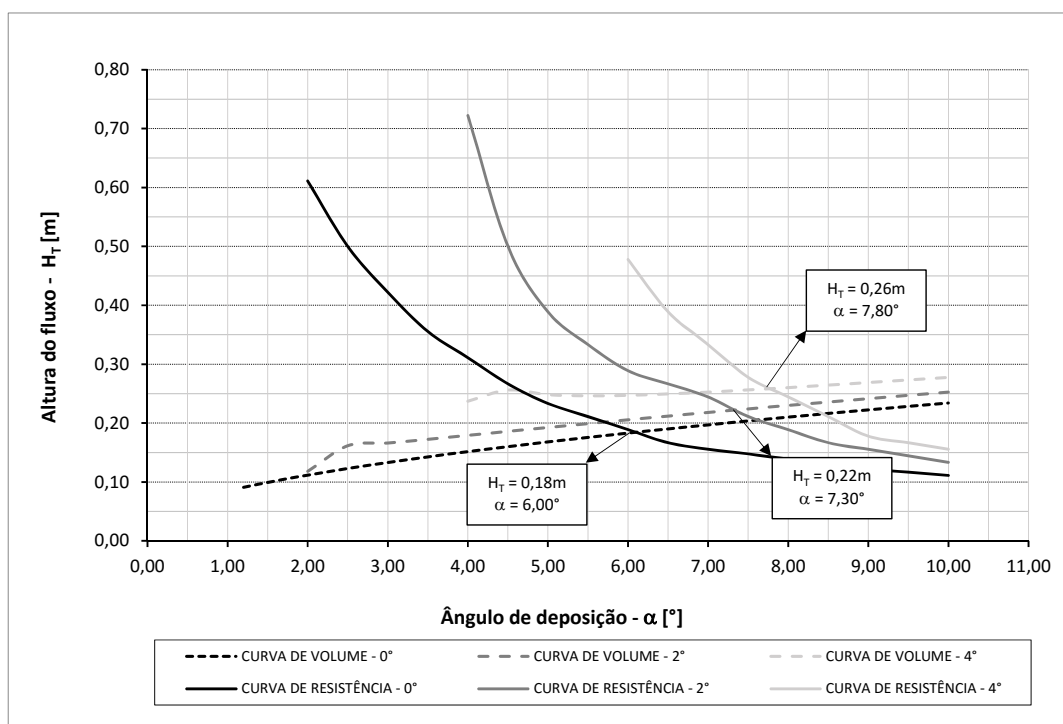


Figura 4.8 – Determinação de HT e α para 60% de umidade e brecha de 0,80m.

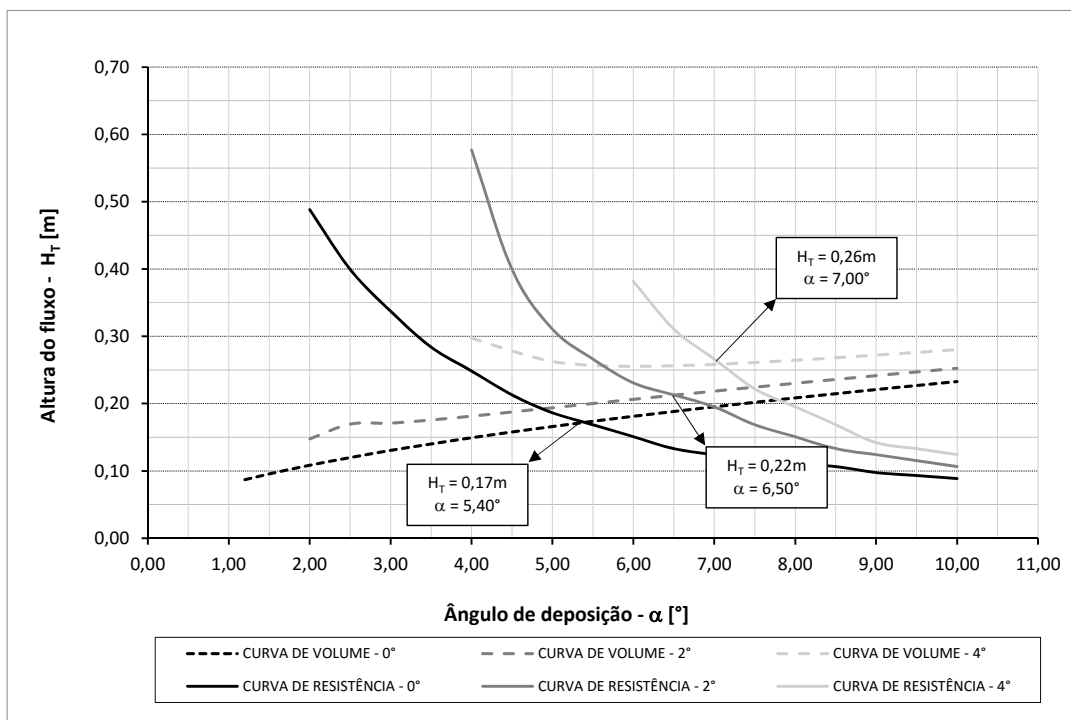


Figura 4.9 – Determinação de  $H_T$  e  $\alpha$  para 73% de umidade e brecha de 0,80m.

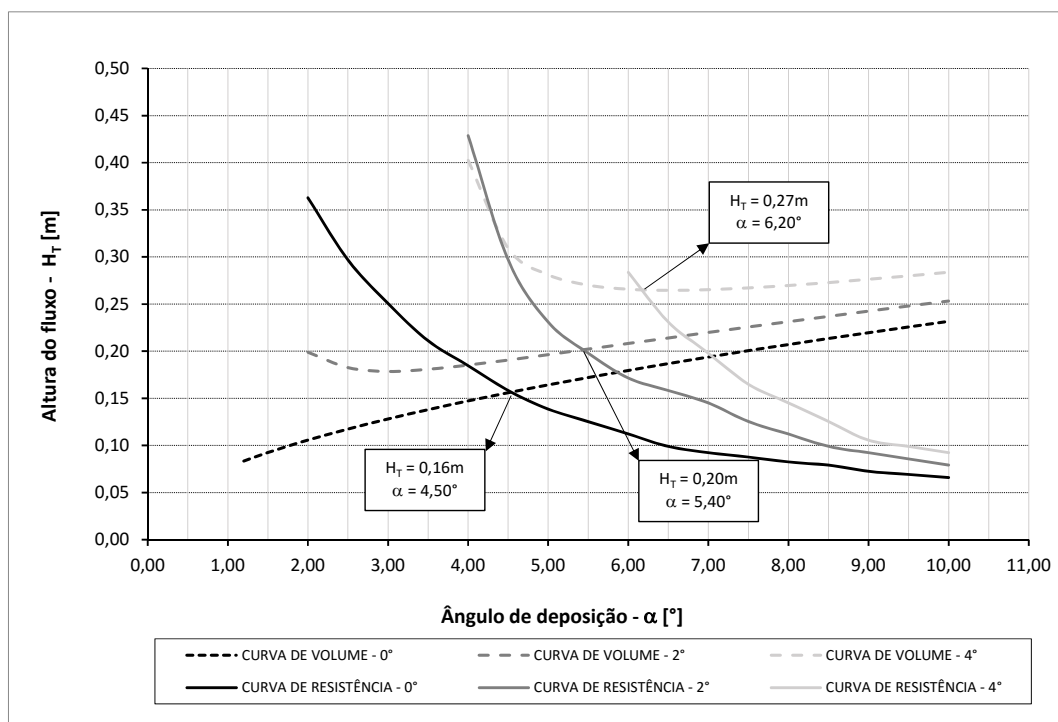


Figura 4.10 – Determinação de  $H_T$  e  $\alpha$  para 86% de umidade e brecha de 0,80m.

Determinados  $H_T$  e  $\alpha$  pode-se calcular a distância percorrida através da Equação (5).

A comparação entre os resultados obtidos na modelagem numérica e na modelagem física são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Comparação entre as modelagens numérica e física.

Teor de umidade	Parâmetro	60%		73%		86%	
		Modelagem numérica	Modelagem física	Modelagem numérica	Modelagem física	Modelagem numérica	Modelagem física
0%	$\alpha$ [°]	6,00	5,91	5,40	5,46	4,50	3,81
	$H_T$ [m]	0,18	0,16	0,17	0,13	0,16	0,11
	L [m]	1,29	1,17	1,42	1,14	1,70	1,52
2%	$\alpha$ [°]	7,30	7,98	6,50	6,27	5,40	4,65
	$H_T$ [m]	0,22	0,17	0,22	0,16	0,20	0,18
	L [m]	1,37	0,97	1,62	1,28	1,84	1,92
4%	$\alpha$ [°]	7,80	9,12	7,10	6,79	6,20	5,17
	$H_T$ [m]	0,26	0,20	0,26	0,22	0,27	0,22
	L [m]	1,57	1,10	1,80	1,93	2,24	2,06

Para uma brecha de 0,80m de largura os valores obtidos nas duas modelagens se mostraram bastante próximos, mostrando que a modelagem física foi satisfatória e reproduz os resultados obtidos por meio do modelo numérico de Lucia (1981).

A Tabela 4.10 apresenta a análise de sensibilidade da largura da brecha. Conforme já mencionado, foram testado valores de largura de brecha de 0,40 até 1,40m. As três últimas colunas apresentam a relação entre o parâmetro medido no modelo físico e o determinado na modelagem numérica. Estão destacadas relações que apresentam mais de 20% de diferença. A largura de brecha de 0,80m apresentou boas relações, é compatível com o modelo.

Tabela 4.10 – Análise de sensibilidade da largura da brecha.

	Parâmetro	60%		73%		86%		RELAÇÃO MF/MN			
		Modelagem numérica	Modelagem física	Modelagem numérica	Modelagem física	Modelagem numérica	Modelagem física	60%	73%	86%	
BETA = 0,40m	0°	Alpha	5,00	5,91	4,50	5,46	3,70	3,81	1,18	1,21	1,03
		H <sub>T</sub>	0,23	0,16	0,22	0,13	0,20	0,11	0,70	0,59	0,55
		L	2,12	1,17	2,34	1,14	2,68	1,52	0,55	0,49	0,57
	2°	Alpha	6,00	7,98	5,30	6,27	4,70	4,65	1,33	1,18	0,99
		H <sub>T</sub>	0,29	0,17	0,28	0,16	0,28	0,18	0,59	0,57	0,64
		L	2,34	0,97	2,64	1,28	3,08	1,92	0,42	0,49	0,62
	4°	Alpha	6,70	9,12	6,00	6,79		5,17	1,36	1,13	
		H <sub>T</sub>	0,37	0,20	0,38	0,22		0,22	0,54	0,58	
		L	2,77	1,10	3,28	1,93		2,06	0,40	0,59	
BETA = 0,60m	0°	Alpha	5,70	5,91	5,00	5,46	4,20	3,81	1,04	1,09	0,91
		H <sub>T</sub>	0,20	0,16	0,18	0,13	0,17	0,11	0,80	0,72	0,65
		L	1,56	1,17	1,65	1,14	1,96	1,52	0,75	0,69	0,78
	2°	Alpha	6,80	7,98	5,80	6,27	5,00	4,65	1,17	1,08	0,93
		H <sub>T</sub>	0,25	0,17	0,23	0,16	0,23	0,18	0,68	0,70	0,78
		L	1,72	0,97	1,91	1,28	2,33	1,92	0,56	0,67	0,82
	4°	Alpha	7,30	9,12	6,60	6,79		5,17	1,25	1,03	
		H <sub>T</sub>	0,30	0,20	0,30	0,22		0,22	0,67	0,73	
		L	1,99	1,10	2,29	1,93		2,06	0,55	0,84	
BETA = 0,80m	0°	Alpha	6,00	5,91	5,40	5,46	4,50	3,81	0,99	1,01	0,85
		H <sub>T</sub>	0,18	0,16	0,17	0,13	0,16	0,11	0,89	0,76	0,69
		L	1,29	1,17	1,42	1,14	1,70	1,52	0,91	0,80	0,90
	2°	Alpha	7,30	7,98	6,50	6,27	5,40	4,65	1,09	0,96	0,86
		H <sub>T</sub>	0,22	0,17	0,22	0,16	0,20	0,18	0,77	0,73	0,90
		L	1,37	0,97	1,62	1,28	1,84	1,92	0,71	0,79	1,05
	4°	Alpha	7,80	9,12	7,10	6,79	6,20	5,17	1,17	0,96	0,83
		H <sub>T</sub>	0,26	0,20	0,26	0,22	0,27	0,22	0,77	0,85	0,81
		L	1,57	1,10	1,80	1,93	2,24	2,06	0,70	1,07	0,92
BETA = 1,00m	0°	Alpha	6,40	5,91	5,70	5,46	4,80	3,81	0,92	0,96	0,79
		H <sub>T</sub>	0,17	0,16	0,16	0,13	0,14	0,11	0,94	0,81	0,79
		L	1,12	1,17	1,25	1,14	1,35	1,52	1,05	0,91	1,12
	2°	Alpha	7,60	7,98	7,00	6,27	5,70	4,65	1,05	0,90	0,82
		H <sub>T</sub>	0,20	0,17	0,19	0,16	0,18	0,18	0,85	0,84	1,00
		L	1,17	0,97	1,26	1,28	1,54	1,92	0,83	1,02	1,25
	4°	Alpha	8,20	9,12	7,30	6,79	6,50	5,17	1,11	0,93	0,80
		H <sub>T</sub>	0,23	0,20	0,23	0,22	0,23	0,22	0,87	0,96	0,96
		L	1,29	1,10	1,52	1,93	1,79	2,06	0,85	1,27	1,15
BETA = 1,20m	0°	Alpha	6,60	5,91	6,00	5,46	5,00	3,81	0,90	0,91	0,76
		H <sub>T</sub>	0,16	0,16	0,15	0,13	0,13	0,11	1,00	0,87	0,85
		L	1,00	1,17	1,09	1,14	1,18	1,52	1,17	1,05	1,28
	2°	Alpha	8,00	7,98	7,20	6,27	6,00	4,65	1,00	0,87	0,78
		H <sub>T</sub>	0,18	0,17	0,18	0,16	0,17	0,18	0,94	0,89	1,06
		L	0,96	0,97	1,14	1,28	1,37	1,92	1,01	1,12	1,41
	4°	Alpha	8,50	9,12	7,70	6,79	6,80	5,17	1,07	0,88	0,76
		H <sub>T</sub>	0,22	0,20	0,21	0,22	0,22	0,22	0,91	1,05	1,00
		L	1,17	1,10	1,29	1,93	1,62	2,06	0,94	1,50	1,27
BETA = 1,40m	0°	Alpha	7,00	5,91	6,20	5,46	5,30	3,81	0,84	0,88	0,72
		H <sub>T</sub>	0,15	0,16	0,14	0,13	0,13	0,11	1,07	0,93	0,85
		L	0,86	1,17	0,96	1,14	1,12	1,52	1,36	1,19	1,36
	2°	Alpha	8,30	7,98	7,50	6,27	6,40	4,65	0,96	0,84	0,73
		H <sub>T</sub>	0,17	0,17	0,17	0,16	0,16	0,18	1,00	0,94	1,13
		L	0,86	0,97	1,02	1,28	1,19	1,92	1,13	1,25	1,61
	4°	Alpha	8,70	9,12	8,00	6,79	7,00	5,17	1,05	0,85	0,74
		H <sub>T</sub>	0,20	0,20	0,20	0,22	0,19	0,22	1,00	1,10	1,16
		L	1,02	1,10	1,17	1,93	1,33	2,06	1,08	1,65	1,55

#### 4.4. Método numérico baseado na teoria do Talude Infinito

Tendo em vista que a altura do fluxo é consideravelmente menor que a distância percorrida, e observando na modelagem física que uma camada de rejeito escorregava sobre a outra até que entrasse em equilíbrio, considerou-se que a teoria poderia ser aplicada com o objetivo de determinar a distância percorrida pelo fluxo e o formato do perfil de rejeito depositado ao longo do talvegue. O método desenvolvido durante este estudo é descrito a seguir.

No estudo, o rejeito utilizado encontra-se saturado, pode-se portanto, considerar que a linha freática coincide com a superfície do rejeito.

Sabemos que nesta situação de percolação, o Fator de Segurança do talude é dado pela eq. (33):

$$FS = \frac{c'}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot tg \alpha} + \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{tg \phi'}{tg \alpha}$$

A ruptura do rejeito ocorre em condições não drenadas, devido a velocidade do deslizamento e baixa permeabilidade do material. Sendo assim, a parcela de atrito da resistência do material é igual a zero, aplicando na eq. (33) o segundo termo desaparece e a parcela de coesão efetiva pode ser escrita como a resistência não drenada do rejeito -  $S_u$ .

Desta forma, tem-se uma nova configuração para o coeficiente de segurança:

$$FS = \frac{S_u}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot tg \alpha} \quad (40)$$

Conforme método do equilíbrio limite, há movimento de massa quando o fator de segurança é igual a 1, tendo em vista que o presente estudo trata de ruptura de barragens de rejeito e conseqüente escoamento de massa, tem-se  $FS = 1$ .

Podemos escrever a equação em função do ângulo de deposição do rejeito -  $\alpha$ :

$$tg \alpha = \frac{S_u}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos^2 \alpha} \quad (41)$$

Observou-se no teste de *slump* e nas simulações no modelo reduzido que o ângulo de deposição do rejeito foi baixo, menor que  $10^\circ$ . Assim, torna-se possível fazer algumas simplificações baseadas em conhecimentos de trigonometria (ver Figura 4.11):

- A tangente de pequenos ângulos é muito próxima ao próprio ângulo, quando este é medido em radianos;

- O cosseno de pequenos ângulos é próximo de 1.

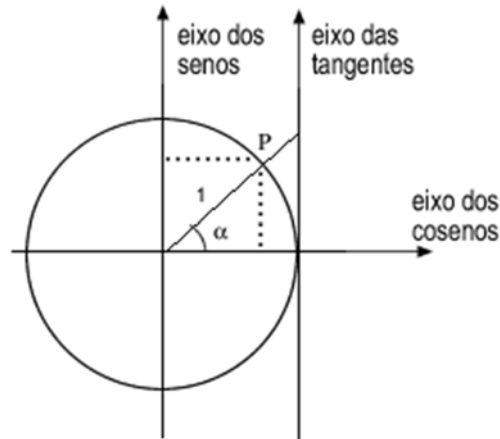


Figura 4.11 – Círculo trigonométrico.

Portanto, tendo em vista as limitações, a eq. (41) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\alpha_i [\text{radianos}] = \frac{S_u}{\gamma_{sat} \cdot H_i} \quad (42)$$

O método proposto neste trabalho busca descrever o perfil de rejeito depositado ao longo de um talvegue e estimar a distância percorrida pelo fluxo de lama.

Tendo uma altura de fluxo inicial ( $H_i$ ), e conhecendo  $S_u$  e  $\gamma_{sat}$  do rejeito estudado, calcula-se o ângulo inicial de repouso da massa de rejeito rompida através da eq. (42).

Considerando uma distância horizontal ( $x$ ) percorrida e conhecendo o ângulo com o qual o rejeito se encontra em repouso no início do fluxo, pode-se calcular uma redução em  $H_i - \Delta H_i$ :

$$\Delta H_i = (x_{i+1} - x_i) \cdot \text{sen } \alpha_i \quad (43)$$

Para determinar a cota de fluxo é preciso também somar à  $H_{FLUXO}$  a variação de cota do terreno natural, ou seja:

$$H_{i+1} = H_i - \Delta H_i + \Delta H_{TN} \quad (44)$$

Com  $H_{i+1}$  calcula-se  $\alpha_{i+1}$  e repete-se a interação sucessivamente até o valor de  $H$  calculado cruzar com a superfície do terreno.

O método foi aplicado ao cenário de ruptura 4 (73% de umidade com declividade do talvegue igual a  $0^\circ$ ). Foram comparados quatro perfis radiais, partindo do ponto de lançamento. A Figura 4.12 apresenta as seções analisadas.

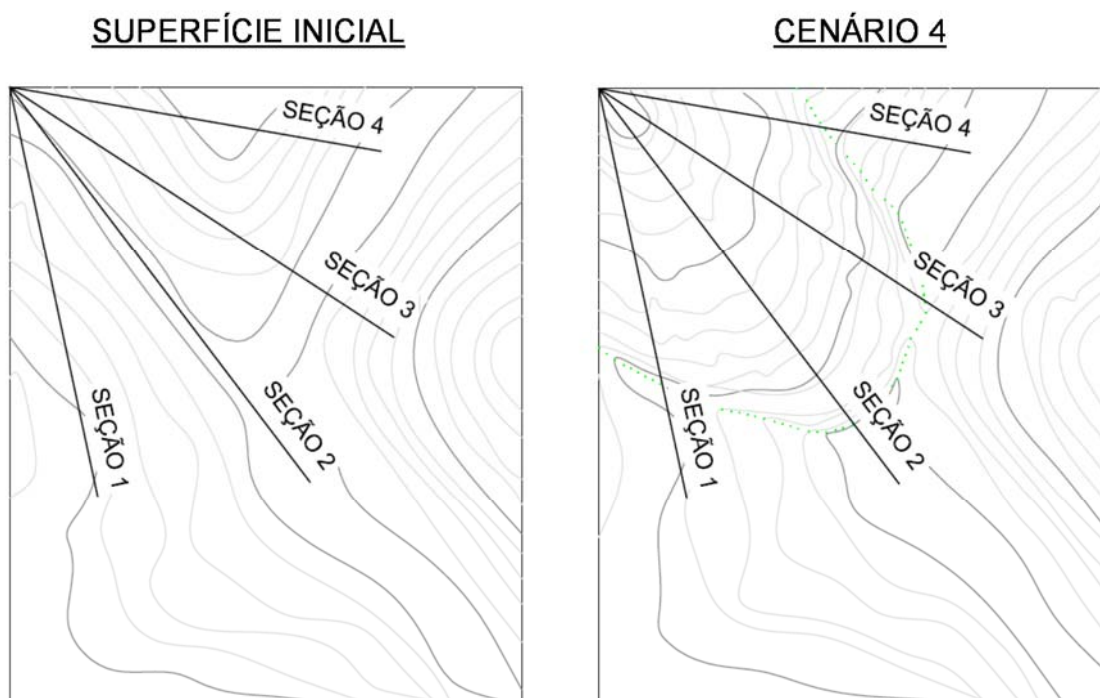


Figura 4.12 – Seções longitudinais para aplicação do método.

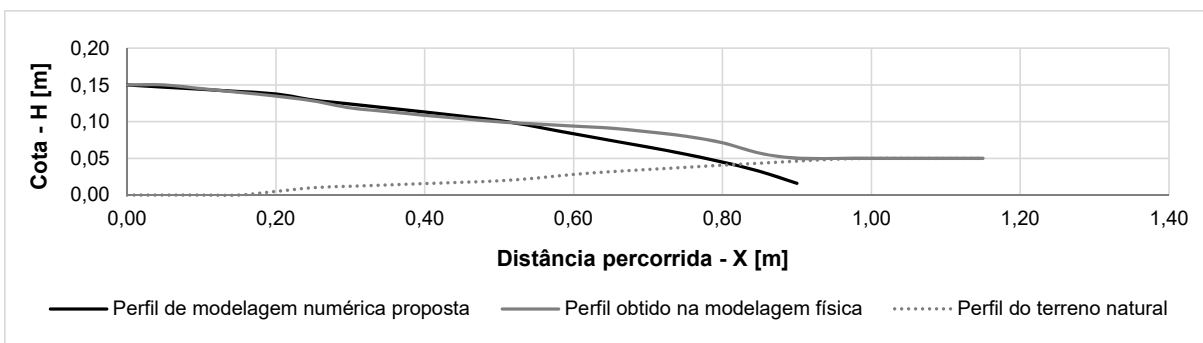
Para cada seção foram extraídos a cota do terreno natural (superfície inicial) e da superfície após ruptura, foram obtidos dados a cada 0,05 m. A Tabela 4.11 traz os valores extraídos das seções.

Tabela 4.11 – Cotas de terreno natural e superfície após ruptura das seção analisadas.

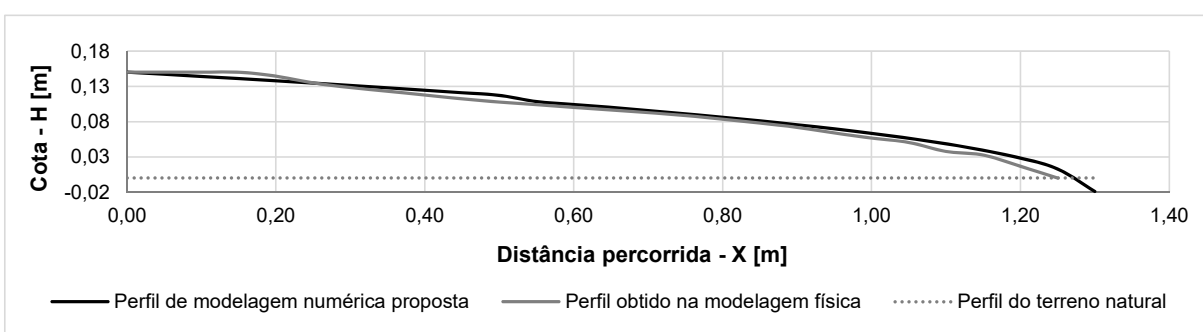
X [m]	SEÇÃO 1		SEÇÃO 2		SEÇÃO 3		SEÇÃO 4	
	H <sub>TN</sub> [m]	H <sub>MODELO</sub> [m]	COTA <sub>TN</sub>	H <sub>MODELO</sub> [m]	COTA <sub>TN</sub>	H <sub>MODELO</sub> [m]	COTA <sub>TN</sub>	H <sub>MODELO</sub> [m]
0,00	0,00	0,15000	0,00	0,15000	0,00	0,15000	0,00	0,15000
0,05	0,00	0,15000	0,00	0,15000	0,00	0,15000	0,00	0,15000
0,10	0,00	0,14500	0,00	0,15000	0,00	0,15000	0,00	0,15000
0,15	0,00	0,14000	0,00	0,15000	0,00	0,15000	0,01	0,14057
0,20	0,00	0,13479	0,00	0,14436	0,00	0,12052	0,02	0,13063
0,25	0,01	0,12827	0,00	0,13493	0,01	0,11292	0,02	0,12054
0,30	0,01	0,11876	0,00	0,12824	0,01	0,10540	0,03	0,11522
0,35	0,01	0,11362	0,00	0,12305	0,01	0,09855	0,03	0,11018
0,40	0,02	0,10864	0,00	0,11773	0,02	0,09369	0,03	0,10684
0,45	0,02	0,10403	0,00	0,11224	0,02	0,08882	0,04	0,10356
0,50	0,02	0,09964	0,00	0,10775	0,02	0,08391	0,05	0,10028
0,55	0,02	0,09677	0,00	0,10396	0,02	0,07902	0,05	0,09162
0,60	0,03	0,09391	0,00	0,10017	0,02	0,07417	0,05	0,07940
0,65	0,03	0,09104	0,00	0,09644	0,02	0,06860	0,05	0,06130
0,70	0,03	0,08618	0,00	0,09273	0,02	0,05925	0,05	0,04928
0,75	0,04	0,08017	0,00	0,08862	0,02	0,05361	0,05	0,03900
0,80	0,04	0,07125	0,00	0,08345	0,02	0,04749	0,04	0,03396
0,85	0,04	0,05705	0,00	0,07797	0,02	0,04048	0,03	0,02719
0,90	0,05	0,05000	0,00	0,07184	0,01	0,03297	0,02	0,01542
0,95	0,05	0,05000	0,00	0,06393	0,01	0,01857	0,01	0,00772
1,00	0,05	0,05000	0,00	0,05661	0,00	0,01067	0,00	0,00284
1,05	0,05	0,05000	0,00	0,05043	0,00	0,00000	0,00	0,00000
1,10	0,05	0,05000	0,00	0,03769	0,00	0,00000	0,00	0,00000
1,15	0,05	0,05000	0,00	0,03253	0,01	0,00000	0,00	0,00000
1,20	0,00	0,00000	0,00	0,01668	0,01	0,01460	0,00	0,00000
1,25	0,00	0,00000	0,00	0,00000	0,02	0,02231	0,00	0,00000
1,30	0,00	0,00000	0,00	0,00000	0,00	0,00000	0,00	0,00000

A modelagem numérica proposta foi aplicada aos perfis extraídos da modelagem física a fim de comparação. O Apêndice XV apresenta os resultados obtidos pela modelagem numérica. A altura de fluxo inicial foi adotada da modelagem física.

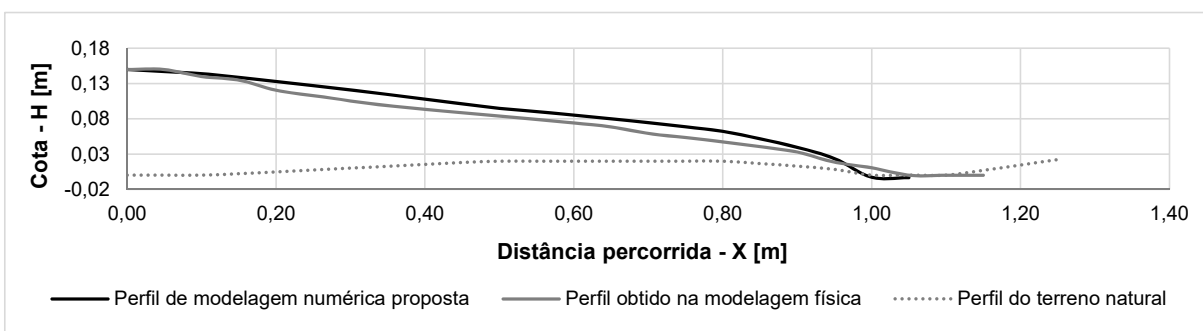
Os perfis longitudinais gerados são apresentados nas figuras 4.13 a 4.16.



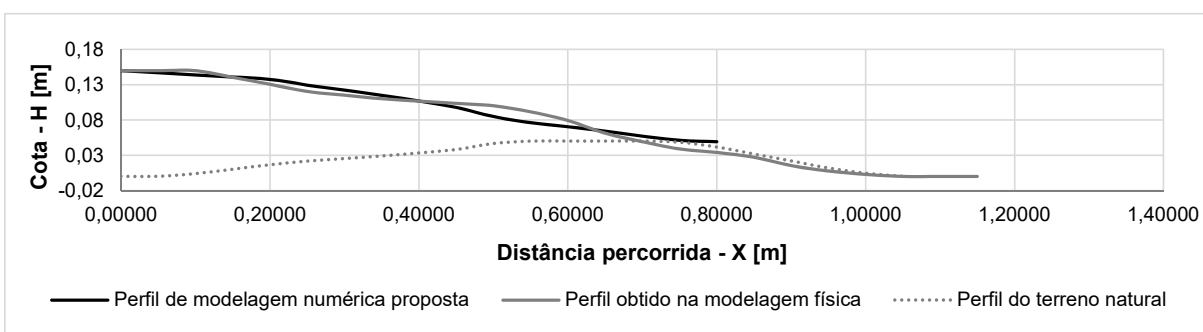
**Figura 4.13 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 1.**



**Figura 4.14 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 2.**



**Figura 4.15 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 3.**



**Figura 4.16 – Comparativo entre perfis de deposição da modelagem numérica proposta e da modelagem física para o Cenário 4 – Seção 4.**

Observa-se a notável proximidade dos perfis. O método numérico baseado na teoria do talude infinito conseguiu descrever o formato dos perfis longitudinais de rejeito escoado e determinar a distância percorrida de maneira satisfatória.

A partir dos perfis gerados foi possível traçar as curvas de nível do modelo numérico aplicado ao Cenário 4. A Figura 4.17 apresenta a planta com espalhamento do rejeito.

Em azul está representado o limite do escoamento modelado por meio do método proposto, em verde está o limite obtido na modelagem em modelo reduzido. Nas seções 2 e 4 os perfis são muito próximos, a diferença observada nas seções 1 e 3, é pequena e não foi possível determinar o porquê do comportamento.

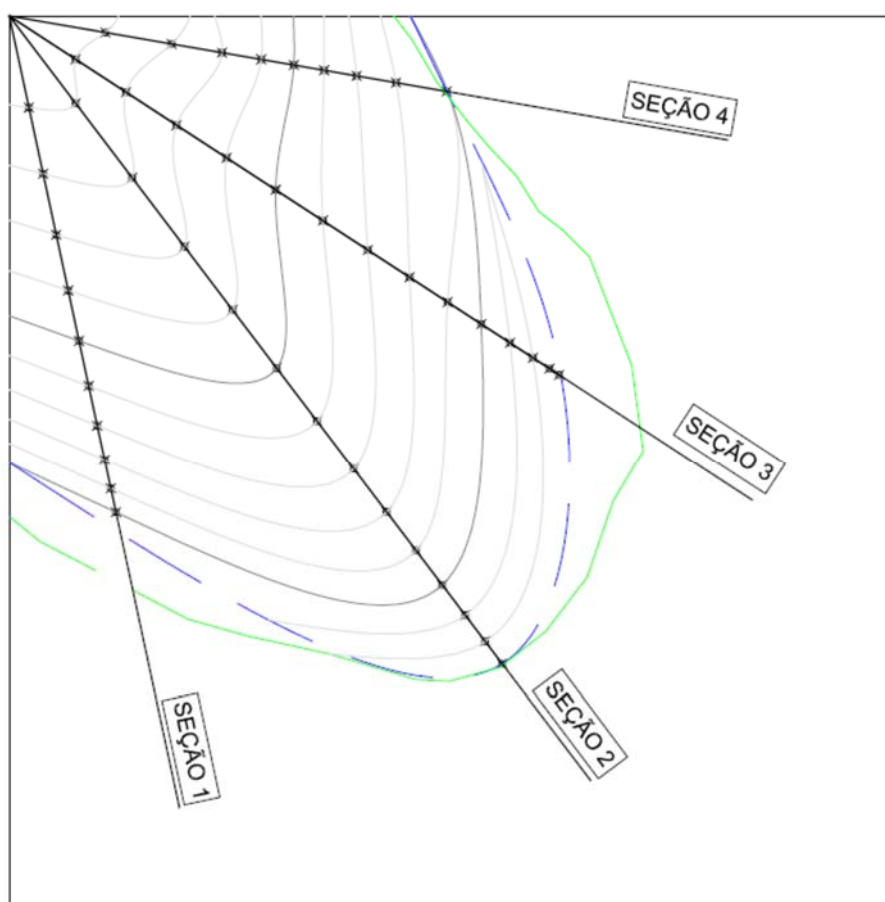


Figura 4.17 – Planta gerada através da modelagem numérica.

O método pode ser aplicado repetidamente em diversas seções radiais a partir do ponto de ruptura, a fim de se obter uma superfície de espalhamento mais detalhada.

As principais características e limitações do modelo são:

- O modelo é válido para declividades de talvegue menores que  $10^\circ$ , dado a simplificação trigonométrica da formulação;

- A caracterização adequada do rejeito ( $S_u$  e  $\gamma_{sat}$ ) é fundamental para sucesso da aplicação do método;
- Deve ser usada a resistência não drenada residual do rejeito, com base em uma lama com mesmo teor de umidade encontrado no reservatório de rejeitos;
- O método requer ainda, como dado de entrada, que seja feita uma estimativa da altura da brecha.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A metodologia adotada nessa pesquisa mostrou-se satisfatória ao demonstrar que o modelo numérico proposto conseguiu descrever a área inundada com eficiência. Salienta-se que este método, baseado na teoria do talude infinito, requer baixa complexidade de informações em relação aos demais métodos aplicados para o mesmo objetivo. Diferente do método proposto por Lucia (1981), a metodologia proposta possibilita, além de determinar a área inundada, a descrição do formato do perfil de inundação.

O ensaio de *slump* foi utilizado para medição da consistência da massa rejeito em diferentes umidades. Foi observado o aumento na altura de abatimento conforme aumentava-se o teor de umidade, o rejeito estudado apresentou maior sensibilidade em teores de umidade maiores 50%. Devido à limitação do equipamento de ensaio, o teste foi interrompido em 57,14% de teor de umidade.

O ensaio de abatimento foi fundamental para escolha da umidade inicial utilizada nas simulações. Tendo em vista as dimensões do modelo, o teor de umidade inicial a ser utilizado não poderia ser muito elevado. Sendo assim, a partir dos ângulos de deposição obtidos, encontrou-se a umidade máxima teórica com a qual o rejeito poderia ser lançado no modelo reduzido sem que houvesse escoamento excessivo: 61%.

A resistência não drenada em função do teor de umidade do rejeito foi medida de duas formas: através do ensaio de torvane, realizado junto com o teste de abatimento, e o ensaio de mini-vane, realizado posteriormente e que buscou atingir teores de umidade diferentes dos testado com o torvane. Esperava-se obter mais relações entre os ensaio de *slump* e a resistência não drenada medida, a fim de propor a utilização do ensaio de *slump* para determinação de resistência não drenada em campo, porém, devido a precisão do equipamento de torvane, não foi possível apresentar boas correlações.

Foram simulados 9 cenários de ruptura no modelo reduzidos, com declividades do talvegue principal de 0°, 2° e 4°, e teores de umidade do rejeito de 60%, 73% e 86%.

Como as umidades do rejeito utilizado nas simulações superaram os valores obtidos com o torvane, as resistências não drenadas das misturas simuladas foram estimadas a partir de uma extrapolação da curva de resistência não drenada *versus* umidade, sendo que as resistências obtidas foram: 0,20 kPa, 0,15 kPa e 0,10 kPa, para os teores de umidade de 60%, 73% e 86%, respectivamente.

Das simulações em modelo reduzido, em relação ao ângulo de deposição, pôde-se observar que:

- O ângulo de deposição diminuiu com o aumento do teor de umidade para todas as declividades de talvegue;
- Quanto maior a declividade do talvegue, maior o ângulo de deposição do rejeito;

As distâncias as distâncias de espalhamento, observou-se:

- As distâncias de espalhamento foram maiores conforme se aumentou o teor de umidade, exceto entre os cenários 1 e 2;
- Quanto houve aumento da declividade do talvegue, as distâncias de espalhamento foram maiores, exceto entre os cenários 1 e 4;
- Lateralmente, o espalhamento tende a ser menor conforme houve aumento do teor de umidade;
- Ao longo do talvegue principal a área inundada aumentou com o aumento do teor de umidade;
- A extensão do espalhamento lateral foi menor em relação ao longitudinal. Quanto maior a declividade e umidade, maior é a diferença;
- Onde há aclive no terreno ao longo do fluxo de rejeitos, na confluência com um vale secundário, por exemplo, o rejeito tem um avanço restringido, formando uma superfície de cisalhamento com o fluxo principal.

Em relação à altura de fluxo, constatou-se:

- A altura do fluxo próximo ao ponto de lançamento diminuiu com o aumento do teor de umidade;
- A altura de fluxo não apresentou padrão com o aumento da umidade nas mesmas declividades, visto que é influenciada de maneira oposta pela distância de espalhamento e ângulo de deposição, sendo que não foi possível determinar qual das duas medições tem maior influência.
- A altura de fluxo de nas simulações de mesma umidade e variação da declividade do talvegue, percebe-se aumento em todos os casos.

Acredita-se que o comportamento atípico observado em relação às distâncias de espalhamento se deve a algum erro na simulação do Cenário 1, por ser o primeiro realizado

alguns procedimentos ainda não estavam bem definidos e podem ter influenciado no modo de espalhamento do rejeito.

O vale principal, de maior declividade, é o caminho preferencial do rejeito, atingindo maiores distâncias de espalhamento nesta seção. No encontro com o aclave do relevo, o rejeito apresenta sinais de ruptura por cisalhamento, que se são mais próximas do vale principal conforme diminuição da resistência não drenada e aumento da declividade do talvegue. O cisalhamento acontece devido à estabilização de uma porção da massa frente ao aclave e continuidade do escoamento de outra porção ao longo do talvegue.

O modelo numérico proposto por Lucia (1981) foi aplicado para os mesmos cenários simulados fisicamente, os valores obtidos se mostraram bastante próximos aos conseguidos na modelagem física, mostrando que a modelagem física foi satisfatória e reproduz os resultados obtidos por meio do modelo numérico de Lucia (1981).

Tendo em vista que a altura do fluxo é consideravelmente menor que a distância percorrida em uma ruptura e observando na modelagem física, considerou-se que a teoria do talude infinito poderia ser aplicada com o objetivo de determinar a distância percorrida pelo fluxo e o formato do perfil de rejeito depositado ao longo do talvegue.

O método proposto foi aplicado nas condições do cenário de ruptura 4. Foi observado uma grande proximidade entre os perfis. A partir dos perfis gerados foi possível traçar as curvas de nível do modelo e determinar a área inundada pelo espalhamento do rejeito.

Outra consideração em relação ao método proposto é que este considera a topografia real do terreno, diferente do método de Lucia (1981), que se desenvolve para um talude médio.

As principais limitações do modelo são:

- O modelo é válido para declividades de talvegue menores que  $10^\circ$ , dado a simplificação trigonométrica da formulação;
- A caracterização adequada do rejeito ( $S_u$  e  $\gamma_{sat}$ ) é fundamental para sucesso da aplicação do método;
- Deve ser usada a resistência não drenada residual do rejeito, com base em uma lama com mesmo teor de umidade encontrado no reservatório de rejeitos;
- O método requer ainda, como dado de entrada, que seja feita uma estimativa da altura da brecha.

Para trabalhos futuros, recomenda-se:

- Avaliação do lançamento de rejeito com diferentes estágios de consolidação para avaliação do comportamento e formulação do método frente a materiais heterogêneos;

- Obter correlação entre resistência não drenada de lamas e resultados de Slump Test, possibilitando obtenção expedita em campo de Su de rejeitos.
- Desenvolvimento de roteiros para obtenção da geometria de áreas atingidas pelo fluxo de rejeitos após a ruptura de barragens, segundo diferentes configurações topográficas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRÃO, P. C. *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, p. 1-10. 1987.
- ALMEIDA, A. B.; RAMOS, C. M.; SANTOS, M. A. e VISEU, T. *Dam Break Flood Risk Management in Portugal*. Livro editado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa-Portugal. 2003.
- ANDRIOLO, F. R., *Acertos, Contrariedades, Conquista e a Necessidade de manter Qualidade*, 1º Brasillian International RCC Symposium, Ibracon. Brasil. 2008.
- ARAUJO, C. B. *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro-RJ. 2006.
- ASSIS, A.; ESPÓSITO, T. *Construção de barragens de rejeito sob uma visão geotécnica*. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, p. 259-273. Ouro Preto-MG. 1995
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água*. NBR 13028/06. Rio de Janeiro-RJ. 2006.
- BAECHER, G.; PATE, M.; DE NEUFVILLE. *Risk of dam failure in benefit-cost analysi*. Water Resources Research, p. 449-456. 1980.
- BALBI, D. A. F. *Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti . MG*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte-MG. 2008.
- BLIGHT, G., ROBINSON, M. & DIERING, J. *The Flow of Slurry from a Breached Tailings Dam*. Jour. S. Af. Inst. Min. Met. 1981.
- BOGER, D. V. I *Workshop of Minerals Processing and Tailings Rheology*. In: International Seminar on Paste and Thickened Tailings. Melbourne - Austrália. 2003.
- BRASIL. Lei n. 12.334, de 20 set. 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 e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens*. Diário Oficial da União. Brasília-DF. 2010.
- BRASIL. RESOLUCAO No 143, DE 10 DE JULHO DE 2012. *Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334*. Diário Oficial da União, Brasília DF, 2012.

BRYANT, S., DUNCAN, J. & SEED, H. *Application of Tailings Dam Flow Analyses to Field Conditions*. U.S.Bureau of Mines, OFR, 53-84. 1983.

CASTRO, A. L. C. *Manual de planejamento em defesa civil*. Vol.1. Brasília: Ministério da Integração Nacional/ Departamento de Defesa Civil. 133 p. 1999.

CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens. *Guia Básico de Segurança de Barragens*. São Paulo. CBGB. 77p. 1999.

CHAMMAS, R. *Nota de Aula do Curso de Barragens de Contenção de Rejeitos*. Ouro Preto-MG, 1989.

CHAUHAN, S. S., BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. *Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling*. Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials. Phoenix, p.15. 2004.

COLLISCHONN, W. *Análise do Rompimento da Barragem de Ernestina*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre-RS. 1997.

DELL'AVANZI, E., H. GODOY, G.P. BERNARDES, e H. JARROUGE. *Estudo do comportamento de estruturas grampeadas utilizando modelos reduzidos - conceitos teóricos para garantia da similitude modelo-protótipo*. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Curitiba-PR. 2006.

DEPARTMENT OF ECOLOGY (1995). *Technical note 1: dam break inundation analysis and downstream hazard classification*". Guidelines for developing dam emergency action plans. Dam Safety Office. Washington. 1995.

ELETROBRAS. *Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas*. Rio de Janeiro-RJ. 2003.

FRANCO, C. S. S. P. de A. *Segurança de Barragens: Aspectos Regulatórios*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia.-GO. 2008.

FREAD, D. L. *BREACH, an erosion model for earthen dam failures*. NWS Report. Oceanic and Atmospheric Administration. Silver Spring. 1985.

FREAD, D. L., LEWIS, J. M. *NWS FLDWAV model: Theoretical Description and User Documentation*. Hydrologic research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, p. 335. 1998.

FROEHLICH, D. C., TUFAL, M. *Evaluation and use of embankment dam breach parameters and their uncertainties*. Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials. Phoenix, 15 p. 2004.

GeoHydroTech. *Estudos de ruptura - Avaliação do Potencial de Danos*. Rio Paracatu Mineração S. A. - Barragem Morro do Ouro – Etapa 20. 2010

ICOLD. *Dam Failures Statistical Analysis*, Bulletin 89. p. 1-73. 1995.

- ICOLD. *Dam break flood analysis: review and recommendations*. Boletim 111. p. 301. 1998.
- JANSEN, R.B. *Dams and Public Safety*. US Department of the Interior, Water and Power Resources Service. Denver -USA. 1980.
- JEYAPALAN, J., DUNCAN, J. & SEED, H. *Analyses of Flow Failures of Mine Tailings Dams*. Jour. Geotech. Eng. Vol. 109, No. 2. p. 150-171. 1983a.
- JEYAPALAN, J., DUNCAN, J. & SEED, H. *Investigation of Flow Failures of Tailings Dams*. Jour. Geotech. Eng. Vol. 1011. No. 2.p. 172-189. 1983b.
- JUNG, S. J., BISWAS, K. *Review of Current High Density Paste Fill and its Technology*. Mineral Resources Engineering. Idaho – USA, Vol. 11, No. 2. p. 165-182. 2002.
- LADEIRA, J. E. R. *Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos: o caso UHE-São Simão*. Dissertação (mestrado) - Programa de Pós graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte- MG. 2007.
- LUCIA, P. *Review of Experiences with Flow Failures of Tailings Dams and Waste Impoundments*. Ph.D dissertation. Univ. of Calif. Berkeley. 1981.
- MACDONALD, T. C., LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. *Breaching Characteristics of Dam Failures*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 110, No. 5. p. 567-586. 1984.
- MAIJALA, T. *Development of rescue actions based on dam-break flood analysis – final report*. RESCDAM project. Finlândia, p. 48. 2001.
- MASCARENHAS, F. C. B. *Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) . COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ. 1990.
- MELLO, V.F.B. *Diferenças seriais entre barragens de acumulação de água e de rejeitos*. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração. Rio de Janeiro-RJ. 1987.
- MENESCAL, R. A.; MIRANDA, N.; PITOMBEIRA, S.; PERINI, D. S. *As barragens e as enchentes. A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos*. Ministérios da Integração Nacional, Brasília, p. 289-299. 2005a.
- MENESCAL, R. A.; VIEIRA, V. P. P. B.; OLIVEIRA, S. K. F. *Terminologia para Análise de Risco e Segurança de Barragens*. A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos. Ministérios da Integração Nacional, Brasília, p. 31-49. 2005b.
- MI . Ministério da Integração Nacional. *Manual de segurança e inspeção de barragens*. Brasília, p. 138. 2002.
- MINAS GERAIS, Deliberação Normativa COPAM n. 87 de 17 de junho de 2005. Altera e complementa a Deliberação Normativa COPAM n. 62, de 17/12/2002, que dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório

de água em empreendimentos industriais e de mineração no Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2005.

MINAS GERAIS. Deliberação Normativa COPAM n. 62 de 17 de dezembro de 2002. Dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002.

MONTE-MOR, R. C. de A. *Mapeamento de áreas inundáveis associadas a ruptura de barragens - estudo de caso: barragem de ninho da Águia - MG*. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte-MG. 2004.

MORRIS, M. W., GALLAND, J. C. *Dam break modelling – Guidelines and best practice*. CADAM Project. Reino Unido, p. 32. 2000.

PENMAN, A. D. M. *The Need for Dam Safety - Case studies on tailings management*. International Council on Metals and the Environment (ICME), United Nations Environment Programme (UNEP), p. 5-6. 1998.

TRONCOSO, J. H. *Geotechnics of tailings dams and sediments*. INTERNATIONAL CONGRESS OF ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 18, p. 1405-1423. Lisboa. Anais.. Lisboa: ICEG. 1997.

VICK, S. G. *Inundation Risk from Tailings Dam Flow Failures*. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. III, Viña del Mar-Chile. 1991.

WISEU, T.; ALMEIDA, A. B. *Plano de Emergência Interno de barragens*. 5º Congresso da Água, Lisboa, 2000. WISEU, T. *Segurança dos Vales a Jusante de Barragens*. Metodologias de Apoio à Gestão dos Riscos. Tese (Doutorado). Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, p. 482. 2006.

WISEU, T.; MARTINS, R. *Optimização de Recursos nas Acções de Segurança de Barragens*. III SIMPÓSIO DE HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS DOS PAÍSES DE LÍNGUA OFICIAL PORTUGUESA (SILUSBA). Maputo, Moçambique, p. 10. 1997.

WISEU, T.; RAMOS, C. *Zoneamento Territorial e Critérios para Aplicação dos Modelos Hidrodinâmicos*. SEPREM, Madri. 1999.

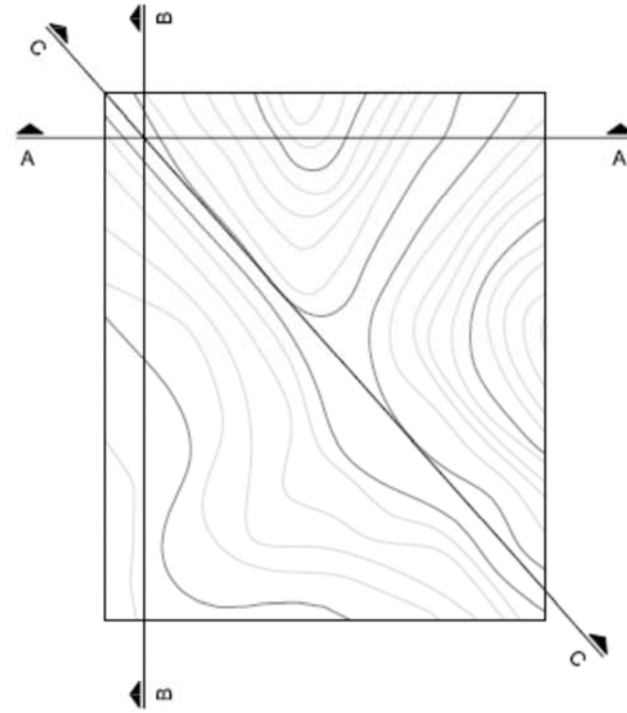
WAHL, T. L. (2001). *The uncertainty of embankment dam breach parameter predictions based on dam failure case studies*. USDA/FEMA Workshop on Issues, Resolutions and Research Needs Related on Dam Failure Analysis. Oklahoma, p.1-16. 2001.

## APÊNDICES

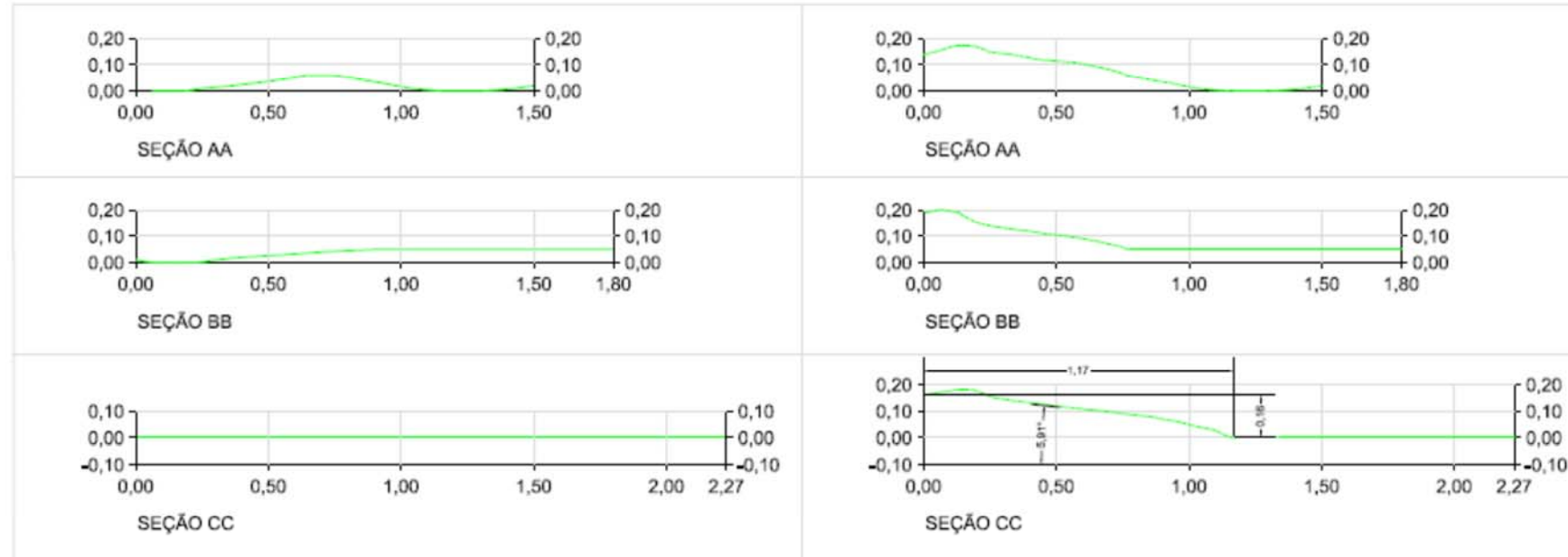
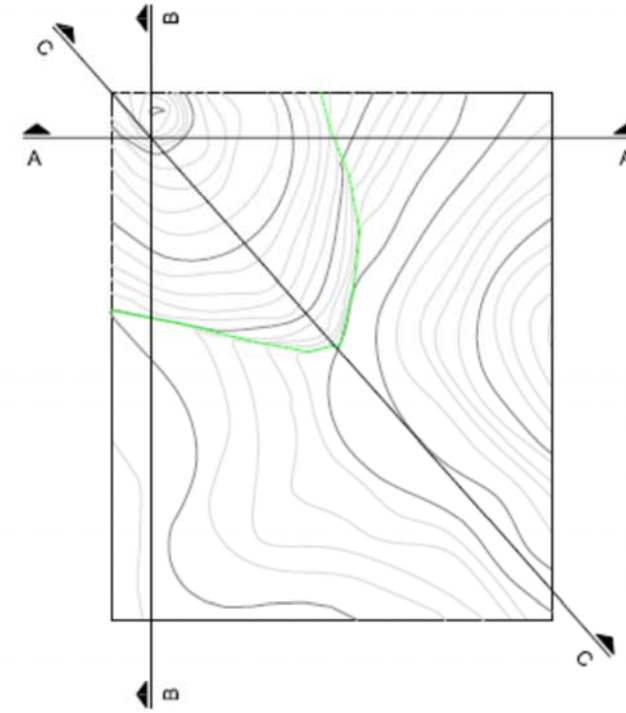
APÊNDICE I – CENÁRIO 1

CENÁRIO 1

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 0°



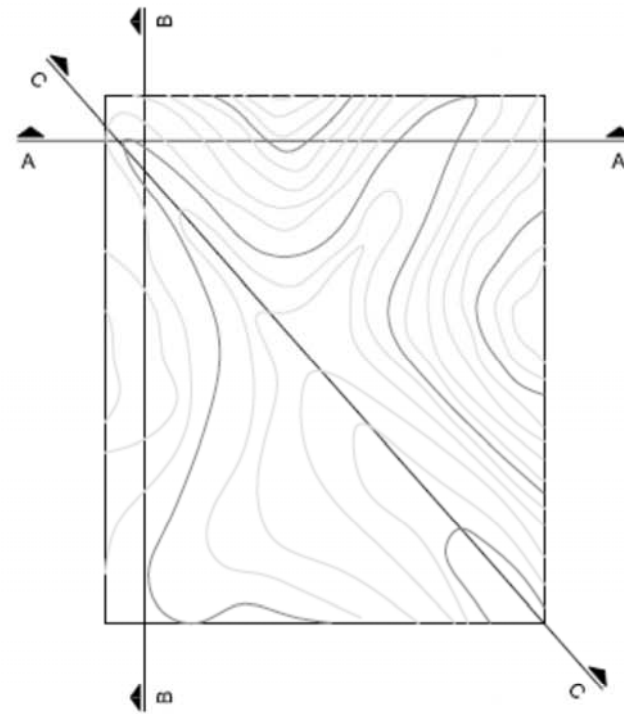
UMIDADE: 60%  
DECLIVIDADE: 0°



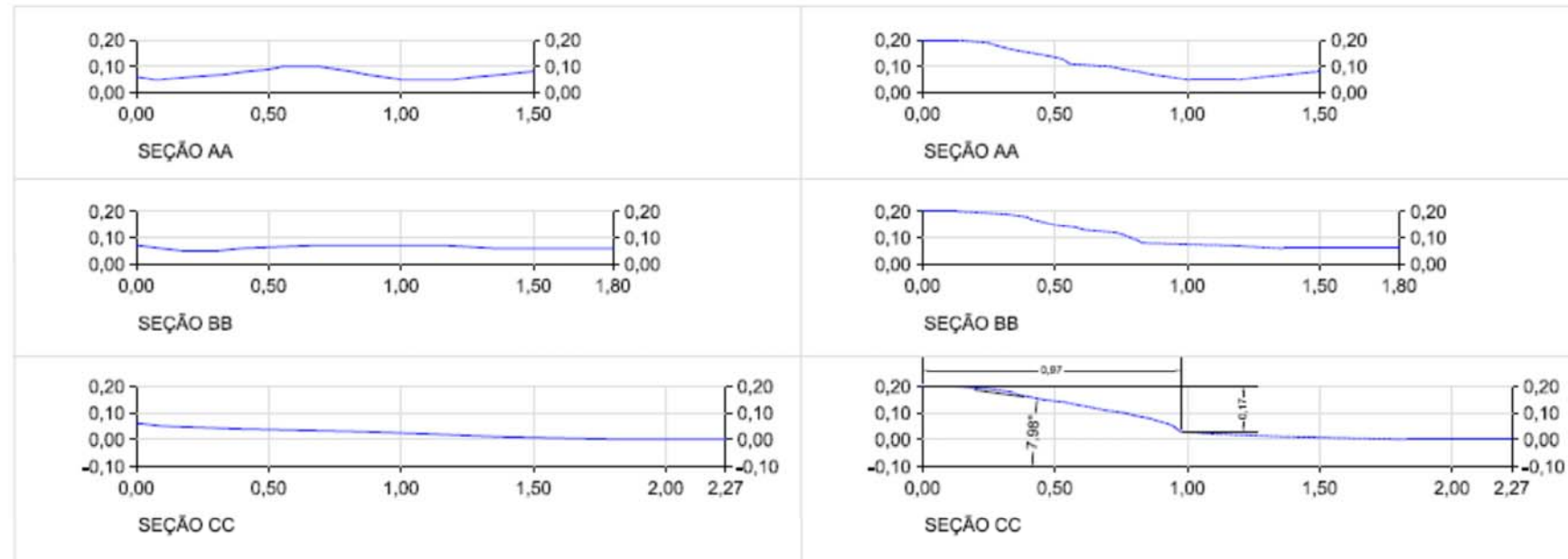
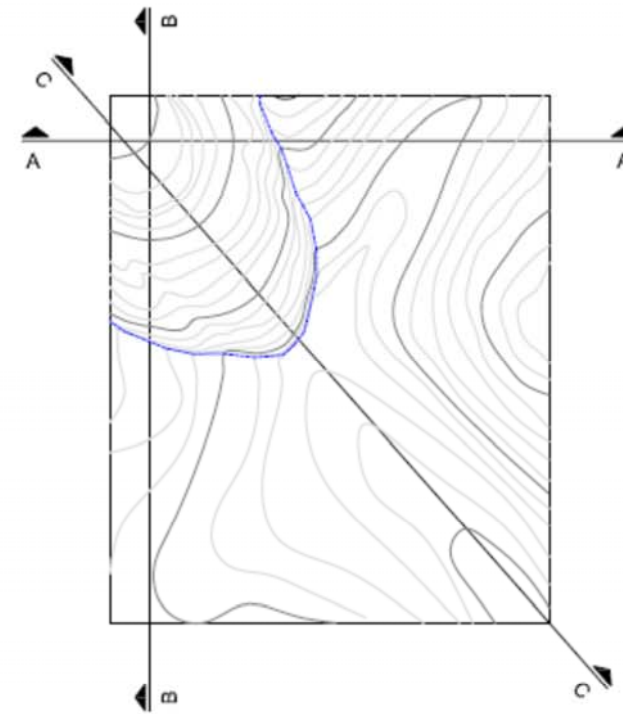
APÊNDICE II – CENÁRIO 2

CENÁRIO 2

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 2°



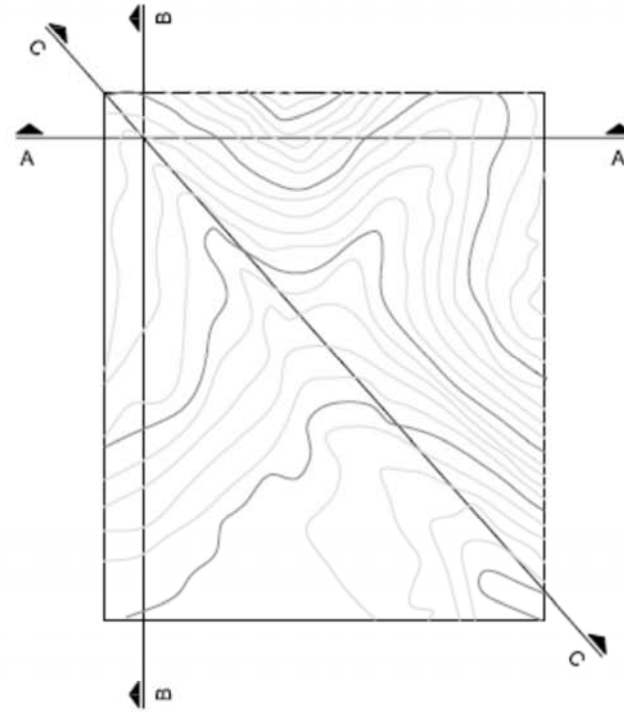
UMIDADE: 60%  
DECLIVIDADE: 2°



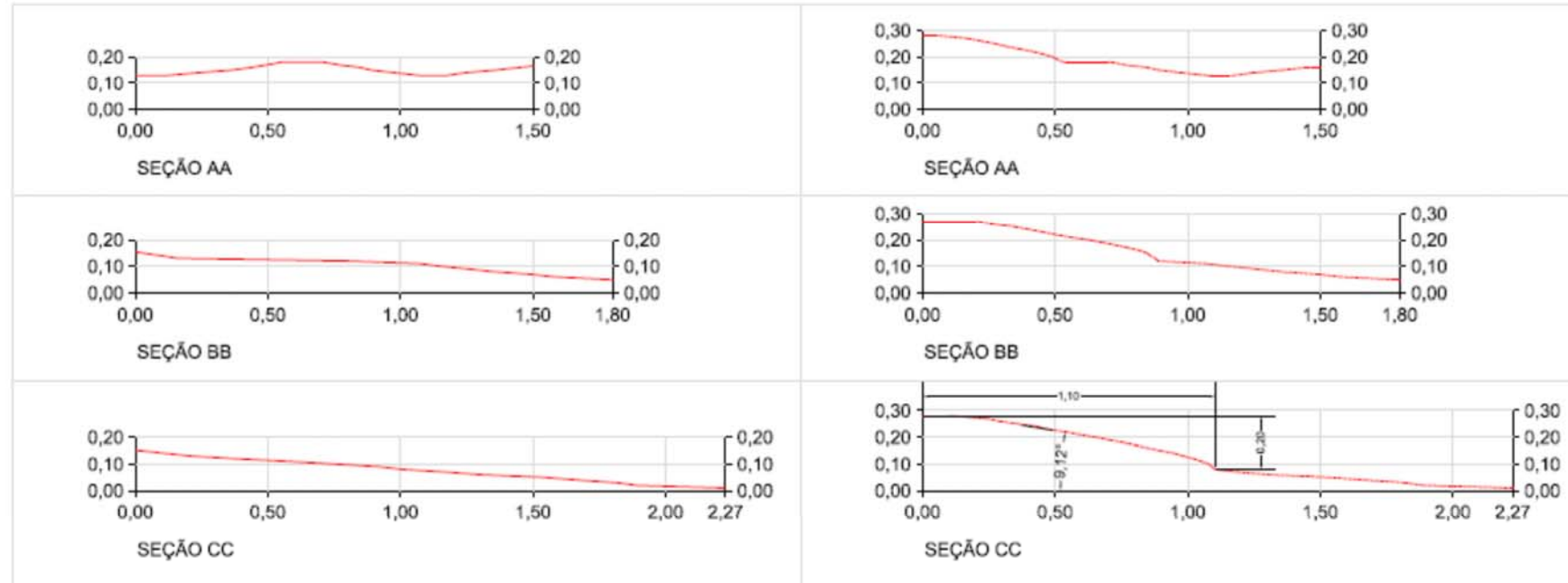
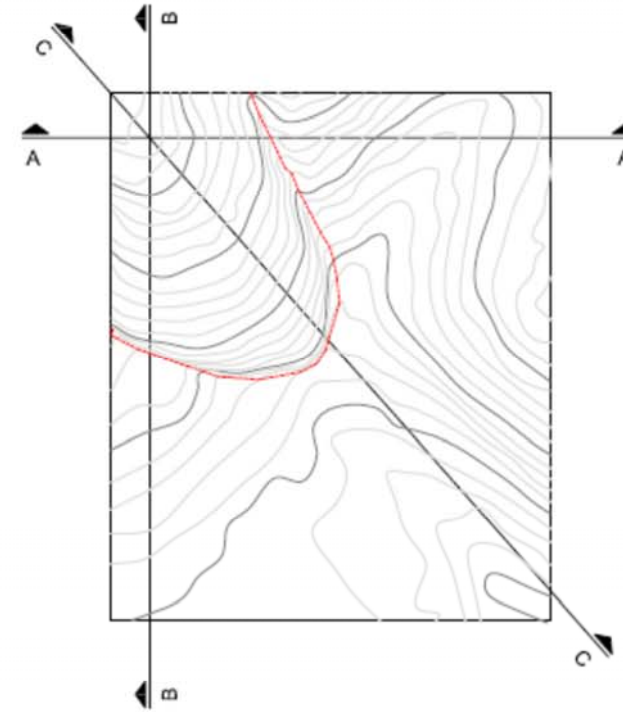
APÊNDICE III – CENÁRIO 3

CENÁRIO 3

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 4°



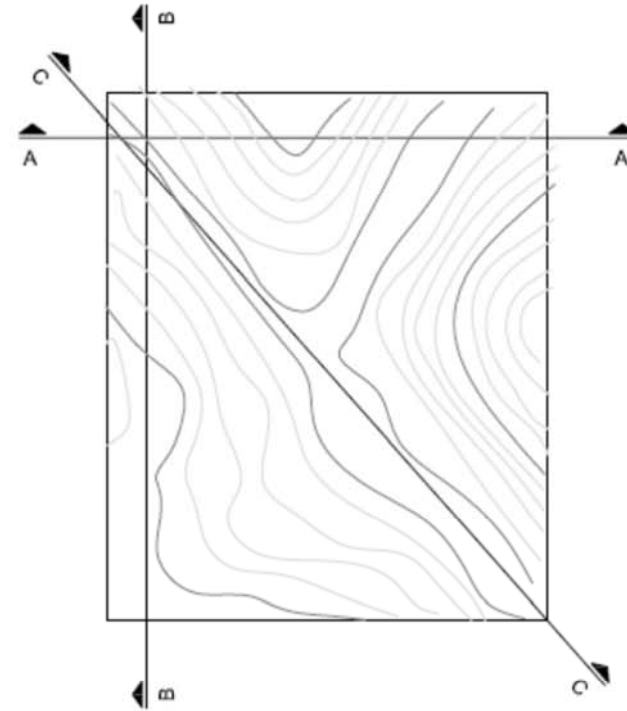
UMIDADE: 60%  
DECLIVIDADE: 4°



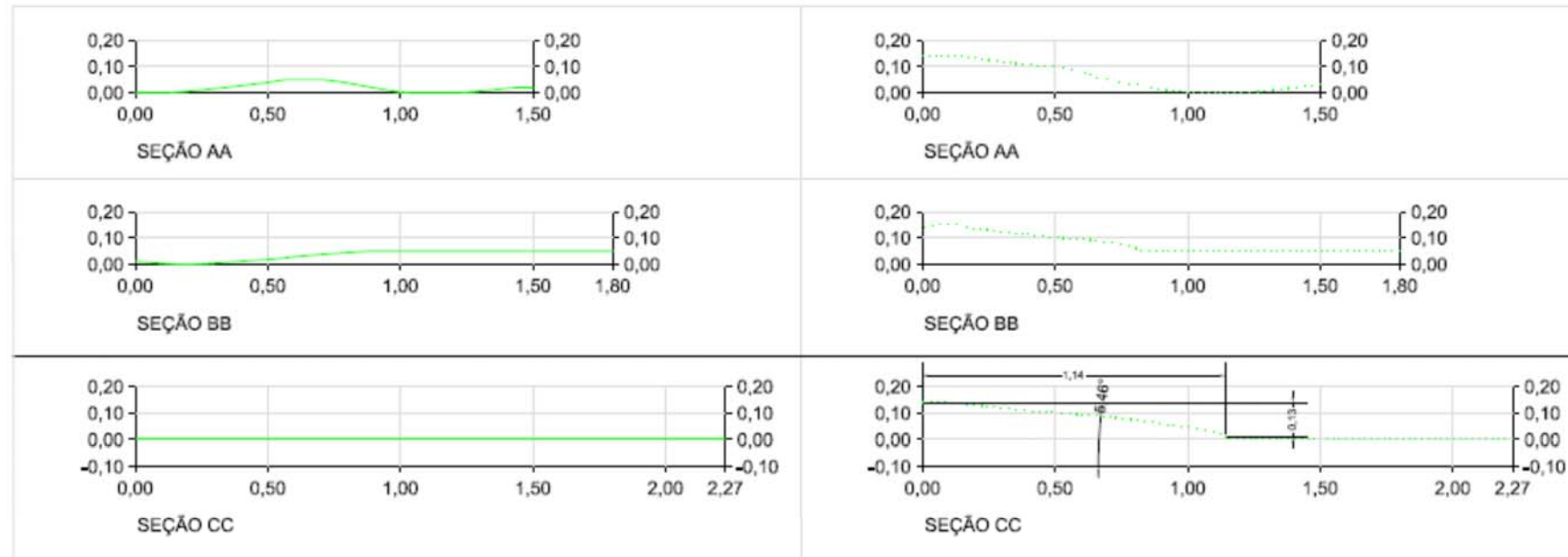
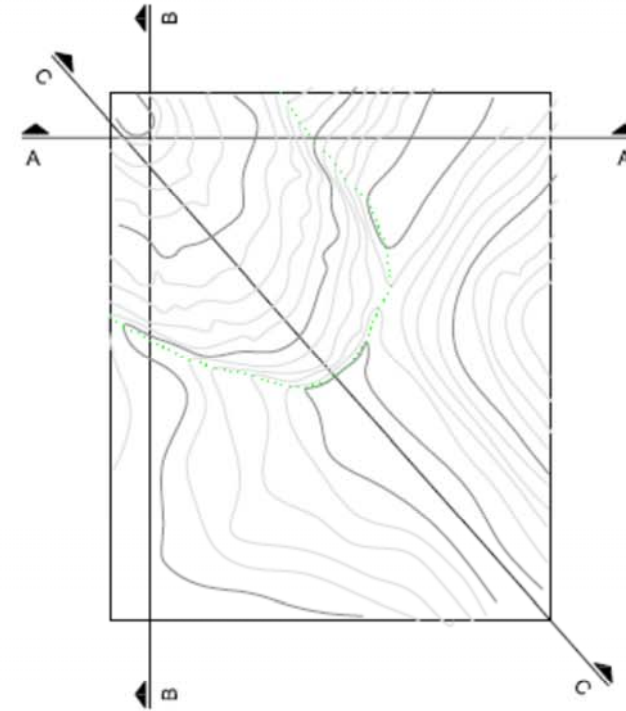
APÊNDICE IV – CENÁRIO 4

CENÁRIO 4

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 0°



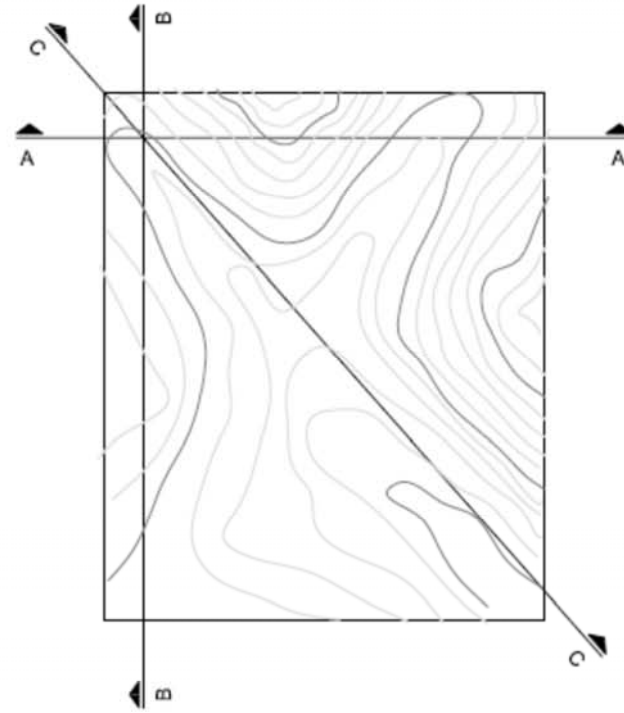
UMIDADE: 73%  
DECLIVIDADE: 0°



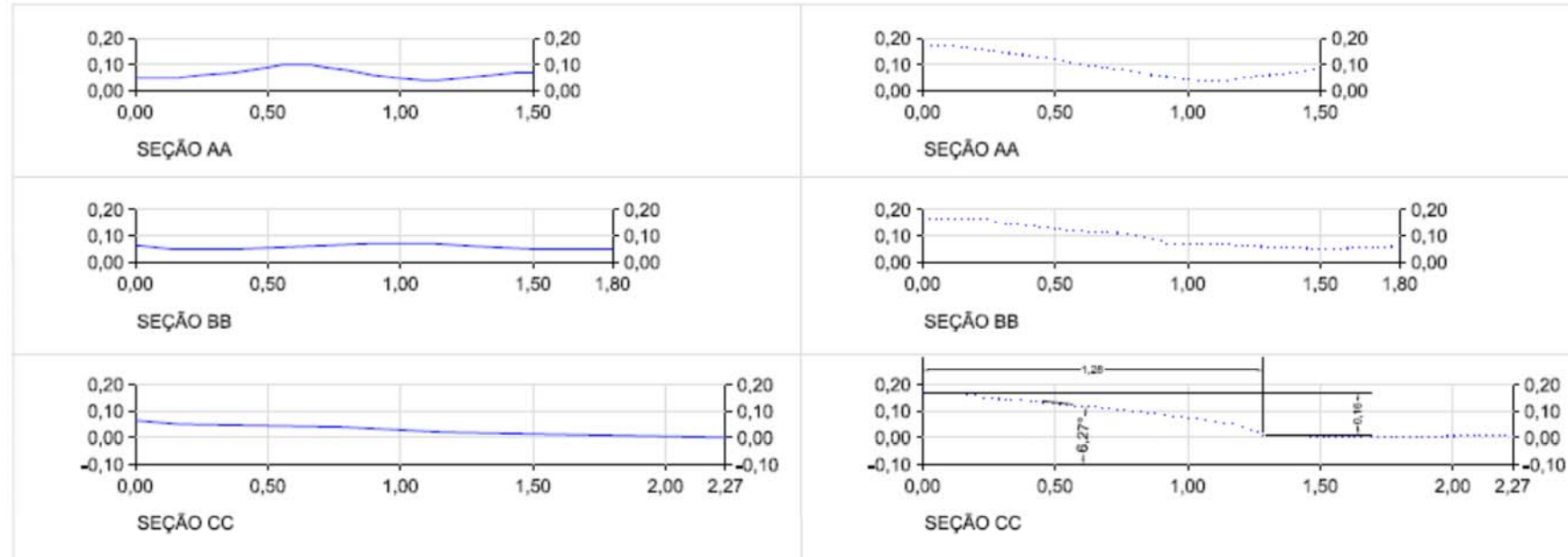
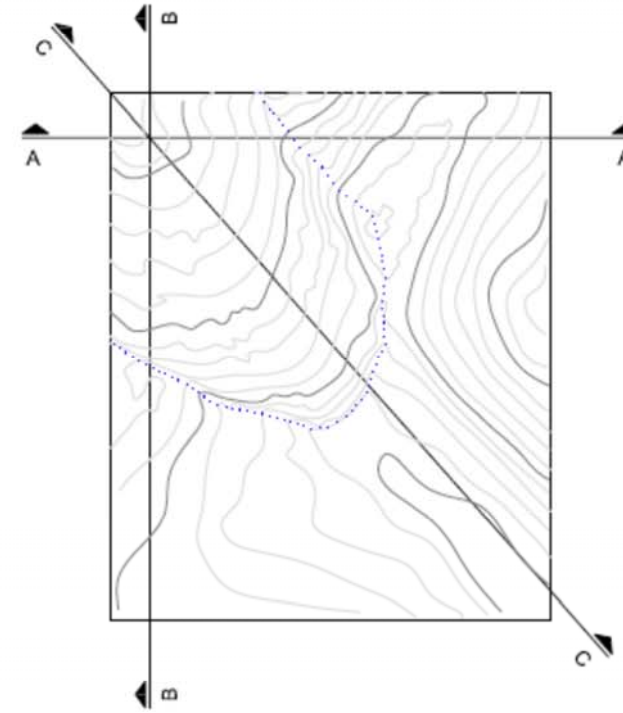
APÊNDICE V – CENÁRIO 5

CENÁRIO 5

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 2°



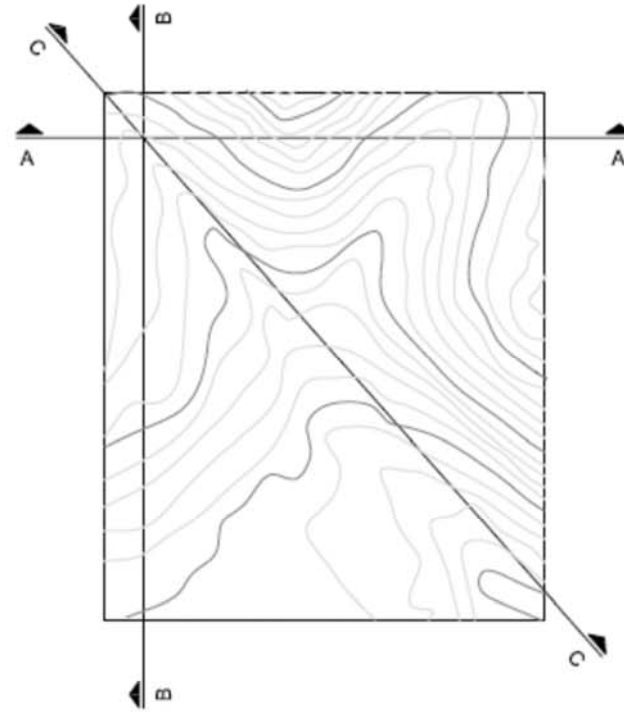
UMIDADE: 73%  
DECLIVIDADE: 2°



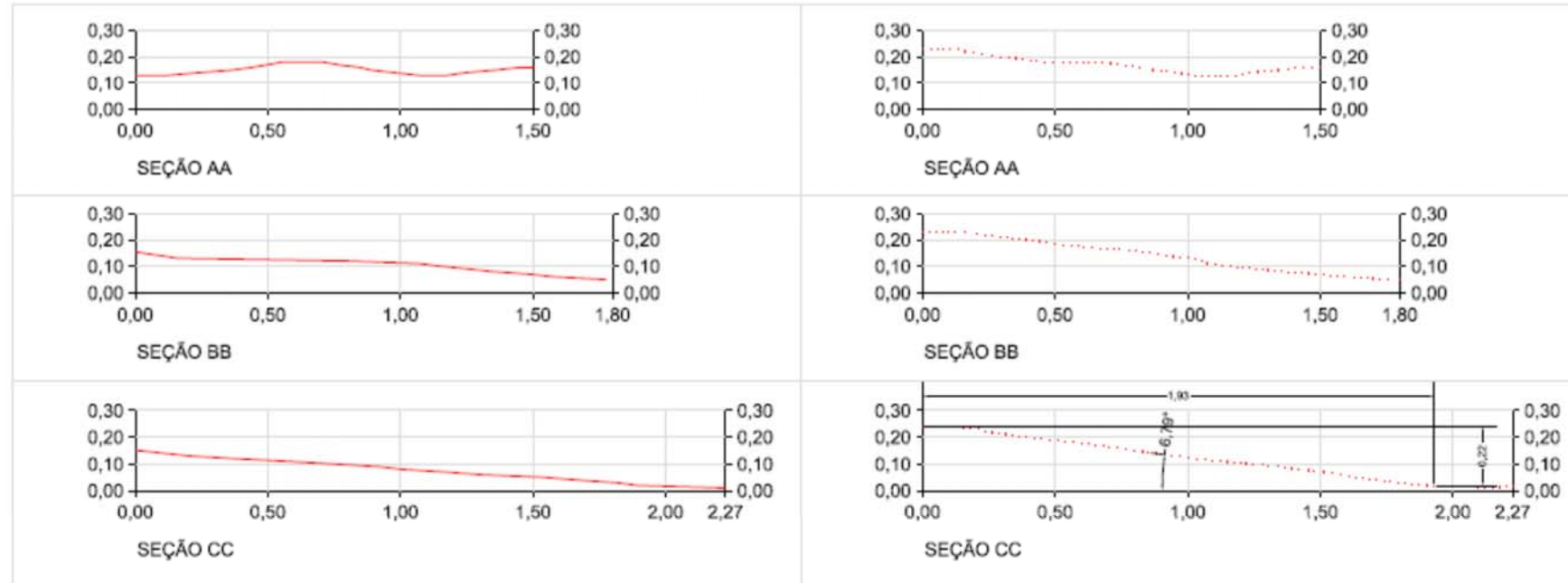
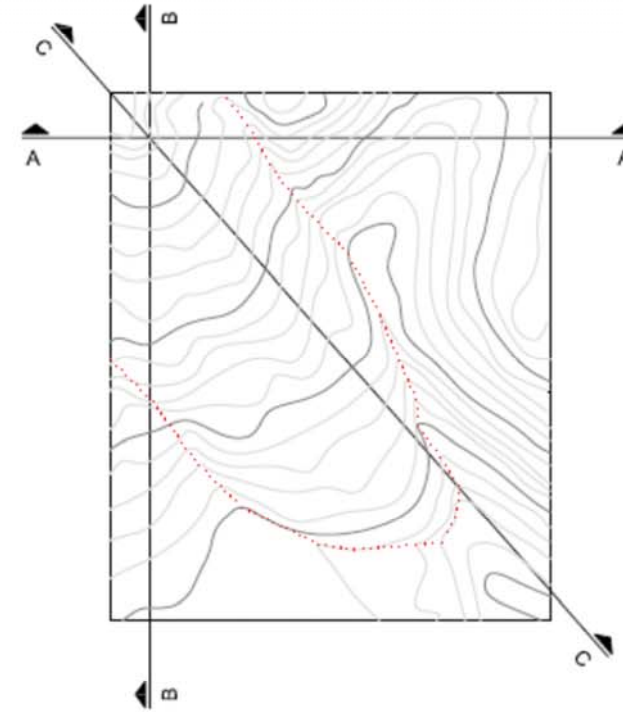
APÊNDICE VI – CENÁRIO 6

CENÁRIO 6

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 4°



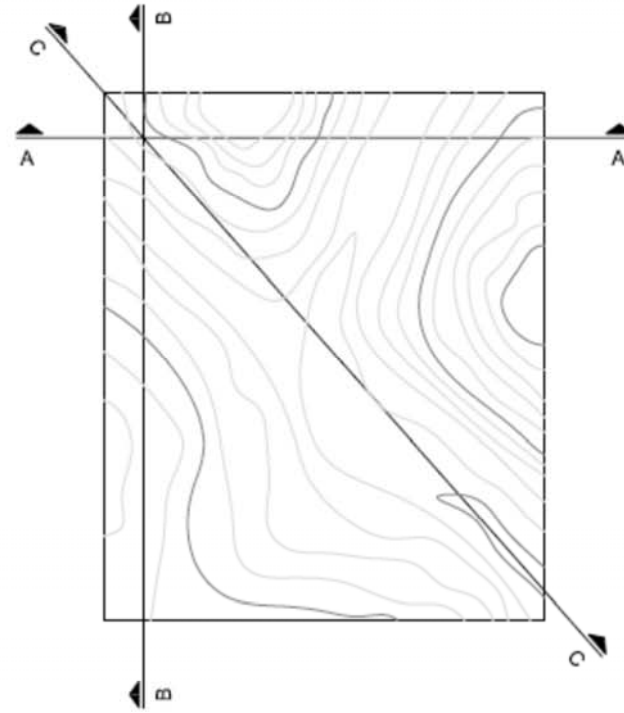
UMIDADE: 73%  
DECLIVIDADE: 4°



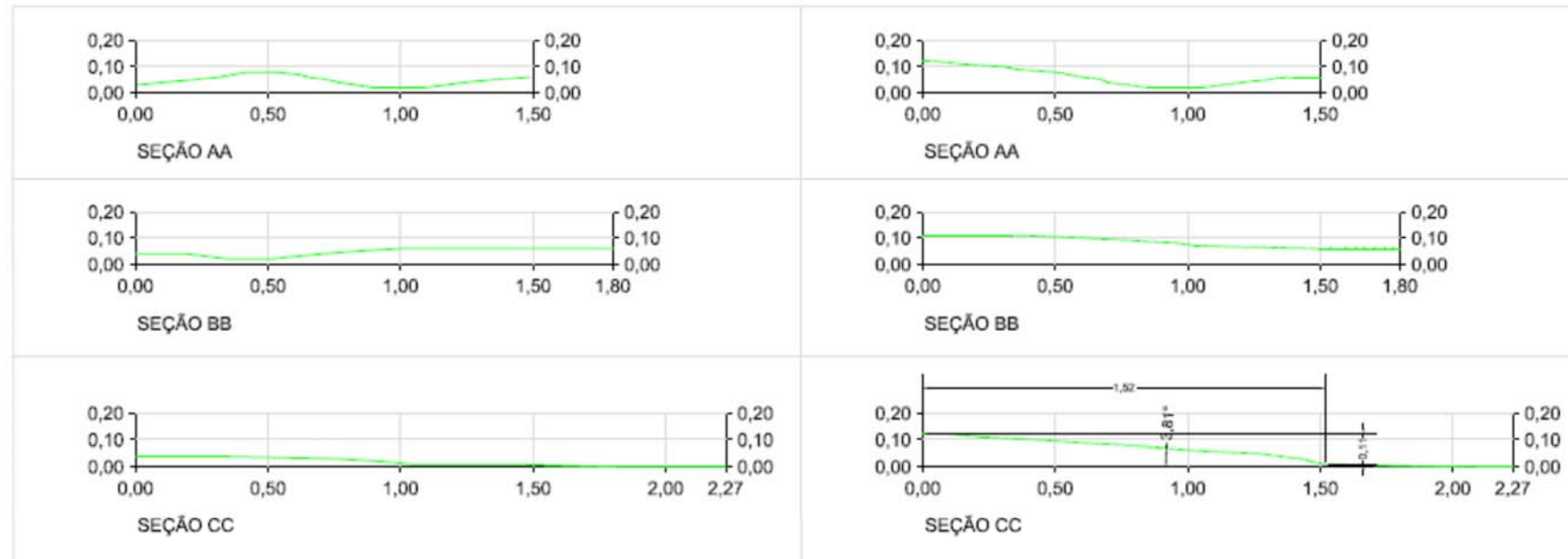
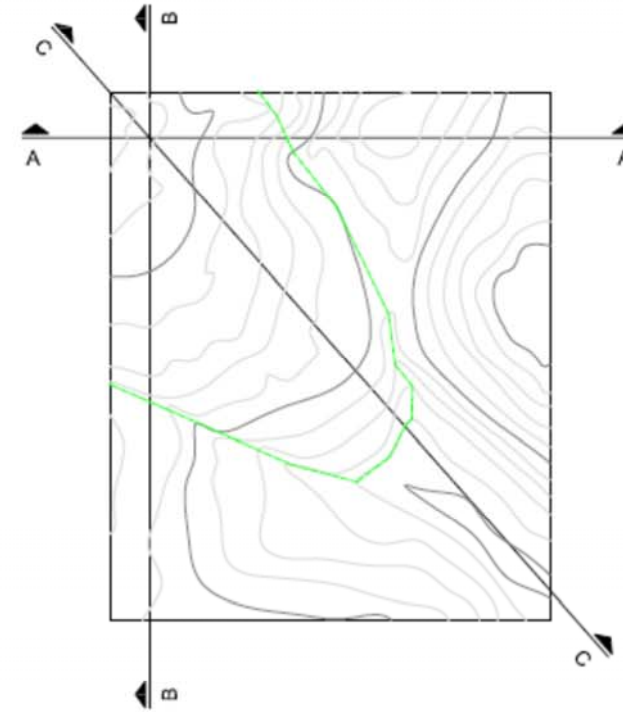
APÊNDICE VII – CENÁRIO 7

CENÁRIO 7

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 0°



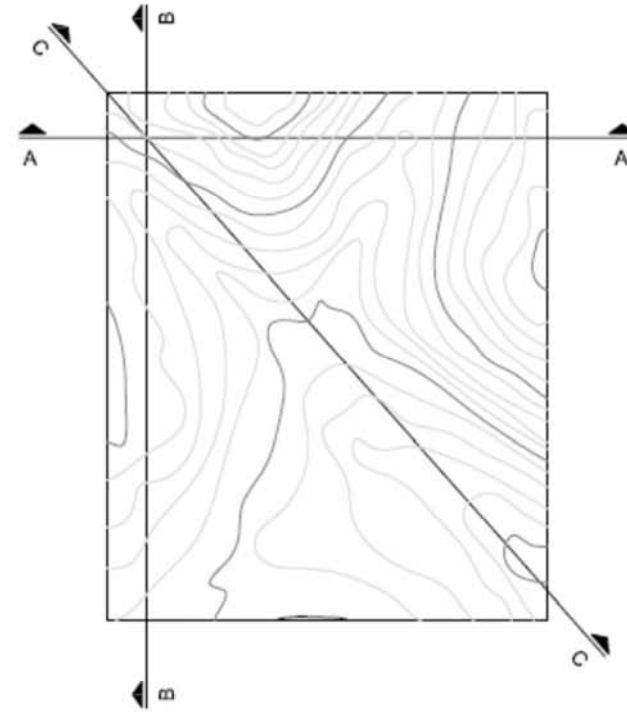
UMIDADE: 86%  
DECLIVIDADE: 0°



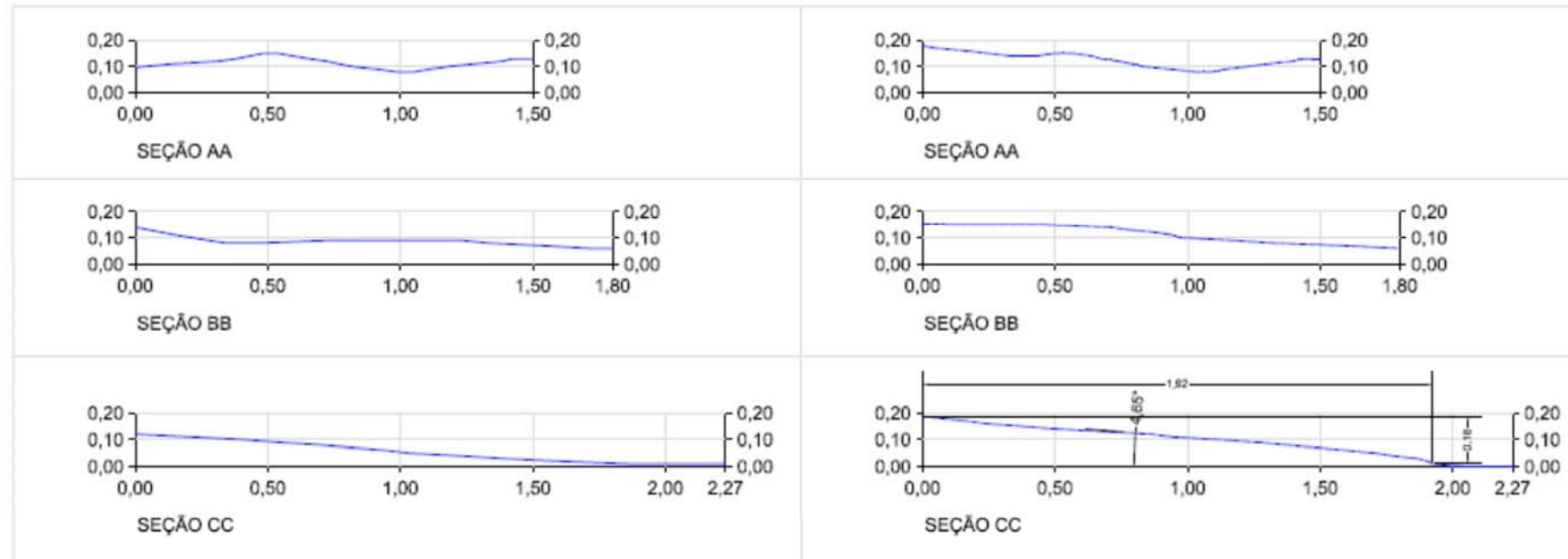
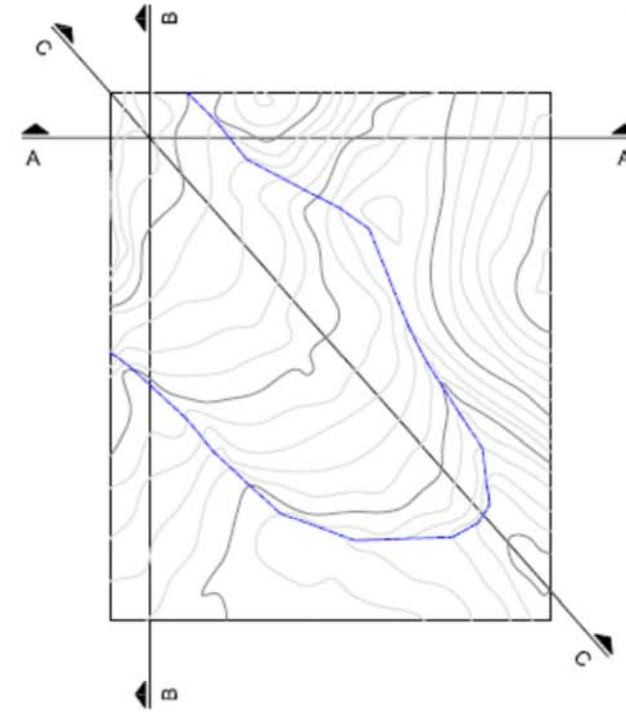
APÊNDICE VIII – CENÁRIO 8

CENÁRIO 8

LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 2°



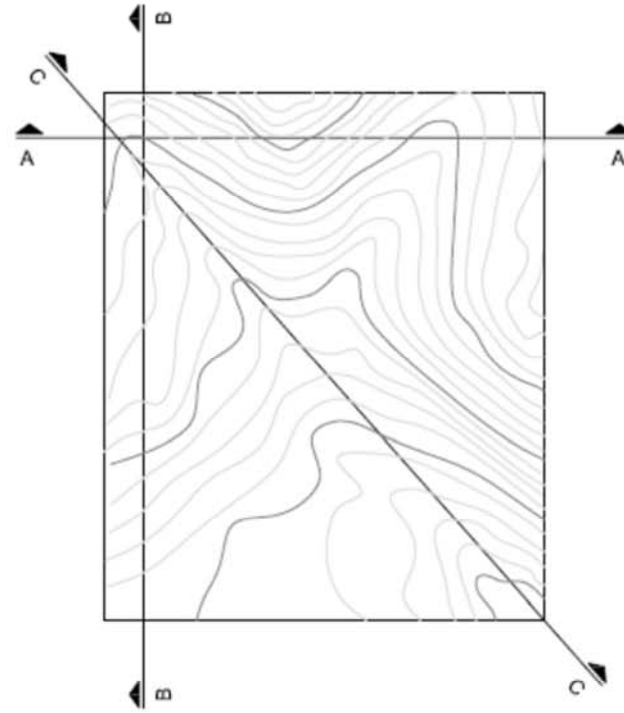
UMIDADE: 86%  
DECLIVIDADE: 2°



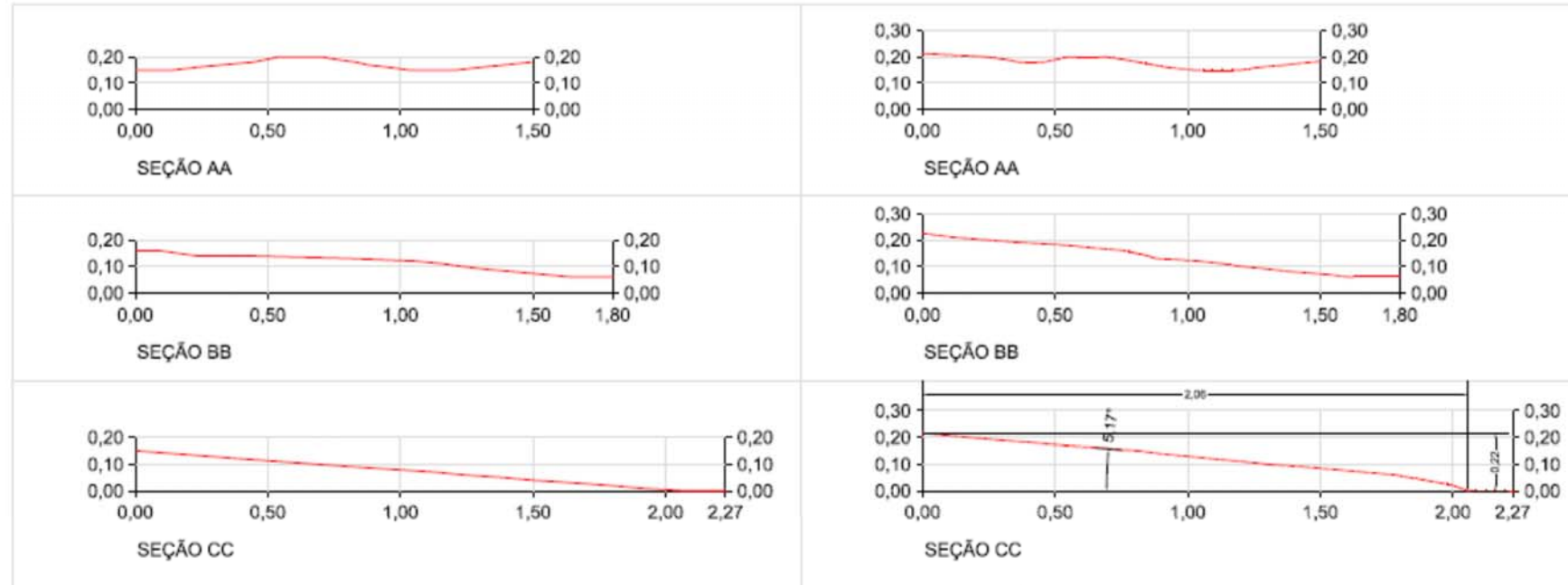
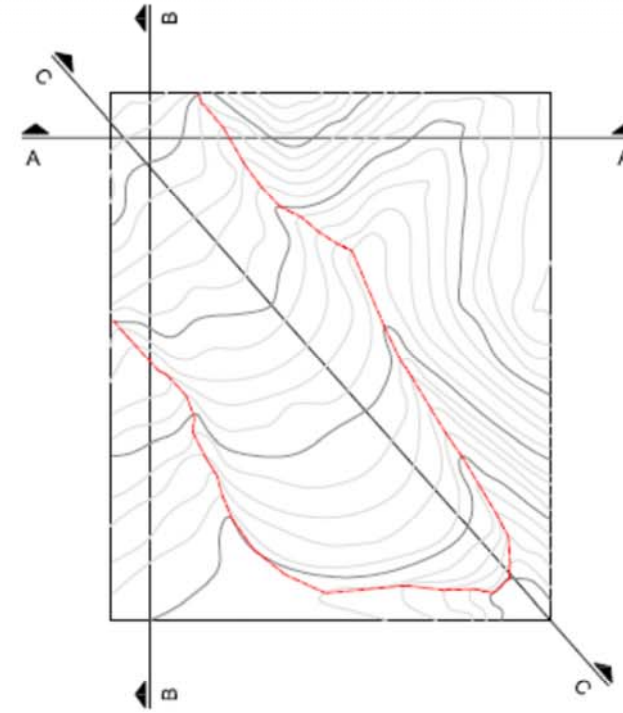
APÊNDICE IX – CENÁRIO 9

CENÁRIO 9

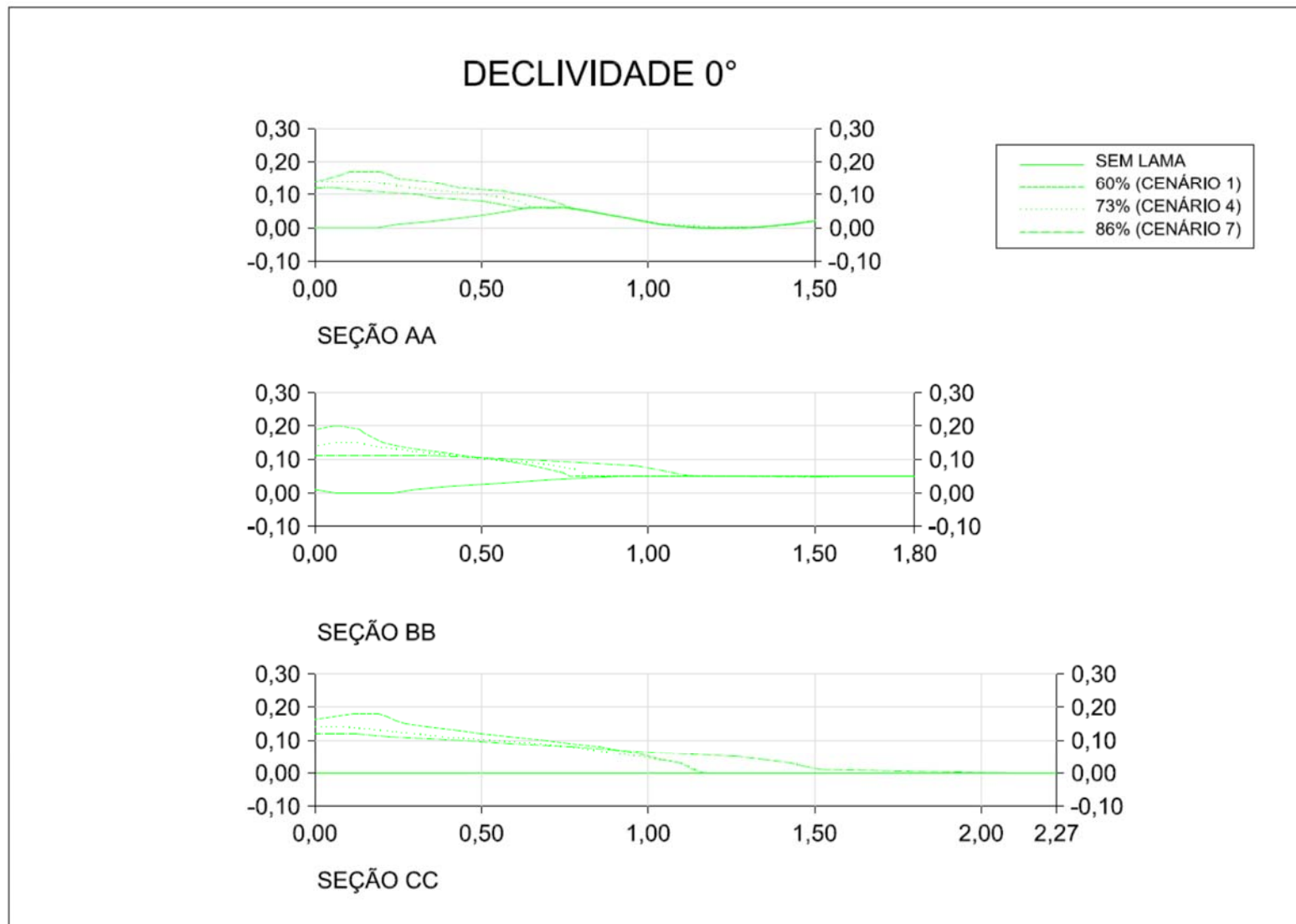
LEVANTAMENTO INICIAL  
DECLIVIDADE: 4°



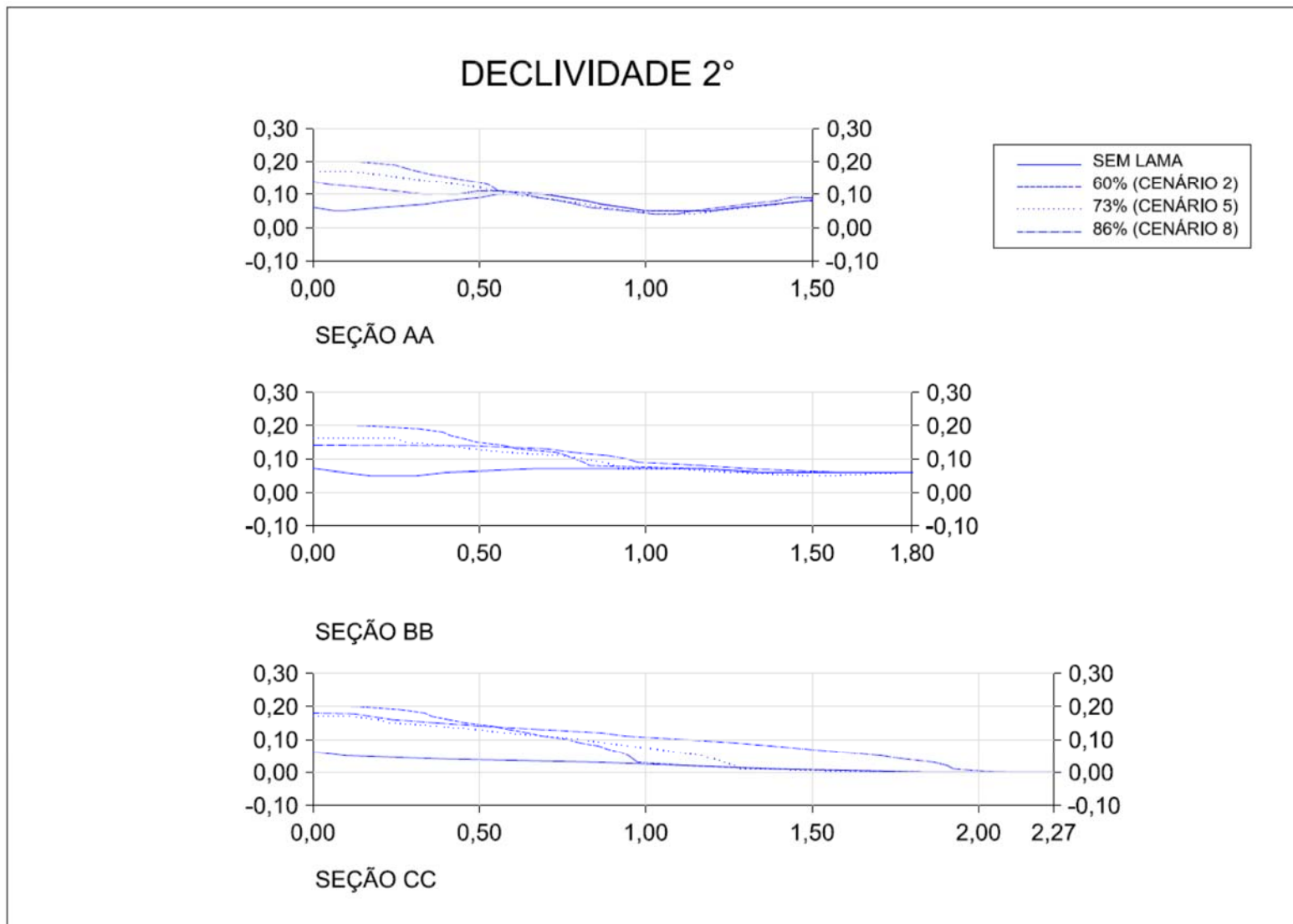
UMIDADE: 86%  
DECLIVIDADE: 4°



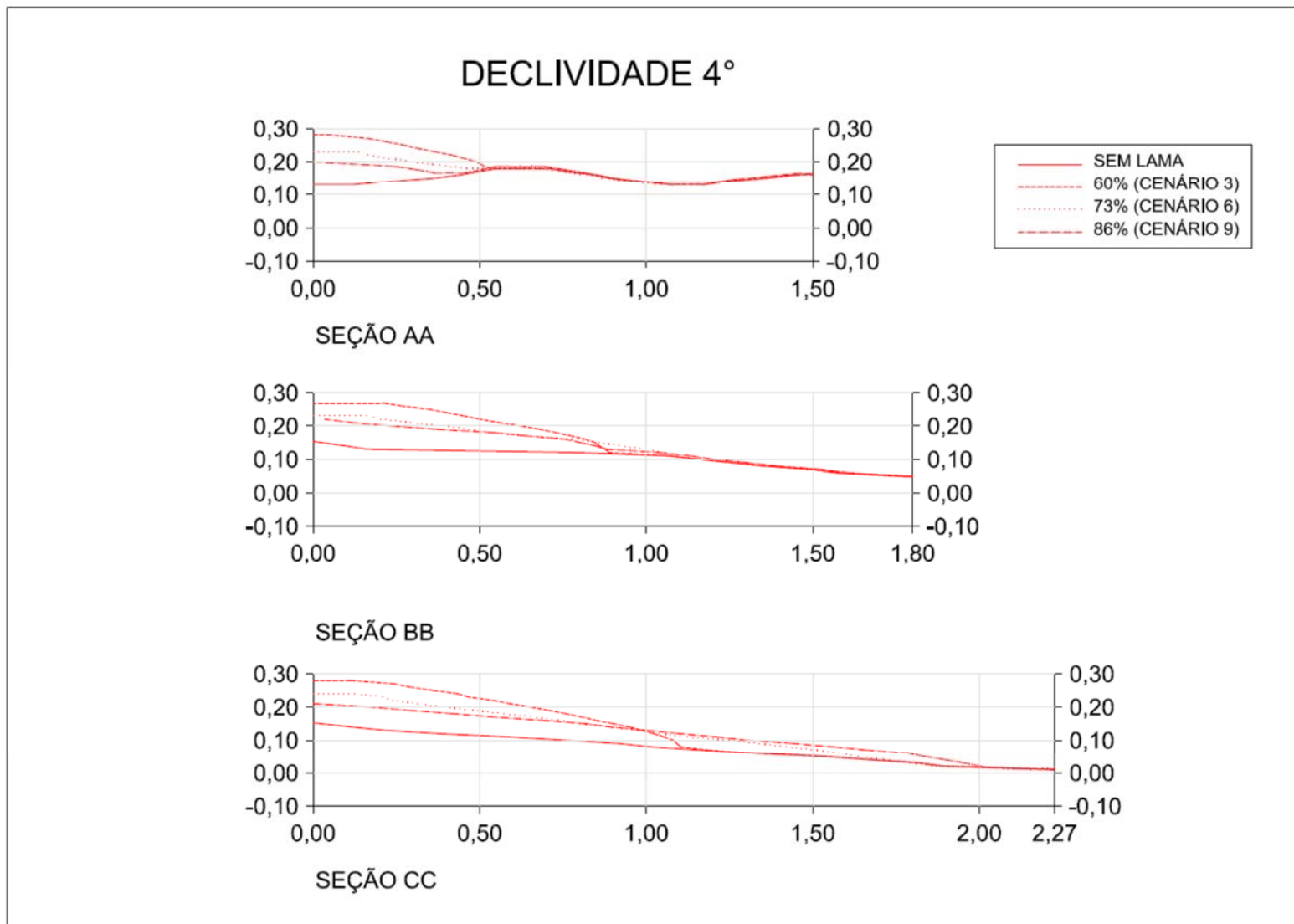
## APÊNDICE X – PERFIS DE DECLIVIDADE 0°



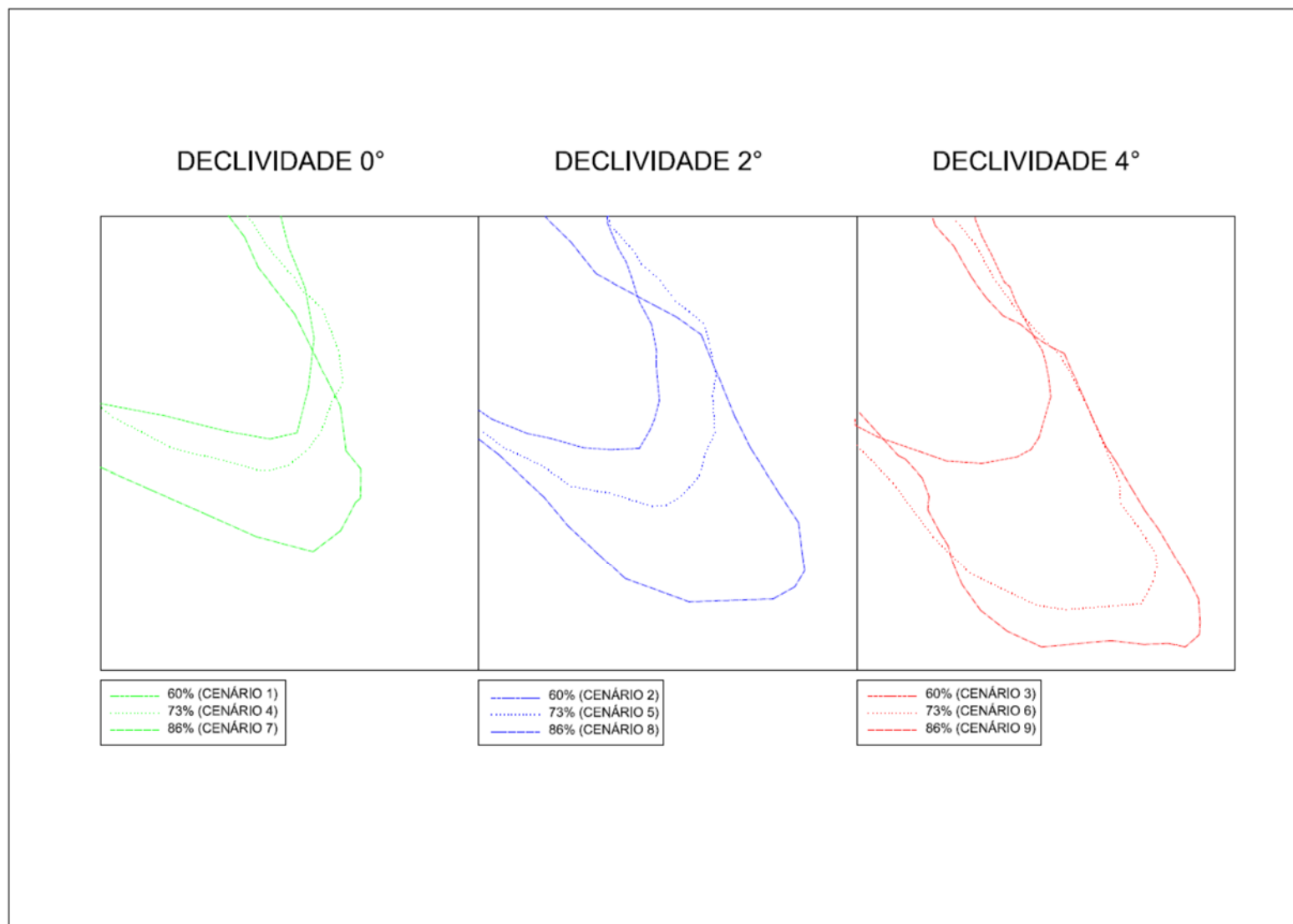
## APÊNDICE XI - PERFIS DE DECLIVIDADE 2°



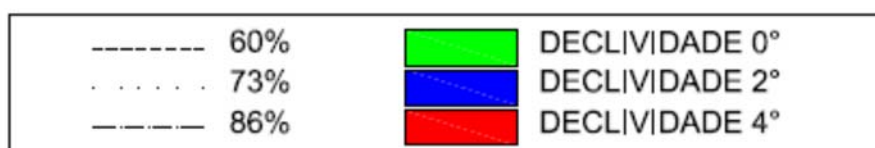
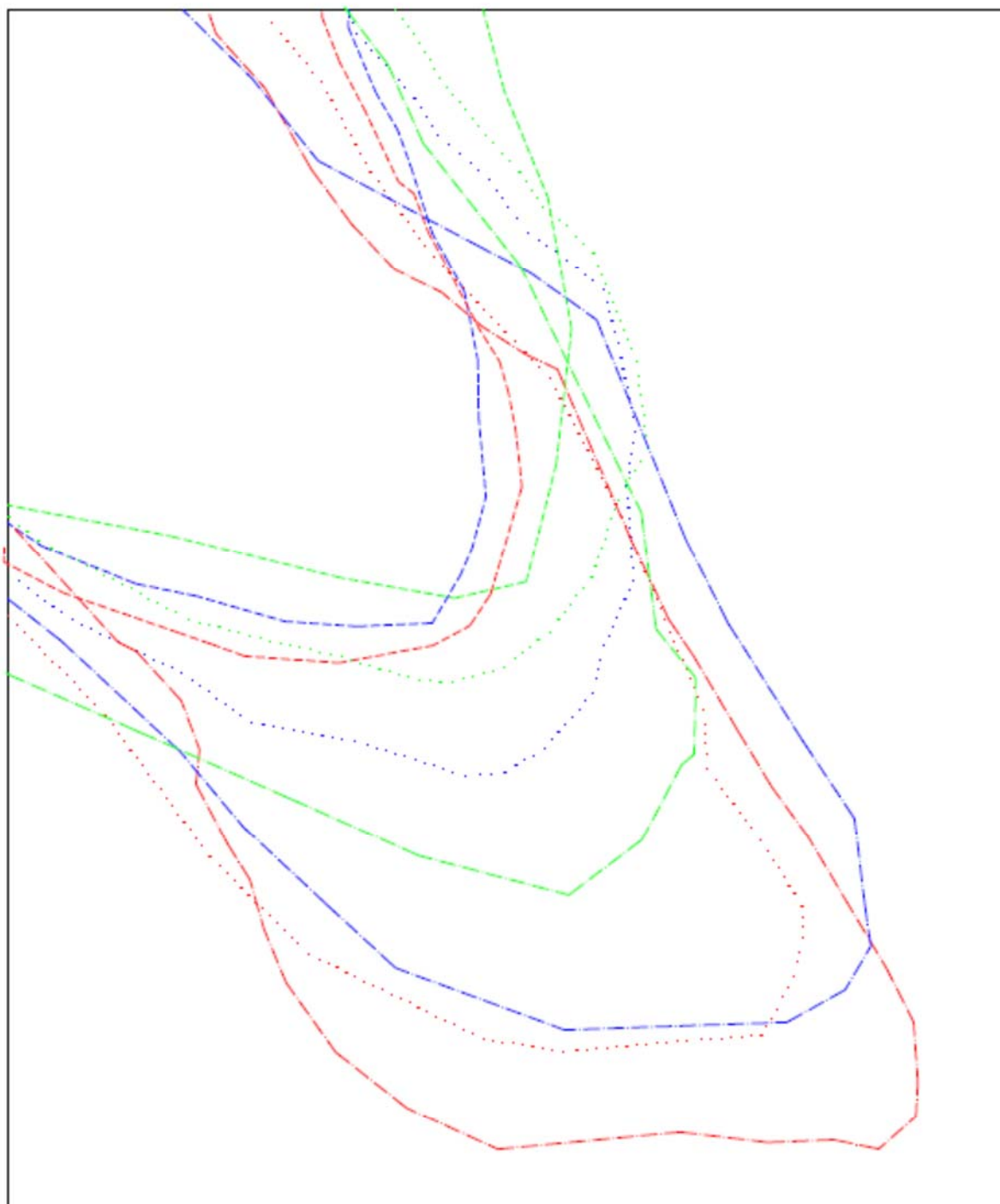
## APÊNDICE XII - PERFIS DE DECLIVIDADE 4°



## APÊNDICE XIII – PLANTAS POR DECLIVIDADE



## APÊNDICE XIV – COMPARATIVO DE PLANTA – GERAL



## APÊNDICE XV – MODELAGEM NUMÉRICA PROPOSTA

Umidade	73%
Su	0,15
gsat	16,9

SEÇÃO 1	INTERAÇÃO	X [m]	COTA <sub>TN</sub>	ΔH [m]	COTA <sub>FLUXO</sub>	α [radianos]	COTA <sub>MODELO</sub> [m]	
	0	0,00	0,00			0,1500	0,0592	0,15000
	1	0,05	0,00	0,00296		0,1470	0,0604	0,15000
	2	0,10	0,00	0,00302		0,1440	0,0616	0,14500
	3	0,15	0,00	0,00308		0,1409	0,0630	0,14000
	4	0,20	0,00	0,00315		0,1378	0,0644	0,13479
	5	0,25	0,01	0,00322		0,1294	0,0686	0,12827
	6	0,30	0,01	0,00343		0,1241	0,0715	0,11876
	7	0,35	0,01	0,00357		0,1187	0,0748	0,11362
	8	0,40	0,02	0,00374		0,1131	0,0785	0,10864
	9	0,45	0,02	0,00392		0,1074	0,0827	0,10403
	10	0,50	0,02	0,00413		0,1014	0,0875	0,09964
	11	0,55	0,02	0,00437		0,0931	0,0953	0,09677
	12	0,60	0,03	0,00476		0,0833	0,1065	0,09391
	13	0,65	0,03	0,00532		0,0743	0,1194	0,09104
	14	0,70	0,03	0,00596		0,0654	0,1357	0,08618
	15	0,75	0,04	0,00676		0,0557	0,1593	0,08017
	16	0,80	0,04	0,00793		0,0449	0,1978	0,07125
	17	0,85	0,04	0,00983		0,0323	0,2748	0,05705
	18	0,90	0,05	0,01357		0,0160	0,5551	0,05000
	19	0,95	0,05	0,02635		-0,0131	-0,6767	0,05000
	20	1,00	0,05					0,05000
	21	1,05	0,05					0,05000
	22	1,10	0,05					0,05000
	23	1,15	0,05					0,05000
	24	1,20	0,00					0,00000
25	1,30	0,00					0,00000	
26	1,35	0,00					0,00000	

SEÇÃO 2	INTERAÇÃO	X [m]	COTA <sub>TN</sub>	ΔH [m]	COTA <sub>FLUXO</sub>	α [radianos]	COTA <sub>MODELO</sub> [m]	
	0	0,00	0,00			0,1500	0,0592	0,15000
	1	0,05	0,00	0,00296		0,1470	0,0604	0,15000
	2	0,10	0,00	0,00302		0,1440	0,0616	0,15000
	3	0,15	0,00	0,00308		0,1409	0,0630	0,15000
	4	0,20	0,00	0,00315		0,1378	0,0644	0,14436
	5	0,25	0,00	0,00322		0,1346	0,0660	0,13493
	6	0,30	0,00	0,00330		0,1313	0,0676	0,12824
	7	0,35	0,00	0,00338		0,1279	0,0694	0,12305
	8	0,40	0,00	0,00347		0,1244	0,0713	0,11773
	9	0,45	0,00	0,00356		0,1209	0,0734	0,11224
	10	0,50	0,00	0,00367		0,1172	0,0757	0,10775
	11	0,55	0,00	0,00378		0,1084	0,0819	0,10396
	12	0,60	0,00	0,00409		0,1043	0,0851	0,10017
	13	0,65	0,00	0,00425		0,1001	0,0887	0,09644
	14	0,70	0,00	0,00443		0,0957	0,0928	0,09273
	15	0,75	0,00	0,00463		0,0910	0,0975	0,08862
	16	0,80	0,00	0,00487		0,0862	0,1030	0,08345
	17	0,85	0,00	0,00514		0,0810	0,1095	0,07797
	18	0,90	0,00	0,00547		0,0756	0,1175	0,07184
	19	0,95	0,00	0,00586		0,0697	0,1273	0,06393
	20	1,00	0,00	0,00635		0,0633	0,1401	0,05661
	21	1,05	0,00	0,00698		0,0564	0,1575	0,05043
	22	1,10	0,00	0,00784		0,0485	0,1829	0,03769
	23	1,15	0,00	0,00909		0,0394	0,2251	0,03253
	24	1,20	0,00	0,01116		0,0283	0,3140	0,01668
25	1,25	0,00	0,01544		0,0128	0,6919	0,00000	
26	1,30	0,00	0,03190		-0,0191	-0,4653	0,00000	

SEÇÃO 3	INTERAÇÃO	X [m]	COTA <sub>TN</sub>	ΔH [m]	COTA <sub>FLUXO</sub>	α [radianos]	COTA <sub>MODELO</sub> [m]	
	0	0,00	0,00			0,1500	0,0592	0,15000
	1	0,05	0,00	0,00296		0,1470	0,0604	0,15000
	2	0,10	0,00	0,00302		0,1440	0,0616	0,14000
	3	0,15	0,00	0,00308		0,1389	0,0639	0,13500
	4	0,20	0,00	0,00319		0,1331	0,0667	0,12052
	5	0,25	0,01	0,00333		0,1271	0,0699	0,11292
	6	0,30	0,01	0,00349		0,1209	0,0734	0,10540
	7	0,35	0,01	0,00367		0,1145	0,0775	0,09855
	8	0,40	0,02	0,00387		0,1080	0,0822	0,09369
	9	0,45	0,02	0,00410		0,1012	0,0877	0,08882
	10	0,50	0,02	0,00438		0,0949	0,0935	0,08391
	11	0,55	0,02	0,00467		0,0902	0,0984	0,07902
	12	0,60	0,02	0,00491		0,0853	0,1040	0,07417
	13	0,65	0,02	0,00519		0,0801	0,1108	0,06860
	14	0,70	0,02	0,00553		0,0746	0,1190	0,05925
	15	0,75	0,02	0,00593		0,0687	0,1292	0,05361
	16	0,80	0,02	0,00644		0,0622	0,1426	0,04749
	17	0,85	0,02	0,00711		0,0517	0,1716	0,04048
	18	0,90	0,01	0,00854		0,0396	0,2242	0,03297
	19	0,95	0,01	0,01112		0,0237	0,3745	0,01857
	20	1,00	0,00	0,01829		-0,0028	-3,1529	0,01067
	21	1,05	0,00	0,00057				0,00000
	22	1,10	0,00	-0,02471				0,00000
	23	1,15	0,01	0,02021				0,00000
	24	1,20	0,01	0,04960				0,01460
25	1,25	0,02	-0,00910				0,02231	
26	1,30	0,00	-0,01117				-	

SEÇÃO 4	INTERAÇÃO	X [m]	COTA <sub>TN</sub>	ΔH [m]	COTA <sub>FLUXO</sub>	α [radianos]	COTA <sub>MODELO</sub> [m]	
	0	0,00	0,00			0,1500	0,0592	0,15000
	1	0,05	0,00	0,00296		0,1470	0,0604	0,15000
	2	0,10	0,00	0,00302		0,1440	0,0616	0,15000
	3	0,15	0,01	0,00308		0,1409	0,0630	0,14057
	4	0,20	0,02	0,00315		0,1378	0,0644	0,13063
	5	0,25	0,02	0,00322		0,1295	0,0686	0,12054
	6	0,30	0,03	0,00343		0,1224	0,0725	0,11522
	7	0,35	0,03	0,00362		0,1152	0,0771	0,11018
	8	0,40	0,03	0,00385		0,1069	0,0830	0,10684
	9	0,45	0,04	0,00415		0,0979	0,0906	0,10356
	10	0,50	0,05	0,00452		0,0849	0,1045	0,10028
	11	0,55	0,05	0,00522		0,0763	0,1164	0,09162
	12	0,60	0,05	0,00581		0,0705	0,1260	0,07940
	13	0,65	0,05	0,00628		0,0642	0,1383	0,06130
	14	0,70	0,05	0,00689		0,0573	0,1549	0,04928
	15	0,75	0,05	0,00772		0,0511	0,1736	0,03900
	16	0,80	0,04	0,00864		0,0493	0,1799	0,03396
	17	0,85	0,03	0,00895		0,0403	0,2202	0,02719
	18	0,90	0,02	0,01092		0,0392	0,2266	0,01542
	19	0,95	0,01	0,01123		0,0380	0,2333	0,00772
	20	1,00	0,00	0,01156		0,0338	0,2626	0,00284
	21	1,05	0,00	0,01298		0,0253	0,3508	0,00000
	22	1,10	0,00	0,01718		0,0081	1,0939	0,00000
	23	1,15	0,00	0,04442		-0,0363	-0,2445	0,00000
	24	1,20	0,00					0,00000
25	1,25	0,00					0,00000	
26	1,30	0,00					0,00000	