

MANUEL ALEJANDRO VARGAS SILVA

**MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA DO MOVIMENTO DE MASSA
RESULTANTE DA RUPTURA DE BARRAGEM DE TERRA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, Escola de Engenharia, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Tecnologia da Construção e Estruturas.

Orientadores: Prof. Elson Antonio do Nascimento, D. Sc.

Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, PhD.

Niterói/RJ,

ANO 2018

MANUEL ALEJANDRO VARGAS SILVA

**MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA DO MOVIMENTO DE MASSA
RESULTANTE DA RUPTURA DE BARRAGEM DE TERRA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Tecnologia da Construção e Estruturas.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Elson Antonio do Nascimento, D. Sc. – Orientador
Universidade Federal Fluminense

Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, PhD. – Orientador
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Gabriel de Carvalho Nascimento, D. Sc.
Universidade Federal Fluminense

Prof. Robson Palhas Saramago, D. Sc.
Universidade Federal Fluminense

Niterói/RJ

ANO 2018

*Aos meus pais Viviana e Juan Carlos por sempre
estar presentes apesar da distância que existe
entre um país e o outro.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos professores Elson Nascimento, Marcio Almeida e Gabriel Nascimento que foram os pilares principais para levar a cabo o Mestrado. obrigado por toda a ajuda, por suas disponibilidades de me receber e, sobretudo por compartilhar seus conhecimentos e experiências.

A Marcelo Hotta e Carlos por entregar seus conhecimentos e por sua boa disposição.

A Luizão que sem ele não haveria conseguido finalizar meus dados geotécnicos.

A todos os estagiários tanto da UFF, como da UFRJ por me ajudar quando mais precisei: Joice Garcia Veloso, Mateus Pereira de Sousa, José Ronaldo Osório Filho, Viviane Magalhães Jardim, Lucas da Cruz Ramos, Lorena Alvarenga Batista Botelho e Jackson Da Silva Monteiro.

Em especial pelo apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior no Brasil (CAPES)

Também agradeço ao Laboratório de geotecnia da COPPE, UFRJ por facilitar o Workstation e ao Laboratório de Hidráulica - HIDROUFF, da Escola de engenharia da UFF, pelo desenvolvimento da pesquisa.

“El peligro radica en que nuestro poder para dañar o destruir el medio ambiente o a nuestros pares, aumenta a mucha mayor velocidad que nuestra sabiduría en el uso de ese poder.”

(Stephen Hawking)

RESUMO

O rompimento de barragens é um dos maiores riscos que causam danos em áreas urbanas e rurais em todo o mundo. Isso pode acontecer devido a erros de projeto e de construção, chuvas fortes, terremotos ou derretimento de geleiras, entre outras razões. Uma vez que ocorre o rompimento da barragem, o fluxo resultante pode atingir casas, pontes e árvores, com potencial de transportá-los junto com a água e sedimentos. A prevenção ou redução dos efeitos à jusante do rompimento de barragens tem sido um desafio para pesquisadores e engenheiros em todo o mundo, devido ao escoamento complexo e altamente energizado. O presente estudo teve como objetivo analisar o comportamento do referido fenômeno, através da comparação dos resultados de um modelo físico com dois métodos numéricos: *Material Point Method* (MPM) e *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH). Foram considerados os fluxos com ou sem obstáculos, tanto para as abordagens numéricas, quanto para a experimental. Os resultados numéricos dos dois métodos, quando testados para escoamento de água, mostraram-se compatíveis com as observações experimentais. Para o fluxo de sedimentos, representado por areia seca, a comparação entre os resultados do modelo físico e os dos numéricos apresentou divergências, que foram mais acentuadas no MPM. Isso pode ser explicado pela falta de similaridade dos modelos constitutivos disponíveis nos programas utilizados com o comportamento do material. Evidencia-se, portanto, a necessidade de aprimoramento dos métodos mencionado para a representação de fluxos complexos que combinam simultaneamente fase líquida e sólida. Apesar das limitações ressaltadas, o estudo indica que esses métodos poderão tornar-se ferramentas úteis para a previsão dos fluxos resultantes do rompimento de barragens de terra.

Palavras-chave: Rompimento de barragens, sedimento, material point method, smoothed particle hydrodynamics.

ABSTRACT

Dam break is one of the greatest hazards that cause damage in urban and rural areas around the world. This can happen due to design and construction errors, heavy rains, earthquakes or glacier melting, among other reasons. Once the dam breaks, the resulting stream can reach homes, bridges and trees, with the potential to carry them along with water and sediment. Preventing or reducing the downstream effects of dam disruption has been a challenge for researchers and engineers around the world due to complex and highly energized runoff. The objective of this study was to analyze the behavior of this phenomenon by comparing the results of a physical model with two numerical methods: *Material Point Method* (MPM) and *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH). Flows with or without obstacles were considered for both numerical and experimental approaches. The numerical results of the two methods, when tested for water flow, were compatible with the experimental observations. For the sediment flow, represented by dry sand, the comparison between the results of the physical model and the numerical ones presented divergences, which were more pronounced in MPM. This can be explained by the lack of similarity of the constitutive models available in the programs used with the behavior of the material. The need for improvement of the mentioned methods is therefore evidenced for the representation of complex flows which combine both liquid and solid phase. Despite the limitations highlighted, the study indicates that these methods could become useful tools to predict the flows resulting from the rupture of earth dams.

Keywords: Dam-break, sediment, material point method, smoothed particle hydrodynamics.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1	NOTAS INICIAIS.....	16
1.2	JUSTIFICATIVAS.....	18
1.3	OBJETIVOS.....	19
1.3.1	Objetivo geral	19
1.3.2	Objetivos específicos	19
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	19
2	CONCEITOS PRELIMINARES	20
2.1	CARACTERIZAÇÃO DO FLUXO DOS SOLOS.....	20
2.1.1	Movimento de massas	20
2.1.1.1	Deslizamento de terra.....	21
2.1.1.2	Fluxos de sedimentos.....	22
2.2	FATORES QUE ORIGINAM OS FLUXOS DE SEDIMENTOS	25
2.2.1	Inclinação da encosta	25
2.2.2	Teor de umidade	26
2.2.3	Materiais geológicos	27
2.3	ESTRUTURA DE UM FLUXO DE MASSA.....	27
2.4	ESFORÇOS INTERNOS.....	28
2.4.1	Zonas de tensões cisalhantes do fluxo	28
2.5	REOLOGIA PARA MOVIMENTOS DE MASSA.....	29
2.6	RUPTURAS DE BARRAGENS ATRAVÉS DO TEMPO NO MUNDO.....	29
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
3.1	MODELOS FÍSICOS E NUMÉRICOS DO FLUXO GRANULAR DA RUPTURA DE UMA BARRAGEM.....	31
3.1.1	Revisão de modelos físicos	31
3.1.2	Revisão de modelos numéricos	38
3.2	PARÂMETROS REFERENCIAIS DE DISTINTOS TRABALHOS ATRAVÉS DO TEMPO.....	51
4.	METODOLOGIA	52
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL GRANULAR.....	52
4.1.1	Granulometria	52
4.1.2	Teor de umidade	56
4.1.3	Densidade real dos grãos	56
4.1.4	Índice de vazios	57
4.1.5	Cisalhamento direto	59
4.2	MODELO FÍSICO.....	63
4.2.1	Areia	63
4.2.2	Cálculo e verificação dos elementos do canal	66
4.2.2.1	Apoio superior fixo de alumínio “L”.....	67
4.2.2.2	Comporta de vidro.....	68
4.2.3	Canal	69
4.3	MODELOS NUMÉRICOS.....	77
4.3.1	Material Point Method	77
4.3.1.1	Descrição do método.....	77

4.3.1.2	Formulação.....	78
4.3.2	<i>Smoothed particle hydrodynamics</i>	81
4.3.2.1	Descrição do método.....	81
4.3.2.2	Formulação.....	81
4.3.3	Modelos constitutivos	83
4.4	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS BASEADOS NOS MODELOS	85
4.4.1	NairnMPM	85
4.4.2	DualSPHysics	86
5.	DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS FÍSICOS E NUMÉRICOS	86
5.1	NOTAS INICIAIS.....	86
5.2	PRIMEIRO CASO “ROMPIMENTO DE BARRAGEM COM FLUXO DE AGUA”	86
5.3	SEGUNDO CASO “ROMPIMENTO DE BARRAGEM COM FLUXO DE SEDIMENTO SECO”	89
6.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	92
6.1	PRIMEIRO CASO	92
6.2	SEGUNDO CASO	96
7.	CONCLUSÕES	102
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	104
	APÊNDICES	108
	ANEXOS	112

LISTA DE FIGURAS

1.1 - Percentagens de ocorrências de desastres naturais (1995 – 2015)	16
1.2 - Principais barragens colapsadas x vidas humanas no mundo (1799 – 2018).....	17
2.1 - Descrição dos mecanismos de ruptura dos movimentos de massas	22
2.2 - Classificação dos fluxos de sedimentos segundo a velocidade e Teor de umidade	23
2.3 - Caracterização da declividade e o movimento de um fluxo	26
2.4 - Estrutura de um fluxo	28
2.5 - Graus de cisalhamento em uma massa de fluido	29
3.1 - Canal para o experimento N°. 106b	32
3.2 - Canal para o experimento da avalanche granular	33
3.3 - Canal do U.S. Geological Survey (USGS) para o experimento debris flow.....	34
3.4 - Experimento de uma Dam break com areia.....	34
3.5 - Experimento de deslizamento de terra	36
3.6 - Esboço esquemático do experimento de avalanche	37
3.7 - Esquema do teste do modelo de fluxo de areia	38
3.8 - Formas e distribuições de velocidades dos perfis da capa parabólica e a onda M no espaço de domínio fixo.....	39
3.9 - Comparação gráfica da evolução da massa no tempo	40
3.10 - Comparação do progresso do fluxo, com base áspera e distintas inclinações (a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 10^\circ$, (c) $\alpha = 20^\circ$	42
3.11 - Comparação da simulação no SPH para colunas granulares em condições de 2D e 3D	43
3.12 - Evolução do fluxo da avalanche através de MPM	43
3.13 - Vista das velocidades das partículas através de distintas posições da coluna através de MPM.....	44
3.14 - Comparação entre os modelos físicos (A) e os modelos experimentais (B)	45
3.15 - Relação entre as tensões de cisalhamento	46
3.16 - Análises dos coeficientes de difusão (A) e da resolução espacial (B).....	47
3.17 - Na esquerda colapso granular com uma inclinação de 10° e à direita com um ângulo de 20°	48
3.18 - Históricos de tempo medidos da força de impacto para diferentes inclinações da calha	49
3.19 - Comparação do perfil experimental da superfície livre com os modelos numéricos de Voellmy e Bingham	50
3.20 - Comparação da velocidade dos resultados numéricos e experimentais em $t=0.3$ s. (a) e (c) mostram a velocidade na direção de x e z na modelação numérica. (b) e (d) mostram a velocidade na direção de x e z no experimento	50
4.1 - Curva granulométrica Geral.....	53
4.2 - Curva granulométrica da peneira passante 30 e retida na 200.....	54
4.3 - Curva granulométrica da peneira passante 3/8 e retida na 30.....	55
4.4 - Curvas de resistência ao cisalhamento.	60
4.5 - Variação da altura do corpo de prova.....	61
4.6 - Envoltória de ruptura.	62
4.7 - Entrega de sacos de areia.....	63
4.8 - Área de secado.	64
4.9 a e b - Areia pronta para ser peneirada e peneiramento da areia	65
4.10 - Utensílios de peneiramento.	66
4.11 - Deposito da areia fina e grossa após o peneiramento.....	66
4.12 - Dimensões do canal de acrílico.....	70
4.13 - Primeiro teste sem atrito na base.	70
4.14 - Segundo teste com atrito na base.	71
4.15 a e b - Desenho e apoios de estabilidade da comporta.	72
4.16 - Montagem do elevador automatizado para a comporta.....	73

4.17 - Fabricação dos obstáculos com isopor.....	73
4.18 - Obstáculos com lixa usados nos testes experimentais.....	74
4.19 - Estrutura usada como apoio do canal.....	75
4.20 - Apoio de multiuso para o canal frente a variações de inclinações.....	75
4.21 - Caixa de madeira para o depósito do fluxo de areia do canal.....	76
4.22 - Estrutura experimental.....	77
4.23 - Ponto Material movimentando-se entre as malhas.....	78
5.1 - Modelo experimental.....	86
5.2 - Posição e seção transversal dos obstáculos (a) e (b).....	87
5.3 - Canal de fluxo de sedimentos.....	90
5.4 - Obstáculos usados nos testes experimentais.....	91
5.5 - Comparação entre dados experimentais de Cruchaga (2007 e 2014) (a), MPM com $\alpha=10$ mm (b) e SPH com $\beta= 2$ mm (c) em três casos diferentes.....	93
5.6 - Resultados do experimento após o rompimento de barragem de Cruchaga (2007 e 2014), MPM com $\alpha = 5$ mm (b). $\alpha = 2$ mm (b*) e SPH com $\beta = 2$ mm (c).....	94
5.7 - Tempo de execução em minutos de MPM (azul) e SPH (laranja).....	96
5.8 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39” no tempo t = 1,5 s.....	97
5.9 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39” no tempo t = 2,5 s.....	98
5.10 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39” no tempo t = 3 s.....	99
5.11 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39” no tempo t = 4 s.....	100
5.12 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39” no tempo t = 5 s ,.....	101

LISTA DE TABELAS

2.1 - Gradientes x fase do movimento do fluxo de massa	26
2.2 - Grupos classificados por regimes para movimentos de massas.....	29
2.3 - Resumo de rompimentos de barragens (1802 – 2018).....	30
3.1 - Resumo das propriedades do solo usadas por distintos autores	51
3.2 - Resumo das dimensões dos canais utilizados na literature	52
4.1 - Composição granulométrica (%) na escala ABNT	55
4.2 - Teor de umidade da areia	56
4.3 - Densidade real dos grãos.....	56
4.4 - Dados importantes do cilindro usado para a obtenção dos índices de vazios	57
4.5 - Índice de vazios mínimos e máximos da areia	57
4.6 - Descrição da areia em base aos índices típicos de vazios	58
4.7 - Classificação das areias segundo a compactação relativa	58
4.8 - Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias	63
5.1 - Recursos do computador.	87
5.2 - Propriedades físicas.....	88
5.3 - Dados de entrada MPM.....	88
5.4 - Dados de entrada SPH.....	88
5.5 - Recursos do computador.	91
5.6 - Propriedades físicas.....	92
5.7 - Dados de entrada MPM.....	92
5.8 - Dados de entrada SPH.....	92
5.9 - Custo computacional.....	95

LISTA DE ABREVIações E SIGLAS

MPM – Material Point Method.
SPH – Smoothed Particle Hydrodynamics
MEF – Método dos Elementos Finitos
CNU – Coeficiente de não uniformidade
CC – Coeficiente de curvatura
DAN – Análises dinâmico
BVSMAC – *Dentis visibiscous*
HLLC – *Harten Lar Vanleer Contact*
S/H – Savage/Hutter
FLIP – *Fluid Implicit Particle*
PIC – *Particle In Cell*
CFL – *Courant Friedrichs Lewy*
CFD – Dinâmica de fluido computacional
PIV – *Particle Image Velocimetry*

LISTA DE SÍMBOLOS

Latinos maiúsculos

P_a Peso da água
 P_s Peso das partículas
 D_{60} Diâmetro pelo qual passam 60% do material
 D_{30} Diâmetro pelo qual passam 30% do material
 D_{10} Diâmetro pelo qual passam 10% do material
 G_s Densidade real dos grãos
 CR Compacidade relativa
 P_n Resistência de compressão nominal
 K Fator de longitude efetiva
 L Longitude não arrostada
 E Elasticidade do material
 Q Fator de redução neto
 F_y Tensão de fluência
 F_{cr} Tensão crítica
 F_e Tensão crítica de pandeio elástico
 A Área bruta do elemento
 P_n/Ω_c Resistência admissível em compressão
 M Momento no apoio
 I Momento de inércia
 N_p Número de pontos materiais
 $N_i(\vec{x})$ Função de forma do elemento
 N_n Número total de nós
 G_{ip}^k Gradiente da função de forma

N_i	Função de forma do elemento
$A(\vec{r})$	Função continua
V	Volume da integral
W	Kernel de interpolação
C	Coesão
ΔV_b	Volume relacionado com o nó computacional
$A_s(\vec{r})$	Valor aproximado da função A no ponto definido pelo vetor do radio
P	Pressão

Latinos minúsculos.

h'	Teor de umidade
e_{max}	Índice de vazios máximos
e_{min}	Índice de vazios mínimos
b/t	Razão largura – espessura
r	Radio de giro
y	Valor da espessura no centro do elemento
e	Espessura
b	Largura do elemento
k	Intervalo de tempo t_k
m_{ij}^k	Equação de massa da matriz
\vec{b}_i^k	Força especifica do corpo diferenciado
w_i^k	Componentes arbitrários
$\vec{x}_i(t)$	Nós espaciais
$f_i^{int,k}$	Vetor de força interna
$f_i^{ext,k}$	Vetor de força externa
m_p	Massa do ponto material
\vec{v}_p^k	Velocidade do ponto material
\vec{x}_p^k	Posição do ponto material
\vec{r}	Vetor do raio
h	Raio de suavização
$\vec{a}(\vec{x}, t)$	Aceleração
$\vec{v}(\vec{x}, t)$	Velocidade
$\vec{b}(\vec{x}, t)$	Força especifica do corpo
t	Tempo

Gregos

τ	Tensão de cisalhamento
τ_{mc}	Tensão de cisalhamento Mohr Coulomb
τ_c	Tensão de cisalhamento coesiva
τ_μ	Tensão de cisalhamento viscosa
τ_t	Tensão de cisalhamento turbulento
τ_d	Tensão de cisalhamento dispersiva
λ_r	Razão limite largura – espessura (Esbelto – não esbelto)
σ_{adm}	Tensão admissível

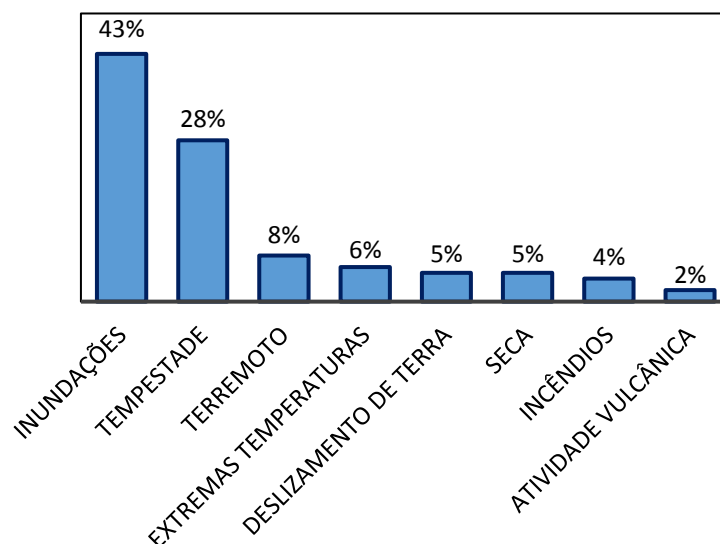
$\rho(\vec{x}, t)$	Densidade do ponto material
$\sigma(\vec{x}, t)$	Tensor de tensão Cauchy
μ	Viscosidade dinâmica do fluido
$\dot{\epsilon}$	Tensor de taxa de deformação
σ_s	Tensão específica
\hat{t}_i^k	Tração discreta aplicada
$\delta(\vec{r} - \vec{r}')$	Função do delta de Dirac
ρ	Densidade
σ	Tensão normal ao plano de cisalhamento
ϕ	Ângulo de atrito
γ	Taxa de cisalhamento
τ_y	Tensão ao cisalhamento Mohr - Coulomb
μ_B	Viscosidade Bingham dinâmica do fluido
du/dy	Taxa de deformação
ν	Coefficiente de Poisson
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
σ_{eq}	Tensão equivalente
α	Tamanho de célula (MPM)
β	Tamanho de partículas (SPH)

1. INTRODUÇÃO

1.1 NOTAS INICIAIS

Desde a sua formação, a terra tem sofrido impactos resultantes de fenômenos naturais, como terremotos, tsunamis, inundações, tempestades, erupções vulcânicas e deslizamentos de terra. Quando esses fenômenos são associados a componentes antrópicos, geralmente transformam-se em desastres naturais catastróficos, podendo causar perda de vidas, grandes danos ambientais e até mesmo a destruição total de tudo que estiver em seu caminho (HYNDMAN, 2009). Os riscos naturais mais comuns são terremotos, tempestades e inundações. O primeiro é causado por movimentos das placas tectônicas, enquanto os dois últimos provêm de efeitos climáticos (DAVIES, 2016; HYNDMAN, 2009).

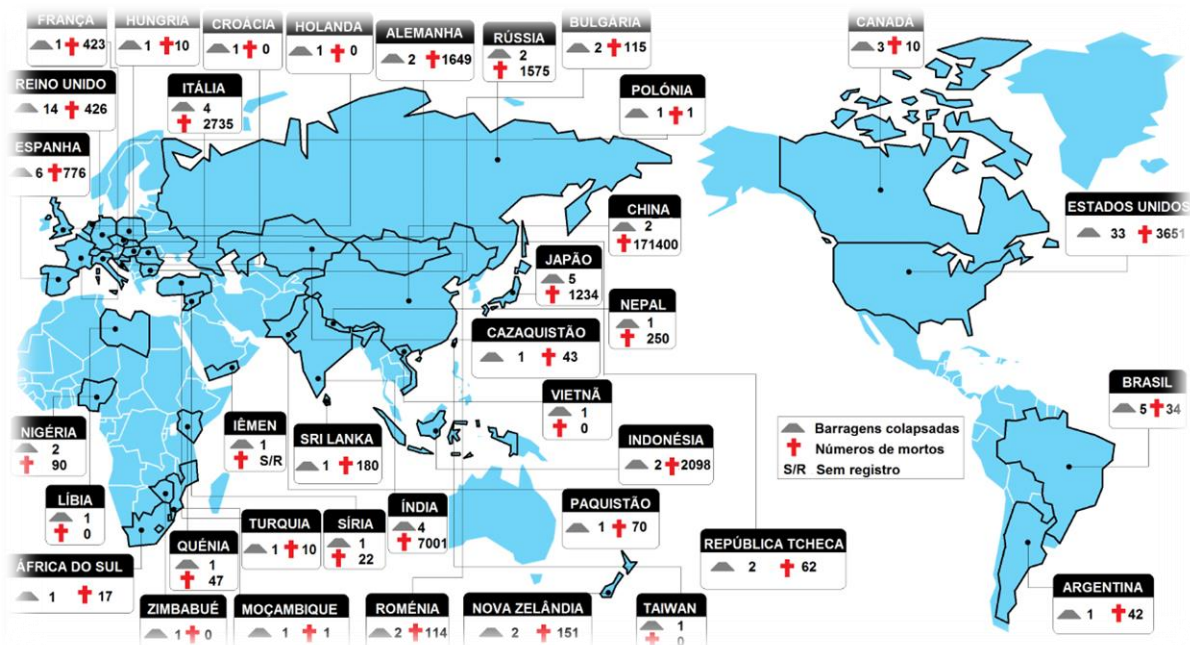
Considerando que 43% dos desastres naturais são causados por inundações (Figura 1.1) provocadas por chuvas intensas ou, em alguns lugares do mundo, pelo derretimento de geleiras, essas estão entre as preocupações mais importantes dos engenheiros civis envolvidos em projeto e construção de barragens. A causa mais comum do rompimento de uma barragem é a extrapolação do limite de volume de água relacionado à resistência estrutural e às intervenções humanas inadequadas.



1.1 - Percentagens de ocorrências de desastres naturais (1995 – 2015)
Fonte: Adaptada de (DAVIES, 2016).

Ao longo da história, houve muitos casos de rompimentos de barragens

(Figura 1.2). O mais destrutivo, até hoje, foi em 1975, na província de Henan, na China, quando a represa de Banquião e a represa de Shimantan falharam catastróficamente devido ao desmoronamento causado pelas chuvas torrenciais. Como consequência, aproximadamente 171.400 pessoas morreram e milhões de moradores perderam suas casas (SI, 1998; ZAGONJOLLI, 2007). Especialistas anunciaram que as comportas se abriram, mas estas foram parcialmente bloqueadas pelos sedimentos acumulados, o que impediu a liberação de água e levou as represas ao colapso (SI, 1998). E o mais emblemático recentemente no Brasil, foi em Mariana/MG a barragem Bento Rodrigues, que no ano 2015 por causa de falhas estruturais e falta de vistoria técnica por parte de profissionais competentes na área, aconteceu um rompimento, transportando mineral a jusante afetando diretamente o meio ambiente e causando a morte de pessoas. Ressalta-se, que durante a conclusão da revisão do presente texto, no dia 25 de janeiro de 2019, ocorreu o rompimento da barragem de Brumadinho, no Estado de Minas Gerais, Brasil, causando mais de 300 mortos e desaparecidos, incluindo um grande número de pessoas ligadas a mineradora Vale, proprietária da barragem,



1.2 - Principais barragens colapsadas x vidas humanas no mundo (1799 – 2018)

Fonte: Adaptado e disponível em <<https://es.kisspng.com/png-earth-world-map-globe-world-map-63711/>>

Por esta razão, a prevenção que se deve ter depois do rompimento de uma

barragem tem sido um tema relevante de investigação por muitas décadas, sendo até hoje pesquisada (BANDARA e SOGA, 2015; FU e JIN, 2016; OMIDVAR e NIKEGHBALI, 2017a; QIAN e colab., 2018; RAN e colab., 2015; VARGAS e colab., 2018), como também o movimento de massa (RAMMAH e colab., 2014; GIROUT e colab., 2016; OLIVEIRA e colab., 2017; ACOSTA e colab., 2017), devido aos altos níveis de perdas humanas e materiais causados pelas inundações resultantes. A proposta deste trabalho é contribuir para a avaliação de novas ferramentas confiáveis para a previsão do fluxo da ruptura de uma barragem, utilizando os métodos numéricos *Material Point Method* (MPM) e *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH).

1.2 JUSTIFICATIVAS

O que acontece depois do colapso de uma barragem é de preocupação constante para as pessoas que moram perto delas, devido ao poder destrutivo que tem o fluxo provocado pelo rompimento de uma barragem, constituída por uma porcentagem de água e outra de sedimentos, onde se faz relevante e de suma importância ter um plano de mitigação para as comunidades do lugar e assim evitar danos potenciais sobre a vida e bens materiais, como também minimizar ou neutralizar os impactos ambientais.

Neste trabalho, é de grande interesse analisar o fenômeno de fluxo de sedimentos em taludes causados por chuvas intensas e o conseqüente colapso da barragem, provocando o movimento de massas de solo que podem percorrer grandes distâncias e impactarem em estruturas sólidas como casas e pontes, sem esquecer o dano por inundação que depende da topografia do lugar, dos obstáculos a jusante da direção de propagação e do sucesso dos esforços de evacuação da população. Os obstáculos na direção do fluxo são um ponto muito importante a considerar, pois provocam as variações nas velocidades, força, profundidade, direção e comportamento, transformando essa energia de impacto em ondas de choque de diferentes alturas e níveis de perigo.

Esse tipo de fenômeno difere do estudo clássico da mecânica dos solos, que se restringe a pequenas deformações, e também da mecânica dos fluidos, devido à natureza diferenciada do solo. Portanto, não há uma metodologia consolidada na literatura para prever resultados como a área alcançada e a força de impacto.

Um dos métodos numéricos mais utilizados na engenharia é o Método dos

Elementos Finitos (MEF), no entanto sua aplicabilidade é restrita a problemas com pequenas deformações/deslocamentos. Para contornar essa dificuldade, métodos alternativos vêm sendo desenvolvidos e testados para diferentes aplicações. Em relação ao problema em questão, destaca-se o *Material Point Method* (MAO e colab., 2015a; SULSKY e colab., 1995) e o *Smoothed Particle Hydrodynamics* (LIU e LIU, 2010; MONAGHAN, 1992), que serão os dois modelos numéricos implementados no presente estudo para a análise de fluxo de sedimentos após o rompimento de uma barragem.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Avaliar os métodos MPM - *Material Point Method* e o SPH - *Smoothed Particle Hydrodynamics*, visando consolidar a confiabilidade dessas ferramentas para futuras análises de mitigação em áreas próximas de barragens ou taludes. Para isso, serão feitos testes experimentais e, posteriormente, comparações com os resultados obtidos numericamente.

1.3.2 Objetivos específicos

O objetivo geral deste trabalho é dividido nos seguintes itens:

- Pesquisar as características dos modelos físicos adotados por outros autores e determinar as especificações desejadas para o presente estudo.
- Projetar e construir um canal a ser utilizado no experimento com variabilidade de declividade e automatização da abertura da comporta.
- Implementar modelos numéricos para reproduzir as condições do experimento com os métodos MPM e SPH.
- Analisar e comparar os resultados experimentais e computacionais.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em sete capítulos, conforme apresentados abaixo:

O capítulo 1 é composto pela contextualização do tema proposto, a justificativa, o objetivo geral, os específicos e, finalmente, a estrutura da pesquisa.

Nos capítulos 2 e 3, faz-se uma revisão de conceitos preliminares e também da literatura existente sobre modelos físicos e numéricos do fluxo após o rompimento de uma barragem, sem e com transporte de sedimentos.

O capítulo 4 trata da metodologia e descrição da formulação dos métodos numéricos MPM e SPH e as ferramentas que são utilizadas nas simulações computacionais do referido fenômeno.

O capítulo 5 apresenta a descrição dos experimentos físicos e numéricos de dois estudos de casos do fluxo após de um rompimento de barragem.

Os capítulos 6 e 7 apresentam a análise dos resultados e conclusões, bem como as sugestões para trabalhos posteriores.

2 CONCEITOS PRELIMINARES

2.1 CARACTERIZAÇÃO DO FLUXO DOS SOLOS

2.1.1 Movimento de massas

Segundo Penck (1984), o termo de movimento de massa se refere ao movimento originado por meio da influência da força de gravidade e sem outro meio de transporte. Também Lorenzini e Mazza (2004) definiram como aqueles processos da geodinâmica superficial onde um movimento ou desprendimento significativo de material acontece com a presença da força gravitacional sobre uma superfície com determinado gradiente permitindo o depósito do material. Nelson (2018) mencionou que o movimento de massas é definido como o movimento de declive da rocha e detrito perto da superfície da terra, principalmente devido à força da gravidade.

Os movimentos de massas podem ser originados a partir de duas formas: a primeira por processos gravitacionais subaéreos -ou escorregamentos aéreos-, relacionados a qualquer movimentação superficial ao solo em função da declividade do terreno, e a segunda devido a processos gravitacionais subaquáticos que transportam grande parte dos sedimentos grossos removidos das margens continentais para as bacias oceânicas profundas. Esses últimos podem ser provocados por ondas, marés, correntes costeiras e maremotos.

Em relação ao termo já descrito pelos autores, temos dois grandes grupos que classificam o movimento de massa. O primeiro é o deslizamento de terra e por

último temos os fluxos de sedimentos.

2.1.1.1 Deslizamento de terra

Deslizamento de terra é um processo geomórfico que acontece através de movimentos de massa de solos, rochas ou detritos encosta abaixo, gerados pela ação da gravidade em terrenos com inclinação, tendo como causa principal a infiltração de água proveniente das chuvas (CAYCHO, 2010). Caracteriza-se por ter uma superfície de ruptura onde atuam forças de cisalhamento superiores à resistência máxima ou residual do solo (SALAS, 2006). Segundo Filho (1992), os principais processos de rupturas são: rastejo, deslizamento, escorregamentos e quedas (Figura 2.1).

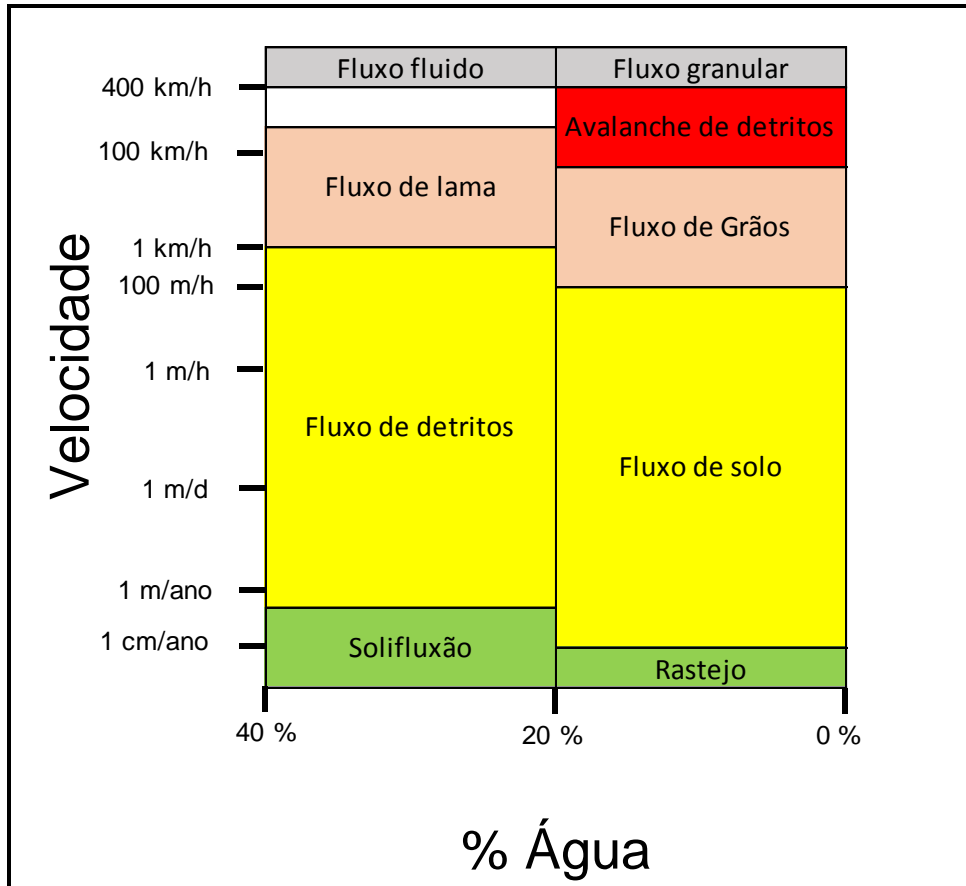
Mecanismo	Características	Modelo
Rastejo	<ul style="list-style-type: none"> Movimento lento do material (centímetro por ano aprox.) encosta abaixo. Produza-se a inclinação de troncos de árvores. 	
Deslizamento	<ul style="list-style-type: none"> Movimento repentino do material rodando a jusante sobre uma superfície côncava de ruptura. A cima de cada tramo deslizante permanece não deformado. Quedas deixam cicatrizes arqueadas ou depressões na encosta da colina. 	
Escorregamento	<ul style="list-style-type: none"> Movimento sobre superfícies de ruptura ou juntas pré-existentes. O material deslizante não apresenta rotação. Movimento do material sob certo comportamento plástico com infiltração de água. 	
Queda	<ul style="list-style-type: none"> Queda livre do material sobre gradients altos ou queda com algumas colisões com outros blocos. O desprendimento do material acontece muito rápido, deixando uma acumulação do material em sua chegada ao piso. 	

2.1 - Descrição dos mecanismos de ruptura dos movimentos de massas
 Fonte: Adaptado de (SALAS, 2006)

2.1.1.2 Fluxos de sedimentos

Segundo Salas (2006), os fluxos de sedimentos são provocados quando os agentes externos, como os elementos líquidos e gasosos, afetam diretamente nas propriedades dinâmicas dos sedimentos em transporte, sendo esses considerados os fenômenos de maior poder destrutivo dentro de seu grupo. Os autores Middleton e Hampton (1973) definiram o fluxo, como misturas de sedimentos e fluidos no que a gravidade atua diretamente sobre os grãos de sedimentos para impulsionar o fluxo encosta abaixo.

Esse grupo é subdividido de acordo com a quantidade de água, sendo um determinante para saber se a massa do fluxo é mais fluida ou mais densa (Figura 2.2).



2.2 - Classificação dos fluxos de sedimentos segundo a velocidade e Teor de umidade
Fonte: Adaptado de (LORENZINI e MAZZA, 2004)

Os **fluxos fluidos** são fluxos de grande velocidade, que transportam material separado ou que irão se separar do solo por saturação. Esses fluxos tem um alto teor de saturação, apresentam de 20% a 40% de volume de água (SALAS, 2006). Dentro dos fluxos fluidos temos também:

- Solifluxão: Segundo Nelson (2018) são fluxos de detrito contendo água medida na ordem de centímetros por ano. Estes ocorrem em áreas onde o solo permanece saturado com água por longos períodos de tempo. De acordo com Penteadó (1978), é o movimento de massa do solo encharcado, de alguns

decímetros por ano. Fora da zona fria, ocorre em vertentes de maior declive, entre 8° a 15°.

- Fluxos ou corridas de detritos: Segundo Salas (2006) são misturas saturadas de ar ou água, que descem a altas velocidades (1 metro por ano à 100 metros por hora), sob o efeito da gravidade. O transporte de sedimentos está composto por uma variedade de tamanhos. O processo de fluxo pelo geral se apresenta depois de chuvas fortes quando o material se satura. Também temos que Denlinger e Iverson (2001), descrevem como massas formadas por misturas de água, sedimentos finos, rocha e detritos originados nas encostas que correm da jusante em canais naturais para se depositarem em vales ou zonas abertas de baixo gradiente. Takahashi (1991) classificou o fluxo como uma mistura de material granular disperso em um fluido intersticial de água e argilas ou material mais fino.
- Fluxos de lama: São fluxos de extrema fluidez e pelo geral são produzidas pela ação de lavagem e remoção de solos por cursos de água durante enchentes e tempestades (GUIDICINI e NIEBLE, 1984).

O **fluxo granular** tem pouco conteúdo de água (0% a 20%). Seu comportamento semifluido deriva da mistura dos sólidos com ar. Sendo ocasionados por altas vibrações ou sobre carregamento no solo (SALAS, 2006). É subdividido em:

- Rastejo: Nelson (2018) definiu como um movimento muito lento e geralmente contínuo de detritos em declive. Evidencia-se quando se tem árvores ou postes inclinados. Bigarella e Passos (2003) descrevem rastejamento como os movimentos vertentes abaixo muito lentos sob influência da gravidade, independentemente do seu mecanismo, deve referir apenas ao movimento imperceptível ou muito lento das vertentes, de caráter mais ou menos contínuo.
- Fluxo de solo: Segundo Salas (2006), são eventos similares aos fluxos de detritos, com diferença no baixo conteúdo de água. Sua granulometria é variada.
- Fluxo de grãos: Movimento de massas de granulometria grossa e uniforme, (SALAS, 2006).

- **Avalanche de detritos:** Fenômeno extremo de altas velocidades, podendo chegar à mais de 300 km/h, transportando grandes volumes de material devido ao colapso total das laterais da encosta, (SALAS, 2006).

Uma vez classificados os movimentos de massas entre deslizamento de terra e fluxo de sedimento, tem-se que *debris flow*, bem conhecido no Brasil como “corridas de detrito”, é localizado no grupo de fluxo de sedimentos e dividido em dois tipos, segundo Lowe (1976): fluxos de detritos coesivos e fluxos de detritos não coesivos. Existe uma falta consentimento, a nível mundial, sobre a definição a ser adotada nos artigos científicos, principalmente em traduções. Muitos autores têm se referido ao conceito de *debris flow* dentro do corpo de trabalho, mas descritos como “fluxo granular não saturado”, “deslizamento de terra”, etc.

2.2 FATORES QUE ORIGINAM OS FLUXOS DE SEDIMENTOS

Os fluxos de solos começam a partir de um ponto de grande altura com uma determinada inclinação até chegar a um ponto baixo onde será depositado, depois das altas precipitações. O depósito do material do fluxo se ocasionará quando seu ângulo de inclinação por próximo a 0° ou pela perda de confinamento, por exemplo, em lugares amplos. As características que predominam no fluxo são a espessura e sua velocidade, sendo as que determinam a prolongação e a magnitude dos danos.

Os fatores naturais que podem dar início aos movimentos das massas são: a inclinação da encosta, teor de umidade e caracterização geológica do lugar.

2.2.1 Inclinação da encosta

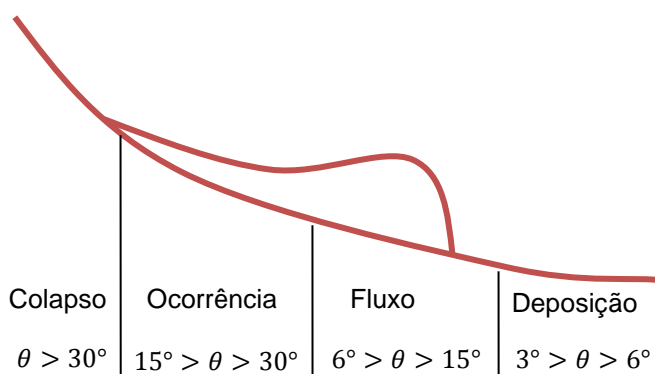
A gravidade cumpre um papel fundamental nestes processos de movimento de massas, pois é a maior força atuante. Então, quanto maior a inclinação ou gradiente, maior será a força de gravidade aplicada na descida da massa e maior será sua velocidade. Takahashi (1991) classifica em cinco gradientes o movimento do fluxo, onde a ocorrência acontece com um ângulo de inclinação maior que 20° e a deposição do material tem uma inclinação bem inferior, de 0° à 3° (Tabela 2.1).

2.1 - Gradientes x fase do movimento do fluxo de massa

Ângulo	Características do movimento do fluxo
$20^\circ < \Theta$	Ocorrência
$15^\circ < \Theta < 20^\circ$	Início do fluxo
$10^\circ < \Theta < 15^\circ$	Início de decréscimo da velocidade e continuação do fluxo
$3^\circ < \Theta < 10^\circ$	Diminuição de velocidades e a parte frontal para
$0^\circ < \Theta < 3^\circ$	Deposição

Fonte: Adaptada de (TAKAHASHI, 1991)

Segundo Cheng (2003), o fluxo é classificado em quatro zonas importantes (Figura 2.3), baseada na estabilidade e declividade do material. Tem-se que o colapso inicia para ângulos maiores que 30° , seguido da ocorrência e, depois, do fluxo entre os 15° a 6° . Por outro lado, Takahashi (1991) menciona que a deposição ocorre entre os 6° e 3° , não sendo necessário chegar a uma inclinação menor que 3° .



2.3 - Caracterização da declividade e o movimento de um fluxo

Fonte: Adaptado de (CHENG, 2003)

2.2.2 Teor de umidade

O teor de umidade é a relação expressa em percentagem, entre o peso da água existente numa certa massa de solo e o peso das partículas sólidas, formulada como:

$$h' = \frac{P_a}{P_s} 100\% \quad (2.1)$$

onde h' é o teor de umidade, P_a é o peso da água e P_s é o peso das partículas sólidas.

Esse parâmetro é um dos mais importantes nos fluxos de massas, seja por sua

infiltração no material como por saturação dele. O aumento do teor de umidade pode ser causado por rompimento de barragem, degelo ou chuva, sendo esse último fenômeno natural o mais predominante em ocorrer e provocar grandes inundações, interferindo diretamente na redução da resistência do material e aumento da poropressão. Facilitando o meio de transporte e como lubrificador no começo do fluxo (SALAS, 2006).

2.2.3 Materiais geológicos

Por último, temos a composição geológica do lugar, tendo em vista que existem diferentes tipos de material geológico com distintas características que podem dar início aos movimentos de massas, caso não estejam consolidados, compactados ou desacomodados.

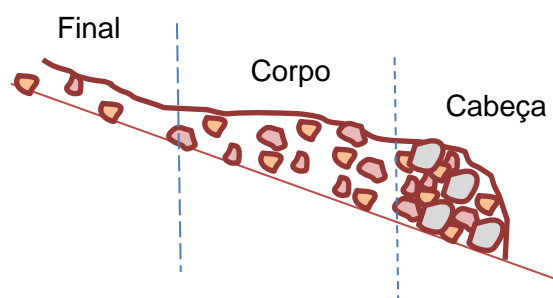
Além disso, a geologia do lugar já tem que apresentar sintomas, como por exemplo, falhas, encostas instáveis que, por causa de uma atividade sísmica ou precipitações em acumulação, possam agravar e provocar o desastre natural.

2.3 ESTRUTURA DE UM FLUXO DE MASSA

O fluxo de massa é composto por três fases (Figura 2.4) conforme descritas abaixo:

- Final: A concentração de sólidos diminui consideravelmente e o fluxo aparenta ser turbulento e lodoso (ANCEY, 2001).
- Corpo: Tem aparência de um fluxo mais fluido, constituído por rocha e lodo. Em geral apresenta oscilações instáveis. Tem a força para transportar blocos de qualquer tamanho. O material pedregulhoso costuma ficar flutuando na superfície livre e os blocos de poucos metros de tamanho se movem sendo derrubados pelo fluxo de detritos (ANCEY, 2001).
- Cabeça: Na frente, tem características granular devido ao transporte concentrado de pedras grandes. Os pedregulhos são empurrados pelo corpo do fluxo de detritos. A parte frontal em geral costuma ser maior que as outras

partes que compõe o fluxo. Em alguns casos a parte frontal não é perceptível devido ao corpo ultrapassar a cabeça ou também por uma boa distribuição do material, faz com que não haja diferença alguma entre corpo e cabeça (ANCEY, 2001).



2.4 - Estrutura de um fluxo

Fonte: Adaptado de (JOHNSON, 1984) e (MIDDLETON e HAMPTON, 1973)

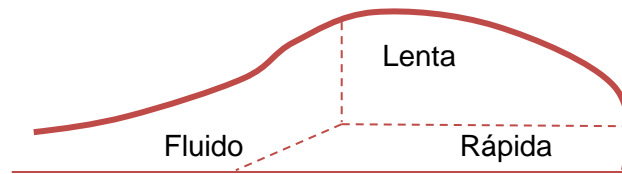
2.4 ESFORÇOS INTERNOS

Todo movimento de massa é composto por uma mistura de sólidos de distintos tamanhos e água, eles roçam, colidem, rodam e vibram na massa líquida durante o movimento, tendo um comportamento não-newtoniano. As forças aplicadas nestes movimentos de massas tanto podem ser internas como externas. As internas estão caracterizadas como as tensões cisalhantes e normais do material induzidas pelas colisões e atrito entre partículas, viscosidade e turbulência. Pelo lado das forças externas, temos a força de gravidade, pressões estáticas e força de cisalhamento na base (SALAS, 2006).

2.4.1 Zonas de tensões cisalhantes do fluxo

Nos movimentos de massas, podem-se diferenciar três setores (Figura 2.5). A parte de cima do fluxo tem uma velocidade média dos grãos que cisalham um sobre outro de forma lenta. Na parte inferior, a tensão de cisalhamento entre grãos é muito grande. Finalmente, temos o início da massa que se comporta como um fluido e os

grãos cisalham muito rápido, tendo altos gradientes de velocidades. Nessa última fase, a densidade se assimila à de um líquido (SALAS, 2006).



2.5 - Graus de cisalhamento em uma massa de fluido

Fonte: Adaptado de (CHENG, 2003).

2.5 REOLOGIA PARA MOVIMENTOS DE MASSA

Os principais parâmetros para determinar uma relação reológica nos fluxos de massas são: viscosidade do fluido intersticial, turbulência, atrito e colisões entre partículas. Na Tabela 2.2, temos o agrupamento de distintos regimes.

2.2 - Grupos classificados por regimes para movimentos de massas

Regime	Fluxo detritico	Efeitos
a) Friccionario	Granular	* Fluido intersticial desprezível
b) Colisionar		* Iterações granulares dominam
c) Friccionario-colisionar		
d) Macroviscoso	Finos	* Fluido intersticial domina
e) Viscoplastico		* Iterações granulares desprezíveis
f) Viscoplastico colisionar	Blocos	* Dominam interações fluido-partícula

Fonte: Adaptada de (LORENZINI e MAZZA, 2004) e (SALAS, 2006)

Então, da tensão cisalhante total derivam a maioria dos modelos reológicos que descrevem os regimes mencionados na Tabela 2.2 e pode ser expresso como:

$$\tau = \tau_{mc} + \tau_c + \tau_{\mu} + \tau_t + \tau_d \quad (2.2)$$

, onde τ_{mc} é a tensão de cisalhamento de Coulomb, τ_c é a tensão coesiva, τ_{μ} é a tensão de cisalhamento viscosa, τ_t é a tensão de cisalhamento turbulento e τ_d é a tensão dispersiva.

2.6 RUPTURAS DE BARRAGENS ATRAVÉS DO TEMPO NO MUNDO

Um grande número de barragens (Anexo A) têm sido afetadas por distintas causas provocando o colapso iminente delas. As causas mais comuns de um rompimento de barragem são a erosão interna, falha na fundação, excesso de água durante a inundação, falha estrutural e deslizamento de terra dentro da barragem (CHARLES e colab., 2011). Todas essas falhas conduzem a um mesmo problema, a liberação do fluxo, provocando uma destruição total na direção dela.

É importante destacar que, desde o ano 2000 até os dias de hoje, a quantidade de mortes por causa do colapso de uma barragem tem diminuído, porém as falhas de uma barragem seguem sendo tema de preocupação. Se não há um plano de análise de risco preventivo do fluxo no momento do rompimento da barragem, as mortes sempre estarão presentes.

Na tabela 2.3, é apresentado um resumo dos rompimentos de barragens mais importantes que tem acontecido no mundo, extraído da listagem completa do Anexo A.

2.3 - Resumo de rompimentos de barragens (1802 – 2018)

Barragem	Ano	Pais	Nº de mortes	Motivo
	180			
Puentes	2	Espanha	608	Fortes chuvas
	186			
Iruka lake	9	Japão	941	Fortes chuvas
	188			
South Fork	9	Estados Unidos	2209	Fortes chuvas
	191			
Tigra	7	India	1000	Fortes chuvas
	192			
St. Francis	8	Estados Unidos	600	Falha estrutural
	196			Desprendimento de rochas
Vajont	3	Itália	2000	
	197			
Machchu-2	9	Índia	5000	Chuvas fortes
	200			
Koshi	8	Nepal	250	Falha estrutural
	200			
Situ Gintung	9	Indonésia	98	Fortes chuvas
Bento	201	Brasil		
Rodrigues	5	(Mariana/MG)	24	Falha estrutural
	201			
Patel	8	Quênia	47	Fortes chuvas

Fonte: Adaptado de (CHAITANYA, 2018; CHARLES e colab., 2011; SAXENA, 2005a)

Portanto é necessário dar mais prioridade à prevenção desses eventos, já que o fluxo que gera o rompimento da barragem é catastrófico. Na seguinte seção, são abordadas as pesquisas de diversos autores, identificando-se o avanço através de métodos numéricos e experimentais das análises desses fenômenos de deslizamentos de sedimentos.

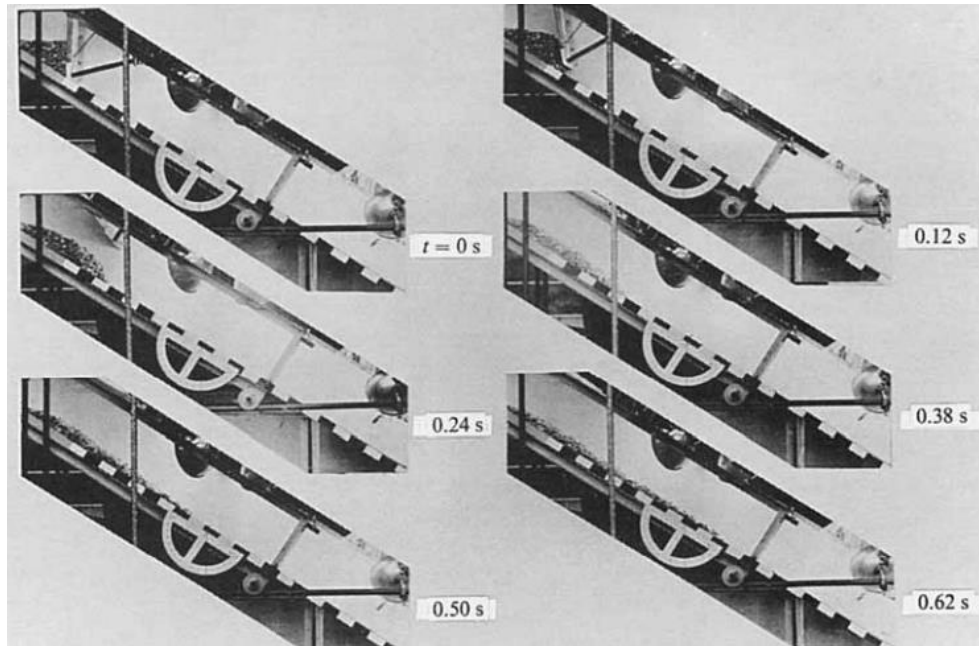
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 MODELOS FÍSICOS E NUMÉRICOS DO FLUXO GRANULAR DA RUPTURA DE UMA BARRAGEM

Antes de começar qualquer tipo de modelagem física ou numérica, foi de grande importância conhecer como têm avançado, nos últimos anos, as pesquisas de transporte de sedimentos granular depois do rompimento de uma barragem. É por isso que se classificou a revisão bibliográfica em duas partes: a primeira sobre modelos físicos e a segunda com os modelos numéricos.

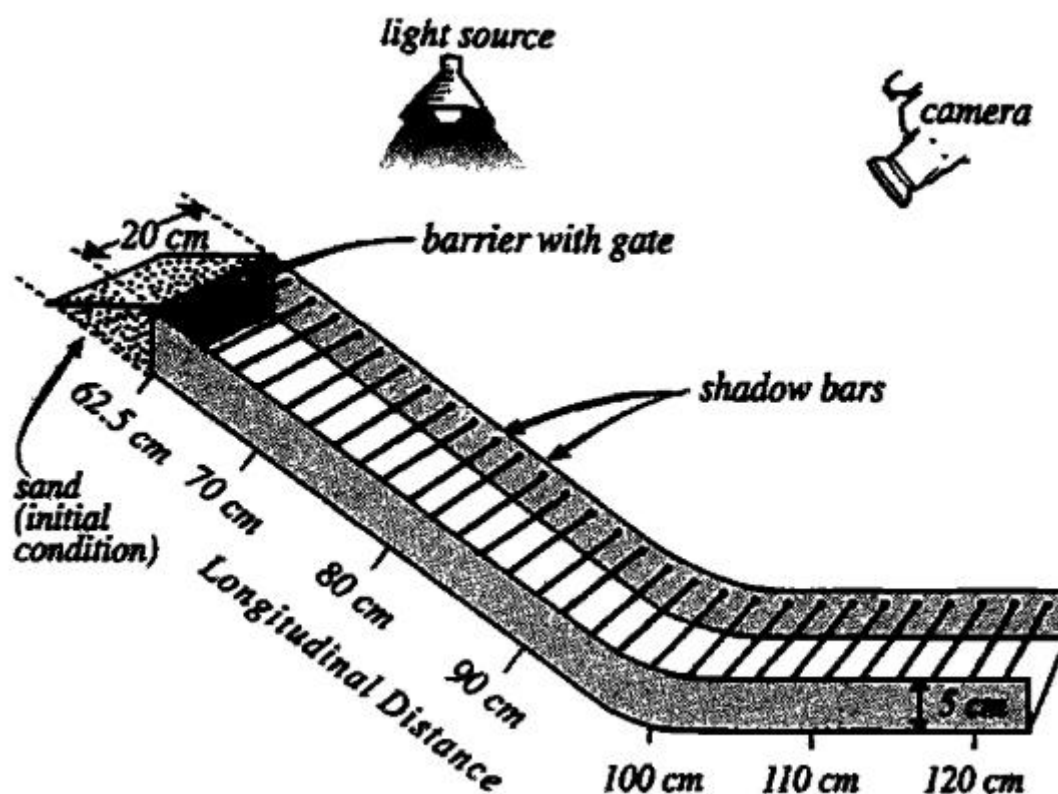
3.1.1 Revisão de modelos físicos

Huber (1980) realizou experimentos de laboratório envolvendo o movimento do cascalho liberado do repouso em um leito inclinado (Figura 3.1). O total de massa de cascalho foi de 80 kg, tendo uma distribuição padrão prescrita de diâmetros de partículas, com um diâmetro médio de 2,54 cm. O cascalho foi depositado em um espaço triangular, atrás de uma comporta no topo de uma calha plana da qual o ângulo de inclinação foi variado a 32°. O fundo da calha de 50 cm de largura era feito de um painel de compensado pintado e as paredes laterais de vidro da calha permitiam o registro fotográfico da geometria da massa de cascalho durante o movimento. A comporta foi subitamente aberta, dando começo ao movimento dos cascalhos. As sequências de imagem foram capturadas em intervalos de, aproximadamente, 0,12 s entre quadros, cobrindo um tempo experimental de 1,26 s.



3.1 - Canal para o experimento N°. 106b
Fonte: (HUBER, 1998)

Denlinger e Iverson (2001) analisaram o fluxo granular através de dois experimentos. O primeiro foi para uma avalanche granular a pequena escala, através de um canal retangular com uma inclinação de $31,4^\circ$ e uma curvatura com um rádio de 10 cm (Figura 3.2). Em cada teste, foram utilizados 290 cm^3 de areia de quartzo seco com um diâmetro de grão de 0,5 mm, posicionado a uma altura da base de 37,5 cm e atrás da comporta. No primeiro teste, a comporta tinha uma largura do total da calha (20 cm) e no segundo só 4 cm no centro do canal.

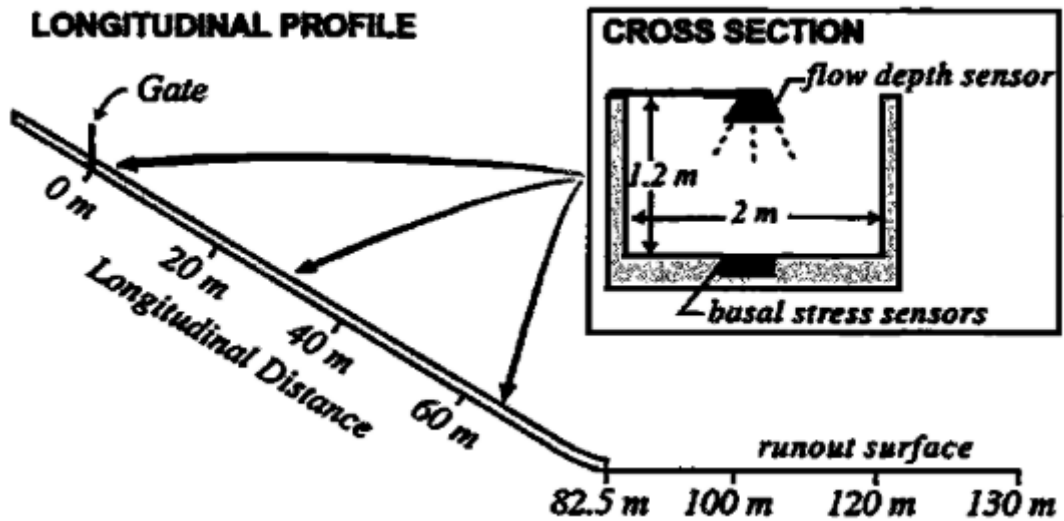


3.2 - Canal para o experimento da avalanche granular
 Fonte: (DENLINGER e IVERSON, 2001)

O leito, feito de formica, tinha um acabamento consistente, duro e moderadamente liso. As paredes do canal foram construídas de alumínio pintado e policarbonato claro. Os fluxos foram gravados em fitas de vídeo com registro de data e hora e fotografias de moldura fixa. Também se utilizou uma técnica não invasiva de sombreamento ótico para medir a espessura da areia durante e após o escoamento. Para produzir sombras cada teste foi iluminado por uma lâmpada alógena de 1000 W.

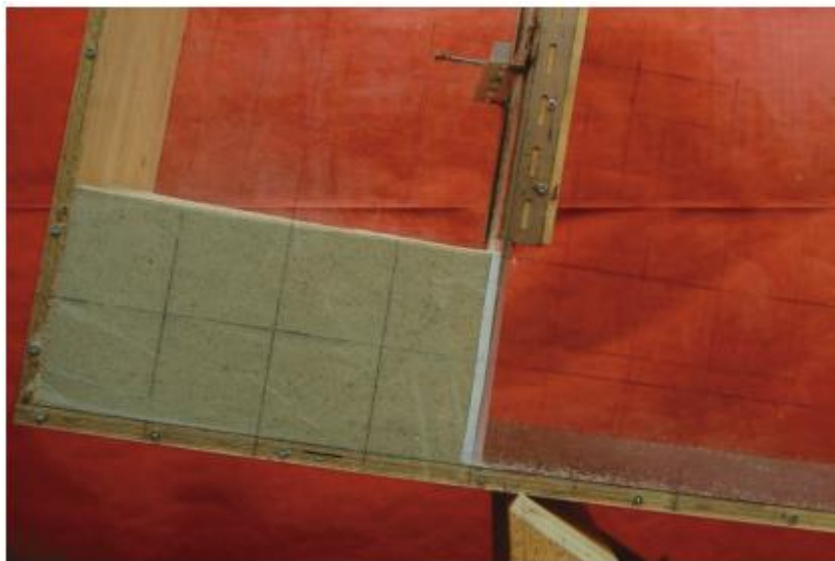
O segundo experimento foi realizado para modelar fisicamente o fenômeno *debris flow* em maior escala, conforme apresentado na Figura 3.3. Teve 10 m³ de areia e cascalho misturadas e saturadas, com menos do 2% de solos finos, contido por uma comporta. O canal de seção retangular constituído de concreto com 95 m de comprimento, 2 m de largura e 1,2 m de altura, tendo uma inclinação de 31°. Para medir as profundidades do fluxo, foram usados dispositivos de alcance a laser e ultrassônico em altas frequências (20-1000 Hz) e, para medir a velocidade do fluxo, foram obtidas de fitas de vídeo sincronizadas com o sistema de aquisição de dados. Finalmente, para fazer comparações quantitativas, efetuou-se levantamentos

topográficos.



3.3 - Canal do U.S. Geological Survey (USGS) para o experimento debris flow
Fonte: (DENLINGER e IVERSON, 2001)

Hungr (2008) fez um canal para simular um rompimento de barragem com paredes em com 0,35 m de largura e 2,00 m de comprimento (Figura 3.4). Uma seção de 0,4 m de comprimento foi isolada por uma comporta também de acrílico, capaz de ser rapidamente retirada, perpendicular ao leito, usando um elástico de borracha forte e tensionado. O compartimento foi preenchido com areia seca até uma profundidade de 0,2 m, com um volume total de 0,028 m³. Essas medições são consideradas suficientemente grandes para minimizar imprecisões causadas por coesão e atrito lateral.



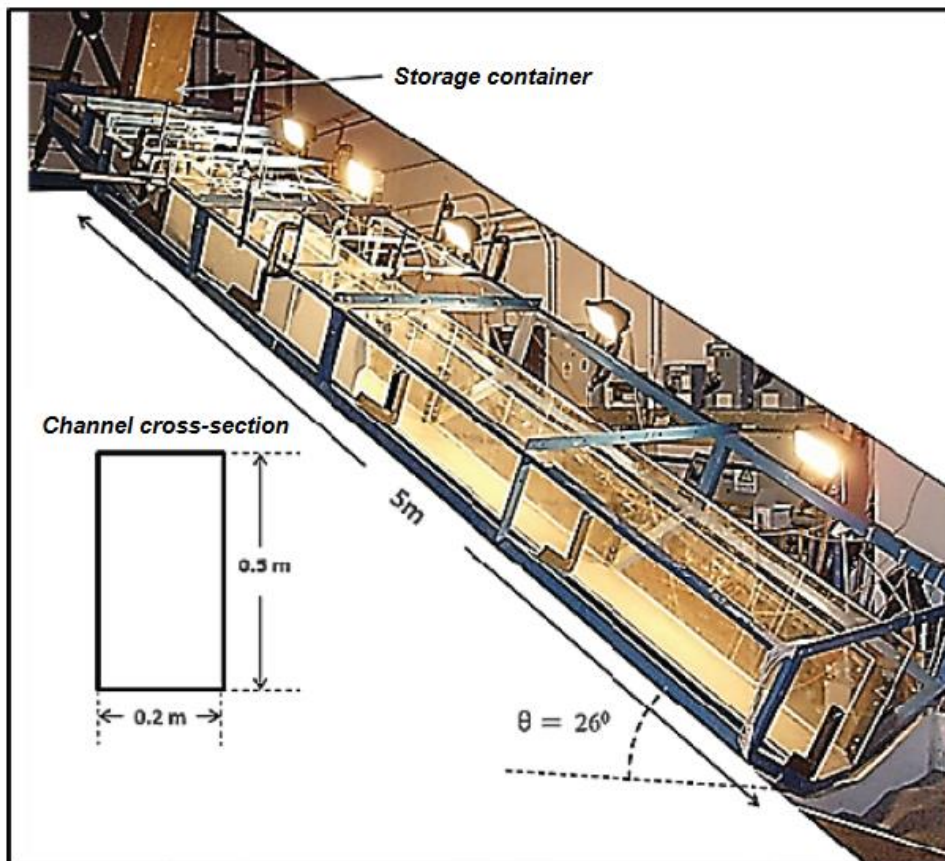
3.4 - Experimento de uma Dam break com areia
Fonte: (HUNGR, 2008)

A areia composta de quartzo uniforme com granulometria variando entre 0,5 a 1,0 mm e grãos arredondados. Foi colocada suavemente em camadas para conseguir uma textura solta com uma porosidade de 39%. A base da calha era de chapa metálica lisa revestida de zinco e com uma lixa áspera. A base áspera representada pela lixa, tinha ângulos de inclinações de 0°, 10° e 20° com a horizontal e, sendo o trecho suave somente de 0° e 10°.

Os testes foram gravados usando uma câmera de vídeo digital, filmando a 15 quadros por segundo. A filmagem foi analisada para rastrear a posição do fluxo no tempo e traçar a distribuição dos depósitos da areia no final de cada teste.

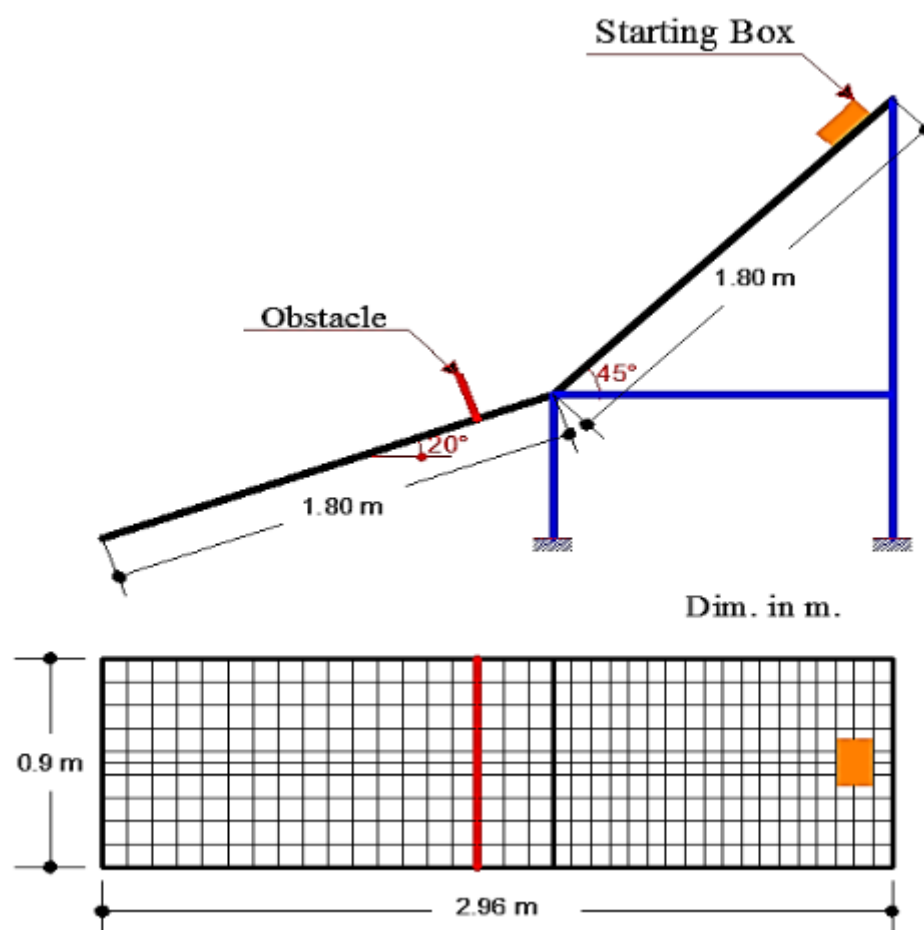
Choi et al. (2014) utilizou um canal para deslizamento de terras com obstáculos, é retangular com 5 m de comprimento, largura de 0,2 m e altura de 0,5 m e obstáculos de alumínio (Figura 3.5). O canal tinha inclinação de 26° e um volume de armazenamento de 0,08 m³. O material utilizado é uma areia seca uniforme com diâmetro de grãos de 300 e 600 μm . A comporta tinha um bloqueio magnético e, na extremidade mais a jusante do canal, havia um recipiente para coletar os detritos.

Duas câmeras de alta velocidade (250 frames por segundo) foram instaladas, além de lâmpadas de 500W para garantir a iluminação necessária para imagens de alta velocidade.



3.5 - Experimento de deslizamento de terra
 Fonte: (CHOI e colab., 2014)

Abdelrazek et al. (2015) analisaram o comportamento de uma avalanche granular através de uma massa de areia impactando obstáculos. O canal, ilustrado na Figura 3.6, foi construído com dois painéis de madeira com um comprimento de 1,80 m e 0,90 m de largura. O primeiro painel tem 20° com a horizontal e a inclinação do segundo painel tem 45°. Os obstáculos estão posicionados no primeiro painel, a uma distância de 30 cm do seu topo.



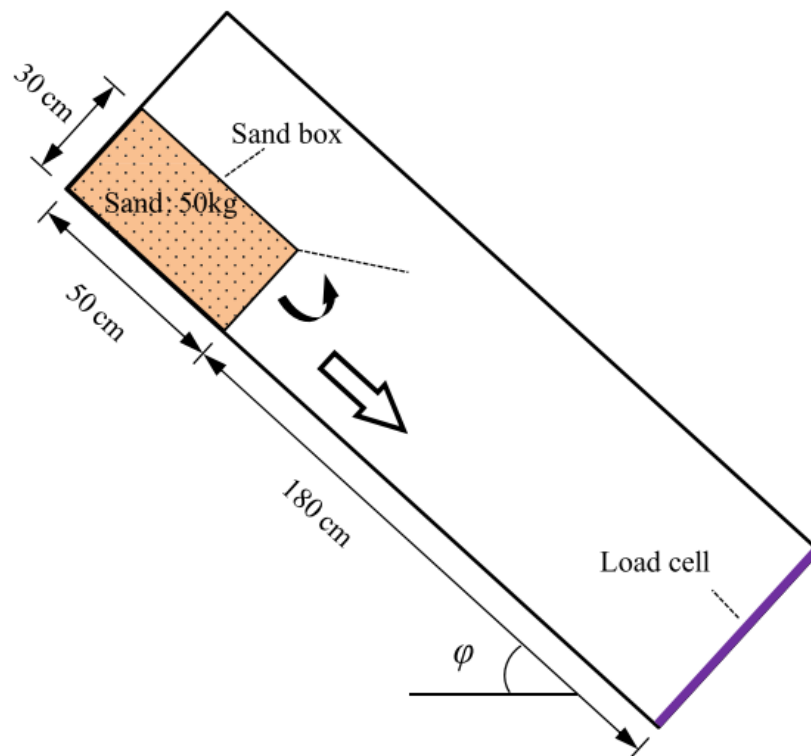
3.6 - Esboço esquemático do experimento de avalanche
 Fonte: (ABDELRAZEK e colab., 2015)

Uma massa de 2,04 kg de areia de quartzo foi armazenada na caixa, localizada no topo do segundo painel. Os painéis foram marcados com linhas, em intervalos de 10 cm, com a finalidade de conhecer as posições das partículas e suas velocidades.

Nesse experimento, se usaram 3 tipos de obstáculos, o primeiro com uma coluna quadrada de 1 cm e separadas das outras a 1 cm, para o segundo caso o quadrado tem 2 cm e separados a 2 cm e , no terceiro caso, a coluna quadrada de 1 cm em forma escalonada.

Dai et al. (2017) modelou um fluxo granular em um canal com um comprimento de 1,8 m e uma largura de 0,3 m (Figura 3.7). Havia um instrumento de medição de força de fluxo, caixa de areia e impacto usado para típicos testes de modelagem de fluxo granular. A dimensão da caixa de areia era de 30 x 50 cm e o peso da areia, 50 kg. Uma das paredes laterais do canal foi feita de uma placa de acrílico transparente, onde se podia registrar o fluxo da areia seca através de uma câmera de vídeo. No final do canal, foi instalada uma célula de carga para medir a força de impacto da

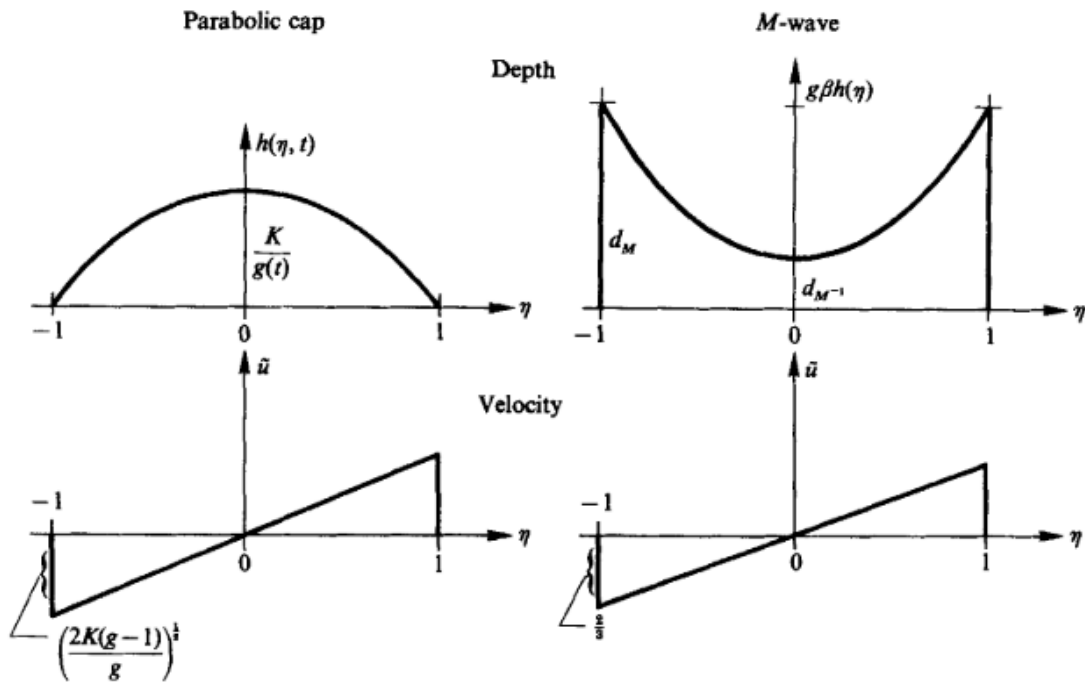
areia, em ângulos de inclinação de 45°, 50°, 55° e 60°.



3.7 - Esquema do teste do modelo de fluxo de areia
Fonte: (DAI e colab., 2017)

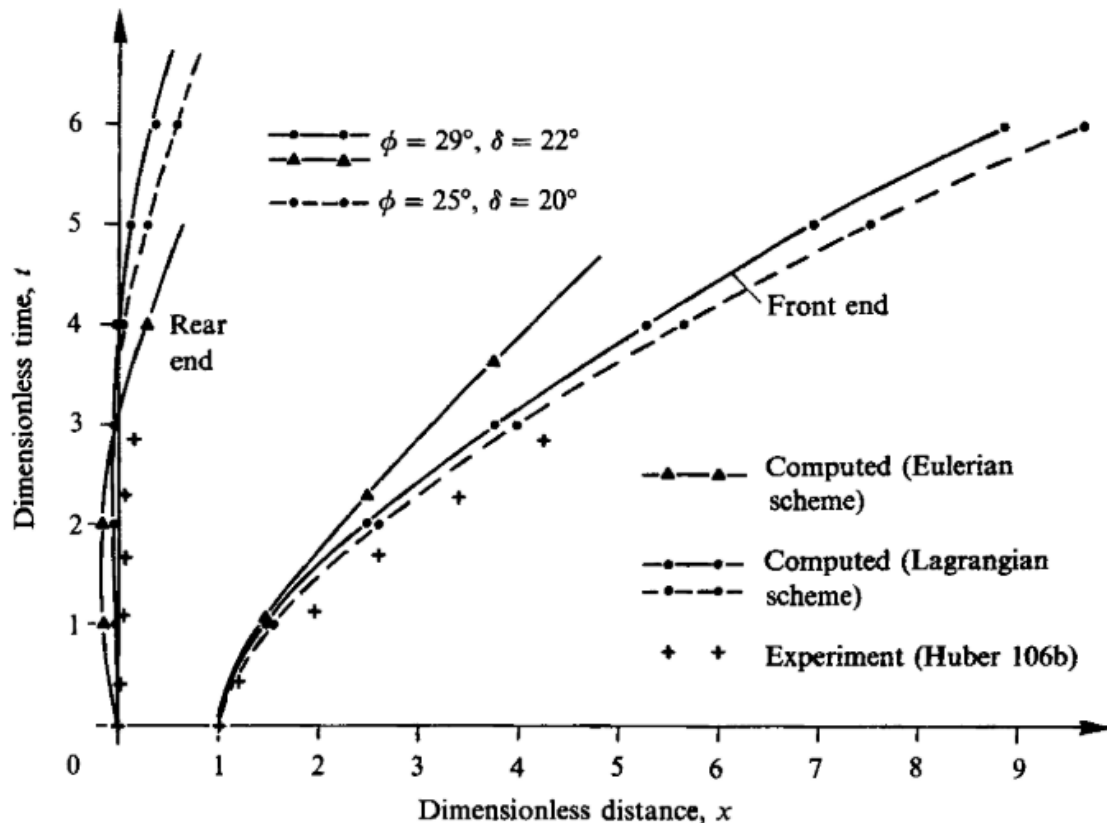
3.1.2 Revisão de modelos numéricos

Savage e Hutter (1989) apresentaram um modelo matemático que descreve o movimento e o espalhamento de uma massa finita de material granular semelhante a fluido ao longo de um leito plano rugoso. A massa granular é tratada como um contínuo ficcional do tipo Coulomb com uma lei de fricção basal de Coulomb. As equações foram derivadas das leis de equilíbrio de massa e momento pela média da profundidade. Constituem equações diferenciais parciais não lineares para a altura e as distribuições de velocidade em sentido transversal da massa de cascalho finita. Duas soluções gráficas foram encontradas: uma capa parabólica e uma onda M (Figura 3.8).



3.8 - Formas e distribuições de velocidades dos perfis da capa parabólica e a onda M no espaço de domínio fixo
 Fonte: (Savage e Hutter, 1989).

Cada um tem um comportamento assintótico diferente para a maior parte do tempo. Uma análise linear de perturbação de pequena amplitude e computações numéricas de diferenças finitas indicam que a evolução de grandes quantidades de qualquer massa finita de cascalho partindo de um estado em repouso e descendo um plano inclinado tende se aproximar do comportamento da cápsula parabólica. A comparação dos movimentos numericamente preditos de uma massa granular finita com experimentos laboratoriais de deslizamento realizados por Huber (1980) mostrou boa concordância quantitativa, qualitativa e da propagação das margens frontal e traseira do deslizamento de massa. Para integrar as equações de movimento em media de profundidade, foram abordados o método numérico euleriano e o lagrangiano, onde o primeiro produziu resultados não confiáveis para condições iniciais mais gerais e o último foi considerado mais eficiente, simples e confiável. Na Figura 3.9, se pode observar a comparação gráfica entre os métodos aplicados.



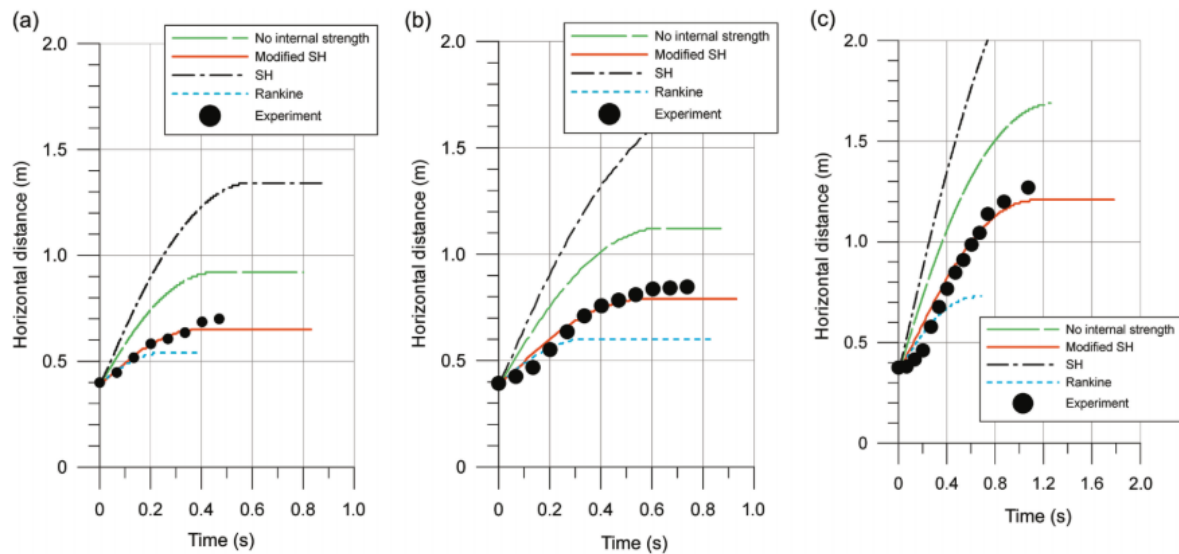
3.9 - Comparação gráfica da evolução da massa no tempo
 Fonte: (Savage e Hutter, 1989).

Hungr (1995) introduziu um modelo numérico de fluxo instável, DAN (“análises dinâmico”) baseado na solução lagrangiana da equação de movimento, desenvolvido exclusivamente para análises de deslizamentos rápidos de solo. Ele calibrou o modelo pela análise retroativa de casos conhecidos para prever o comportamento de novos eventos requeridos e analisou o experimento do fluxo de Huber (1980). Em um primeiro caso, ele mencionou outros artigos com distintos modelos numéricos e de solos granulares para logo usar os parâmetros no modelo DAN. Uns dos artigos é o de Trunk et al. (1986), que usou uma análises de dois dimensões do Canyon Madison, avalanche de rocha de montanha de 1959. A análise foi realizada com a reologia Bingham, usando um limite de elasticidade de 300 kPa e a viscosidade dinâmica de 40 kPa.s, obtido de forma iterativa até adequar aos dados físicos. Se usou o modelo Dent’s viscous (BVSMAC). O problema de Bryant et al. (1983) assume que a resistência ao cisalhamento no estado estacionário dos rejeitos liquefeitos é de 2,39 kPa. A viscosidade usada no Bingham foi de 0,02 kPa.s, sendo o menor valor experimentado, usando o modelo TFLOW. Esse mesmo problema foi analisado com o modelo DAN, com a mesma resistência ao cisalhamento, sem viscosidade e o

mesmo peso de 18 kN/m^3 . O deslocamento resultante é 1850 m do final do reservatório. Assim, mesmo com viscosidade zero, DAN prevê um deslocamento que é apenas metade do calculado por TFLOW. Caso fosse utilizado DAN na configuração do Bingham com pequenos valores de viscosidade, o deslocamento seria ainda melhor. Finalmente, o modelo funciona favoravelmente frente ao experimento e as outras ferramentas analíticas para diversos materiais e configurações de problemas.

Denlinger e Iverson (2001) introduziram um método numérico para resolver a equação do fluxo de grãos fluidizados variavelmente. O método reformula a equação em termos de problemas Riemman e emprega um Harten-Lax-vanLeer-Contact (HLLC) aproximado de Riemman para gerar soluções referenciadas a um sistema de coordenadas 3D fixo. O método Riemman difere significativamente dos métodos de diferenças finitas lagrangianas, usados em cálculos anteriores de movimento de avalanche granular seco e movimento do fluxo de detritos. As vantagens das formulações de Riemman são maiores quando as influências topográficas multidimensionais são mais fortes. O modelo fornece uma estrutura matemática e computacional que pode ser aplicada apenas com pequenas modificações nesses diversos fluxos. Conseqüentemente, eles acreditam que é possível simular o comportamento de uma variedade de fluxos geofísicos sem invocar parâmetros reológicos ou coeficientes de adaptação que tenham um significado físico questionável.

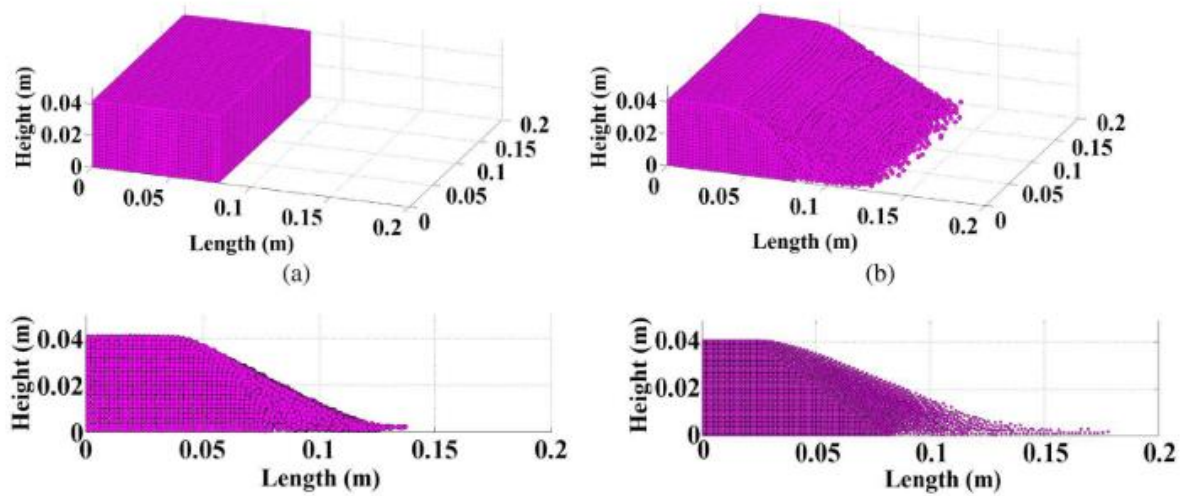
Hungr (2008) adaptou um novo modelo com base em uma simples modificação das suposições bem conhecidas de Savage e Hutter (1989). Esse novo modelo oferece excelente concordância com resultados experimentais, tanto para avalanches superficiais quanto para fluxos de espalhamento, como o problema de rompimento de barragens, que apresentam problemas para a análises de vazão superficial. O modelo foi então aplicado usando quatro suposições alternativas em relação à distribuição da pressão da terra na massa deslizante: a primeira sem força interna, a segunda com o modelo de Savage e Hutter (1989), terceira baseada no estado de tensões de Rankine e, por último, com o modelo Savage/Hutter (SH) modificado. Foi demonstrado que as suposições comumente usadas em trabalhos anteriores produzem erros substanciais até 200%, mostrados na Figura 3.10.



3.10 - Comparação do progresso do fluxo, com base áspera e distintas inclinações (a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 10^\circ$, (c) $\alpha = 20^\circ$
 Fonte: (Hungr, 2008).

Portanto o modelo representa um meio de expandir consideravelmente a aplicabilidade de modelos de fluxo superficial a problemas reais de escorregamentos envolvendo fluxo de espalhamento, como lâminas de fluxo.

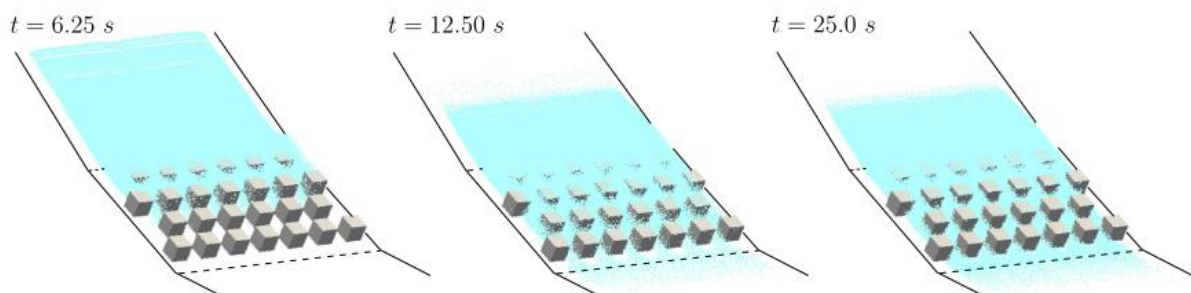
Qiu et al. (2011) usaram o modelo numérico hidrodinâmico de partículas suavizadas (SPH) para simular materiais granulares sob grandes deformações. Eles aplicaram o modelo constitutivo de Drucker-Prager com regra de fluxo não associado e implementado nas formulações de SPH para modelar o fluxo granular em uma estrutura contínua. Para dar validade ao modelo, foi comparado com experimentos de colunas granulares bidimensionais e simulações tridimensionais (Figura 3.11).



3.11 - Comparação da simulação no SPH para colunas granulares em condições de 2D e 3D
Fonte: (HUNGR, 2008).

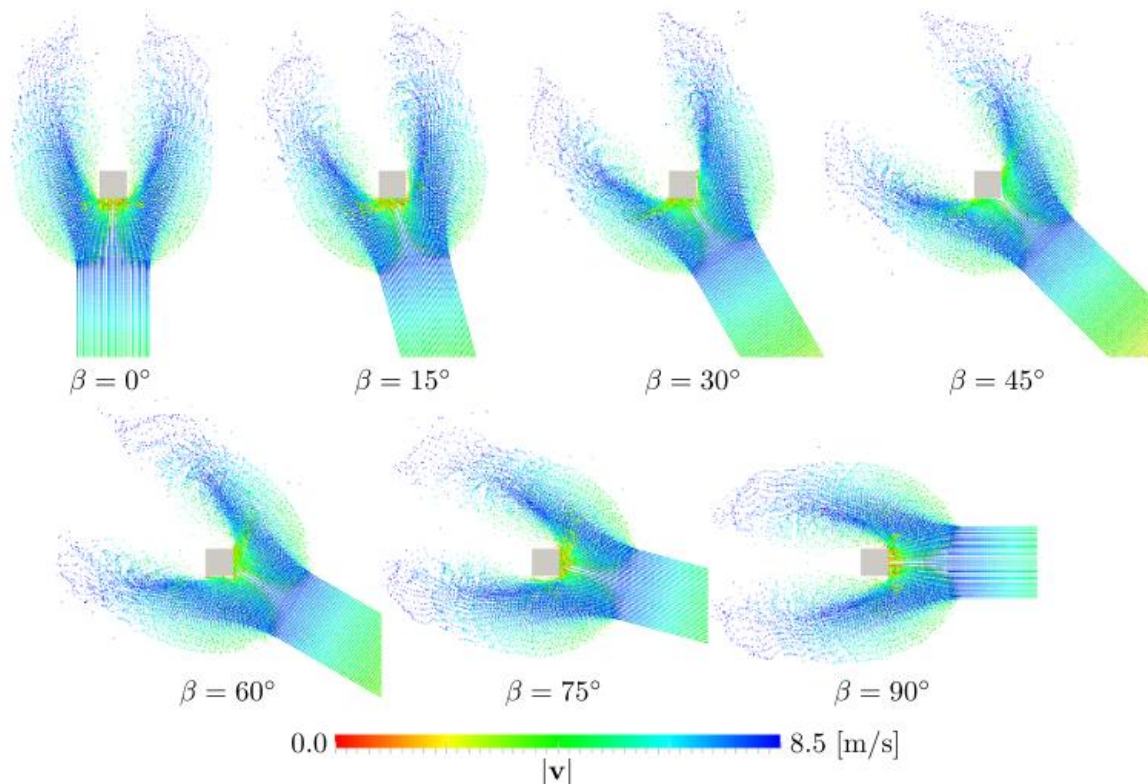
Analisaram-se vários tópicos, como o padrão do fluxo granular, distância final da saída, altura final do depósito e a região não deformada, chegando a bons resultados numéricos. Eles sugeriram que, apesar de ser uma escala contínua, o modelo SPH pode ser usado para simular grandes deformações e densos fluxos de materiais granulares, se os modelos constitutivos mais apropriados forem implementados. O modelo desenvolvido pode encontrar aplicações em vários problemas envolvendo escorregamentos e fluxo de detritos.

Mast et al. (2014) apresentaram o método do ponto material (MPM) como uma ferramenta para simular grandes deslizamentos de deformações acionados pela gravidade. Eles avaliaram a interação desse evento de fluxo com o ambiente construído. A primeira avaliação foi através de uma avalanche de neve com obstáculos no caminho atuando como dissipadora (Figura 3.12).



3.12 - Evolução do fluxo da avalanche através de MPM
Fonte: (MAST et al., 2014).

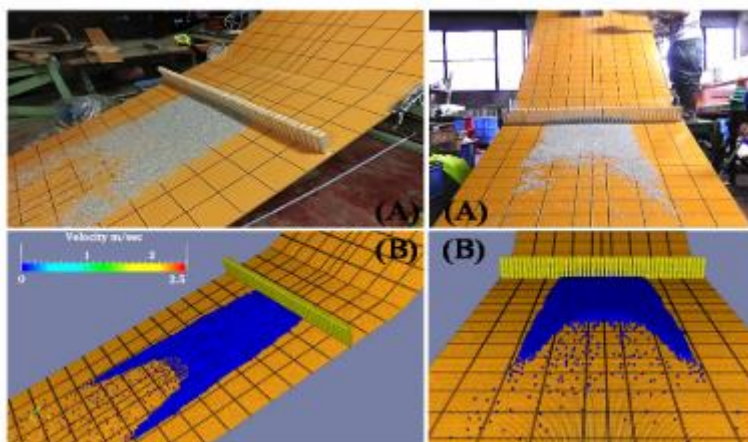
Posteriormente, se avaliou o escorregamento em meio de uma coluna rígida quadrada, Figura 3.13.



3.13 - Vista das velocidades das partículas através de distintas posições da coluna através de MPM
Fonte: (MAST et al., 2014).

Portanto os exemplos anteriores indicam o potencial de uso do MPM como uma ferramenta para auxiliar no desenvolvimento de gráficos de projeto e análises, na orientação de experimentos adicionais físicos e numéricos.

Abdelrazek et al. (2015) aplicaram o método SPH para simular o fluxo granular através de tipos simples de obstáculos. Eles usaram um modelo plástico perfeitamente elástico com o critério de falha de Mohr-Coulomb para simular o solo, que descreve os estados de tensões do solo no regime de fluxo plástico. Validou-se o modelo simulando um experimento de avalanche granular de pequena escala com diferentes tipos de obstáculos (Figura 3.14).



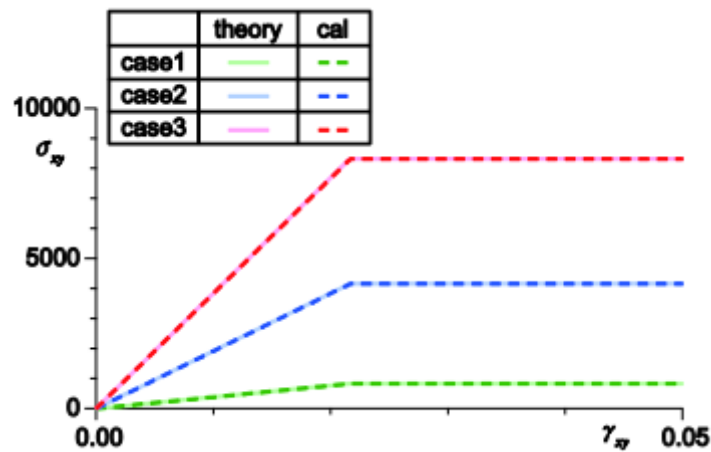
3.14 - Comparação entre os modelos físicos (A) e os modelos experimentais (B)
 Fonte: (ABDELRAZEK et al., 2015).

Os resultados computacionais mostraram uma boa concordância com os resultados experimentais, portanto o método SPH é considerado uma ferramenta capaz de simular os fenômenos do fluxo granular.

Wang et al. (2016) adotaram as equações de Navier-Stokes para descrever a dinâmica dos escorregamentos do tipo fluxo, e o método de Bingham para descrever a lei constitutiva do fluido não newtoniano.. Adicionalmente, o modelo geral de Cross é empregado como modelo constitutivo, o que garante a convergência numérica. Parâmetros reológicos foram introduzidos a partir do modelo de Bingham e do critério de rendimento de Mor-Coulomb. Subsequentemente, as equações governantes que incorporam o modelo reológico modificado são numericamente construídas na estrutura de hidrodinâmica de partículas suavizadas (SPH) e implementado no código aberto DualSPHysics. Para avaliar as modificações, simulou-se o evento de fluxo de detritos de Yohutagawa de 2010 no Japão. A velocidade frontal e a descarga de seção foram analisadas. Finalmente, os resultados do método desenvolvido mostraram um bom desempenho para reproduzir o processo de fluxo de detritos e também podem auxiliar na análise das características de fluxo resultante de áreas de riscos de deslizamentos de terra.

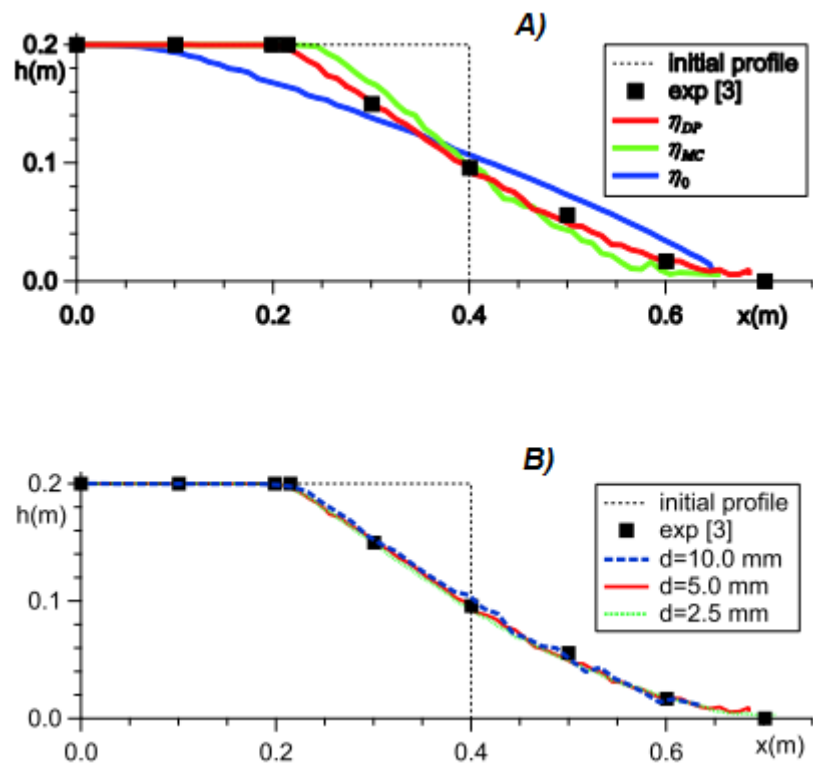
Ikari e Gotoh (2016) apresentaram um modelo numérico para simular um fluxo granular e sua deposição em um leito inclinado. O material granular está descrito como um contínuo elástico-plástico e a sua lei constitutiva, a lei de Hooke, é discretizada com base no método SPH. Na equação de movimento, no entanto, a

viscosidade artificial, que é amplamente utilizada na SPH, não é aplicada. O termo difusivo derivado da lei de Hooke é introduzido com um coeficiente de difusão que varia dependendo da taxa de tensão e de deformação baseada na função de rendimento de Drucker-Prager. O modelo foi verificado e validado através de dois testes numéricos. No primeiro teste na Figura 3.15, é mostrado que as características elásticas básicas perfeitamente plásticas são reproduzidas com um simples teste de cisalhamento.



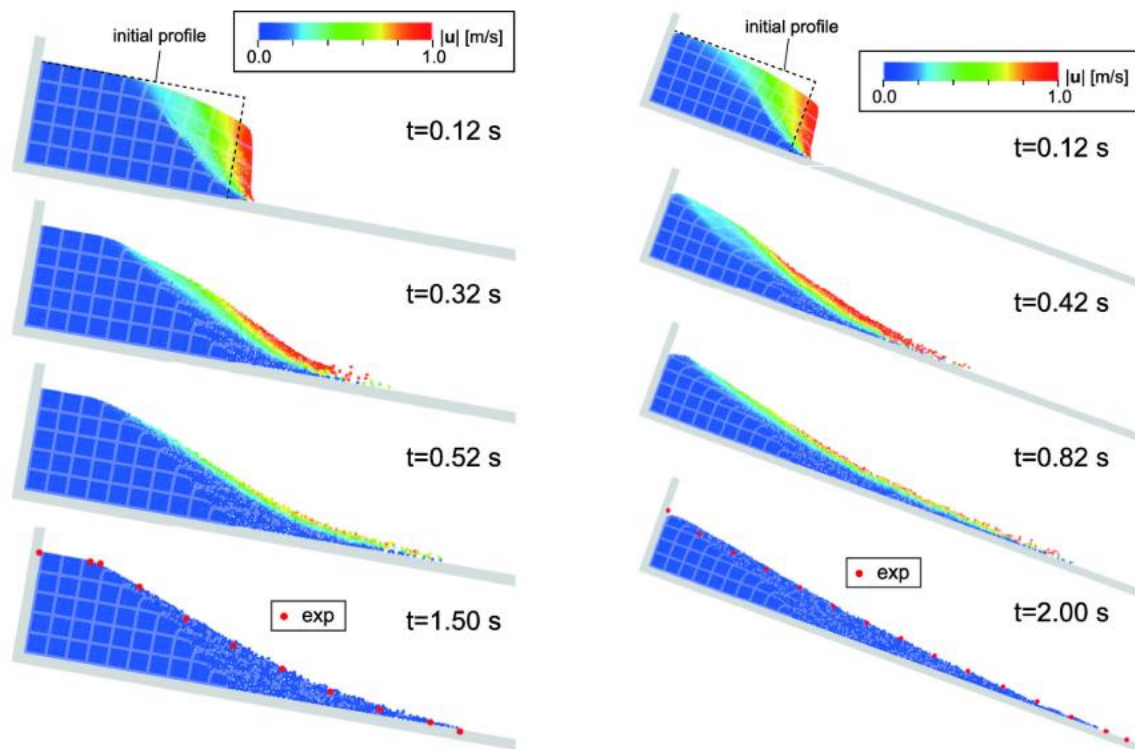
3.15 - Relação entre as tensões de cisalhamento
 Fonte: (IKARI e GOTOH, 2016).

No segundo teste se investigo os efeitos do coeficiente de difusão e resolução espacial, Figura 3.16.



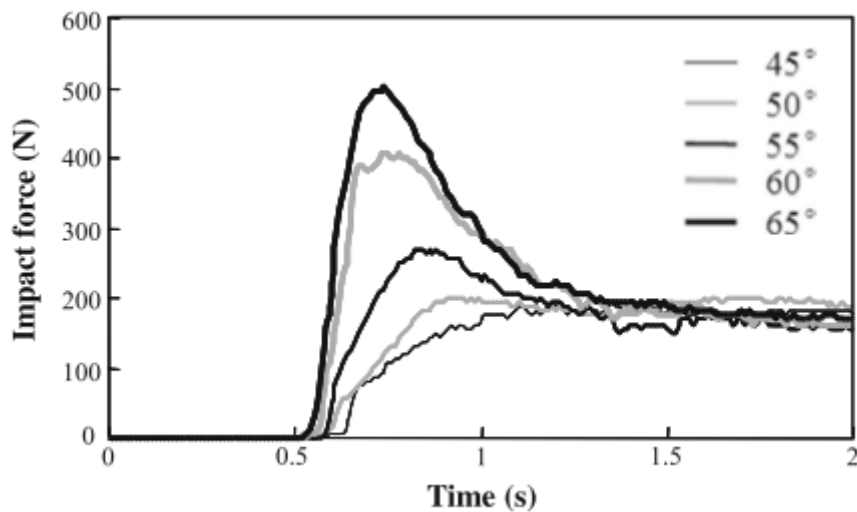
3.16 - Análises dos coeficientes de difusão (A) e da resolução espacial (B)
 Fonte: (IKARI e GOTOH, 2016).

Finalmente, o modelo foi validado através do colapso de uma coluna granular em um leito inclinado com variação do ângulo, conforme ilustrado na Figura 3.17. Os resultados calculados mostram boa concordância com os resultados experimentais.



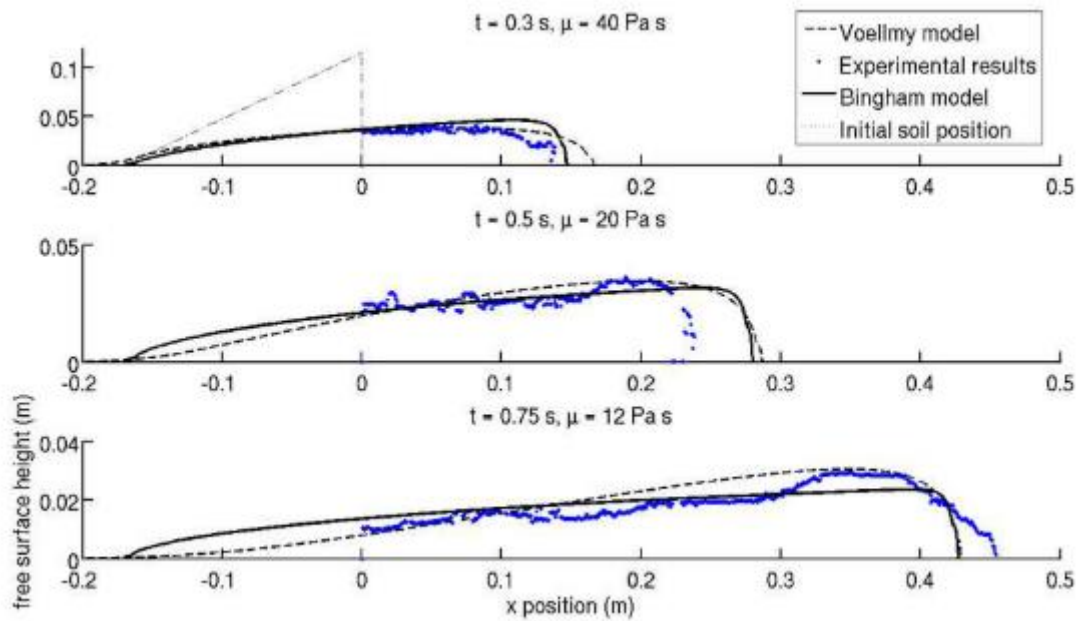
3.17 - Na esquerda colapso granular com uma inclinação de 10° e à direita com um ângulo de 20°
 Fonte: (IKARI e GOTOH, 2016).

Dai et al. (2017) investigaram a força de impacto dos fluxos de detritos através de um modelo numérico acoplado a estrutura de fluido também baseado no método SPH. O material do fluxo de detritos é modelado como um fluido viscoso de Bingham e as barragens de verificação são simulados como um sólido elástico, onde só as forças de impacto máximo são avaliadas. O critério de rendimento de Mohr-Coulomb foi incorporado ao modelo de Bingham para calcular a força de escoamento. As equações governantes de ambas fases são resolvidas respectivamente e sua iteração é calculada. Validou-se o modelo com a simulação de um teste de modelo de fluxo de areia em um plano com diversas inclinações e confirmou-se a capacidade de calcular a força de impacto (Figura 3.18).

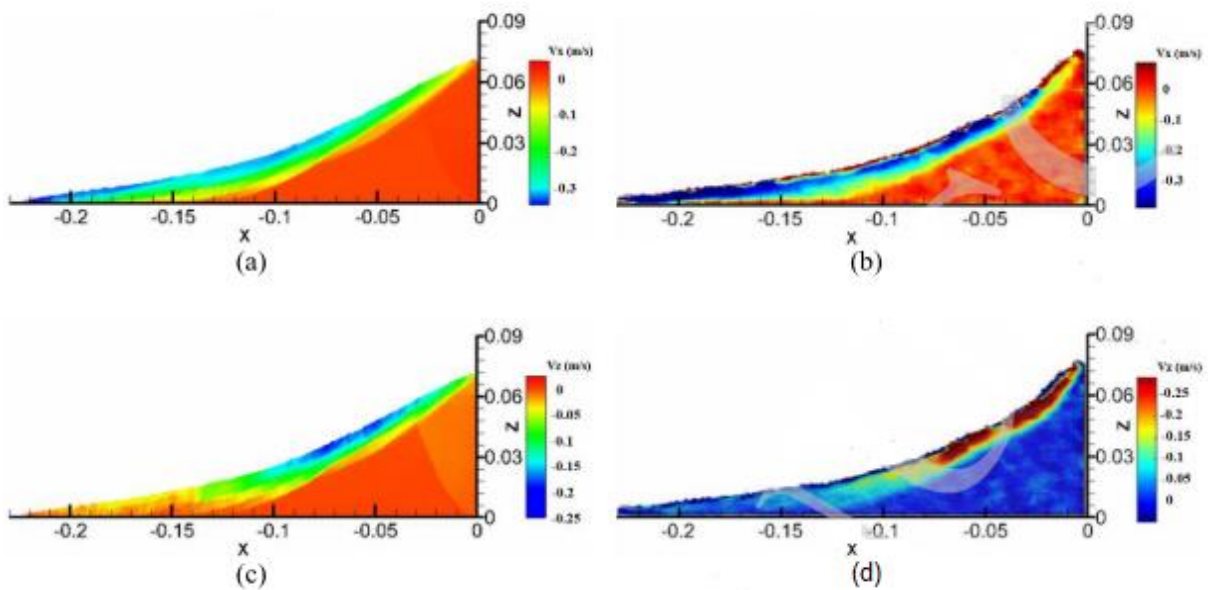


3.18 - Históricos de tempo medidos da força de impacto para diferentes inclinações da calha
Fonte: (DAI et al., 2017).

Chalk et al. (2017) fizeram uma comparação entre um modelo físico de fluxo de detritos de areia monodispersa e um modelo matemático. O fluxo foi monitorado para obter sua superfície livre em evolução. As leituras foram comparadas a um modelo matemático de SPH, onde dois modelos reológicos foram implementados. Estes eram o modelo de Voellmy's e o modelo Bingham viscoplástico. Eles estudaram particularmente a calibração dos modelos reológicos com ênfase nos coeficientes de Voellmy's e viscosidade. Os resultados experimentais representados na Figura 3.19 mostram que o modelo Voellmy's é mais capaz de simular o experimento do que o modelo de Bingham.



3.19 - Comparação do perfil experimental da superfície livre com os modelos numéricos de Voellmy e Bingham (2018) desenvolveram um modelo tridimensional de SPH que adota a relação constitutiva elasto-viscoso plástico para simular este complexo fenômeno de deslizamento de terra. O modelo Drucker-Prager com regras de fluxo plástico não associado é implementado para instabilidade e deposição de taludes, sendo adotadas viscosidades constantes para o estágio de propagação. O modelo foi validado com experimentos de rompimento de barragem granular seco em laboratório (Figura 3.20).



3.20 - Comparação da velocidade dos resultados numéricos e experimentais em $t=0.3$ s. (a) e (c) mostram a velocidade na direção de x e z na modelação numérica. (b) e (d) mostram a velocidade na direção de x e z no experimento

Fonte: (ZHANG et al., 2018).

Uma boa concordância é encontrada entre os resultados simulados e os dados de laboratório, tanto na evolução da forma quanto no campo de velocidade.

Finalmente, depois de ter pesquisado diferentes artigos sobre modelos físicos e modelos numéricos e a diferença deles, buscou-se dar uma grande importância ao desenvolvimento como universidade ao movimento de massas e rompimento de barragens, através de um modelo físico construído em laboratório sendo comparados a os dois métodos numéricos SPH e MPM, que hoje em dia são os mais usados. E assim conseguir a eficiência na prevenção dos eventos mencionados.

3.2 PARÂMETROS REFERENCIAIS DE DISTINTOS TRABALHOS ATRAVÉS DO TEMPO

Nas Tabelas 3.1 e 3.2 é apresentado um resumo dos parâmetros mais utilizados por diversos autores, obtidos de fluxos granulares e de tipos de canais. É de suma importância saber e ter conhecimento dos valores para cada parâmetro e assim ter uma relação de eles no presente trabalho.

3.1 - Resumo das propriedades do solo usadas por distintos autores

Fenômeno	Material	Diâmetro dos grãos (cm)	Ângulo de atrito (°)	Coesão	Massa Específica (kg/m ³)	Referência
Fluxo granular	Cascalho	2,54	29	-	-	Huber, 1980
Avalanche granular	Areia	0,05	40	0	2650	Denlinger e Iverson, 2001
Debris flow	Cascalho	1	42	-	2700	Denlinger e Iverson, 2001
Fluxo granular	Areia	0,05 – 0,1	30,9	0	1630	Hungr, 2008
Debris flow	Areia-cascalho-lama	-	39,6	-	1650	Iverson et al., 2010

Debris flow	Areia-cascalho	-	39,3	-	1710	Iverson et al., 2011
Deslizamento de solo	Areia	-	22,6	0	1680	Choi et al., 2014
Fluxo granular	Areia	-	30	0	2600	Abdelrazek et al., 2015
Debris flow	Areia	-	41	0	1379	Dai et al., 2017
Debris flow	Areia	-	35	0	1700	Chalk et al., 2017

3.2 - Resumo das dimensões dos canais utilizados na literature

Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Referência
2	0.35	0.4	Hungr, 2008
5	0.2	0.5	Choi et al., 2014
1.8	0.9	-	Abdelrazek et al., 2015
1.8	0.3	0.5	Dai et al., 2017

4. METODOLOGIA

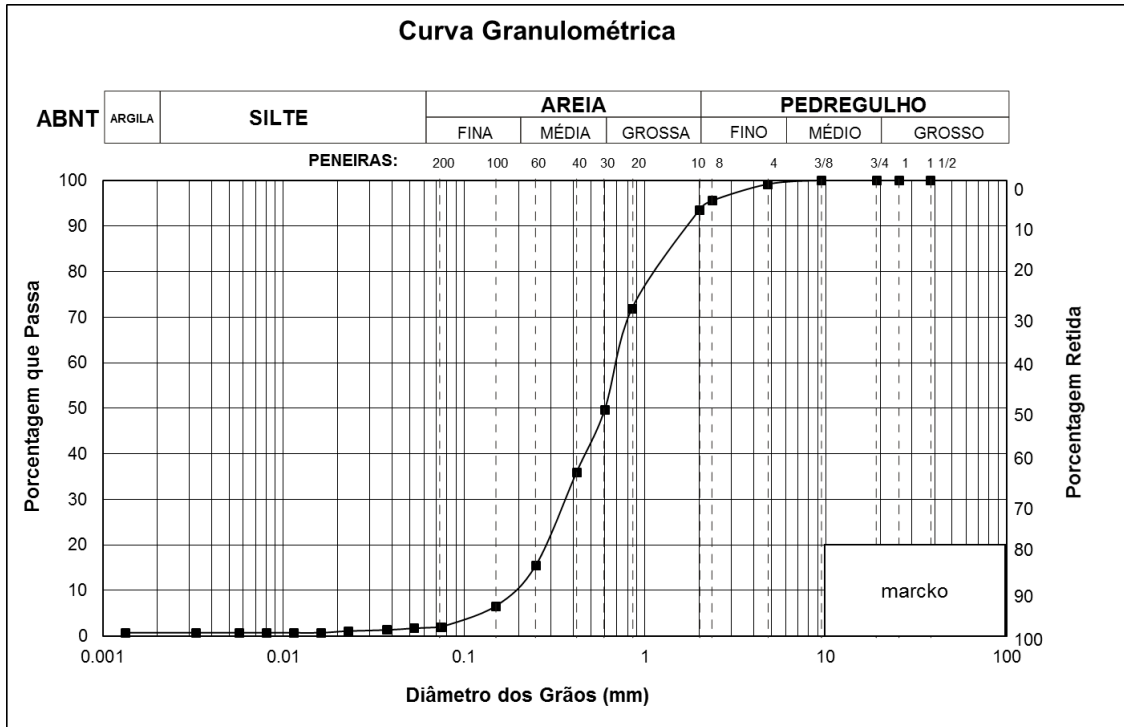
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL GRANULAR

O material utilizado nos ensaios foi uma areia de construção, secada em uma estufa a 100 °C por um tempo de um dia, aproximadamente, eliminando assim a interferência da coesão aparente entre partículas de grãos, embora a umidade relativa do ar possa ter causado uma coesão aparente. O parâmetro ou fator responsável pela resistência do solo ante forças aplicadas sobre ela é o ângulo de atrito. Os ensaios de caracterização realizados ao solo granular, estão baseados nas normas ABNT vigentes e foram executados no Laboratório de Geotecnia da COPPE, UFRJ.

4.1.1 Granulometria

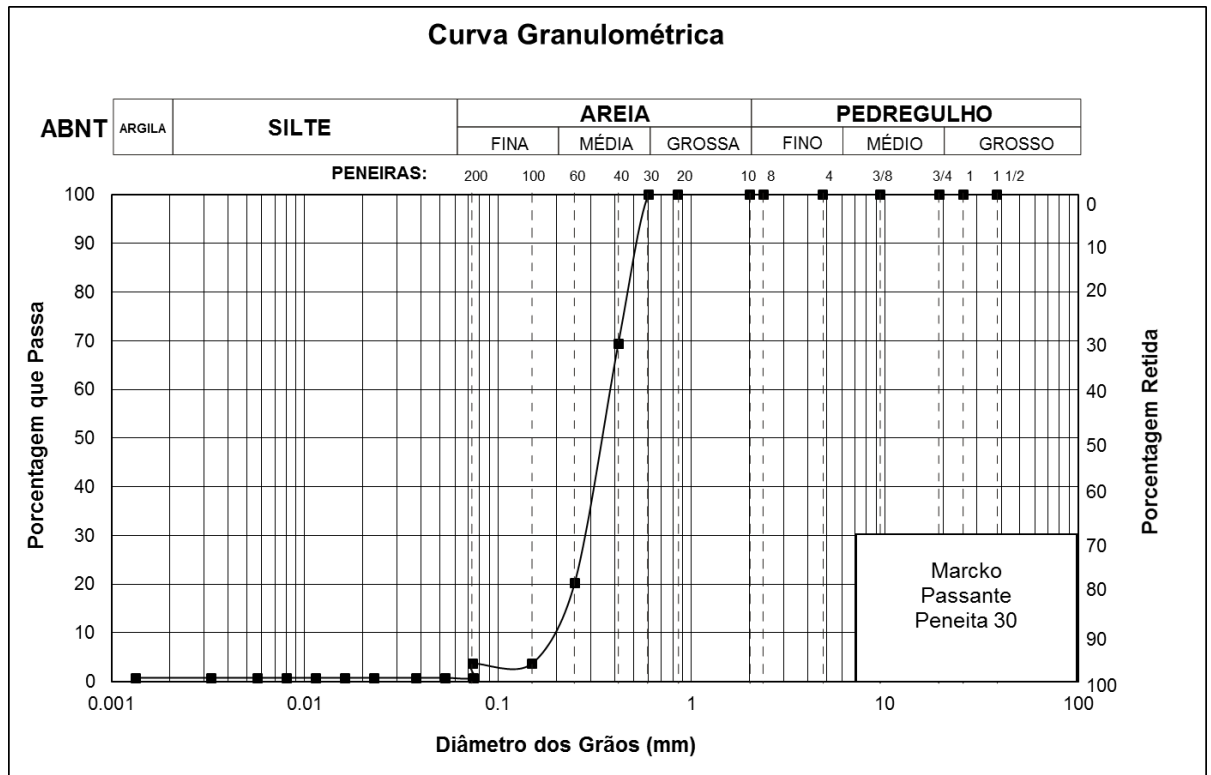
A curva granulométrica da areia estudada foi obtida a partir do gráfico geral

mostrada na Figura 4.1. Dessa curva, se obteve duas amostras a partir do D50 = peneira 30, sendo a primeira amostra da peneira passante 30 e retido na 200 e a segunda da peneira passante 3/8 e retido na 30, já que as peneiras 3/4, 1 e 1 1/2 tendem a zero no porcentagem retido e 100 no porcentagem que passa.



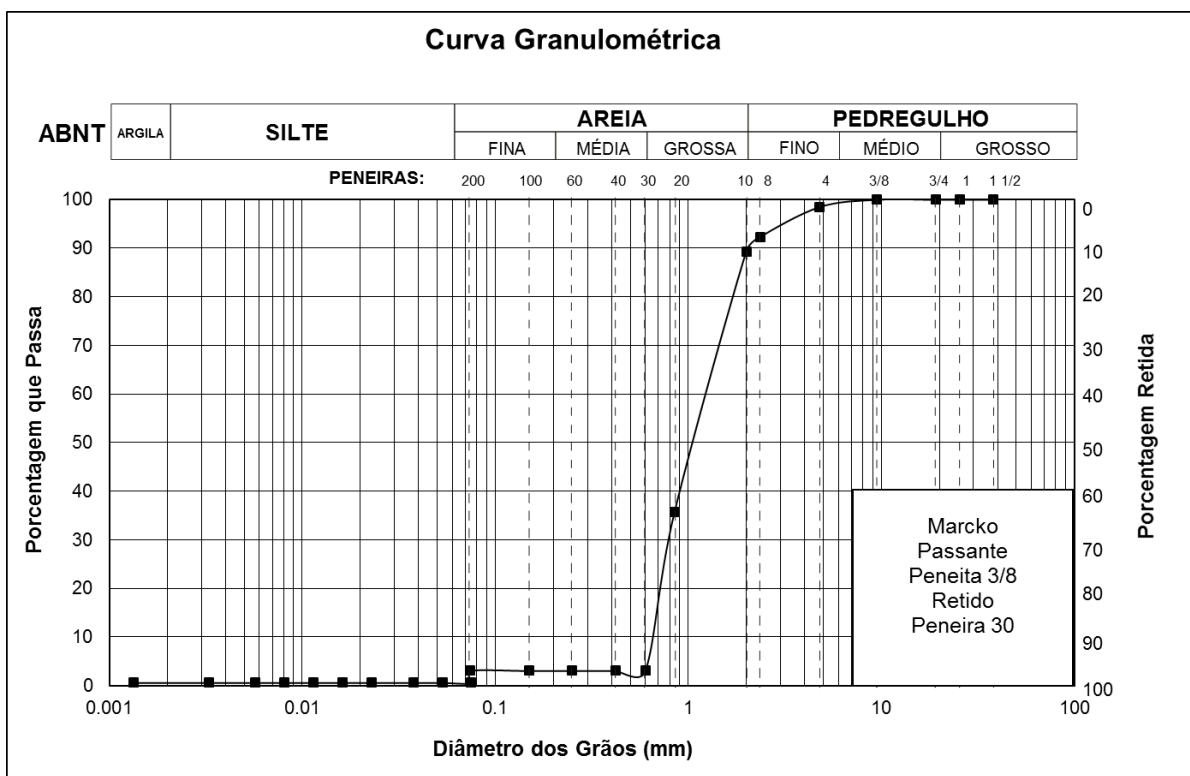
4.1 - Curva granulométrica Geral
 Fonte: Elaboração própria (2018).

Da curva geral se obtém uma curva granulométrica para cada amostra na Figura 4.2 e Figura 4.3, apresentadas abaixo.



4.2 - Curva granulométrica da peneira passante 30 e retida na 200
 Fonte: Elaboração própria (2018).

É importante mencionar que, para o desenvolvimento desse trabalho, utilizou-se só a amostra passante na peneira 3/8 e retida na 30, que será estudada em profundidade para os ensaios experimentais e numéricos.



4.3 - Curva granulométrica da peneira passante 3/8 e retida na 30.
 Fonte: Elaboração própria (2018).

Com base na curva granulométrica exibida na Figura 4.3, se obteve a distribuição granulométrica mostrada na Tabela 4.1 e foi analisado o coeficiente de não uniformidade (CNU) e o coeficiente de curvatura (CC).

4.1 - Composição granulométrica (%) na escala ABNT

Tipo	% Passante
Argila	1
Silte	0
Areia Fina	2
Areia meia	0
Areia grossa	86
Pedregulho	11

Segundo Pinto (2006), para determinar o CNU, deve-se calcular a razão entre o D60, diâmetro pelo qual passam 60% do material, e o D10, diâmetro pelo qual passam igual a 10% do material. , Foram obtidos os seguintes valores para determinar o CNU: D60 = 1,30 mm e D10 = 0,67 mm. Portanto o valor do CNU para essa curva granulométrica é de 1,94e, ao ser menor a 2, corresponde a uma areia uniforme.

E, por último, tem-se as análises do coeficiente de curvatura, que ajudam a identificar, através da curva granulométrica, descontinuidades ou concentração muito elevada dos grãos mais grossos no conjunto. Essa análise depende do D60, D30 e D10 (PINTO, 2006).

Uma vez que $D_{30} = 0,8$ mm, tem-se $CC = 0,73$, sendo uma curva que tende a ser descontínua, pois há falta de grãos com certo diâmetro.

4.1.2 Teor de umidade

O teor de umidade para a amostra em análise teve um valor de 0,026, conforme na Tabela 4.2.

	21A	118
Cápsula n ^o	15,06	13,48
Peso Cápsula (g)	71,97	70,62
Cápsula e solo úmido (g)	71,95	70,61
Cápsula e solo seco (g)	0,02	0,01
Água (g)	56,89	57,13
Solo seco (g)	0,035	0,018
Umidade higroscópica (%)	0,026	
Média h (%)		

4.1.3 Densidade real dos grãos

Seguindo a norma vigente, DNER-ME 093/94, que trata da determinação da densidade real dos solos, foram realizados três ensaios para achar sua densidade real. Os resultados constam na Tabela 4.3.

	21		
	CVS	V	C
Temperatura (°C)			
Picnômetro n ^o	116,26	116,02	116,38
Picnômetro (g)	167,04	169,18	169,85
Pic + Solo Seco (g)	373,43	371,89	376,70
Pic + Água (g)			

Pic + Solo + Água (g)	405,09	404,48	410,04
Solo Seco (g)	50,78	53,16	53,47
Fator de Correção (K)		0,0000	
Densidade Real (Gs)	2.651	2,579	2,651
Média		2,627	

A densidade real dos grãos (Gs) é igual a 2,627.

4.1.4 Índice de vazios

Antes de obter os valores mínimos e máximos dos índices de vazios, é necessário ter os dados do cilindro, apresentado na Tabela 4.4.

4.4 - Dados importantes do cilindro usado para a obtenção dos índices de vazios

Altura (cm)	Diametro (cm)	Volume do cilindro (cm ³)	Massa do cilindro (g)
11,6	10,12	933,06	4192,2

Seguindo as normas NBR 12051 MB 3388 (ABNT, 1991), que trata da determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos e a NBR 12004 MB 3324 (ABNT, 1990), que trata da determinação do índice de vazios máximo no respectivamente, obteve-se os resultados mencionados na Tabela 4.5.

4.5 - Índice de vazios mínimos e máximos da areia

e max - Índice de vazios máximos					
Ponto	Masa cilindro + masa da areia (g)	Densidade aparente seca (g/cm ³)	e max	e max médio	
1	5460.8	1.360	0.932		
2	5472.5	1.372	0.915		
3	5473.2	1.373	0.913	0.915	
4	5477.2	1.377	0.908		
5	5470.4	1.370	0.918		
e min - Índice de vazios mínimos					
Ponto	Masa cilindro + masa da areia (g)	Densidade aparente seca (g/cm ³)	e min	e min médio	
1	5690.3	1.606	0.636		
2	5696.5	1.612	0.630		
3	5689.7	1.604	0.638	0.637	
4	5684.1	1.600	0.642		
5	5695.0	1.610	0.632		
6	5686.9	1.602	0.640		

Para determinar a densidade seca fofa, utilizou-se um tubo de plástico, facilitando a disposição dos grãos de areia e, para a determinação da densidade seca compacta, se utilizou um vibrador.

Segundo os limites sugeridos por Pinto (2006), reproduzidos na Tabela 4.6, além da uniformidade da areia mostrada pelo CNU, o material usado neste trabalho pode ser caracterizado como uma areia uniforme de grãos angulares.

4.6 - Descrição da areia em base aos índices típicos de vazios

Descrição da areia	e min	e max
Areia uniforme de grãos angulares	0,7	1,1
Areia bem graduada de grãos angulares	0,5	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,5	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,4	0,65

Fonte: Pinto (2006).

Através dos índices de vazios (natural, mínimos e máximos), pode-se determinar sua compacidade relativa (CR), definida pela equação 4.1.

$$CR = \frac{e_{\text{máximo}} - e_{\text{natural}}}{e_{\text{máximo}} - e_{\text{mínimo}}} \quad (4.1)$$

Como também o estado da areia, apresentada pelo Pinto (2006) e sugerida por Terzaghi, segundo Tabela 4.7.

4.7 - Classificação das areias segundo a compacidade relativa

Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compacidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	acima de 0,66

Fonte: Pinto (2006).

No presente trabalho, a areia não foi compactada, por tanto o CR foi classificado como uma areia fofa.

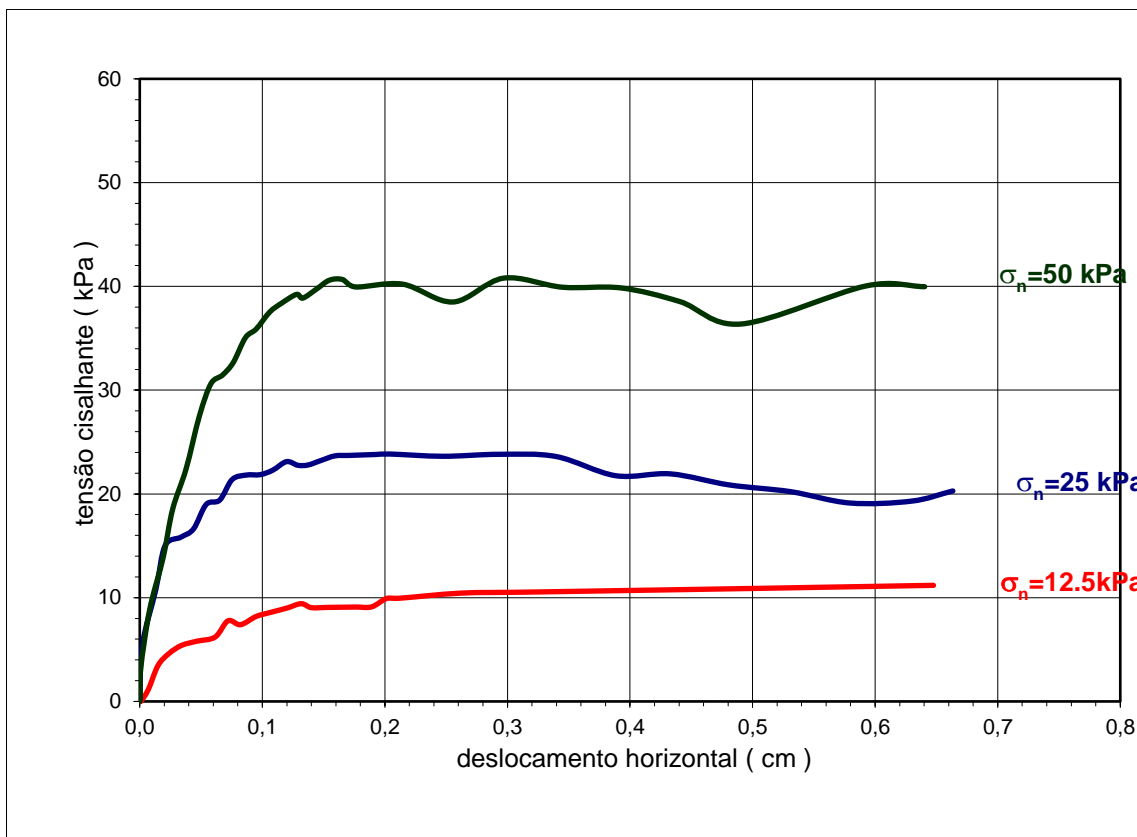
4.1.5 Cisalhamento direto

Depois de encontrados os dados nos ensaios de caracterização, utilizou-se um material classificado como areia fofa, segundo a tabela 11 de compactação relativa e desta forma. Com a compactação já estabelecida, encontrou-se a massa de areia que foi utilizada no ensaio.

A amostra foi analisada para diferentes tensões normais (12,5 kPa de cor vermelho, 25 kPa de cor azul e 50 kPa de cor preto), que foram predefinidas antes dos estudos, é importante mencionar que o analisado nesse trabalho é o fluxo do solo e não a ruptura dele.

Os resultados do ensaio da areia fofa são apresentados a seguir, o primeiro representado através da Figura 4.4, como a tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal.

Segundo Pinto (2006), para o comportamento de areias fofas, ao aplicar o carregamento axial, a tensão desviadora em corpos de prova tende a aumentar lentamente com a deformação, até chegar a um valor limite (ruptura), que só será ocasionado pelas deformações relativamente altas, da ordem de 6% a 8%.

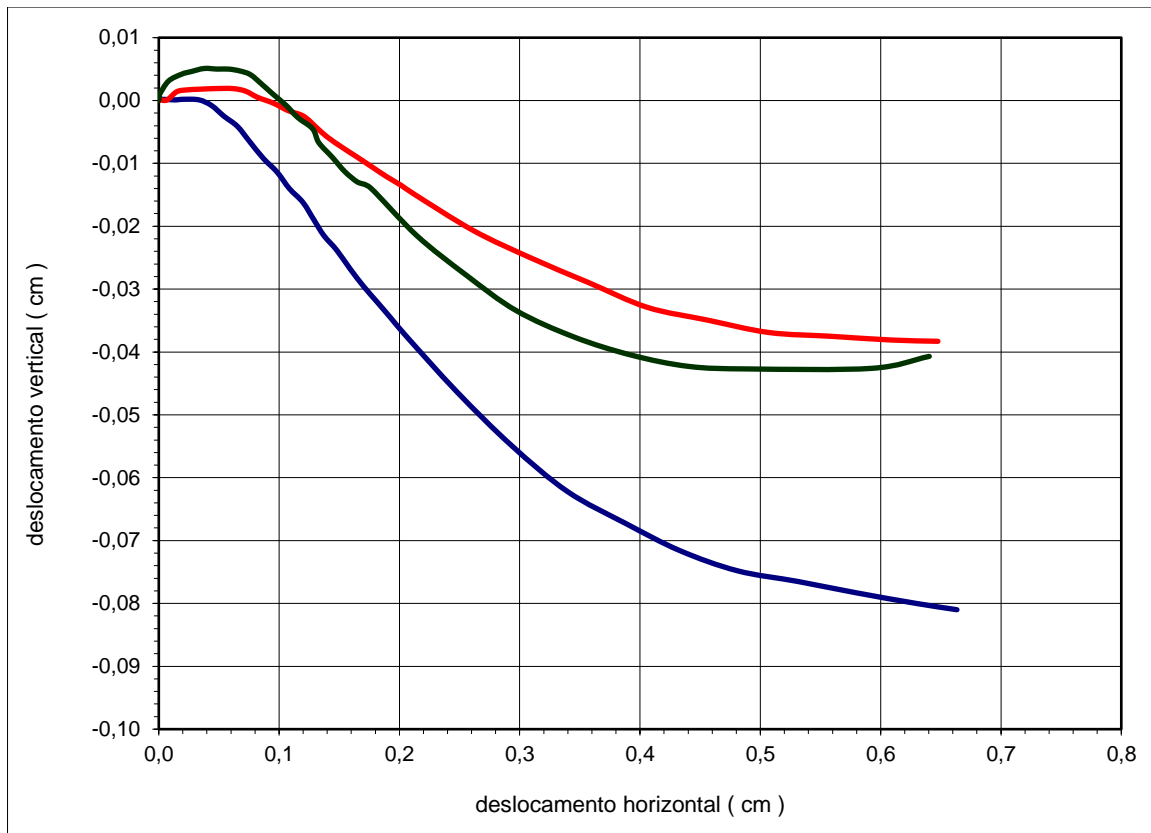


4.4 - Curvas de resistência ao cisalhamento.

Fonte: Elaboração própria (2018).

No gráfico, não se observa um pico de tensão definido, mantendo-se uma tensão de cisalhamento de 10 kPa, aproximadamente, constante no caso da tensão normal de 12,5 kPa aos 0,2 cm, com um leve aumento no tempo. Para a curva em azul (tensão normal de 25 kPa), tem-se que, no deslocamento 0,66 cm, começa a subir novamente sem apreciar o estado constante dela. Finalmente, tem-se a curva preta, correspondente à tensão normal de 50 kPa, que seu comportamento também é similar a curva azul, portanto, para essas duas últimas curvas, o estado constante atua no limite da tensão cisalhante.

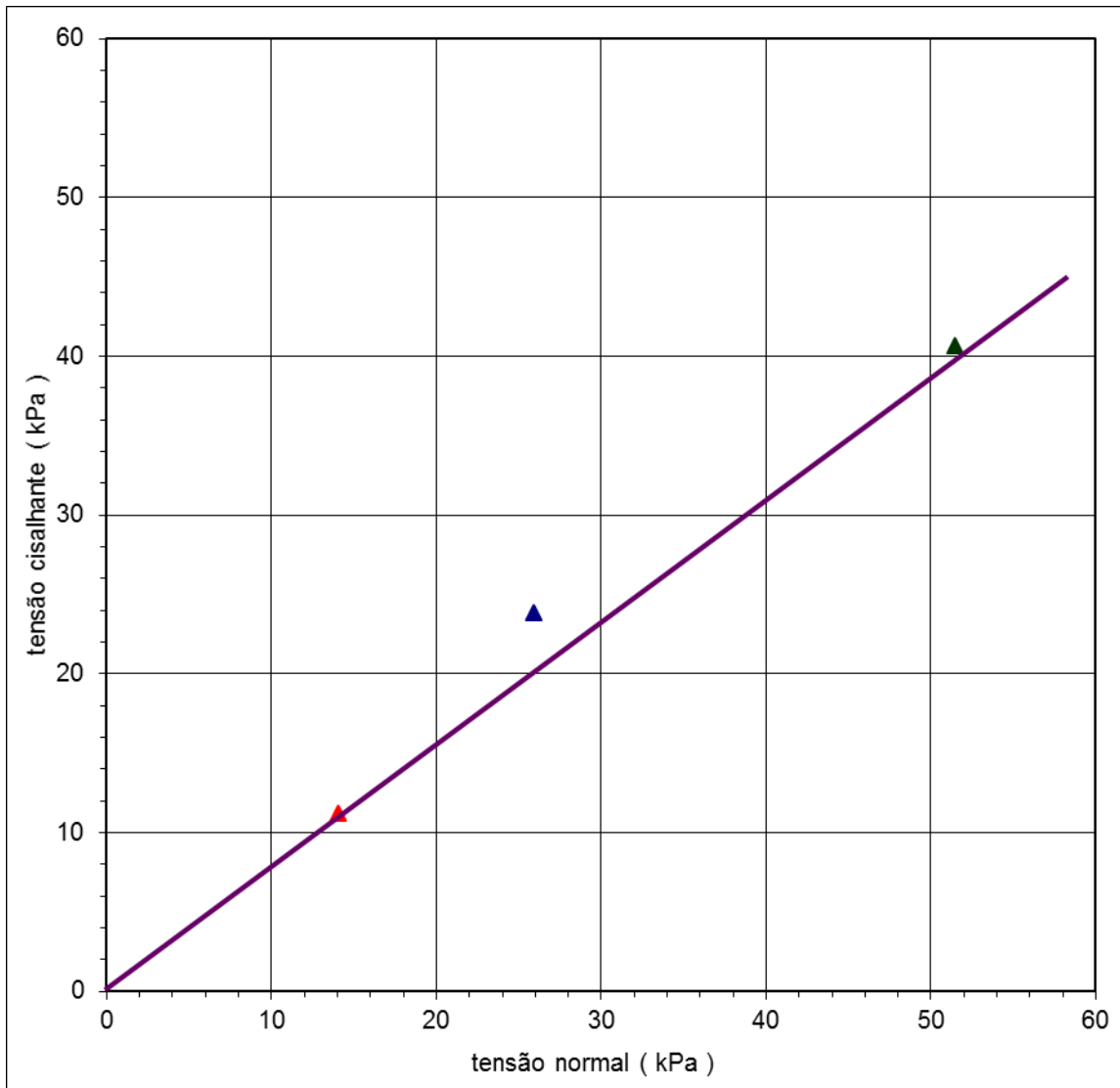
Para verificar mais ainda que o comportamento da areia é fofo, fez-se o gráfico mostrado na Figura 4.5, de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal. Aqui, novamente, verifica-se o mencionado anteriormente, pois como temos tensões de confinamentos de baixa magnitude, a expansão da areia é maior. Verificando também conforme mencionado pelo Pinto (2006), temos que a variação de volume durante o carregamento axial indica uma redução do volume, tendo uma relação certa (Figura 4.5).



4.5 - Variação da altura do corpo de prova.

Fonte: Elaboração própria (2018).

Após analisar a envoltória de ruptura mostrada na Figura 4.6, o ângulo de atrito interno encontrado foi de $37,6^\circ$, obtido da areia secada em estufa.



4.6 - Envoltória de ruptura.

Fonte: Elaboração própria (2018).

Segundo Pinto (2006), temos que o ângulo de atrito obtido no ensaio de cisalhamento direto concorda com o estipulado por ele para uma areia mal graduada e de grãos angulares (tabela 4.8).

4.8 - Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias

	Compacidade		
	fofo	a	compacto
Areias bem graduadas			
de grãos angulares	37°	a	47°
de grãos arredondados	30°	a	40°
Areias mal graduadas			
de grãos angulares	35°	a	43°
de grãos arredondados	28°	a	35°

Fonte: Pinto (2006).

4.2 MODELO FÍSICO

4.2.1 Areia

Nesta parte do projeto, apresentara-se a preparação da areia para ser utilizada nos experimentos, sendo ela já analisada na seção 3.2 através de ensaios no Laboratório de Geotecnia da COPPE.

No presente projeto, utilizaram-se 30 sacos da marca Marcko (Figura 4.7). Cada saco tinha 20 kg e se encontravam em estado úmido.



4.7 - Entrega de sacos de areia.
Fonte: Elaboração própria (2018).

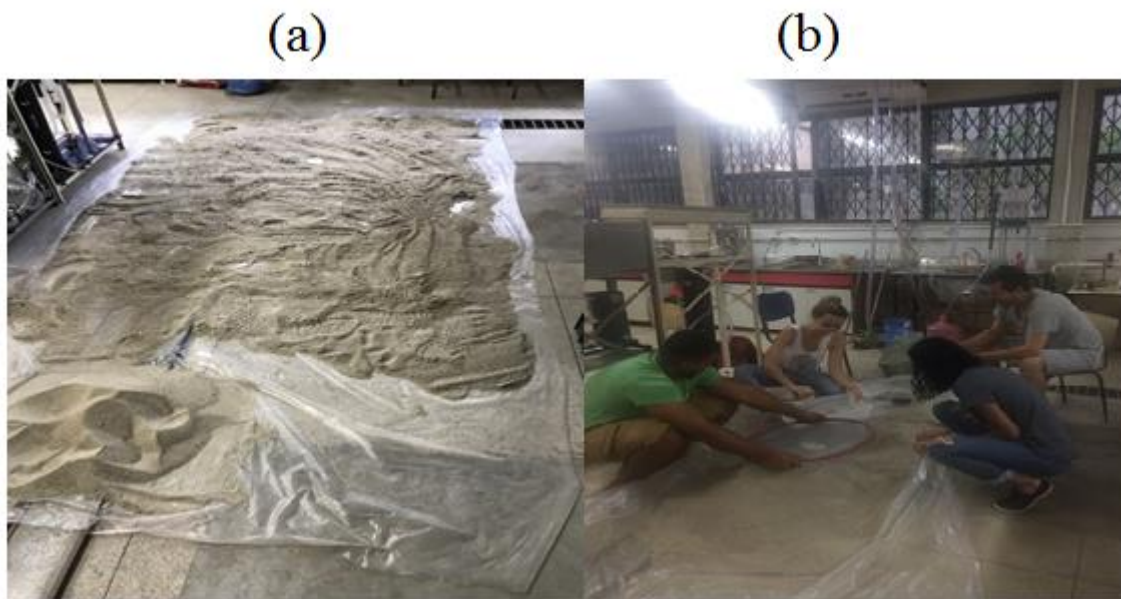
Foi necessário secar a areia a temperatura ambiente no Laboratório de Hidráulica da UFF (HidroUFF), para devidos fins de peneiramento. Numa primeira instância, utilizou-se uma área de 8 m², conforme fotografia da Figura 4.8, coberto por plástico, onde acima dele se deixava secando a areia (2,5 a 3 sacos).



4.8 - Área de secado.

Fonte: Elaboração própria (2018).

Ao passar os dias, foi necessário aumentar a área de secado a 12 m², para dar mais rapidez ao processo, conseguindo colocar quatro sacos de areia ao mesmo tempo, utilizando toda a área e com pouca espessura, o que facilitou a secagem. Também foi alterada a posição do plástico, devido a sombra formada pelo tanque branco de ondas (Figura 4.8). Uma vez realizada todas as mudanças, a secagem acelerou seu processo (Figura 4.9a) e deu lugar a etapa de peneiramento da areia (Figura 4.9b). Mostra-se uma cama de areia seca e depositada em um canto para começar com o peneiramento especificado nos ensaios de granulometria (grossa e fina). É de muita importância ter em conhecimento que provavelmente, nos ensaios posteriores do canal a umidade do ar pode causar uma coesão aparente para cada teste, variando em alguns graus o ângulo de atrito.



4.9 a e b - Areia pronta para ser peneirada e peneiramento da areia
Fonte: Elaboração própria (2018).

Cada peneiramento era realizado a mão, colocando 0,5 kg de areia na peneira, até conseguir a separação da areia fina com a grossa. No caso da areia grossa, ficava na peneira e a fina no recipiente de plástico (Figura 4.10).



4.10 - Utensílios de peneiramento.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Finalizando o processo de peneiramento, a areia era depositada em lugares distintos, para ter uma ordem entre a grossa com e a fina (Figura 4.11).



4.11 - Deposito da areia fina e grossa após o peneiramento.
Fonte: Elaboração própria (2018).

4.2.2 Cálculo e verificação dos elementos do canal

Foi necessário verificar dois elementos importantes do canal, que são de suma importância na hora de executar o experimento, sendo um ponto essencial para prevenir falhas estruturais.

4.2.2.1 Apoio superior fixo de alumínio “L”

Para esse apoio superior fixo, fez-se a verificação de uma barra de alumínio em “L” simétrica de uma polegada com uma espessura de 2 mm. Para seu dimensionamento, utilizou-se a Norma AISC 360-10 e o elemento foi analisado em compressão para aguentar uma carga total de 150 kg, mas dividida em dois, ficando em 75 kg, pois esse apoio terá duas barras de alumínio.

A primeira análise é ver se o elemento é esbelto ou não e, para isso, tem-se as fórmulas de elementos não fixos para alas de perfis em ângulo laminado:

Razão largura-espessura :

$$\frac{b}{t} = \frac{25 \text{ mm}}{2 \text{ mm}} = 12,5 \quad (4.2)$$

Razão limite largura-espessura (Esbelto – não esbelto):

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{700000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 7,25 \quad (4.3)$$

Como $\frac{b}{t} > \lambda_r$, o elemento é esbelto.

Por tanto, para determinar a resistência de compressão nominal P_n , deve ser baseada no estado limite por flexão.

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,86 * 1,6m}{0,78 \text{ cm}} = 176,41 \quad (4.4)$$

e

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{700000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1 * 2700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 75,84 \quad (4.5)$$

onde K é o fator de comprimento efetivo, L é o comprimento não fixo, r é o raio de giração, E é o módulo de elasticidade do material, Q é o fator de redução neto e F_y é a tensão de escoamento.

Como $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$, utilizou-se:

$$F_{cr} = 0,877 * F_e \quad (4.6)$$

, onde F_{cr} é a tensão crítica e F_e é a tensão crítica de pandeio elástico.

Por tanto tem-se:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 2,218 \times 10^6 \frac{kg}{m^2} \quad (4.7)$$

e

$$F_{cr} = 1,945 \times 10^6 \frac{kg}{m^2} \quad (4.8)$$

Finalmente, tem-se que $P_n = F_{cr} A = F_{cr} * 0,93 \text{ cm}^2 = 180,9 \text{ kg}$

, onde A é a área bruta do elemento e P é a resistência de compressão nominal

Então, a resistência admissível em compressão é:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{180,9 \text{ kg}}{1,67} = 108 \text{ kg} \quad (4.9)$$

Portanto tem-se que a barra de alumínio escolhida para a estrutura é satisfatória, já que a resistência requerida é de 75 kg.

4.2.2.2 Comporta de vidro

Neste caso, analisou-se a tensão admissível de flexão de uma comporta de vidro de 0,28 x 0,50 m com uma espessura de 8 mm, apoiada através de um trilho de 0,20 m de longitude, ficando 0,30 m livre. Esse trecho livre foi analisado através de uma carga distribuída trapezoidal e modelada com apoio engastado e outro sem

apoio. O comportamento das cargas foi analisado com o ângulo de inclinação mais desfavorável, sendo de 45°. Para determinar a tensão admissível, teve-se que achar o momento (M) do elemento no apoio engastado, que resultou um valor de 12,1 $kgf * m$.

Na formula de tensão admissível, tem-se:

$$\sigma_{adm} = \frac{M * y}{I} \quad (4.10)$$

, onde M é o momento no apoio, y é o valor da espessura no centro do elemento e I é o momento de inércia.

Aqui os dados:

$$y = \frac{8mm}{2} \quad (4.11)$$

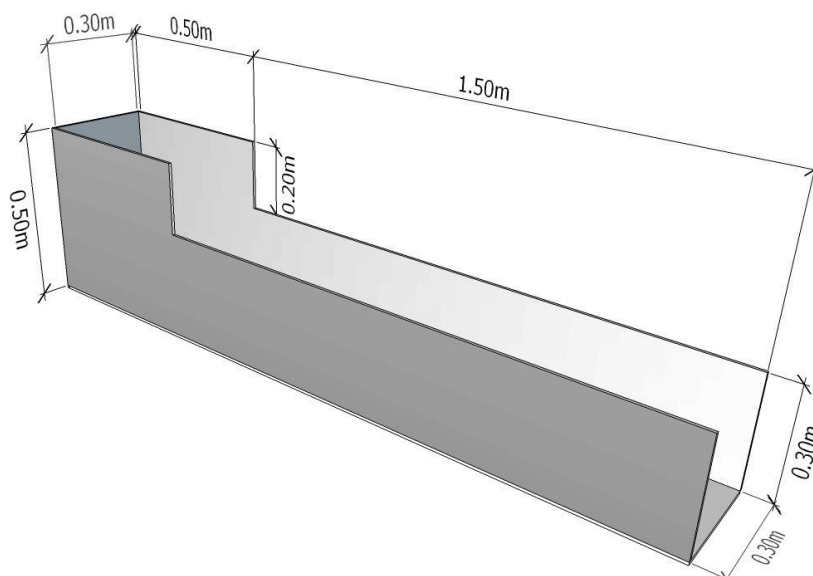
$$I = \frac{b * e^3}{12} = \frac{0,3m * 0,008^3}{12} \quad (4.12)$$

, onde e é a espessura do vidro e b é a largura do elemento.

Então o valor final para a tensão admissível é de 38 Mpa, atentando que esse valor é o mínimo necessário para resistir tal peso. Executaram-se modelagens na ferramenta de modelos infinitos ANSYS, onde tem-se que o valor aumenta justo na saída do trilho, chegando a uma tensão admissível máxima de 241 MPa. Essa tensão foi reduzida através de dois perfis quadrados, colocados em ambos laterais do vidro e apoios extras com rolamento atrás da comporta (Figura 4.16 a e b).

4.2.3 Canal

Para o presente estudo, foi adotado um canal de acrílico com um comprimento total de 2 m, altura máxima de 0,5 m e uma largura de 0,3 m (Figura 4.12).



4.12 - Dimensões do canal de acrílico.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Com o canal já montado no laboratório HidroUFF, se realizaram testes sem comporta para determinar o ângulo de inclinação mínimo que se precisaria para que o fluxo de areia começasse a deslizar e também como dado para o cálculo e desenho da comporta. Na Figura 4.13, tem-se o primeiro teste, com a base do canal só de acrílico, sem atrito.



4.13 - Primeiro teste sem atrito na base.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Depois, realizou-se outro teste com a base do canal coberta por lixa em todo seu comprimento e largura, obtendo um maior ângulo de inclinação em comparação ao teste sem lixa, já que neste caso o atrito da base era similar ao da areia (Figura

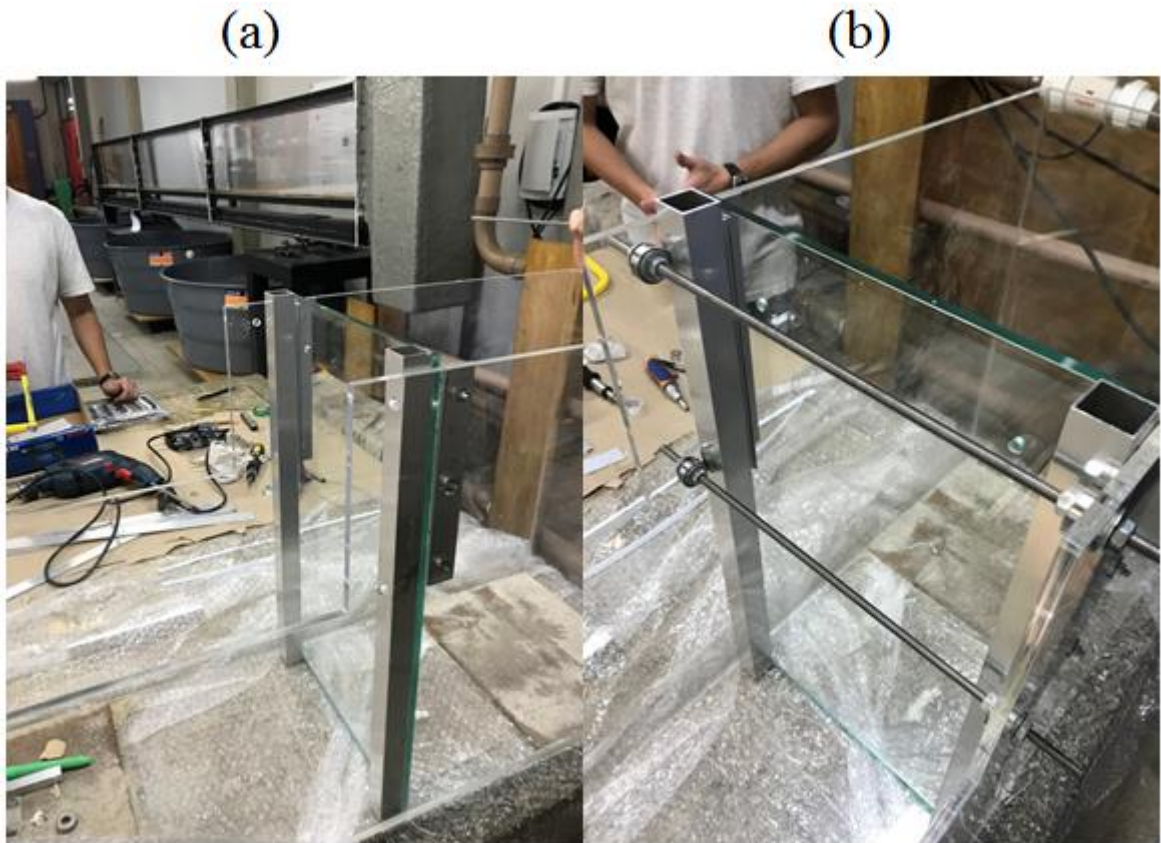
4.14).



4.14 - Segundo teste com atrito na base.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Já com os dados obtidos do ângulo de inclinação mais desfavorável e a quantidade exata da areia, foi possível calcular a tensão admissível máxima da comporta e, em consequência, o desenho final dela. A comporta foi feita de vidro (Figura 4.15a) com uma dimensão de 280x500x8 mm. Ela tem suportes em ambas laterais, para dar mais rigidez ao material e distribuição da tensão, favorecendo a diminuição dela.

Finalmente, por segurança, foram colocados quatro apoios com rolamento, permitindo maior estabilidade da comporta e um bom deslizamento dela (Figura 4.15b).



4.15 a e b - Desenho e apoios de estabilidade da comporta.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Para o levantamento da comporta na figura 4.16, utilizou-se um sistema automatizado por meio de um elevador de janelas de carro, usando uma fonte de 12 volts e 29 amperes.



4.16 - Montagem do elevador automatizado para a comporta.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Em complemento ao canal, tem-se o desenho dos obstáculos, que serão de grande importância no momento de impacto por parte do fluxo de areia. Eles são feitos de isopor e cortados de distintas formas, até conseguir as figuras geométricas desejadas (Figura 4.17).



4.17 - Fabricação dos obstáculos com isopor.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Para conseguir um atrito similar a areia nos obstáculos de isopor, os mesmos foram cobertos com lixa N° 50 (Figura 4.18).



4.18 - Obstáculos com lixa usados nos testes experimentais.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Com respeito ao apoio base da Figura 4.19, usaram-se barras de alumínio “L” simétricas de uma polegada e 2 mm de espessura., Ele é fixo, com uma altura de 1,60 m e uma barra sem fim acima para dar suporte ao canal e permitir mobilidade para uma inclinação requerida.



4.19 - Estrutura usada como apoio do canal.
Fonte: Elaboração própria (2018).

No lugar onde se concentrara a maior sobrecarga por causa da areia, foi colocada uma madeira, mostrada na Figura 4.20, para distribuir as tensões, fixar o canal e também para evitar o atrito aço/acrílico no momento de variar o ângulo de inclinação do apoio inferior do canal.



4.20 - Apoio de multiuso para o canal frente a variações de inclinações.

Fonte: Elaboração própria (2018).

Para o depósito inferior da areia, foi construída uma caixa de madeira de 0,65 x 0,65 x 0,20 m, mostrada na figura 4.21, com um volume aproximado de 0,0845 m³, superior ao esperado.



4.21 - Caixa de madeira para o depósito do fluxo de areia do canal.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Depois de passar por todos esses passos, obteve-se o canal já montado construído com material de baixo custo e pronto para ser usada nos testes experimentais, Figura 4.22.



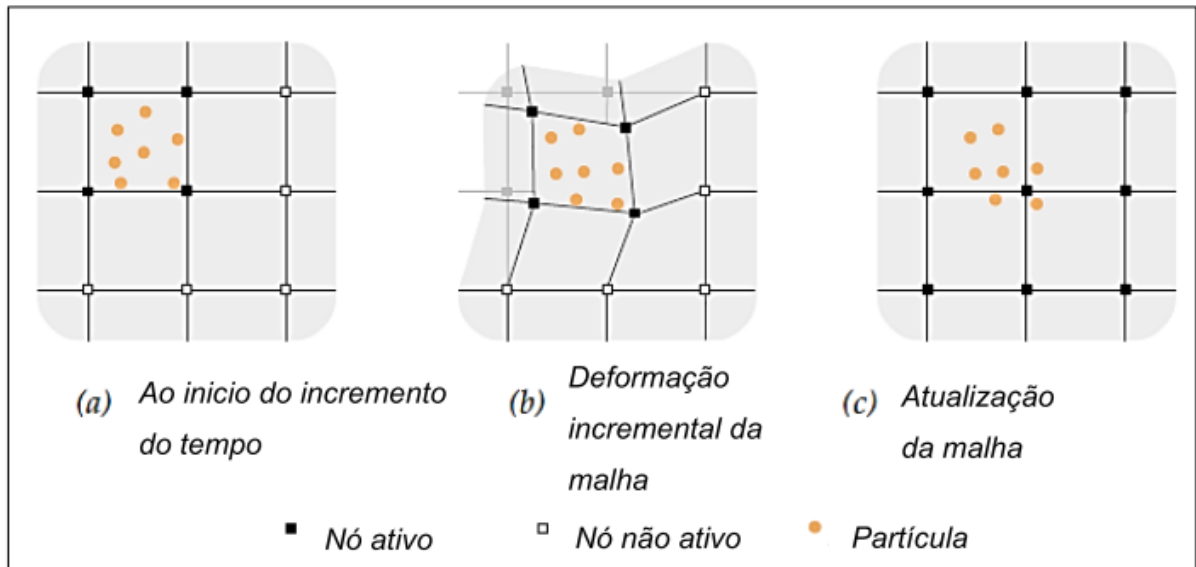
4.22 - Estrutura experimental.
Fonte: Elaboração própria (2018).

4.3 MODELOS NUMÉRICOS

4.3.1 Material Point Method

4.3.1.1 Descrição do método

De acordo com Sulsky e Schreyer (1993), o *Material Point Method* (MPM) é uma extensão do método *Fluid Implicit Particle* (FLIP), desenvolvido por *Particle In Cell* (PIC). Pode ser apresentado dentro de uma estrutura do método dos elementos finitos (FEM) euleriano e sua equação é usada como pontos materiais lagrangianos, para os quais as informações como variáveis dependentes de tensão e história podem ser transportadas. A cada incremento do passo de tempo, a posição dos pontos é atualizada de acordo com as velocidades calculadas na malha eulariana do método dos elementos finitos (Figura 4.23).



4.23 - Ponto Material movimentando-se entre as malhas.
Fonte: (KAFAJI, 2013).

Na próxima etapa, a nova posição determinará as propriedades do material e as tensões iniciais nos elementos correspondentes. As condições de contorno são baseadas na malha do MEF com nós fixos (velocidade zero) nos limites do domínio. No presente trabalho, o efeito de atrito na parede não é abordado. O intervalo de tempo é determinado com base no tamanho da malha pela condição Courant-Friedrichs-Lewy (CFL).

4.3.1.2 Formulação

Em Sulsky et al. (1995), as equações governantes que regem são apresentadas:

A conservação de massa e momento expressadas como:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \nabla \cdot \vec{v} = 0, \quad (4.13)$$

e

$$\rho \vec{a} = \nabla \cdot \sigma + \rho \vec{b}. \quad (4.14)$$

Nas equações (4.13) e (4.14), $\rho(\vec{x}, t)$ é a densidade do ponto material; $\vec{a}(\vec{x}, t)$ e $\vec{v}(\vec{x}, t)$ são a aceleração e a velocidade, respectivamente; $\sigma(\vec{x}, t)$ é um tensor de

tensão Cauchy e $\vec{b}(\vec{x}, t)$ é a força específica do corpo.

Segundo Landau et al. (1987), para fluxos incompressíveis, o tensor de tensão é:

$$\sigma_{ij} = -p\delta_{ij} + \mu \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right), \quad (4.15)$$

onde μ é a viscosidade dinâmica do fluido. O tensor de taxa de deformação é definido por

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{2} [\nabla \vec{v} + (\nabla \vec{v})^T]. \quad (4.16)$$

Abaixo, é apresentada a formulação discreta do problema (4.17) e a integração espacial e temporal das equações. Na sua forma lagrangeana, o material é dividido em elementos de massa infinitesimal, onde cada um tem uma quantidade fixa de massa em todos os momentos.

$$\sum_{i=1}^{N_n} \vec{w}_i^k \cdot \sum_{j=1}^{N_n} m_{ij}^k \vec{a}_j^k = - \sum_{j=1}^{N_n} \vec{w}_i^k \cdot \sum_{p=1}^{N_p} m_p \sigma_p^{s,k} \cdot \nabla N_i(x)|_{x=x_p^k} + \sum_{i=1}^{N_n} \vec{w}_i^k \cdot \hat{t}_i^k + \sum_{i=1}^{N_n} \vec{w}_i^k \cdot \vec{b}_i^k, \quad (4.17)$$

onde N_p é o número de pontos materiais; k refere-se ao intervalo de tempo t_k ; m_{ij}^k é a equação de massa da matriz (8); \vec{b}_i^k é a força específica do corpo diferenciado e \vec{w}_i^k são componentes arbitrários, exceto onde os componentes de deslocamento são prescritos.

$$m_{ij}^k = \sum_{p=1}^{N_p} M_p N_i(\vec{x}_p^k) N_j(\vec{x}_p^k). \quad (4.18)$$

As coordenadas de qualquer ponto podem ser escritas compactamente usando funções de base nodais como:

$$\vec{x} = \sum_{i=1}^{N_n} \vec{x}_i(t) N_i(\vec{x}), \quad (4.19)$$

onde $N_i(\vec{x})$ é a função de forma do elemento; N_n é o número total de nós e $\vec{x}_i(t)$ descreve os nós espaciais.

Portanto, o deslocamento, a velocidade e a aceleração em sua forma nodal são semelhantes à equação (4.19), sendo realizada a substituição de cada variável pelas respectivas funções (SULSKY, 1995).

Da equação (4.17), tem-se a forma reduzida do movimento:

$$\sum_{j=1}^{N_n} m_{ij}^k \vec{a}_j^k = \vec{f}_i^{int,k} + \vec{f}_i^{ext,k}, \quad (3.20)$$

onde $\vec{f}_i^{int,k}$ é o vetor de força interna (4.21) e $\vec{f}_i^{ext,k}$ é o vetor de força externa (4.22):

$$\vec{f}_i^{int,k} = - \sum_{p=1}^{N_p} m_p G_{ip}^k \cdot \sigma_p^{s,k} \quad (4.21)$$

e

$$\vec{f}_i^{ext,k} = \vec{b}_i^k + \hat{t}_i^k, \quad (4.22)$$

onde σ^s é a tensão específica; \hat{t}_i^k é a tração discreta aplicada e G_{ip}^k é o gradiente da função de forma.

Geralmente, há mais pontos materiais do que pontos de grade, caso em que uma abordagem quadrada mínima é aplicada à massa do ponto de material para determinar as velocidades nodais das velocidades nos pontos de material para inicializar cada etapa de tempo. A equação em função das velocidades nodais é:

$$\sum_{j=1}^{N_n} m_{ij}^k \vec{v}_j^k = \sum_{p=1}^{N_p} m_p \vec{v}_p^k N_i(\vec{x}_p^k), \quad (4.23)$$

onde m_p é a massa do ponto material; \vec{v}_p^k é a velocidade do ponto material; \vec{x}_p^k é a posição do ponto material e N_i é a função de forma do elemento.

Com a equação de movimento (4.20) resolvida durante a fase lagrangeana do cálculo, é necessário atualizar a solução nos pontos do material das propriedades da partícula, sendo as velocidades e posições atualizadas de acordo com:

$$\vec{v}_p^{k+1} = \vec{v}_p^k + \sum_{i=1}^{N_n} [\vec{v}_i^{k+1} - \vec{v}_i^k] N_i(\vec{x}_p^k) \quad (4.24)$$

e

$$\vec{x}_p^{k+1} = \vec{x}_p^k + \nabla t \sum_{i=1}^{N_n} \vec{v}_i^{k+1} N_i(\vec{x}_p^k). \quad (4.25)$$

Também é necessário atualizar o gradiente de deformação para cada partícula e a tensão σ_p .

Finalmente, para iniciar um novo ciclo, as informações transportadas pelos pontos de material em uma nova grade são usadas, iniciando em um novo intervalo de tempo.

4.3.2 Smoothed particle hydrodynamics

4.3.2.1 Descrição do método

Segundo Monaghan (1992), *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH) é um método lagrangiano baseado em partículas e, portanto, livre de malha. Possui propriedades materiais individuais e move-se de acordo com a equação do *momentum*. Tem sido extensivamente utilizado na área de dinâmica de fluidos com grandes deformações, demonstrando-se muito eficaz e proporcionando alta precisão. Sua principal vantagem é a adaptação natural alcançada em um estado inicial, baseado em cada etapa de tempo da história do movimento das partículas distribuídas arbitrariamente. Como o SPH não usa malha, as condições de contorno só podem ser aplicadas por movimento predefinidos de partículas localizadas nos contornos do domínio, que é uma das principais desvantagens desse método. O intervalo de tempo é controlado pelo valor adimensional de Courant e uma condição de viscosidade.

4.3.2.2 Formulação

Segundo Monaghan (1992), é adotada a representação integral da função $A(\vec{r})$:

$$A(\vec{r}) = \int_V A(\vec{r}') \delta(\vec{r} - \vec{r}') d\vec{r}' , \quad (4.26)$$

onde $A(\vec{r})$ é uma função contínua, V é o volume da integral, \vec{r} é o vetor do raio e $\delta(\vec{r} - \vec{r}')$ é a função do delta de Dirac, definida como:

$$\delta(\vec{r} - \vec{r}') = \begin{cases} 1, & \vec{r} = \vec{r}' \\ 0, & \vec{r} \neq \vec{r}' \end{cases} . \quad (4.27)$$

A função delta na equação (4.26) é substituída pela função $W(\vec{r} - \vec{r}', h)$, sendo chamada como kernel de suavização:

$$A_l(\vec{r}) = \int_V A(\vec{r}') W(\vec{r} - \vec{r}', h) d\vec{r}' , \quad (4.28)$$

onde h é um raio de suavização e W é um Kernel de interpolação que tem duas propriedades, o primeiro é a condição de normalização (4.29) e o segundo a função delta (4.30):

$$\int_V W(\vec{r} - \vec{r}', h) d\vec{r}' = 1 \quad (4.29)$$

e

$$\lim_{h \rightarrow 0} W(\vec{r} - \vec{r}', h) = \delta(\vec{r} - \vec{r}') . \quad (4.30)$$

Para um número discreto de nós computacionais, a equação (4.28) pode ser substituída por um somatório, dando a seguinte expressão:

$$A_l(\vec{r}) = \sum_b A_b W(\vec{r} - \vec{r}_b, h) \Delta V_b , \quad (4.31)$$

onde $\Delta V_b = m_b / \rho_b$ é o volume relacionado com o "b" (partícula) e $A(\vec{r}')$ é substituído por um conjunto de números A_b .

A aproximação SPH da função arbitrariamente contínua pode ser derivada como:

$$A_s(\vec{r}) = \sum_b m_b \frac{A_b}{\rho_b} W(\vec{r} - \vec{r}_b, h) , \quad (4.32)$$

onde $A_s(\vec{r})$ é o valor aproximado da função A no ponto definido pelo vetor do raio \vec{r} .

Uma aproximação do gradiente de função $\nabla A(\vec{r})$ é obtido usando o gradiente do kernel de suavização. A aproximação é o seguinte:

$$\nabla A(\vec{r}) = \sum_b m_b \frac{A_b}{\rho_b} \nabla W(\vec{r} - \vec{r}_b, h) , \quad (4.33)$$

onde $\nabla W(\vec{r} - \vec{r}_b, h)$ é o gradiente da função Kernel.

Finalmente, substituindo as aproximações SPH para uma função e sua derivada nas equações de Navier-Stokes, as equações de movimento SPH podem ser escritas como:

$$\frac{d\vec{V}_a}{dt} = - \sum_b m_b \left(\frac{P_b}{\rho_b^2} + \frac{P_a}{\rho_a^2} \right) \nabla_a W_{ab} \quad (4.34)$$

e

$$\frac{d\rho_a}{dt} = \sum_b m_b \vec{V}_{ab} \nabla_a W_{ab} \quad (4.35)$$

onde P é a pressão e ρ é a massa específica.

4.3.3 Modelos constitutivos

Para o desenvolvimento dos métodos numéricos e seu bom funcionamento, aplicaram-se três modelos constitutivos mencionados a continuação:

1. Mohr-Coulomb

É o que descreve a resistência de materiais granulares, sua formula é:

$$\tau_{mc} = C + \sigma * \tan(\phi) \quad (4.36)$$

onde C é a coesão, σ é a tensão efetiva ao plano de cisalhamento e ϕ é o ângulo de

atrito.

Suas tensões dominantes são o atrito entre partículas e é de regime plástico. A tensão de cisalhamento é independente da velocidade e tem efeitos desprezíveis dos esforços dinâmicos e do fluido intersticial (SALAS, 2006).

2. Bingham

Segundo Machado (2002) os comportamentos reológicos dos fluidos viscosos estão representados pela curva fluxo que é como a tensão cisalhante varia em função da taxa de cisalhamento. Os fluidos viscosos são classificados em fluidos newtonianos e não newtonianos. Os fluidos newtonianos têm como principal característica a proporcionalidade entre a tensão cisalhante e a taxa de cisalhamento em regime laminar. Ela possui viscosidade constante a diferencia do não newtoniano que não tem viscosidade constante. A equação que caracteriza o fluido newtoniano é:

$$\tau = \mu\gamma \quad (4.37)$$

, onde τ é a tensão cisalhante, μ é a viscosidade dinâmica absoluta e γ é a taxa de cisalhamento.

Uns dos modelos mais usados na literatura para fluidos viscosos é o modelo constitutivo Bingham, definido pela equação reológica:

$$\tau = \tau_y + \mu_B \frac{du}{dy} \quad \text{para } \tau > \tau_y \quad (4.38)$$

$$\frac{du}{dy} = 0 \quad \text{para } \tau < \tau_y \quad (4.39)$$

, onde τ_y é a tensão ao cisalhamento Mohr-Coulomb, μ_B é a viscosidade Bingham dinâmica do fluido e $\frac{du}{dy}$ é a taxa de deformação ou a gradiente de velocidade.

3. Von Mises

O critério de Von Mises tem como base as distorções geradas pela energia de deformação. Segundo Beer et al., (2015) o escoamento de um material está associada a valores críticos de uma porção de energia de deformação do ponto estudado no material. Essa energia de deformação está representada pela equação:

$$U = \frac{1 + \nu}{6 * E} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad (4.40)$$

, onde E é o módulo de elasticidade do material, ν o coeficiente de Poisson e $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ são as tensões principais.

A mesma deformação acontecerá para a tensão equivalente, tem-se $\sigma_1 = \sigma_{eq}$ e $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, portanto a equação de energia fica como:

$$U = \frac{1 + \nu}{6 * E} * 2 * \sigma_{eq}^2 \quad (4.41)$$

Ao igualar (4.40) e (4.41), tem-se a seguinte equação da tensão equivalente de Von Mises:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (4.42)$$

4.4 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS BASEADOS NOS MODELOS

4.4.1 NairnMPM

O NairnMPM é um mecanismo de código aberto que realiza simulações com base no MPM. É um código C++ orientado a objetos que pode ser executado em muitas plataformas. Os principais cálculos são códigos paralelos. Executa cálculos criando arquivos de entrada para cálculos MPM. Depois que os cálculos estiverem concluídos, obtém-se várias opções para visualizar e analisar a saída.

4.4.2 DualSPHysics

O DualSPHysics é baseado no modelo de hidrodinâmica de partículas suavizadas denominado SPHysics. O código é desenvolvido para estudar fenômenos de fluxo de superfície livre onde os métodos eulerianos podem ser difíceis de aplicar. DualSPHysics é um conjunto de códigos C++, CUDA e JAVA, projetados para lidar com problemas de engenharia.

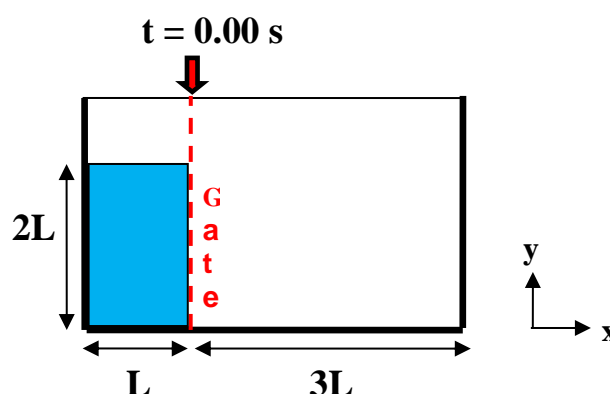
5. DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS FÍSICOS E NUMÉRICOS

5.1 NOTAS INICIAIS

Nesta seção, os aparatos experimentais de estudos e modelos numéricos do MPM e SPH são detalhados.

5.2 PRIMEIRO CASO “ROMPIMENTO DE BARRAGEM COM FLUXO DE AGUA”

Para esse estudo de caso usaram-se os estudos experimentais de Cruchaga et al. (2007 e 2014). Em primeiro lugar, o experimento de Cruchaga et al. 2007 do fluxo de água de um rompimento de barragem sem obstáculos e leito fixo foi considerado. O desenho experimental da Figura 5.1 consistia de uma caixa de vidro com uma comporta, removido no tempo $t=0$ s.

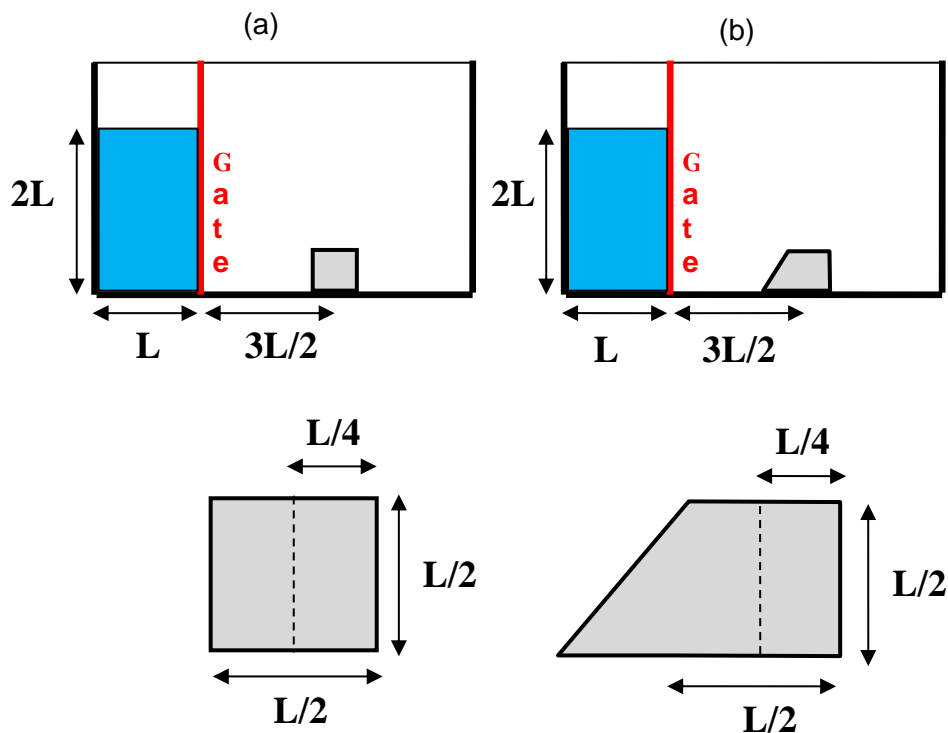


5.1 - Modelo experimental.
Fonte: Adaptado (CRUCHAGA et al., 2007).

O primeiro compartimento, com comprimento $L=0,144$ m, foi preenchido com água até uma altura $H=2L$. O comprimento total da caixa foi de $4L$.

Além disso, alguns anos mais tarde, Cruchaga et al. 2014 realizaram novos experimentos em uma caixa com as mesmas dimensões que o anterior e um leito

fixo, agora incluindo obstáculos quadrados e trapezoidais no caminho do fluxo de água. Os obstáculos foram localizados a uma distância de $3L/2$ após a comporta, conforme representado na Figura 5.2, respectivamente. Nesse caso, a comporta começa a abrir a uma velocidade $v=3,5$ m/s.



5.2 - Posição e seção transversal dos obstáculos (a) e (b).
Fonte: Adaptado de (CRUCHAGA et al., 2014).

Por enquanto, as simulações numéricas do modelo de rompimento de barragem foram executadas por duas ferramentas computacionais de código aberto: os códigos NairnMPM e DualSPHysics, baseados nos métodos numéricos MPM e SPH. A Tabela 5.1 mostra as características do equipamento de computação.

5.1 - Recursos do computador.

OS	Windows 8.1
Processador	Intel Core, i3-3110M @ 2,40GHz
RAM	4,00 GB

Tipo de sistema	64 bits, processador x64
Placa gráfica de vídeo	Intel (R) HD Graphics 4000 NVIDIA GeForce GT 620M

A Tabela 5.2 apresenta as propriedades físicas do fluido e as Tabelas 5.3 (MPM) e 5.4 (SPH) apresentam os dados de entrada de ambos os programas que foram utilizados para simular os cenários de rompimento de barragens deste trabalho.

5.2 - Propriedades físicas.

Fluido	Água
Viscosidade dinâmica	0,001 kg/m/s
Massa específica	1000 kg/m ³

5.3 - Dados de entrada MPM.

Courant – Friedrichs – Levy (CFL)	0,2
Gravidade	9,81 m/s ²
Tempo entre os resultados registrados	50 ms
Número de passos registrados	24
Módulo volumétrico	21,5 Mpa

5.4 - Dados de entrada SPH.

Courant – Friedrichs – Levy (CFL)	0,2
Gravidade	9,81 m/s ²
Precisão da interação de partículas	Double
Coefficiente para calcular o comprimento de suavização	1,0
Interação Kernel	Wendland

Para analisar os resultados dos modelos MPM e SPH, seis casos foram simulados até o tempo $t=1,2$ s e os resultados foram comparados com os resultados experimentais obtidos por Cruchaga et al. (2007 e 2014).

O tamanho da malha e os parâmetros do modelo (Tabelas 5.2, 5.3 e 5.4) foram calibrados para cada caso separadamente, com a finalidade de reproduzir da mesma forma os experimentos de Cruchaga et al. (2007 e 2014). A análise de sensibilidade foi então realizada para avaliar a influência do tamanho da malha nas previsões numéricas, que na aplicação desta análise são transformadas em informações muito úteis, especialmente quando há aplicações de campo reais e os dados de calibração não estão disponíveis.

Para o modelo experimental sem obstáculos (CRUCHAGA et al., 2007) e com obstáculos (CRUCHAGA et al. 2014), a influência de ambos tamanhos de grade nos

resultados numéricos foi investigada. Para modelagem numérica de SPH, por padrão o software já estava definido com um tamanho de grade igual a 2 mm, o que permitiu que o fluxo do fluido fosse similar aos experimentos de Cruchaga, deixando este valor de 2 mm fixo para ambos experimentos, com e sem obstáculos. Ao contrário do modelo numérico SPH, o valor do tamanho da malha do modelo numérico MPM não foi definido por padrão, então o valor apropriado teve que ser investigado para inserir os dados na programação do software e assim obter simulações similares às experimentais.

Para o modelo de fluxo de ruptura de barragens em MPM, foram realizadas simulações numéricas sem obstáculos com malha mais grossa de 10 mm e mais fina com 5 mm, além de simulações numéricas com obstáculos, também com uma malha mais grossa de 10 mm e uma mais fina de 2 mm.

5.3 SEGUNDO CASO “ROMPIMENTO DE BARRAGEM COM FLUXO DE SEDIMENTO SECO”

Esse experimento foi feito no canal localizado no Laboratório de Hidráulica (HidroUFF) da Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense. O canal da Figura 5.3 tem dois compartimentos, no primeiro é depositada a areia seca nivelando a superfície com uma espátula, antes de iniciar os testes, tendo um comprimento de 0,45 m e uma altura de 0,50 m, e o segundo que dá lugar ao fluxo da areia com um comprimento de 1,55 m e uma altura de 0,30 m. Os compartimentos estão separados por meio de uma comporta automatizada que se levanta a uma velocidade de 0,1 m/s. A estrutura do canal foi desenhada de acrílico, colocando sobre a base do acrílico uma lixa grossa N°50 (leito móvel) para conseguir interpretar o atrito da areia. A inclinação do canal é variável e possui tanto trechos verticais como horizontais, permitindo medir diversos comportamentos do sedimento. Também há um fundo preto em todo o comprimento e altura dele, para facilitar e distinguir o fluxo de sedimentos e obstáculos nas filmagens dos testes. Para o presente estudo, o canal foi ajustado com uma inclinação de 39°.



5.3 - Canal de fluxo de sedimentos.
Fonte: Elaboração própria (2018).

No trabalho, usaram-se dois obstáculos para um análise de duas dimensões, um quadrado e o outro trapezoidal, mostrados na Figura 5.4. Eles estão posicionados a uma distância de 1,20 m desde o ponto mais alto (inicial) do canal. As dimensões do obstáculo quadrado são de 5 cm por lado e o trapezoidal tem seu lado maior de 10 cm e seu lado menor de 5 cm.



5.4 - Obstáculos usados nos testes experimentais.
Fonte: Elaboração própria (2018).

Os modelos numéricos para esse caso com sedimentos também foram simulados com DualSPHysics versão 4.2 e NairnMPM (Modelo numérico MPM). Devido ao alto custo computacional dos modelos, usou-se o Workstation do laboratório “Urso Polar” de Geotecnia da COPPE, UFRJ, cujas características são listadas na Tabela 5.5.

5.5 - Recursos do computador.

OS	Microsoft Windows 10 Pro
Dois processadores	Intel Xeon CPU ES-2660 v4, 2,00GHz, 14 Cores
RAM	128 GB
Tipo de sistema	X64-based PC
Duas placas gráficas de vídeo	NVIDIA Quadro M4000

A Tabela 5.6 apresenta as propriedades físicas do sedimento e as Tabelas 5.7 (MPM) e 5.8 (SPH) apresentam os dados de entrada de ambos os programas que foram utilizados para simular os cenários de fluxo granular, resultante do rompimento de uma barragem deste trabalho.

5.6 - Propriedades físicas.

Fluido	Areia
Viscosidade dinâmica	60 Pa.s
Massa específica	1365 kg/m ³
Ângulo de atrito	37,6°
Coesão	0

5.7 - Dados de entrada MPM.

Courant – Friedrichs – Levy (CFL)	0,1
Gravidade	9,81 m/s ²
Tempo entre os resultados registrados	50 ms
Força de cisalhamento	0,02 MPa
Módulo volumétrico	3,3 MPa

5.8 - Dados de entrada SPH.

Courant – Friedrichs – Levy (CFL)	0,1
Gravidade	9,81 m/s ²
Delta SPH	0,1
Fase gamma	7
Parâmetro HB	1
Força de rendimento	0

Para analisar os resultados dos modelos MPM e SPH com fluxo de sedimentos, o teste foi simulado até o tempo $t = 5$ s e os resultados foram comparados com os resultados experimentais obtidos no Laboratório de Hidráulica da UFF.

O tamanho da malha e os parâmetros do modelo (Tabelas 5.6, 5.7 e 5.8) foram calibrados para cada caso separadamente, com a finalidade de reproduzir da mesma forma os experimentos de Cruchaga et al. 2007 e 2014. A calibração para esse caso foi na viscosidade, que teve que ser ajustada para alcançar os resultados mais próximos aos experimentos, devido que foi simulado como se fosse fluido newtoniano, com um tamanho de malha de 3 mm para o MPM e o tamanho de partículas de 1 mm para o SPH.

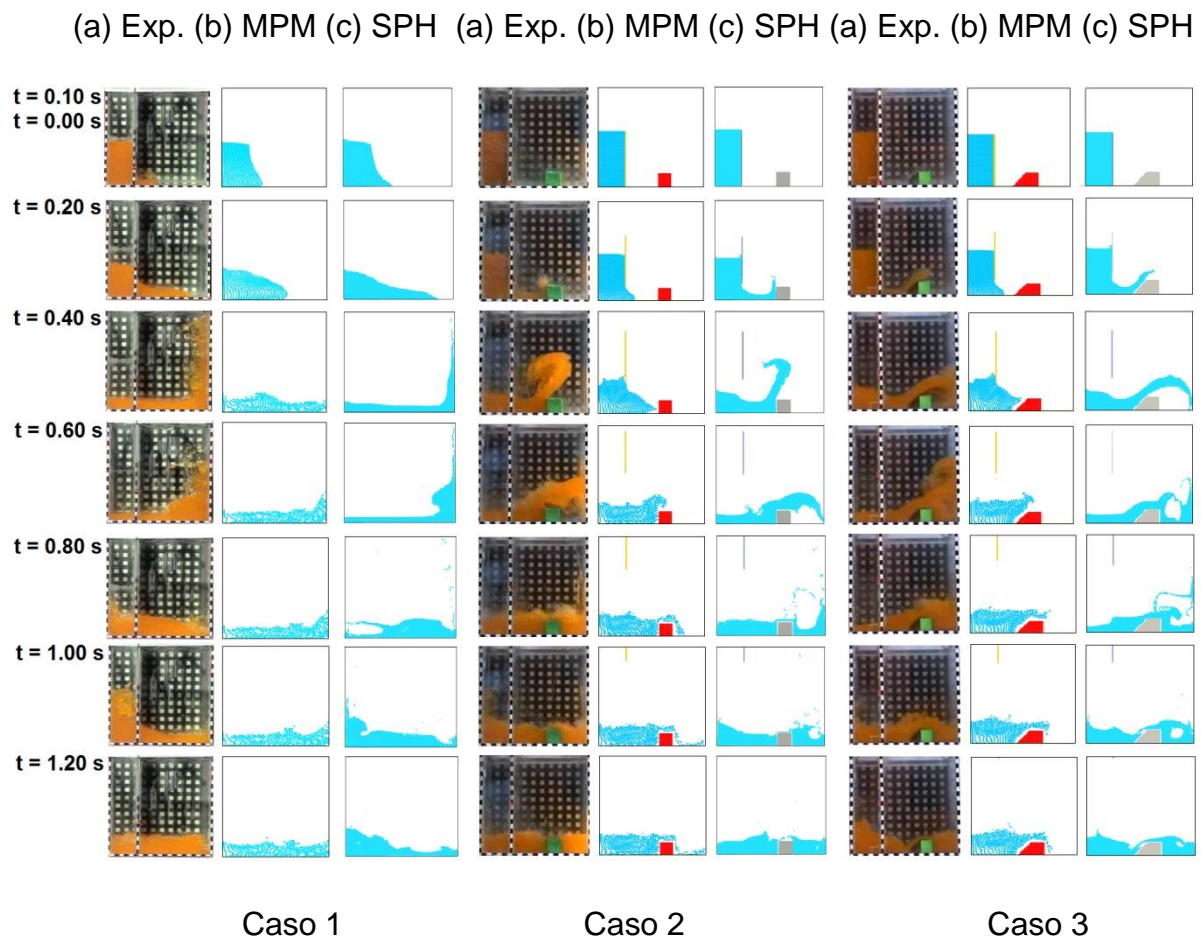
6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 PRIMEIRO CASO

A Figura 5.5 mostra os resultados das comparações dos três cenários: Caso 1 – sem obstáculo (CRUCHAGA et al. 2007); Caso 2 – com obstáculo quadrado e Caso 3 – com obstáculo trapezoidal, ambos de (CRUCHAGA et al. 2014). As simulações numéricas foram realizadas usando tamanho de célula $\alpha = 10$ mm para o método

MPM, Figura 5.5b e tamanho de partícula $\beta = 2$ mm para o método SPH, Figura 5.5c.

Nos três primeiros casos, as simulações de MPM com tamanho de célula $\alpha = 10$ mm (Figura 5.5) apresentaram divergências com os resultados experimentais. No caso 1, o MPM calculou velocidades menores e uma forma arredondada da onda frontal, como observado em $t = 0,20$ s, enquanto os resultados do SPH são visualmente semelhantes ao experimento para quase todos os intervalos de tempo. As mesmas observações se aplicam aos casos 2 e 3, com velocidades de MPM ainda mais lentas, indicando que este estudo requer uma grade refinada (menor tamanho de célula).



5.5 - Comparação entre dados experimentais de Cruchaga (2007 e 2014) (a), MPM com $\alpha=10$ mm (b) e SPH com $\beta=2$ mm (c) em três casos diferentes.

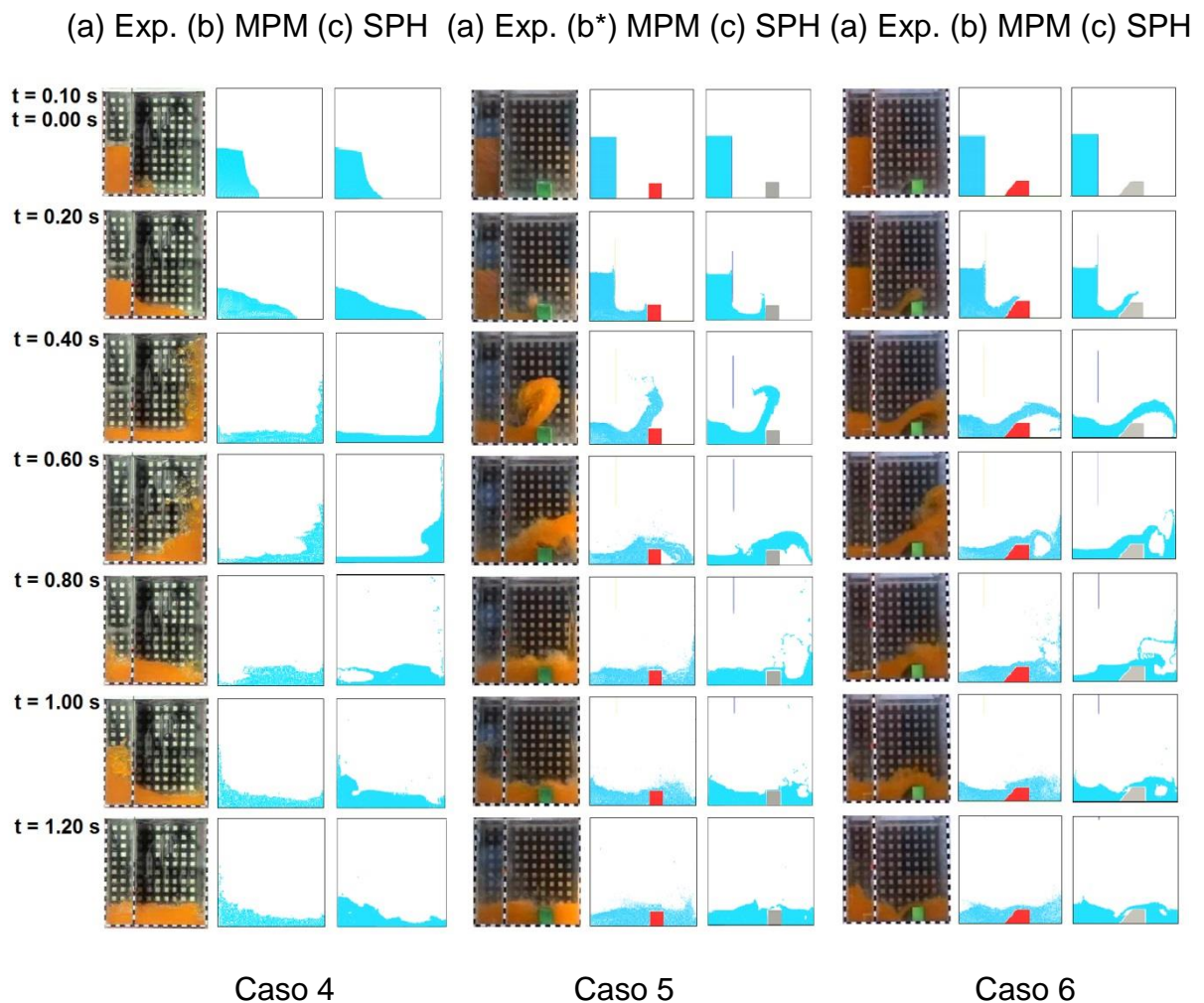
Fonte: Elaboração própria (2018).

A fim de melhorar os resultados do MPM, novos estudos de simulação foram realizados. Sem obstáculos e tamanho de célula ajustados para $\alpha = 5$ mm (Figura 5.6 – caso 4), o MPM apresentou resultados significativamente melhores que os

anteriores e aparentemente com a mesma precisão que o SPH. No entanto, para os casos com obstáculos quadrados e trapezoidais, o MPM necessitava de uma grade ainda mais refinada, com tamanho de célula $\alpha = 2$ mm (Figura 5.6 – casos 5 e 6).

O fluxo de água no intervalo de tempo $t = 0,40$ s alcançou quase a mesma altura máxima para todos os métodos analisados, o que indica que as velocidades de ponto/partícula calculadas também são consistentes.

Comparado com o caso de obstáculos quadrado e geometria trapezoidal, forneceu uma rampa para o fluxo que diminuiu a altura máxima ($t = 0,40$ s), enquanto por outro lado aumentou a velocidade horizontal, mostrado pela quantidade de água que ultrapassou o obstáculo até $t = 0,60$ s. Mais uma vez, essas observações são compatíveis com os resultados de ambos os métodos numéricos, MPM e SPH.



5.6 - Resultados do experimento após o rompimento de barragem de Cruchaga (2007 e 2014), MPM com $\alpha = 5$ mm (b). $\alpha = 2$ mm (b*) e SPH com $\beta = 2$ mm (c).

Fonte: Elaboração própria (2018).

Para fazer uma comparação mais abrangente entres os métodos aplicados, analisou-se também o custo computacional de cada um. A primeira análise comparativa considerou apenas os casos 4, 5 e 6, cujas simulações estão mais próximas dos resultados experimentais. A Tabela 5.9 apresenta o custo computacional dos métodos MPM e SPH.

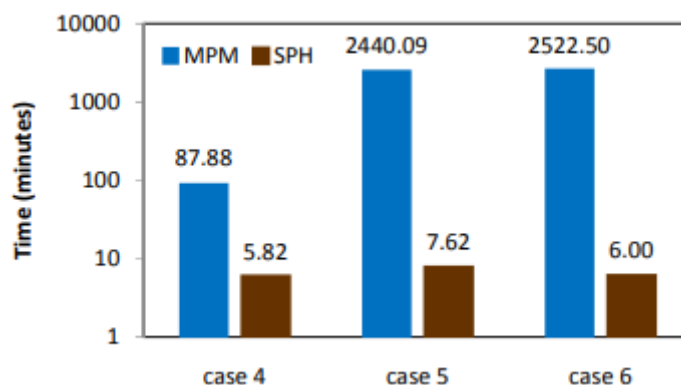
5.9 - Custo computacional

MPM - TEMPO DE EXECUÇÃO			
	Sem obstáculos (caso 4)	Obstáculo quadrado (caso 5)	Obstáculo trapezoidal (caso 6)
Passos de simulação	173665	437966	437966
Tempo de execução de simulação (min)	87,88	2440,09	2522,5
Passos por milissegundos	30	334	346
Número de pontos material	4774	31174	32770
Passo de tempo de cálculo	6,91	2,74	2,74
Passo de tempo de arquivamento	0,2	0,2	0,2
SPH - TEMPO DE EXECUÇÃO			
	Sem obstáculos (caso 4)	Obstáculo quadrado (caso 5)	Obstáculo trapezoidal (caso 6)
Passos de simulação	71581	70248	67552
Tempo de execução de simulação (min)	5,82	7,62	6
Passos por milissegundos	205	154	188
Número de partículas	7183	8053	8455
Passo de tempo de cálculo	16,76	17,08	17,76
Passo de tempo de arquivamento	0,2	0,2	0,2

O custo computacional do MPM é entre duas a três ordens de grandeza maior que o SPH. Isso se deve ao modo como cada método funciona. O MPM executa toda a área de cálculo da simulação através do método dos elementos finitos (FEM), onde toda a informação é carregada pelos pontos materiais da malha, exigindo assim um maior custo computacional. Portanto, quanto maior o número de pontos que a simulação MPM concentra (caso 5 e caso 6), maior será o tempo de simulação.

Por outro lado, o SPH é dedicado à dinâmica de fluidos computacional (CFD) e malha livre, com a desvantagem de não trabalhar com condições de contorno, mas ao realizar o referido estudo de caso baseado em fluido, o custo computacional de

simulação é menor que o de o MPM (Figura 5.7).



5.7 - Tempo de execução em minutos de MPM (azul) e SPH (laranja).
Fonte: Elaboração própria (2018).

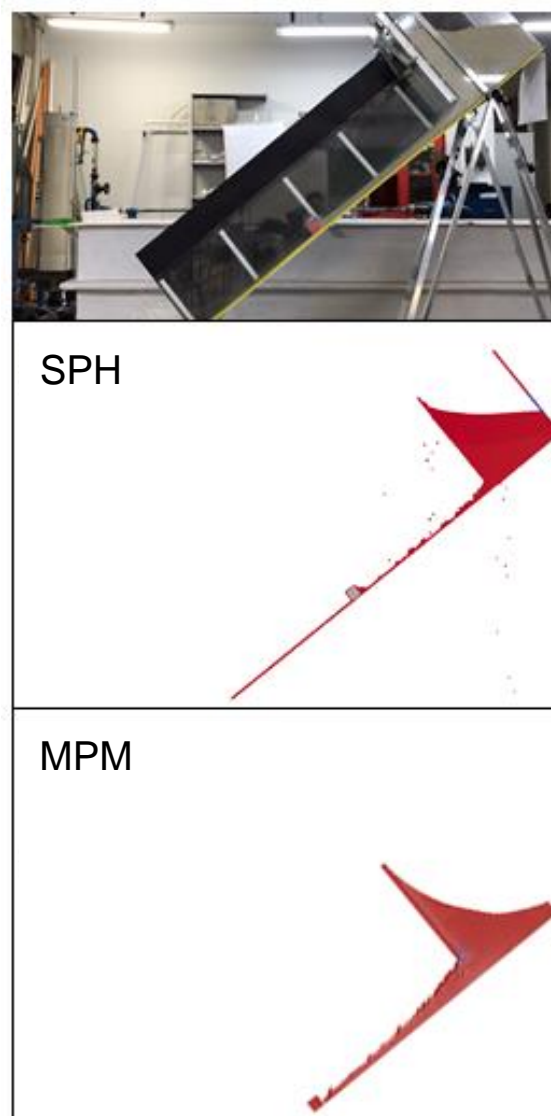
Os tempos médios de execução para os três casos foram 6,5 minutos para o modelo SPH e 1683,5 minutos para o MPM. A diferença no tempo de execução MPM do caso 4, comparado aos casos 5 e 6, deve-se ao tamanho reduzido das células, o que foi necessário para que os dois últimos casos preservassem a qualidade dos resultados aceitáveis dos modelos com obstáculos (quadrados e trapezoidais).

É importante mencionar que os diferentes tamanhos de células (α) para o MPM (casos 1, 2 e 3 com $\alpha = 10$ mm; caso 4 com $\alpha = 5$ mm e casos 5 e 6 com $\alpha = 2$ mm) foram escolhidos intencionalmente para manter o custo computacional o mais baixo possível para cada caso. Portanto, esse parâmetro foi ajustado até atingir o nível requerido. No SPH, $\beta = 2$ mm foi usado para todos os casos, uma vez que um tamanho menor de partículas não produziu resultados significativamente melhores.

6.2 SEGUNDO CASO

Na Figura 4.8, começam as análises dos resultados do teste experimental do fluxo de sedimento por meio de modelagens numéricas e com tamanho de malha para MPM de 3 mm e de partículas para SPH de 1 mm. É importante mencionar que, para as simulações de ambos os métodos numéricos, foi utilizado o modelo constitutivo Bingham, transformando o sedimento em um fluido newtoniano. Adicionando por cada método um modelo extra, no caso do MPM tem-se o modelo Von Mises e para SPH temos Mohr-Coulomb. Na Figura 5.8, no tempo de 1,5 s, ambos os modelos dão começo a abertura da comporta e ao avanço do fluxo. Pode-se perceber que o modelo SPH, apesar de ser uma ferramenta pensada para situações de hidrodinâmica, apresentou comportamento muito similar ao

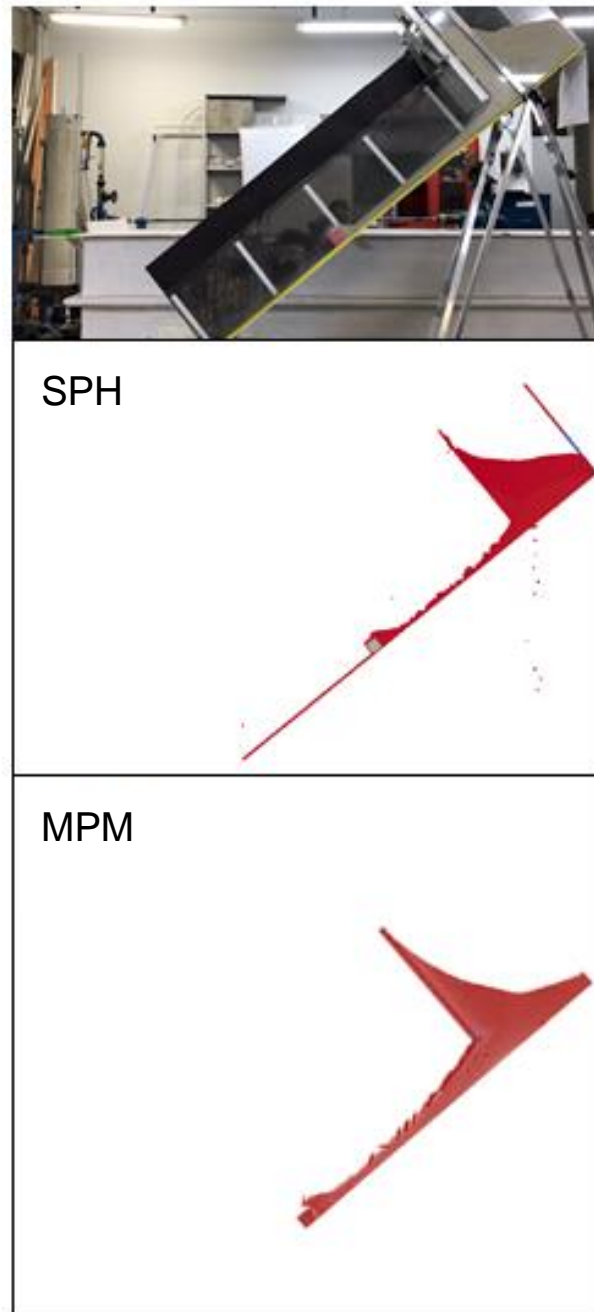
experimental, porém não ocorreu o mesmo para o modelo numérico MPM. No MPM, tem-se um descenso do fluxo mais acelerado e com maior quantidade de areia, sendo possível ver essa diferença na areia acumulada que vá ficando atrás da comporta (maior depósito de areia no SPH e menos no MPM).



5.8 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39° no tempo $t = 1,5$ s
Fonte: Elaboração própria (2018).

Na Figura 5.9, o encontro do fluxo com o obstáculo no tempo 2,5 s, para o SPH, pode-se ver que forma um triângulo de quase 45°, igual ao experimental,

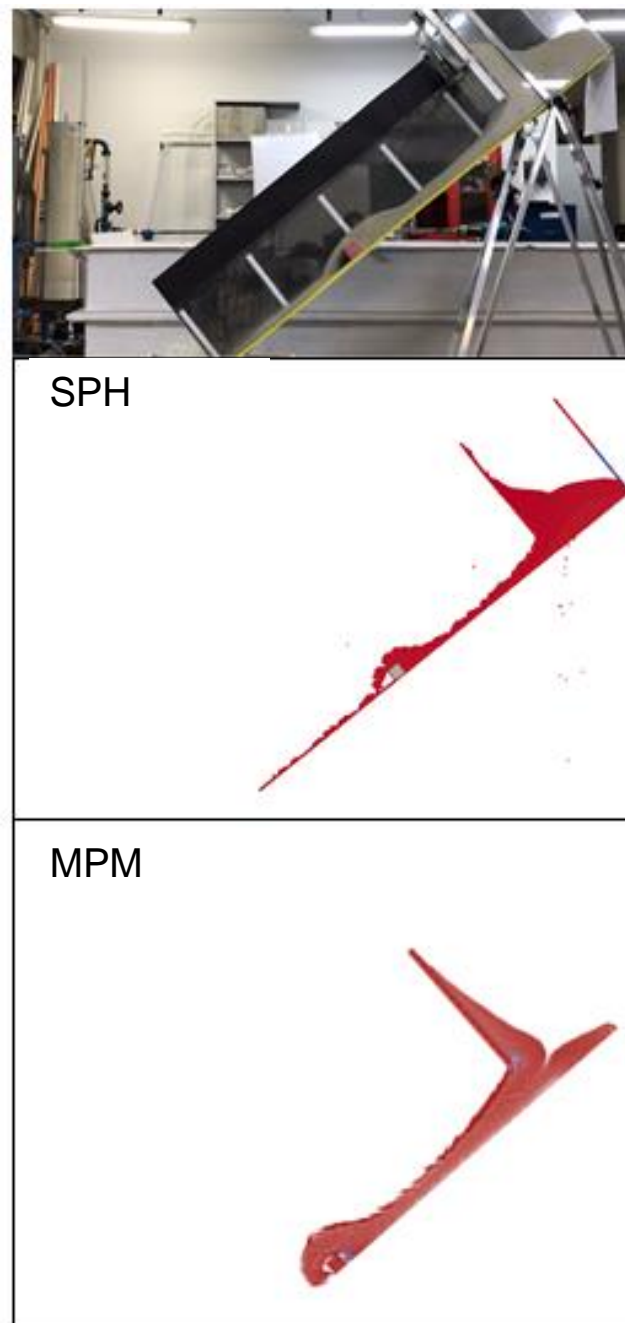
mantendo uma uniformidade até esse instante. No caso do MPM, o recorrido do fluxo é similar ao experimento, mas ao momento do impacto com o obstáculo quadrado, perde semelhança.



5.9 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39° no tempo $t = 2,5$ s
Fonte: Elaboração própria (2018).

No tempo de 3 s da (Figura 5.10) o fluxo no experimento já ultrapassou o obstáculo, formando uma onda de areia sobre ele. Em comparação aos modelos

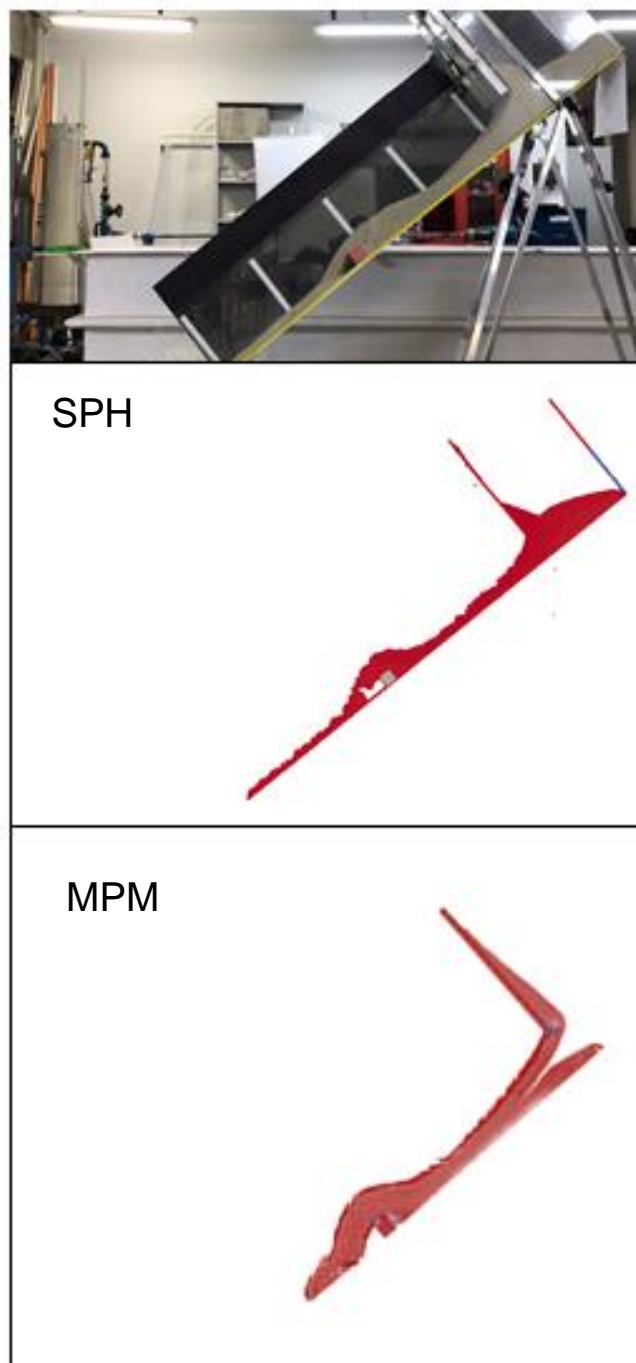
numéricos, pode-se apreciar divergências novamente na saída da areia no momento de abertura da comporta, onde o MPM tem menor quantidade de areia no compartimento. Com respeito ao comportamento sobre o obstáculo, ambos os métodos cumprem com o objetivo, mas, claramente, o SPH trabalha de forma mais natural.



5.10 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39° no tempo $t = 3$ s
Fonte: Elaboração própria (2018).

Na Figura 5.11, no tempo 4 s, o comportamento de ambos é muito similar,

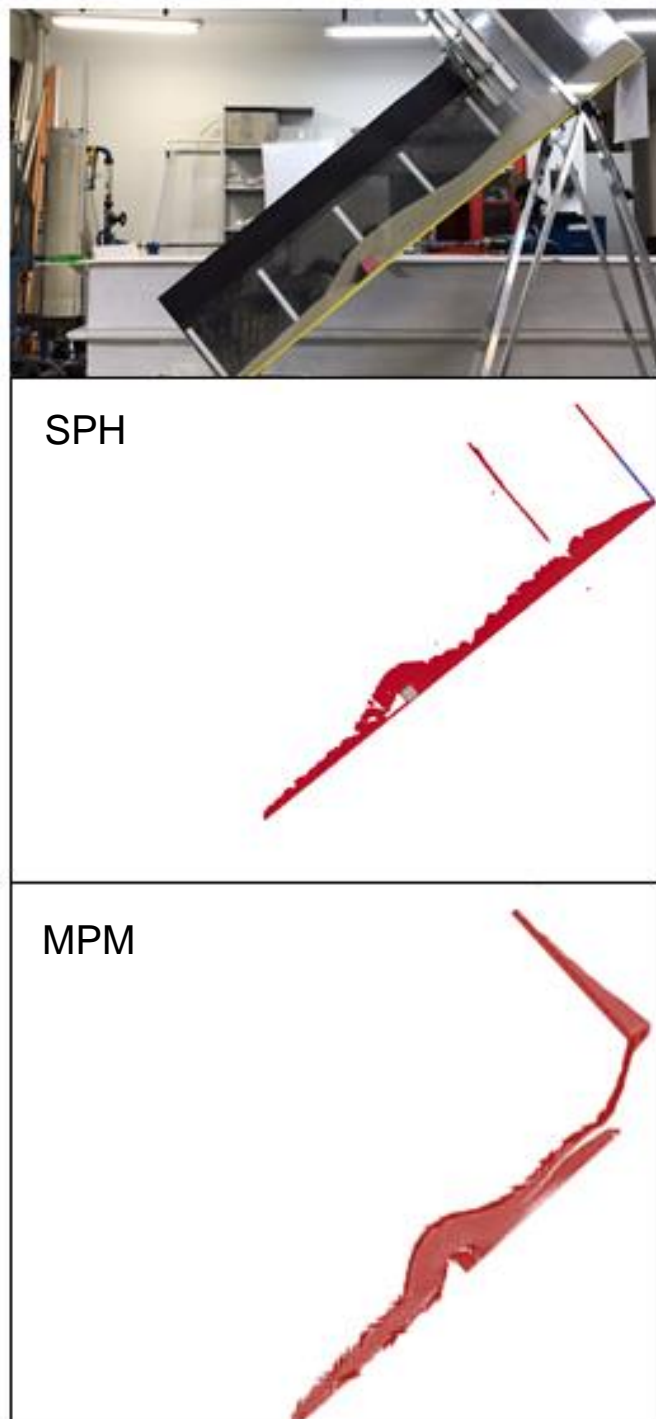
marcando uma leve diferença na altura do fluxo passando o obstáculo e no recorrido mesmo. Não se pode dizer o mesmo para o que acontece atrás da comporta, pois o MPM perde por completo a igualdade com o experimento e o SPH.



5.11 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39° no tempo $t = 4$ s
Fonte: Elaboração própria (2018).

Finalmente, no tempo 5 s, a Figura 5.12, representa a saída total do fluxo mostrando similaridade no recorrido, mas novamente marcando diferença na

grossura do sedimento e a perda de visualização na saída da comporta.



5.12 - Teste comparativo (Experimental – SPH – MPM) com inclinação de 39° no tempo $t = 5$ s ,
Fonte: Elaboração própria (2018).

7. CONCLUSÕES

Com base aos modelos físicos dos casos 1 e 2, do fluxo da resultante de uma ruptura de barragem, comparada com os métodos numéricos MPM e SPH, as seguintes conclusões são destacadas:

- O custo computacional de MPM é maior que o SPH, devido ao código SPH utilizado no DualSPHysics, já que tem uma programação paralela que faz uso da GPU, o que aumenta a performance.
- Ambos os métodos numéricos para um fluxo de água têm resultados próximos, por tanto são modelos confiáveis para esse tipo de estudos de casos.
- O rendimento visual do método numérico SPH é muito melhor que o MPM para um fluxo de sedimentos (areia), mostrando grande diferença em cada fase de tempo.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir das observações e dificuldades levantadas ao longo do trabalho desenvolvido, recomenda-se as seguintes abordagens para a continuação do estudo:

- Usar areia fina para uma análise comparativa do comportamento do fluxo com o trabalho já desenvolvido.
- Melhorar a comporta automatizada, aumentando a velocidade de abertura e adicionar um controlador de variação de velocidade.
- Realizar o experimento e modelagem numérica com areia úmida e saturada.
- Realizar testes com três dimensões, variando os tamanhos e formas de obstáculos.
- Adicionar sensores para medição da força de impacto ao longo do tempo e analisar as filmagens com PIV.

- Desenvolver mais ferramentas com base em SPH e MPM para areia, com modelos constitutivos mais apropriados para sedimentos oriundos do rompimento de barragens.
- Aplicar análise dimensional e teoria da semelhança aos modelos físicos.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ABDELRAZEK, Ahmed M e KIMURA, Ichiro e SHIMIZU, Yasuyuki. **Numerical Simulation of Granular Flow Past Simple Obstacles using the SPH method**. Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE. 2015.

ABE, Keita e SOGA, Kenichi e BANDARA, Samila. **Material Point Method for Coupled Hydromechanical Problems**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 140, n. 3, p. 04013033, 2014.

ACOSTA, E.; TIBANA, S; SOARES DE ALMEIDA, Márcio de Souza; SABOYA, F. **Centrifuge modeling of hydroplaning in submarine slopes**. Ocean Engineering, v. 129, p. 451-458, 2017.

ANCEY, C. **21 Debris Flows and Related Phenomena**. 2001.

BANDARA, Samila e SOGA, Kenichi. **Coupling of soil deformation and pore fluid flow using material point method**. Computers and Geotechnics, v. 63, p. 199–214, 2015.

BEER, FP. **Mecânica dos materiais**. v. 7, 2015.

BIGARELLA, J e PASSOS, E. **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais**. p. 877–1436, 2003.

CAYCHO, Tania. **Impactos da chuva na ocorrência de deslizamento de terra e inundações no Estado de São Paulo**. 2010.

CHAITANYA. **List of Major Dam Failures | Dam | Flood**. 2018.

CHALK, Caitlin e colab. **A numerical comparison of a frictional and viscoplastic debris flow model Une comparaison numérique entre un modèle frictionnel et vicoplastique de la coulée de débris**. 2017.

CHARLES, Andrew e colab. **Evidence Report-Lessons from historical dam incidents ii**. 2011.

CHENG, Yi gu. **Numerical Modelling on the motion and deposition behaviors of debris flow**. p. 168, Maio 2003.

CHOI, C E e colab. **Flume investigation of landslide debris – resisting baffles**. Canadian Geotechnical Journal, v. 553, n. March 2013, p. 540–553, 2014.

CRUCHAGA, Marcela e colab. **Numerical Modeling and Experimental Validation of Free Surface Flow Problems**. 2014.

CRUCHAGA, Marcela A e CELENTANO, Diego J e TEZDUYAR, Tayfun E. **Collapse of a liquid column: numerical simulation and experimental validation**. Comput. Mech, v. 39, p. 453–476, 2007.

DAI, Zili e colab. **SPH model for fluid–structure interaction and its application to debris flow impact estimation**. Landslides, v. 14, n. 3, p. 917–928, 24 Jun 2017.

DAVIES, Richard. **UN – 1995 to 2015, Flood Disasters Affected 2.3 Billion and Killed 157,000 – FloodList**. 2015.

DENLINGER, Roger P e IVERSON, Richard M. **Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain: 2. Numerical predictions and experimental tests**. JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH. 2001.

FILHO, Augusto. **Caracterização geológico-geotécnica voltada a estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. 1992.

FU, Lei e JIN, Yee-Chung. **Improved Multiphase Lagrangian Method for Simulating Sediment Transport in Dam-Break Flows**. Journal of Hydraulic Engineering, v. 142, n. 6, p. 04016005, Jun 2016.

GIROUT, R.; BLANC M.; THOREL, L; FAGUNDES, Diego; ALMEIDA, M. S. S. **Arching and deformation in a Piled Embankment: Centrifuge tests compared to analytical calculations**. Journal of geotechnical and geoenvironmental Engineering, v.142, p. 04016069-1-04016069-10, 2016.

GUIDICINI, G e NIEBLE, C. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. p. 194p, 1984.

HUBER, Andreas. **Schwallwellen in Seen als Folge von Felsstürzen**. Hydrologie and glaciologie an der ETH Zurich, v. No 47, p. 1–222, 1980.

HUNGR, Oldrich. **A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches**. Canadian Geotechnical Journal, v. 32, n. 4, p. 610–623, Ago 1995.

HUNGR, Oldrich. **Simplified models of spreading flow of dry granular material**. Canadian Geotechnical Journal, v. 45, n. 8, p. 1156–1168, 2008.

HYNDMAN, Donald. **Natural Hazards And Disasters, Second Edition**. 2009.

IKARI, Hiroyuki e GOTOH, Hitoshi. **SPH-based simulation of granular collapse on an inclined bed**. Mechanics Research Communications, v. 73, p. 12–18, Abr 2016.

JOHNSON, A. **Debris flow**. 1984.

KAJAJI, I. **Formulation of a dynamic material point method (MPM) for geomechanical problems**. 2013.

LIU, M B e LIU, G R. **Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH): an Overview and Recent Developments**. Arch Comput Methods Eng, v. 17, p. 25–76, 2010.

LORENZINI, G e MAZZA, N. **Debris flow: Phenomenology and rheological modelling**. 2004.

LOWE, DONALD R. **Subaqueous liquefied and fluidized sediment flows and their deposits**. Sedimentology, v. 23, n. 3, p. 285–308, Jun 1976.

MACHADO, Nathália Couto. **Retroanálise da propagação decorrente da ruptura da barragem do fundão com diferentes modelos numéricos e hipóteses de simulação**. 1983.

MAO, Shaolin e colab. **Modeling of Free Surface Flows Using Improved Material Point Method and Dynamic Adaptive Mesh Refinement**. Journal of Engineering Mechanics, n. July, p. 04015069, 2015.

MAO, Shaolin e colab. **Modeling of Free Surface Flows Using Improved Material Point Method and Dynamic Adaptive Mesh Refinement**. Journal of Engineering Mechanics, n. July, p. 04015069, 2015.

MAST, Carter M. e colab. **Avalanche and landslide simulation using the material point method: flow dynamics and force interaction with structures**. Computational Geosciences, v. 18, n. 5, p. 817–830, 2014.

MIDDLETON, GV e HAMPTON, MA. **Part I. Sediment gravity flows: mechanics of flow and deposition**. 1973.

MONAGHAN, J. J. **Smoothed Particle Hydrodynamics**. Annual Review of Astronomy and Astrophysics, v. 30, n. 1, p. 543–574, Set 1992.

NELSON, Stephen A. **Mass Movements and Mass Movement Processes**. Natural disasters, Tulane University, 2018.

OMIDVAR, Pourya e NIKEGHBALI, Pooyan. **Simulation of violent water flows over a movable bed using smoothed particle hydrodynamics**. Journal of Marine Science and Technology, v. 22, n. 2, p. 270–287, 11 Jun 2017.

OLIVEIRA, J; RAMMAH, K; TREJO, P; ALMEIDA, Marcio S.S; ALMEIDA, M. **Modelling of a pipeline subjected to soil mass movements**. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, v. 17, p. 246-256, 2017.

PENCK, A. **Morphologie der Erdoberfläche**. v. 2, p. 471 and 696, 1894.

PENTEADO, MM. **Fundamentos de geomorfologia**. 1978.

PINTO, C. **Curso Básico Mecânica dos Solos - Carlos de Souza Pinto.pdf**. 2006

QIAN, Honglu e colab. **New experimental dataset for partial dam-break floods over mobile beds**. Journal of Hydraulic Research, v. 56, n. 1, p. 124–135, 2 Jan 2018.

QIU, Tong e CHEN, Wei e ASCE, M. **Numerical Simulations of Granular Materials Using Smoothed Particle Hydrodynamics Method**. Conference Paper in International Journal of Geomechanics, 2011.

RAN, Qihua e TONG, Jian e SHAO, Songdong. **Incompressible SPH scour model for movable bed Dam Break Flows**. 2015.

RAMMAH, Khader; BORGES, Ricardo; ALMEIDA, Marcio S. S.; OLIVEIRA, Jose. **Centrifuge modelling of a buried pipeline below na embankment**. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, v. 14, p. 116-127,2014.

SALAS, Luis. **Simulação bidimensional de corridas de detritos usando o Método de Elementos Discretos**. 2006.

SAVAGE, S. B. e HUTTER, K. **The motion of a finite mass of granular material down a rough incline**. Journal of Fluid Mechanics, v. 199, n. 1, p. 177, 26 Fev 1989.

SAXENA, K. R. **Dams : incidents and accidents**. A.A. Balkema, 2005.

SI, Yi. **The World's Most Catastrophic Dam Failures**. 1998.

SUGUIO, Kenitiro. **Geologia sedimentar**. 2016.

SULSKY, Deborah e CHEN, Zhen e SCHREYER, Howard L. **A Particle Method for History-Dependent Materials**. 1993.

SULSKY, Deborah e ZHOU, Shi-Jian e SCHREYER, Howard L. **Application of a particle-in-cell method to solid mechanics**. Computer Physics Communications, v. 87, n. 1–2, p. 236–252, Maio 1995.

TAKAHASHI, Tamotso. **Debris flow. Holanda: international association for hydraulics research**. p. 165, 1991.

TRUNK, F. J. e DENT, J. D. e LANG, T. E. **Computer Modeling of Large Rock Slides**. Journal of Geotechnical Engineering, v. 112, n. 3, p. 348–360, Mar 1986.

VARGAS, Manuel e colab. **Comparative Study of the Material Point Method and Smoothed Particle Hydrodynamics Applied to the Numerical Simulation of a Dam-Break Flow in the Presence of Geometric Obstacles**. Current Journal of Applied Science and Technology British Journal of Applied Science & Technology India, v. 27, n. 323, p. 1–15, 2018.

WANG, B e HICKS, M A e VARDON, P J. **Slope failure analysis using the random material point method**. p. 113–118, 2016.

ZAGONJOLLI, Migena. **Dam Break Modelling, Risk Assessment and Uncertainty Analysis for Flood Mitigation**. 2007.

ZHANG, Wentao e colab. **Viscous Elastoplastic SPH Model for Long-Distance High-Speed Landslide**. International Journal of Computational Methods, p. 1846011, 3 Maio 2018.

ZHU, Jun e colab. **Dam-break flood routing simulation and scale effect analysis based on virtual geographic environment**. IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing, v. 8, n. 1, p. 105–113, 2015.

APÊNDICES

APÊNDICE A: Scripts MPM Fonte: Elaboração própria (2018)

```

! ***** Preamble Section *****
Title "Collapse column"

! ***** Parameters Section *****

! geometria
#Lt=2000                ! comprimento total (mm)
#L1=412                ! distancia ate a comporta (mm)
#Ht=500                ! altura total do canal (mm)
#H1=292                ! altura da abertura (mm)
#theta=39              ! inclinacao do canal (graus)
#Lo=50                 ! aresta do obstaculo quadrado (mm)
#xo=1212               ! posicao do obstaculo (mm)
#hf=20                 ! folga de areia até o topo (mm)
#thickness=10          ! Thickness in mm
#damp=1

! propriedades do solo
!#modulus=0.001        ! modulus in MPa
!#nu=0.49              ! Poisson's ratio
!#rho=2                 ! Density
!#su=0.002             ! Shear strength (MPa)
#visc=60000            ! viscosidade (cP)
#bulkmodulus=3.3       ! modulo volumetrico (MPa)
#massaes=1.365         ! massa especifica (g/cm3)

! parametros gerais
#grav=9810              ! gravidade (mm/s2)
#cfl=0.1                ! numero de Courant
#t_max=5000             ! tempo de simulacao (ms)
#t_out=50               ! intervalo entre resultados (ms)
#vc=100                 ! velocidade da comporta (mm/s)
#cell=3                 ! tamanho aproximado dos elementos (mm)

! ***** Calculos preliminares *****

#esp_parede=2*#cell
#pi=acos(-1)
#thetarad=#theta/180*pi
#tg2theta=tan(#thetarad)
#tg2theta=#tg2theta^2
#gravx=#grav*sin(#thetarad)
#gravy=-#grav*cos(#thetarad)
#xpt1=0
#ypt1=0
#xpt2=0
#ypt2=#Ht-#hf/cos(#thetarad)-#L1*tan(#thetarad)
#xpt3=0
#ypt3=#Ht
#xpt4=#L1
#ypt4=#Ht
#xpt5=#L1
#ypt5=#Ht-#hf/cos(#thetarad)
#xpt6=#L1
#ypt6=#H1
#xpt7=#L1
#ypt7=0

#grid_width=#Lt
#grid_height=#Ht+#H1

#ncols_column=int(#grid_width/#cell)
#cell=#grid_width/#ncols_column

```

```

! Header
Header
Simulacao 2D de Debris flow no canal HidroUFF
EndHeader

! Method
Analysis "Plane Strain MPM"
!MPMMethod USAVG,GIMP
Archive "debris_hidrouff/USAVG."
ArchiveTime 10
MaximumTime #t_max
Damping #damp
CFLFactor #cfl

! ***** Materials Section *****

Material "Solo","Solo","TaitLiquid"
  K #bulkm modulus
  viscosity #visc
  InitialPressure #massaesp*"&#grav*" (x*"&#tg2theta&"-
y*"&#ypt2&")/sqrt("&#tg2theta&"+1)*1e-9" ! em MPa
  rho #massaesp
Done

Material "Parede","Parede","Rigid"
  direction 3
  settingFunction1 0
  settingFunction2 #vc
Done

!Obstaculo
Material "Obst","Obst","Rigid"
  direction 3
Done

! ***** Grid Section *****

GridHoriz #grid_width/#cell,0,-1,#grid_width
GridVert #grid_height/#cell,0,-1,#grid_height
GridThickness #thickness
GridRect 0,#grid_width,0,#grid_height

! ***** Material Points Section *****

Region "Solo",0,0,#thickness
  PolyPt #xpt1,#ypt1
  PolyPt #xpt2,#ypt2
  PolyPt #xpt5,#ypt5
  PolyPt #xpt6,#ypt6
  PolyPt #xpt7,#ypt7
  PolyPt
EndRegion

Region "Parede",0,0,#thickness
  Rect #L1,#L1+#esp_parede,0,#Ht
EndRegion

Region "Obst",0,0,#thickness
  Rect #xo,#xo+#Lo,0,#Lo
EndRegion

! ***** Gravidade *****

Gravity #gravx,#gravy,0

```

APÊNDICE B: Scripts SPH
 Fonte: Elaboração própria (2018)

```

<?xml version="1.0" encoding="UTF-8" ?>
<case>
  <casedef>
    <constantsdef>
      <lattice bound="1" fluid="1" />
      <gravity x="0" y="0" z="-9.8" comment="Gravitational acceleration"
units_comment="m/s^2" />
      <cflnumber value="0.2" comment="Coefficient to multiply dt" />
      <hswl value="0" auto="true" comment="Maximum still water level to calculate
speedofsound using coefsound" units_comment="metres (m)" />
      <speedsystem value="0" auto="true" comment="Maximum system speed (by default the
dam-break propagation is used)" />
      <coefsound value="20" comment="Coefficient to multiply speedsystem" />
      <speedsound value="0" auto="true" comment="Speed of sound to use in the simulation
(by default speedofsound=coefsound*speedsystem)" />
      <coefh value="1.0" comment="Coefficient to calculate the smoothing length
(h=coefh*sqrt(3*dp^2) in 3D)" />
      <gamma value="7" comment="Polytropic constant for water used in the state
equation" />
      <rhop0 value="1365" comment="Reference density of the fluid"
units_comment="kg/m^3" />
    </constantsdef>
    <mkconfig boundcount="240" fluidcount="10" />
    <geometry>
      <definition dp="0.003" units_comment="metres (m)">
        <pointmin x="-0.1" y="0" z="-1.359" />
        <pointmax x="1.654" y="0" z="0.489" />
      </definition>
      <commands>
        <mainlist>
          <!-- fluid 0 -->
          <setmkfluid mk="0" />
          <drawtriangle>
            <point x="0" y="0" z="0"/>
            <point x="0.504" y="0" z="-0.032"/>
            <point x="0.32" y="0" z="-0.259"/>
          </drawtriangle>
          <!-- fluid 1 -->
          <setmkfluid mk="1" />
          <drawquadri>
            <point x="0" y="0" z="0"/>
            <point x="0.504" y="0" z="-0.032"/>
            <point x="0.622" y="0" z="0.11"/>
            <point x="0.089" y="0" z="0.11"/>
          </drawquadri>
          <rotate x="0" y="-1" z="0" ang="39" />
          <setshapemode>dp | bound</setshapemode>
          <setdrawmode mode="full" />
          <!-- contorno (canal) -->
          <setmkbound mk="0" />
          <drawbox>
            <boxfill>bottom | left </boxfill>
            <point x="0" y="-0.1" z="0" />
            <size x="2" y="0.2" z="0.5" />
          </drawbox>
          <shapeout file="Box"/>
          <!-- comporta -->
          <setmkbound mk="2" />
          <drawquadri>
            <point x="0.412" y="-0.1" z="0"/>
            <point x="0.412" y="0.1" z="0"/>
            <point x="0.412" y="0.1" z="0.5"/>
            <point x="0.412" y="-0.1" z="0.5"/>
          </drawquadri>
          <shapeout file="Gate"/>
          <!-- obstaculo -->
          <setmkvoid />
          <drawbox>
            <boxfill>solid</boxfill>
            <point x="1.212" y="-0.01" z="0" />
            <size x="0.05" y="0.02" z="0.05" />
          </drawbox>
          <setmkbound mk="1" />
        </mainlist>
      </commands>
    </geometry>
  </casedef>
</case>

```

```

        <drawbox>
            <boxfill>bottom | left | right | front | back | top</boxfill>
            <point x="1.212" y="-0.01" z="0" />
            <size x="0.05" y="0.02" z="0.05" />
        </drawbox>
        <shapeout file="Obstacle"/>
        <matrixreset/>
    </mainlist>
</commands>
</geometry>
<motion>
    <objreal ref="2">
        <begin mov="1" start="0" finish="6.48888888888889" />
        <mvrect id="1" duration="6.48888888888889" next="1">
            <vel x="0.0283" y="0" z="0.035" units_comment="m/s" />
        </mvrect>
    </objreal>
</motion>
</casedef>
<execution>
    <parameters>
        <!--Parametros da simulacao-->
        <parameter key="PosDouble" value="1" comment="Precision in particle interaction
0:Simple, 1:Double, 2:Uses and saves double (default=0)" />
        <parameter key="StepAlgorithm" value="1" comment="Step Algorithm 1:Verlet,
2:Symplectic (default=1)" />
        <parameter key="VerletSteps" value="40" comment="Verlet only: Number of steps to
apply Euler timestepping (default=40)" />
        <parameter key="Kernel" value="2" comment="Interaction Kernel 1:Cubic Spline,
2:Wendland (default=2)" />
        <parameter key="ViscoTreatment" value="2" comment="Viscosity formulation
1:Artificial, 2:Laminar+SPS (default=1)" />
        <parameter key="Visco" value="0.000001" comment="Viscosity value"
units_comment="m^2/s" />
        <parameter key="ViscoBoundFactor" value="1" comment="Multiply viscosity value with
boundary (default=1)" />
        <parameter key="DeltaSPH" value="0" comment="DeltaSPH parameter, 0 not applied
(def=0.1)" />
        <parameter key="##Shifting" value="0" comment="Shifting mode 0:None, 1:Ignore
bound, 2:Ignore fixed, 3:Full (default=0)" />
        <parameter key="##ShiftCoef" value="-2" comment="Coefficient for shifting
computation (default=-2)" />
        <parameter key="##ShiftTFS" value="1.5" comment="Threshold to detect free surface.
Typically 1.5 for 2D and 2.75 for 3D (default=0)" />
        <parameter key="RigidAlgorithm" value="1" comment="Rigid Algorithm 1:SPH, 2:DEM
(default=1)" />
        <parameter key="FtPause" value="0.0" comment="Time to freeze the floatings at
simulation start (warmup) (default=0)" units_comment="seconds" />
        <parameter key="CoefDtMin" value="0.05" comment="Coefficient to calculate minimum
time step dtmin=coefdtmin*h/speedsound (default=0.05)" />
        <parameter key="DtIni" value="0.0001" comment="Initial time step" />
        <parameter key="DtMin" value="0.00001" comment="Minimum time step (def=0.00001)"
/>

        <parameter key="TimeMax" value="5" comment="Time of simulation" />
        <parameter key="TimeOut" value="0.05" comment="Time out data" />
        <parameter key="DtAllParticles" value="0" comment="Velocity of particles used to
calculate DT. 1:All, 0:Only fluid/floating (default=0)" />
        <parameter key="IncZ" value="0" comment="Increase of Z+" />
        <parameter key="PartsOutMax" value="1" comment="Proportion of fluid particles out
allowed (def=1)" />
        <parameter key="RhopOutMin" value="955.5" comment="Minimum rhop valid
(default=700)" units_comment="kg/m^3" />
        <parameter key="RhopOutMax" value="1774.5" comment="Maximum rhop valid
(default=1300)" units_comment="kg/m^3" />
    </parameters>
</execution>
</case>

```

ANEXOS

ANEXO A: Listado de rompimentos de barragens através do tempo
 Fonte: Adaptada de (CHAITANYA, 2018; CHARLES e colab., 2011; SAXENA, 2005a)

Barragem	Ano de Rompimento	Ubicaco	País	Mortes
Marib	575	Sheba	emen	S/R
Tunnel End	1799	Marsden	Reino Unido	1
Puentes	1802	Lorca	Espanha	608
Diggle Moss	1810	West Yorkshire	Reino Unido	6
Whinhill	1835	Escocia	Reino Unido	31
Brent	1841	Londres	Reino Unido	2
Glanderston	1842	Escocia	Reino Unido	8
Bold Venture	1848	Lancashire	Reino Unido	12
Bilberry	1852	Holme Valley	Reino Unido	81
Dale Dike	1864	South Yorkshire	Reino Unido	244
Iruka Lake	1868	Inuyama, Aichi Prefecture	Japão	941
Mill River	1874	Williamsburg, Massachusetts	Estados Unidos	139
Cwm Carne	1875	Gales	Reino Unido	12
Castle Malgwyn	1875	Cardigan	Reino Unido	2
South Fork	1889	Johnstown, Pennsylvania	Estados Unidos	2209
Walnut Grove	1890	Wickenburg, Arizona	Estados Unidos	100
Gohna Lake	1894	Garhwal	Índia	1
Austin	1900	Austin, Texas	Estados Unidos	8
Hauser	1908	Helena, Montana	Estados Unidos	0
Broken Down	1908	Fergus Falls, Minnesota	Estados Unidos	0
Clydach Vale	1910	Gales	Reino Unido	5
Austin	1911	Austin, Pennsylvania	Estados Unidos	78
Desn	1916	Desn	República Tcheca	62
Lake Toxaway	1916	North Carolina	Estados Unidos	0
Sweetwater	1916	California	Estados Unidos	0
Lower Otay	1916	California	Estados Unidos	14
Tigra	1917	Gwalior	Índia	1000
Gleno	1923	Province of Bergamo	Itália	356
Skelmorlie	1925	Wales	Reino Unido	5
Llyn Eigiau and Coedty	1925	Dolgarrog	Reino Unido	17
St. Francis	1928	Santa Clarita, California	Estados Unidos	600
Granadillar	1934	Canary Islands	Espanha	8
Secondary	1935	Molare	Itália	111
Horonai	1941	mu, Hokkaido	Japão	60
Nant-y-Gro	1942	Elan Valley	Reino Unido	0
Edersee	1943	Hesse	Alemanha	70
Mhne	1943	Ruhr	Alemanha	1579
Xuriguera	1944	Barcelona	Espanha	8
Heiwa Lake	1951	Kameoka, Kyoto Prefecture	Japão	117
Taisho Lake	1951	Ide, Kyoto Prefecture	Japão	108

Tangiwai	1953	Whangaehu River	Nova Zelândia	151
Vega de Tera	1959	Ribadelago	Espanha	144
Malpasset	1959	Côte d'Azur	França	423
Kurenivka mudslide	1961	Kiev, Ukraine	Rússia	1500
Panshet	1961	Pune	Índia	1000
Baldwin Hills	1963	Los Angeles	Estados Unidos	5
Spaulding Pond	1963	Norwich	Estados Unidos	6
Vaiont	1963	Monte Toc	Itália	2000
Swift	1964	Montana	Estados Unidos	28
Mina Plakalnitsa	1966	Vratsa	Bulgária	107
Sempor	1967	Central Java Province	Indonésia	2000
Frias	1970	Godoy Cruz	Argentina	42
Certej	1971	Certej Mine	Roménia	89
Buffalo Creek	1972	West Virginia	Estados Unidos	125
Canyon Lake	1972	South Dakota	Estados Unidos	238
Banqiao and Shimantan	1975	Zhumadian	China	171000
Teton	1976	Idaho	Estados Unidos	11
Laurel Run	1977	Johnstown	Estados Unidos	40
Kelly Barnes	1977	Georgia	Estados Unidos	39
Machhu-2	1979	Morbi	Índia	5000
Wadi Qattara	1979	Benghazi	Líbia	0
Lawn Lake	1982	Rocky Mountain National Park	Estados Unidos	3
Tous	1982	Valencia	Espanha	8
Val di Stava	1985	Tesero	Itália	268
Upriver	1986	Spokane	Estados Unidos	0
Kantale	1986	Kantale	Sri Lanka	180
Bagauda	1988	Kano	Nigéria	50
Belci	1991	Tazlau river	Roménia	25
Gouhou	1993	Quinghai	China	400
Peruça	1993	Split-Dalmatia County	Croácia	0
Merriespruit tailings	1994	Free State	África do Sul	17
Saguenay	1996	Quebec	Canadá	10
Meadow Pond	1996	New Hampshire	Estados Unidos	1
Opuha	1997	Canterbury	Nova Zelândia	0
Doñana	1998	Andalusia	Espanha	0
Shihgang	1999	Taiwan	Taiwan	0
Martin County	2000	Martin County	Estados Unidos	0
Vodní nádrž Soběnov	2002	Soběnov	República Tcheca	0
Zeyzoun	2002	Zeyzoun	Síria	22
Ringdijk Groot-Mijdrecht	2003	Wilnis	Holanda	0
Hope Mills	2003	North Carolina	Estados Unidos	0
Silver Lake	2003	Michigan	Estados Unidos	0
Big Bay	2004	Mississippi	Estados Unidos	0
Camará	2004	Paraíba	Brasil	3
Shakidor	2005	Pasni	Paquistão	70
Taum Sauk	2005	Lesterville	Estados Unidos	0
Campos Novos	2006	Campos Novos	Brasil	0
Gusau	2006	Gusau	Nigéria	40
Ka Loko	2006	Kauai	Estados Unidos	7
Lake Delton	2008	Lake Delton	Estados Unidos	0
Koshi	2008	Koshi Zone	Nepal	250
Kingston Fossil Plant	2008	Roane County	Estados Unidos	0
Algodões	2009	Piauí	Brasil	7

Sayano– Shushenskaya	2009	Sayanogorsk	Rússia	75
Situ Gintung	2009	Tangerang	Indonésia	98
Kyzyl-Agash	2010	Qyzylaghash	Cazaquistão	43
Hope Mills	2010	North Carolina	Estados Unidos	0
Testalinda	2010	Oliver	Canadá	0
Delhi	2010	Iowa	Estados Unidos	0
	2010	Lower Silesian Voivodeship	Polónia	1
Niedow	2010	Ajka	Hungria	10
Ajka	2010			
Kenmare	2010			
Resourcestailings	2010	Topuito	Moçambique	1
Fujinuma	2011	Sukagawa	Japão	8
Campos dos Goytacazes	2012	Campos dos Goytacazes	Brasil	0
Ivanovo	2012	Biser	Bulgária	8
Köprü	2012	Adana Province	Turquia	10
	2012	Quảng Trị Province	Vietnã	0
Dakrong 3	2012	Masvingo Province	Zimbábue	0
Tokwe Mukorsi	2014			
Mount Polley	2014	British Columbia	Canadá	0
	2015	Mariana, Minas Gerais	Brasil	24
Germano	2015			
Maple Lake	2017	Paw Paw, Michigan	Estados Unidos	0
Patel	2018	Solai	Quénia	47
Brumadinho	2019	Minas Gerais	Brasil	186 (*)

(*) mais de 300 pessoas entre mortas e desaparecidas.